

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



MAGISTRSKO DELO

MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM DRUGE STOPNJE GRADBENIŠTVO

Ljubljana, 2019

Univerza
v Ljubljani

*Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo*



Kandidat/-ka:

Mentor/-ica:

Predsednik komisije:

Član komisije:

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.45:728(497.4Izola)(043.3)
Avtor:	David Cirman, dipl. inž. grad. (UN)
Mentor:	doc. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Projektiranje večstanovanjske armiranobetonske stavbe v Izoli
Tip dokumenta:	Mag. delo
Obseg in oprema:	85 str., 50 sl., 27 pregl., 321 en., 8 pril.
Ključne besede:	obtežba, konstrukcija, Sofistik, 3D model, plošča, stena, prerez, dimenzioniranje, armatura, beton, načrt

Izvleček

V magistrski nalogi obravnavamo večstanovanjsko stavbo imenovano Center starejših Izola. Kot je razvidno že iz naziva, objekt leži v Izoli in je namenjen oddajanju oskrbovanih stanovanj v najem. V nalogi s pomočjo programskega okolja Sofistik analiziramo leseno ostrešje in tipične elemente armiranobetonske medetažne in vertikalne konstrukcije v skladu z veljavnimi Evrokod standardi. Namen magistrske naloge je v novem programskem okolju združiti in uporabiti znanja s področja analize in dimenzioniranja armiranobetonskih in lesenih konstrukcij na praktičnem primeru.

V prvem delu naloge so poleg predstavitve objekta prikazani izračuni projektnih vplivov, ki na konstrukcijo delujejo in izdelava 3D računskega modela armiranobetonske nosilne konstrukcije. Temu sledi izdelava 3D računskega modela ostrešja in dimenzioniranje ter sidranje posameznih elementov za preprečevanje odkrivanja strehe v primeru delovanja vetra. V zadnjem delu smo se osredotočili še na dimenzioniranje in konstruiranje armature medetažne plošče ter sten glede na zbrane rezultate analize. Izbrana armatura je prikazana na armaturnih načrtih, izbrani prerezi lesenih nosilnih elementov in pomembni detajli pa so prikazani na tlorisu ostrešja, ki je priloga k magistrski nalogi.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.45:728(497.4Izola)(043.3)

Author: David Cirman, B.Sc. (UN)

Supervisor: asist. prof. Jože Lopatič, Ph.D.

Title: Design of multi – residential building made of reinforced concrete in Izola

Document type: M. Thesis

Scope and tools: 85 p., 50 fig., 27 tab., 321 eq., 8 ann.

Keywords: load, structure, Sofistik, 3D model, slab, wall, cross-section, dimensioning, reinforcement, concrete, plan

Abstract

The thesis deals with the multi - residential building named Center starejših Izola. The building is located in coastal town called Izola and it is planned for sheltered housing. By using Sofistik software we analysed timber roof structure, typical horizontal and vertical construction made by reinforced concrete, to the Eurocode standards. One of the main purposes of this thesis is to synthesize and use knowledge from the field of analysing and dimensioning different construction types with a new software.

Besides of the short presentation of the building the first part contains imposed load specification and a brief description of used 3D calculation model for reinforced concrete structure. From there we proceed to the second 3D model for analysing roof structure, dimensioning and anchoring individual roof elements to prevent wind lift. Selected cross-section dimensions and important details are presented on attached roof plan. In the last part we focused on designing reinforcement in slab and walls according to the collected results. Designed reinforcement is displayed on a reinforcement drawings, which are attachments to the thesis.

ZAHVALA

Za sprejetje mentorstva, strokovne nasvete, usmerjanje in čas pri nastajanju magistrske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Jožetu Lopatiču.

Posebej se zahvaljujem svoji družini in puncu Ketu za vzpodbudo in podporo v času študija.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA	I
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	II
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	III
ZAHVALA	IV
KAZALO VSEBINE	V
KAZALO PREGLEDNIC	VIII
KAZALO SLIK	IX
1 UVOD	1
2 OSNOVNI PODATKI	2
2.1 Opis konstrukcije	2
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	5
3.1 Lastna teža in preostali stalni vplivi	5
3.1.1 Vpliv kritine na ostrešje	5
3.1.2 Obtežba na ploščo	5
3.1.3 Stopnice	6
3.1.4 Predelne mavčno-kartonske stene	6
3.1.5 Predelne steklene stene	6
3.1.6 Večje zunanje zasteklitve	7
3.2 Spremenljivi vplivi	7
3.2.1 Koristna obtežba na streho	7
3.2.2 Koristna obtežba na ploščo	7
3.3 Vpliv snega	10
3.3.1 Obtežba snega na tleh s_k	10
3.3.2 Obtežba snega na strehi	11
3.4 Vpliv vetra	11
3.4.1 Vhodni podatki	11
3.4.1.1 Osnovna hitrost vetra	11
3.4.1.2 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$	12
3.4.2 Tlak vetra na zunanje ploskve	13
3.4.2.1 Razpored tlakov po višini ovoja objekta	14
3.4.3 Tlak vetra na notranje ploskve in neto tlak na stene in streho	16
3.4.3.1 Neto tlak na navpične ploskve pri vetru v X smeri	17
3.4.3.2 Neto tlak na ploskve pri vetru v Y smeri	18
3.4.3.3 Večkapna streha	18
3.4.4 Vpliv trenja ob delovanju vetra	24
3.5 Potresna obtežba	24
3.5.1 Račun mase objekta	24
3.5.2 Faktor obnašanja	26
3.5.3 Projektni in elastični spekter odziva za elastično potresno analizo	28
3.5.4 Analiza lastnega nihanja	30
3.5.5 Kontrola potresne sile	32

4	IZDELAVA RAČUNSKEGA MODELA V PROGRAMSKEM ORODJU SOFISTIK.....	34
5	DIMENZIONIRANJE OSTREŠJA	39
5.1	Dimenzioniranje špirovca.....	40
5.1.1	Kontrola špirovca na max. upogib in max. osno silo z upoštevanjem uklona.....	41
5.1.2	Kontrola špirovca na prečno silo	42
5.2	Dimenzioniranje vmesne lege.....	43
5.2.1	Kontrola vmesne lege na upogib.....	43
5.2.2	Kontrola vmesne lege na prečno silo	43
5.3	Dimenzioniranje slemenske lege	44
5.3.1	Kontrola slemenske lege na dvoosni upogib	44
5.3.2	Kontrola slemenske lege na prečno silo.....	45
5.4	Dimenzioniranje sohe	45
5.4.1	Kontrola tlačno obremenjene sohe z upoštevanjem uklona	46
5.4.2	Kontrola kontaktnih napetosti med vmesno lego in soho.....	47
5.5	Sidranje strešne kritine in njene podkonstrukcije v nosilno konstrukcijo ostrešja (lokalna analiza).....	47
5.5.1	Obtežba srka vetra za lokalno analizo	47
5.5.2	Določitev vplivnega območja in sila na en namenski vijak Esal kritine	48
5.5.3	Kontrola nosilnosti vijaka za sidranje Esal valovitke	49
5.5.4	Določitev sile na vijak za povezavo letve in kontra letve	49
5.5.5	Sidranje nosilne letve v kontra letve.....	50
5.5.6	Določitev sile na vijak za povezavo kontra letve in špirovca.....	51
5.5.7	Sidranje strešne podkonstrukcije v špirovce	51
5.6	Sidranje špirovcev in leg v AB konstrukcijo.....	53
5.6.1	Sidranje špirovca v lego.....	53
5.6.2	Sidranje lege v AB konstrukcijo.....	55
5.7	MSU ostrešja – kontrola povosov	56
5.7.1	Poves špirovca v začetnem stanju	57
5.7.2	Poves špirovca v končnem stanju.....	57
5.7.3	Poves lege v začetnem stanju	58
5.7.4	Poves lege v končnem stanju	58
6	DIMENZIONIRANJE ARMIRANO-BETONSKE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE	59
6.1	Krovni sloj.....	59
6.2	Najmanjša in največja stopnja armiranja.....	60
6.3	Dimenzioniranje plošče nad pritličjem.....	61
6.3.1	Spodnja armatura	61
6.3.1.1	Izbira dejanske armature.....	61
6.3.1.2	Detajliranje izbrane armature	61
6.3.2	Zgornja armatura	64
6.3.2.1	Izbira dejanske armature.....	64
6.3.2.2	Detajliranje izbrane armature	64
6.4	Kontrola povosov plošče.....	66

7 DIMENZIONIRANJE STENE	69
7.1 Stena 1.....	69
7.1.1 Določitev širine prirobnic.....	70
7.1.2 Geometrijski pogoji	71
7.1.3 Kontrola osne sile	71
7.1.4 Določitev armature v obravnavani steni	71
7.1.5 Kontrola upogibne odpornosti	75
7.2 Stena 2.....	76
7.2.1 Geometrijski pogoji	76
7.2.2 Kontrola osne sile	77
7.2.3 Določitev armature v obravnavani steni	77
7.2.4 Kontrola upogibne odpornosti	80
8 ZAKLJUČEK	82
VIRI	83
PRILOGE	85

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Kategorija streh [9]	7
Preglednica 2: Kategorije uporabe [9]	8
Preglednica 3: Vrednosti koristne obtežbe za različne kategorije [9]	8
Preglednica 4: Vrednosti oblikovnega koeficienta μ_i [11]	11
Preglednica 5: Kategorije terena in terenski parametri [13]	13
Preglednica 6: Koeficienti zunanjšega tlaka in tlak vetra na ploskve za veter v X smeri	15
Preglednica 7: Koeficienti zunanjšega tlaka in tlak vetra na ploskve za veter v Y smeri	16
Preglednica 8: Vpliv vetra na notranje ploskve	16
Preglednica 9: Skupni vpliv vetra z upoštevanjem notranjih srkov (veter v smeri X)	17
Preglednica 10: Skupni vpliv vetra z upoštevanjem notranjih tlakov (veter v smeri X)	17
Preglednica 11: Skupni vpliv vetra z upoštevanjem notranjih srkov (veter v smeri Y)	18
Preglednica 12: Skupni vpliv vetra z upoštevanjem notranjih tlakov (veter v smeri Y)	18
Preglednica 13: Koeficienti zunanjšega tlaka, zunanji tlak in neto tlak vetra na enokapnico 1 20	
Preglednica 14: Koeficienti zunanjšega tlaka, zunanji tlak in neto tlak vetra na enokapnico 2 22	
Preglednica 15: Koeficienti zunanjšega tlaka, zunanji tlak in neto tlak vetra na del štirikapnice	23
Preglednica 16: Peš račun mase in primerjava z maso podano v Sofistiku	25
Preglednica 17: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme pravilne po višini [19]	27
Preglednica 18: Izračun faktorjev obnašanja za smer X in smer Y	28
Preglednica 19: Karakteristike, ki izvirajo iz lokacije objekta	29
Preglednica 20: Upoštevane nihajne oblike	30
Preglednica 21: Kontrola velikostnega reda potresne sile v smeri X	33
Preglednica 22: Kontrola velikostnega reda potresne sile v smeri Y	33
Preglednica 23: Vrednosti koeficientov ψ	57
Preglednica 24: Najmanjše debeline krovnega sloja betona $c_{(min,dur)}$ glede na trajnost pri jeklih za armiranje [15]	60
Preglednica 25: Koeficienti α [2]	62
Preglednica 26: Vrednost koeficienta α_6 [15]	63
Preglednica 27: Faktor K za različne statične sisteme [15]	67

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris pritličja	2
Slika 2: Tloris tipičnega nadstropja.....	3
Slika 3: Prerez A - A.....	3
Slika 4: Prerez B - B.....	4
Slika 5: Področja plošče nad kletjo z ločenim podajanjem koristne obtežbe po obtežnih primerih.....	9
Slika 6: Področja plošče nad pritličjem, 1. in nad 2. nadstropjem z ločenim podajanjem koristne obtežbe po obtežnih primerih.....	10
Slika 7: Območja z enakim porastom snežne obtežbe z višino (povratna doba 50 let) [12]..	10
Slika 8: Karta za začetno hitrost vetra $v_{b,0}$ v odvisnosti od lokacije objekta [14].....	12
Slika 9: Razpored tlakov vetra po višini [13].....	14
Slika 10: Tloris in naris objekta z označenimi ploskvami za veter v X smeri	15
Slika 11: Tloris in naris objekta z označenimi ploskvami za veter v Y smeri	15
Slika 12: Neto tlaki na ploskev [13]	17
Slika 13: Delitev strehe objekta s posameznimi nakloni in površinami	18
Slika 14: Tloris enokapnice 1 s smermi delovanja vetra in parametri za določitev področij ..	19
Slika 15: Tloris enokapnice 2 s smermi delovanja vetra in parametri za določitev področij ..	21
Slika 16: Tloris dela štirikapnice s smermi delovanja vetra in parametri za določitev področij	23
Slika 17: Karta potresne nevarnosti Slovenije [1]	29
Slika 18: Projektni in elastični spekter pospeškov	30
Slika 19: Deformirana konstrukcija - 1. nihajna oblika	31
Slika 20: Deformirana konstrukcija - 2. nihajna oblika	31
Slika 21: Deformirana konstrukcija - 3. nihajna oblika	32
Slika 22: Pogled na 3D model konstrukcije v programu Sofiplus	34
Slika 23: Predstavitev 3D modela konstrukcije.....	35
Slika 24: Pogovorno okno za potresno analizo – dodatna masa	35
Slika 25: Pogovorno okno za potresno analizo – slučajna ekscentričnost	36
Slika 26: Pogovorno okno za potresno analizo – projektni spekter.....	37
Slika 27: Pogled na linijski model v programu Sofiplus.....	39
Slika 28: Pogled na linijski model ostrešja.....	40
Slika 29: Izbran prerez špirovca	40
Slika 30: Izbran prerez vmesne lege	43
Slika 31: Izbran prerez slemenske lege	44
Slika 32: Izbran prerez sohe	45
Slika 33: Kontaktne napetosti.....	47
Slika 34: Pritrjevanje Esal valovitke 5 in vplivno območje vijaka [3].....	48
Slika 35: Pogled na vijake (levo) in prerez skozi vijak (desno)	50
Slika 36: Prerez skozi vijak	52
Slika 37: Detajl sidranja špirovca v lego	53
Slika 38: Detajl sidranja lege v AB konstrukcijo.....	55
Slika 39: Začetni in končni poves	57
Slika 40: Prikaz koeficientov c_1, c_a [15].....	63
Slika 41: Izbira koeficienta K [15]	63

Slika 42: Izbrani steni na tlorisu objekta	69
Slika 43: Tloris obravnavane stene s sosednjima stenama	70
Slika 44: Obravnavana stena z aktiviranima prirobnicama	70
Slika 45: Stikovanje sosednjih palic [15].....	74
Slika 46: Delež stikovanih palic v posameznem prerezu [15]	74
Slika 47: Sidranje prečne armature [15]	75
Slika 48: Interakcijski diagram M-N stene 1 (izdelano s pomočjo programa Gala).....	76
Slika 49: Tloris obravnavane stene	76
Slika 50: Interakcijski diagram M-N stene 2 (izdelano s pomočjo programa Gala).....	81

1 UVOD

Magistrska naloga je v prvi fazi obsegala spoznavanje obsežnega programskega okolja Sofistik za analizo gradbenih konstrukcij z metodo končnih elementov. Na enostavnih primerih različnih konstrukcijskih elementov sem se spoznal s tokom dela, ukazi in delovanjem še nepoznanega programskega orodja. V nadaljevanju smo za statično in potresno analizo konstrukcije izbrali večstanovanjski armiranobetonski objekt z lesenim ostrešjem. Na tak način smo združili pridobljena znanja glede modeliranja ploskovnih in linijskih prostorskih konstrukcij ter različnih materialov v omenjenem programskem okolju.

Naloga je poleg uvoda razdeljena na sedem poglavij. V drugem poglavju so podane glavne značilnosti obravnavanega objekta s pripadajočimi načrti. V tretjem poglavju so določeni projektni vplivi, ki na konstrukcijo delujejo tekom življenjske dobe. V nadaljevanju je prikazana izdelava računskega modela armiranobetonske konstrukcije objekta. Temu sledi poglavje, kjer smo obravnavali leseno ostrešje. V sklopu tega je podana predstavitev modela, merodajne obremenitve in določitev prečnih prereзов ter ključnih detajlov stikovanja. Na podlagi rezultatov dimenzioniranja armiranobetonske nosilne konstrukcije v šestem poglavju sledi konstruiranje armature tipične medetažne plošče. Dobljena armatura je prikazana na armaturnih načrtih medetažne plošče. Rezultati dimenzioniranja in konstruiranja armature v izbrani steni so zbrani v sedmem poglavju. Izbrana armatura je tudi tokrat prikazana z armaturnimi načrti. Na koncu je podan še zaključek magistrske naloge.

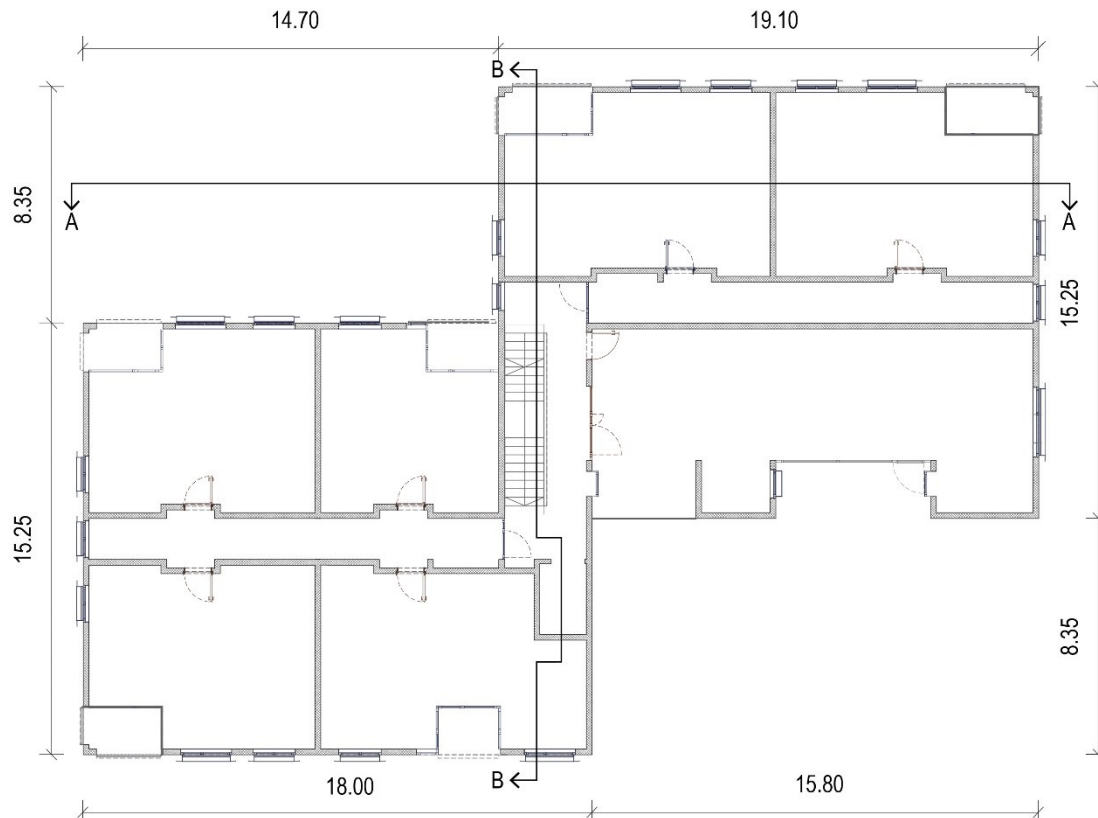
2 OSNOVNI PODATKI

2.1 Opis konstrukcije

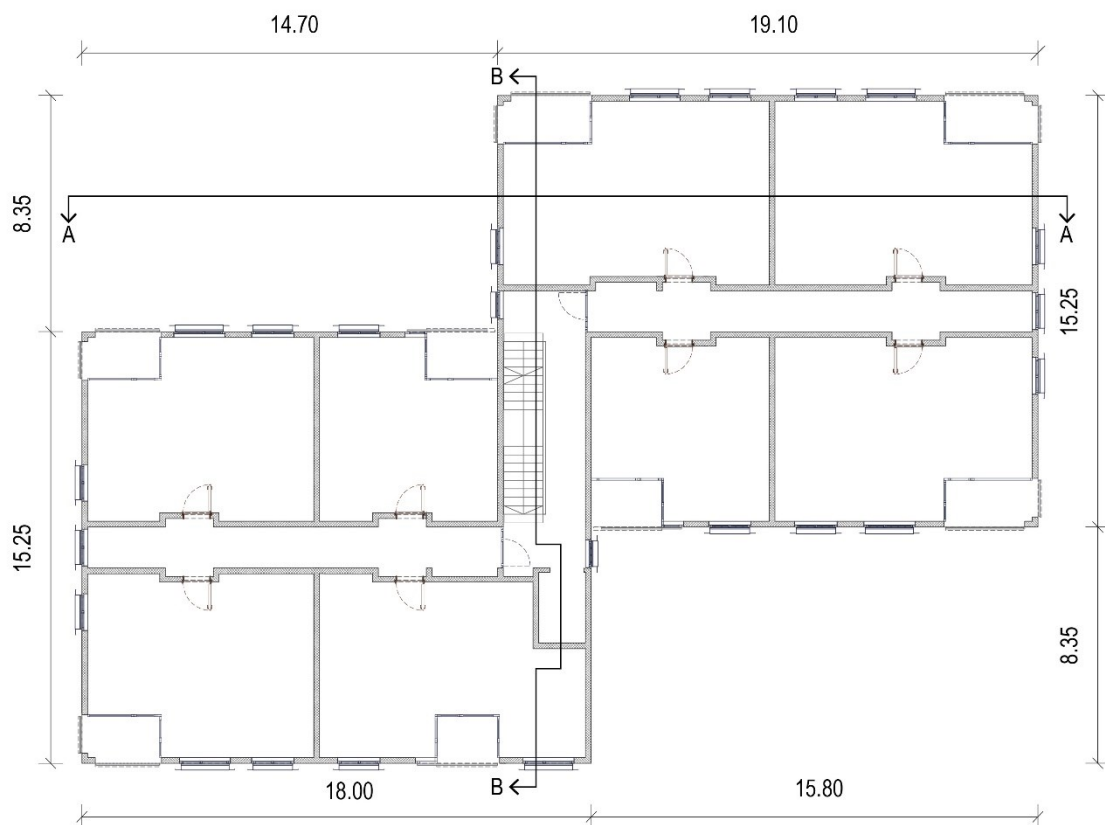
V magistrski nalogi smo obravnavali večstanovanjski objekt Center starejših Izola. V tlorisu je objekt sestavljen iz dveh podobnih delov dimenzij 15 m x 18 m, ki sta medsebojno zamaknjena. V osrednjem delu ju povezuje hodnik s stopniščem in dvigalom. Objekt je podkleten z vkopano kletjo. Višina od terena do slemena strehe znaša 15 m.

Vertikalni in horizontalni elementi nosilne konstrukcije so izdelani iz armiranega betona. Nosilne stene so debeline 20 cm, med tem ko je debelina plošč 22 cm. Streha objekta je pokrita z vlakno-cementno kritino Esal pod naklonom 9 oziroma 14 stopinj, ki je pritrjena na leseno ostrešje. Vsa tri nadstropja so približno enakega tlorisa s kontinuiranim potekom nosilnih sten, saj so v njih po vertikalah enaka stanovanja. Večja razlika je le v pritličju, kjer je ob vstopu v objekt predvidena večja sprejemna avla. Posledica tega je, da so nekatere nosilne stene v tem delu pritlične etaže razporejene drugače in se zato ne nadaljujejo v višja nadstropja. Višina etaž znaša 3.0 m.

Predelne stene v posameznih stanovanjih so izdelane iz dveh plasti mavčno-kartonskih plošč z vmesnim polnilom, ki predstavlja zvočno izolacijo. Slika 1 in Slika 2 prikazujeta tloris pritličja in 1. nadstropja. Slika 3 in Slika 4 pa prereza objekta v pravokotnih smereh.



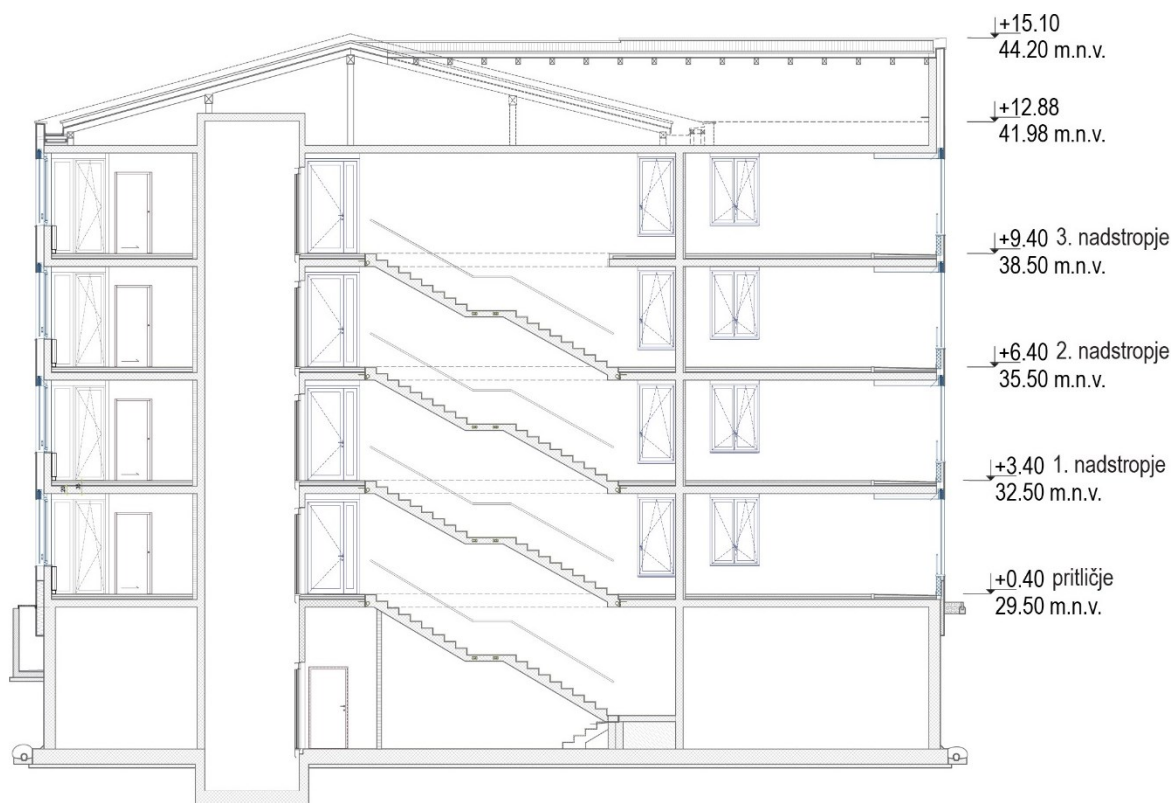
Slika 1: Tloris pritličja



Slika 2: Tloris tipičnega nadstropja



Slika 3: Prerez A - A



Slika 4: Prerez B - B

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 Lastna teža in preostali stalni vplivi

3.1.1 Vpliv kritine na ostrešje

Iz arhitekturnih podlog obravnavanega objekta je razvidno, da je streha pokrita z Esal Valovitko 5 [3]. Gre za vlakno-cementno kritino mase $19 \frac{kg}{m^2}$, ki se polaga na leseno podkonstrukcijo sestavljeno iz letev in kontra letev $8 \frac{cm}{5 \frac{cm}}$ ter OSB plošče debeline 1.5 cm, ki prekriva špirovce, na katero se namesti še sekundarna kritina.

KRITINA ESAL	$0.19 \frac{kN}{m^2}$
OSB PLOŠČA (d = 0.015 m)	$0.015 \text{ m} * 6 \frac{kN}{m^3} = 0.09 \frac{kN}{m^2}$
LETVE + KONTRA LETVE	$2 * 0.05 \text{ m} * 0.08 \text{ m} * \frac{5 \frac{kN}{m^3}}{1} : 1 \text{ m} = 0.04 \frac{kN}{m^2}$
	$g = 0.32 \frac{kN}{m^2}$

3.1.2 Obtežba na ploščo

Medetažna plošča:

PARKET (d = 0.013 m)	$0.013 \text{ m} * 7 \frac{kN}{m^3} = 0.09 \frac{kN}{m^2}$
ESTRIH (d = 0.057 m)	$0.057 \text{ m} * 22 \frac{kN}{m^3} = 1.25 \frac{kN}{m^2}$
TI/ZI (d = 0.08 m)	$0.08 \text{ m} * 0.35 \frac{kN}{m^3} = 0.03 \frac{kN}{m^2}$
OMET (d = 0.02 m)	$0.02 \text{ m} * 18 \frac{kN}{m^3} = 0.36 \frac{kN}{m^2}$
	$g = 1.73 \frac{kN}{m^2}$

Lastna teža armiranobetonske plošče je v programu Sofistik upoštevana samodejno in znaša $5.00 \frac{kN}{m^2}$.

Podest:

KAMEN (d = 0.02 m)	$0.02 \text{ m} * 28 \frac{kN}{m^3} = 0.56 \frac{kN}{m^2}$
ESTRIH (d = 0.04 m)	$0.04 \text{ m} * 22 \frac{kN}{m^3} = 0.88 \frac{kN}{m^2}$
TI/ZI (d = 0.08 m)	$0.08 \text{ m} * 0.35 \frac{kN}{m^3} = 0.03 \frac{kN}{m^2}$
OMET (d = 0.02 m)	$0.02 \text{ m} * 18 \frac{kN}{m^3} = 0.36 \frac{kN}{m^2}$
	$g = 1.83 \frac{kN}{m^2}$

Lastna teža armiranobetonske plošče je v programu Sofistik upoštevana samodejno in znaša $4.00 \frac{kN}{m^2}$.

3.1.3 Stopnice

$$\begin{array}{ll}
 \text{KAMEN (d = 0.02 m)} & (0.30 \text{ m} + 0.167 \text{ m} - 0.02 \text{ m}) * 28 \frac{kN}{m^3} * \frac{1}{0.3 \text{ m}} = 0.84 \frac{kN}{m^2} \\
 \text{AB STOPNICE} & \frac{0.167 \text{ m} * 0.30 \text{ m}}{2} * 25 \frac{kN}{m^3} * \frac{1}{0.30 \text{ m}} = 2.09 \frac{kN}{m^2} \\
 \text{AB PLOŠČA (d = 0.16 m)} & 0.16 \text{ m} * 25 \frac{kN}{m^3} * \frac{1}{\cos 29} = 4.57 \frac{kN}{m^2} \\
 \text{OMET (d = 0.02 m)} & 0.02 \text{ m} * 18 \frac{kN}{m^3} * \frac{1}{\cos 29} = 0.41 \frac{kN}{m^2} \\
 & \underline{g = 7.91 \frac{kN}{m^2}}
 \end{array}$$

V programu stopnice modeliramo kot linijsko obtežbo na AB ploščo. Pri tem je potrebno upoštevati, da polovica obtežbe ene rame odpade na zgornjo oziroma spodnjo ploščo, druga polovica pa na vmesni podest.

Linijska obtežba stopnic oziroma ene stopniščne rame na AB ploščo ali podest tako znaša:

$$\frac{7.91 \frac{kN}{m^2} * 2.76 \text{ m}}{2} = 10.92 \frac{kN}{m}. \quad (3.1)$$

3.1.4 Predelne mavčno-kartonske stene

$$\begin{array}{ll}
 \text{MAVČNA PLOŠČA (d = 0.0125 m)} & 0.0125 \text{ m} * 9 \frac{kN}{m^3} = 0.11 \frac{kN}{m^2} \\
 \text{TI/ZI (d = 0.125 m)} & 0.125 \text{ m} * 1.67 \frac{kN}{m^3} = 0.209 \frac{kN}{m^2} \\
 \text{KNAUF PLOŠČA (d = 0.0125 m)} & 0.0125 \text{ m} * 9 \frac{kN}{m^3} = 0.11 \frac{kN}{m^2} \\
 & \underline{g = 0.43 \frac{kN}{m^2}}
 \end{array}$$

Mavčno-kartonske stene višine $h = 2.8 \text{ m}$ praviloma predstavljajo linijsko obtežbo na AB ploščo:

$$0.43 \frac{kN}{m^2} * 2.8 \text{ m} = 1.19 \frac{kN}{m}. \quad (3.2)$$

Ker je izpolnjen pogoj iz standarda [9] za lastno težo stene: $1.19 \frac{kN}{m} \leq 2.0 \frac{kN}{m}$, lahko linijsko obtežbo premičnih predelnih sten upoštevamo kot koristno površinsko obtežbo $q_k = 0.8 \frac{kN}{m^2}$.

3.1.5 Predelne steklene stene

$$\text{STEKLO (d = 0.01 m)} \quad 0.01 \text{ m} * 23 \frac{kN}{m^3} = 0.23 \frac{kN}{m^2}$$

Steklene stene višine $h = 2.8 \text{ m}$ predstavljajo linijsko obtežbo na AB ploščo:

$$0.23 \frac{kN}{m^2} * 2.8 \text{ m} = 0.65 \frac{kN}{m}. \quad (3.3)$$

Ker je izpolnjen pogoj iz standarda [9] $0.65 \frac{kN}{m} \leq 2.0 \frac{kN}{m}$, lahko linijsko obtežbo premičnih predelnih sten upoštevamo kot koristno površinsko obtežbo $q_k = 0.8 \frac{kN}{m^2}$.

3.1.6 Večje zunanje zasteklitve

$$\text{STEKLO (2 x d = 2 * 0.004 m = 0.008 m)} \quad 0.008 \text{ m} * 23 \frac{kN}{m^3} = 0.18 \frac{kN}{m^2}$$

Zasteklitve višine $h = 2.5 \text{ m}$ predstavljajo linijsko obtežbo na AB ploščo:

$$0.18 \frac{kN}{m^2} * 2.5 \text{ m} = 0.45 \frac{kN}{m}. \quad (3.4)$$

Ker je izpolnjen pogoj iz standarda [9] $0.45 \frac{kN}{m} \leq 2.0 \frac{kN}{m}$, lahko linijsko obtežbo premičnih sten upoštevamo kot koristno površinsko obtežbo $q_k = 0.8 \frac{kN}{m^2}$.

3.2 Spremenljivi vplivi

3.2.1 Koristna obtežba na streho

Streha obravnavanega objekta spada med nepohodne strehe, ki glede na spodnjo Preglednico 1 spadajo v kategorijo streh H (obtežba za vzdrževanje).

$$q_k = 0.4 \frac{kN}{m^2} \quad (3.5)$$

Preglednica 1: Kategorija streh [9]

Kategorija obtežnih površin	Opis uporabe
H	Strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila
I	Strehe, dostopne za uporabo v skladu s kategorijami A do D
K	Strehe, dostopne za posebne namene, kot je pristajanje s helikopterjem

3.2.2 Koristna obtežba na ploščo

Glede na namembnost površin v objektu se določi kategorija, na podlagi katere se nato izbere koristno obtežbo. Obravnavani objekt je namenjen stanovanjem, zato na podlagi spodnje Preglednice 2 določimo kategorijo A.

Preglednica 2: Kategorije uporabe [9]

Kategorija	Opis uporabe	Primeri
A	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije
B	Pisarne	
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje (izjema površine A, B, D)	C1: Površine z mizami, npr. v šolah, kavarnah, restavracijah, jedilnicah, čitalnicah, sprejemnicah C2: Površine s pritrjenimi sedeži, npr. v cerkvah, gledališčih in kinih, konferenčnih dvoranh, predavalnicah, skupščinskih dvoranh, čakalnicah, železniških čakalnicah C3: Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. v muzejih, razstaviščih, dostopnih prostorih v javnih in upravnih stavbah, hotelih, bolnišnicah, preddverje železniških postaj C4: Površine za telesnokulturne dejavnosti, npr. plesne dvorane, telovadnice, odri C5: Površine na katerih lahko pride do gneče, npr. prireditvene stavbe, koncertne dvorane, športne dvorane vključno s tribunami, terase, dostopne površine, železniške ploščadi.
D	Trgovine	D1: Površine v trgovini na drobno D2: Površine v veleblagovnicah

V nadaljevanju Preglednica 3 podaja vrednosti koristne obtežbe za stopnice, balkone in tla na splošno, ki v našem primeru zajemajo hodnike in bivalne površine.

Preglednica 3: Vrednosti koristne obtežbe za različne kategorije [9]

Kategorija površin		q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A	Tla na splošno, stopnice, balkoni	1.5 do 2.0	2.0 do 3.0
		2.0 do 4.0	2.0 do 4.0
		2.5 do 4.0	2.0 do 3.0
B		2.0 do 3.0	1.5 do 4.5
C	C1	2.0 do 3.0	3.0 do 4.0
	C2	3.0 do 4.0	2.5 do 7.0 (4.0)
	C3	3.0 do 5.0	4.0 do 7.0
	C4	4.5 do 5.0	3.5 do 7.0
	C5	5.0 do 7.5	3.5 do 4.5
D	D1	4.0 do 5.0	3.5 do 7.0 (4.0)
	D2	4.0 do 5.0	3.5 do 7.0

Koristne obtežbe, ki smo jih uporabili pri analizi objekta so zbrane spodaj.

TLA NA SPLOŠNO (A)

$$q_k = 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

STOPNICE (A)

$$q_k = 3.0 \frac{kN}{m^2}$$

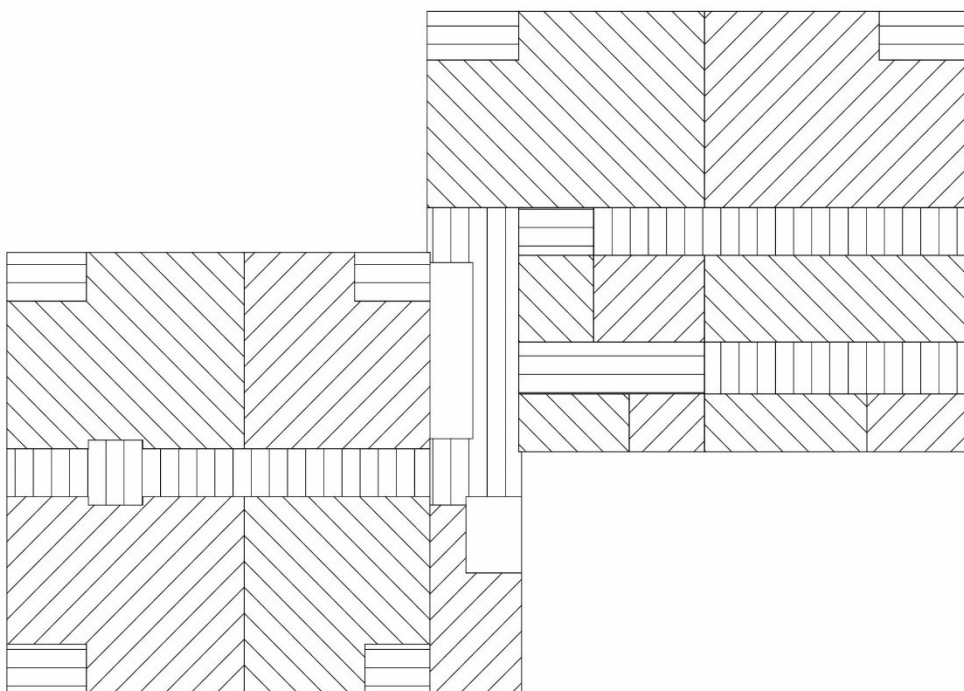
BALKONI (A)

$$q_k = 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

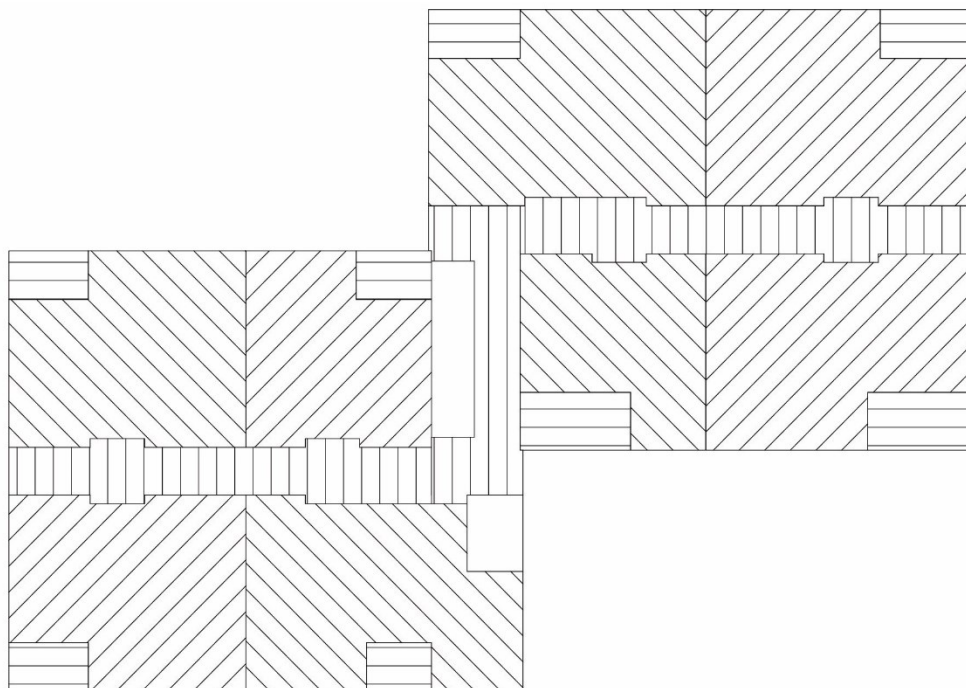
Podobno kot prej v programu stopnice modeliramo kot linijsko obtežbo na AB ploščo. Koristna linijska obtežba stopnic oziroma ene stopniščne rame na AB ploščo ali podest tako znaša:

$$\frac{3.0 \frac{kN}{m^2} * 2.76 m}{2} = 4.14 \frac{kN}{m}. \quad (3.6)$$

V programu smo koristno obtežbo nanašali po principu šahovnice tako, da program lahko avtomatsko kombinira in določi najbolj neugodno razporeditev koristne obtežbe po plošči. Šahovnico za koristno obtežbo plošče nad pritličjem prikazuje Slika 5, za koristno obtežbo plošče v višjih nadstropjih pa Slika 6.



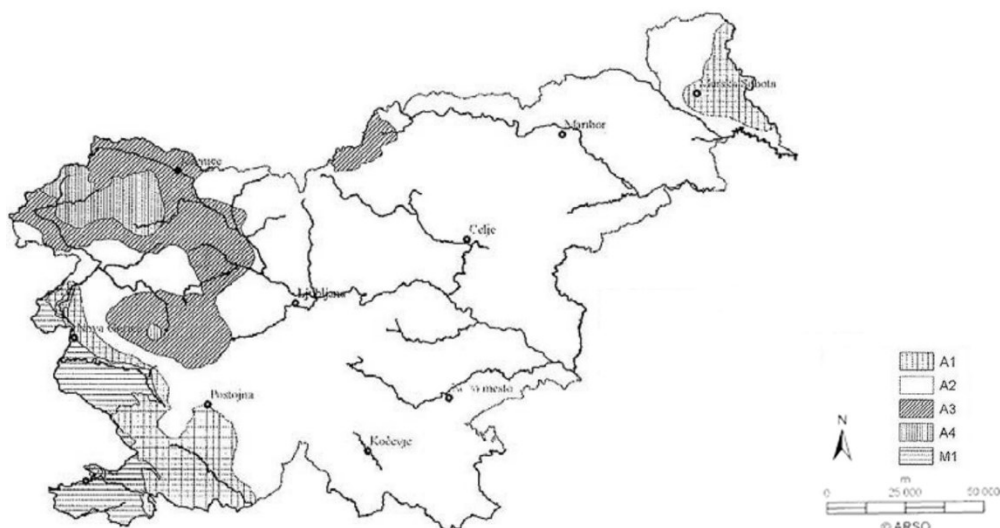
Slika 5: Področja plošče nad kletjo z ločenim podajanjem koristne obtežbe po obtežnih primerih



Slika 6: Področja plošče nad pritličjem, 1. in nad 2. nadstropjem z ločenim podajanjem koristne obtežbe po obtežnih primerih

3.3 Vpliv snega

3.3.1 Obtežba snega na tleh s_k



Slika 7: Območja z enakim porastom snežne obtežbe z višino (povratna doba 50 let) [12]

Obravnavani objekt se nahaja v Izoli, ki glede na zgornjo karto iz nacionalnega dodatka spada v cono M1. Obtežbo snega na tleh se izračuna po spodnji enačbi z upoštevanjem nadmorske višine objekta $A = 29.0$ m.

$$A = 29.0 \text{ mnv (nadmorska višina objekta)} \quad (3.7)$$

$$s_k = 0.289 \left[1 + \left(\frac{A}{452} \right)^2 \right] = 0.289 \left[1 + \left(\frac{29.0}{452} \right)^2 \right] = 0.29 \frac{kN}{m^2} \quad (3.8)$$

3.3.2 Obtežba snega na strehi

Obtežbo snega na tleh, določeno v prejšnji točki, nanese na streho objekta, pred tem pa jo korigiramo s koeficienti, kjer je oblikovni koeficient μ_i odvisen od njenega naklona, toplotni koeficient C_t odvisen od prehajanja toplote iz notranjosti skozi streho in koeficient izpostavljenosti C_e od izpostavljenosti terena, kjer se objekt nahaja.

$$\mu_i(0^\circ < \alpha < 30^\circ) = 0.8 \text{ (glej spodnjo tabelo)} \quad (3.9)$$

Preglednica 4: Vrednosti oblikovnega koeficienta μ_i [11]

Nagib strehe α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 (60 - \alpha)/30$	0
μ_2	$0.8 + 0.8 \alpha/30$	1.6	-

$$C_t = 1.0 \text{ (normalno izolirana streha)} \quad (3.10)$$

$$C_e = 1.0 \text{ (običajen teren)} \quad (3.11)$$

$$s = \mu_i * C_t * C_e * s_k = 0.8 * 1.0 * 1.0 * 0.29 \frac{kN}{m^2} = 0.232 \frac{kN}{m^2} \quad (3.12)$$

3.4 Vpliv vetra

3.4.1 Vhodni podatki

3.4.1.1 Osnovna hitrost vetra

Vrednost $v_{b,0}$ odčitamo iz preglednice glede na lokacijo obravnavanega objekta. Za vrednosti smernega faktorja C_{dir} in faktorja letnega časa C_{season} upoštevamo priporočene vrednosti 1.0 po standardu [11].

$$v_{b,0}(\text{Izola} - \text{cona 3}) = 30 \frac{m}{s} \quad (3.13)$$

$$C_{dir} = 1.0 \text{ (priporočena vrednost)} \quad (3.14)$$

$$C_{season} = 1.0 \text{ (priporočena vrednost)} \quad (3.15)$$



Slika 8: Karta za začetno hitrost vetra $v_{b,0}$ v odvisnosti od lokacije objekta [14]

Izračunamo osnovno hitrost vetra.

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} = 1.0 * 1.0 * 30 \frac{m}{s} = 30 \frac{m}{s} \quad (3.16)$$

3.4.1.2 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$

Tlak pri največji hitrosti vetra $q_p(z)$ izračunamo kot produkt osnovnega tlaka vetra q_b in faktorja izpostavljenosti C_e .

Osnovni tlak vetra q_b :

$$\rho_z = 1.25 \frac{kg}{m^3} \text{ (priporočena rednost gostote zraka)} \quad (3.17)$$

$$q_b = \frac{1}{2} * 1.25 * 30^2 = 562.5 \frac{N}{m^2} = 0.56 \frac{kN}{m^2} \quad (3.18)$$

Faktor izpostavljenosti C_e :

$$h = 4 * 3m \text{ (etaža)} + 2.95 \text{ (streha)} = 14.95m \text{ (višina objekta nad terenom)} \quad (3.19)$$

$$C_0 = 1.0 \text{ (faktor hribovitosti za raven teren)} \quad (3.20)$$

$$k_1 = 1.0 \text{ (priporočena vrednost za faktor turbulence)} \quad (3.21)$$

Iz Preglednice 5, ki definira kategorije terena, lahko ugotovimo, da objekt stoji na terenu III. kategorije (hrapavostna dolžina $z_0 = 0.3$ m, $z_{min} = 5$ m, $z_{0,II} = 0.05$ m), na podlagi katere izračunamo faktor terena k_r .

Preglednica 5: Kategorije terena in terenski parametri [13]

Kategorija terena	Z_0 [m]	Z_{min} [m]
I. Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0.003	1
II. Jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir	0.01	1
III. Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir	0.05	2
IV. Področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželjsko okolje, stalni gozd)	0.3	5
V. Področje, kjer je najmanj 15% površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m	1	10

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \left(\frac{0.3}{0.05} \right)^{0.07} = 0.215 \quad (3.22)$$

$$C_r(z) = \begin{cases} k_r * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right), & z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ k_r * \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right), & z \leq z_{min} \end{cases} \quad (3.23)$$

$$z = h = 14.95m \text{ (višina stavbe nad terenom)} \quad (3.24)$$

$$z_{max} = 200m \text{ (vrednost podana v standardu)} \quad (3.25)$$

$$z_{min} = 5m < z = 14.95m \rightarrow C_r(z) \text{ izrač. po prvi enačbi} \quad (3.26)$$

$$C_r(z = 14.95) = k_r * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.215 * \ln \left(\frac{14.95}{0.3} \right) = 0.842 \quad (3.27)$$

$$C_e = \left[1 + 7 * \frac{k_1 * k_r}{C_0 * C_r} \right] C_0^2 * C_r^2 = \left[1 + 7 * \frac{1 * 0.215}{1 * 0.842} \right] * 1.0^2 * 0.842^2 = 1.976 \quad (3.28)$$

Izračunamo tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra:

$$q_p(z = 14.95) = C_e * q_b = 1.976 * 0.56 \frac{kN}{m^2} = 1.11 \frac{kN}{m^2} \quad (3.29)$$

3.4.2 Tlak vetra na zunanje ploskve

Vpliv vetra na stavbni ovoj ponazorimo s tlakom vetra w_e na zunanje ploskve, ki ga izračunamo kot produkt največjega tlaka pri sunkih vetra, referenčne višine za zunanji tlak z_e in koeficienta

zunanjega tlaka C_{pe} , ki ga izračunamo za vsako ploskev (stene, streho) in smer delovanja posebej. Koeficienti zunanjega tlaka so izračunani v nadaljevanju.

3.4.2.1 Razpored tlakov po višini ovoja objekta

Koeficienti zunanjega tlaka so izračunani za vsako smer delovanja posebej. Pri tem je potrebno upoštevati, da je b širina ploskve pravokotno na smer delovanja vetra in h višina ploskve oziroma stavbe.

Glede razporeda tlakov po višini nam standard [13] podaja tri možnosti v odvisnosti od geometrijskih pogojev površin, ki jih obravnavamo:

- tlak na ploskev je po višini konstanten, če velja $h \leq b$,
- tlak na ploskev je po višini sestavljen iz dveh konstantnih delov če velja $b < h \leq 2b$,
- tlak na ploskev razdelimo na več delov, če velja $h > 2b$.

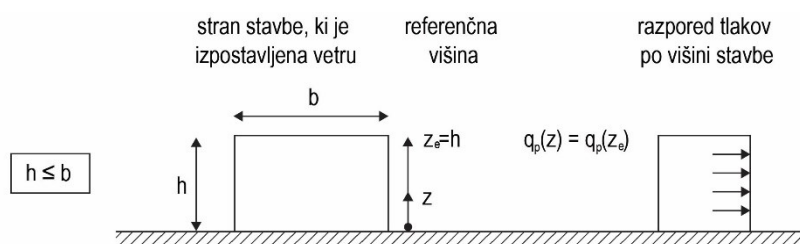
V obravnavanem primeru je tako v X, kot tudi v Y smeri izpolnjen prvi pogoj, zato je tlak na ploskve konstanten po višini.

Dokaz za veter v X smer:

$$h = 14.95m \leq b_x = 23.4m \rightarrow z = z_e \quad (3.30)$$

Dokaz za veter v Y smeri:

$$h = 14.95 \leq b_y = 33.6m \rightarrow z = z_e \quad (3.31)$$

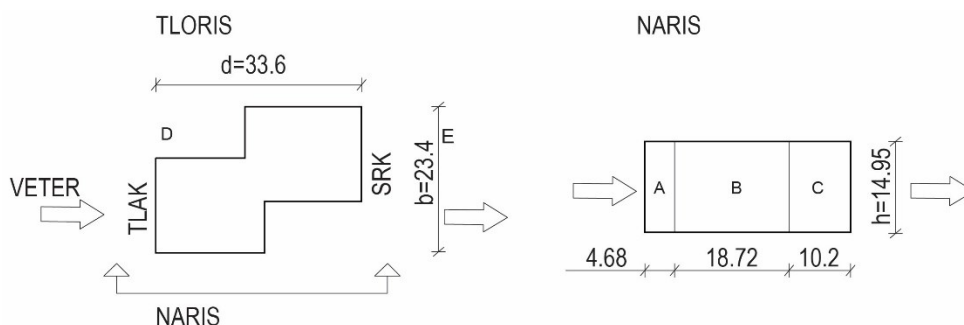


Slika 9: Razpored tlakov vetra po višini [13]

Spodaj so prikazane ploskve za posamezno smer X in Y, določeni koeficienti zunanjega za posamezne ploskve so zbrani v tabelah, kjer je izračunan tudi tlak vetra na zunanje ploskve po enačbi:

$$w_e = q_p(z_e = z) * C_{pe} \quad (3.32)$$

SMER VETRA X:

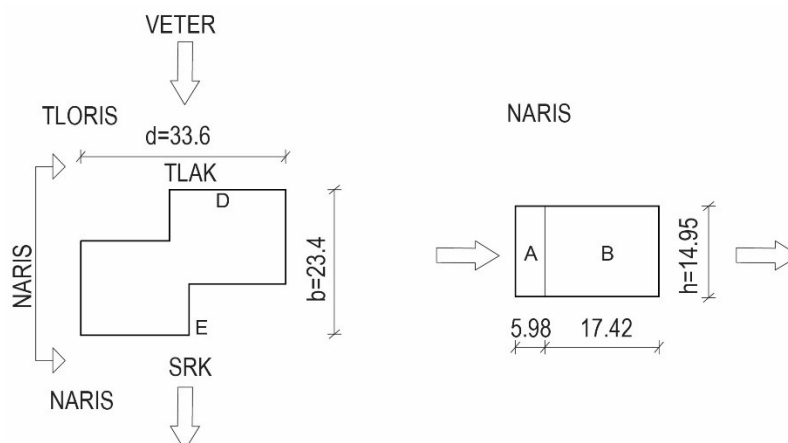


Slika 10: Tloris in naris objekta z označenimi ploskvami za veter v X smeri

Preglednica 6: Koeficienti zunanega tlaka in tlak vetra na ploskve za veter v X smeri

Veter v smeri X na vertikalne stene			
Ploskev	$q_p(z)$ [kN/m ²]	C_{pe}	w_e [kN/m ²]
A	1.11	-1.2	-1.34
B	1.11	-0.8	-0.89
C	1.11	-0.5	-0.56
D	1.11	0.73	0.81
E	1.11	-0.35	-0.39

SMER VETRA Y:



Slika 11: Tloris in naris objekta z označenimi ploskvami za veter v Y smeri

Preglednica 7: Koeficienti zunanjega tlaka in tlak vetra na ploskve za veter v Y smeri

Veter v smeri Y na vertikalne stene			
Ploskev	$q_p(z)$ [kN/m ²]	C_{pe}	w_e [kN/m ²]
A	1.11	-1.2	-1.34
B	1.11	-0.8	-0.89
D	1.11	0.75	0.83
E	1.11	-0.41	-0.46

3.4.3 Tlak vetra na notranje ploskve in neto tlak na stene in streho

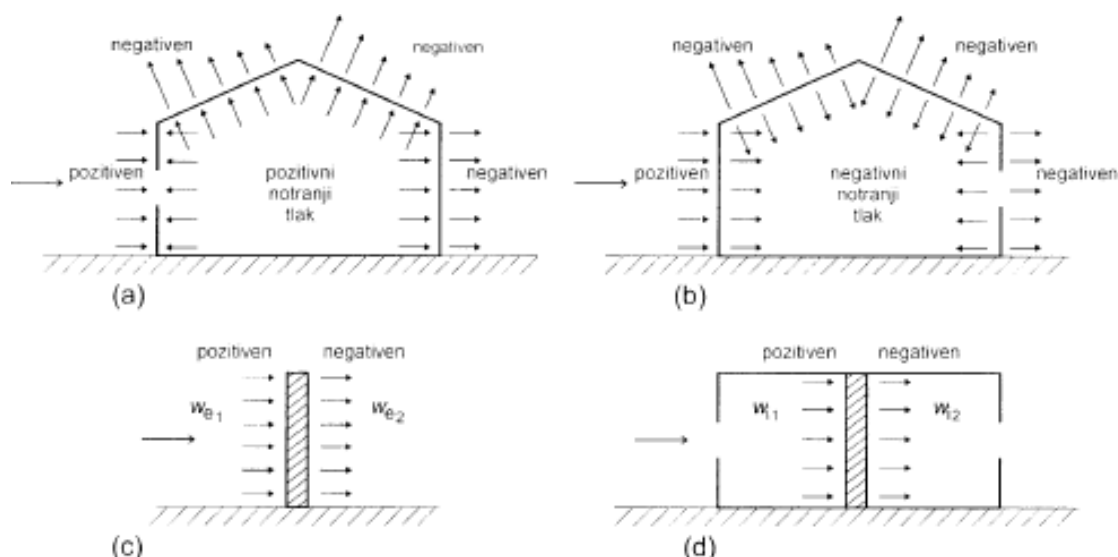
Tlak vetra na notranje ploskve izračunamo po enačbi v nadaljevanju, kjer $q_p(z_i)$ predstavlja največji tlak pri sunkih vetra oziroma $q_p(z_e)$, z_i predstavlja referenčno višino za notranji tlak, ki je enaka višini stavbe $z_i = z_e = 14.95\text{ m}$, C_{pi} pa predstavlja koeficient notranjega tlaka. Koeficienti notranjega tlaka C_{pi} je odvisen od velikosti in razporeditve odprtín po ovoju stavbe ter ga upoštevamo kot najbolj neugodno vrednost predlagano v standardu, kjer + predstavlja tlake, - pa srke.

Preglednica 8: Vpliv vetra na notranje ploskve

Smer	$q_p(z)$ [kN/m ²]	$C_{pi,srk}$	w_i [kN/m ²]
SRK	1.11	-0.3	-0.33

Smer	$q_p(z)$ [kN/m ²]	$C_{pi,tlak}$	w_i [kN/m ²]
TLAK	1.11	0.2	0.22

Neto tlak na stene, streho in elemente je razlika med tlakoma na nasprotnih ploskvah, upošteva njun predznak. Tlak, usmerjen proti ploskvi, je pozitiven, srk usmerjen od ploskve, je negativen. Neto tlake ločeno računamo za smer vetra X in Y. Račun neto tlakov na navpične stene je za posamezne smeri vetra prikazan spodaj, račun neto tlakov na strešne površine pa prikazujeta Preglednica 13 in Preglednica 14, kjer je zajet celoten račun tlakov na posamezna področja strehe.



Slika 12: Neto tlaki na ploskev [13]

3.4.3.1 Neto tlak na navpične ploskve pri vetru v X smeri

Preglednica 9: Skupni vpliv vetra z upoštevanjem notranjih srkov (veter v smeri X)

Navpične stene z upoštevanjem notranjih srkov (veter X)			
Ploskev	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w_n [kN/m ²]
A	-1.34	-0.33	-1.00
B	-0.89	-0.33	-0.56
C	-0.56	-0.33	-0.22
D	0.81	-0.33	1.15
E	-0.39	-0.33	-0.06

Preglednica 10: Skupni vpliv vetra z upoštevanjem notranjih tlakov (veter v smeri X)

Navpične stene z upoštevanjem notranjih tlakov (veter X)			
Ploskev	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w_n [kN/m ²]
A	-1.34	0.22	-1.56
B	-0.89	0.22	-1.11
C	-0.56	0.22	-0.78
D	0.81	0.22	0.59
E	-0.39	0.22	-0.61

3.4.3.2 Neto tlak na ploskve pri vetru v Y smeri

Preglednica 11: Skupni vpliv vetra z upoštevanjem notranjih srkov (veter v smeri Y)

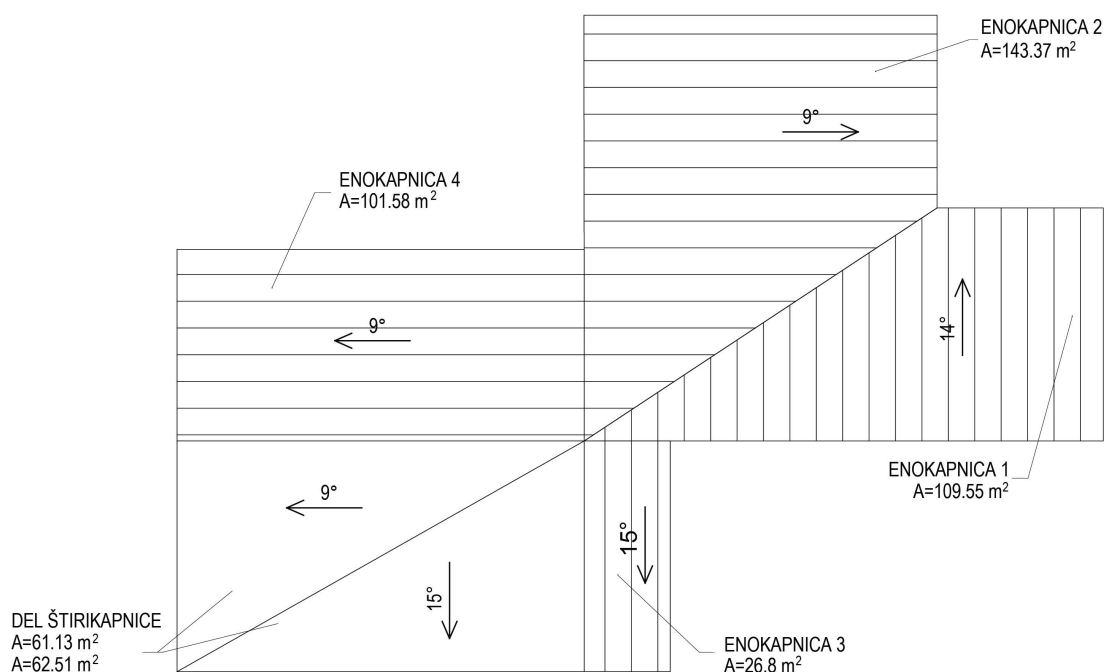
Navpične stene z upoštevanjem notranjih srkov (veter Y)			
Ploskev	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w_n [kN/m ²]
A	-1.34	-0.33	-1.00
B	-0.89	-0.33	-0.56
D	0.83	-0.33	1.17
E	-0.46	-0.33	-0.12

Preglednica 12: Skupni vpliv vetra z upoštevanjem notranjih tlakov (veter v smeri Y)

Navpične stene z upoštevanjem notranjih tlakov (veter Y)			
Ploskev	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w_n [kN/m ²]
A	-1.34	0.22	-1.56
B	-0.89	0.22	-1.11
D	0.83	0.22	0.61
E	-0.46	0.22	-0.68

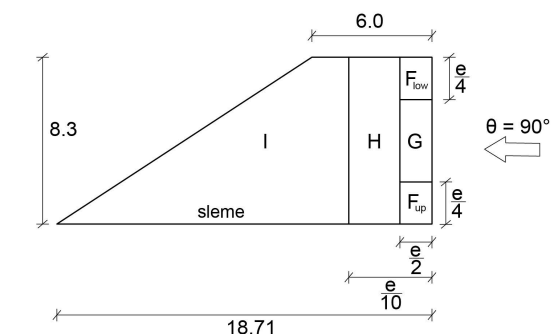
3.4.3.3 Večkapna streha

Zaradi kompleksnejše oblike strehe objekta, površino strehe razdelimo na enokapnico 1, 2, 3, 4 in vogal, ki ga lahko obravnavamo kot del štirikapne strehe. V sklopu naloge in izdelave računskega modela smo analizirali bolj zapleteno polovico strehe (enokapnica 1 in 2). Pri računu veljajo ekvivalentne enačbe tistim, ki smo jih uporabili pri določitvi delovanja vetra na navpične stene.



Slika 13: Delitev strehe objekta s posameznimi nakloni in površinami

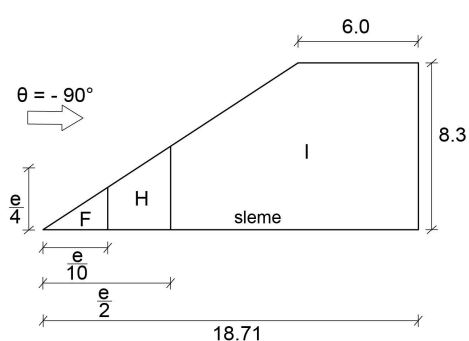
ENOKAPNICA 1



$$\alpha = 14^\circ, z_e = h = 14.95$$

$$e = \min(b, 2h) = 8.3 \text{ m} \quad b = 8.3 \text{ m}$$

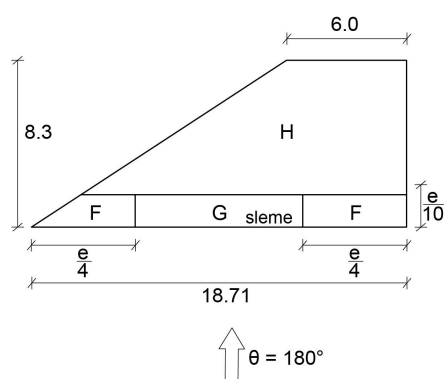
$$\frac{e}{4} = \frac{8.3}{4} = 2.1 \text{ m} \quad \frac{e}{10} = \frac{8.3}{10} = 0.83 \text{ m} \quad \frac{e}{2} = \frac{8.3}{2} = 4.15 \text{ m}$$



$$\alpha = 14^\circ, z_e = h = 14.95$$

$$e = \min(b, 2h) = 8.3 \text{ m} \quad b = 8.3 \text{ m}$$

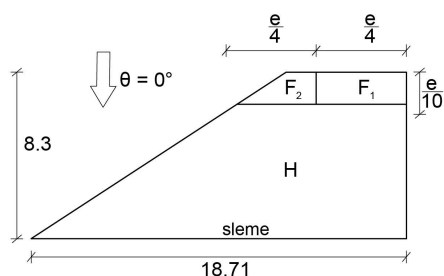
$$\frac{e}{4} = \frac{8.3}{4} = 2.1 \text{ m} \quad \frac{e}{10} = \frac{8.3}{10} = 0.83 \text{ m} \quad \frac{e}{2} = \frac{8.3}{2} = 4.15 \text{ m}$$



$$\alpha = 14^\circ, z_e = h = 14.95$$

$$e = \min(b, 2h) = 18.71 \text{ m} \quad b = 18.71 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = \frac{18.71}{4} = 4.68 \text{ m} \quad \frac{e}{10} = \frac{18.71}{10} = 1.87 \text{ m}$$



$$\alpha = 14^\circ, z_e = h = 14.95$$

$$e = \min(b, 2h) = 18.71 \text{ m} \quad b = 18.71 \text{ m}$$

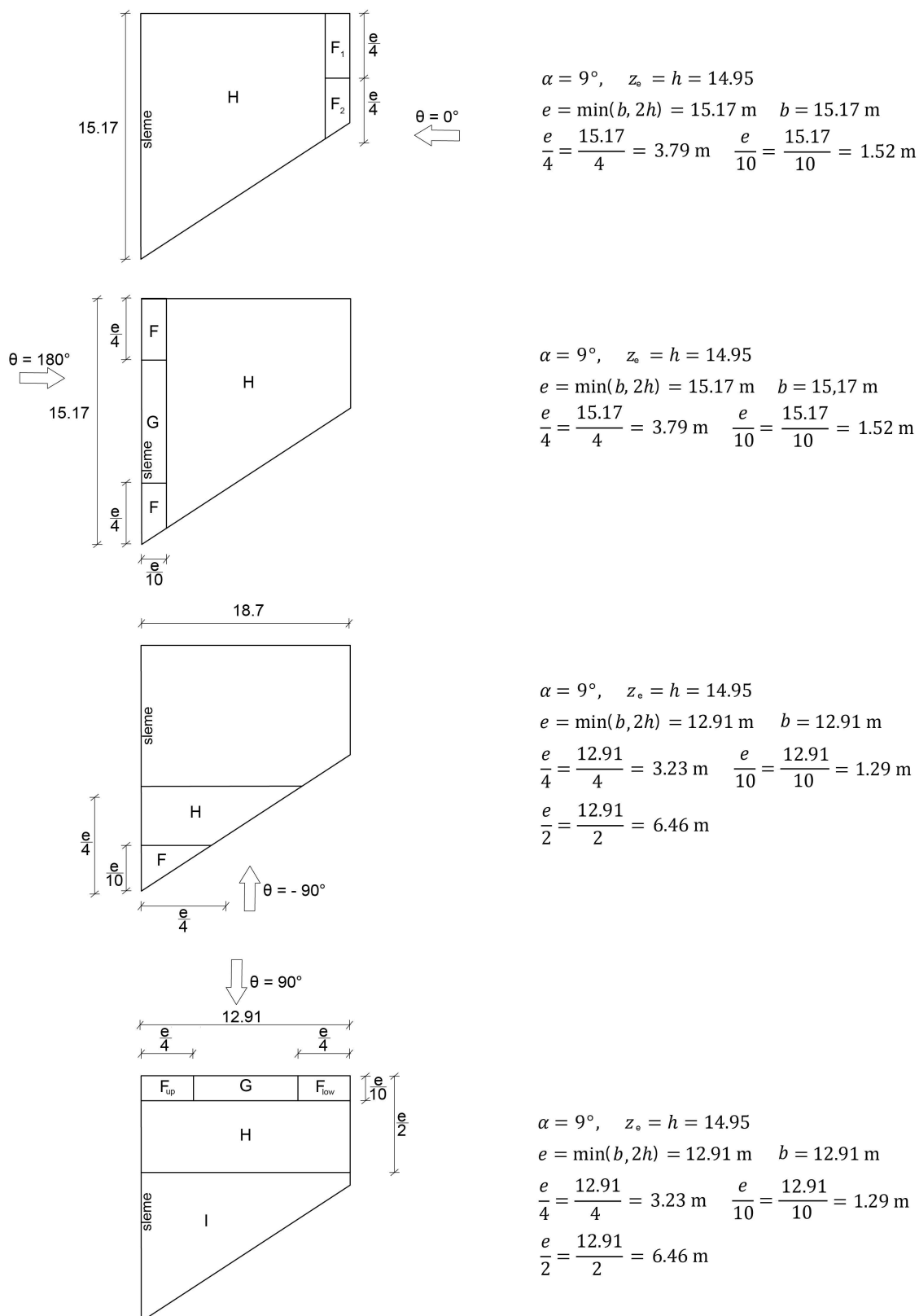
$$\frac{e}{4} = \frac{18.71}{4} = 4.68 \text{ m} \quad \frac{e}{10} = \frac{18.71}{10} = 1.87 \text{ m}$$

Slika 14: Tloris enokapnice 1 s smermi delovanja vetra in parametri za določitev področij

Račun na podlagi parametrov in zgornje skice je za enokapnico 1 in sicer za delovanje vetra v vseh smereh prikazan v Preglednici 13. Poleg globalne analize je prikazan tudi izračun za lokalno analizo najbolj obremenjenega, merodajnega območja strehe. V preglednici vrednosti predznačene s + predstavljajo tlake, vrednosti predznačene z – pa srke na površino strehe.

Preglednica 13: Koeficienti zunanje tlaka, zunanji tlak in neto tlak vetra na enokapnico 1

ENOKAPNICA 1						
			Globalna analiza		Lokalna analiza	
Smer vetra $\theta = 90^{\circ}$			Zunanji tlaki	Neto tlaki	Zunanji tlaki	Neto tlaki
Področje	C _{pe_10}	C _{pe_1}	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]
F _{up}	-2.40	-2.90	-2.66	-2.89	-3.22	-3.44
F _{low}	-1.60	-2.40	-1.78	-2.00		
G	-1.90	-2.50	-2.11	-2.33		
H	-0.80	-1.20	-0.89	-1.11		
I	-0.70	-1.20	-0.78	-1.00		
Smer vetra $\theta = 180^{\circ}$						
Področje	C _{pe_10}	C _{pe_1}	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]
F	-2.50	-2.80	-2.78	-3.00	-3.11	-3.33
G	-1.30	-2.00	-1.44	-1.67		
H	-0.90	-1.20	-1.00	-1.22		
Smer vetra $\theta = 0^{\circ}$						
Področje	C _{pe_10}	C _{pe_1}	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]
F	0.2/-0.9	0.2/-0.2	0.22/-1.00	0.56/-1.22	0.22/-2.22	0.56/-2.44
H	0.2/-0.3	0.2/-0.3	0.22/-0.33	0.56/-0.56		



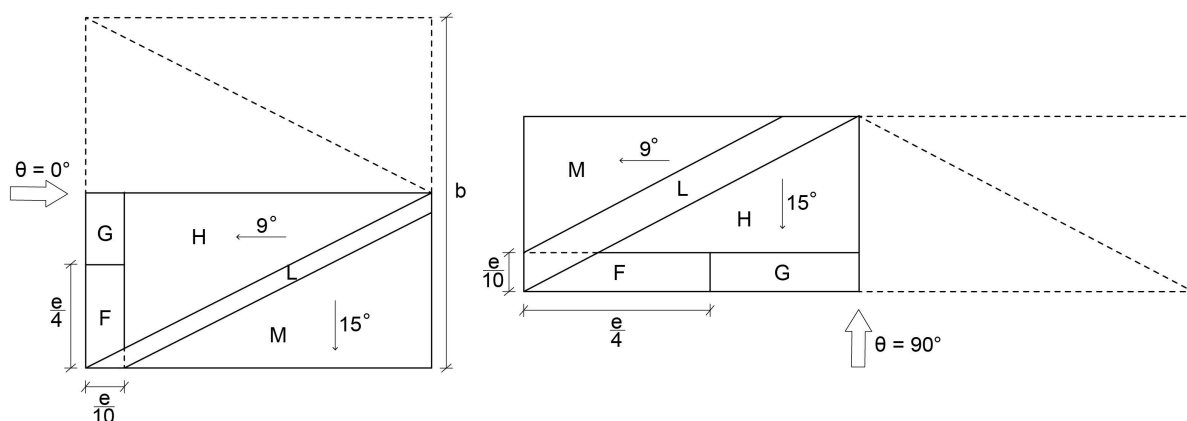
Slika 15: Tloris enokapnice 2 s smermi delovanja vetra in parametri za določitev področij

Račun na podlagi parametrov in zgornje skice je za enokapnico 2 in sicer za delovanje vetra v vseh smereh prikazan v Preglednici 14. Poleg globalne analize je prikazan tudi izračun za lokalno analizo najbolj obremenjenega, merodajnega območja strehe. V preglednici vrednosti predznačene s + predstavljajo tlake, vrednosti predznačene z – pa srke na površino strehe.

Preglednica 14: Koeficienti zunanje tlaka, zunanji tlak in neto tlak vetra na enokapnico 2

ENOKAPNICA 2						
			Globalna analiza		Lokalna analiza	
Smer vetra $\theta = 90^\circ$			Zunanji tlaki	Neto tlaki	Zunanji tlaki	Neto tlaki
Področje	C _{pe_10}	C _{pe_1}	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]
F _{up}	-2.22	-2.72	-2.46	-2.69	-3.02	-3.24
F _{low}	-1.90	-2.40	-2.11	-2.33		
G	-1.84	-2.20	-2.04	-2.26		
H	-0.68	-1.20	-0.76	-0.98		
I	-0.58	-0.78	-0.64	-0.87		
Smer vetra $\theta = 180^\circ$						
Področje	C _{pe_10}	C _{pe_1}	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]
F	-2.38	-2.62	-2.64	-2.86	-2.91	-3.13
G	-1.30	-2.00	-1.44	-1.67		
H	-0.84	-1.20	-0.93	-1.15		
Smer vetra $\theta = 0^\circ$						
Področje	C _{pe_10}	C _{pe_1}	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]	w _e [kN/m ²]	w[kN/m ²]
F	0.08/ -1.38	0.08/-2.30	0.09/-1.53	0.42/-1.75	-2.55	-2.78
H	0.08/ -0.48	0.08/-0.84	0.09/-0.53	0.42/-0.76		

DEL ŠTIRIKAPNICE



$$\alpha = 14^\circ, z_e = h = 14.95$$

$$e = \min(b, 2h) = 16.44 \text{ m} \quad b = 2 \times 8.22 = 16.44 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = \frac{16.44}{4} = 4.11 \text{ m} \quad \frac{e}{10} = \frac{16.44}{10} = 1.6 \text{ m}$$

$$\alpha = 14^\circ, z_e = h = 14.95$$

$$e = \min(b, 2h) = 29.38 \text{ m} \quad b = 2 \times 14.69 = 29.38 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = \frac{29.38}{4} = 7.34 \text{ m} \quad \frac{e}{10} = \frac{29.38}{10} = 2.94 \text{ m}$$

Slika 16: Tloris dela štirikapnice s smermi delovanja vetra in parametri za določitev področij

Račun na podlagi parametrov in zgornje skice je za del štirikapnice in sicer za delovanje vetra v vseh smereh prikazan v Preglednici 15. Poleg globalne analize je prikazan tudi izračun za lokalno analizo najbolj obremenjenega, merodajnega območja strehe. V preglednici vrednosti predznačene s + predstavljajo tlake, vrednosti predznačene z – pa srke na površino strehe.

Preglednica 15: Koeficienti zunanega tlaka, zunanji tlak in neto tlak vetra na del štirikapnice

DEL ŠTIRIKAPNICE						
			Globalna analiza		Lokalna analiza	
Smer vetra $\theta = 0^\circ$			Zunanji tlaki	Neto tlaki	Zunanji tlaki	Neto tlaki
Področje	$C_{pe_{10}}$	C_{pe_1}	$w_e[\text{kN/m}^2]$	$w[\text{kN/m}^2]$	$w_e[\text{kN/m}^2]$	$w[\text{kN/m}^2]$
F	0.08/-1.38	0.08/-2.30	0.09/-1.53	0.42/-1.75	-2.55	-2.78
G	0.08/-1.04	0.08/-1.80	0.09/-1.15	0.42/-1.38		
H	0.08/-0.48	0.08/-0.84	0.09/-0.53	0.42/-0.31		
L	-1.28	-2.00	-1.42	-1.64		
M	-0.60	-1.20	-0.67	-0.89		
Smer vetra $\theta = 90^\circ$						
Področje	$C_{pe_{10}}$	C_{pe_1}	$w_e[\text{kN/m}^2]$	$w[\text{kN/m}^2]$	$w_e[\text{kN/m}^2]$	$w[\text{kN/m}^2]$
F	0.20/-0.90	0.20/-2.00	0.22/-1.00	0.56/-1.22	-2.22	-2.44
G	0.20/-0.80	0.20/-1.50	0.22/-0.89	0.56/-1.11		
H	0.20/-0.30	0.20/-0.30	0.22/-0.33	0.56/-0.56		
L	-1.40	-2	-1.55	-1.77		
M	-0.60	-1.2	-0.67	-0.89		

3.4.4 Vpliv trenja ob delovanju vetra

Vpliva trenja ob delovanju vetra ni potrebno upoštevati, če je izpolnjen pogoj, da je površina sten vzporednih s smerjo delovanja vetra manjša ali enaka od štirikratnika površine sten pravokotnih na smer delovanja vetra. Kot je razvidno s spodnjega dokaza, vpliva trenja v obravnavanem primeru ni potrebno upoštevati ne v X, ne v Y smeri.

- Vpliv trenja ob delovanju vetra v X smeri:

$$A_{vzporedno} = 2 * 33.6 \text{ m} * 14.95 \text{ m} = 1004.64 \text{ m}^2 \text{ (ploskev vzp. z vetrom)} \quad (3.33)$$

$$4 * A_{pravokotno} = 4 * [2 * 23.4 * 14.95] = 2798.64 \text{ m}^2 \text{ (pl. pravokot. na veter)} \quad (3.34)$$

$$A_{vzporedno} \leq 4 * A_{pravokotno} \rightarrow \text{Pogoj je izpolnjen!} \quad (3.35)$$

- Vpliv trenja ob delovanju vetra v Y smeri:

$$A_{vzporedno} = 2 * 23.4 \text{ m} * 14.95 \text{ m} = 699.66 \text{ m}^2 \text{ (ploskev vzp. z vetrom)} \quad (3.36)$$

$$4 * A_{pravokotno} = 4 * [2 * 33.6 * 14.95] = 4018.56 \text{ m}^2 \text{ (pl. pravokot. na veter)} \quad (3.37)$$

$$A_{vzporedno} \leq 4 * A_{pravokotno} \rightarrow \text{Pogoj je izpolnjen!} \quad (3.38)$$

3.5 Potresna obtežba

3.5.1 Račun mase objekta

Maso nosilne konstrukcije objekta program Sofistik izračuna samodejno, glede na geometrijske in materialne karakteristike vnesenega računskega modela. Le to pa smo nato izračunali in preverili še »peš« v programu Excel. Analogno z izrazom za kombinacijo potresnega vpliva z drugimi vplivi [9]

$$m_{E,i} = m_G + \psi_{E,i} m_{Q,i} \quad (3.39)$$

kjer je $\psi_{E,i} = \psi_{2,i} \varphi$ in predstavlja koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i ter upošteva verjetnost, da bo konstrukcija v času potresa obtežena s koristno obtežbo. $\psi_{2,i}$ za stanovanja in pisarne znaša 0.3, kar določa, da pri delovanju potresne obtežbe upoštevamo le 30 % mase, ki izhaja iz koristne obtežbe, φ pa je odčitana iz standarda v odvisnosti od vrste koristne obtežbe in zasedenosti etaže. Za vse vmesne etaže tako upoštevamo vrednost faktorja $\varphi = 0.5$, za streho pa $\varphi = 1.0$. Pri tem je potrebno upoštevati še, da koristna obtežba strehe objekta spada v kategorijo H, za katero velja $\psi_{2,i} = 0$, tako koristne obtežbe strehe pri računu mase ne upoštevamo.

Poleg računa mase po etažah je prikazana tudi primerjava z maso, ki je določena v programu.

Preglednica 16: Peš račun mase in primerjava z maso podano v Sofistiku

Osnovni podatki						Obtežba na ploščo		
h _{plošče}	0.22	m	γ _{les, C24}	4.2	kN/m ²	q _{stalna}	1.73	kN/m ²
d _{sten}	0.2	m	γ _{beton}	25	kN/m ²	q _{stanovanje}	2.8	kN/m ²
h _{etaže}	3	m	ψ ₂ x φ _{sp et}	0.3 x 0.5		q _{hodniki}	2.8	kN/m ²
g	10	m/s ²	ψ ₂ x φ _{zg et}	0.3 x 1.0		q _{balkoni}	3.3	kN/m ²
Stene pritličja								
A _{brez odprtin}	652.35	m ²						
A _{odprtin}	154.07	m ²						
A _{sten}	498.28	m ²	m _{g_sten}	249.14	t			
Plošča nad pritličjem								
Povšina			Masa					
A _{stanovanja}	404.95	m ²				m _{q_stanovanja}	113.23	t
A _{hodniki}	73.59	m ²				m _{q_hodniki}	20.61	t
A _{balkoni}	35.28	m ²				m _{q_balkoni}	11.64	t
A	513.82	m ²	m _{g_l.t.}	282.60	t	Σm _{q_plošče}	145.63	t
			m _{g_stalna}	88.89	t			
			m _{g_stopnic}	3.07	t			
Stene 1. nadstropje								
A _{brez odprtin}	687.75	m ²						
A _{odprtin}	177.08	m ²						
A _{sten}	510.67	m ²	m _{g_sten}	255.33	t			
Plošča nad 1. nadstropjem								
Povšina			Masa					
A _{stanovanja}	404.95	m ²				m _{q_stanovanja}	113.39	t
A _{hodniki}	73.59	m ²				m _{q_hodniki}	20.61	t
A _{balkoni}	35.28	m ²				m _{q_balkoni}	11.64	t
A	513,82	m ²	m _{g_l.t.}	282.60	t	Σm _{q_plošče}	145.63	t
			m _{g_stalna}	88.89	t			
			m _{g_stopnic}	3.07	t			
Stene 2. nadstropje								
A _{brez odprtin}	687.75	m ²						
A _{odprtin}	177.08	m ²						
A _{sten}	510.67	m ²	m _{g_sten}	255.33	t			
Plošča nad 2. nadstropjem								
Povšina			Masa					
A _{stanovanja}	380.15	m ²				m _{q_stanovanja}	106.44	t
A _{hodniki}	73.59	m ²				m _{q_hodniki}	20.61	t
A _{balkoni}	60.08	m ²				m _{q_balkoni}	19.83	t
A	513,82	m ²	m _{g_l.t.}	282.60	t	Σm _{q_plošče}	146.87	t
			m _{g_stalna}	88.89	t			
			m _{g_stopnic}	3.07	t			

Stene 3. nadstropje									
A _{brez odprtín}	702.45	m ²							
A _{odprtín}	181.93	m ²							
A _{sten}	520.52	m ²	m _{g_sten}	260.26	t				
Podstrešna plošča nada 3. nadstropjem									
Povšina			Masa						
A _{stanovanja}	360.11	m ²				m _{q_stanovanja}	100.83	t	
A _{hodniki}	73.63	m ²				m _{q_hodniki}	20.62	t	
A _{balkoni}	30.31	m ²				m _{q_balkoni}	10.00	t	
A	467.09	m ²	m _{g_l.t.}	255.23	t	Σm _{q_plošče}	131.45	t	
			m _{g_stalna}	80.28	t				
			m _{g_stopnic}	3.07	t	m _{q_stopnic}	1.17	t	
Nosilci 20/45									
L _{nosilcev}	11.9		m _{g_l.t.,n}	2.68	t				
Stene podstrešja									
A _{sten}	65.75	m ²	m _{g_sten}	32.88	t				
Streha in ostrešje									
A _{strehe}	504.94	m ²	m _{g_kritine}	16.16	t	m _{q_vzdrževanje}	20.20	t	
Špirovci									
L _{spirovcev}	301.39	m	m _{g_l.t.,s}	2.43	t				
Lege									
L _{leg}	191.64	m	m _{g_l.t.,l}	2.06	t				
			Skupna masa objekta						
			Σm _{g_etaz}	2538.53	t	Σm _{q_sp etaz}	574.27	t	
						Σm _{q_zg etaze}	0.00	t	
			SKUPAJ:						
			Σ _m		2624.67	t			
			Σ _{m_sofistik}		2624.12	t			
			R		0.02	%			

Kot je razvidno celotna masa objekta določena »peš« znaša 2624.67 ton. Masa določena v programu 2624.12 ton, kar predstavlja le 0.02 % odstopanje.

3.5.2 Faktor obnašanja

V skladu s standardom [19] obravnavani objekt glede na konstrukcijski sistem spada v skupino stenastih sistemov, saj vso horizontalno in vertikalno obtežbo prenaša z navpičnimi konstrukcijskimi stenami.

- Merilo za pravilnost po višini

Standard [19] določa, da morajo vsi sistemi za prenos obtežbe v vodoravni smeri, kot so jedra, stene ali okvirji, potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe. Prav tako določa, da morata biti togost in masa konstantni v vseh etažah. V obravnavanem primeru se pojavi težava v

pritličju, kjer se ob vhodu v objekt razprostira večja avla, zaradi katere se nekatere stene pričnejo šele v 1. nadstropju in nato potekajo do vrha objekta. Iz tega sledi, da objekt po višini ni pravilen, zato faktor obnašanja zmanjšamo za 20 %.

- Merilo za tlorisno pravilnost

Standard [19] določa, da mora imeti objekt v tlorisu glede na dve pravokotni smeri približno simetrično razporeditev togosti in mase, kar v obravnavanem primeru ne velja, zato konstrukcija tudi v tlorisu ni pravilna.

- Osnovna vrednost faktorja obnašanja

Osnovno vrednost faktorja obnašanja odčitamo iz Preglednice 17, ki prikazuje osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini in sicer za izbrano stopnjo duktilnosti DCM.

Preglednica 17: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme pravilne po višini [19]

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtinami)	$3.0 \alpha_u/\alpha_1$	$4.5 \alpha_u/\alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2.0	3.0
Sistem obrnjenega nihala	1.5	2.0

Pri odčitavanju upoštevamo, da je sistem torzijsko podajen in tako dobimo

$$q_0 = 2.0 \quad (3.40)$$

V skladu s standardom [19] vrednost zmanjšamo za 20 %, saj konstrukcija ni pravilna po višini.

- Vrednost faktorja obnašanja q

Določimo jo v skladu z enačbo

$$q = q_0 * k_w, \quad (3.41)$$

kjer q_0 predstavlja osnovne vrednosti faktorja obnašanja, k_w pa upošteva prevladujoč način rušenja in se pri konstrukcijskih sistemih določi kot:

$$k_w = \begin{cases} 1.00 & \text{za okvire in okvirom enakovredne sisteme} \\ \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1.0 & \text{toda ne več kot } 0.5 \\ & \text{za stenaste in torzijsko fleksibilne sisteme} \end{cases} \quad (3.42)$$

Pri tem α_0 predstavlja razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu, ki ga določimo z izrazom

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{w,i}}{\sum l_{w,i}}, \quad (3.43)$$

kjer sta $h_{w,i}$ višina stene i in $l_{w,i}$ dolžina prereza te stene. Faktor obnašanja je zato potrebno določiti posebej za X in Y smer. Nadaljnji izračun in določitev faktorja obnašanja za posamezno smer je prikazan v nadaljevanju.

Preglednica 18: Izračun faktorjev obnašanja za smer X in smer Y

Osnovni faktor obnašanja					
q ₀	2	pravičen po višini			
0.8*q ₀	1.6	20 % redukcija			
Prevladujoč sistem rušenja					
Smer X			Smer Y		
Σh _{w,i,x}	40703	cm	Σh _{w,i,y}	27503	cm
Σl _{w,i,x}	9394	cm	Σl _{w,i,y}	5942	cm
α ₀	4.33		α ₀	4.63	
k _{w,x}	1.78	< 1	k _{w,y}	1.88	< 1
Faktor obnašanja					
Smer X			Smer Y		
q _x	1.6		q _y	1.6	

3.5.3 Projektni in elastični spekter odziva za elastično potresno analizo

Za analizo vodoravnega potresnega vpliva uporabimo projektni spekter odziva $S_d(T)$, ki ga glede na interval nihajnega časa T izračunamo po enačbah, ki upoštevajo priporočeno 5% dušenje.

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.44)$$

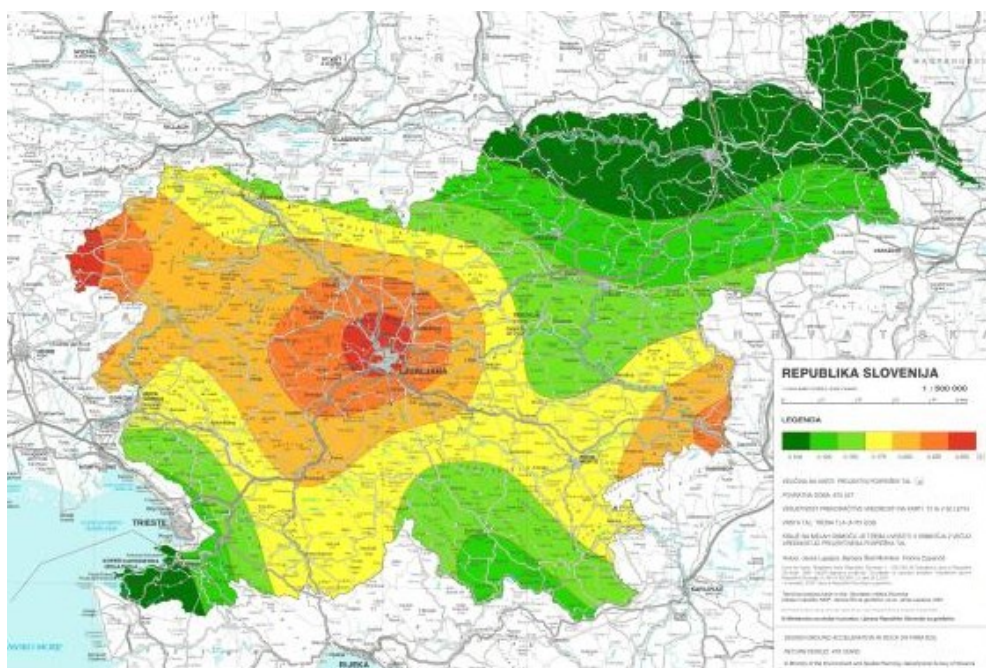
$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} \quad (3.45)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta * a_g \end{cases} \quad (3.46)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta * a_g \end{cases} \quad (3.47)$$

Kjer $S_d(T)$ predstavlja projektni spekter odziva v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije, T predstavlja nihajni čas konstrukcije, a_g projektni pospešek tal tipa A, T_B spodnjo mejo nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_C zgornjo mejo nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika, S faktor tal, q faktor obnašanja in β faktor, ki določa spodnjo mejo vodoravnega projektnega spektra pospeškov ter znaša 0.2.

Obravnavan objekt je lociran v Izoli, kjer na podlagi spodnje karte potresne nevarnosti vrednost projektnega pospeška tal a_g znaša 0.1g.



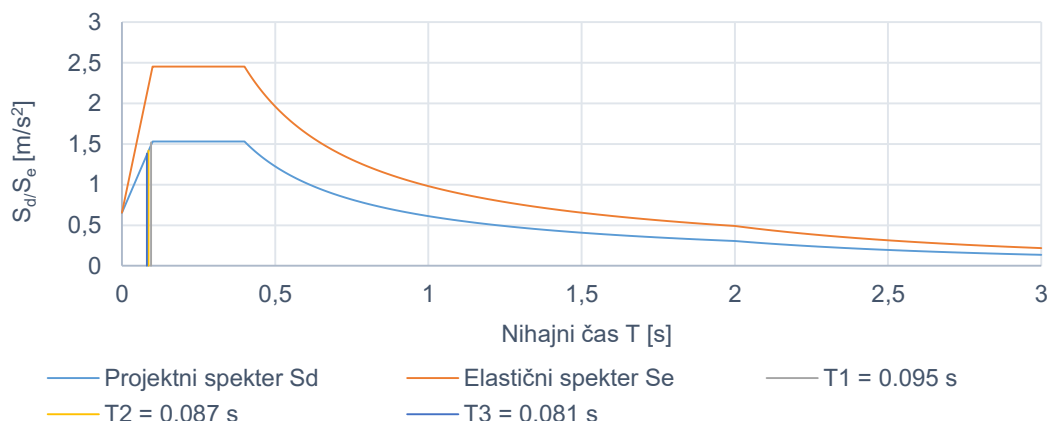
Slika 17: Karta potresne nevarnosti Slovenije [1]

Tip tal pa je bil določen v sklopu geotehničnih preiskav na temeljnih tleh objekta in se uvršča v tip tal A, katerega karakteristike so prikazane v Preglednici 19. Pri tem je potrebno opomniti, da priporočena vrednost T_B za uporabljen tip spektra (tip 1) po standardu [19] znaša 0.15 s, vendar pa na območju Slovenije uporabljamo vrednost 0.1 s iz nacionalnega dodatka [20].

Preglednica 19: Karakteristike, ki izvirajo iz lokacije objekta

Tip tal A		
S	1.0	
TB	0.1	s
TC	0.4	s
TD	2.0	s
a_g	1.0	m/s ²

Na grafu je prikazan projektni spekter pospeškov, ki je bil uporabljen v potresni analizi, z označenimi nihajnimi časi obravnavane konstrukcije.



Slika 18: Projektni in elastični spekter pospeškov

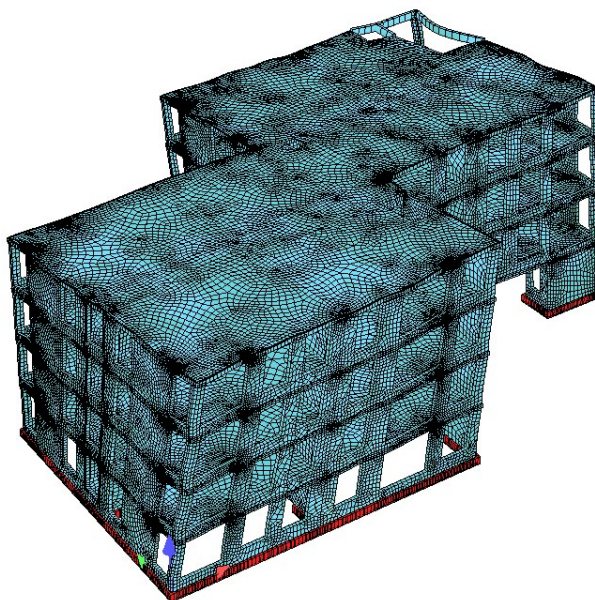
3.5.4 Analiza lastnega nihanja

V sklopu potresne analize obravnavamo dve različni smeri delovanja potresne obtežbe in sicer X in Y smer, za kar potrebujemo dva spektra odziva in faktorja obnašanja, ki pa sta v obravnavanem primeru enaka za obe smeri. Na podlagi spektrov odziva program izvede modalni analizi za smer X in Y. Skladno s standardom [19] je potrebno pri analizi posamezne smeri upoštevati zadostno število nihajnih oblik konstrukcije, da vsota efektivnih mas upoštevanih nihajnih oblik znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije. V primeru, da ta pogoj v kateri izmed obravnavanih smeri ni izpolnjen, je potrebno število zajetih nihajnih oblik povečati. Preglednica 20 prikazuje nihajne čase in efektivne mase prvih 10 nihajnih oblik obravnavane konstrukcije. Ker pogoja 90 % s tem nismo dosegli, smo za nadaljnji račun uporabili rezultate analize s 30 nihajnimi oblikami. Na tak način smo v smeri X dosegli 93.7% in v smeri Y 94.2 % aktivirane mase.

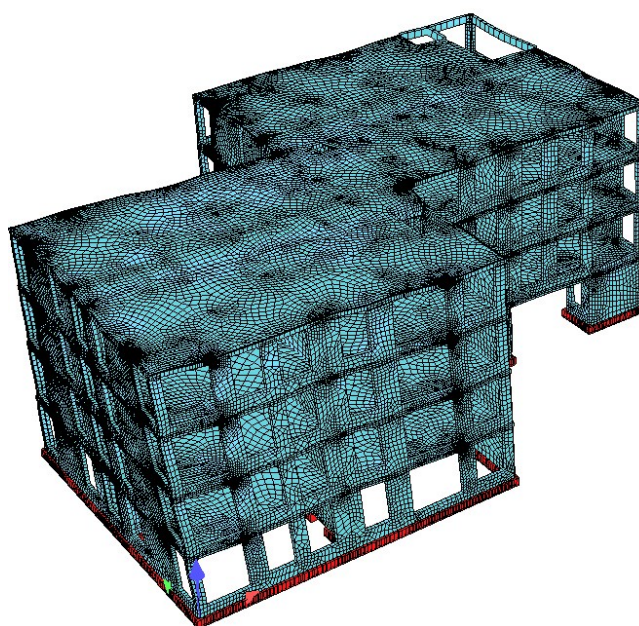
Preglednica 20: Upoštevane nihajne oblike

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Delež efektivnih mas	
		UX [%]	UY [%]
1	0.095	0.30	4.40
2	0.087	1.90	71.80
3	0.081	75.50	1.40
4	0.065	0.20	0.10
5	0.061	0.20	2.60
6	0.037	0.00	0.00
7	0.033	0.00	2.80
8	0.032	0.00	3.80
9	0.029	11.00	0.00
10	0.028	0.80	1.60
Σ		89.90	88.50

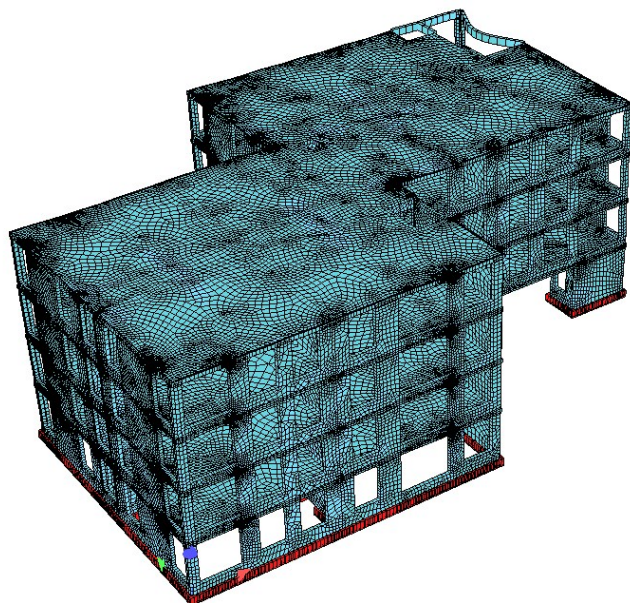
Opazimo, da je za odziv konstrukcije v smeri Y ključna 2. nihajna oblika, kjer efektivna masa v Y smeri znaša 71.80 %, v X smeri pa le 1.90 %. V smeri X pa je merodajna 3. nihajna oblika, saj efektivna masa v X smeri znaša 75.50 %, v smeri Y pa le 1.40 %. Prva nihajna oblika je torzijska s prispevkom translacije v Y smeri, kar je lepo razvidno tudi s slike te nihajne oblike prikazane v nadaljevanju. Kar potrди, da je objekt torzijsko podajen, kot smo upoštevali pri računu faktorja obnašanja v prejšnjem poglavju.



Slika 19: Deformirana konstrukcija - 1. nihajna oblika



Slika 20: Deformirana konstrukcija - 2. nihajna oblika



Slika 21: Deformirana konstrukcija - 3. nihajna oblika

Vsota efektivnih mas upoštevanih prvih 10 nihajnih oblik v smeri X znaša 89.90 %, v smeri Y pa 88.50 %. Iz tega sledi, da kljub upoštevanju 10 nihajnih oblik vsota efektivnih mas v nobeni smeri ne presega želene meje 90 %. Na podlagi tega smo v naslednjem koraku število nihajnih oblik, kot je bilo že omenjeno, povečali na 30. Tako smo v X smeri aktivirali 93.70 % in v Y smeri 94.2 % mase, kar pa ustreza predpisanemu pogoju.

3.5.5 Kontrola potresne sile

Velikostni red v programu dobljene potresne sile smo za vsako smer delovanja preverili z enostavno oceno. Za posamezno smer smo določili interval z oceno spodnje in zgornje meje ter preverili, ali potresna sili v tej smeri, ki jo odčitamo iz programa, leži znotraj intervala. Na tak način se lahko prepričamo, da je velikostni red potresne obtežbe smiseln.

Iz rezultatov potresne analize v programu lahko razberemo, da ima vsaka smer delovanja potresne obtežbe po eno prevladujočo nihajno obliko z nihajnim časom in deležem aktivirane mase. Oceno spodnje meje potresne sile nato izračunamo s pomočjo aktivirane mase v tej nihajni obliki in projektnim pospeškom, ki ga določimo s pripadajočim nihajnim časom. Pri oceni zgornje meje pa upoštevamo celotno maso konstrukcije.

Preglednica 21 prikazuje kontrolo potresne sile v smeri X, Preglednica 22 pa kontrolo potresne sile v smeri Y. Iz preglednic je razvidno, da potresna sila dobljena iz programa ustreza izračunanemu intervalu.

Preglednica 21: Kontrola velikostnega reda potresne sile v smeri X

	Kontrola potresne sile v X smeri		
Masa objekta Sofistik	m_{objekta}	2624.1	ton
Masa prevladujoče nih oblike: 3	$m_{\text{ef},x}$	1981.2	ton
Nihajni čas prevlad. nih oblike: 3	$T_x = T_3$	0.081	s
Projektni posp. pripadajoče nih. obl.	$S_d(T_x)$	0.14	m/s^2
Ocena spodnje meje potresne sile	$F_{b,\text{min},x}$	2682.1	kN
Ocena zgornje meje potresne sile	$F_{b,\text{max},x}$	3552.5	kN
Potresna sila iz program v smeri X	$F_{b,x}$	2786.2	kN
Sila je med zg. in sp. mejo!			

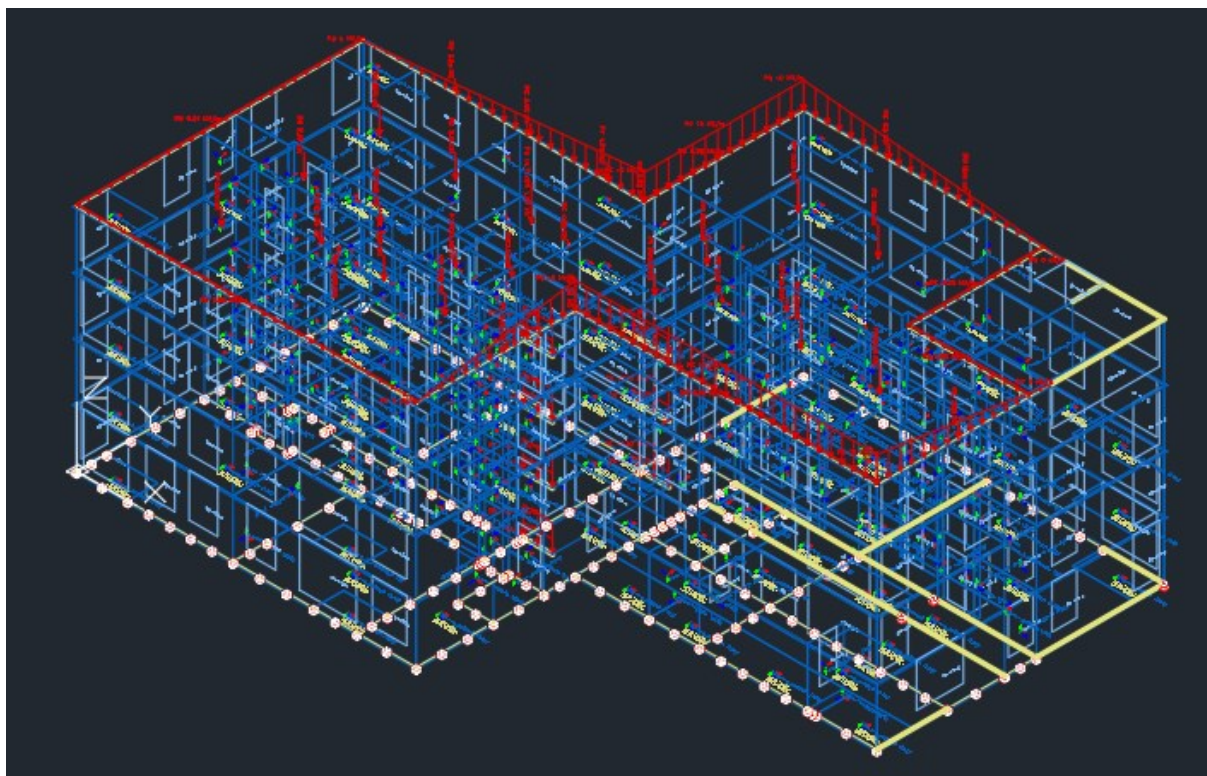
Preglednica 22: Kontrola velikostnega reda potresne sile v smeri Y

	Kontrola potresne sile v Y smeri		
Masa objekta Sofistik	m_{objekta}	2624.7	ton
Masa prevladujoče nih oblike: 2	$m_{\text{ef},y}$	1884.5	ton
Nihajni čas prevlad. nih oblike: 2	$T_y = T_2$	0.087	s
Projektni posp. pripadajoče nih. obl.	$S_d(T_y)$	0.14	m/s^2
Ocena spodnje meje potresne sile	$F_{b,\text{min},y}$	2625.2	kN
Ocena zgornje meje potresne sile	$F_{b,\text{max},y}$	3656.2	kN
Potresna sila iz programa v smeri Y	$F_{b,y}$	2825.4	kN
Sila je med zg. in sp. mejo!			

4 IZDELAVA RAČUNSKEGA MODELA V PROGRAMSKEM ORODJU SOFISTIK

Eden glavnih namenov izdelave magistrske naloge je bil seznanitev z novim programskim okoljem, ki omogoča statično in dinamično analizo ter dimenzioniranje elementov gradbenih konstrukcij. V ta namen smo izbrali programsko orodje Sofistik, za katerega so nam bile dostopne licence za izobraževanje. Omenjeno programsko orodje je bilo razvito leta 1987 v Nemčiji in se je ohranilo ter razvijalo vse do danes. Računski model objekta, ki smo ga obravnavali v magistrski nalogi je izdelan v verziji Sofistik 2018.

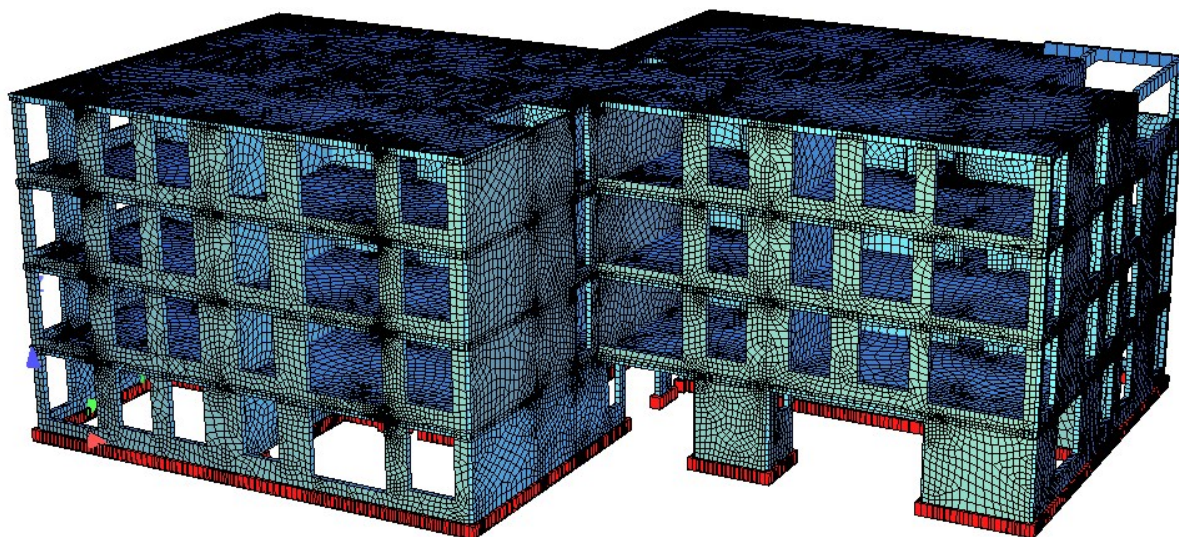
Programsko orodje, ki deluje na metodi končnih elementov, uporabniku nudi dva različna načina vnosa podatkov konstrukcije. Le ta se lahko vrši s pomočjo tekstovnega vnosa v program Teddy, ali pa s pomočjo programske razširitve SofiPlus, ki za delovanje uporablja AutoCad-ovo platformo. Vsaka od možnosti ponuja svoje prednosti, vendar smo se za namen prvega stika s programskim orodjem raje odločili za uporabo razširitve SofiPlus. Ta se namreč AutoCad-a veščemu uporabniku na prvi pogled zdi enostavnejša, saj se celotno geometrijo vključno s prečnimi prerezi, uporabljenimi materiali in statično obtežbo na konstrukcijo podaja grafično, kar skozi celoten tok modeliranja omogoča natančno vizualno predstavbo.



Slika 22: Pogled na 3D model konstrukcije v programu Sofiplus

Ko je model konstrukcije v grobem končan, se ga z enim klikom izvozi v program SSD, ki predstavlja osrednji del programskega orodja Sofistik. Ta je na pogled razdeljen na dva dela. Na desni strani zaslona animacijski del prikazuje iz Sofiplus-a uvoženi 3D model, ki bo uporabljen za nadaljnje analize. Na levi strani pa se nam generira nivojski seznam opravil, ki zajema tudi statične in dinamične izračune, ki smo jih uporabili v magistrski nalogi. Ob zagonu programa SSD so za uporabnika avtomatsko pripravljena opravila kot so definiranje projektnih

kombinacij, linearna analiza, superpozicija in dimenzioniranje elementov, ostala želeno opravila pa lahko enostavno dodamo s pomočjo desnega klika na polje seznama. Na tak način smo pri magistrski nalogi dodali na primer opravilo za potresno analizo, ki bo izpostavljeno v nadaljevanju.



Slika 23: Predstavitev 3D modela konstrukcije

Za potrebe potresne analize smo v programu SSD dodali opravilo »Earthquake«, kjer je pred zagonom analize potrebno definirati zahtevane parametre. Poleg števila upoštevanih nihajnih oblik in dušenja je v postopku pomembna izbira dodatne mase in njenega deleža, ki v potresu deluje na konstrukcijo, saj v nasprotnem primeru program upošteva le maso, ki izhaja iz lastne teže konstrukcije. Spodnja Slika 24 prikazuje pogovorno okno za izbiro dodatnih mas in njihovih deležev. Kot je razvidno, dodatno stalno obtežbo na ploščo upoštevamo v polnem iznosu, koristno obtežbo pa v ustreznih deležih glede na standard [19], to je 15 % v vmesnih etažah in 30 % v vrhnji etaži, ki pa jo upoštevamo z deležem 0 %, saj koristna obtežba obravnavane strehe spada v kategorijo H.

Loadcase Settings

	Number	Convert All	LC to X	LC to Y	LC to Z	X to mass	Y to mass	Z to mass	Name
☒	2	☒	☒	☒	☒	100.00 o/o	100.00 o/o	100.00 o/o	Stalna na plosco
☒	4	☒	☒	☒	☒	100.00 o/o	100.00 o/o	100.00 o/o	Lastna in stalna stopnic-linijsk
☒	5	☒	☒	☒	☒	100.00 o/o	100.00 o/o	100.00 o/o	Lastna teza strehe
☐	6	☐	☐	☐	☐	0.00 o/o	0.00 o/o	0.00 o/o	Koristna obtezba strehe
☒	7	☐	☐	☐	☒	100.00 o/o	100.00 o/o	100.00 o/o	Lastna teza sten podstesja
☒	101	☐	☐	☐	☒	15.00 o/o	15.00 o/o	15.00 o/o	Koristna balkon
☒	102	☐	☐	☐	☒	15.00 o/o	15.00 o/o	15.00 o/o	Koristna stanovanje
☒	103	☐	☐	☐	☒	15.00 o/o	15.00 o/o	15.00 o/o	Koristna stanovanje

Slika 24: Pogovorno okno za potresno analizo – dodatna masa

V naslednjem koraku skladno s standardom [19] upoštevamo vpliv 5 % slučajne ekscentričnosti mase, kjer za vsako etažo podamo koto etaže Z , središčno višinsko koto med posameznima etažama $Z+/-$ in razpone etaž L_x ter L_y v posamezni smeri.

The screenshot displays the 'Directions' panel with the following settings:

- ☒ X-DIR
- ☒ Y-DIR
- ☒ X-DIR + EXZ
- ☒ Y-DIR + EXZ
- ☒ X-DIR - EXZ
- ☒ Y-DIR - EXZ

Accidental eccentricity: $e_{at} = \pm 5.00 \text{ o/o} * L_x$

The 'Level information' panel shows a table with the following data:

Z	Z-	Z+	LX	LY
3.000	1.500	4.500	33.600	23.410
6.000	4.500	7.500	33.600	23.410
9.000	7.500	10.500	33.600	23.410

The 'Expert Settings' panel shows the following options:

- ☒ Apply acceleration to whole structure
- ☐ Apply acceleration only to following groups

A table of group settings is also visible:

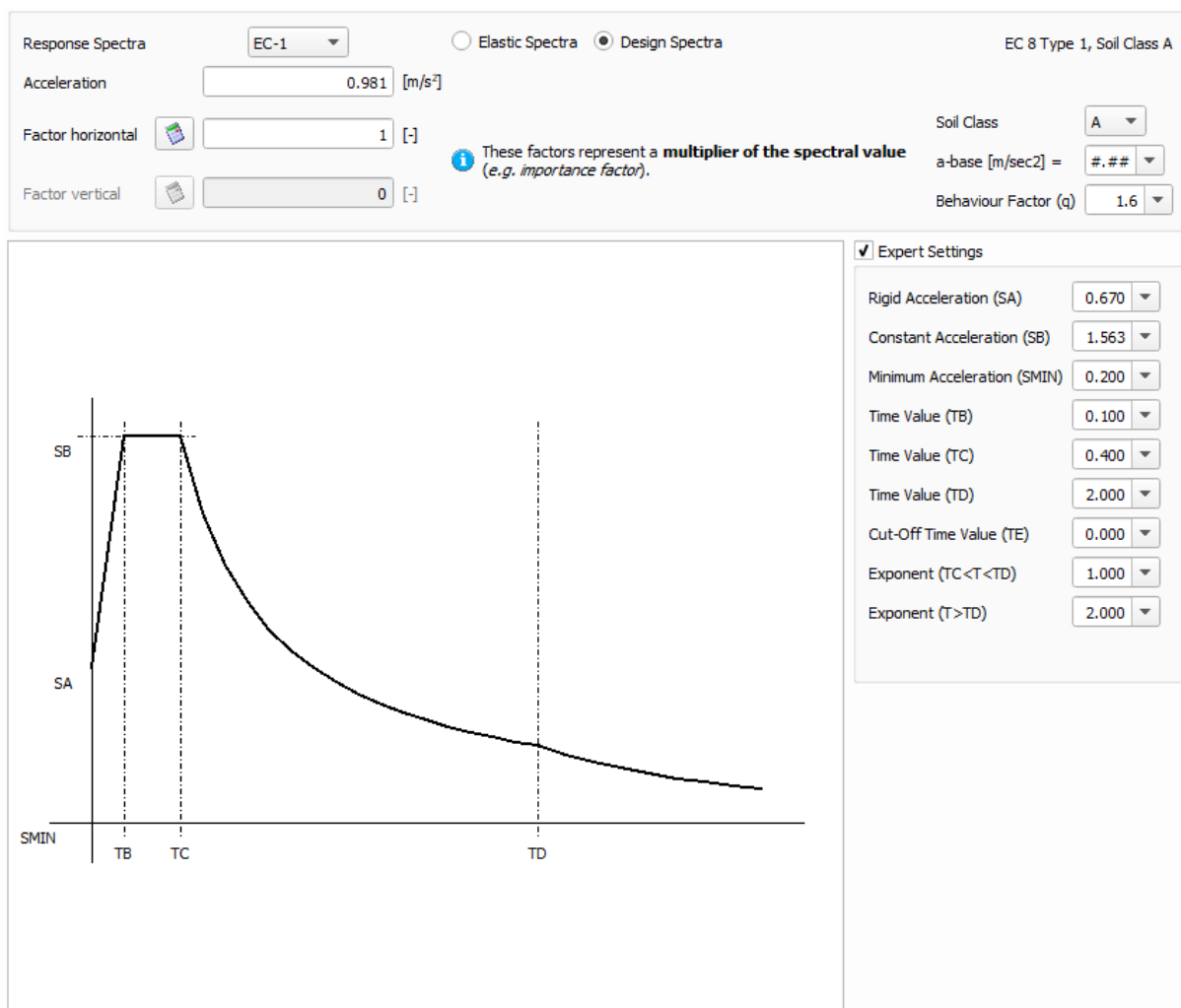
ID	Name
0	Group 0
49	Group 4
50	Group 5
51	Group 5
100	Group 1
101	Group 1
150	Group 1

Additional information on the right side of the 'Level information' panel:

- z Height ordinate for base shear evaluation
- $z-, z+$ Vertical range of element selection to apply the accidental torsional effects
- LX, LY Floor dimension perpendicular to the direction of the seismic action
- Please take care of the global direction of the coordinate

Slika 25: Pogovorno okno za potresno analizo – slučajna ekscentričnost

V zadnjem koraku potresne analize definiramo projektni spekter, ki smo ga predstavili že v poglavju Potresna obtežba, kjer je glede na vrednosti v programu potrebno spremeniti parameter T_B iz 0.15 s na 0.10 s, kot nam to predpisuje nacionalni dodatek [20].



Slika 26: Pogovorno okno za potresno analizo – projektni spekter

Kot zadnji sklop opravil na nivojskem seznamu v programu SSD je potrebno omeniti še razdelek »Design Elements«. V njem se nahajajo posamezna opravila za dimenzioniranje linijskih in ploskovnih elementov AB konstrukcije in sicer ločeno za posamezna mejna stanja. Pri zagonu vsakega od teh opravil je pred izračunom armature potrebno podati posamezne varnostne faktorje za beton in jeklo ter minimalne in maksimalne omejitve armiranja prereza.

Po končanih analizah v programu SSD, lahko posamezne ali skupne rezultate pregledamo, prikažemo in urejamo v programski razširitvi WinGraf, ki jo zaženemo direktno v SSD. Uporabljeni rezultati iz WinGraf-a so prikazani na koncu magistrske naloge v prilogah A, D in G.

Zadnji program v paketu Sofistik-ove programske opreme, ki smo ga uporabili pri magistrski nalogi, se imenuje SofiCad. Podobno kot pri SofiPlus-u gre za programsko razširitev, ki za platformo uporablja AutoCad. S prednaloženo knjižnico materialov in različnih oblik armiranja uporabniku omogoča, da z zaporedjem klikov namesti izbrano armaturo, količino in oznako. Potrebno se je le zavedati protokola vnosa armature, saj na primer vzdolžni armaturi geometrijo določamo v vzdolžnem pogledu, količino in njen razpored pa v prečnem prerezu.

Ravno obratno pa je pri stremenski armaturi, kjer najprej določimo geometrijo v prečnem prerezu ter jo nato v pogledu razporedimo vzdolž nosilca. Posebno pozornost je potrebno zaradi ločenega vnašanja v prerez, vzdolžni pogled in tloris, brez skupnega 3D prikaza nameniti legi armature v elementih, saj se lahko pri risanju armature pojavijo težave s prekrivanjem različne armature, ki jo v 2D načinu ne opazimo. Izdelani armaturni načrti so priloženi v prilogi B in E.

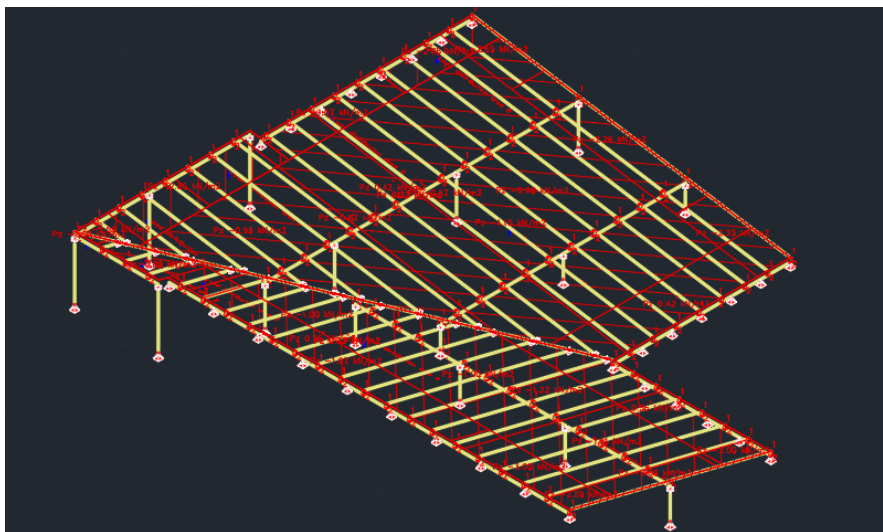
5 DIMENZIONIRANJE OSTREŠJA

Leseno ostrešje objekta smo obravnavali ločeno od preostalega objekta. Ker se objekt nahaja na Primorskem, je bilo iz analize ostrešja kmalu razvidno, da bo prevladujoča obtežba, ki bo narekovala prereze posameznih elementov srk vetra. Iz tega razloga smo posebno pozornost pri dimenzioniranju namenili tudi sidranju posameznih konstrukcijskih in nekonstrukcijskih delov strehe, saj se med nevihtami večkrat soočamo z odkrivanjem večjih površin streh z lahko kritino ravno zaradi nezadostnega posvečanja pozornosti detajlom sidranja.

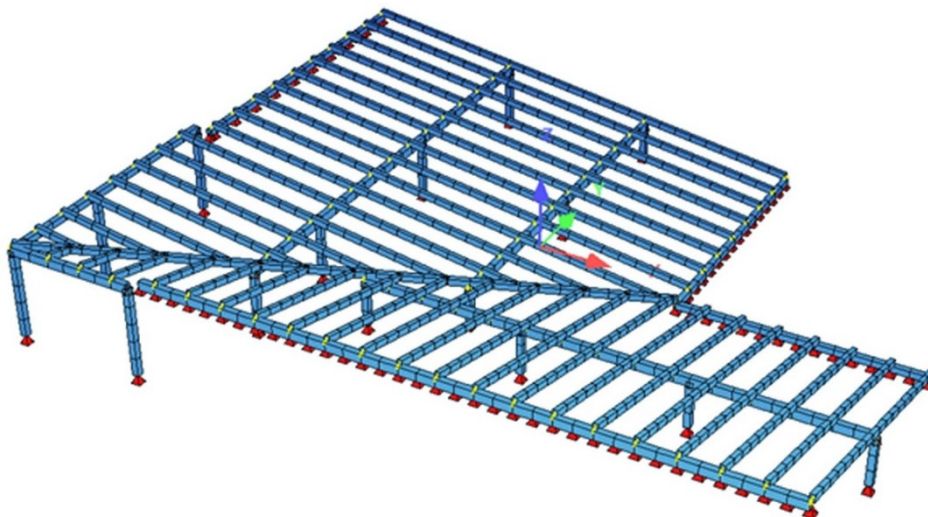
Zaradi lažjega razumevanja, večje natančnosti in predvsem želje po spoznavanju programa Sofistik, smo ostrešje modelirali kot linijski prostorski model. Kot je bilo omenjeno že v poglavju z določitvijo obtežbe vetra, smo zaradi kompleksnosti strehe obravnavali le polovico strehe in sicer tisti del, ki ga sestavljata enokapnica 1 in enokapnica 2 po naši delitvi.

V programu smo za namen modeliranja najprej izbrali material lesa C 30, predpisane prečne prereze in narisali pomožno mrežo, ki je določala posamezne razpone špirovcev in pozicije leg. S tem je bil določen tudi po arhitekturnih podlogah predpisani naklon strehe. V modelu smo ločili dve vrsti leg. Tiste, ki jih je podpirala AB konstrukcija in tiste podprte z lesenimi sohami. AB konstrukcijo smo na stikih z legami nadomestili z nepomičnimi, linijskimi, členkastimi podporami. Podobne podpore, le da so bile tokrat točkovne, smo uporabili za podpiranje soh. Žlotnik, špirovce in lege smo med seboj ekscentrično povezali tako, da smo predpisali enakost ustreznih pomikov in zasuka, ki je preprečeval lokalno nestabilnost posameznega elementa.

Nanašanje površinske obtežbe po posameznih področjih na linijske elemente – špirovce nam je omogočal ukaz »Free Area Load«. Za uporabo omenjenega ukaza pa je bilo najprej celotno streho potrebno definirati kot »Load Distribution Area«. Poleg obtežbe vetra, ki smo ga na streho nanašali po definiranih področjih, na streho delujejo tudi stalna obtežba, obtežba za vzdrževanje strehe in sneg.



Slika 27: Pogled na linijski model v programu Sofiplus



Slika 28: Pogled na linijski model ostrešja

Pri kombiniranju obtežb so bile uporabljene spodnje kombinacije.

$$MSN1: 1.35 G \quad (P) \quad (5.1)$$

$$MSN2: 1.35 G + 1.5 Q_{vzd.} \quad (S) \quad (5.2)$$

$$MSN3: 1.35 G + 1.5 S \quad (M) \quad (5.3)$$

$$MSN4: 1.35 G + 1.5 W_{tlak} \quad (S) \quad (5.4)$$

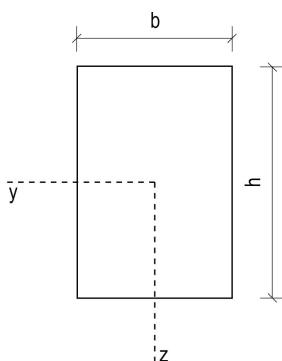
$$MSN5: 1.0 G + 1.5 W_{srk} \quad (S) \quad (5.5)$$

$$MSN6: 1.35 G + 1.5 S + 1.5 \psi_{0,w} W_{tlak} \quad (S), \quad \psi_{0,w} = 0.6 \quad (5.6)$$

$$MSN7: 1.35 G + 1.5 W_{tlak} + 1.5 \psi_{0,s} S \quad (S), \quad \psi_{0,s} = 0.5 \quad (5.7)$$

5.1 Dimenzioniranje špirovca

Glede na izbrane začetne dimenzije špirovca $b/h = 12/16$ cm in kvaliteto lesa C30 smo izvedli naslednje kontrole.



Slika 29: Izbran prerez špirovca

5.1.1 Kontrola špirovca na max. upogib in max. osno silo z upoštevanjem uklona

Obremenitve (MSN):

$$M_{Ed,max} = 4.86 \text{ kNm} \quad (5.8)$$

$$N_{Ed,max tlak} = 6.95 \text{ kN} \quad (5.9)$$

$$l_{u,y} = l_{u,z} = l = 463 \text{ cm} \quad (5.10)$$

$$A = 12 * 16 = 192 \text{ cm}^2 \quad (5.11)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{6.95}{192} = 0.04 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.12)$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y,max} * 100}{W_y} = \frac{4.86 * 100}{512} = 0.95 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.13)$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.14)$$

$$k_m = 0.7 \quad (5.15)$$

y-os:

$$I_y = \frac{b * h^3}{12} = \frac{12 * 16^3}{12} = 4096 \text{ cm}^4 \quad (5.16)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4096}{192}} = 4.62 \text{ cm} \quad (5.17)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y} = \frac{463}{4.62} = 100.22 \rightarrow \lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{100.22}{\pi} \sqrt{\frac{2.3}{800}} = 1.71 \quad (5.18)$$

$$k_y = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.5(1 + 0.2(1.71 - 0.3) + 1.71^2) = 2.10 \quad (5.19)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{2.19 + \sqrt{2.19^2 - 1.71^2}} = 0.28 \quad (5.20)$$

$$W_y = \frac{b * h^2}{6} = \frac{12 * 16^2}{6} = 512 \text{ cm}^3 \quad (5.21)$$

Z-OS:

$$I_y = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{12^3 * 16}{12} = 2304 \text{ cm}^4 \quad (5.22)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2304}{192}} = 3.46 \text{ cm} \quad (5.23)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{u,z}}{i_z} = \frac{463}{3.46} = 133.82 \rightarrow \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{133.82}{\pi} \sqrt{\frac{2.3}{800}} = 2.29 \quad (5.24)$$

$$k_z = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0.5(1 + 0.2(2.29 - 0.3) + 2.29^2) = 3.32 \quad (5.25)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{3.32 + \sqrt{3.32^2 - 2.29^2}} = 0.18 \quad (5.26)$$

$$W_z = \frac{b^2 * h}{6} = \frac{12^2 * 16}{6} = 384 \text{ cm}^3 \quad (5.27)$$

Kontroli:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0.04}{0.18 * 1.592} + 0.7 \frac{0.95}{2.077} = 0.46 \leq 1.0 \rightarrow OK \quad (5.28)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0.04}{0.28 * 1.592} + \frac{0.95}{2.077} = 0.55 \leq 1.0 \rightarrow OK \quad (5.29)$$

Čeprav maksimalni upogib in maksimalna osna sila iz ovojnic ne nastopita na istem mestu, iz te kontrole zaključimo, da je zadoščeno tudi vsem ostalim kombinacijam upogiba z osno silo.

5.1.2 Kontrola špirovca na prečno silo

Obremenitev (MSN):

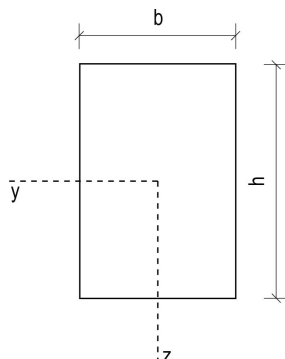
$$V_{Ed,max} = 7.09 \text{ kN} \quad (5.30)$$

Kontrola:

$$\tau_{d,max} = \frac{V_{Ed,max}}{\frac{2}{3} * b_{ef} * h} = \frac{7.09}{\frac{2}{3} * 0.67 * 12 * 16} = 0.08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} = 0.21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK \quad (5.31)$$

5.2 Dimenzioniranje vmesne lege

Glede na izbrane začetne dimenzije vmesne lege $b/h = 16/22$ cm in kvaliteto lesa C30 smo izvedli naslednje kontrole.



Slika 30: Izbran prerez vmesne lege

5.2.1 Kontrola vmesne lege na upogib

Obremenitve (MSN):

$$M_{Ed,max} = 16.3 \text{ kNm} \quad (5.32)$$

$$W_y = \frac{b * h^2}{6} = \frac{16 * 22^2}{6} = 1290.67 \text{ cm}^3 \quad (5.33)$$

Kontrola:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed,max}}{W_y} = \frac{16.3 * 100}{1290.7} = 1.26 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{m,d} = 2.08 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow OK \quad (5.34)$$

5.2.2 Kontrola vmesne lege na prečno silo

Obremenitve (MSN):

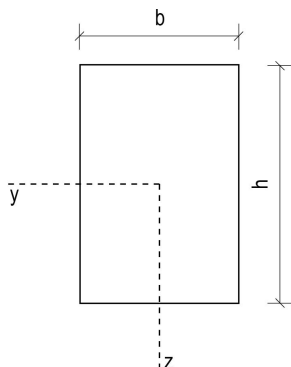
$$V_{Ed,max} = 19.8 \text{ kN} \quad (5.35)$$

Kontrola:

$$\tau_{d,max} = \frac{V_{Ed,max}}{\frac{2}{3} * b_{ef} * h} = \frac{19.8}{\frac{2}{3} * 0.67 * 16 * 22} = 0.13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} = 0.21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK \quad (5.36)$$

5.3 Dimenzioniranje slemenske lege

Glede na izbrane začetne dimenzije slemenske lege podprte s sohami $b/h = 16/22$ cm in kvaliteto lesa C30 smo izvedli naslednje kontrole.



Slika 31: Izbran prerez slemenske lege

5.3.1 Kontrola slemenske lege na dvoosni upogib

Obremenitve (MSN):

Čeprav maksimalni vrednosti upogibnih momentov ne nastopita istočasno, smo kontrolo poenostavili in ju zaradi relativno majhnih obremenitev v slemenski legi upoštevali naenkrat. V kolikor tej kontroli z izbranim prerezem zadostimo, je zadoščeno tudi vsem ostalim možnim kombinacijam delovanja obeh upogibnih momentov.

$$M_{Ed,y,max} = 8.15 \text{ kNm} \quad (5.37)$$

$$M_{Ed,z,max} = 3.33 \text{ kNm} \quad (5.38)$$

$$W_y = \frac{b * h^2}{6} = \frac{16 * 22^2}{6} = 1290.67 \text{ cm}^3 \quad (5.39)$$

$$W_z = \frac{b^2 * h}{6} = \frac{16^2 * 22}{6} = 938.67 \text{ cm}^3 \quad (5.40)$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y,max}}{W_y} = \frac{8.15 * 100}{1290.7} = 0.63 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.41)$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{Ed,z,max}}{W_z} = \frac{3.33 * 100}{938.67} = 0.36 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.42)$$

Kontroli:

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0.7 \frac{0.63}{2.08} + \frac{0.36}{2.08} = 0.39 \leq 1.0 \rightarrow OK \quad (5.43)$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = \frac{0.63}{2.08} + 0.7 \frac{0.36}{2.08} = 0.42 \leq 1.0 \rightarrow OK \quad (5.44)$$

5.3.2 Kontrola slemenske lege na prečno silo

Podobno kot pri prejšnji kontroli smo tudi tokrat uporabili maksimalni vrednosti obeh prečnih sil in s tem zadostili tudi ostalim možnim kombinacijam prečnih sil v obravnavanih smereh.

Obremenitve (MSN):

$$V_{Ed,y,max} = -5.46 \text{ kNm} \quad (5.45)$$

$$V_{Ed,z,max} = 12.1 \text{ kNm} \quad (5.46)$$

Strig v Y smeri:

$$\tau_{d,y} = \frac{V_{Ed,y,max}}{\frac{2}{3} * b_{ef} * h} = \frac{5.46}{\frac{2}{3} * 0.67 * 22 * 16} = 0.04 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (5.47)$$

Strig v Z smeri:

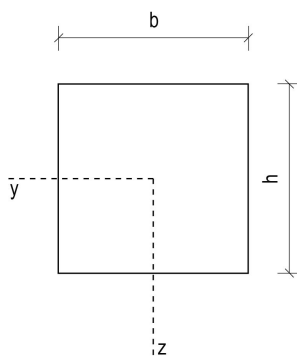
$$\tau_{d,z} = \frac{V_{Ed,z,max}}{\frac{2}{3} * b_{ef} * h} = \frac{12.1}{\frac{2}{3} * 0.67 * 16 * 22} = 0.08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (5.48)$$

Kontrola striga v prerezu:

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{d,y}^2 + \tau_{d,z}^2} = \sqrt{0.04^2 + 0.08^2} = 0.09 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0.21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK \quad (5.49)$$

5.4 Dimenzioniranje sohe

Glede na izbrane začetne dimenzije sohe $b/h = 16/16 \text{ cm}$ in kvaliteto lesa C30 smo izvedli naslednje kontrole.



Slika 32: Izbran prerez sohe

5.4.1 Kontrola tlačno obremenjene sohe z upoštevanjem uklona

Obremenitve (MSN):

$$N_{Ed,max,tlak} = 37.8 \text{ kN} \quad (5.50)$$

y in z os:

$$l_{u,y} = l_{u,z} = l_u = l = 155 \text{ cm} \quad (5.51)$$

$$I_y = I_z = \frac{b * h^3}{12} = \frac{16 * 16^3}{12} = 5461.23 \text{ cm}^4 \quad (5.52)$$

$$A = 16 * 16 = 256 \text{ cm}^2 \quad (5.53)$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{5461.23}{256}} = 4.62 \text{ cm} \quad (5.54)$$

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_{u,y}}{i_y} = \frac{155}{4.62} = 33.55 \rightarrow \lambda_{rel} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = \frac{33.55}{\pi} \sqrt{\frac{2.3}{800}} = 0.57 \quad (5.55)$$

$$k_y = k_z = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2) = 0.5(1 + 0.2(0.57 - 0.3) + 0.57^2) = 0.69 \quad (5.56)$$

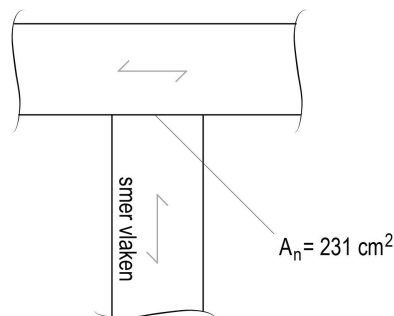
$$k_{c,y} = k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 + \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{0.69 + \sqrt{0.69^2 - 0.57^2}} = 0.93 \quad (5.57)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{37.8 \text{ kN}}{256 \text{ cm}^2} = 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (5.58)$$

Kontrola:

$$\sigma_{c,0,d} = 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq k_{c,z} f_{c,0,d} = 0.93 * 1.59 = 1.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK \quad (5.59)$$

5.4.2 Kontrola kontaktnih napetosti med vmesno lego in soho



Slika 33: Kontaktna napetost

Obremenitve (MSN):

$$N_{Ed,max,tlak} = 37.8 \text{ kN} \quad (5.60)$$

$$A_n = A_{sohe} - A_{\check{c}ep} = 16 \text{ cm} * 16 \text{ cm} - 5 \text{ cm} * 5 \text{ cm} = 231 \text{ cm}^2 \quad (5.61)$$

Kontrola:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{Ed}}{A_{sohe}} = \frac{37.8 \text{ kN}}{231 \text{ cm}^2} = 0.16 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{c,90,d} = 0.187 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK \quad (5.62)$$

5.5 Sidranje strešne kritine in njene podkonstrukcije v nosilno konstrukcijo ostrešja (lokalna analiza)

5.5.1 Obtežba srka vetra za lokalno analizo

Pri določitvi obremenitev, ki jih je potrebno prevzeti s sidranjem strešne kritine in njene podkonstrukcije zaradi vpliva srka vetra, smo uporabili poenostavljeno lokalno analizo. Izvedli smo jo tako, da smo tlak vetra ohranili enak kot pri klasični vetrni obtežbi, koeficient $C_{pe,10}$ za večja območja strehe pa smo nadomestili s koeficientom $C_{pe,1}$ za manjša, lokalna območja. Pri tem smo upoštevali le največjo izmed vrednosti koeficienta $C_{pe,1}$ za vse naklone obravnavane strehe in vse smeri delovanja vetra.

$$C_{pe,1} = -2.9 \rightarrow w_{e_SRK} = q_p(z) C_{pe} = 1.11 * (-2.9) = -3.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (5.63)$$

$$C_{pi_TLAK} = +0.2 \rightarrow w_i = q_p(z) C_{pi_TLAK} = 1.11 * (0.2) = 0.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (5.64)$$

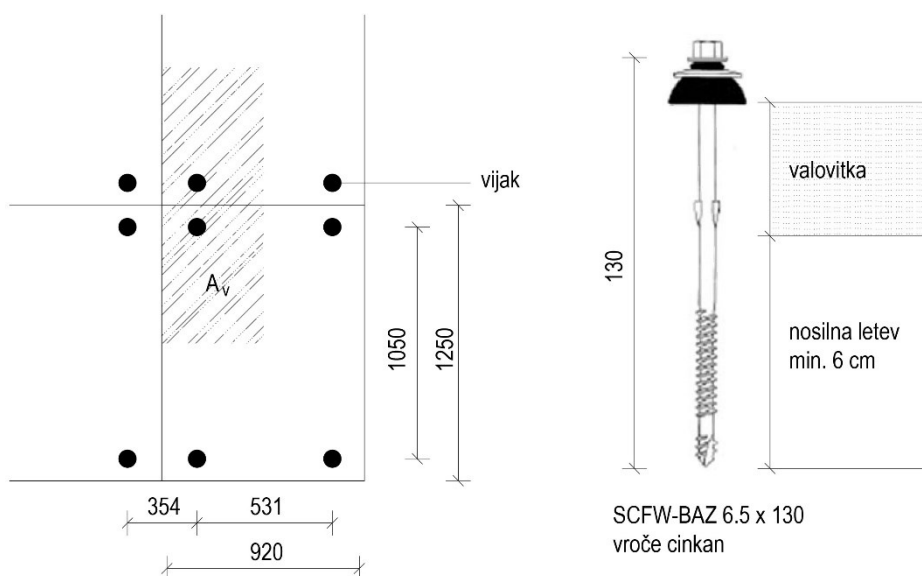
$$w_{SRK} = -(|w_{e_SRK}| + |w_{i_TLAK}|) = -(3.22 + 0.22) = -3.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (5.65)$$

Obtežbi srka vetra pri dvigovanju strešne kritine nasprotuje le teža kritine. V obravnavanem primeru je streha pokrita z esal valovitko 5, zato smo upoštevali lastno težo vlakno-cementne kritine

$$g_{valovitka} = 0.19 \frac{kN}{m^2}. \quad (5.66)$$

5.5.2 Določitev vplivnega območja in sila na en namenski vijak Esal kritine

Po navodilih proizvajalca esal valovitko 5 pritrjujemo na letve debeline vsaj 6 cm, ki so postavljene na medsebojnem razmaku 1050 mm za naklon strešine manjši od 20 stopinj. Pod njih pa smo za doseganje boljše zračnosti strehe namestili še kontra letve enakih dimenzij, ki so nameščene nad špirovci. Po preglednici proizvajalca smo določili, da za pritrjevanje ene Esal plošče uporabimo 4 namenske vijake (pogoja: $8\text{ m} \leq h = 14.95\text{ m} \leq 20\text{ m}$, $\alpha \leq 20^\circ$) in sicer dva vijaka na 2. in dva vijaka na 5. val plošče, kot prikazuje spodnja Slika 34, iz katere je razvidno vplivno območje enega vijaka. [6]



Slika 34: Pritrjevanje Esal valovitke 5 in vplivno območje vijaka [3]

Vplivno območje plošče in sila na en vijak za pritrditev plošče tako znašata:

$$A_v = 2 \frac{0.92 * 1.05}{4} = 0.483\text{ m}^2 \quad (5.67)$$

$$F_g = A_v g_{valovitke} = 0.438 * 0.19 = 0.09\text{ kN} \quad (5.68)$$

$$F_{w_SRK} = A_v w_{SRK} = 0.438 * -3.22 = -1.56\text{ kN} \quad (5.69)$$

$$F_{Ed,v1} = 1.0(F_g) + 1.5(F_{w_SRK}) = 1.0 * 0.09 + 1.5 * (-1.56) = -2.24\text{ kN} \quad (5.70)$$

5.5.3 Kontrola nosilnosti vijaka za sidranje Esal valovitke

Strešno kritino pritrujemo z namenskimi lesnimi vijaki SCFW-BAZ 6.5x130. Njihovo obremenitev pa predstavlja natezna sila srka vetra, ki smo jo določili prej. Prednosti lesnih vijakov napram primerljivim žeblijem so opazne ravno pri obremenitvi vijaka oziroma žeblija na izvlečno (natezno) silo, saj se zaradi navoja v spodnjem delu plašča stebila njihova izvlečna nosilnost bistveno poveča.

Pri določitvi izvlečne nosilnosti uporabljenih vijakov smo uporabili naslednje parametre:

- $F_{ax,k,Rk}$...karakteristična izvlečna nosilnost zveze,
- n_{ef} ...efektivno število lesnih vijakov v zvezi,
- d ...zunani premer vijaka,
- l_{ef} ...dolžina vtisnjenja navojnega dela, zmanjšana za en premer vijaka,
- $f_{ax,k}$...karakteristična izvlečna trdnost,
- ρ_k ...karakteristična gostota lesa C30, ki znaša $380 \frac{kg}{m^3}$.

$$n_{ef} = 1.0, \quad d = 6.5 \text{ mm} \quad (5.71)$$

$$l_{ef} = l_{nav} - d = 43 - 6.5 = 36.5 \text{ mm} \geq 6d = 6 * 6.5 = 39 \text{ mm} \quad (5.72)$$

$$\begin{aligned} f_{ax,k} \left[\frac{N}{mm^2} \right] &= 0.52 d^{-0.5} [mm] l_{ef}^{-0.1} [mm] \rho_k^{0.8} \left[\frac{kg}{m^3} \right] \\ &= 0.52 * 6.5^{-0.5} * 39^{-0.1} * 380^{0.8} = 16.38 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (5.73)$$

$$F_{ax,k,Rd} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef} k_d}{1.2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{1.0 * 16.38 * 6.5 * 39 * 0.85}{1.0} = 3529.1 \text{ N} = 3.53 \text{ kN} \quad (5.74)$$

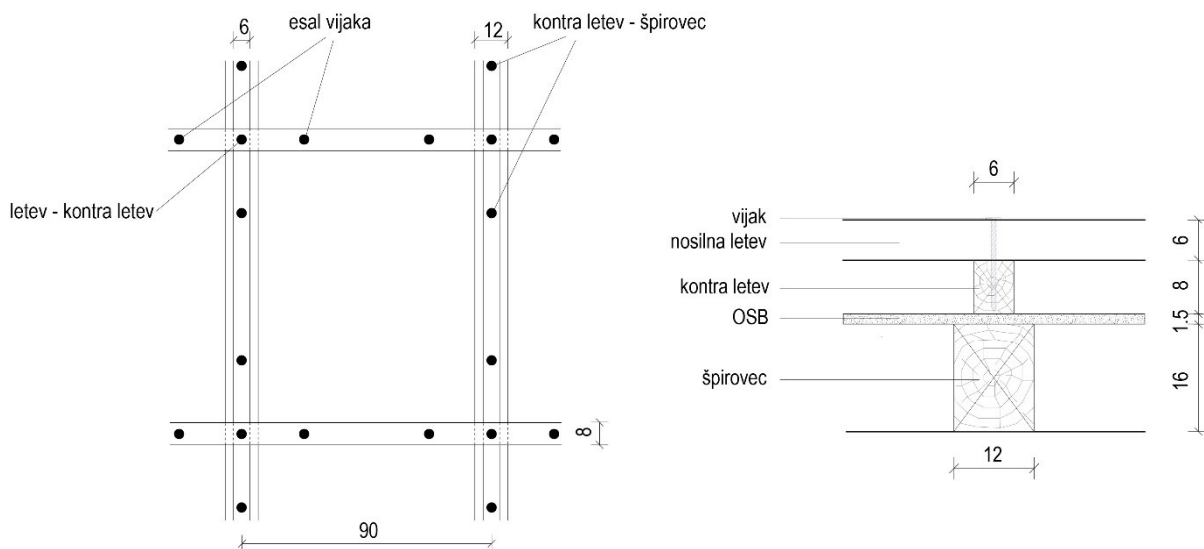
$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8} = \frac{6.5}{8} = 0.85, \frac{6.5}{1.0} = 0.85 \right\} = 0.85 \quad (5.75)$$

Kontrola:

$$F_{Ed,v1} = 2.24 \text{ kN} \leq \frac{F_{ax,k,Rk}}{\gamma_{M2}} = \frac{3.5 \text{ kN}}{1.25} = 2.82 \text{ kN} \rightarrow OK \quad (5.76)$$

5.5.4 Določitev sile na vijak za povezavo letve in kontra letve

Kot smo že omenili, so kontra letve za zračenje nameščene točno nad špirovci na medsebojni razdalji 90 cm, saj imamo tako zagotovljene dovolj podlage za pritrditev letev v špirovce.



Slika 35: Pogled na vijake (levo) in prerez skozi vijak (desno)

En vijak, ki povezuje letev s kontra letvijo mora tako prevzeti obremenitev dveh vijakov, ki pritrjujeta valovitko.

$$F_{Ed,v2} = 2 * F_{Ed,v1} = 2 * 2.24 \text{ kN} = 4.48 \text{ kN} \quad (5.77)$$

5.5.5 Sidranje nosilne letve v kontra letev

→ Izberem vijak $\phi 8$ ($d = 8 \text{ mm}$)

$$n_{ef} = 1, \quad \rho_k^{C30} = 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (5.78)$$

$$l_{ef} = l_{nav} - d \quad (5.79)$$

$$f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8} = 0.52 * 8^{-0.5} (l_{nav} - 8)^{-0.1} * 380^{0.8} \quad (5.80)$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8} = 1.0, 1.0 \right\} = 1.0 \quad (5.81)$$

$$(1) F_{ax,k.Rk} = 1.0 [f_{ax,k}] d l_{ef} k_d = 1.0 * [0.52 * 8^{-0.5} (l_{nav} - 8)^{-0.1} * 380^{0.8}] * 8 * (l_{nav} - 8) * 1.0 \quad (5.82)$$

$$F_{Ed,v2} = 4.48 \text{ kN} \leq \frac{F_{ax,k.Rk}}{\gamma_{M2}} \rightarrow (2) F_{ax,k.Rk} = 4.48 * 1000 [\text{N}] * \gamma_{M2} \quad (5.83)$$

$$(1), (2) \rightarrow l_{nav} = 58.6 \text{ mm} \geq l_{min} = 6 d = 6 * 8 = 48 \rightarrow \text{OK} \quad (5.84)$$

Izbira vijaka glede na debelino nosilne letve:

$$l_{nav} + h_{letve} = 58.6 \text{ mm} + 60 \text{ mm} = 118.6 \text{ mm} \quad (5.85)$$

→ Izberem vijake $\Phi 8 \times 120 \text{ mm}$

Kontrola preboja vijaka skozi nosilno letev:

Izvlačno nosilnost vijaka, ki jo pogojuje izvlek vijaka skozi leseni element, izračunamo kot kombinacijo nosilnosti vijaka po plašču in izvlečne nosilnosti glave vijaka. Za določitev izvlečne nosilnosti glave vijaka standard [17] določa, da jo je potrebno eksperimentalno določiti. Pri računu smo upoštevali vrednosti, ki so podane v tehnični specifikaciji proizvajalca [5] izbranih vijakov.

$$f_{head,k} = 17.6 \text{ N/mm}^2, \quad d_h = 20 \text{ mm (premer glave vijaka)} \quad (5.86)$$

$$l_{ef} = 30 \text{ mm (navojni del vijaka v elementu)} \quad (5.87)$$

$$A_h = \frac{d_h^2 * \pi}{4} - \frac{d^2 * \pi}{4} = 2.86 \text{ cm}^2 \quad (5.88)$$

$$f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8} = 0.52 * 8^{-0.5} 30^{-0.1} * 380^{0.8} = 15.16 \text{ N/mm}^2 \quad (5.89)$$

$$F_{ax,Rk} = f_{head,k} * A_h + f_{ax,k} * d * l_{ef} = 17.6 * 285.9 + 15.16 * 8 * 30 = 8.67 \text{ kN} \quad (5.90)$$

$$F_{ax,Rd} = \frac{F_{ax,Rk}}{\gamma_{M2}} = \frac{8.67}{\gamma_{M2}} = 6.80 \text{ kN} \geq F_{Ed,v2} = 4.48 \text{ kN} \rightarrow OK \quad (5.91)$$

5.5.6 Določitev sile na vijak za povezavo kontra letve in špirovca

Vijaki morajo v tem primeru prevzeti tudi obremenitve, ki nastajajo zaradi delovanja notranjega tlaka. Velikost vplivnega območja tega vijaka pa je enaka kot pri vijakih za Esal kritino oziroma polovico manjša od sile, ki jo prevzame vijak med letvijo in kontra letvijo. Razpored vijakov prikazuje Slika 35.

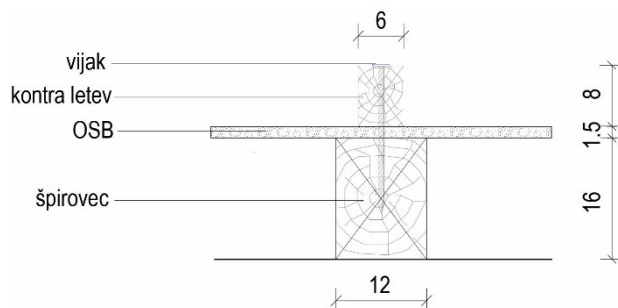
Sila na en vijak tako znaša:

$$F_{Ed,v3} = \frac{F_{Ed,v2}}{2} = 2.24 \text{ kN} \quad (5.92)$$

5.5.7 Sidranje strešne podkonstrukcije v špirovce

Lesni vijak smo izbrali tako, da smo pred začetkom računa izbrali ustrezeni presek vijaka in nato iz enačb določili minimalno dolžino navojnega dela, ki je potrebna da prevzame silo, ki smo jo

izračunali v prejšnjem delu. To vrednost smo nato vzeli kot najmanjšo dolžino vijaka, ki mora biti potopljena v špirovec in ji dodali še debelino kontra letev strešne podkonstrukcije in debelino OSB plošče, ki ju vijak prehaja na poti do špirovca.



Slika 36: Prerez skozi vijak

→ Izberem vijak $\phi 8$ ($d = 8 \text{ mm}$)

$$n_{ef} = 1, \quad \rho_k^{C30} = 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (5.93)$$

$$l_{ef} = l_{nav} - d \quad (5.94)$$

$$f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8} = 0.52 * 8^{-0.5} (l_{nav} - 8)^{-0.1} * 380^{0.8} \quad (5.95)$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8} = 1.0, 1.0 \right\} = 1.0 \quad (5.96)$$

$$(1) F_{ax,k.Rk} = 1.0 [f_{ax,k}] d l_{ef} k_d = [0.52 * 8^{-0.5} (l_{nav} - 8)^{-0.1} * 380^{0.8}] * 8 * (l_{nav} - 8) * 1.0 \quad (5.97)$$

$$F_{Ed,v3} = 2.24 \text{ kN} \leq \frac{F_{ax,k.Rk}}{\gamma_{M2}} \rightarrow (2) F_{ax,k.Rk} = 2.24 * 1000 [\text{N}] * \gamma_{M2} \quad (5.98)$$

$$(1), (2) \rightarrow l_{nav} = 31.4 \text{ mm} \geq l_{min} = 6 d = 6 * 8 = 48 \rightarrow l_{nav} = 48 \text{ mm} \quad (5.99)$$

Kontrola debeline lesene podlage (špirovca):

$$l_{nav} = 48 \text{ mm} \leq h_{\text{špirovec}} = 160 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (5.100)$$

Izbira vijaka glede na debelino kontra letve in OSB plošče:

$$l_{nav} + h_{\text{kontra letve}} + d_{OSB} = 48 \text{ mm} + 80 \text{ mm} + 15 \text{ mm} = 143 \text{ mm} \quad (5.101)$$

→ Izberem vijake $\phi 8 \times 150 \text{ mm}$

Kontrola preboja vijaka skozi kontra letev:

Izvlačno nosilnost vijaka, ki jo pogojuje izvlek vijaka skozi leseni element, izračunamo kot kombinacijo nosilnosti vijaka po plašču in izvlečne nosilnosti glave vijaka. Za določitev izvlečne nosilnosti glave vijaka standard [17] določa, da jo je potrebno eksperimentalno določiti. Pri računu smo upoštevali vrednosti, ki so podane v tehnični specifikaciji proizvajalca [5] izbranih vijakov.

$$f_{head,k} = 17.6 \text{ N/mm}^2, \quad d_h = 20 \text{ mm (premer glave vijaka)} \quad (5.102)$$

$$l_{ef} = 20 \text{ mm (navojni del vijaka v elementu)} \quad (5.103)$$

$$A_h = \frac{d_h^2 * \pi}{4} - \frac{d^2 * \pi}{4} = 2.86 \text{ cm}^2 \quad (5.104)$$

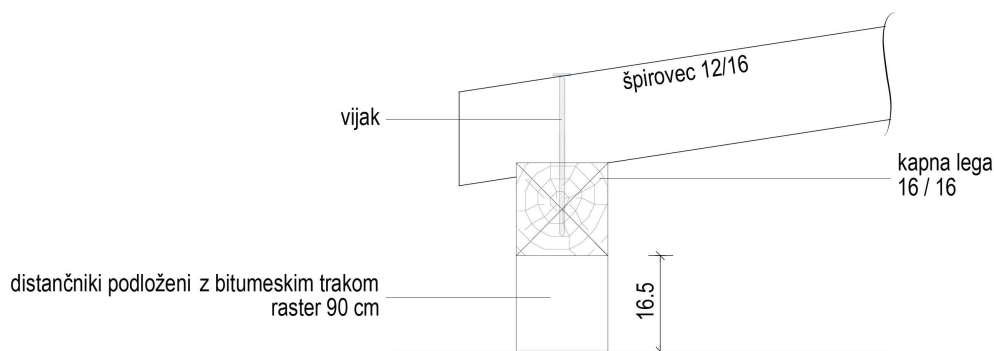
$$f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8} = 0.52 * 8^{-0.5} 20^{-0.1} * 380^{0.8} = 15.78 \text{ N/mm}^2 \quad (5.105)$$

$$F_{ax,R_k} = f_{head,k} * A_h + f_{ax,k} * d * l_{ef} = 17.6 * 2.86 + 15.78 * 8 * 20 = 7.56 \text{ kN} \quad (5.106)$$

$$F_{ax,R_d} = \frac{F_{ax,R_k}}{\gamma_{M2}} = \frac{7.56}{\gamma_{M2}} = 5.81 \text{ kN} \geq F_{Ed,v3} = 2.24 \text{ kN} \rightarrow OK \quad (5.107)$$

5.6 Sidranje špirovcev in leg v AB konstrukcijo

5.6.1 Sidranje špirovca v lego



Slika 37: Detajl sidranja špirovca v lego

Obremenitve (MSN):

$$R_{Ed,v,max} = 1.0R_{v,g} + 1.5R_{v,w,srk} = 1.0(-2.75) + 1.5(9.27) = 11.16 \text{ kN} \quad (5.108)$$

Predvideno stikovanje špirovcev z legami je z enim vijakom na stik, zato mora celotno silo prevzeti en vijak. Izberemo vijak premera 10 mm in izračunamo potrebno dolžino navoja v spodnjem elementu glede na obremenitev.

$$n_{ef} = 1, \quad \rho_k^{c30} = 380 \frac{kg}{m^3} \quad (5.109)$$

$$l_{ef} = l_{nav} - d \quad (5.110)$$

$$f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8} = 0.52 * 10^{-0.5} (l_{nav} - 10)^{-0.1} * 380^{0.8} \quad (5.111)$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8} = 1.25, 1.0 \right\} = 1.0 \quad (5.112)$$

$$(1) F_{ax,k,Rk} = [f_{ax,k}] d l_{ef} k_d = [0.52 * 10^{-0.5} (l_{nav} - 10)^{-0.1} * 380^{0.8}] * 10 * (l_{nav} - 10) \quad (5.113)$$

$$F_{v,Ed}^1 = 11.16 kN \leq \frac{F_{ax,k,Rk}}{\gamma_{M2}} \rightarrow (2) F_{ax,k,Rk} = 11.16 * 1000[N] * \gamma_{M2} \quad (5.114)$$

$$(1), (2) l_{nav} = 128 mm \geq l_{min} = 6 d = 6 * 10 = 60 \rightarrow OK \quad (5.115)$$

→ Izberem vijake $\Phi 10$ dolžine 300 mm

Kontrola preboja vijaka skozi špirovec:

Izvlačno nosilnost vijaka, ki jo pogojuje izvek vijaka skozi leseni element, izračunamo kot kombinacijo nosilnosti vijaka po plašču in izvlačne nosilnosti glave vijaka. Za določitev izvlačne nosilnosti glave vijaka standard [17] določa, da jo je potrebno eksperimentalno določiti. Pri računu smo upoštevali vrednosti, ki so podane v tehnični specifikaciji proizvajalca [5] izbranih vijakov.

$$f_{head,k} = 21.2 N/mm^2, \quad d_h = 24 mm \text{ (premer glave vijaka)} \quad (5.116)$$

$$l_{ef} = 80 mm \text{ (navojni del vijaka v elementu)} \quad (5.117)$$

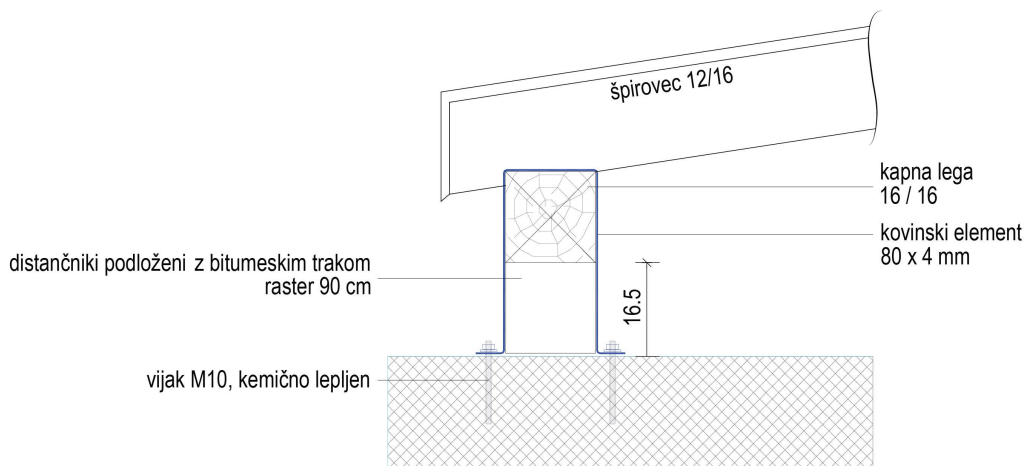
$$A_h = \frac{d_h^2 * \pi}{4} - \frac{d^2 * \pi}{4} = 3.74 cm^2 \quad (5.118)$$

$$f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8} = 0.52 * 10^{-0.5} 80^{-0.1} * 380^{0.8} = 12.29 N/mm^2 \quad (5.119)$$

$$F_{ax,Rk} = f_{head,k} * A_h + f_{ax,k} * d * l_{ef} = 21.2 * 374 + 12.29 * 10 * 80 = 17.76 kN \quad (5.120)$$

$$F_{ax,Rd} = \frac{F_{ax,Rk}}{\gamma_{M2}} = \frac{17.76}{\gamma_{M2}} = 13.7 kN \geq F_{v,Ed}^1 = 11.16 kN \rightarrow OK \quad (5.121)$$

5.6.2 Sidranje lege v AB konstrukcijo



Slika 38: Detajl sidranja lege v AB konstrukcijo

Sidra smo preverili na maksimalno izvlečno silo, ki se pojavi kot reakcija v podporah lege. Pri prevzemu te reakcije sicer sodelujejo tudi sosednja sidra, vendar v kolikor je sidro, ki je predvideno po arhitekturnih podlogah, zmožno omenjeno silo prenesti v AB konstrukcijo, zadostimo tudi vsem ostalim primerom.

Obremenitve (MSN):

$$R_{V,max,} = 20.0 \text{ kN} \quad (5.122)$$

- Kontrola namenskega hilti sidra na vertikalno silo:

Ker je sidranje izvedeno z dvema hilti sidroma, smo predpostavili, da se sila izvleka na njiju enakomerno razporedi. Tudi tokrat smo vrednosti odčitali iz preglednice proizvajalca in pri tem za projektno nosilnost upoštevali razpokan beton. Sila na eno sidro $M10 \times 110$, ki so predvidena po načrtih, tako znaša:

$$F_{V,Ed}^1 = \frac{R_{V,max,}}{2} = \frac{20.0}{2} = 10.0 \text{ kN} \quad (5.123)$$

$$F_{V,Ed}^1 = 10.0 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 26.6 \text{ kN (tabela proizvajalca)} \rightarrow OK \quad (5.124)$$

- Kontrola kontaktnih napetosti med pločevino in lego

$$A_{kontak} = 16 \text{ cm} * 8 \text{ cm} = 128 \text{ cm}^2 \quad (5.125)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{R_{V,max,}}{A_{kontakt}} = \frac{20.0}{128} = 0.156 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{c,90,d} = 0.187 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK \quad (5.126)$$

- Kontrola kovinskega elementa

Glede na priročnik [2] je razvidno, da je minimalna debelina pločevine, ki prepreči preboj vijaka 3 mm. Po katalogu proizvajalca [5] tipski kovinski element za izvedbo sidranja lesenih elementov v AB konstrukcijo debeline 4 mm zadošča za prenos sile v podlago. Ker je debelina kovinskega elementa detajla 4 mm je pogoju zadoščeno.

$$k_{mod} = 0.9, \quad R_{1,k} = 16.8 \text{ kN (tabela proizvajalca)}$$

$$R_{d} = k_{mod} * \frac{R_{1,k}}{\gamma_M} = 11.6 \text{ kN} \geq F_{V,Ed}^1 = 10.0 \text{ kN} \rightarrow OK \quad (5.127)$$

5.7 MSU ostrešja – kontrola povosov

Skladno s standardom [17] povese v začetnem stanju w_{inst} kontroliramo pri karakteristični kombinaciji vplivov:

$$E = E \left(\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right), \quad (5.128)$$

oziroma:

$$w_{inst} = \sum_j w_{inst}(G_{k,j}) + w_{inst}(Q_{k,1}) + \sum_{i>1} w_{inst}(\psi_{0,i} Q_{k,i}). \quad (5.129)$$

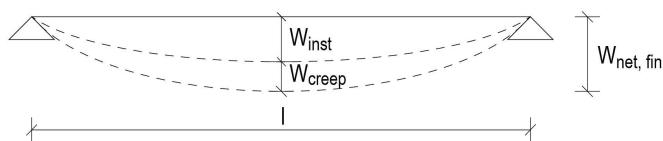
Povese v končnem času w_{fin} pa dobimo tako, da začetnim povесom dodamo še povese, ki so posledica lezenja pri navidezno stalni obtežni kombinaciji vplivov.

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q,1} + \sum_{i>1} w_{fin,Q,i}, \quad (5.130)$$

pri čemer so:

- $w_{fin,G} = w_{inst,G} (1 + k_{def})$...končni pomik zaradi stalnih vplivov G ,
- $w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} (1 + \psi_{2,1} k_{def})$...končni pomik zaradi prevladujočega vpliva Q_1 ,
- $w_{fin,Q,i} = w_{inst,Q,i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def})$...končni pomik zaradi ostalih spremenljivih vplivov.

Pri tem $k_{def} = 0.8$ za masivni les, vrednosti koeficientov ψ pa so prikazani v Preglednici 23.



Slika 39: Začetni in končni povos

Preglednica 23: Vrednosti koeficientov ψ

	ψ_0	ψ_2
Sneg	0,5	0
Veter	0,6	0

5.7.1 Povos špirovca v začetnem stanju

$$w_{inst}(G) = 4.73 \text{ mm}, \quad w_{inst}(w_{tlak}) = 4.38 \text{ mm}, \quad w_{inst}(S) = 2.38 \text{ mm} \quad (5.131)$$

$$w_{inst} = w_{inst}(G) + w_{inst}(w_{tlak}) + \psi_0 w_{inst}(S) = 4.73 + 4.38 + 0.5 * 2.38 = 10.03 \text{ mm} \quad (5.132)$$

$$L^{razpona} = 4.25 \text{ m} = 425 \text{ cm} \quad (5.133)$$

Kontrola:

$$w_{inst} = 10.03 \text{ mm} \leq w_{inst,lim} = \frac{L}{300} = \frac{4250}{300} = 14.2 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (5.134)$$

5.7.2 Povos špirovca v končnem stanju

$$w_{net,fin} = w_{fin,G} + w_{fin,w,tlak} + w_{fin,sneg} = 8.15 + 4.38 + 1.19 = 14.1 \text{ mm} \quad (5.135)$$

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} (1 + k_{def}) = 4.73 * (1 + 0.8) = 8.51 \text{ mm} \quad (5.136)$$

$$w_{fin,w,tlak} = w_{inst,w,tlak} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) = 4.38 * (1 + 0 * 0.8) = 4.38 \text{ mm} \quad (5.137)$$

$$w_{fin,sneg} = w_{inst,sneg} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) = 2.38 * (0.5 + 0 * 0.8) = 1.19 \text{ mm} \quad (5.138)$$

Kontrola:

$$w_{net,fin} = 14.1 \text{ mm} \leq w_{net,fin,lim} = \frac{L}{250} = \frac{4250}{250} = 17.0 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (5.139)$$

5.7.3 Poves lege v začetnem stanju

$$w_{inst}(G) = 4.14 \text{ mm}, \quad w_{inst}(w_{tlak}) = 3.83 \text{ mm}, \quad w_{inst}(S) = 2.10 \text{ mm} \quad (5.140)$$

$$w_{inst} = w_{inst}(G) + w_{inst}(w_{tlak}) + \psi_0 w_{inst}(S) = 4.14 + 3.83 + 0.5 * 2.10 = 9.02 \text{ mm} \quad (5.141)$$

$$L^{razpona} = 4.80 \text{ m} = 480 \text{ cm} \quad (5.142)$$

Kontrola:

$$w_{inst} = 9.02 \text{ mm} \leq w_{inst,lim} = \frac{L}{300} = \frac{4800}{300} = 16 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (5.143)$$

5.7.4 Poves lege v končnem stanju

$$w_{net,fin} = w_{fin,G} + w_{fin,w,tlak} + w_{fin,sneg} = 7.45 + 3.83 + 1.05 = 12.3 \text{ mm} \quad (5.144)$$

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} (1 + k_{def}) = 4.14 * (1 + 0.8) = 7.45 \text{ mm} \quad (5.145)$$

$$w_{fin,w,tlak} = w_{inst,w,tlak} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) = 3.83 * (1 + 0 * 0.8) = 3.83 \text{ mm} \quad (5.146)$$

$$w_{fin,sneg} = w_{inst,sneg} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) = 2.10 * (0.5 + 0 * 0.8) = 1.05 \text{ mm} \quad (5.147)$$

Kontrola:

$$w_{net,fin} = 12.3 \text{ mm} \leq w_{net,fin,lim} = \frac{L}{250} = \frac{4800}{250} = 19.2 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (5.148)$$

6 DIMENZIONIRANJE ARMIRANO-BETONSKE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE

Pri dimenzioniranju medetažne konstrukcije objekta smo se odločili za dimenzioniranje plošče nad pritličjem. V tem primerih se namreč pojavi največ sprememb pri postavitvi sten (posledično tudi podpor in obremenitev) pod in nad njo. Plošče tako na območju vhoda v objekt ne podpirajo vse stene, ki se nato nadaljujejo v višje etaže, saj se ob vhodu odpira večja avla objekta. Konstruiranje smo izvedli z upoštevanjem rezultatov potrebne armature, ki nam jih je pri analizi podal program Sofistik. Rezultati so priloženi na koncu naloge.

6.1 Krovni sloj

Zaradi protikorozijske zaščite armature v armiranobetonskih elementih moramo zagotoviti ustrezno nazivno debelino krovnega sloja, ki ga definiramo kot oddaljenost armature od zunanega robu betonskega prereza. Izračunamo ga po enačbi:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{div} \quad (6.1)$$

kjer c_{min} predstavlja najmanjšo dovoljeno debelino krovnega sloja, Δc_{dov} pa dovoljeno projektno odstopanje, za katerega priporočena vrednost znaša 10 mm.

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10 \text{ mm}) \quad (6.2)$$

Pri tem so:

- $c_{min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahtevane sprijemnosti,
- $c_{min,dur}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja,
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ dodatni varnostni sloj,
- $\Delta c_{dur,st}$ zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla,
- $\Delta c_{dur,add}$ zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite.

Za posamezno palico velja, da je $c_{min,b}$ enak premeru palice. Pri tem predpostavimo maksimalni premer vzdolžne palice 16 mm, zato je $c_{min,b} = 16 \text{ mm}$. $c_{min,dur}$ določimo glede na izpostavljenost betonskega elementa okoljskim vplivom. Za običajne konstrukcije s projektno dobo 50 let je priporočen razred S4. Glede na izpostavljenost našo konstrukcijo uvrstimo v razred izpostavljenosti XC1, kar ustreza betonu v stavbah z nizko vlažnostjo zraka. Odčitamo vrednost $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$.

Preglednica 24: Najmanjše debeline krovne sloja betona $c_{(min,dur)}$ glede na trajnost pri jeklih za armiranje [15]

Zahteve za $C_{min,dur}$ [mm] glede na okolje							
Razred konstrukcije	Razred izpostavljenosti konstrukcije						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Po standardu [15] so priporočene vrednosti $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ in $\Delta c_{dur,add}$ enake 0 mm. Izračunamo c_{min} .

$$c_{min} = \max(16 \text{ mm}, 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) = 16 \text{ mm} \quad (6.3)$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 16 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 26 \text{ mm} \quad (6.4)$$

Račun ponovimo še za stremensko armaturo, kjer predpostavimo največji premer stremenske palice 10 mm.

$$c_{min,b} = 10 \text{ mm} \quad (6.5)$$

$$c_{min} = \max(10 \text{ mm}, 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) = 15 \text{ mm} \quad (6.6)$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \quad (6.7)$$

Na podlagi zgornjega računa izberemo 3 cm krovne sloja.

6.2 Najmanjša in največja stopnja armiranja

Z upoštevanjem posebnih pravil po standardu [15] za polne plošče smo določili najmanjši $A_{s,min}$ in največji $A_{s,max}$ prerez armiranja, ki smo ju pri računu potrebne armature vnesli v program ter ju tako avtomatsko upoštevali pri nadaljnji izbiri dejanske armature. Pri določitvi stopnje armiranja smo uporabili naslednje izraze:

f_{ctm} ...srednja natezna trdnost betona za C25/30 $f_{ctm} = 0.26 \frac{kN}{cm^2}$,

f_{yk} ...karakteristična meja elastičnosti jekla za armiranje $f_{yk} = 50 \frac{kN}{cm^2}$,

b_t ...širina natezne cone prereza (pri ploščah uporabimo širino prereza 100 cm,

d ...statična višina prereza $d = 20 \text{ cm}$,

A_c ...površina betonskega prereza širine 100 cm.

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0.0013 b_t d \end{cases} \quad (6.8)$$

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0.26 * \frac{0.26}{50} * 100 * 20 \\ 0.0013 * 100 * 20 \end{cases} = \max \begin{cases} 2.70 \frac{cm^2}{m} \\ 2.60 \frac{cm^2}{m} \end{cases} = 2.70 \frac{cm^2}{m} \quad (6.9)$$

$$A_{s,max} = 0.04 A_c = 0.04 b h = 0.04 * 100 * 22 = 88 \frac{cm^2}{m} \quad (6.10)$$

6.3 Dimenzioniranje plošče nad pritličjem

6.3.1 Spodnja armatura

6.3.1.1 Izbira dejanske armature

Dejansko armaturo v plošči smo določili na podlagi v programu dobljenih vrednosti potrebne armature z upoštevanjem minimalne armature. Odločili smo se, da čez celotno ploščo namestimo najbolj pogosto uporabljeno armaturno mrežo Q335 ($A_{s,dej} = 3.35 \frac{cm^2}{m}$), saj je bila minimalna potrebna armatura $A_{s,min} = 2.70 \frac{cm^2}{m}$.

Ob izbiri te mreže nikjer ni potrebno dodajati dodatne armature v obliki palic ali mreže.

6.3.1.2 Detajliranje izbrane armature

- Minimalno prekrivanje izbrane armature

Projektno dolžino prekrivanja smo določili po enačbi:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,req} \geq l_{0,min}, \quad (6.11)$$

kjer koeficiente α_i odčitamo iz Preglednice 25.

Preglednica 25: Koeficienti α [2]

Vrsta vpliva	Način sidranja	Armaturne palice	
		v nategu	v tlaku
Oblika palic	Ravna palica	$\alpha_1 = 1.0$	$\alpha_1 = 1.0$
	Druge razen ravnih	$\alpha_1 = 0.7$, če je $c_d < 3\Phi$ v drugih primerih $\alpha_1 = 1$	$\alpha_1 = 1.0$
Krovni sloj betona	Ravna palica	$\alpha_2 = 1 - 0.15 (c_d - \Phi) / \Phi$ in $0.7 \leq \alpha_2 \leq 1.0$	$\alpha_2 = 1.0$
	Druge razen ravnih	$\alpha_2 = 1 - 0.15 (c_d - 3\Phi) / \Phi$ in $0.7 \leq \alpha_2 \leq 1.0$	$\alpha_2 = 1.0$
Objetje s prečno armaturo, ki ni privarjena na glavno armaturo	Vse vrste palic	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ in $0.7 \leq \alpha_3 \leq 1.0$	$\alpha_3 = 1.0$
Objetje s prečno privarjeno armaturo	Vse vrste	$\alpha_4 = 0.7$	$\alpha_4 = 0.7$
Objetje s prečnimi tlaki	Vse vrste	$\alpha_5 = 1 - 0.04p$ in $0.7 \leq \alpha_5 \leq 1.0$	/
kjer so: $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$, ΣA_{st} - prerez prečne armature vzdolž projektne sidrne dolžine l_{bd}, $\Sigma A_{st,min}$ - prerez najmanjše prečne armature = $0.25A_s$ za nosilce in 0 za plošče, A_s - prerez sidrane palice z največjim premerom, K - vrednosti podane na sliki, p - prečna tlačna napetost [MPa] vzdolž dolžine l_{bd} v mejnem stanju nosilnosti			

$$\alpha_1 = 1.0 \quad (6.12)$$

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 (c_d - \phi) / \Phi \quad (6.13)$$

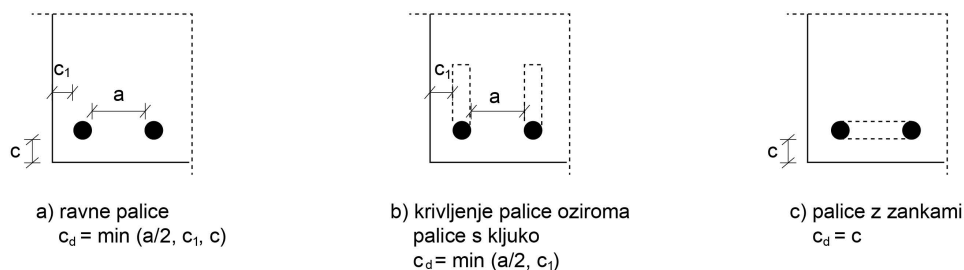
$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \frac{30 - 8}{8} = 0.59 \rightarrow \alpha_2 = 0.7 \quad (6.14)$$

$$c_d = \min\left(\frac{a}{2}, c_1, c\right) = \min(71, 30, 30) = 30 \text{ mm} \quad (6.15)$$

$$\phi(Q335) = 8 \text{ mm} \quad (6.16)$$

$$Q335: \frac{a}{2} = \frac{150 - 8}{2} = 71 \text{ mm (polovica svetlega razmika med palicama)} \quad (6.17)$$

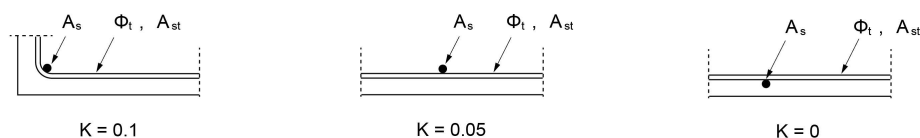
$$c = 30 \text{ mm (krovni sloj)} \quad (6.18)$$



Slika 40: Prikaz koeficientov c_1, c, a [15]

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda \quad (6.19)$$

$$\alpha_3 = 1 - 0 * \lambda = 1.0 \quad (6.20)$$



Slika 41: Izbira koeficienta K [15]

$$\alpha_5 = 1 - 0.04 p \rightarrow \alpha_5 = 1.0 \quad (6.21)$$

$$\alpha_6 = 1.5 \text{ (več kot polovica armature se prekriva)} \quad (6.22)$$

Preglednica 26: Vrednost koeficienta α_6 [15]

Delež s prekrivanjem stikovanih palic glede na celoten prerez armature	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
α_6	1	1.15	1.4	1.5
OPOMBA: Vmesne vrednosti se lahko določijo z interpolacijo				

Za izračun osnovne sidrne dolžine $l_{b,req}$, ki jo potrebujemo za nadaljnji račun, moramo najprej določiti mejno sprijemno napetost, ki je definirana z enačbo:

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2.25 * 1.0 * 1.0 * 0.12 = 0.27 \frac{kN}{cm^2} \quad (6.23)$$

$$\eta_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{za dobre pogoje sidranja} \\ 0.7 & \text{za druge primere} \end{cases} \rightarrow \eta_1 = 1.0 \quad (6.24)$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 1.0 & \text{za } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ \frac{132 - \phi}{100} & \text{za } \phi > 32 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \eta_2 = 1.0 \quad (6.25)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \frac{kN}{cm^2} \text{ (proj. natez. trd. bet.)} \quad (6.26)$$

Pri privzeti konstantni sprijemni napetosti f_{bd} in polni izkoriščenosti palic:

$$l_{b,req} = \left(\frac{\phi(Q335)}{4} \right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) = \left(\frac{8}{4} \right) \left(\frac{43.48}{0.27} \right) = 32.21 \text{ cm} \quad (6.27)$$

Na koncu smo določili projektno dolžino prekrivanja:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,req} \geq l_{0,min} \quad (6.28)$$

$$l_0 = 1.0 * 0.7 * 1.0 * 1.0 * 1.5 * 32.21 = 33.82 \text{ cm} \geq l_{0,min} = 20 \text{ cm} \rightarrow OK \quad (6.29)$$

$$l_{0,min} \geq \max\{0.3\alpha_6 l_{b,req}; 5\phi; 200 \text{ mm}\} = \max\{0.3 * 1.5 * 32.21; 5 * 8; 200\} \\ = 200 \text{ mm} \quad (6.30)$$

→ Izberem $l_0 = 35 \text{ cm}$ za mrežo Q335

Armaturni načrti spodnje armature plošče so priloženi v prilogi B.

6.3.2 Zgornja armatura

6.3.2.1 Izbira dejanske armature

Iz rezultatov potrebne armature, ki so priloženi v prilogi A je razvidno, da so območja, kjer zgornja armatura ni potrebna, razmeroma majhna. Prav tako so relativno majhni tudi razponi posameznih približno kvadratnih polj med stenami. Zato smo se odločili, da R mrež nad podporami ni smiselno uporabiti, saj bi z njimi pokrili praktično celotno področje, težave pa bi nam lahko povzročala mesta stikov sten v X in Y smeri, kjer bi mreže morali namestiti v obeh smereh. Prav tako ni smiselno niti izrezovanje majhnih delov mrež in s tem upoštevanje območij, kjer zgornja armatura ni potrebna, saj bi izrezani deli večinoma predstavljali le odpadke in izgubo časa na gradbišču. Iz tega razloga smo se odločili, da čez celotno ploščo namestimo armaturno mrežo Q335 ($A_{s,dej} = 3.35 \frac{cm^2}{m}$).

Dodatno zgornjo armaturo, kjer osnovna mreža ne zadosti potrebni armaturi, pa smo zagotovili z nameščanjem palic $\phi 8$ na ustrezni razdalji.

6.3.2.2 Detajliranje izbrane armature

- Pogoji največje oddaljenosti armaturnih palic $s_{max,slab}$ na območju največjega momenta (za dodatne palice):

$$\text{glavna armatura: } s_{max,slab} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2h = 2 * 220 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right. = 250 \text{ mm} \quad (6.31)$$

$$\text{razdelilna armatura: } s_{\max, \text{slab}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3.5 h = 3.5 * 220 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right. = 400 \text{ mm} \quad (6.32)$$

Tako bi lahko palice namestili na največji oddaljenosti 25 cm, vendar smo izbrali mrežo Q335 po celotni plošči, kjer so palice v mreži oddaljene 15 cm. Zato tega pogoja ni potrebno upoštevati, saj mu zadostimo že z armaturo mreže. Dodatne palice se za lažjo montažo privežejo direktno na mrežo. Glede na potrebno dodatno armaturo smo palice dodajali na razdaljah 10, 15, 20, 30 in 45 cm.. Na teh območjih tako skupaj dobimo:

$$\begin{aligned} Q335 + \phi 8 \text{ na } 45 \text{ cm: } A_{s, \text{dej}} &= A_{s, Q335} + A_{s, 3x\phi 8} = 3.35 + \frac{\pi d^2}{4 * 0.45} = 3.35 + 1.12 \\ &= 4.47 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{aligned} \quad (6.33)$$

$$\begin{aligned} Q335 + \phi 8 \text{ na } 30 \text{ cm: } A_{s, \text{dej}} &= A_{s, Q335} + A_{s, 4x\phi 8} = 3.35 + \frac{\pi d^2}{4 * 0.30} = 3.35 + 1.68 \\ &= 5.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{aligned} \quad (6.34)$$

$$\begin{aligned} Q335 + \phi 8 \text{ na } 20 \text{ cm: } A_{s, \text{dej}} &= A_{s, Q335} + A_{s, 5x\phi 8} = 3.35 + \frac{\pi d^2}{4 * 0.20} = 3.35 + 2.52 \\ &= 5.87 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{aligned} \quad (6.35)$$

$$\begin{aligned} Q335 + \phi 8 \text{ na } 15 \text{ cm: } A_{s, \text{dej}} &= A_{s, Q335} + A_{s, 7x\phi 8} = 3.35 + \frac{\pi d^2}{4 * 0.15} = 3.35 + 3.35 \\ &= 6.70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{aligned} \quad (6.36)$$

$$\begin{aligned} Q335 + \phi 8 \text{ na } 10 \text{ cm: } A_{s, \text{dej}} &= A_{s, Q335} + A_{s, 10x\phi 8} = 3.35 + \frac{\pi d^2}{4 * 0.10} = 3.35 + 5.02 \\ &= 8.37 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{aligned} \quad (6.37)$$

- Pogoj najmanjše dovoljene oddaljenosti $s_{\min, \text{slab}}$ armaturnih palic (za dodatne palice):

$$s_{\min, \text{slab}} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \phi_{\text{vzd}}, \quad k_1 = 1.0 \\ d_g + k_2 [\text{mm}], \quad k_2 = 5 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.0 * 8 \text{ mm} \\ 16 \text{ mm} + 5 \text{ mm}, \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (6.38)$$

kjer d_g predstavlja največji premer zrna agregata.

$$s_{\min, \text{slab}} = 21 \text{ mm} = 2.7 \text{ cm} \leq s_{\text{dej}, \min} = 10 \text{ cm} \rightarrow OK \quad (6.39)$$

- Minimalno prekrivanje izbrane armature

Prekrivanje smo določili analogno po izrazih, ki smo jih uporabili že pri izbiri spodnje armature v plošči. Ker smo tudi tokrat uporabili enake mreže in palice z enakim premerom, računa tokrat ne prikazujemo.

Armaturni načrti zgornje armature plošče so priloženi v prilogi B.

6.4 Kontrola povosov plošče

Standard [15] nam omogoča, da na splošno povosov konstrukcije ni potrebno upoštevati, saj je mogoče oblikovati enostavna pravila, kot npr. omejitve razmerja razpetine in statične višine prereza, ki bosta v normalnih okoliščinah preprečila prevelike povose. Natančnejše kontrole bi bile potrebne za elemente, ki tem omejitvam ne bi zadoščali, saj tudi v tem primeru ni nujno, da bi bili povosi prekoračeni.

Mejno razmerje med razpetino in statično višino se lahko oceni z izrazom, ki je naveden spodaj, dobljena vrednost se korigira še s korekcijskimi faktorji, ki upoštevajo vrsto uporabljene armature in druge spremenljivke.

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{mejni} = K \left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (6.40)$$

Pri tem $\left(\frac{l}{d}\right)_{mejni}$ predstavlja mejno razmerje med krajšo razpetino l in statično višino prereza d . K je faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov in ga odčitamo iz Preglednice 27 na podlagi robnih pogojev obravnavanega elementa. Za analizirani primer lahko upoštevamo $K = 1.3$.

Preglednica 27: Faktor K za različne statične sisteme [15]

Statični sistem	K	Visoka napetost betona $\rho = 1.5 \%$	Nizka napetost betona $\rho = 0.5 \%$
Prostoležeč nosilec, vrtljivo podprte plošče, nosilne v eni ali dveh smereh	1.0	14	20
Končno polje neprekinjenih nosilcev in plošč, nosilnih v eni smeri, oziroma plošč, nosilnih v dveh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice	1.3	18	26
Notranje polje nosilca oziroma v eni ali v dveh smereh nosilnih plošč	1.5	20	30
Plošča na stebrih brez nosilcev (gladka plošča na stebrih) (glede na večjo razpetino)	1.2	17	24
Konzole	0.4	6	8
OPOMBA 1: Navedene vrednosti so na splošno na varni strani. Račun lahko pogosto pokaže, da so možni tudi tanjši elementi.			
OPOMBA 2: Pri ploščah, ki so nosilne v dveh smereh, je treba kontrolo izvesti na podlagi manjše razpetine. Pri gladkih ploščah na stebrih pa je treba upoštevati večjo razpetino.			
OPOMBA 3: Omejitve, navedene za gladke plošče na stebrih, so manj stroge, kot je omejitev povesa na $l/250$ v sredini razpetine. Izkušnje so pokazale, da je to zadovoljivo.			

f_{ck} predstavlja karakteristično tlačno trdnost betona (za beton C25/30 velja $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$).

ρ_0 definiramo kot referenčno razmerje armiranja, ki ga določimo po enačbi:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} * 10^{-3} = \sqrt{25} * 10^{-3} = 0,005 \quad (6.41)$$

ρ pa predstavlja zahtevano stopnjo armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine, ki je potrebna za prevzem projektnih obtežb.

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{mejni} = 1.3 \left[11 + 1.5\sqrt{25} \frac{0.005}{0.0019} + 3.2\sqrt{25} \left(\frac{0.005}{0.0019} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 83.3 \quad (6.42)$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{dejanski} = \frac{670 \text{ cm}}{18 \text{ cm}} = 37.2 \quad (6.43)$$

$$d = h - a = 22 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 18 \text{ cm} \quad (6.44)$$

Izvedemo kontrolo, kjer mora biti mejno razmerje večje ali enako dejanskemu.

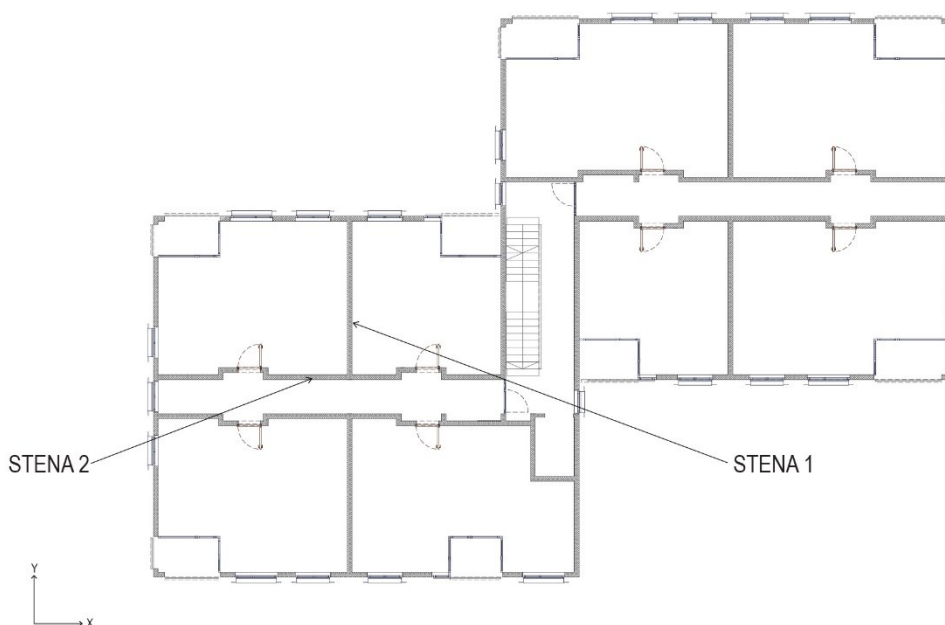
$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mejni}} \geq \left(\frac{l}{d}\right)_{\text{dejanski}} \quad (6.45)$$

$$83.3 \geq 37.2 \rightarrow \text{Kontrola je izpolnjena.} \quad (6.46)$$

Mejno razmerje med razpetino in statično višino ni prekoračeno, zato povesov ni potrebno računsko preverjati.

7 DIMENZIONIRANJE STENE

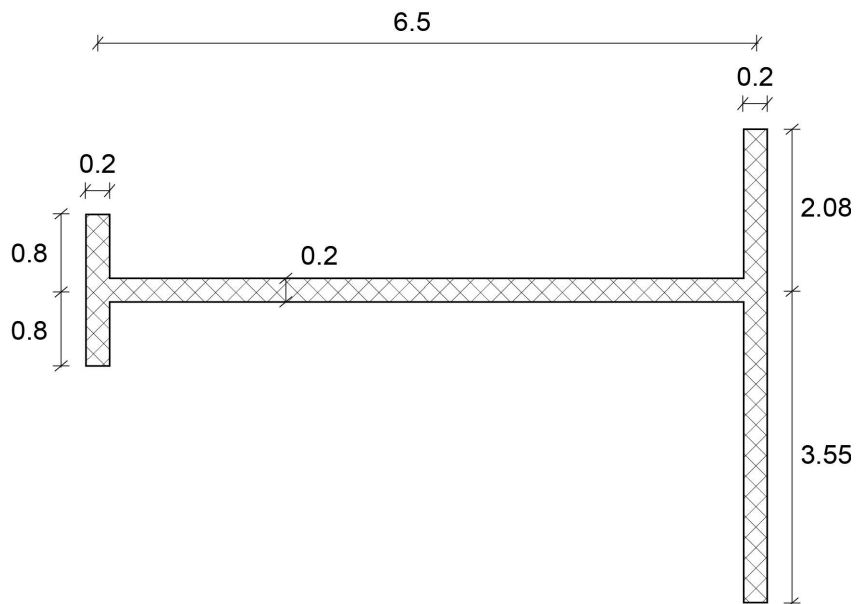
Pri dimenzioniranju sten objekta smo se odločili, da račun in konstruiranje armature izvedemo za dve steni, kjer stena 1 poteka v smeri Y in stena 2 poteka v smeri X glede na koordinatni sistem. Izbrani steni sta prikazani na tlorisu objekta. Ovojnice notranjih statičnih količin v posamezni steni smo za potresno kombinacijo dobili iz programa sofistik z ukazom »SirCut«, ki s pomočjo integracije vrednosti v točkah po celotni steni prevede v obremenitve navideznega linijskega elementa. Vrednosti iz ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov smo korigirali skladno s pravilnikom [19], ki določa, da vrednost prečnih sil ob vpetju povečamo za 50 %, vrednost upogibnega momenta ob vpetju pa ostane konstantna do višine α_l . Ovojnice so prikazane v prilogi D.



Slika 42: Izbrani steni na tlorisu objekta

7.1 Stena 1

Stena pri delovanju potresne obtežbe deluje v sodelovanju s stenama v kateri se nadaljuje. Aktivirani del sosednjih sten, ki ga imenujemo prirobnica 1 in prirobnica 2, smo izračunali v nadaljevanju.



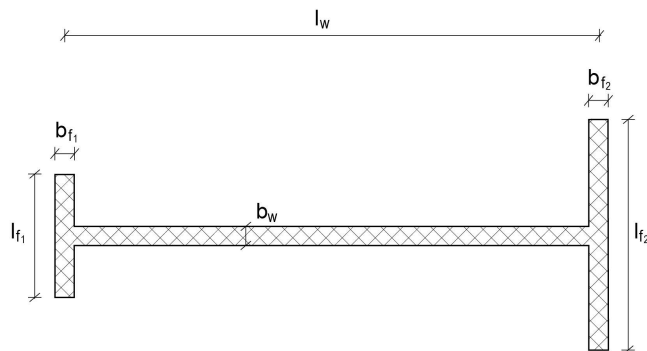
Slika 43: Tloris obravnavane stene s sosednjima stenama

7.1.1 Določitev širine prirobnic

$$\check{s}_1 = \min \begin{cases} \text{dejanska širina prirobnice} = 160 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} \text{ razdalje med sosednjima stenama} = 325 \text{ cm} \\ 25 \% \text{ celotne višine stene} = 0,25 * 12 \text{ m} = 300 \text{ cm} \end{cases} = 160 \text{ cm} \quad (7.1)$$

$$\check{s}_2 = \min \begin{cases} \text{dejanska širina prirobnice} = 563 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} \text{ razdalje med sosednjima stenama} = 325 \text{ cm} \\ 25 \% \text{ celotne višine stene} = 0,25 * 12 \text{ m} = 300 \text{ cm} \end{cases} = 300 \text{ cm} \quad (7.2)$$

Dobljeni prirobnici smo prestavili na sredino stene.



Slika 44: Obravnavana stena z aktiviranima prirobnicama

7.1.2 Geometrijski pogoji

$$b_{w0} \geq \max\left\{0.15; \frac{h_s}{20}\right\} = \max\{0.15; 0.13\} = 0.15 \text{ m} \leq 0.20 \text{ m} \rightarrow OK \quad (7.3)$$

$$l_{f1} = \check{s}_1 + b_{w0} = 160 + 20 = 180 \text{ cm} > \frac{h_s}{5} = \frac{265}{5} = 53 \text{ cm} \rightarrow OK \quad (7.4)$$

$$l_{f2} = \check{s}_2 + b_{w0} = 300 + 20 = 320 \text{ cm} > \frac{h_s}{5} = \frac{265}{5} = 53 \text{ cm} \rightarrow OK \quad (7.5)$$

$$b_f = 20 \text{ cm} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{265}{15} = 17.7 \text{ cm} \rightarrow OK \quad (7.6)$$

7.1.3 Kontrola osne sile

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot l_w} = \frac{1347 \text{ kN}}{\frac{3.0}{1.5} \cdot 20 \cdot 650} = 0.1 < 0.4 \text{ (DCM)} \rightarrow OK \quad (7.7)$$

7.1.4 Določitev armature v obravnavani steni

- Kontrola strižne nosilnosti betonskega prereza stene:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} [\text{MPa}])^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} [\text{MPa}] \right) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (7.8)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{1347 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 650 \text{ cm}} = 1.1 \text{ MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 0.2 \cdot \frac{3.0}{1.5} = 4 \text{ MPa} \quad (7.9)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{45.5 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 650 \text{ cm}} = 0.0035 \quad (7.10)$$

A_{sl} je določen iz izbrane vertikalne armature v steni (armatura izbrana v nadaljevanju).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{6500}} = 1.18 \leq 2.0 \quad (7.11)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad (7.12)$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 1.18^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} \text{ MPa} = 0.246 \text{ MPa} \quad (7.13)$$

$$k_1 = 0.15 \quad (7.14)$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= \left(0,12 \cdot 1,18 \cdot (100 \cdot 0,0035 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,1 \right) \cdot 0,2 \, m \cdot 6,5 \, m = 618 \, kN \\
 &\geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,246 + 0,15 \cdot 1,1) \cdot 0,2 \, m \cdot 6,5 \, m \\
 &= 534 \, kN
 \end{aligned} \tag{7.15}$$

$$V_{Rd,c} = 618 \, kN \geq V_{Ed} = 601 \, kN \rightarrow OK \tag{7.16}$$

Sledi, da je za zagotovitev strižne nosilnosti dovolj le minimalna strižna armatura.

- Minimalna horizontalna armatura v steni po standardu [15]:

$$A_{s,h,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 2000 \, cm^2 = 4,0 \frac{cm^2}{m} \tag{7.17}$$

$$A_c = 20 \, cm \cdot 100 \, cm = 2000 \, cm^2 \text{ (na tekoči meter višine)} \tag{7.18}$$

Na vsako stran vsaj $2,0 \, cm^2 \rightarrow$ Izberem **$\phi 8/20 \, cm$** ($A_{s1} = 0,5 \, cm^2$)

$$A_{s,h,dej} = 2 \cdot 0,5 \, cm^2 \cdot \frac{1}{0,2 \, m} = 5,0 \frac{cm^2}{m} \geq A_{s,h,min} = 4,0 \frac{cm^2}{m} \rightarrow OK \tag{7.19}$$

- Minimalna vertikalna armatura v steni po standardu [15]:

$$A_{s,v,min} = 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 2000 \, cm^2 = 6,0 \frac{cm^2}{m} \tag{7.20}$$

$$A_c = 20 \, cm \cdot 100 \, cm = 2000 \, cm^2 \text{ (na tekoči meter)} \tag{7.21}$$

Na vsako stran vsaj $3,0 \, cm^2 \rightarrow$ Izberem **$\phi 8/15 \, cm$** ($A_{s1} = 0,5 \, cm^2$)

$$A_{s,v,dej} = 2 \cdot 0,5 \, cm^2 \cdot \frac{1}{0,15 \, m} = 6,67 \frac{cm^2}{m} \geq A_{s,v,min} = 6,0 \frac{cm^2}{m} \rightarrow OK \tag{7.22}$$

Za izračun upogibne odpornosti obravnavane stene skupaj z aktiviranima prirobnicama, potrebujemo tudi podatek o vertikalni armaturi v prirobnicah. Predpostavimo, da sta prirobnici tako kot stena armirani z minimalno armaturo.

- Minimalna vertikalna armatura v prirobnici 1 po standardu [15]:

$$A_{s,v,min,1} = 0,003 \cdot A_{c,1} = 0,003 \cdot 2000 \, cm^2 = 6,0 \frac{cm^2}{m} \tag{7.23}$$

$$A_{c1} = 20 \, cm \cdot 100 \, cm = 2000 \, cm^2 \text{ (na tekoči meter)} \tag{7.24}$$

Na vsako stran vsaj $3,0 \, cm^2 \rightarrow$ Izberem **$\phi 8/15 \, cm$** ($A_{s1} = 0,5 \, cm^2$)

$$A_{s,v,dej} = 2 * 0.5 \text{ cm}^2 * \frac{1}{0.15 \text{ m}} = 6.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq A_{s,v,min} = 6.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow OK \quad (7.25)$$

- Minimalna vertikalna armatura v prirobnici 2 po standardu [15]:

$$A_{s,v,min,2} = 0.003 * A_{c,2} = 0.003 * 2000 \text{ cm}^2 = 6.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (7.26)$$

$$A_{c2} = 20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 2000 \text{ cm}^2 \text{ (na tekoči meter)} \quad (7.27)$$

Na vsako stran vsaj $3.0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Izberem **$\phi 8/15 \text{ cm}$** ($A_{s1} = 0.5 \text{ cm}^2$)

$$A_{s,v,dej} = 2 * 0.5 \text{ cm}^2 * \frac{1}{0.15 \text{ m}} = 6.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq A_{s,v,min} = 6.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow OK \quad (7.28)$$

Glede na količino, prereze in razmike izbrane armature, steno namesto z armaturnimi palicami armiramo z armaturno mrežo Q335. Pri omenjeni mreži so armaturne palice enakega prereza 8 mm in na medsebojni razdalji 15 cm, kar pomeni, da s to mrežo zadostimo vsem zgoraj navedenim pogojem minimalne armature.

- Minimalna vertikalna armatura v veznem elementu:

Standard [15] določa minimalni prerez armature vsaj 12 mm in maksimalno razdaljo med armaturnimi palicami 200 mm. V Skladu s tem določilom smo izbrali vertikalno armaturo veznega elementa 4 $\phi 12$ ($A_{s1} = 1.13 \text{ cm}^2$).

$$A_{s,v,dej} = 4 * 1.13 \text{ cm}^2 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad (7.29)$$

$$e_{sv} = 20 - 2 * 3 \text{ cm} - 2 * 1.2 \text{ cm} = 11.6 \text{ cm} \leq e_{sv,max} = 20 \text{ cm} \quad (7.30)$$

- Minimalna prečna armatura v veznem elementu po standardu [15]:

Najmanjši premer prečne palice:

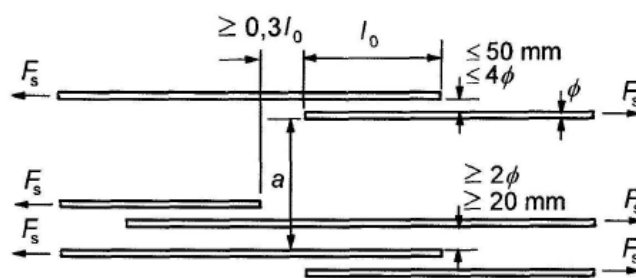
$$\phi_{w,min} = \left\{ \frac{\phi_{vzd}}{4}; 6 \text{ mm} \right\} = \left\{ \frac{12 \text{ mm}}{4}; 6 \text{ mm} \right\} = 6 \text{ mm} \leq \phi_w = 6 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (7.31)$$

Največja dovoljena razdalja med palicami:

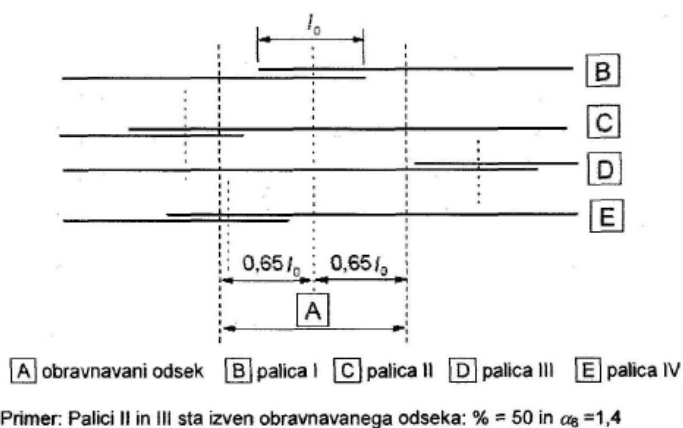
$$s_{cl} = \min \begin{cases} 20 * \phi_{vzd} \\ b_w \\ 400 \text{ mm} \end{cases} = \min \begin{cases} 240 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases} = 200 \text{ mm} \rightarrow \text{Izberem } s_{dej} = 150 \text{ mm} \quad (7.32)$$

- Prekrivanje armature

Na podlagi določitev dolžine sidranja palic je potrebno določiti še prekrivanje armature pri stikovanju. Prekrivanje armaturnih mrež Q335 smo določili že pri konstruiranju armature v medetažni plošči, zato postopek ni ponovno prikazan. Prekrivanje vzdolžnih palic $\phi 12$ smo določili v nadaljevanju.



Slika 45: Stikovanje sosednjih palic [15]



Slika 46: Delež stikovanih palic v posameznem prerezu [15]

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (7.33)$$

$$\alpha_1 = 1,0 \quad (7.34)$$

$$\alpha_2 = 1 - 0.15(c_d - \Phi)\Phi = 1 - 0.15(3.0 - 1.2)/1.2 = 0.68 \rightarrow \alpha_2 = 0.7 \quad (7.35)$$

$$c_d = \min\{a/2; c_1; c\} = \min\{14/2; 3; 3\} = 3.0 \text{ cm} \quad (7.36)$$

$$\alpha_3 = 1,0 \quad (7.37)$$

$$\alpha_5 = 1,0 \quad (7.38)$$

$$\alpha_6 = 1,5 \quad (7.39)$$

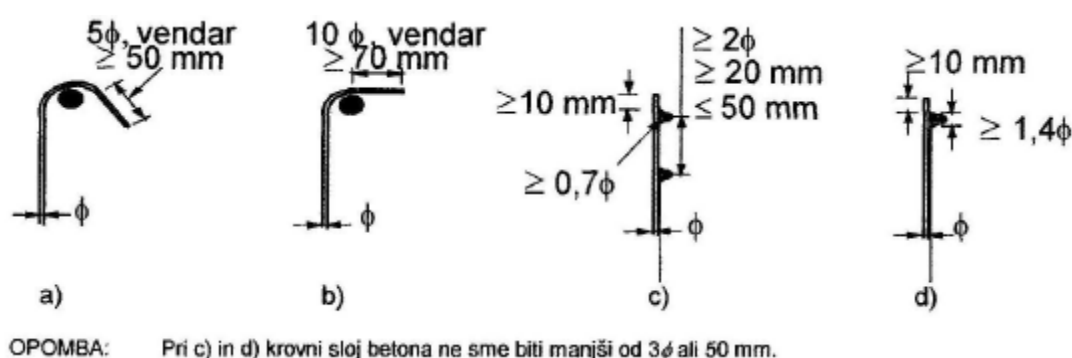
$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\Phi}{4}\right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{1.2}{4}\right) \left(\frac{43.48}{0.27}\right) = 48.31 \text{ cm} \quad (7.40)$$

$$l_0 = 1.0 * 0.7 * 1.0 * 1.0 * 1.5 * 48.31 \text{ cm} = 50.7 \text{ cm} \geq l_{0,min} = 21.74 \text{ cm} \quad (7.41)$$

$$l_{0,min} > \max\{0.3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15 \Phi; 200 \text{ mm}\} \\ = \max\{0.3 * 1.5 * 48.31; 15 * 1.2; 20 \text{ cm}\} = 21.74 \text{ mm} \quad (7.42)$$

Izberem $l_0 = 55 \text{ cm}$

- Sidranje prečne armature

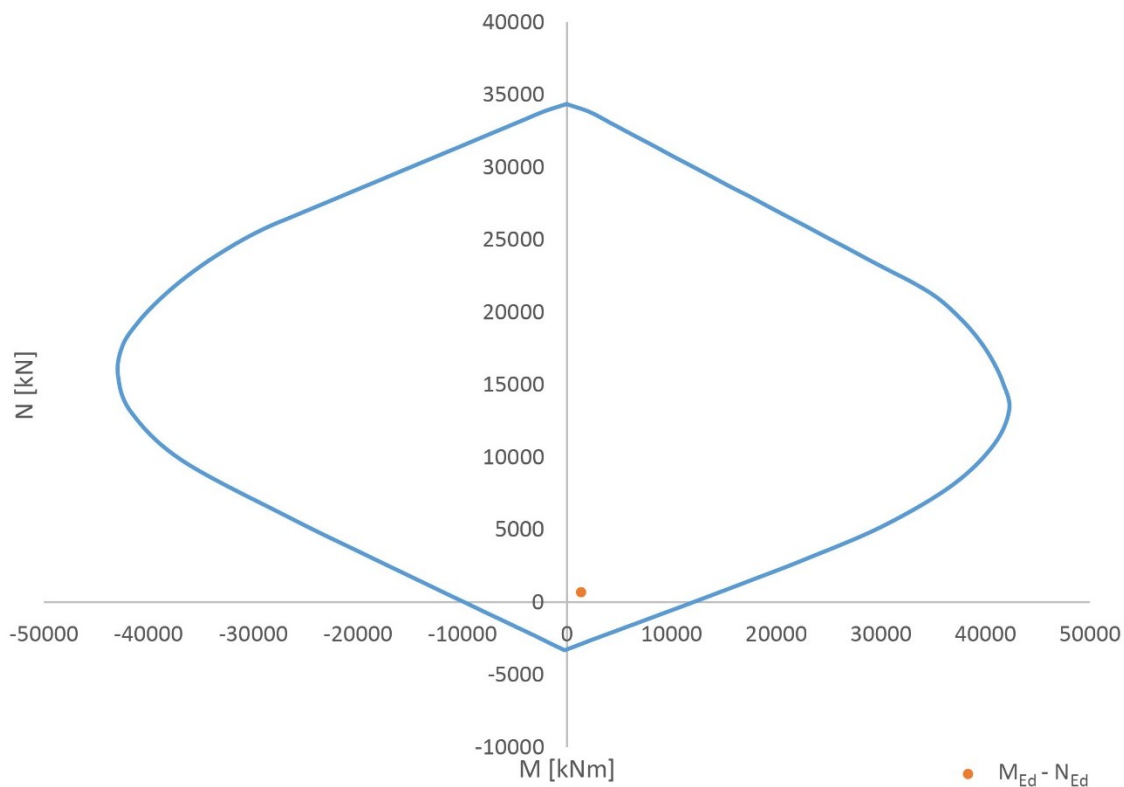


Slika 47: Sidranje prečne armature [15]

Po standardu [15] mora sidrna dolžina od prostega konca palice do začetka kljuke znašati $5 * \Phi$, vendar več kot 50 mm. Za palice prereza 6 mm torej sidrna dolžina znaša 50 mm.

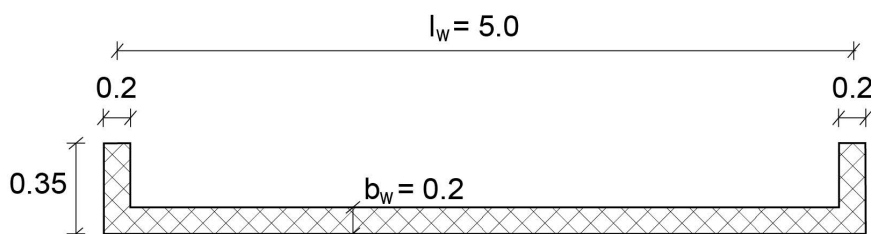
7.1.5 Kontrola upogibne odpornosti

Za izbrano vertikalno armaturo v steni smo v programu Gala izdelali interakcijski diagram stene, ki je prikazan spodaj. Na diagram je vnesena tudi obremenitev stene iz programa Sofistik. Kot je z diagrama razvidno, je stena sposobna prevzeti podane osno-upogibne obremenitve. Armaturni načrti stene so prikazani v prilogi E.



Slika 48: Interakcijski diagram M-N stene 1 (izdelano s pomočjo programa Gala)

7.2 Stena 2



Slika 49: Tloris obravnavane stene

7.2.1 Geometrijski pogoji

$$b_{w0} \geq \max \left\{ 0.15; \frac{h_s}{20} \right\} = \max \{ 0.15; 0.13 \} = 0.15 \text{ m} \leq 0.20 \text{ m} \rightarrow OK \quad (7.43)$$

$$l_f = 35 \text{ cm} < \frac{h_s}{5} = \frac{265}{5} = 53 \text{ cm} \quad (7.44)$$

Dolžina vogalnega dela stene, ki bi ga lahko obravnavali kot prirobnico, ne izpolnjuje pogoja po standardu [19] za dolžino prirobnice. Iz tega sledi, da je v steni potrebno konstruirati robne elemente.

Dimenzije objekta robnega elementa:

$$b_w = 200 \text{ mm} \quad (7.45)$$

$$l_c \geq \max \begin{cases} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 500 = 75 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 20 = 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{Izberem } l_c = 75 \text{ cm} \quad (7.46)$$

$$l_c = 75 \text{ cm} \leq \max \begin{cases} 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 500 = 100 \text{ cm} \\ 2 \cdot b_w = 2 \cdot 20 = 40 \text{ cm} \end{cases} = 100 \text{ cm} \quad (7.47)$$

$$l_c = 75 \text{ cm} > \frac{h_s}{10} = \frac{265}{10} = 26,5 \text{ cm} \rightarrow OK \quad (7.48)$$

7.2.2 Kontrola osne sile

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot l_w} = \frac{1394 \text{ kN}}{\frac{3,0}{1,5} \cdot 20 \cdot 500} = 0,1 < 0,4 \text{ (DCM)} \rightarrow OK \quad (7.49)$$

7.2.3 Določitev armature v obravnavani steni

- Kontrola strižne nosilnosti betonskega prereza stene:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} [\text{MPa}])^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} [\text{MPa}] \right) \cdot b_w \cdot d \quad (7.50)$$

$$\geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{1394 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 500 \text{ cm}} = 1,4 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot \frac{3,0}{1,5} = 4 \text{ MPa} \quad (7.51)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{35,0 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 500 \text{ cm}} = 0,0035 \quad (7.52)$$

A_{sl} je določen iz izbrane vertikalne armature v steni (armatura izbrana v nadaljevanju).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{4250}} = 1,22 \leq 2,0 \quad (7.53)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (7.54)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,22^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} \text{ MPa} = 0,26 \text{ MPa} \quad (7.55)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (7.56)$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= \left(0,12 \cdot 1,22 \cdot (100 \cdot 0,0035 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,4 \right) \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 4,75 \text{ m} \\
 &= 505 \text{ kN} \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\
 &= (0,26 + 0,15 \cdot 1,4) \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 4,75 \text{ m} = 447 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{7.57}$$

$$V_{Rd,c} = 505 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 396 \text{ kN} \rightarrow OK \tag{7.58}$$

Sledi, da je za zagotovitev strižne nosilnosti dovolj le minimalna strižna armatura.

- Minimalna horizontalna armatura v steni po standardu [15]:

$$A_{s,h,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 2000 \text{ cm}^2 = 4,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \tag{7.59}$$

$$A_c = 20 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 2000 \text{ cm}^2 \text{ (na tekoči meter višine)} \tag{7.60}$$

Na vsako stran vsaj $2,0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Izberem **$\phi 8/20 \text{ cm}$** ($A_{s1} = 0,5 \text{ cm}^2$)

$$A_{s,h,dej} = 2 \cdot 0,5 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{0,2 \text{ m}} = 5,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq A_{s,h,min} = 4,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow OK \tag{7.61}$$

- Minimalna vertikalna armatura v steni po standardu [15]:

$$A_{s,v,min} = 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 2000 \text{ cm}^2 = 6,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \tag{7.62}$$

$$A_c = 20 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 2000 \text{ cm}^2 \text{ (na tekoči meter)} \tag{7.63}$$

Na vsako stran vsaj $3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Izberem **$\phi 8/15 \text{ cm}$** ($A_{s1} = 0,5 \text{ cm}^2$)

$$A_{s,v,dej} = 2 \cdot 0,5 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{0,15 \text{ m}} = 7,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq A_{s,v,min} = 6,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow OK \tag{7.64}$$

Glede na količino, prereze in razmike izbrane armature, steno namesto z armaturnimi palicami armiramo z armaturno mrežo Q335. Pri omenjeni mreži so armaturne palice enakega prereza 8 mm in na medsebojni razdalji 15 cm, kar pomeni, da s to mrežo zadostimo vsem zgoraj navedenim pogojem minimalne armature.

- Minimalna vertikalna armatura v robnem elementu:

Standard [15] določa minimalno prerez armature vsaj 12 mm in maksimalno razdaljo med armaturnimi palicami 200 mm. V skladu s tem določilom smo izbrali vertikalno armaturo 8 $\phi 12$ ($A_{s1} = 1,13 \text{ cm}^2$).

$$e_{sv} = \frac{75 - 2 \cdot 5 \text{ cm} - 4 \cdot 1,2 \text{ cm}}{3} = 20 \text{ cm} \leq e_{sv,max} = 20 \text{ cm} \rightarrow OK \tag{7.65}$$

Standard [19] pa v robnem elementu določa minimalno vertikalno armaturo v deležu prečnega prereza robnega elementa.

$$A_{s,v,min}^{robni\ el.} = 0,005 * A_{c,robni\ el.} = 0,005 * 1500\ cm^2 = 7.5\ cm^2 \quad (7.66)$$

$$A_{c,robni\ el.} = 75\ cm * 20\ cm = 1500\ cm^2 \quad (7.67)$$

$$A_{s,dej}^{robni\ el.} = 8 * 1.13\ cm^2 = 9.0\ cm^2 \geq A_{s,v,min} = 7.5\ cm^2 \rightarrow OK \quad (7.68)$$

- Minimalna prečna armatura v robnem elementu

Armaturo določimo s pomočjo izrazov, ki jih podaja standard [19]. Dobljene vrednosti pa nato v naslednji alineji preverimo še z omejitvami iz standarda [15].

$$\alpha * \omega_{wd} \geq 30 * \mu_{\varphi} * \nu_d * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.69)$$

Izbira prečne armature v robnem elementu:

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175\ mm; 8 * d_{bl} \right\} = \min \left\{ \frac{200}{2}; 175; 8 * 12 \right\} = 96\ mm = 9.6\ cm \quad (7.70)$$

→ Izberem: 4 strižno prečno armaturo ϕ_w 6 mm, $s = 10\ cm$

$$\omega_{wd} = \left[\frac{V_{stremen}}{V_{objet.\ bet.}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] = \left[\frac{[2 * (14 + 69) + 2 * (14 + 20)] * 0,283}{69 * 16 * 10} * \frac{43,5}{2,0} \right] \quad (7.71)$$

$$\omega_{wd} = 0,13 \quad (7.72)$$

$$\alpha_u = 1 - \sum_{n=1}^8 \frac{b_l^2}{6 * b_0 * h_0} = 1 - \frac{6 * 20^2 + 2 * 11.6^2}{6 * 69 * 14} = 0.54 \quad (7.73)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 * b_0} \right) * \left(1 - \frac{s}{2 * h_0} \right) = \left(1 - \frac{10}{2 * 14} \right) * \left(1 - \frac{10}{2 * 69} \right) = 0.60 \quad (7.74)$$

$$\alpha = \alpha_u * \alpha_s = 0,54 * 0,60 = 0,32 \quad (7.75)$$

$$kontrola: \alpha * \omega_{wd} \geq 30 * \mu_{\varphi} * \nu_d * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.76)$$

$$0.32 * 0,13 \geq 30 * 0,5 * 0,1 * (2,17 * 10^{-3}) * \frac{20}{14} - 0,035 \quad (7.77)$$

$$0,042 \geq -0,030 \rightarrow OK \quad (7.78)$$

Standard [15] podaja tudi omejitev glede najmanjšega prereza in največje dovoljene razdalje med palicami prečne armature.

Najmanjši premer prečne palice:

$$\phi_{w,min} = \left\{ \frac{\phi_{vzd}}{4}; 6 \text{ mm} \right\} = \left\{ \frac{12 \text{ mm}}{4}; 6 \text{ mm} \right\} = 6 \text{ mm} \leq \phi_w = 6 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (7.79)$$

Največja dovoljena razdalja med palicami:

$$s_{cl} = \min \begin{cases} 20 * \phi_{vzd} \\ b_w \\ 400 \text{ mm} \end{cases} = \min \begin{cases} 240 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases} = 200 \text{ mm} \geq s = 10 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (7.80)$$

Poleg tega moramo vsako vzdolžno armaturno palico nameščeno v vogalu pridržati s prečno armaturo. V tlačni coni prav tako ne sme biti nobena palica od pridržane palice oddaljena več kot 150 mm. Ker so v našem primeru vzdolžne palice nameščene na razdalji 200 mm, je potrebno s prečno armaturo pridržati vse palice. Tudi iz tega zato sledi, da je izbira štiri strižnega stremena v prejšnji točki primerna.

- Prekrivanje armature

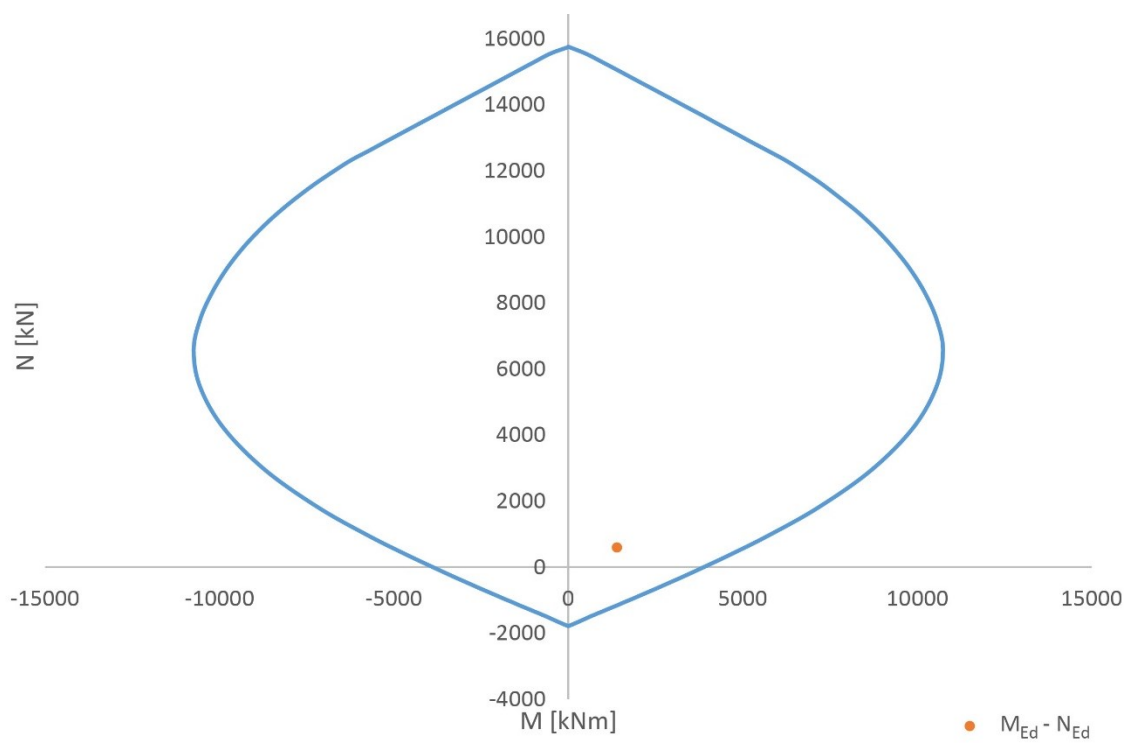
Na podlagi določitev dolžine sidranja palic je potrebno določiti še prekrivanje armature pri stikovanju. Prekrivanje armaturnih mrež Q335 smo določili že pri konstruiranju armature v medetažni plošči, prekrivanje vzdolžnih palic $\phi 12$ pa smo določili pri konstruiranju armature v steni 1. Postopek računa zato ni ponovno prikazan.

- Sidranje prečne armature

Podobno kot prekrivanje armature, smo tudi sidranje prečne armature za uporabljene palice obravnavali pri steni 1, zato tudi tokrat postopka ne prikazujemo ponovno.

7.2.4 Kontrola upogibne odpornosti

Za izbrano vertikalno armaturo v steni smo tudi v tem primeru v programu Gala izdelali interakcijski diagram stene, ki je prikazan v nadaljevanju. Na diagram je vnesena tudi obremenitev stene iz programa Sofistik. Kot je z diagrama razvidno, je stena sposobna prevzeti podane osno-upogibne obremenitve. Armaturni načrti stene so prikazani v prilogi E.



Slika 50: Interakcijski diagram M-N stene 2 (izdelano s pomočjo programa Gala)

8 ZAKLJUČEK

Za izdelavo magistrske naloge in analizo večstanovanjskega objekta v Izoli je bilo uporabljeno programsko okolje Sofistik. Programsko orodje se že z vidika interakcije z uporabnikom razlikuje od programov za analizo elementov gradbenih konstrukcij, ki smo jih uporabljali tekom študija, kar mi je pri izdelavi magistrske naloge predstavljalo poseben izziv, saj je bil eden od namenov naloge spoznati in uporabiti novo, obsežnejše orodje. Z omenjenim programom smo izdelali dva 3D računska modela in sicer ploskovni model armiranobetonske nosilne konstrukcije ter linijski model lesenega ostrešja. Njuno medsebojno sodelovanje smo pri tem nadomestili z ustreznimi podporami in obtežbami.

Dimenzioniranje vsakega izmed posameznih tipov konstrukcijskih elementov, ki smo ga izvedli skladno s standardi Evrokod, je narekovala druga skupina vplivov, katerim je objekt skozi svojo življenjsko dobo izpostavljen. Količino potrebne armature v medetažni plošči so tako določale statične obtežbe na ploščo, kot so lastna, stalna in koristna obtežba. Količino armature, ki ji moramo zadostiti pri konstruiranju smo določili s programom. Vpliv potresne obtežbe je viden predvsem v vertikalnih konstrukcijskih elementih, zato smo pri določitvi armature v stenah upoštevali obremenitve dobljene pri delovanju potresa, poleg tega pa smo pri konstruiranju armature upoštevali tudi pravila iz standarda Evrokod 2 za armiranobetonske elemente. Pri dimenzioniranju ostrešja smo zaradi lokacije objekta posebno pozornost namenili obtežbi srka vetra in izvedbi detajlov stikovanja in sidranja, ki preprečujejo odkrivanje strehe. Armaturo v izbranih armiranobetonskih elementih smo prikazali na armaturnih načrtih. Izbrane dimenzije ostrešja in izvedba pomembnejših detajlov pa je prikazana na pripravljenem tloris ostrešja.

VIRI

- [1] Agencija Republike Slovenije za okolje (ARSO). 2001. Karta potresne nevarnosti. http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html (Pridobljeno 11. 8. 2018.)
- [2] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije.
- [3] Eternit Slovenija d.o.o. 2018. Navodila za pokrivanje. <https://www.esal.si/dokumenti/navodila-za-montazo/> (Pridobljeno 3. 12. 2018.)
- [4] Kovinar d.o.o. 2010. Tehnični podatki o armaturnih mrežah. <https://www.pittini.it/en/> (Pridobljeno 7. 7. 2018.)
- [5] Profikatalog Simpson. 2015. https://www.strongtie.de/uploads/media_items/simpson-strong-tie-profikatalog-2015.original.pdf?dl=1 (Pridobljeno 7. 11. 2018.)
- [6] Skupina HILTI. 2012. Tehnični podatki HILTI sider. https://www.hilti.si/c/cls_fastener_7135/cls_injectable_adhesive_anchors_7135 (Pridobljeno 21. 9. 2018.)
- [7] SOFISTIK. 2016. Navodila s praktičnimi primeri za rokovanje s programom. <http://www.sofistik.de/documentation/2016/en/tutorials/index.html> (Pridobljeno 24. 11. 2017.)

STANDARDI

- [8] SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [9] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-1. del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [10] SIST EN 1991-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-1. del: Splošni vplivi- Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [11] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

- [12] SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega – Nacionalni oddatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [13] SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-4. del: Splošni vplivi - Obtežba vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [14] SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-4. del: Splošni vplivi - Obtežba vetra – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [15] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij -1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [16] SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij -1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [17] SIST EN 1995-1-1:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij -1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [18] SIST EN 1995-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij -1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [19] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij -1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [20] SIST EN 1998-1: 2005/A101: 2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij -1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

PRILOGE

PRILOGA A: POTREBNA ARMATURA V PLOŠČI NAD PRITLIČJEM A

Slika A.1: Potrebna spodnja armatura A_{sx} [cm^2/m] z upoštevanjem minimalne armature .A1	A1
Slika A.2: Potrebna spodnja armatura A_{sy} [cm^2/m] z upoštevanjem minimalne armature .A1	A1
Slika A.3: Potrebna zgornja armatura A_{sx} [cm^2/m].....	A2
Slika A.4: Potrebna zgornja armatura A_{sy} [cm^2/m].....	A2
Slika A.5: Kontrola preboja plošče.....	A3

PRILOGA B: ARMATURNI NAČRTI PLOŠČE NAD RITLIČJEM.....B

PRILOGA C: KOSOVNICE ARMATURE V MEDETAŽNI PLOŠČI C

Preglednica C.1: Kosovnica armaturnih palic	C1
Preglednica C.2: Kosovnica armaturnih mrež.....	C2
Slika C.1: Razrez armaturnih mrež za medetažno ploščo.....	C3
Preglednica C.3: Popis armaturnih palic za medetažno ploščo	C4

PRILOGA D: OVOJNICE NOTRANJIH STATIČNIH KOLIČIN V STENI..... D

Slika D.1: Ovojnice notranjih statičnih količin v steni 1 [kN oz. kNm]	D1
Slika D.2: Ovojnice notranjih statičnih količin v steni 2 [kN oz. kNm]	D2

PRILOGA E: ARMATURNI NAČRTI STENE.....E

PRILOGA F: KOSOVNICA ARMATURE V STENI.....F

Preglednica F.1: Kosovnica armaturnih palic.....	F1
Preglednica F.2: Preglednica armaturnih mrež.....	F2
Slika F.1: Razrez armaturnih mrež v stenah	F2
Preglednica F.3: Popis armaturnih palic	F3

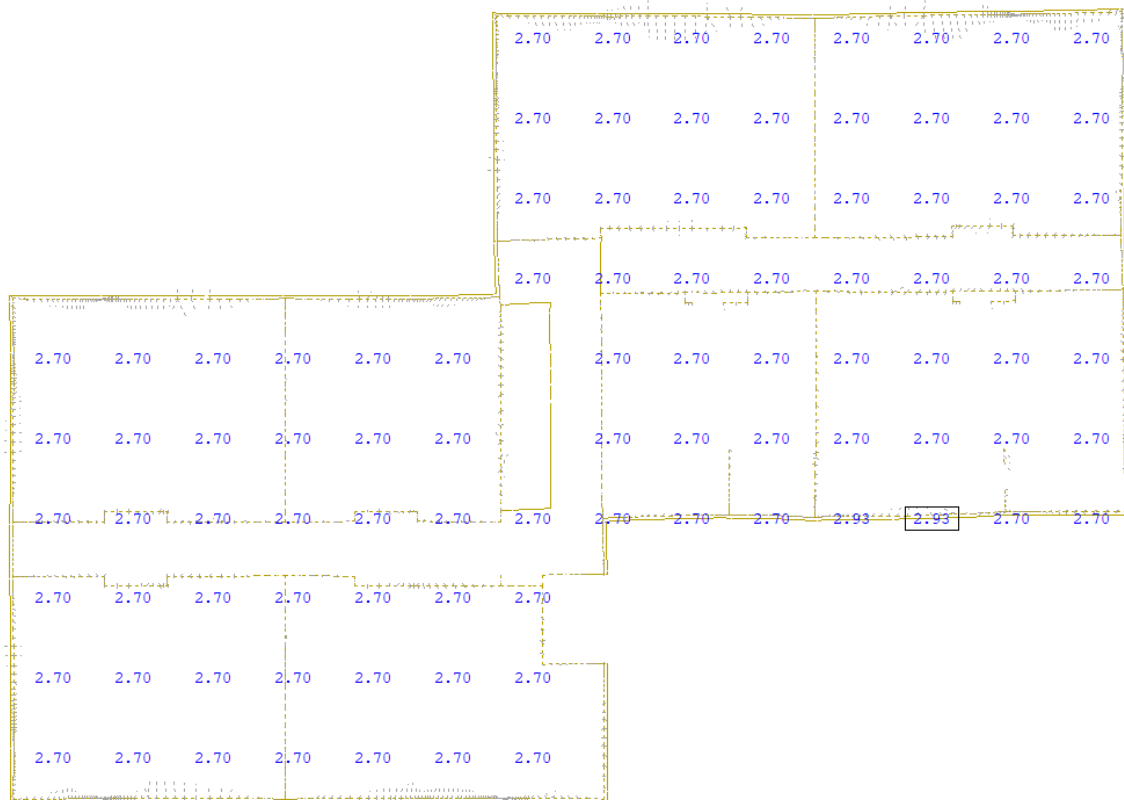
PRILOGA G: UPORABLJENE NOTRANJE STATIČNE KOLIČINE OSTREŠJA ZA DIMENZIONIRANJE G

ŠPIROVEC:	G1
Slika G.1: Ovojnica upogibnih momentov M_y [kNm] v špirovcu	G1
Slika G.2: Ovojnica osnih sil N_x [kN]	G1
Slika G.3: Ovojnica prečnih sil V_z [kN] v špirovcu	G1
VMESNA LEGA:	G1
Slika G.4: Ovojnica upogibnih momentov M_y [kNm] v vmesni legi	G1
Slika G.5: Ovojnica prečnih sil V_z [kN] v vmesni legi.....	G2
SLEMENSKA LEGA:	G2
Slika G.6: Ovojnica upogibnih momentov M_y [kNm] v slemenski legi	G2
Slika G.7: Ovojnica upogibnih momentov M_z [kNm] v slemenski legi	G2
Slika G.8: Ovojnica prečnih sil V_y [kN] v slemenski legi	G2
Slika G.9: Ovojnica prečnih sil V_z [kN] v slemenski legi	G2
SOHA:	G3
Slika G.10: Ovojnica osnih sil N_x [kN] v sohi	G3

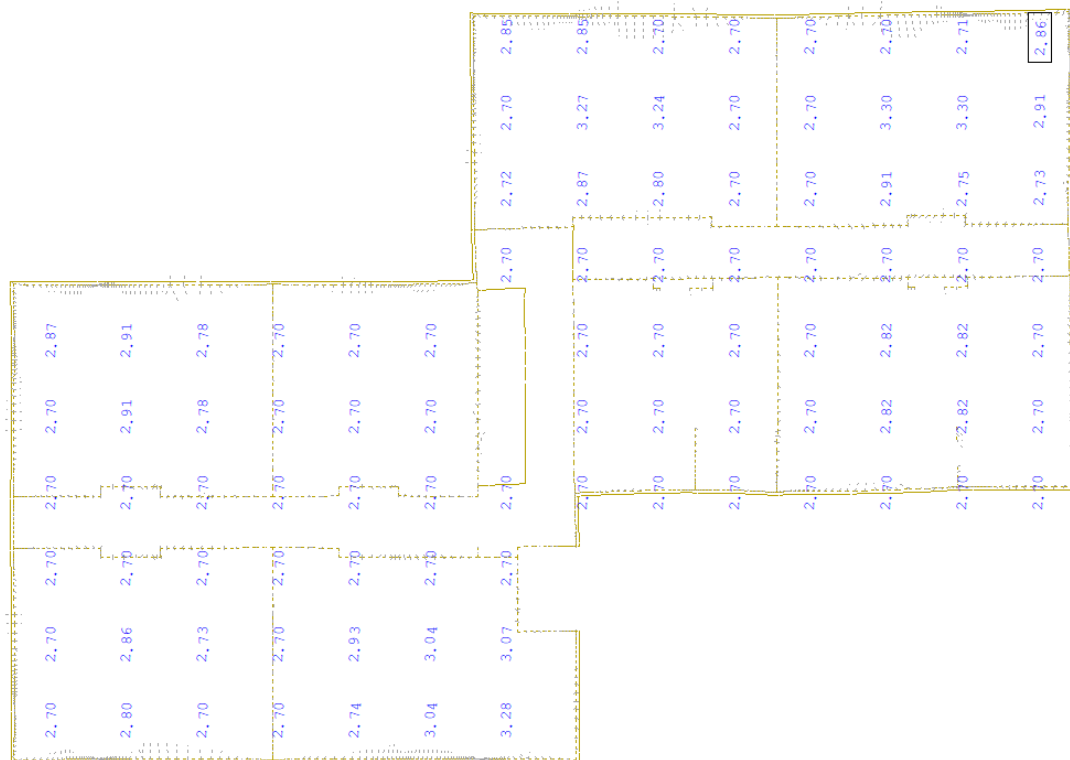
ŠPIROVEC:	G3
Slika G.11: Začetni poves špirovca w_z [mm] zaradi stalne obtežbe.....	G3
Slika G.12: Začetni poves špirovca w_z [mm] zaradi obtežbe snega	G3
Slika G.13: Začetni poves špirovca w_z [mm] zaradi pritiska vetra.....	G3
Slika G.14: Začetni poves lege w_z [mm] zaradi stalne obtežbe	G3
Slika G.15: Začetni poves lege w_z [mm] zaradi obtežbe snega.....	G4
Slika G.16: Začetni poves lege w_z [mm] zaradi pritiska vetra	G4

PRILOGA H: TLORIS OSTREŠJA.....	H
--	----------

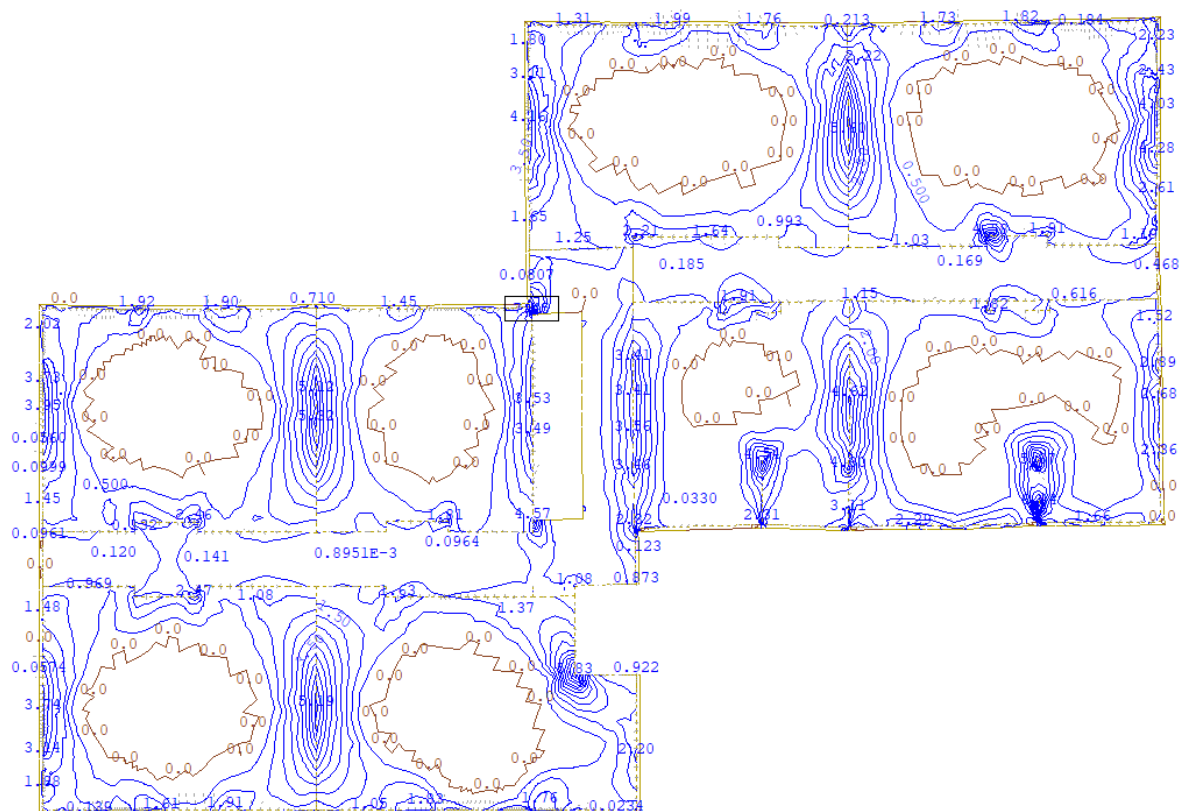
PRILOGA A: POTREBNA ARMATURA V PLOŠČI NAD PRITLIČJEM



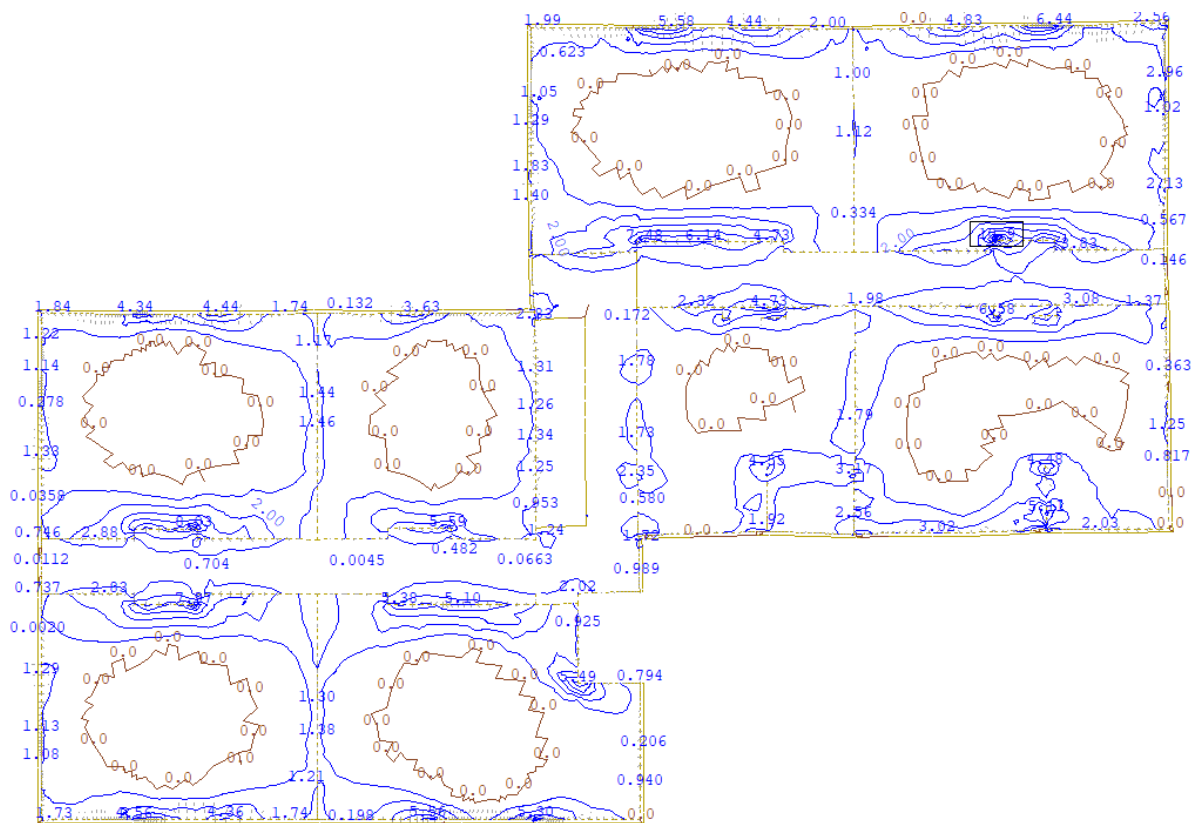
Slika A.1: Potrebna spodnja armatura A_{sx} [cm^2/m] z upoštevanjem minimalne armature



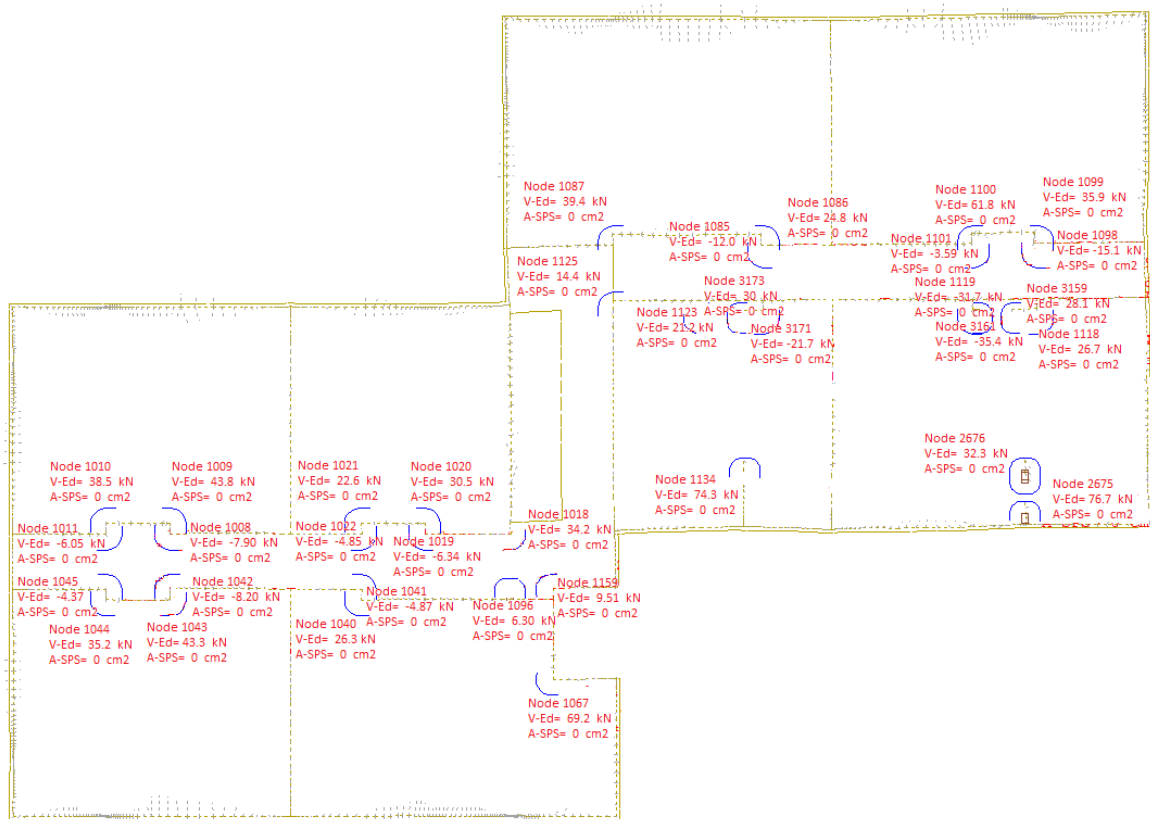
Slika A.2: Potrebna spodnja armatura A_{sy} [cm^2/m] z upoštevanjem minimalne armature



Slika A.3: Potrebna zgornja armatura A_{sx} [cm^2/m]

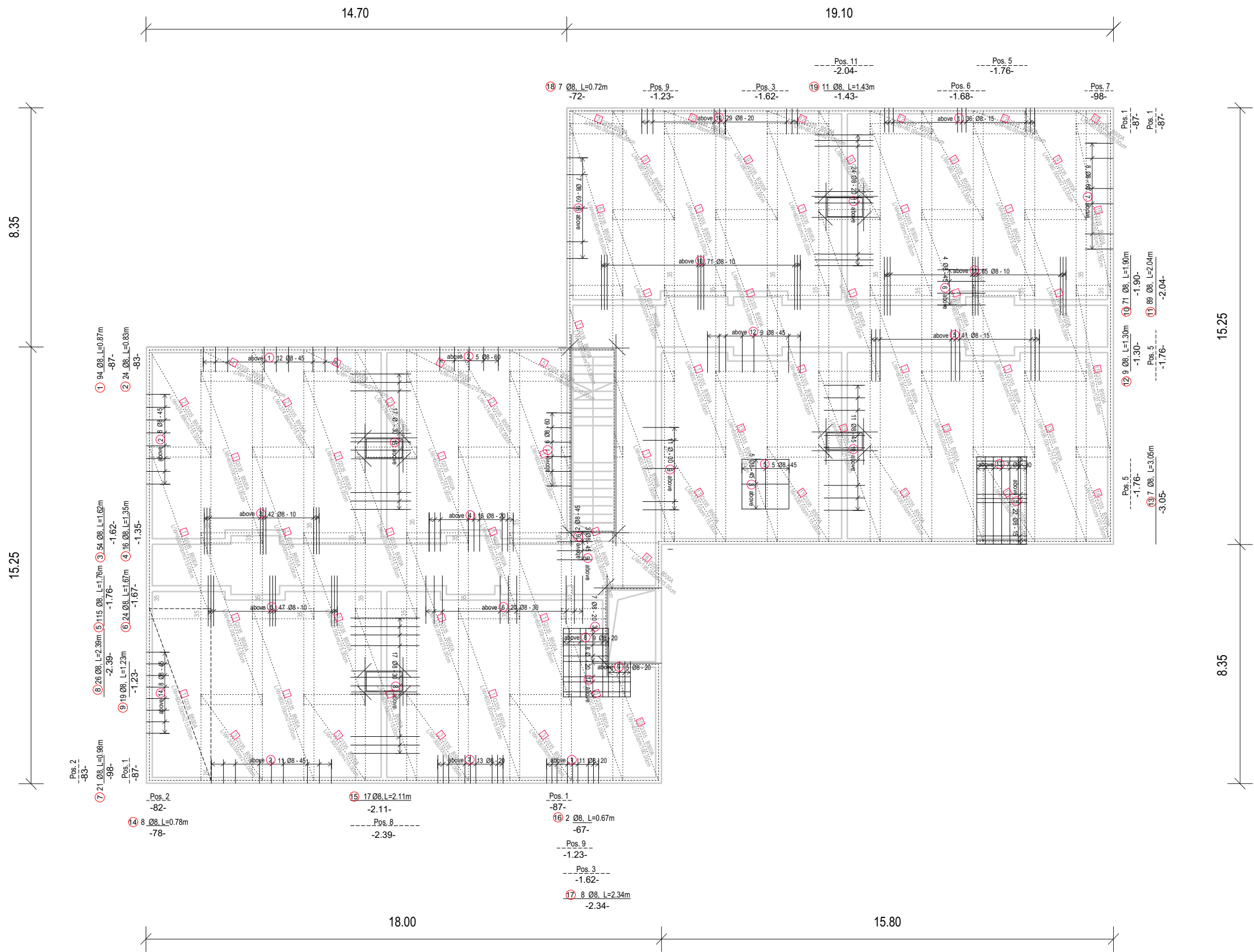


Slika A.4: Potrebna zgornja armatura A_{sy} [cm^2/m]



Slika A.5: Kontrola preboja plošče





Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Jamova cesta 2 1000 Ljubljana Slovenija	
Večstanovanjski objekt	
Magistrska naloga Magistrski študijski program Gradbeništvo 2. stopnja smer Gradbene konstrukcije	
Načrt:	
Armaturni načrt zgornje armature v plošči	
Izdelal:	
David Cirman	
Merilo:	
1:150	
ID:	
Priloga B	

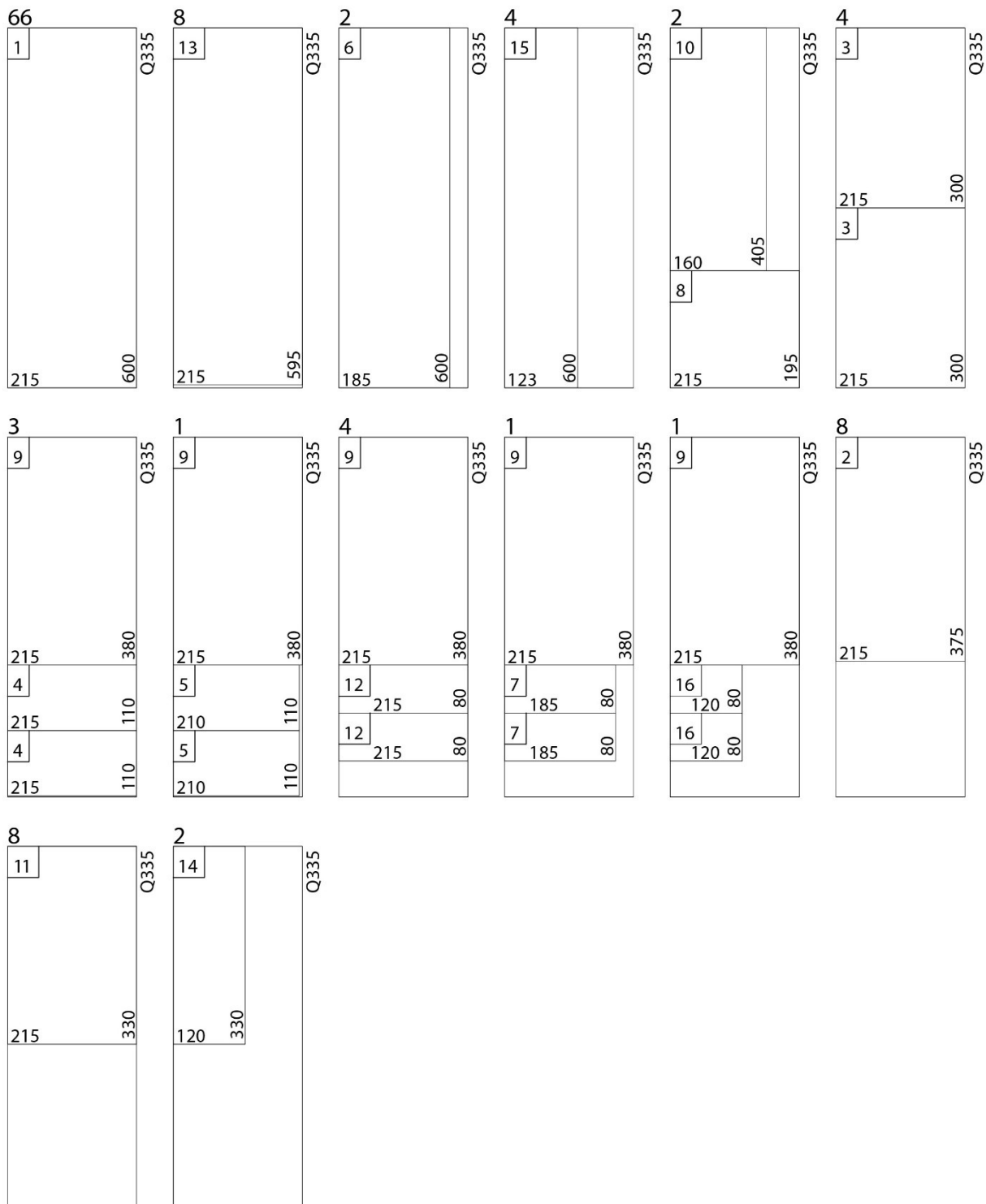
PRILOGA C: KOSOVNICE ARMATURE V MEDETAŽNI PLOŠČI

Preglednica C.1: Kosovnica armaturnih palic

Kosovnica armaturnih palic				
pozicija	količina	ϕ [mm]	dolžina [m]	skupna dolžina [m]
1	94	8	0.87	81.78
2	24	8	0.83	19.92
3	54	8	1.62	87.48
4	16	8	1.35	21.60
5	115	8	1.76	202.40
6	24	8	1.67	40.08
7	21	8	0.98	20.58
8	26	8	2.39	62.14
9	18	8	1.23	22.14
10	71	8	1.90	134.90
11	89	8	2.04	181.56
12	9	8	1.30	11.70
13	7	8	3.05	21.35
14	8	8	0.78	6.24
15	17	8	2.11	35.87
16	2	8	0.67	1.34
17	8	8	2.34	18.72
18	7	8	0.72	5.04
19	11	8	1.43	15.73
20	908	8	0,86	780.88
skupna dolžina			1771.45	
kg/m			ϕ 8 0.405	
skupna masa (kg)			717.44	

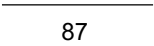
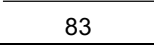
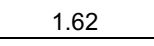
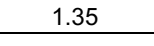
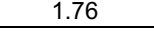
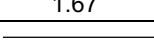
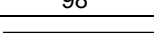
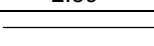
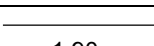
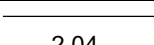
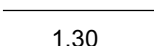
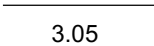
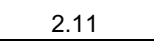
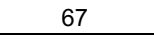
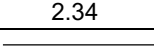
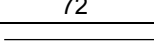
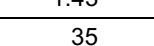
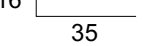
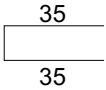
Preglednica C.2: Kosovnica armaturnih mrež

Kosovnica armaturnih mrež					
pozicija	količina	mreža	dolžina [m]	širina [m]	površina [m ²]
1	66	Q335	6.00	2.15	851.40
2	8	Q335	3.75	2.15	64.50
3	8	Q335	3.00	2.15	51.60
4	6	Q335	1.10	2.15	14.19
5	2	Q335	1.10	2.10	4.62
6	2	Q335	6.00	1.85	22.20
7	2	Q335	0.80	1.85	2.94
8	2	Q335	1.95	2.15	8.38
9	10	Q335	3.80	2.15	81.70
10	2	Q335	4.05	1.60	12.96
11	8	Q335	3.30	2.15	56.76
12	8	Q335	0.80	2.15	13.76
13	8	Q335	5.95	2.15	102.34
14	2	Q335	3.30	1.20	7.92
15	4	Q335	6.00	1.23	29.52
16	2	Q335	0.80	1.20	1.92
skupna površina kg/m ²					1326.74 5.44
skupna masa (kg)					7217.438

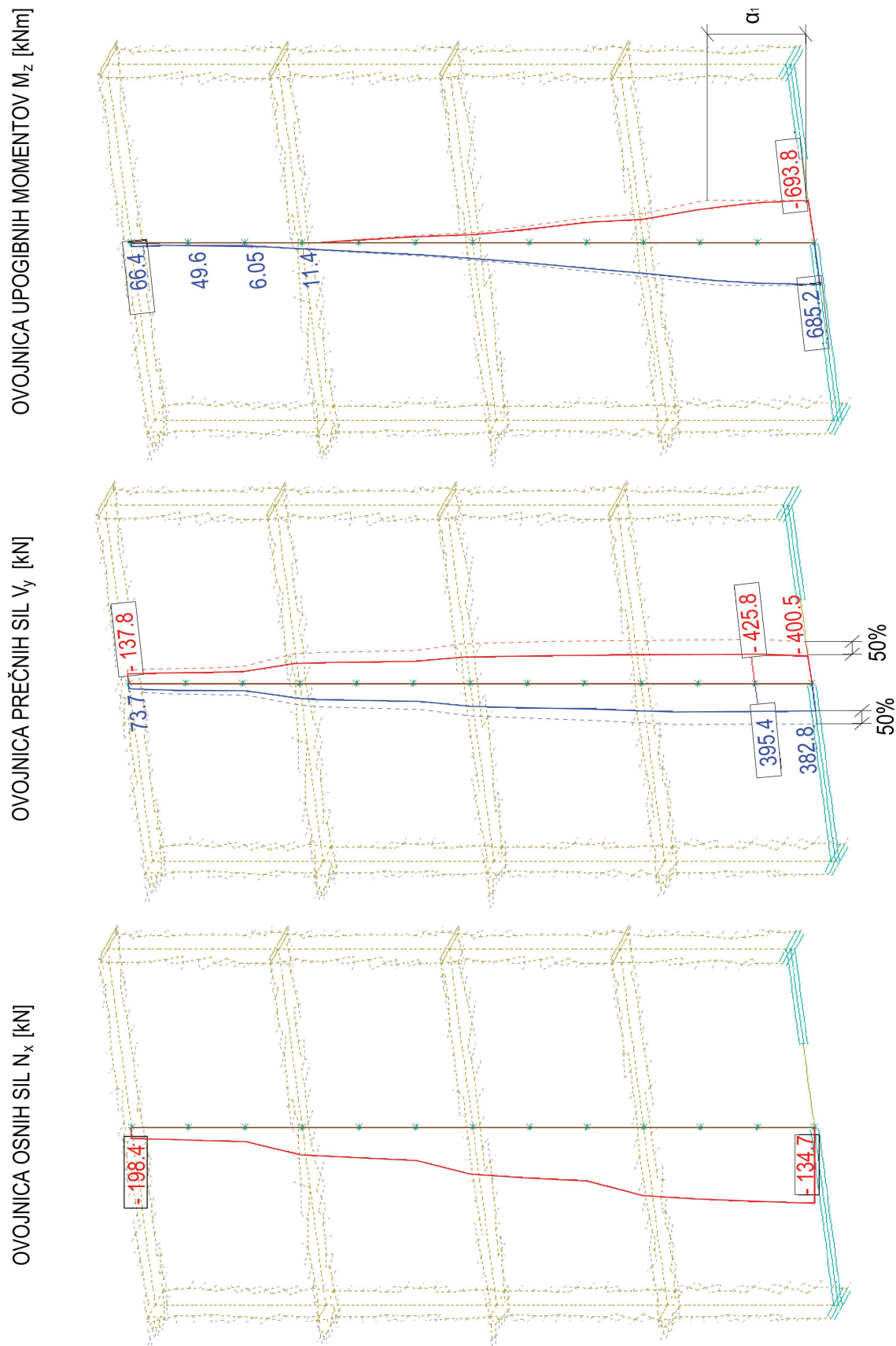


Slika C.1: Razrez armaturnih mrež za medetažno ploščo

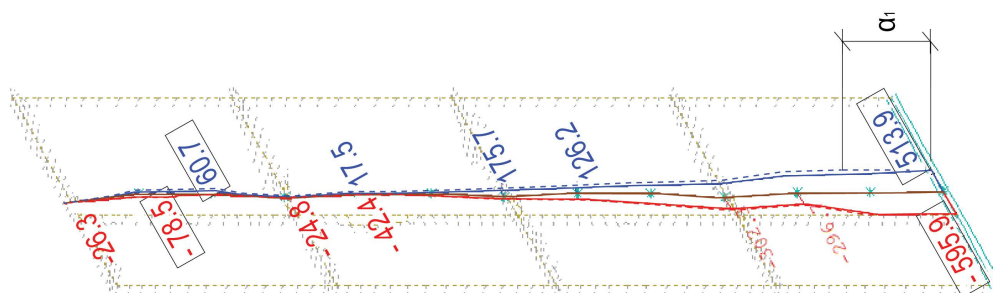
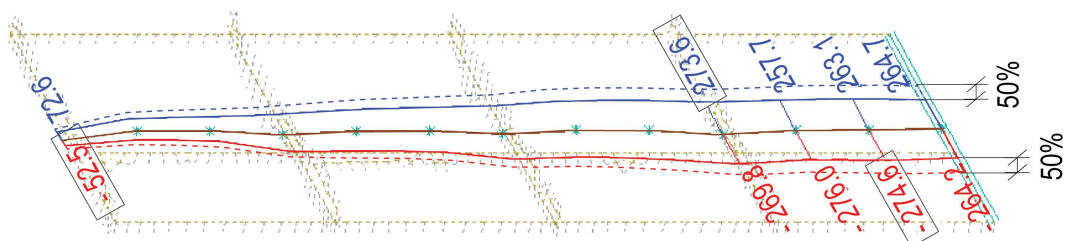
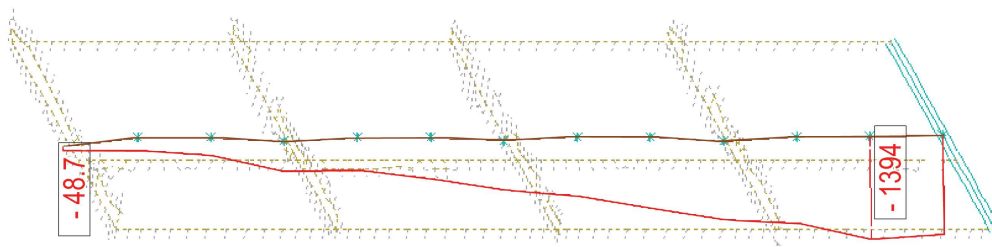
Preglednica C.3: Popis armaturnih palic za medetažno ploščo

Popis armaturnih palic						
Pozicija	Količina	ϕ [mm]	Dolžina [m]	Oblika	Skupna dolžina [m]	Masa [kg]
1	94	4	0.87		81.78	33.12
2	24	4	0.83		19.92	8.07
3	54	4	1.62		87.48	35.43
4	16	4	1.35		21.60	8.75
5	115	4	1.76		202.40	81.97
6	24	4	1.67		40.08	16.23
7	21	4	0.98		20.58	8.34
8	26	4	2.39		62.14	25.17
9	18	4	1.23		22.14	8.97
10	71	4	1.90		134.90	54.64
11	89	4	2.04		181.56	73.53
12	9	4	1.30		11.70	4.74
13	7	4	3.05		21.35	8.65
14	8	4	0.78		6.24	2.53
15	17	4	2.11		35.87	14.53
16	2	4	0.67		1.34	0.54
17	8	4	2.34		18.72	7.58
18	7	4	0.72		5.04	2.04
19	11	4	1.43		15.73	6.37
20	908	8	0.86	16 	780.88	315,87

PRILOGA D: OVOJNICE NOTRANJIH STATIČNIH KOLIČIN V STENI



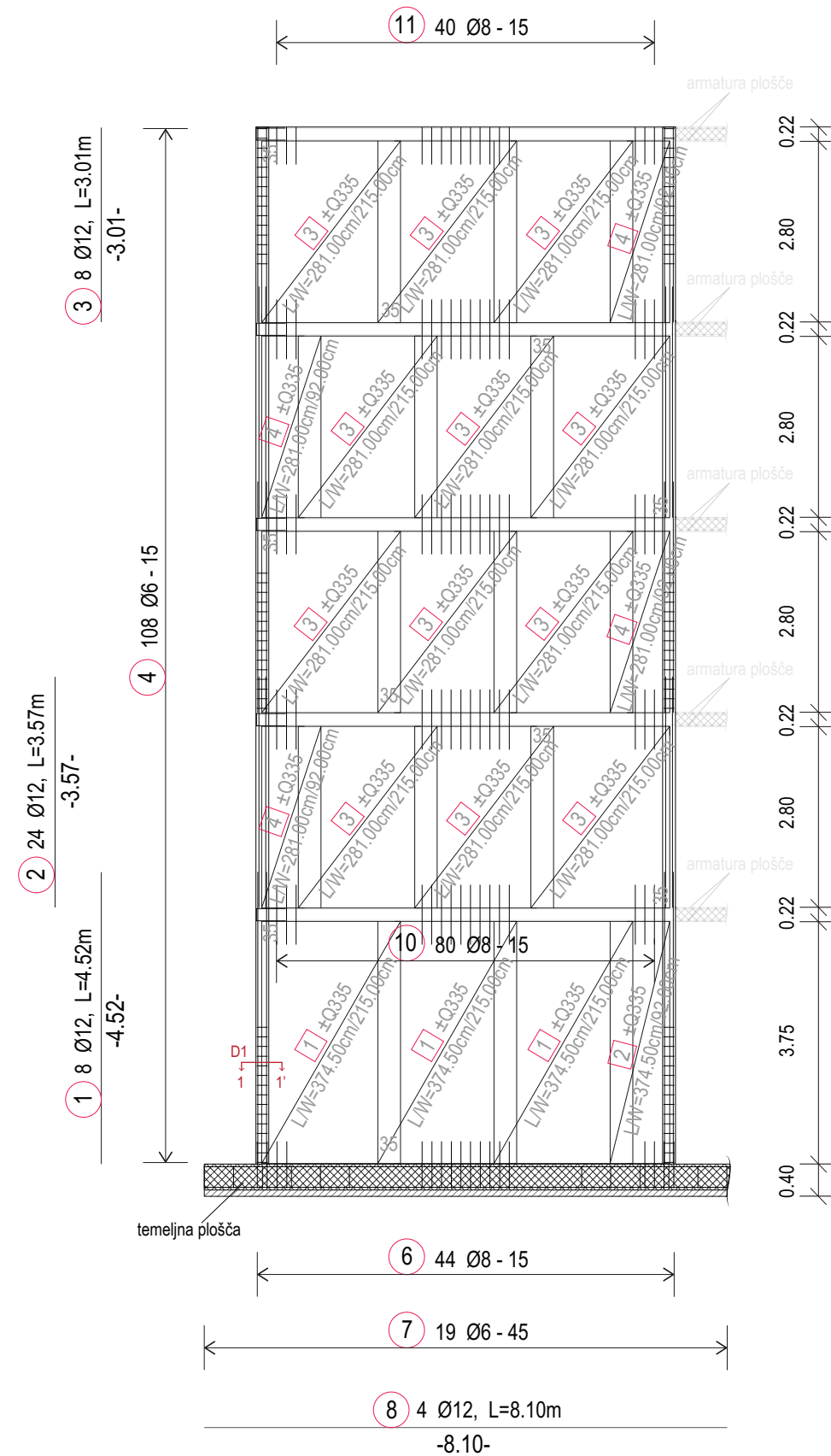
Slika D.1: Ovojnice notranjih statičnih količin v steni 1 [kN oz. kNm]

OVOJNICA UPOGIBNIH MOMENTOV M_z [kNm]OVOJNICA PREČNIH SIL V_y [kN]OVOJNICA OSNIH SIL N_x [kN]

Slika D. 2: Ovojnice notranjih statičnih količin v steni 2 [kN oz. kNm]

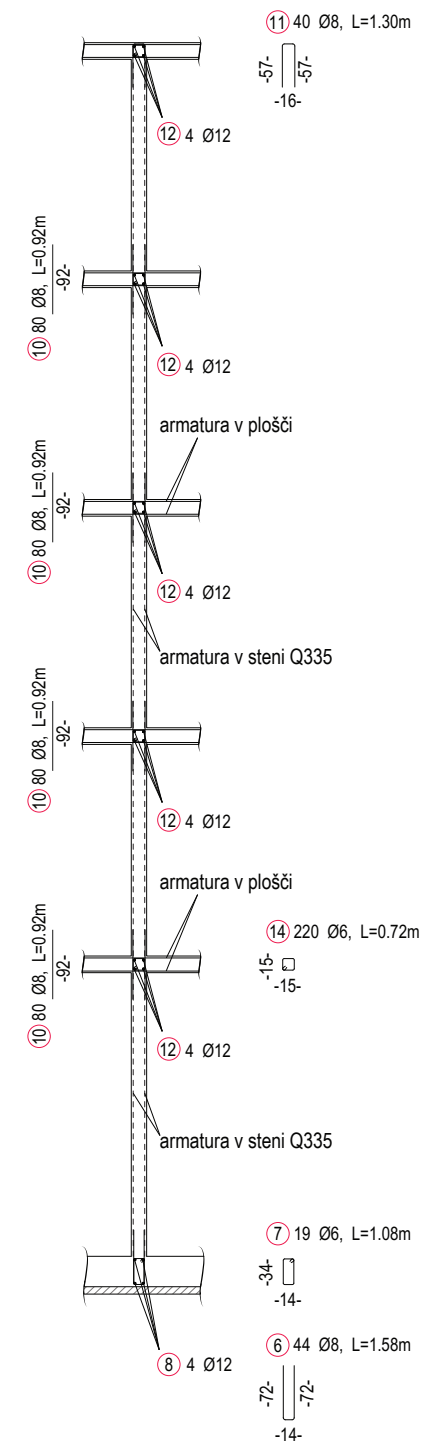
Merilo 1:100

Stena 1



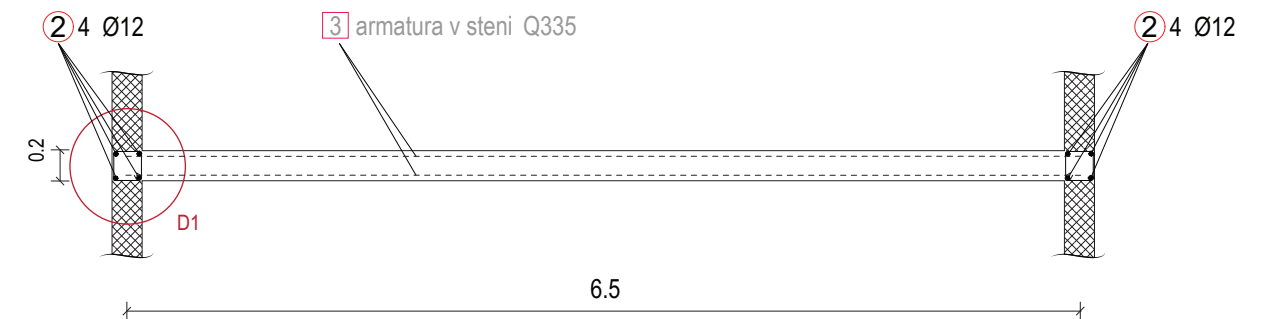
Merilo 1:100

Vertikalni prerez stene



Merilo 1:50

Horizontalni prerez stene

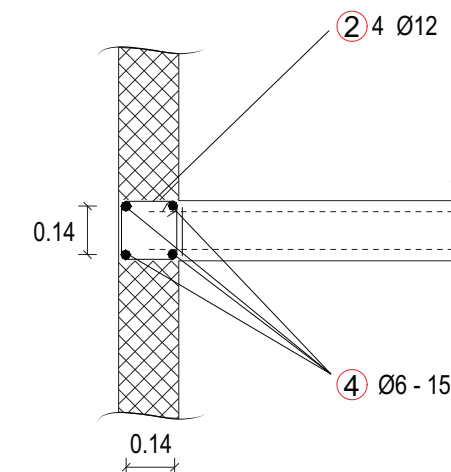


④ 216 Ø6 - 15

Merilo 1:25

D1: Vezni element

Prerez 1-1'



**Fakulteta za gradbeništvo in
geodezijo**

Jamova cesta 2
1000 Ljubljana
Slovenija

Večstanovanjski objekt

Magistrska naloga
Magistrski študijski program
Gradbeništvo
2. stopnja
smer Gradbene konstrukcije

Načrt:

Armaturni načrt stene 1

Izdelal:

David Cirman

Merilo:

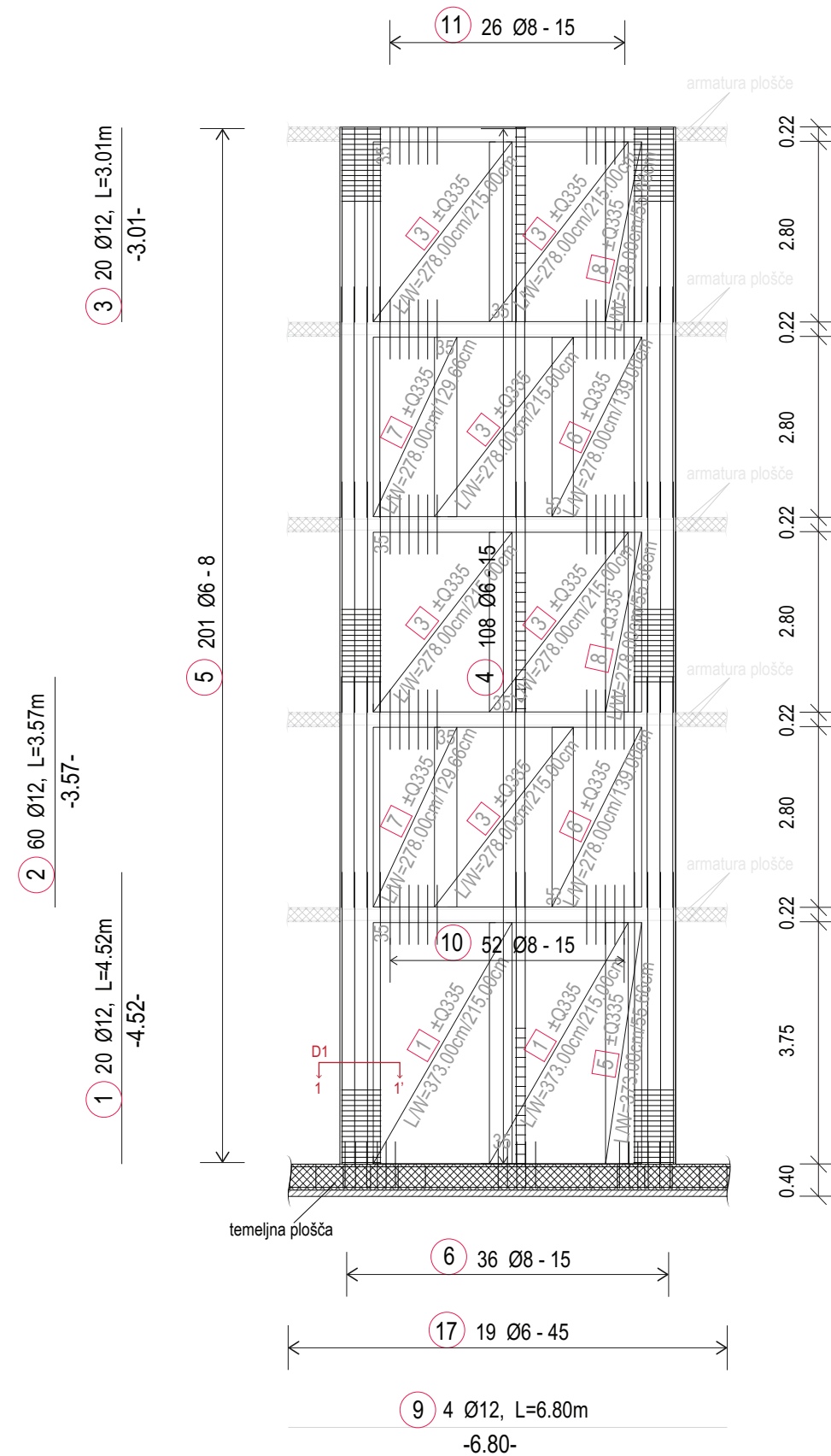
1:100 1:50 1:25

ID:	
-----	--

Priloga E

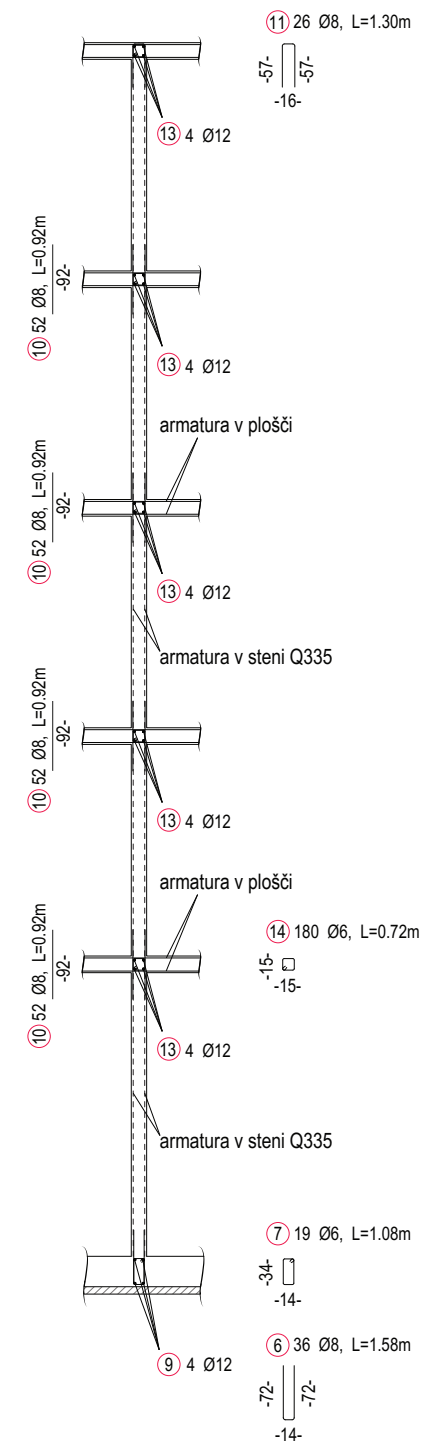
Merilo 1:100

Stena 2



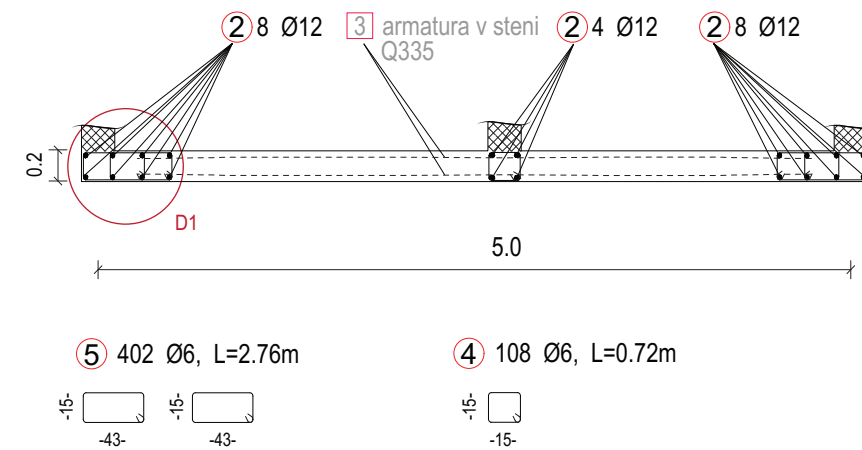
Merilo 1:100

Vertikalni prerez stene



Merilo 1:50

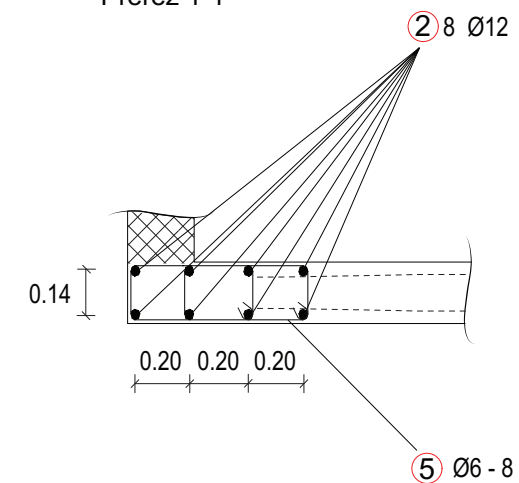
Horizontalni prerez stene



Merilo 1:25

D1: Robni element

Prerez 1-1'



**Fakulteta za gradbeništvo in
geodezijo**

Jamova cesta 2
1000 Ljubljana
Slovenija

Večstanovanjski objekt

Magistrska naloga
Magistrski študijski program
Gradbeništvo
2. stopnja
smer Gradbene konstrukcije

Načrt:

Armaturni načrt stene 2

Izdelal:

David Cirman

Merilo:

1:100 1:50 1:25

ID:

Priloga E

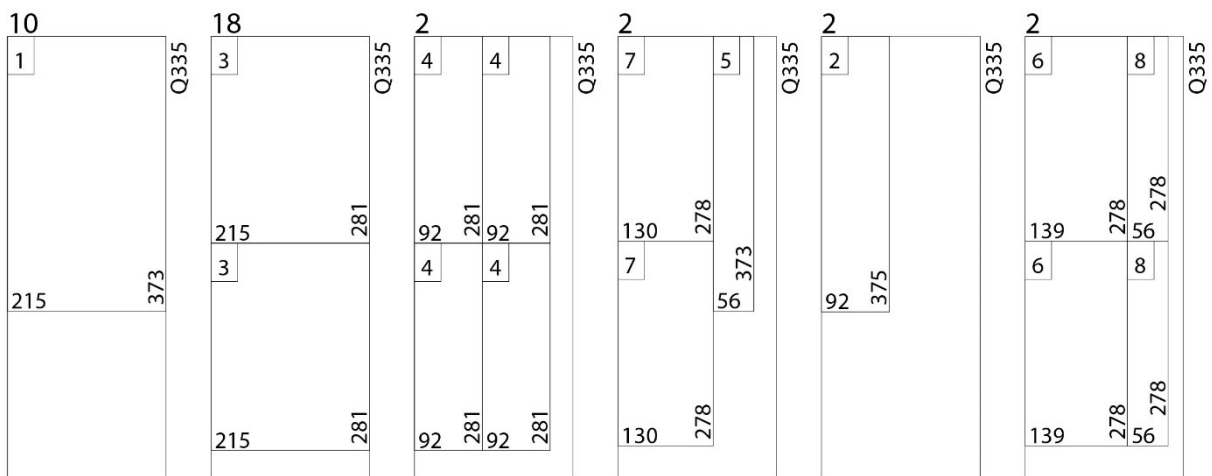
PRILOGA F: KOSOVNICA ARMATURE V STENI

Preglednica F.1: Kosovnica armaturnih palic

Kosovnica armaturnih palic				
pozicija	količina	ϕ [mm]	dolžina [m]	skupna dolžina [m]
1	28	12	4.52	126.56
2	84	12	3.57	299.88
3	28	12	3.01	84.28
4	324	6	0.72	233.28
5	402	6	2.76	1109.28
6	80	8	1.58	126.40
7	36	6	1.08	38.88
8	4	12	8.10	32.40
9	4	12	6.80	27.20
10	528	8	0.92	485.76
11	66	8	1.30	85.80
12	20	12	6.00	120.00
13	20	12	5.15	103
14	400	6	0.72	288.00
skupna dolžina				793.32
kg/m				ϕ 12 0.911
skupna dolžina				697.96
kg/m				ϕ 8 0.405
skupna dolžina				1669.44
kg/m				ϕ 6 0.222
skupna masa (kg)				1376.0

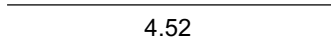
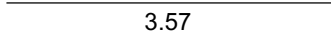
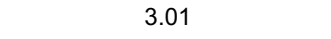
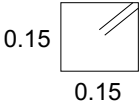
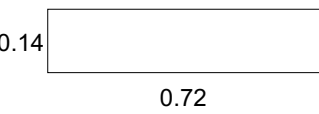
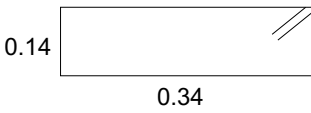
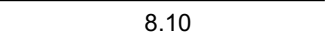
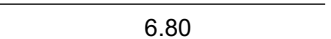
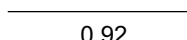
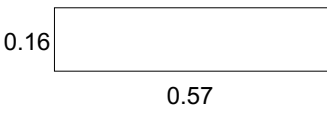
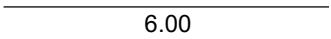
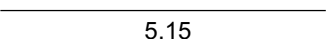
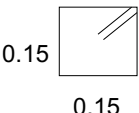
Preglednica F.2: Preglednica armaturnih mrež

Kosovnica armaturnih mrež					
pozicija	količina	mreža	dolžina [m]	širina [m]	površina [m ²]
1	10	Q335	3.75	2.15	80.62
2	2	Q335	3.75	0.92	6.90
3	36	Q335	2.81	2.15	217.50
4	8	Q335	2.81	0.92	20.68
5	2	Q335	3.73	0.56	4.18
6	4	Q335	2.78	1.39	15.46
7	4	Q335	2.78	1.30	14.46
8	4	Q335	2.78	0.56	6.22
skupna površina kg/m ²					366.02 5.44
skupna masa (kg)					1991.15



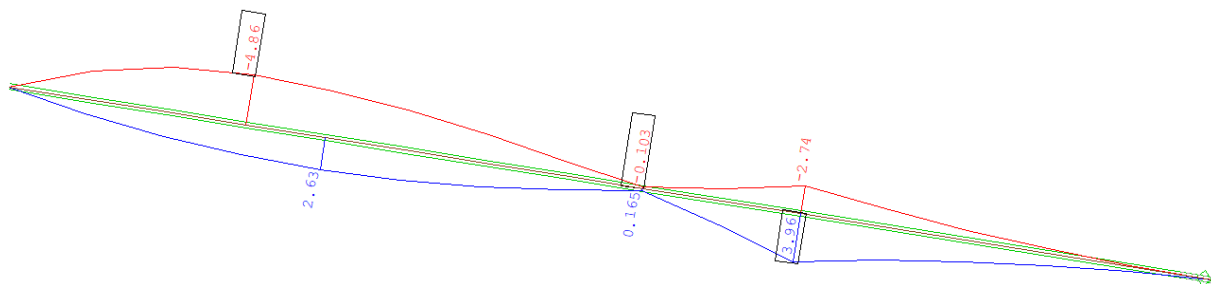
Slika F.1: Razrez armaturnih mrež v stenah

Preglednica F.3: Popis armaturnih palic

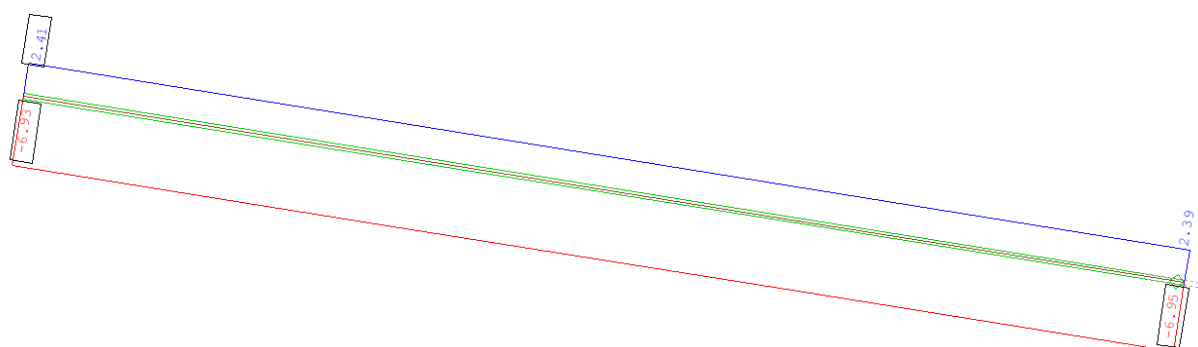
Popis armaturnih palic						
pozicija	količina	ϕ [mm]	dolžina [m]	oblika	skupna dolžina [m]	masa [kg]
1	28	12	4.52		126.56	115.30
2	84	12	3.57		299.88	273.19
3	28	12	3.01		84.28	76.78
4	324	6	0.72		233.28	51.79
5	402	6	2.76		1109.52	246.31
6	80	8	1.58		126.40	51.19
7	36	6	1.08		38.88	8.63
8	4	12	8.10		32.40	29.52
9	4	12	6.80		27.20	24.78
10	528	8	0.92		485.76	196.73
11	66	8	1.30		85.80	34.75
12	20	12	6.00		120.00	109.32
13	20	12	5.15		103.00	93.83
14	400	6	0.72		288.00	63.94

PRILOGA G: UPORABLJENE NOTRANJE STATIČNE KOLIČINE OSTREŠJA ZA DIMENZIONIRANJE

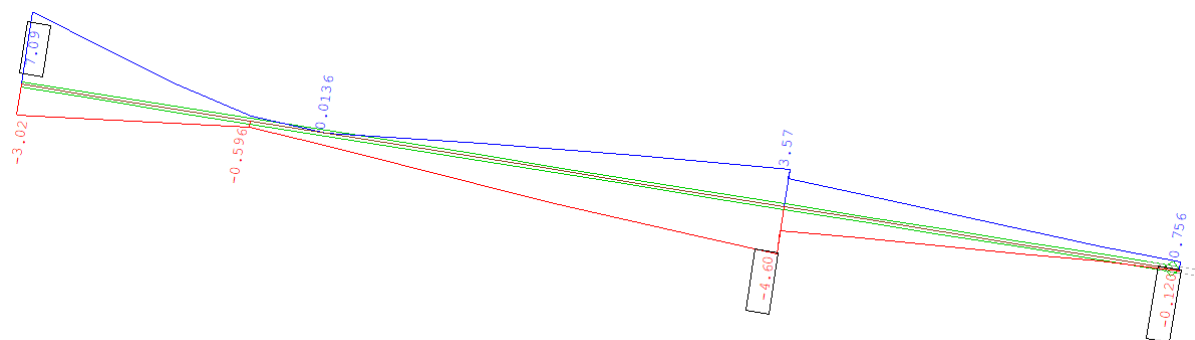
ŠPIROVEC:



Slika G.1: Ovojnica upogibnih momentov M_y [kNm] v špirovcu

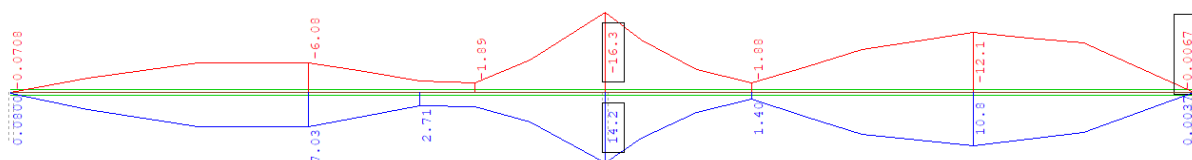


Slika G.2: Ovojnica osnih sil N_x [kN]

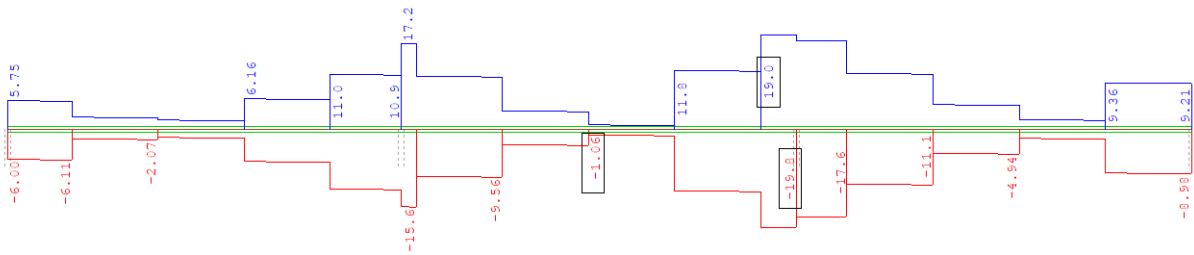


Slika G.3: Ovojnica prečnih sil V_z [kN] v špirovcu

VMESNA LEGA:

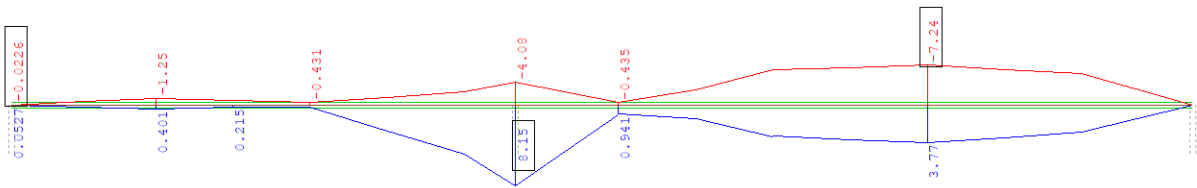


Slika G.4: Ovojnica upogibnih momentov M_y [kNm] v vmesni legi

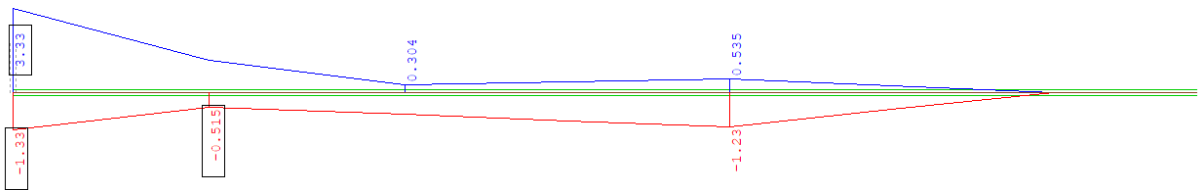


Slika G.5: Ovojnica prečnih sil V_z [kN] v vmesni legi

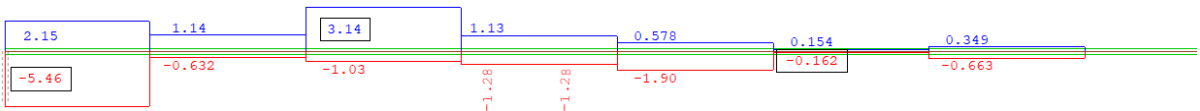
SLEMENSKA LEGA:



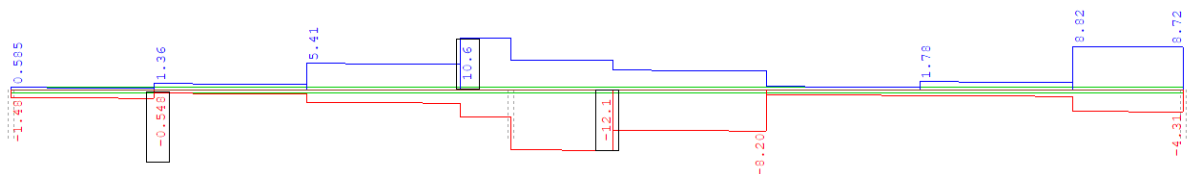
Slika G.6: Ovojnica upogibnih momentov M_y [kNm] v slemenski legi



Slika G.7: Ovojnica upogibnih momentov M_z [kNm] v slemenski legi

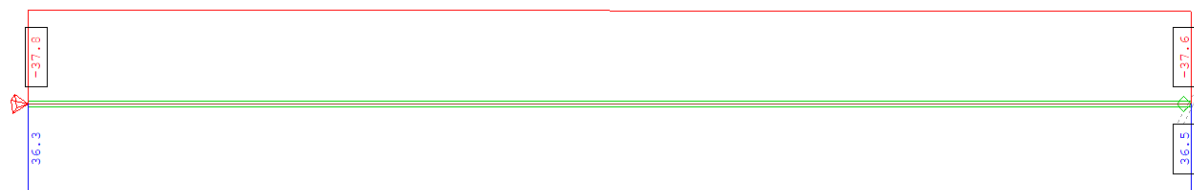


Slika G.8: Ovojnica prečnih sil V_y [kN] v slemenski legi



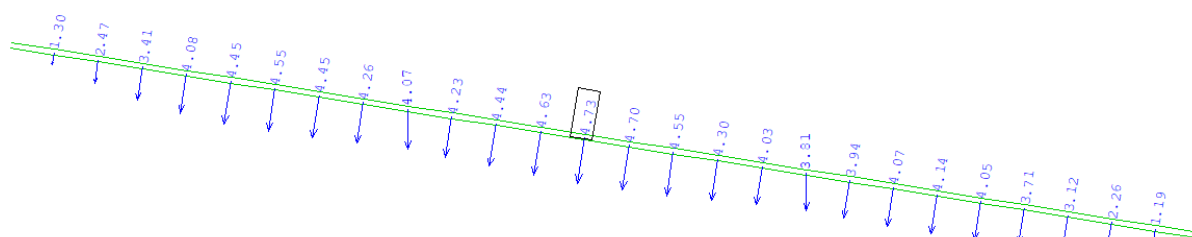
Slika G.9: Ovojnica prečnih sil V_z [kN] v slemenski legi

SOHA:

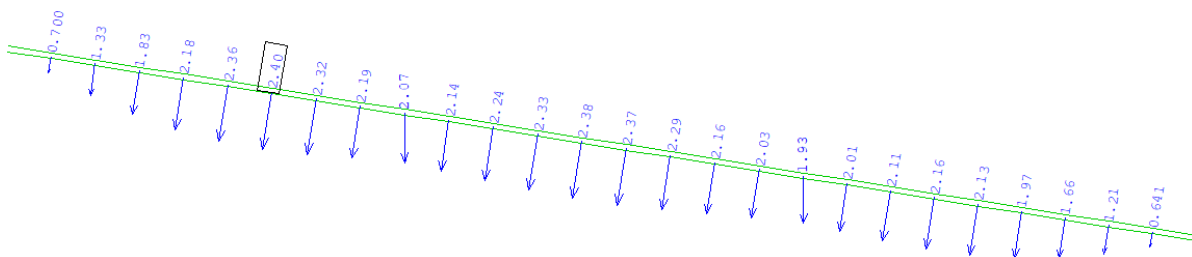


Slika G.10: Ovojnica osnih sil N_x [kN] v sohi

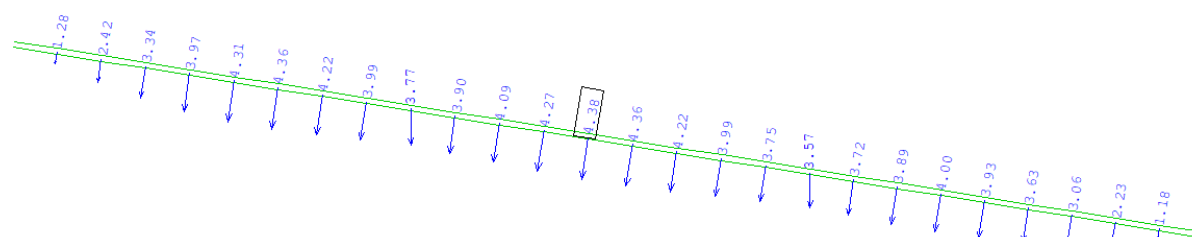
ŠPIROVEC:



Slika G.11: Začetni povos špirovca w_z [mm] zaradi stalne obtežbe

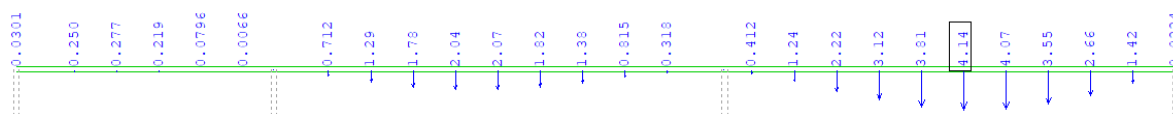


Slika G.12: Začetni povos špirovca w_z [mm] zaradi obtežbe snega

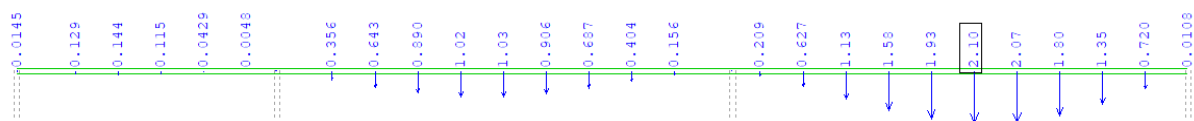


Slika G.13: Začetni povos špirovca w_z [mm] zaradi pritiska vetra

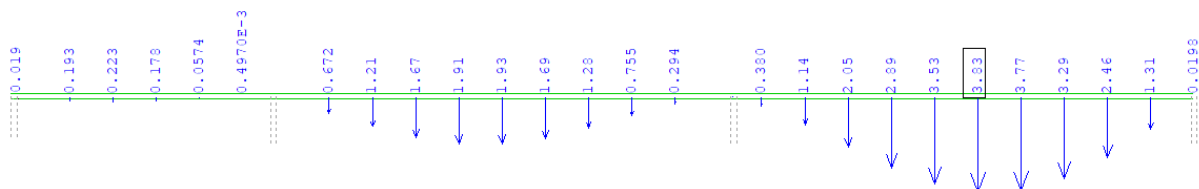
LEGA:



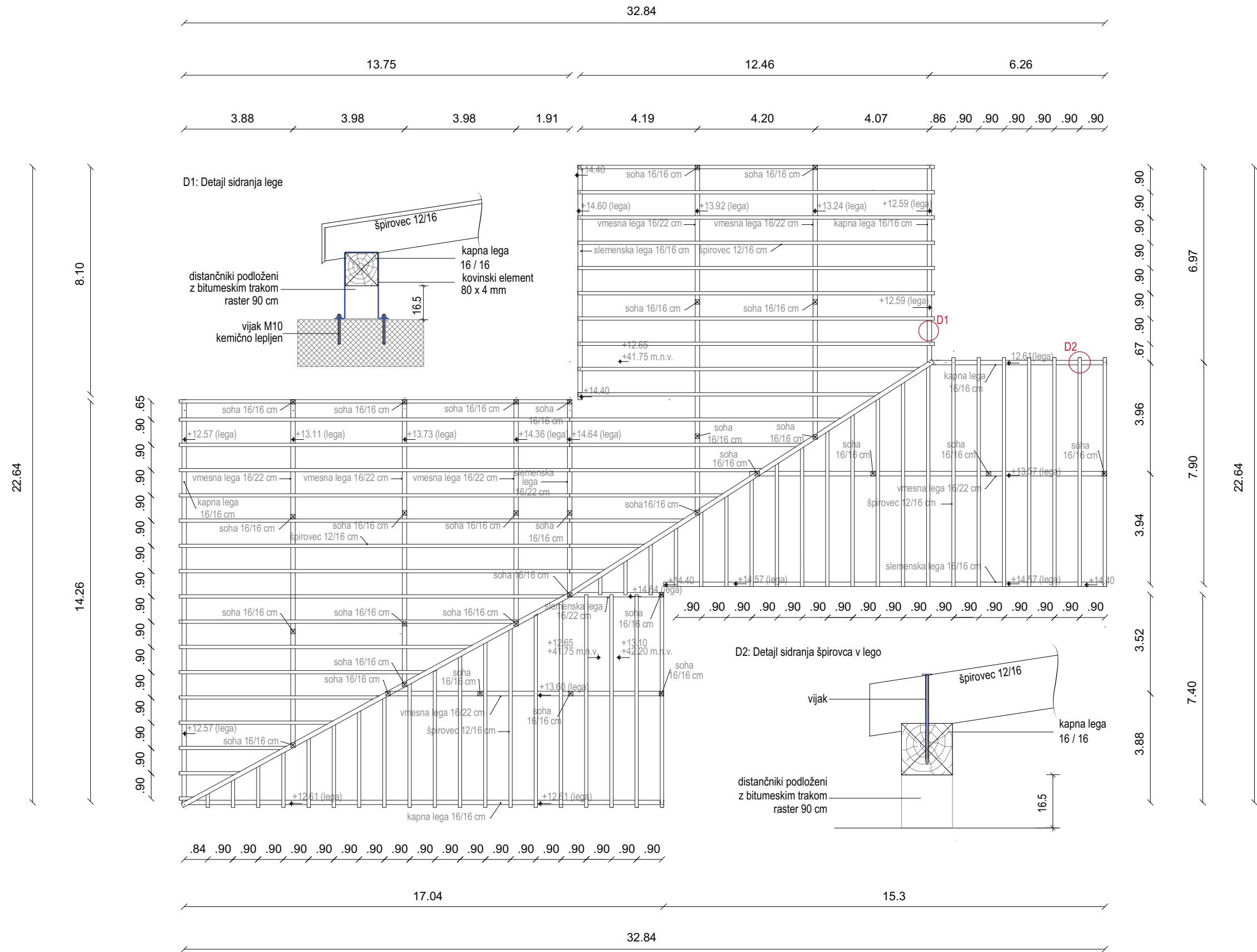
Slika G.14: Začetni povos lege w_z [mm] zaradi stalne obtežbe



Slika G.15: Začetni poves lege w_z [mm] zaradi obtežbe snega



Slika G.16: Začetni poves lege w_z [mm] zaradi pritiska vetra



Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Jamova cesta 2 1000 Ljubljana Slovenija	
Večstanovanjski objekt	
Magistrska naloga Magistrski študijski program Gradbeništvo 2. stopnja smer Gradbene konstrukcije	
Načrt:	
Tloris ostrešja	
Izdelal:	
David Cirman	
Merilo:	
1:150	
ID:	
Priloga H	