

# Projekt potresne otpornosti zgrade s mješovitom konstrukcijom

---

Viduka, Ivona

Master's thesis / Diplomski rad

2024

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Rijeci, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:157:787735>

Rights / Prava: [In copyright](#) / [Zaštićeno autorskim pravom](#).

Download date / Datum preuzimanja: **2025-04-03**



Repository / Repozitorij:

[Repository of the University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering - FCERI Repository](#)



image not found or type unknown

**SVEUČILIŠTE U RIJECI  
GRAĐEVINSKI FAKULTET**

**Ivona Viduka**

**PROJEKT POTRESNE OTPORNOSTI ZGRADE S MJEŠOVI-  
TOM KONSTRUKCIJOM**

**Diplomski rad**

**Rijeka, 2024.**

**SVEUČILIŠTE U RIJECI  
GRAĐEVINSKI FAKULTET**

**Sveučilišni diplomski studij Građevinarstvo  
Konstrukcije  
Potresno inženjerstvo**

**Ivona Viduka  
0114031856**

**PROJEKT POTRESNE OTPORNOSTI ZGRADE S MJEŠOVI-  
TOM KONSTRUKCIJOM**

**Diplomski rad**

**Rijeka, srpanj 2024.**

## **IZJAVA**

Diplomski rad izradila sam samostalno, u suradnji s mentorom i komentorom i uz poštivanje pozitivnih građevinskih propisa i znanstvenih dostignuća iz područja građevinarstva. Građevinski fakultet u Rijeci je nositelj prava intelektualnog vlasništva u odnosu na ovaj rad.

---

Ivona Viduka

U Rijeci, 24. lipnja 2024.

## ZAHVALA

*Zahvaljujem mentoru prof. dr. sc. Davoru Grandiću te komentoru doc. dr. sc. Paulu Šćulcu na pomoći, uloženom trudu i vremenu, razumjevanju te na svim savjetima tijekom izrade diplomskog rada.*

*Također se želim zahvaliti svim kolegama i prijateljima koji su mi upotpunili ovo vrijeme studiranja.*

*Veliko hvala mojoj obitelji na materijalnoj i svakoj drugoj podršci tijekom mog studentskog života.*

*Posobno hvala mom partneru Ivanu koji mi je cijeli period studiranja bio podrška i vjetar u leđa.*

*Hvala svima koji su mi pomogli na putu do ovog uspjeha.*

## Sažetak

U ovom diplomskom radu je proveden proračun potresne otpornosti konstrukcije zgrade koja se sastoji od konstrukcijskih elemenata od različitih materijala (omeđeno ziđe i armirani beton). Konstrukcija se nalazi na području Zadra, sastoji se od dvije etaže te je nepravilnog tlocrta. Posebna pozornost u radu je posvećena proračunu konstrukcije uporabom linearnog modalnog proračuna primjenom spektra odziva uporabom programskog paketa "Staad.PRO", te provjeri otpornosti konstrukcije na potres nelinearnim statičkim proračunom metodom postupnog guranja (eng. pushover analysis) temeljenom na pomacima koja se provodi u programu "3Muri". Prema analizi rezultata iz programa "Staad.PRO" je provedeno dimenzioniranje serklaža, armiranobetonskih zidova te zidnih nosača u skladu s trenutno važećim normama. Dobiveni rezultati dimenzioniranja korišteni su prilikom izrade modela u programskom paketu "3Muri".

**Ključne riječi :** omeđeno ziđe, proračun konstrukcije, potresna otpornost, spektar odziva, nelinearni statički proračun

## Abstract

In this master thesis a building consisting of hybrid structure (confined masonry and reinforced concrete) was designed for earthquake resistance. The structure is located in the Zadar area, consists of two floors, and has an irregular shape. Special attention in the thesis is given to the structural analysis applying the modal response spectrum analysis using the software package "Staad.PRO," and to the verification of the seismic resistance through nonlinear static analysis by the pushover method based on displacements, conducted in the "3Muri" program. According to the results from the "Staad.PRO" program, the structural design of tie beams, reinforced concrete walls, and deep beams was carried out in accordance with the current regulations. The obtained reinforcement were used when setting up the model in the "3Muri" software.

**Key words:** confined masonry, structural analysis, seismic resistance, response spectrum, non-linear static analysis

# Sadržaj

<b>1</b>	<b>Uvod</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Tehnički opis</b>	<b>3</b>
2.1	Opis građevine . . . . .	3
2.2	Konstrukcija . . . . .	3
2.3	Materijali . . . . .	4
<b>3</b>	<b>Proračun konstrukcije</b>	<b>5</b>
3.1	Stalno opterećenje i vlastita težina konstrukcije . . . . .	7
3.2	Promjenjivo opterećenje . . . . .	9
3.2.1	Uporabno opterećenje . . . . .	9
3.2.2	Opterećenje snijegom . . . . .	9
3.2.3	Opterećenje vjetrom . . . . .	10
3.2.4	Potresno djelovanje . . . . .	10
3.2.5	Kombinacije opterećenja . . . . .	10
<b>4</b>	<b>Modeliranje konstrukcije</b>	<b>12</b>
<b>5</b>	<b>Proračun konstrukcije na djelovanje potresa</b>	<b>14</b>
5.1	Zadavanje masa i krutosti . . . . .	14
5.2	Modalni proračun primjenom spektra odziva . . . . .	16
5.3	Broj vlastitih oblika vibracija . . . . .	17
5.4	Torzija . . . . .	18
<b>6</b>	<b>Dimenzioniranje zidova</b>	<b>20</b>
6.1	Zid POZ Z1 . . . . .	20
6.2	Zid POZ Z2 . . . . .	27
6.3	Zid POZ Z3 . . . . .	33
6.4	Zid POZ Z4 . . . . .	39
6.5	Zid POZ Z5 . . . . .	51
6.6	Zid POZ Z6 . . . . .	57
6.7	Zid POZ Z7 . . . . .	63
6.8	Zid POZ Z8 . . . . .	69
6.9	Dimenzioniranje zidnog nosača . . . . .	76
6.10	Dimenzioniranje Virandelovog nosača . . . . .	82

<b>7</b>	<b>Provjera otpornosti metodom postupnog guranja</b>	<b>94</b>
7.1	Opterećenje stropne i krovne konstrukcije . . . . .	96
7.2	Definiranje zidova . . . . .	98
7.3	Proračun i rezultati . . . . .	102
<b>8</b>	<b>Zaključak</b>	<b>108</b>
<b>9</b>	<b>NACRTI</b>	<b>110</b>



## Popis slika

1	Aksonometrijski prikaz armiranobetonskih zidova modela u računalnom programu "Staad.Pro" - pogled sa jugozapadne strane . . . . .	12
2	Aksonometrijski prikaz modela u računalnom programu "Staad.Pro" - pogled sa jugozapadne strane . . . . .	12
3	Udio masa za pojedine tonove u x smjeru . . . . .	18
4	Udio masa za pojedine tonove u z smjeru . . . . .	18
5	Prikaz stvarnog torzijskog učinka na konstrukciju usred potresnog djelovanja u smjeru X . . . . .	19
6	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za potresno djelovanje EQZ za određivanje momenata savijanja u zidu Z1 . . . . .	20
7	Vrijednosti poprečne sile u armiranobetonskim serklažima zida Z1 za potresno djelovanje EQZ za određivanje momenata savijanja . . . . .	21
8	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z1 . . . . .	22
9	Prikaz zida s oznakama i silama korištenih kod dimenzioniranja zida na moment savijanja i uzdužnu silu [1] . . . . .	23
10	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ za potresno djelovanje EQZ za određivanje poprečne sile u zidu Z1 . . . . .	25
11	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja u zidu Z2 . . . . .	27
12	Vrijednosti poprečne sile u armiranobetonskim serklažima zida Z2 za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja . . . . .	28
13	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z2 . . . . .	29
14	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z2 . . . . .	31
15	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja u zidu Z3 . . . . .	33
16	Vrijednosti poprečne sile u armiranobetonskim serklažima zida Z3 za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja . . . . .	34
17	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z3 . . . . .	35
18	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z3 . . . . .	37

19	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja u zidu Z4 . . . . .	39
20	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z4 . . . . .	40
21	Vrijednost koeficijenta smanjenja nosivosti $\Phi_m$ za različite vitkosti i ekscetričnost uz $E = 1000 \cdot f_k$ [2] . . . . .	41
22	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z4 . . . . .	43
23	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja u zidu Z4 . . . . .	45
24	Vrijednosti poprečne sile u armiranobetonskim serklažima zida Z4 za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja . . . . .	46
25	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z4 . . . . .	47
26	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z4 . . . . .	49
27	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za potresno djelovanje EQZ za određivanje momenata savijanja u zidu Z5 . . . . .	51
28	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z5 . . . . .	52
29	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ za potresno djelovanje EQZ za određivanje poprečne sile u zidu Z5 . . . . .	54
30	Prikaz armature u zidu Z5 . . . . .	56
31	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za potresno djelovanje EQZ za određivanje momenata savijanja u zidu Z6 . . . . .	57
32	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z6 . . . . .	58
33	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ za potresno djelovanje EQZ za određivanje poprečne sile u zidu Z6 . . . . .	60
34	Prikaz armature u zidu Z6 . . . . .	62
35	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja u zidu Z7 . . . . .	63
36	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z7 . . . . .	64
37	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z7 . . . . .	66
38	Prikaz armature u zidu Z7 . . . . .	68

39	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja u zidu Z8 . . . . .	69
40	Vrijednosti naprezanja $S_y$ za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z8 . . . . .	70
41	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z8 . . . . .	72
42	Prikaz armature u zidu Z8 . . . . .	75
43	Prikaz modela te oznake presjeka koji su proračunati u nastavku . . . . .	76
44	Rešetkasti model zidnog nosača . . . . .	76
45	Prikaz sila koje djeluju u čvoru 3 . . . . .	79
46	Prikaz sila koje djeluju u čvoru 2 . . . . .	80
47	Prikaz armature zidnog nosača . . . . .	81
48	Vrijednosti naprezanja $S_x$ od vertikalnog opterećenja za određivanje uzdužne sile i momenta savijanja u gredama . . . . .	82
49	Vrijednosti naprezanja $S_y$ od vertikalnog opterećenja za određivanje uzdužne sile i momenta savijanja u stupu . . . . .	82
50	Vrijednosti naprezanja $S_{xy}$ od vertikalnog opterećenja za određivanje poprečne sile u gredama i u stupu . . . . .	83
51	Prikaz statičkog sustava Virandelovog nosača te oznake presjeka . . . . .	83
52	Prikaz armature u gredama . . . . .	90
53	Prikaz armature u stupu . . . . .	93
54	Aksonometrijski prikaz konstrukcije u programskom paketu 3Muri . . . . .	94
55	Aksonometrijski prikaz proračunskog modela zamjenjujućih okvira . . . . .	94
56	Tlocrtni prikaz prizemlja . . . . .	95
57	Tlocrtni prikaz kata . . . . .	95
58	Definiranje opterećenja i statičkih karakteristika stropa . . . . .	96
59	Definiranje opterećenja i statičkih karakteristika krova . . . . .	97
60	Definiranje parametara modela . . . . .	98
61	Definiranje svojstva serklaža . . . . .	98
62	Definiranje svojstva materijala - žiđe . . . . .	99
63	Definiranje svojstva materijala - beton razreda C25/30 . . . . .	99
64	Definiranje karakteristika omeđenog ziđa . . . . .	100
65	Definiranje karakteristika armiranobetonskog zida . . . . .	100
66	Prikaz modalne mreže zida P3 . . . . .	101
67	Definiranje vršnog ubrzanja tla . . . . .	102
68	Vrijednosti faktora ispunjena za model konstrukcije . . . . .	103

69	Krivulj kapaciteta za X i Y smjer (V - poprečna sila, d - pomak konstrukcije) . . . . .	104
70	Prikaz tlocrta zidova s označenim promatranim zidom u X smjeru - zid P3 . . . . .	104
71	Razvoj oštećenja zidnih elemenata u karakterističnom zidu od početka do kraja proračuna za provjeru po rednom broju 13 za zid P3 . . . . .	105
72	Razvoj oštećenja zidnih elemenata u karakterističnom zidu od početka do kraja proračuna za provjeru po rednom broju 15 za zid P3 . . . . .	106
73	Prikaz tlocrta zidova s označenim promatranim zidom u Y smjeru - zid P2 . . . . .	107
74	Razvoj oštećenja zidnih elemenata u karakterističnom zidu od početka do kraja proračuna za provjeru po rednom broju 24 za zid P2 . . . . .	107

## Popis tablica

1	Stalno opterećenje međukatne konstrukcije . . . . .	8
2	Stalno opterećenje ploče terase . . . . .	8
3	Stalno opterećenje krovne ploče . . . . .	8
4	Koeficijenti oblika za opterećenje snijegom [3] . . . . .	9
5	Kombinacije opterećenja za granično stanje nosivosti . . . . .	11
6	Kombinacije opterećenja za granično stanje uporabivosti . . . . .	11
7	Tablica razreda važnosti za zgrade [4] . . . . .	17

# 1 Uvod

Svaka konstrukcija tijekom svog uporabnog vijeka bizložena je različitim djelovanjima. Zadatak konstruktora je da projektira konstrukcije koje su otporne na opterećenja tijekom njenog uporabnog vijeka. Jedno od djelovanja od kojih je konstrukcija opterećena je i potresno djelovanje.

Potresno djelovanje predstavlja jedno od najznačajnijih prirodnih rizika prilikom projektiranja i izgradnje građevinskih konstrukcija. Sve veća urbanizacija gradova povećava vjerojatnost od pojava razmjernih šteta uzrokovanih od strane budućih potresnih djelovanja.

Potres je nepredvidiva prirodna pojava koja nastaje iznenada a njegove posljedice su nerijetko u razmjeru katastrofe. Potres je sila koju čovjek svojim djelovanjem ne može spriječiti međutim moguće je poduzeti mjere da se razorno djelovanje potresa na konstrukcije ublaži ili u potpunosti eliminira [5].

Cilj projektiranja te izvođenja konstrukcija koja se nalaze na potresnim područjima je da se zadovolji uvjet neurušavanja konstrukcije te uvjet ograničenja oštećenja konstrukcije. Za uvjet neurušavanja je nužno da konstrukcija izdrži potresno opterećenje bez globalnog ili lokalnog urušavanja zadržavanjem dovoljne nosivosti nakon potresa. Zatim kod uvijeta da se ograniče oštećenja konstrukcije je potrebno projektirati konstrukciju da izdrži potresna djelovanja manjih razmjera kod kojih neće biti potrebno ograničenje upotrebe konstrukcije nakon potresa te sanacija konstrukcije neće premašiti vrijednost koju je imala prije djelovanja potresnog opterećenja.

Kako bi se osigurali uvjeti ponašanja konstrukcije u potresu po Europskoj normi EN 1998-1:2011 [6] mogu se rabiti četiri metode proračuna konstrukcija na potresno djelovanje. Mogu se primijeniti dva linearno-elastična te dva nelinearna proračuna, linearno-elastične metode se ubrajaju primjena ekvivalentnog statičkog djelovanja gdje se uzima doprinos samo prvog oblika vibracija te modalni proračun spektrima odziva kod koje nema ograničenja. Nastavno nelinearne metode su metoda postupnog guranja te nelinearni dinamički proračun u vremenu. Nelinearne metode proračuna su uvedene kako bi se moglo utvrditi stvarno ponašanje konstrukcije [7].

U ovom radu će se promatrati složena konstrukcija na području grada Zadra. Konstrukcija je zidana konstrukcija tipa omeđeno zide sa armiranobetonskim zidnim nosačem, armiranobetonskim zidovima, armiranobetonskom pločom te unutarnjim armiranobetonskim stubištem. U radu će se prikazati proračun zgrade uporabom linearnog

modalnog proračuna primjenom spektra odziva koja će biti prikazana primjenom programskog paketa "StaadPro V8i" te će se zatim provjeriti otpornost konstrukcije na potres nelinearnim statičkim proračunom metodom postupnog guranja pomoću programskog paketa 3Muri.

## 2 Tehnički opis

### 2.1 Opis građevine

Planirana je izgradnja složene konstrukcije na području grada Zadra, na nadmorskoj visini od 50 m.n.m. Konstrukcija je obiteljska stambena zgrada koja se sastoji od dvije etaže - prizemlja i kata.

Visina građevine iznosi 6,05 m mjereno od kote konačno zaravnano i uređenog terena na njegovom najnižem dijelu uz pročelje građevine, do vrha konstrukcije. Svijetla visina prizemlja iznosi 3,1 m, a kata 2,95 m.

Zgrada se nalazi u potresnom području s vršnim ubrzanjem tla tipa A  $a_{gR} = 0,2g$  za povratno razdoblje od  $T_{NCR} = 475$  godina dok za povratno razdoblje od  $T_{DLR} = 95$  godina vršno ubrzanje tla tipa A iznosi  $a_{gR} = 0,1g$ .

### 2.2 Konstrukcija

Planirani objekt je složeni objekt zidane konstrukcije - tipa omeđeno ziđe s punom armirano betonskom pločom kao međukatnom konstrukcijom, armirano betonskim zidnim nosačem, armiranobetonskim zidovima, armiranobetonskim stubištem te armirano betonskom krovnom pločom.

Horizontalni konstruktivni sustav čini međukatna konstrukcija kao puna armirano betonska ploča debljine 20,0 cm. Vertikalnu nosivu konstrukciju čine vanjski nosivi zidovi od blok opeke 25,0 cm koji se međusobno povezuju armiranobetonskim vertikalnim i horizontalnim serklažima. Sjeverni dio vertikalne konstrukcije se izvodi kao visokostijeni nosač debljine 25,0 cm.

Ploča terase se oslanja na armirano betonski zid debljine 20,0 cm i armiranobetonski stup dimenzija 25 x 25 cm. Stubište se izvodi kao armiranobetonska ploča debljine 16,0 cm.

Konstrukcija krova iznad kata se izvodi kao armiranobetonska ploča debljine 17,0 cm.

Temeljni dio konstrukcije se izvodi kao trakasti temelj dimezija 55x60 cm. Između temeljnih traka izvodi se armiranobetonska podna ploča debljine 10,0 cm.

Vertikalni serklaži dimenzija izvode se od kutnih elemenata sa otvorom dimenzija 17,5 x 17,5 cm te se postavljaju na krajeve i uglove zidova, uz otvore ploštine veće od 1,5 m<sup>2</sup>

te u zidovima tako da razmak između serklaža ne bude veći od 5,0 m te se armiraju uzdužnim šipkama  $4\phi 12$  i zatvorenim sponama  $\phi 6/15$  cm.

Horizontalni serklaži su širine jednake širini zidova i visine 25 cm. U prizemlju se izvode na mjestima oslanjanja armirano betonske ploče, a na katu na mjestu oslanjanja krovišta. Armiraju se uzdužnim šipkama  $4\phi 12$  i zatvorenim sponama  $\phi 6/15$  cm.

Armiranobetonski nadvoji i grede se armiraju prema statičkom proračunu.

Pregradni zidovi se moraju, u smjeru okomitom na vlastitu ravninu, povezati s nosivim zidovima te stropnom konstrukcijom.

### 2.3 Materijali

Temeljna konstrukcija se izvodi od betona tlačne čvrstoće C30/37 razreda izloženosti XC2. Za armiranje se koristi čelik B500B sa zaštitnim slojem od 5,0 cm.

Za izradu međukatne konstrukcije, greda, stupova, armiranobetonskih zidova i armiranobetonske krovne konstrukcije je odabran beton razreda tlačne čvrstoće C25/30 razreda izloženosti XC1. Za armiranje je izabran čelik B500B, a zaštitni sloj za grede iznosi 3,0 cm, za zidove 2,5 cm te za ploče 2,0 cm.

Zidni elementi trebaju zadovoljavati kategoriju I sa potrebnom tlačnom čvrstoćom  $f_b = 10 \text{ N/mm}^2$ . Karakteristična tlačna čvrstoća ziđa iznosi  $f_k = 4,52 \text{ N/mm}^2$  te slijedi da je proračunska tlačna čvrstoća ziđa  $f_d = 3,01 \text{ N/mm}^2$

Mort je odabran kao mort opće namjene debljine 1,0 cm. Čvrstoća morta je M10  $f_m = 10 \text{ N/mm}^2$ .



### 3 Proračun konstrukcije

Proračun i dimenzioniranje konstrukcije je provedeno u skladu s trenutno važećim normama i propisima.

Uporabno opterećenje definirano je u iznosu od 1,50 kN/m<sup>2</sup>, odnosno 3,00 kN/m<sup>2</sup> na stubištu. Za područje 1 do 100 m.n.m. opterećenje snijegom iznosi 0,50 kN/m<sup>2</sup>.

Proračun potresnog djelovanja proveden je u skladu s HRN EN 1998-1:2011 [6] uz nacionalni dodatak HRN EN 1998-1/NA:2011. Karta potresnih područja RH za poredbeno vršno ubrzanje tla tipa A s vjerojatnosti premašaja 10% u 50 godina, odnosno za poredbeno povratno razdoblje od 475 godina koje za područje Zadra, na predloženoj lokaciji daje ubrzanje izraženo jedinicom gravitacijskog ubrzanja od  $a_{gR} = 0,2g$ . Za potrebe proračuna napravljen je trodimenzionalni model konstrukcije u programu Staad.pro V8i.

Karakteristike betona:

$f_{ck}$  - karakteristična tlačna čvrstoća betona ;

$f_{ck,cube}$  - karakteristična tlačna čvrstoća betona dobivena na valjku ;

Za beton tlačne čvrstoće C30/37 :  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_{ck,cube} = 37 \text{ N/mm}^2$

Za beton tlačne čvrstoće C25/30 :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$

Proračunska tlačna čvrstoća betona dobiva se iz izraza :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

gdje su :

$\alpha_{cc}$  - koeficijent kojim se uzima u obzir utjecaj dugotrajnog opterećenja na tlačnu čvrstoću betona i ostali nepovoljni utjecaji, prema normi EN 1992-1-1 [8] preporučena vrijednost  $\alpha_{cc} = 1$

$\gamma_c$  - parcijalni koeficijent sigurnosti materijala  $\gamma_c = 1,5$

Vrijednosti proračunske tlačne čvrstoće betona te modula elastičnosti su :

Za beton razreda C30/37:

$$f_{cd} = 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2 = 2,0 \text{ kN/cm}^2 \quad (2)$$

$$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2 = 3300 \text{ kN/cm}^2 \quad (3)$$

Za beton razreda C25/30:

$$f_{cd} = 1,0 \cdot \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ N/mm}^2 = 1,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (4)$$

$$E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2 = 3100 \text{ kN/cm}^2 \quad (5)$$

Zbog preklapanja horizontalnih i vertikalnih serklaža sa zidnim elementima konstrukcije u računalnom programu "StaadPro" proračunava se nova vrijednost modula elastičnosti za horizontalne i vertikalne serklaže prema izrazu:

$$A_c = A_m \quad (6)$$

$$E_{c,id} \cdot A_c + A_c \cdot E_c = A_m \cdot E_m \quad (7)$$

$$E_{c,id} = \frac{A_c \cdot E_c - A_m \cdot E_m}{A_c} \quad (8)$$

Gdje su:

$A_c$  - površina armiranobetonskog serklaža

$E_c$  - modul elastičnosti armiranobetonskog serklaža

$A_m$  - preklopna površina zida

$E_m$  - modul elastičnosti zida

$E_{c,id}$  - modul elastičnosti armiranobetonskog serklaža nakon uzimanja u obzir preklapanje sa zidom

Proračun modula elastičnosti za horizontalne (HR) i vertikalne serklaže (VR) koji se nalaze na rubnom dijelu zida:

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$E_c = 3,1 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$A_m = 0,03125 \text{ m}^2$$

$$E_m = 3,5 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{c,id} = \frac{0,0625 \cdot 3,1 \cdot 10^7 - 0,03125 \cdot 3,5 \cdot 10^6}{0,0625} = 2,93 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \quad (9)$$

Izračun modula elastičnosti za horizontalne (HS) i vertikalne serklaže (VS) koji se nalaze u sredini zida:

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$E_c = 3,1 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$A_m = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$E_m = 3,5 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{c,id} = \frac{0,0625 \cdot 3,1 \cdot 10^7 - 0,0625 \cdot 3,5 \cdot 10^6}{0,0625} = 2,75 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \quad (10)$$

Karakteristike čelika za armiranje B500B:

$f_{yk}$  - karakteristična granica popuštanja čelika za armiranje;  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$f_{yd}$  - proračunska granica popuštanja čelika za armiranje koja se dobiva iz izraza :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (11)$$

$\gamma_s$  - parcijalni koeficijent sigurnosti materijala  $\gamma_s = 1,15$

Dobiva se vrijednost proračunske granice popuštanja čelika:

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2 = 43,48 \text{ kN/cm}^2 \quad (12)$$

### 3.1 Stalno opterećenje i vlastita težina konstrukcije

Vrijednost stalnog opterećenja se dobiva zbrajanjem vlastite težine konstrukcijskih elemenata i težine dodatnih slojeva poda. Množenjem debljine pojedinih slojeva i njihove specifične težine se dobiva njihova težina, dok se vlastita težina uzima automatski u softverskom paketu StaadPRO V8i zadavanjem naredbe "selfweight" u negativnom smjeru pružanja vertikalne osi Y.

Vrijednosti stalnih opterećenja za ovu konstrukciju su izračunane u tablicama u nastavku.

Tablica 1: Stalno opterećenje međukatne konstrukcije

Međukatna konstrukcija			
	debljina (cm)	volumna težina (kN/m <sup>3</sup> )	Opterećenje (kN/m <sup>2</sup> )
Parket	2,0 cm	22,0	0,55
Cementni estrih	6,0 cm	22,0	1,32
Sloj s podnim grijanjem	2,0		0,10
Elastificirani polistiren	2,0	0,2	0,014
Ekspandirani polistiren	2,0	0,2	0,014
Armiranobetonska ploča	20,0	25,0	5,00
Unutarnja žbuka	2,0		0,10
UKUPNO			6,99 (1,99)

Tablica 2: Stalno opterećenje ploče terase

Ploča terase			
	debljina (cm)	volumna težina (kN/m <sup>3</sup> )	Opterećenje (kN/m <sup>2</sup> )
Keramičke pločice u ljepilu	2,0 cm	22,0	0,44
Policementni premaz			0,00
Cementni estrih u padu	4,0	22,0	0,88
PE folija			0,00
Ekspandirani polistiren	5,0	0,2	0,01
Armiranobetonska ploča	20,0	25,0	5,00
Unutarnja žbuka	2,0		0,10
UKUPNO			6,43 (1,43)

Tablica 3: Stalno opterećenje krovne ploče

Ravni krov			
	debljina (cm)	volumna težina (kN/m <sup>3</sup> )	Opterećenje (kN/m <sup>2</sup> )
Šljunčani nasip	5,0 cm	20,0	1,00
Hidroizolacija	0,5 cm		0,50
Cementni estrih	2,0	23,0	0,46
Lagani beton u padu	1,0	20,0	2,00
Ekspandirani polistiren	10,0	0,2	0,02
Armiranobetonska ploča	17,0	25,0	4,25
Unutarnja žbuka	2,0		0,10
UKUPNO			8,33 (4,08)

## 3.2 Promjenjivo opterećenje

### 3.2.1 Uporabno opterećenje

Projektnim zadatkom je predviđena konstrukcija prostor za stanovanje i kućanske djelatnosti te prema tablici pripada kategoriju A. Prema HRN EN 1991-1-1/NA vrijednost uporabnog opterećenja iznosi: [9]

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

Stubište pripada kategoriji  $S^g$  te vrijednost uporabnog opterećenja za stubište iznosi:

$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.2 Opterećenje snijegom

Konstrukcija je smještena na području grada Zadra, na 50 m.n.m. te prema karti snježnih područja za Republiku Hrvatsku spada u 1. područje (priobalje i otoci). Karta snježnih područja se nalazi u normi HRN EN 1991-1-1-3. Karakteristično opterećenje snijegom na tlu iznosi  $s_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$  [3].

Opterećenje snijegom se određuje prema izrazu:

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

gdje su:

$s$  - proračunsko opterećenje snijegom na krovu

$\mu_i$  - koeficijent oblika opterećenja snijegom, ovisi o nagibu krova  $\alpha$

$C_e$  - koeficijent izloženosti, uzima u obzir uvijete puhanja vjetra:  $C_e = 1,0$

$C_t$  - toplinski koeficijent, uzima u obzir toplinsku izolaciju krova i uvjete zagrijavanja zgrade:  $C_t = 1,0$

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ, \text{ pri čemu je : } \mu = 0,8$$

Tablica 4: Koeficijenti oblika za opterećenje snijegom [3]

Kut nagiba krova $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha/30$	1,6	-

Vrijednost opterećenja snijegom iznosi:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.3 Opterećenje vjetrom

U ovom radu proračun opterećenja vjetrom nije proveden jer je mjerodavno opterećenje uzeto potresno opterećenje.

### 3.2.4 Potresno djelovanje

Potresno djelovanje se određuje u skladu s HRN EN 1998-1 [6] uz nacionalni dodatak HRN EN 1998-1/NA:2001 [10]. Iz karte potresnih područja RH za poredbena vršna ubrzanja temeljnog tla  $a_{gR}$ , za temeljno tlo tipa A, s vjerojatnošću premašaja 10% u 50 godina, za poredbeno povratno razdoblje potresa od 475 godina je očitana vrijednost ubrzanja temeljnog tla grada Zadra kao  $a_{gR} = 0,2g$ , a za poredbeno povratno razdoblje potresa od 95 godina je očitana vrijednost  $a_{gR} = 0,1g$ .

Odabran je elastični spektar odziva TIP 2 te se razred važnosti i tip temeljnog tla uzima iz tablice u skladu s HRN EN 1998-1 [6]. Za obične zgrade koje ne pripadaju drugim kategorijama faktor važnosti  $\gamma$  je jednak 1,0.

Za zidanu konstrukciju prema HRN EN 1998-1:2011/NA:2011 [10] za omeđeno ziđe definiran je faktor ponašanja sa vrijednošću  $q=2,50$ .

Prigušenje je definirano s 5%.

### 3.2.5 Kombinacije opterećenja

Vrijednosti kojima se ulazi u proračun konstrukcije nazivaju se proračunske vrijednosti djelovanja te se dobivaju množenjem dobivenih vrijednosti s parcijalnim koeficijentima sigurnosti  $\gamma_F$ . Parcijalnim koeficijentima se uzima u obzir mogućnost pogreške pri modeliranju djelovanja ili nepovoljnih odstupanja djelovanja.

Kada na konstrukciju djeluje više od jednog promjenljivog opterećenja u kombinaciji opterećenja se parcijalni koeficijenti sigurnosti mijenjaju te se svako promjenljivo opterećenje osim najdominantnijeg, množi sa koeficijentom kombinacije  $\psi$ . Vrijednosti koeficijenata kombinacije se mijenja ovisno o vrsti opterećenja, načinu korištenja konstrukcije ili konstrukciji općenito [11].

Tablica 5: Kombinacije opterećenja za granično stanje nosivosti

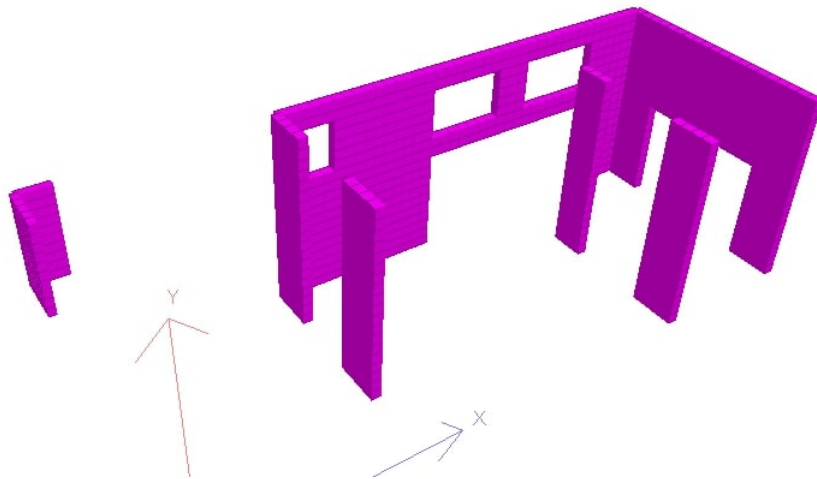
KOMBINACIJE				1	2	3		4	
				SW	STALNO	KORISNO		SNIJEG	
				$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\psi_Q$	$\gamma_Q$	$\psi_Q$
1	8	GSN	STALNO+KORISNO+SNIJEG	1,35	1,35	1,50		1,50	0,50
2	9	GSN	STALNO+SNIJEG	1,35	1,35			1,50	

Tablica 6: Kombinacije opterećenja za granično stanje uporabivosti

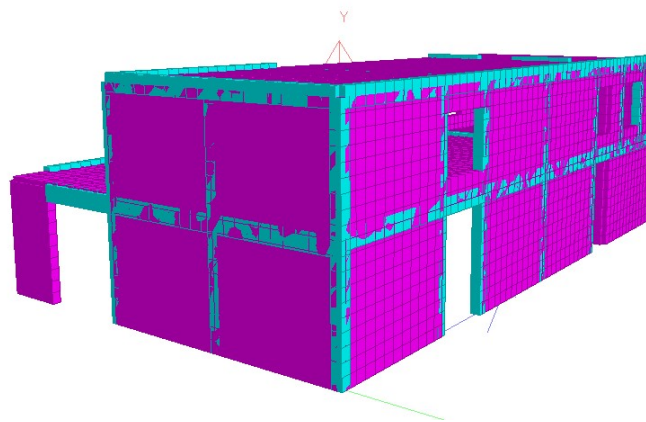
KOMBINACIJE				1	2	3		4	
				SW	STALNO	KORISNO		SNIJEG	
				$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\psi_Q$	$\gamma_Q$	$\psi_Q$
1	10	GSU	STALNO+KORISNO+SNIJEG	1,00	1,00	1,00		1,00	0,50
2	11	GSU	STALNO+SNIJEG	1,00	1,00			1,00	

## 4 Modeliranje konstrukcije

Konstruktivni model izrađen za potrebu proračuna konstrukcijskih elemenata napravljen je u programskom paketu "Staad.Pro". Najprije su definirane dimenzije konstrukcijskih elemenata kojima je bilo potrebno dodijeliti svojstva materijala od kojih se izvode elementi. Na slici 1 su prikazani zidovi konstrukcije koji se izvode od armiranog betona, dok je na slici 2 prikazan aksonometrijski prikaz konstrukcije gdje se vide elementi omeđenog zida te krovna ploča.



Slika 1: Aksonometrijski prikaz armiranobetonskih zidova modela u računalnom programu "Staad.Pro" - pogled sa jugozapadne strane



Slika 2: Aksonometrijski prikaz modela u računalnom programu "Staad.Pro" - pogled sa jugozapadne strane



Zatim je određena temeljna podloga na kojoj će konstrukcija biti izgrađena čime je odabrano tlo s vršnim ubrzanjem tla tipa A. Sljedeće je potrebno definirati opterećenje na konstrukciju gdje se osim stalnog opterećenja koje se definira naredbom "selfweight" te dodatnim stalnim opterećenjem definirano proračunom mora unijeti i uporabno opterećenje. Uporabno opterećenje se raspoređuje na način da se kod proračuna ploča dobije najnepovoljnija situacija. Potresno djelovanje se definira za dva glavna smjera djelovanja potresa. U "Staad.Pro" programskom paketu je korišten modalni proračun primjenom spektra odziva gdje je potrebno definirati faktor ponašanja, ubrzanje tla te tip temeljnog tla iz čega program sam konstruira proračunski spektar odziva.

## 5 Proračun konstrukcije na djelovanje potresa

### 5.1 Zadavanje masa i krutosti

U računalnom programu "Staad.Pro" mase elemenata (zidovi, ploče, grede te serklaži) su definirane korištenjem naredbe "Selfweight", dok su mase dodatnog stalnog opterećenja krova, stropa i terase ručno generirane. U potresnom modelu pri provođenju višemodalne analize potrebno je generirati mase upotrebom nazovistalne kombinacije opterećenja:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{k,i} \quad (13)$$

Koeficijent kombinacije  $\psi_{Ei}$  se za proračun učinaka potresnog djelovanja proračunava prema izrazu:

$$\psi_{Ei} = \rho \cdot \psi_{2i} \quad (14)$$

Vrijednosti  $\rho$  za proračun  $\psi_{Ei}$ :

$\rho = 1,0$  - krov

$\rho = 0,8$  - katovi s povezanom zauzetošću

Vrijednosti  $\psi_2$  pri proračunu  $\psi_{Ei}$ :

$\psi_2 = 0,3$  - uporabno opterećenje za stambene zgrade

$\psi_2 = 0,0$  - uporabno opterećenje za krovove

Koeficijent kombinacije  $\psi_{Ei}$  za međukatnu ploču i ploču terase:

$$\psi_{Ei} = 0,3 \cdot 0,8 = 0,24 \quad (15)$$

Masa međukatne ploče u trenutku potresnog djelovanja:

$$\sum (g + \Delta g) + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{k,i} \quad (16)$$

Vlastita težina međukatne ploče:  $g =$  Selfweight Staad.Pro

Dodatna stalna težina međukatne ploče:  $\Delta g = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Uporabno opterećenje međukatne ploče:  $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$

$$\sum (g + 2,0) + \sum 0,24 \cdot 2,0 = g + 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad (17)$$

Masa ploče terase u trenutku potresnog djelovanja:

$$\sum (g + \Delta g) + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{k,i} \quad (18)$$

Vlastita težina ploče terase:  $g = \text{Selfweight Staad.Pro}$

Dodatna stalna težina ploče terase:  $\Delta g = 1,43 \text{ kN/m}^2$

Uporabno opterećenje ploče terase:  $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$

$$\sum (g + 1,43) + \sum 0,24 \cdot 3,0 = g + 2,15 \text{ kN/m}^2 \quad (19)$$

Masa krovne konstrukcije u trenutku potresnog djelovanja:

$$\sum (g + \Delta g) + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{k,i} \quad (20)$$

Vlastita težina krovne ploče:  $g = \text{Selfweight Staad.Pro}$

Dodatna stalna težina krovne ploče:  $\Delta g = 4,08 \text{ kN/m}^2$

Uporabno opterećenje krovne ploče:  $q = 1,0 \text{ kN/m}^2$

$$\sum (g + 4,08) + \sum 0,0 \cdot 1,0 = g + 4,08 \text{ kN/m}^2 \quad (21)$$

Krutost konstrukcijskih elemenata se mora odrediti uzimajući u obzir deformiranja uzrokovana savijanjem i posmikom. U proračunu se uzima elastična krutost za raspucalo stanje kako bi se što bliže prikazao nagib prve grane bilinearnog modela sila. Prema normi HRN EN 1998-1 [6] predlaže se smanjenje krutosti za 50% od početne vrijednosti.

Kombinacije djelovanja za potresnu proračunsku situaciju:

1.	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot EQX + 0,3 \cdot EQZ$
2.	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot EQX - 0,3 \cdot EQZ$
3.	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - 1,0 \cdot EQX + 0,3 \cdot EQZ$
4.	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - 1,0 \cdot EQX - 0,3 \cdot EQZ$
5.	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 0,3 \cdot EQX + 1,0 \cdot EQZ$
6.	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 0,3 \cdot EQX - 1,0 \cdot EQZ$
7.	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - 0,3 \cdot EQX + 1,0 \cdot EQZ$
8.	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - 0,3 \cdot EQX - 1,0 \cdot EQZ$

EQX - potresno djelovanje u X smjeru

EQZ - potresno djelovanje u Z smjeru

## 5.2 Modalni proračun primjenom spektra odziva

Modalni proračun primjenom spektra odziva se određuje na osnovi horizonlanog i vertikalnog spektra odziva ovisnih o lokaciji na kojoj se nalazi projektom predviđena konstrukcija. U okviru Eurokoda 8 gibanje tla tijekom potresnog djelovanja se dijeli na tri komponente, dvije horizontalne i jednu vertikalnu. Horizontalne komponente se uzimaju kao dvije međusobno okomite nezavisne komponente koje su dane istim spektrom odziva, dok vertikalna komponenta ima zaseban elastični spektar odziva.

Elastični spektar odziva za horizontalnu komponentu je definiran sljedećim izrazima:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (22)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad (23)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (24)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (25)$$

gdje je:

$S_d(T)$  - proračunski elastični spektar odziva

$q$  - faktor ponašanja

$T$  - period vibracija sustava s jednim stupnjem slobode

$T_B, T_C$  - granice perioda s vrijednostima konstantnog spektralnog ubrzanja

$T_D$  - vrijednost koja definira početak raspona odziva spektra sa konstantnim pomacima

$\beta$  - donja vrijednost faktora horizontalnog spektra odziva, preporučena vrijednost je 0,2

$a_g$  - proračunsko ubrzanje na temeljnom tlu tipa A

$a_{gr}$  - poredbeno vršno ubrzanje temeljnog tla tipa A

Proračunsko ubrzanje na temeljnom tlu tipa A:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (26)$$

gdje je:

$\gamma_I$  - faktor važnosti određen prema Tablici 7

Tablica 7: Tablica razreda važnosti za zgrade [4]

Razred važnosti	Zgrade	Faktor važnosti $\gamma$
I	Zgrade manje važnosti za javnu sigurnost npr. poljoprivredne zgrade itd.	0,8
II	Obične zgrade koje ne pripadaju drugim kategorijama	1,0
III	Zgrade čija je potresna otpornost važna s obzirom na posljedice vezane s rušenjem npr. škole, dvorane za skupove, kulturne institucije itd.	1,2
IV	Zgrade čija je cjelovitost tijekom potresa od životne važnosti za civilnu zaštitu npr. bolnice, vatrogasne postaje, energane itd.	1,4

### 5.3 Broj vlastitih oblika vibracija

Prema normi HRN EN 1998-1 se zahtjeva da zbroj proračunskih modalnih masa za oblike koji su uzeti u obzir iznosi više od 90% ukupne mase konstrukcije [6]. U proračunskom modelu se u Z smijeru aktiviralo 54,6% mase, a u X smijeru 64,9% mase. Zahtjev prema normi HRN EN 1998-1 nije zadovoljen zbog znatnog doprinosa torzijskih oblika te je potrebno da konstrukcija zadovolji uvijete najmanjeg broja oblika "k" koji se razmatra u proračunu.

$$k \geq 3 \sqrt{n} \quad (27)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (28)$$

$n$  - broj katova iznad temelja ili gornjeg ruba krutog podruma

$T_k$  - period vibracija oblika "k".

$$k \geq 3 \sqrt{2} = 4,24 \quad (29)$$

Usvojeno je  $k=5$ , odnosno proračun je proveden za 5 tonova. Period osciliranja oblika  $k=5$  iznosi 0,106 s čime je zadovoljen i drugi uvjet:

$$T_5 = 0,106 \text{ s} \leq 0,20 \text{ s} \quad (30)$$

Kako bi se aktiviralo više od 90% mase uključena je naredba "Missing mass". Također je korištena naredba ZPA - "zero period acceleration", kojom program daje podatak o preostaloj masi koja nije uzeta u obzir među provedenih 5 tonova. Naredba ZPA podrazumjeva period pri kojem je spektralno ubrzanje jednako ubrzanju tla, zadana je vrijednost 1/50 s.

MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT							BASE SHEAR IN KN			
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z	
1	0.92	4.10	24.32	0.920	4.102	24.322	5.52	0.00	0.00	
2	1.08	0.85	54.60	2.001	4.948	78.921	6.49	0.00	0.00	
3	0.19	6.53	1.40	2.196	11.477	80.321	1.17	0.00	0.00	
4	0.79	7.29	0.00	2.989	18.765	80.322	4.77	0.00	0.00	
5	64.91	0.00	3.00	67.902	18.766	83.320	389.90	0.00	0.00	
ZPA	32.10	0.00	0.00	100.000	0.000	0.000	154.24	0.00	0.00	
							TOTAL SRSS SHEAR	419.41	0.00	0.00
							TOTAL 10PCT SHEAR	423.91	0.00	0.00
							TOTAL ABS SHEAR	562.09	0.00	0.00
							TOTAL CQC SHEAR	425.01	0.00	0.00

Slika 3: Udio masa za pojedine tonove u x smijeru

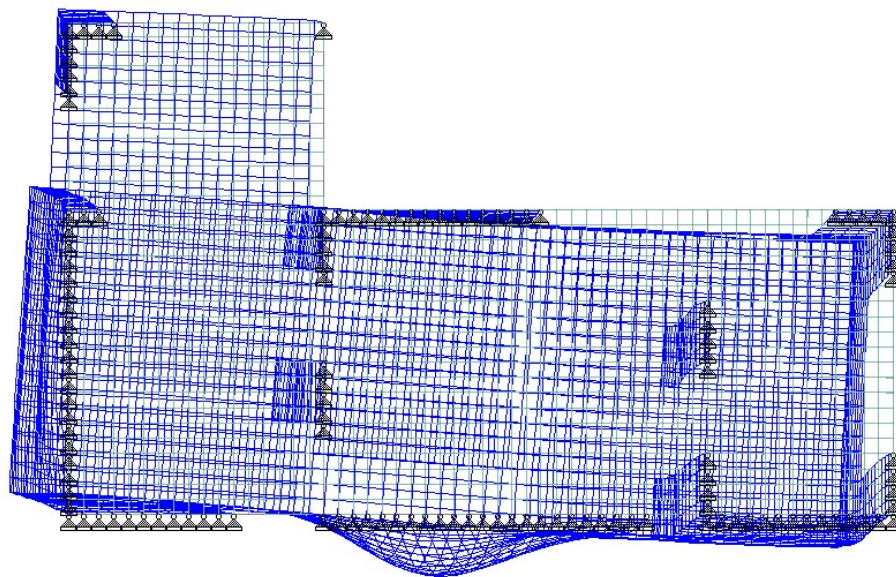
MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT							BASE SHEAR IN KN			
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z	
1	0.92	4.10	24.32	0.920	4.102	24.322	0.00	0.00	146.09	
2	1.08	0.85	54.60	2.001	4.948	78.921	0.00	0.00	327.95	
3	0.19	6.53	1.40	2.196	11.477	80.321	0.00	0.00	8.41	
4	0.79	7.29	0.00	2.989	18.765	80.322	0.00	0.00	0.01	
5	64.91	0.00	3.00	67.902	18.766	83.320	0.00	0.00	18.01	
ZPA	0.00	0.00	16.68	0.000	0.000	100.000	0.00	0.00	80.15	
							TOTAL SRSS SHEAR	0.00	0.00	368.39
							TOTAL 10PCT SHEAR	0.00	0.00	481.18
							TOTAL ABS SHEAR	0.00	0.00	580.61
							TOTAL CQC SHEAR	0.00	0.00	479.59

Slika 4: Udio masa za pojedine tonove u z smijeru

## 5.4 Torzija

Centar mase konstrukcije je točka u kojoj djeluje hvatište rezultante potresnih sila, a rotacija konstrukcije se događa oko središta krutosti. U slučaju potpuno simetrične konstrukcije točke centra mase i krutosti se poklapaju. Ukoliko to nije slučaj, centar mase se pomiče iz težišta tlocrta te dolazi do ne poklapanja centra mase i centra krutosti. Takvo ne poklapanje dovodi do pojave torzijskih učinaka u konstrukciji [4].

S obzirom da je zadana konstrukcija potpuno nesimetričnog oblika slučajni torzijski učinci se zanemaruju iz razloga što su stvarni torzijski učinci veći nego slučajni torzijski učinci što se vidi na slici 5.



Load 4 : Mode Shape 5

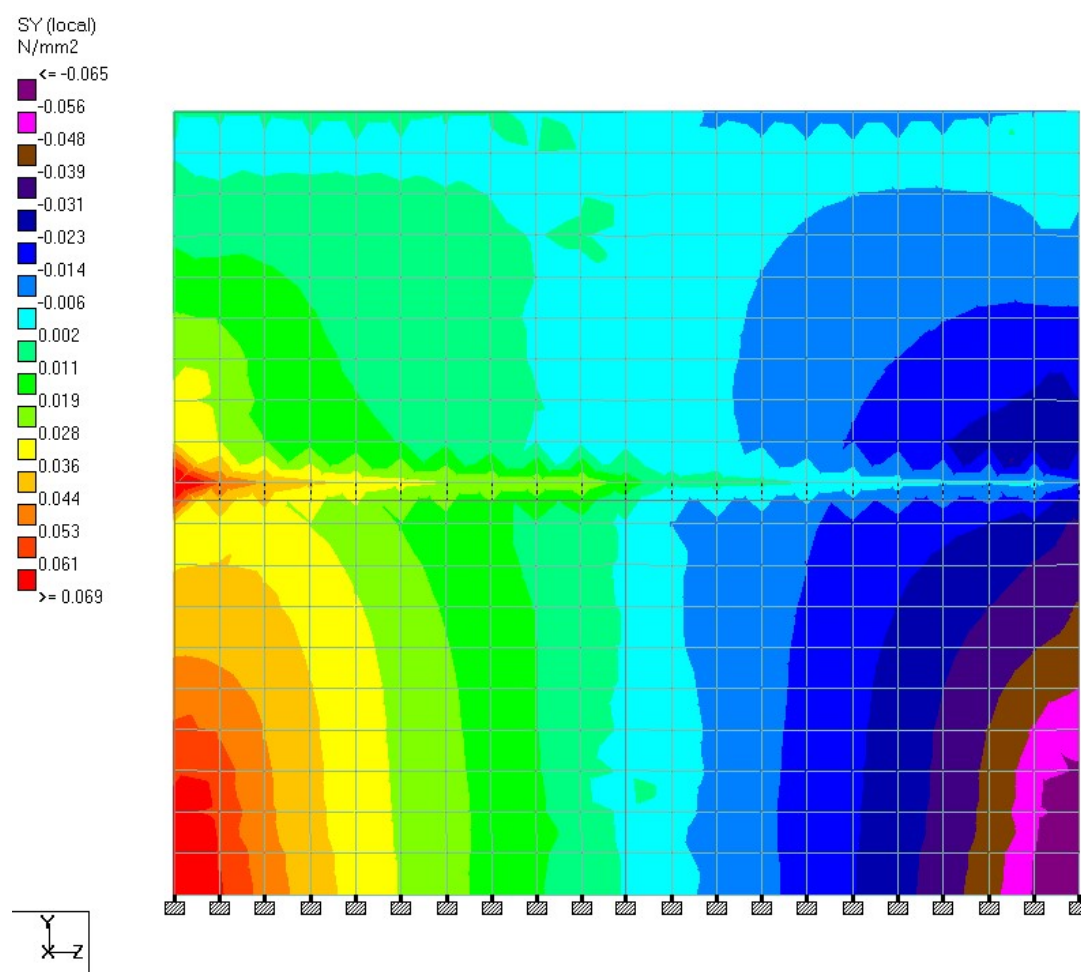
Slika 5: Prikaz stvarnog torzijskog učinka na konstrukciju usred potresnog djelovanja u smjeru X

## 6 Dimenzioniranje zidova

### 6.1 Zid POZ Z1

Osnovne geometrijske karakteristike zida Z1 (omeđeno zide):

- visina zida:  $h_w = 6,05 \text{ m}$
- duljina presjeka zida:  $l_w = 6,19 \text{ m}$
- dimenzije serklaža:  $17,5 \times 17,5 \text{ cm}$
- površina zida:  $A_w = l_w \cdot b_w = 6,19 \cdot 0,25 = 1,55 \text{ m}^2$
- svijetla visina kata:  $h_s = 3,1 \text{ m}$  (prizemlje)

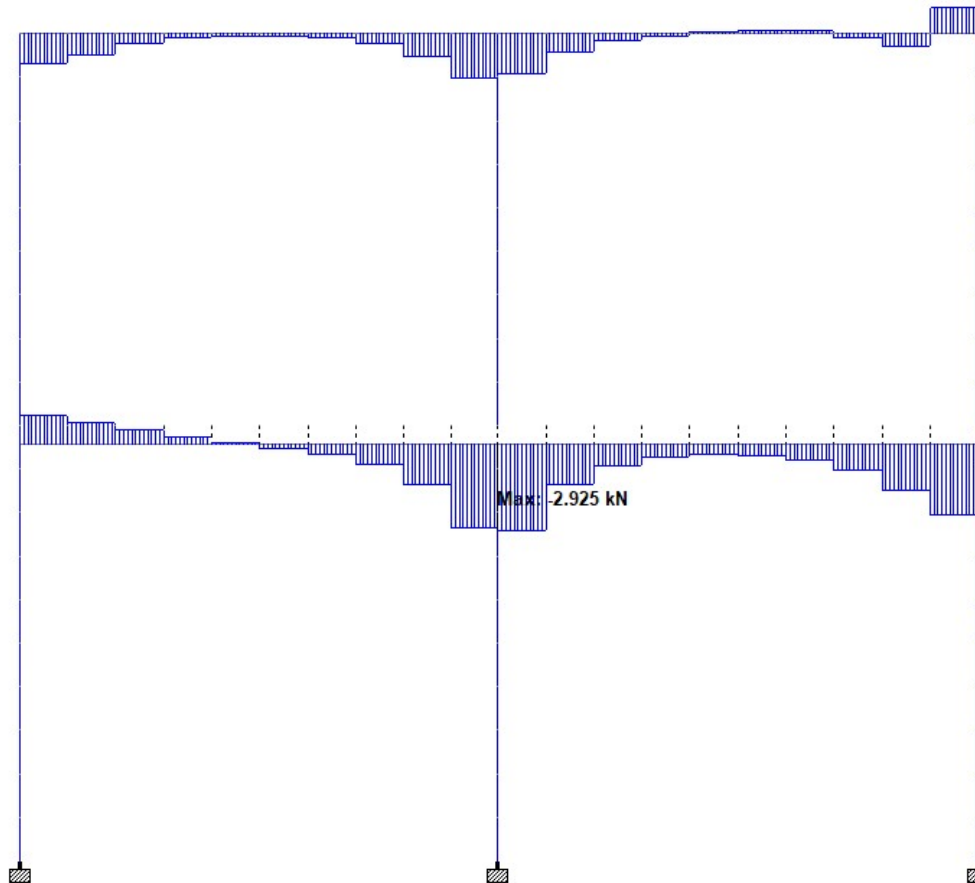


Slika 6: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za potresno djelovanje EQZ za određivanje momenta savijanja u zidu Z1

Moment otpora iznosi:

$$W_y = \frac{b_w \cdot l_w^2}{6} = \frac{25 \cdot 619^2}{6} = 1596504 \text{ cm}^3$$





Slika 7: Vrijednosti poprečne sile u armiranobetonskim serklažima zida Z1 za potresno djelovanje EQZ za određivanje momenata savijanja

Moment savijanja u zidu od potresnog djelovanja:

Utjecaj zida:

$$M_m = \sigma_y \cdot W_y = 0,0069 \cdot 1596504 = 11016 \text{ kNcm} = 110,16 \text{ kNm} \quad (31)$$

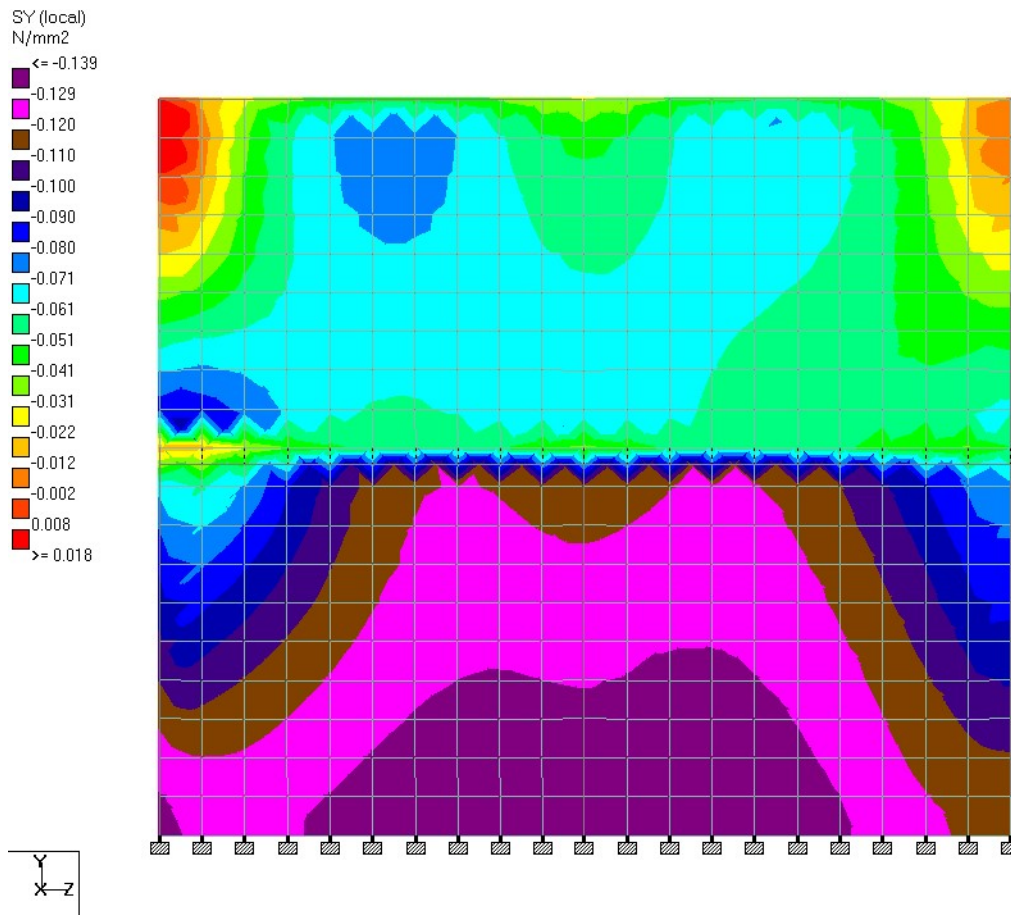
Utjecaj serklaža:

$$z_{conf} = 619 \text{ cm}$$

$$M_{conf} = F_t \cdot z_{conf} = 2,925 \cdot 619 = 1810,58 \text{ kNcm} = 18,11 \text{ kNm} \quad (32)$$

Proračunski moment savijanja od potresnog djelovanja:

$$M_{Ed} = M_m + M_{conf} = 110,16 + 18,11 = 128,27 \text{ kNm} \quad (33)$$

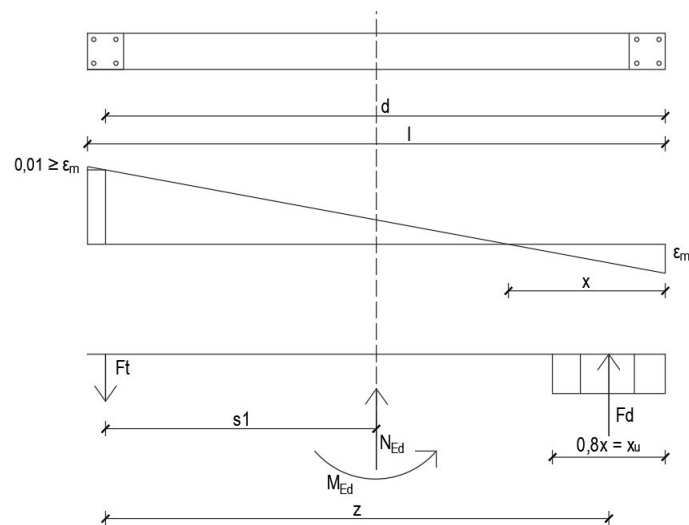


Slika 8: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z1

Proračunska uzdužna sila od vertikalnog opterećenja:

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_i &= 25 \cdot 30 \cdot (-0,0129 - 0,0126 - 0,0127 - 0,013 - 0,0133 - 0,0135 \\
 &\quad - 0,0137 - 0,0138 - 0,0138 - 0,0137 - 0,0137 - 0,0139 - 0,0139 - 0,0138 \\
 &\quad - 0,0136 - 0,0133 - 0,0129 - 0,0124 - 0,012 - 0,0117) = -198,15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu:



Slika 9: Prikaz zida s oznakama i silama korištenih kod dimenzioniranja zida na moment savijanja i uzdužnu silu [1]

U ovom slučaju je duljina presjeka zida  $l_w$  jednaka duljini između središta dvaju rubnih serklaža zbog preklapanja vertikalnih serklaža sa zidom u programu "Staad.Pro" što je uzeto u obzir prilikom zadavanja modela.

$$s1 = \frac{l_w}{2} = \frac{619}{2} = 309,5 \text{ cm}$$

$$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1 = (N_{Ed} + F_t) \cdot z \quad (34)$$

$$z = \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1}{N_{Ed} + A_s \cdot f_{yd}} \quad (35)$$

$$x_u = (d - z) \cdot 2 \quad (36)$$

$$x_u = \left( d - \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1}{N_{Ed} + A_s \cdot f_{yd}} \right) \cdot 2 \quad (37)$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,8 \cdot \varepsilon_{mu} \cdot d - \varepsilon_{mu} \cdot x_u}{x_u} \leq \varepsilon_{s,lim} = 0,001 \quad (38)$$

U jednadžbu (38) se uvrštava formula za  $x_u$  čime se dobiva slijedeći izraz:

$$\varepsilon_s = \frac{0,8 \cdot \varepsilon_{mu} \cdot d - \varepsilon_{mu} \cdot \left( d - \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1}{N_{Ed} + A_s \cdot f_{yd}} \right) \cdot 2}{\left( d - \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1}{N_{Ed} + A_s \cdot f_{yd}} \right) \cdot 2} \leq \varepsilon_{s,lim} = 0,001 \quad (39)$$

Iz jednadžbe (39) se izlučuje  $A_s$  te se dobiva izraz za 1. provjeru:

$$A_s = \frac{(M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1) \cdot (2\varepsilon_{mu} + 0,02)}{f_{yd} \cdot d \cdot (1,2 \cdot \varepsilon_{mu} + 0,02)} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (40)$$

Granična tlačna deformacija  $\varepsilon_{mu}$  za opečne blokove 2. skupine iznosi:

$$\varepsilon_{mu} = 0,002 \quad (41)$$

Potrebna armatura:

$$A_s = \frac{(12826,58 + 198,15 \cdot 309,5) \cdot (2 \cdot 0,002 + 0,02)}{43,48 \cdot 619 \cdot (1,2 \cdot 0,002 + 0,02)} - \frac{198,15}{43,48} < 0$$

Minimalna armatura u vertikalnom serklažu:

Najmanja površina uzdužne armature vertikalnih serklaža iznosi  $300 \text{ mm}^2$  što odgovara armaturi  $4\phi 10 \text{ cm}$ .

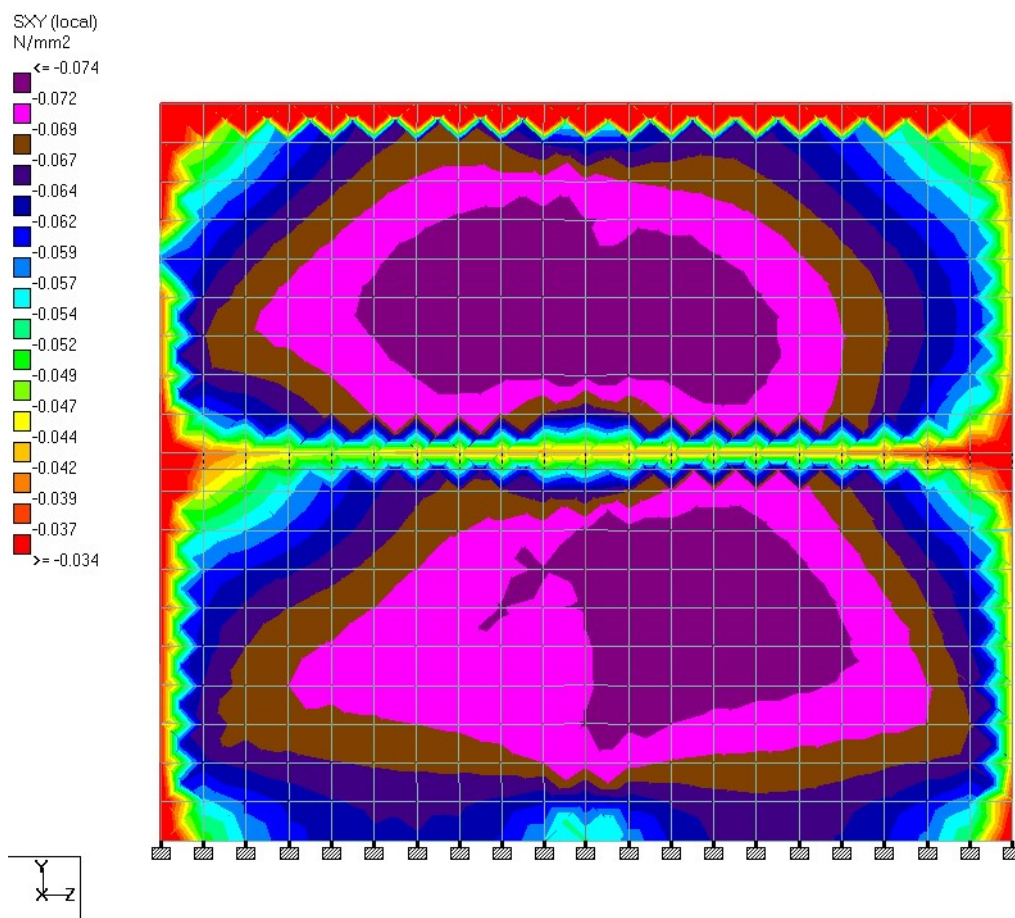
U rubovima zidanih zidova se postavljaju porotherm kutovi dimenzije  $38 \times 25 \times 23,8$  sa otvorom za serklaže  $17,5 \times 17,5 \text{ cm}$  pa je proračunska minimalna armatura jednaka:

$$A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 17,5 \cdot 17,5 = 3,06 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura u serklažu:  $4\phi 12 (4,52 \text{ cm}^2)$

Dimenzioniranje na poprečnu silu:

Proračunska poprečna sila:



Slika 10: Vrijednosti naprezanja Sxy za potresno djelovanje EQZ za određivanje poprečne sile u zidu Z1

$$V_{Ed} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_{xy} = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0046 - 0,0055 - 0,006 - 0,0062 - 0,0063 - 0,0064 - 0,0064 - 0,0064 - 0,006 - 0,0054 - 0,0055 - 0,0061 - 0,0064 - 0,0065 - 0,0065 - 0,0063 - 0,0061 - 0,0056 - 0,0048) = 132,15 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti omeđenog zida na poprečne sile:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (42)$$

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \leq V_{Rdlt} = 0,3 \cdot f_d \cdot b_w \cdot d \quad (43)$$

$$f_{vd} = f_{vko} + 0,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot l_w} \leq 0,065 \cdot f_b \quad (44)$$

$$f_{vko} = 0,20 \text{ N/mm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{4,52}{1,5} = 3,01 \text{ N/mm}^2 = 0,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_b = 10 \text{ N/mm}^2 = 1,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0,02 + 0,4 \cdot \frac{198,15}{25 \cdot 619} \leq 0,065 \cdot 1,0$$

$$f_{vd} = 0,025 < 0,065$$

$$V_{Rd} = 0,025 \cdot 25 \cdot 619 \leq V_{Rdlt} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 619$$

$$V_{Rd} = 386,88 \text{ kN} \leq V_{Rdlt} = 1392,75 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

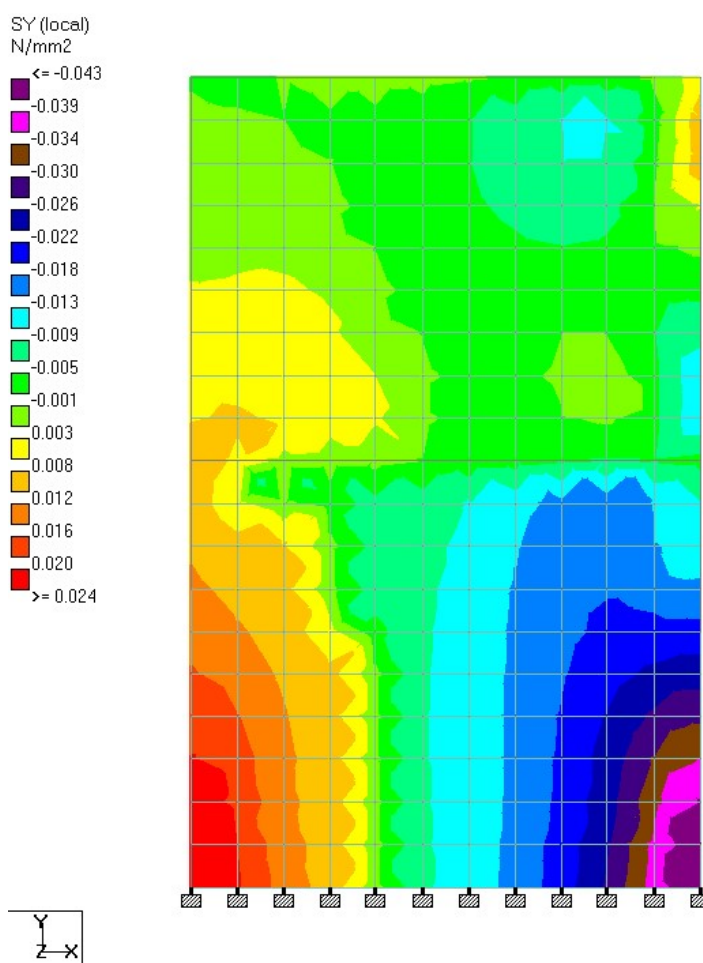
$$132,15 \text{ kN} < 386,88 \text{ kN}$$

Za pridržanje uzdužne armature su odabrane zatvorene spone  $\phi 6/15$  cm.

## 6.2 Zid POZ Z2

Osnovne geometrijske karakteristike zida Z2 (omeđeno zide):

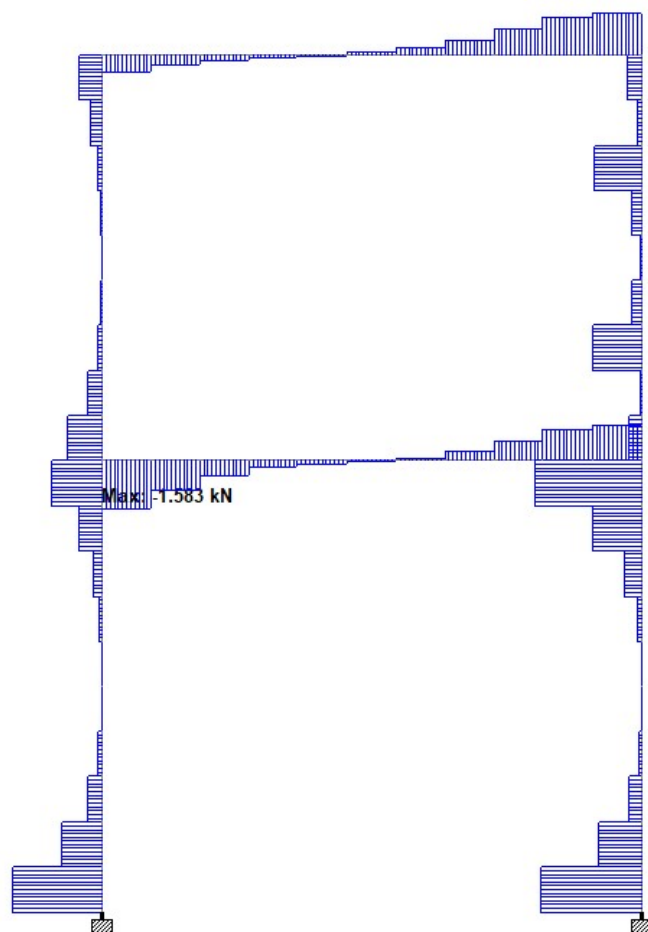
- visina zida:  $h_w = 6,05 \text{ m}$
- duljina presjeka zida:  $l_w = 3,37 \text{ m}$
- dimenzije serklaža:  $17,5 \times 17,5 \text{ cm}$
- površina zida:  $A_w = l_w \cdot b_w = 3,37 \cdot 0,25 = 0,843 \text{ m}^2$
- svijetla visina kata:  $h_s = 3,1 \text{ m}$  (prizemlje)



Slika 11: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za potresno djelovanje EQX za određivanje momenta savijanja u zidu Z2

Moment otpora iznosi:

$$W_y = \frac{b_w \cdot l_w^2}{6} = \frac{25 \cdot 337^2}{6} = 473204 \text{ cm}^3$$



Slika 12: Vrijednosti poprečne sile u armiranobetonskim serklažima zida Z2 za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja

Moment savijanja u zidu od potresnog djelovanja:

Utjecaj zida:

$$M_m = \sigma_y \cdot W_y = 0,00335 \cdot 473204 = 1585 \text{ kNcm} = 15,85 \text{ kNm}$$

Utjecaj serklaža:

$$z_{conf} = 337 \text{ cm}$$

$$M_{conf} = F_t \cdot z_{conf} = 1,583 \cdot 337 = 533,47 \text{ kNcm} = 5,33 \text{ kNm}$$

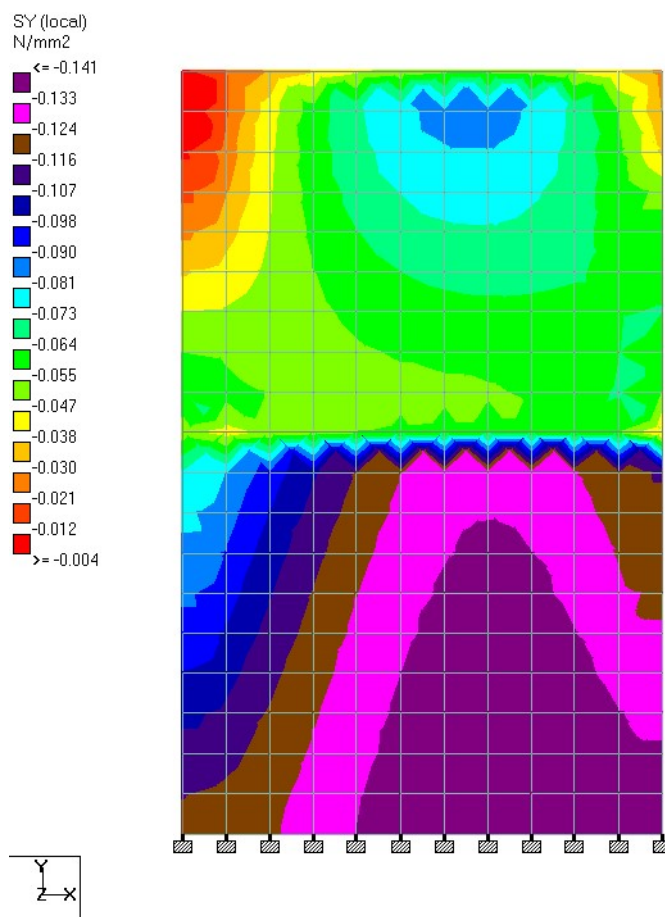
Proračunska uzdužna sila u zidu od potresnog djelovanja:

$$N_{Ed,s} = \sigma_y \cdot A_w = 0,00095 \cdot 8430 = 8,01 \text{ kN}$$



Proračunski moment savijanja:

$$M_{Ed} = M_m + M_{conf} = 15,85 + 5,33 = 21,18 \text{ kNm}$$



Slika 13: Vrijednosti naprežanja  $S_y$  za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z2

Poračunska uzdužna sila od vertikalnog opterećenja:

$$N_{Ed,v} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_i + N_m = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0117 - 0,0122 - 0,0124 - 0,0132 - 0,0134 - 0,0138 - 0,0142 - 0,014 - 0,0142 - 0,0138 - 0,0137) = -109,94 \text{ kN}$$

Ukupna poračunska uzdužna sila:

$$N_{Ed} = N_{Ed,s} + N_{Ed,v} = 8,01 + 109,94 = 117,96 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu:

$$s1 = \frac{l_w}{2} = \frac{337}{2} = 168,5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{(M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1) \cdot (2\varepsilon_{mu} + 0,02)}{f_{yd} \cdot d \cdot (1,2 \cdot \varepsilon_{mu} + 0,02)} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$$

Granična tlačna deformacija  $\varepsilon_{mu}$  za opečne blokove 2. skupine iznosi:

$$\varepsilon_{mu} = 0,002$$

Potrebna armatura:

$$A_s \geq \frac{(2118 + 117,96 \cdot 169) \cdot (2 \cdot 0,002 + 0,02)}{43,48 \cdot 337 \cdot (1,2 \cdot 0,002 + 0,02)} - \frac{117,96}{43,48} < 0$$

Minimalna armatura u vertikalnom serklažu:

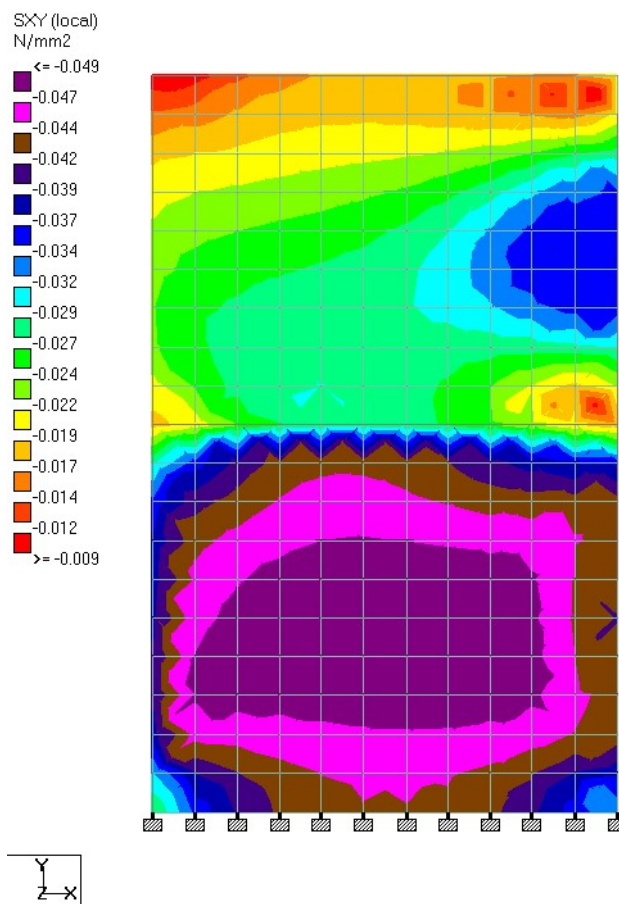
Najmanja površina uzdužne armature vertikalnih serklaža iznosi  $300 \text{ mm}^2$  što odgovara armaturi  $4\phi 10 \text{ cm}$ .

U rubovima zidanih zidova se postavljaju porotherm kutovi dimenzije  $38 \times 25 \times 23,8$  sa otvorom za serklaže  $17,5 \times 17,5 \text{ cm}$  pa je proračunska minimalna armatura jednaka:

$$A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 17,5 \cdot 17,5 = 3,06 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura u serklažu:  $4\phi 12 (4,52 \text{ cm}^2)$

Dimenzioniranje na poprečne sile:



Slika 14: Vrijednosti naprezanja Sxy za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z2

$$V_{Ed} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_{xy} = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0032 - 0,0038 - 0,0041 - 0,0043 - 0,0044 - 0,0044 - 0,0044 - 0,0043 - 0,0041 - 0,0038 - 0,0032) = 26,4 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti omeđenog zida na poprečnu silu:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \leq V_{Rdlt} = 0,3 \cdot f_d \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{vd} = f_{vko} + 0,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot l_w} \leq 0,065 \cdot f_b$$

$$f_{vko} = 0,20 \text{ N/mm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{4,52}{1,5} = 3,01 \text{ N/mm}^2 = 0,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_b = 10 \text{ N/mm}^2 = 1,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0,02 + 0,4 \cdot \frac{117,96}{25 \cdot 337} \leq 0,065 \cdot 1,0$$

$$f_{vd} = 0,026 < 0,065$$

$$V_{Rd} = 0,026 \cdot 25 \cdot 337 \leq V_{Rdlt} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 337$$

$$V_{Rd} = 219,05 \text{ kN} \leq V_{Rdlt} = 758,25 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

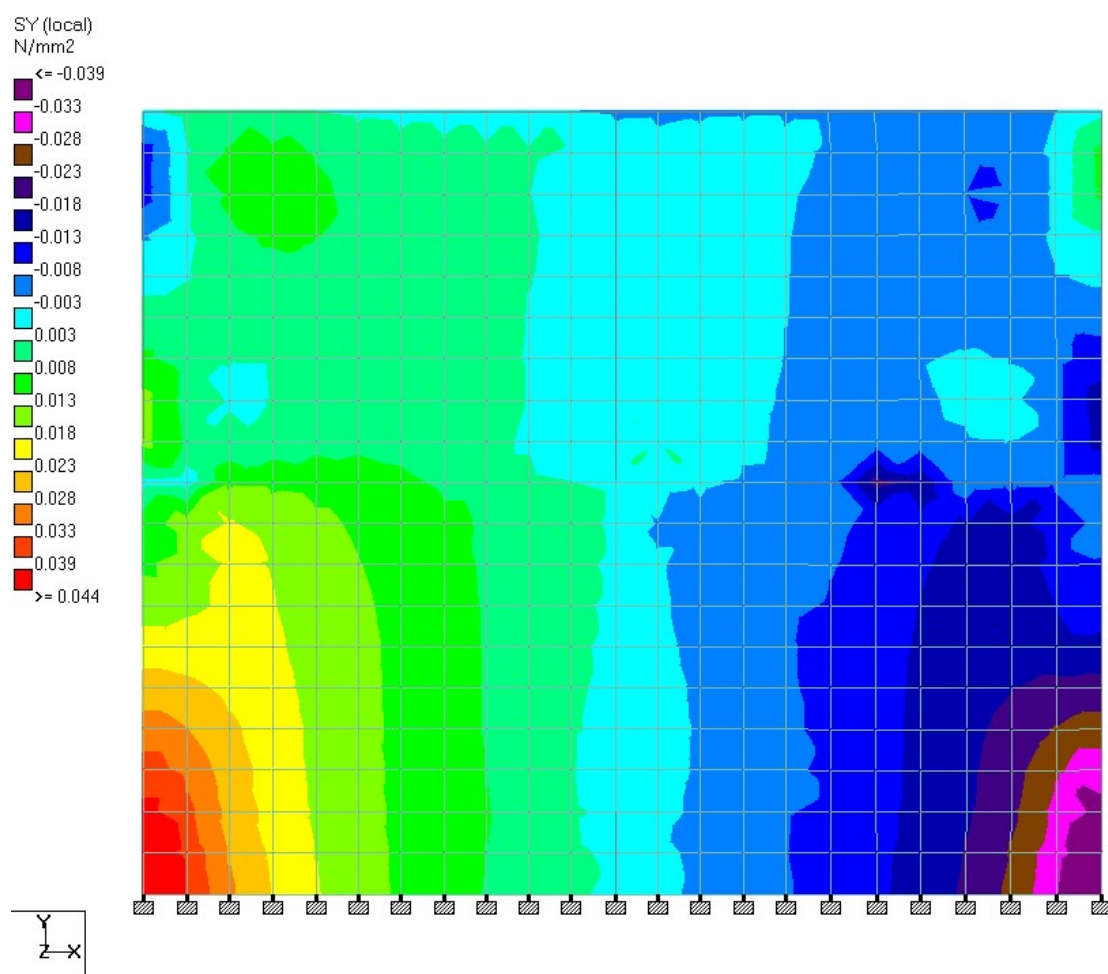
$$26,40 \text{ kN} < 219,05 \text{ kN}$$

Za pridržanje uzdužne armature su odabrane zatvorene spone  $\phi 6/15$  cm.

### 6.3 Zid POZ Z3

Osnovne geometrijske karakteristike zida Z3 (omeđeno zide):

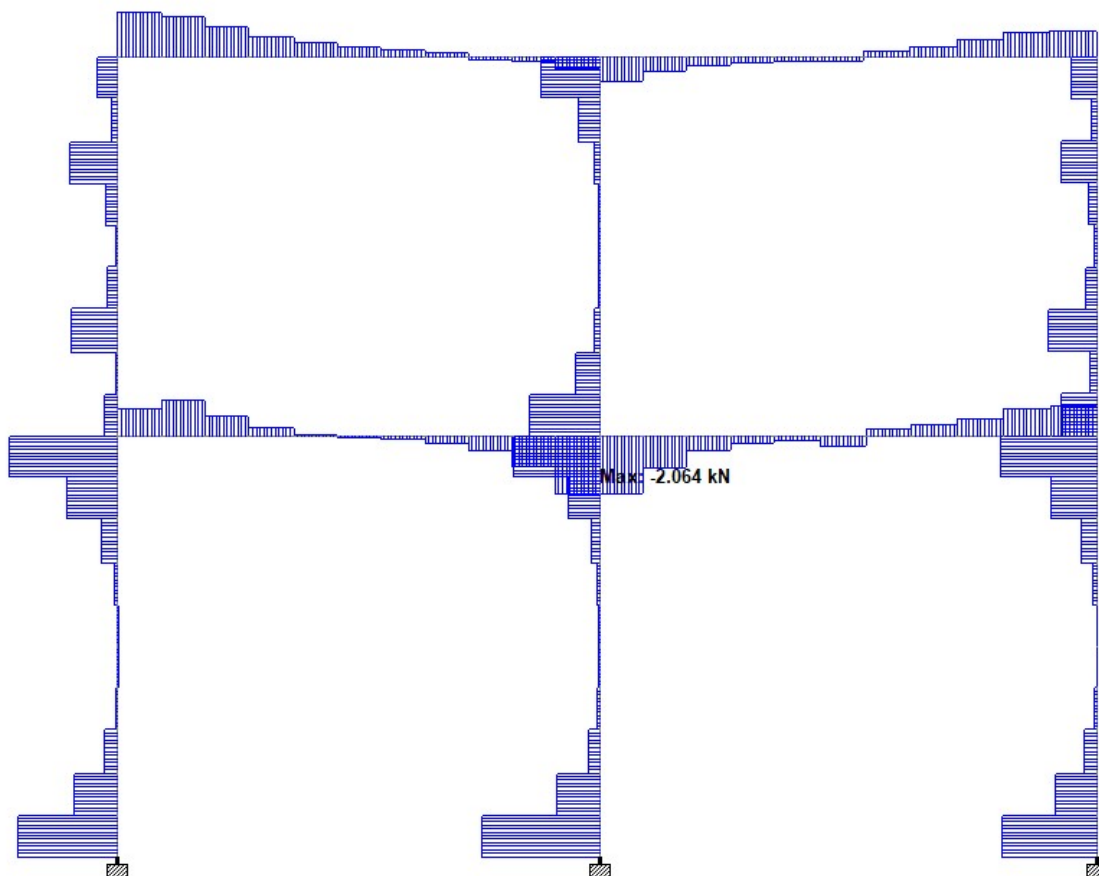
- visina zida:  $h_w = 6,05 \text{ m}$
- duljina presjeka zida:  $l_w = 6,56 \text{ m}$
- dimenzije serklaža:  $17,5 \times 17,5 \text{ cm}$
- površina zida:  $A_w = l_w \cdot b_w = 6,56 \cdot 0,25 = 1,64 \text{ m}^2$
- svijetla visina kata:  $h_s = 3,1 \text{ m}$  (prizemlje)



Slika 15: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za potresno djelovanje EQX za određivanje momenta savijanja u zidu Z3

Moment otpora iznosi:

$$W_y = \frac{b_w \cdot l_w^2}{6} = \frac{25 \cdot 656^2}{6} = 1793067 \text{ cm}^3$$



Slika 16: Vrijednosti poprečne sile u armiranobetonskim serklažima zida Z3 za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja

Moment savijanja u zidu:

Utjecaj ziđa:

$$M_m = \sigma_y \cdot W_y = 0,004 \cdot 1793067 = 7172,27 \text{ kNcm} = 71,72 \text{ kNm}$$

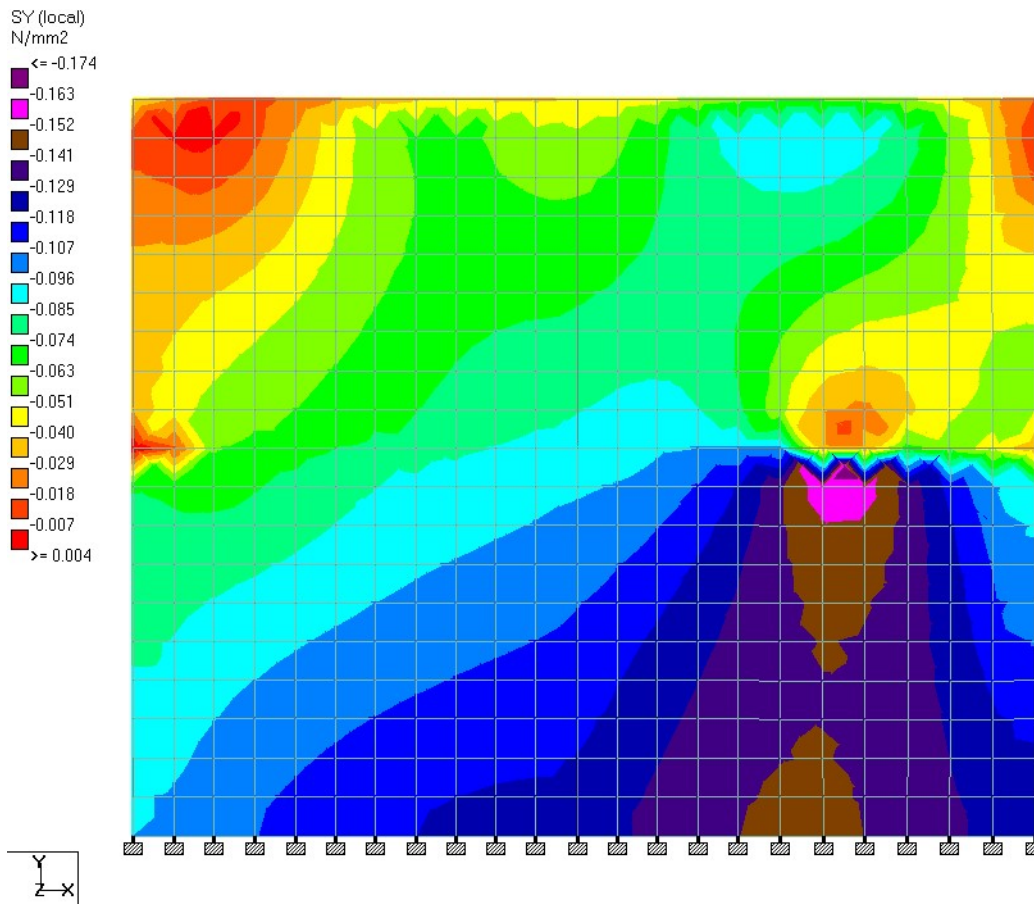
Utjecaj serklaža:

$$z_{conf} = 656 \text{ cm}$$

$$M_{conf} = F_t \cdot z_{conf} = 2,064 \cdot 656 = 1353,98 \text{ kNcm} = 13,54 \text{ kNm}$$

Proračunski moment savijanja:

$$M_{Ed} = M_m + M_{conf} = 71,72 + 13,54 = 85,26 \text{ kNm}$$



Slika 17: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z3

Poračunska uzdužna sila:

$$N_{Ed} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_i = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0096 - 0,0101 - 0,0105 - 0,0109 - 0,0112 - 0,0115 - 0,0117 - 0,0119 - 0,0121 - 0,0122 - 0,0121 - 0,0124 - 0,0131 - 0,0136 - 0,0139 - 0,0142 - 0,0143 - 0,0142 - 0,0139 - 0,0135 - 0,0129 - 0,0124) = -204,15 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu:

$$s1 = \frac{l_w}{2} = \frac{656}{2} = 328 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{(M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1) \cdot (2\varepsilon_{mu} + 0,02)}{f_{yd} \cdot d \cdot (1,2 \cdot \varepsilon_{mu} + 0,02)} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$$

Granična tlačna deformacija  $\varepsilon_{mu}$  za opečne blokove 2. skupine iznosi:

$$\varepsilon_{mu} = 0,002$$

Potrebna armatura:

$$A_s \geq \frac{(8526,25 + 204,15 \cdot 328) \cdot (2 \cdot 0,002 + 0,02)}{43,48 \cdot 656 \cdot (1,2 \cdot 0,002 + 0,02)} - \frac{204,15}{43,48} < 0$$

Minimalna armatura u vertikalnom serklažu:

Najmanja površina uzdužne armature vertikalnih serklaža iznosi 300 mm<sup>2</sup> što odgovara armaturi 4φ10 cm.

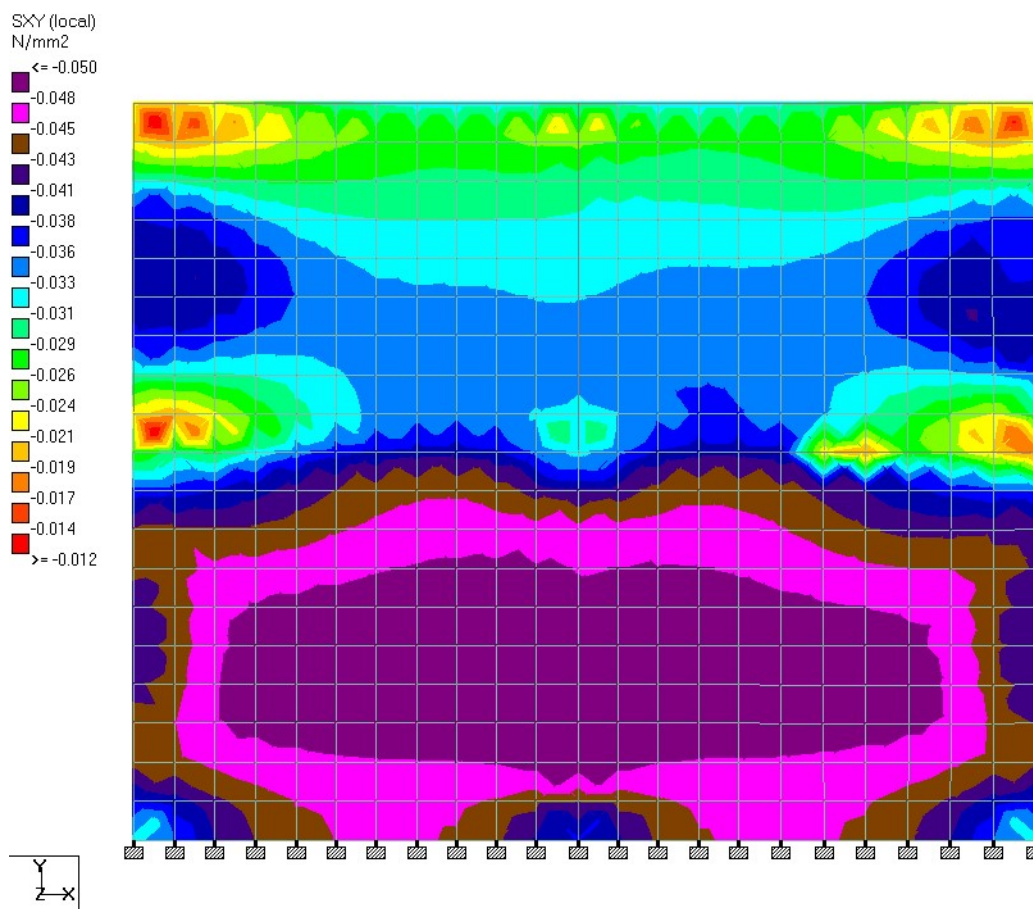
U rubovima zidanih zidova se postavljaju porotherm kutovi dimenzije 38x25x23,8 sa otvorom za serklaže 17,5x17,5 cm pa je proračunska minimalna armatura jednaka:

$$A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 17,5 \cdot 17,5 = 3,06 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura u serklažu: 4φ12 (4,52 cm<sup>2</sup>)



Dimenzioniranje na poprečne sile:



Slika 18: Vrijednosti naprezanja Sxy za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z3

$$V_{Ed} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_{xy} = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0033 - 0,0039 - 0,0042 - 0,0044 - 0,0045 - 0,0046 - 0,0046 - 0,0045 - 0,0045 - 0,0042 - 0,0038 - 0,0038 - 0,0042 - 0,0045 - 0,0046 - 0,0046 - 0,0046 - 0,0045 - 0,0044 - 0,0042 - 0,0039 - 0,0033) = 69,83 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti omeđenog zida na poprečnu silu:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \leq V_{Rdlt} = 0,3 \cdot f_d \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{vd} = f_{vko} + 0,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot l_w} \leq 0,065 \cdot f_b$$

$$f_{vko} = 0,20 \text{ N/mm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{4,52}{1,5} = 3,01 \text{ N/mm}^2 = 0,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_b = 10 \text{ N/mm}^2 = 1,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0,02 + 0,4 \cdot \frac{204,15}{25 \cdot 656} \leq 0,065 \cdot 1,0$$

$$f_{vd} = 0,025 < 0,065$$

$$V_{Rd} = 0,025 \cdot 25 \cdot 656 \leq V_{Rdl} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 656$$

$$V_{Rd} = 410 \text{ kN} \leq V_{Rdl} = 1476 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

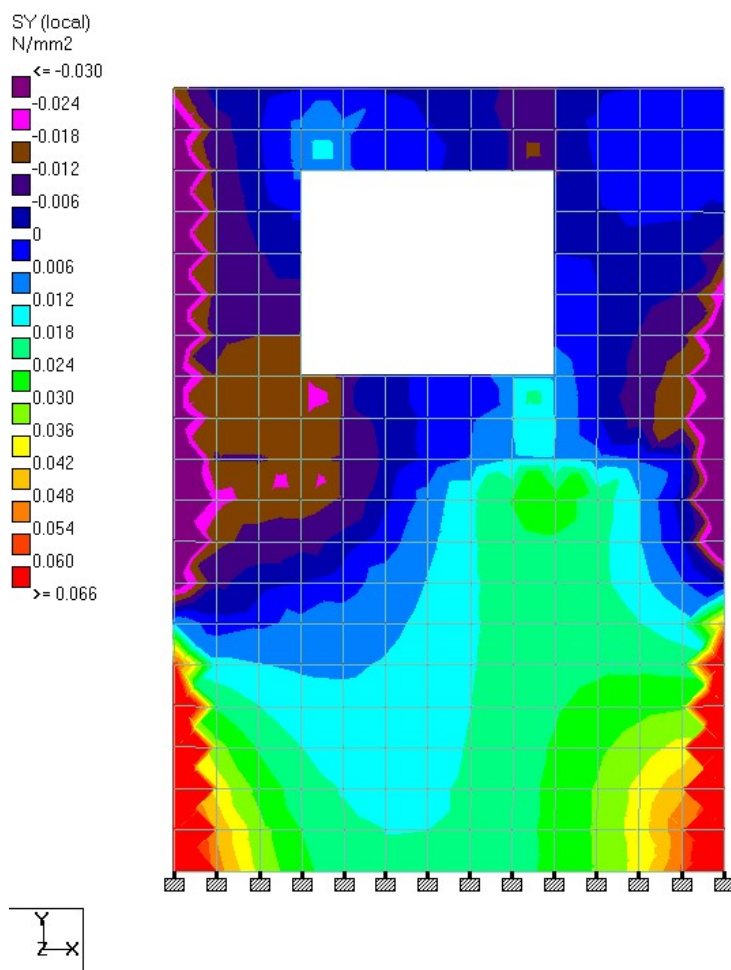
$$69,83 \text{ kN} < 410 \text{ kN}$$

Za pridržanje uzdužne armature su odabrane zatvorene spone  $\phi 6/15$  cm.

## 6.4 Zid POZ Z4

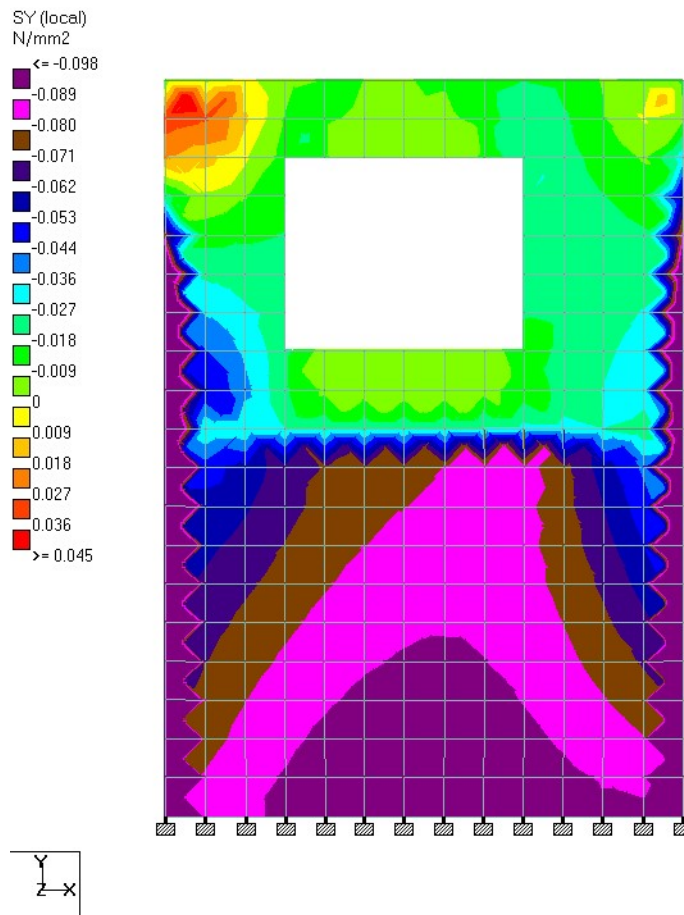
Osnovne geometrijske karakteristike zida Z4 na dnu zida (omeđeno zide):

- visina zida:  $h_w = 6,05$  m
- duljina presjeka zida:  $l_w = 3,67$  m
- površina zida:  $A_w = l_w \cdot b_w = 3,76 \cdot 0,25 = 0,94$  m<sup>2</sup>
- svijetla visina kata:  $h_s = 3,1$  m (prizemlje)



Slika 19: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za potresno djelovanje EQX za određivanje momenta savijanja u zidu Z4

U zidu Z4 se na oba ruba javlja vlačno naprezanje zbog armiranobetonskih zidova koji se nastavljaju na mjestu potrebnih vertikalnih serklaža. Iz tog razloga je moment savijanja u zidu jednak nuli te se radi provjera nosivosti na vertikalno opterećenje.



Slika 20: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z4

Poračunska uzdužna sila od vertikalnog opterećenja na dnu zida:

$$N_{Ed} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_i = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0083 - 0,0085 - 0,0089 - 0,0093 - 0,0096 - 0,0097 - 0,0098 - 0,0097 - 0,0096 - 0,0094 - 0,0091 - 0,0090 - 0,0092) = -90 \text{ kN}$$

Kod provjere graničnog stanja nosivosti mora biti zadovoljen uvjet[12]:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (45)$$

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot l_w \cdot b_w \cdot f_d \quad (46)$$

Gdje su:

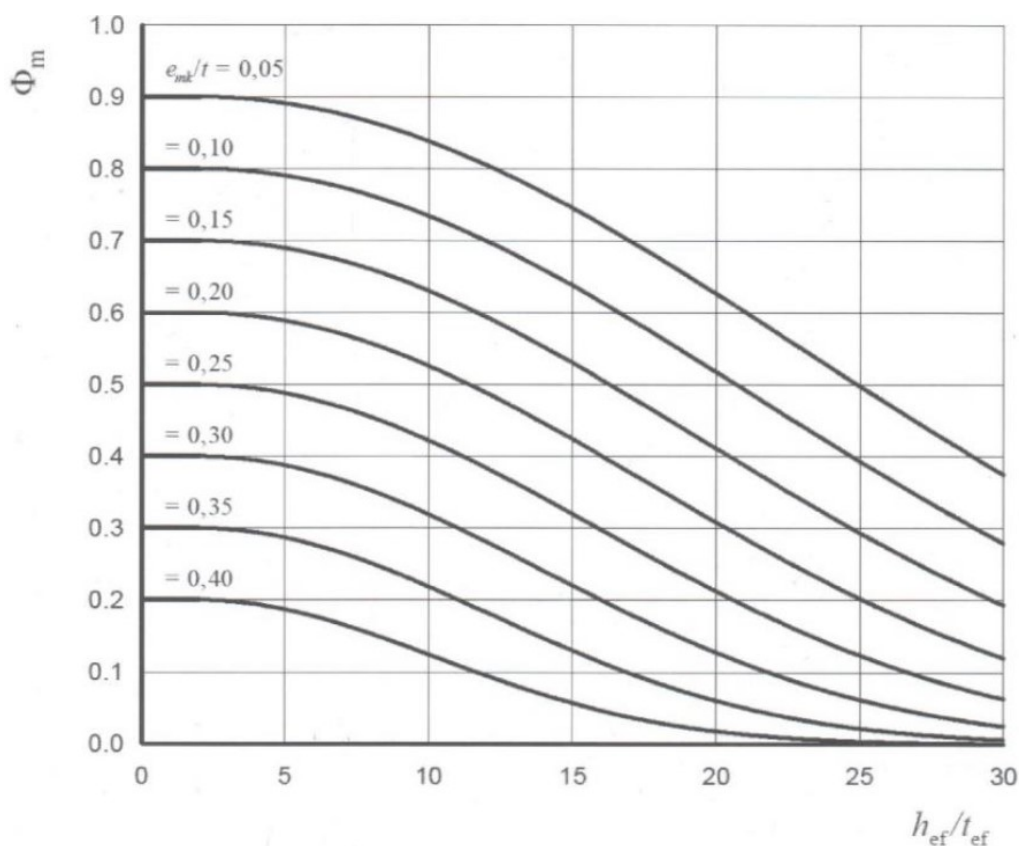
$\Phi_m$  - faktor smanjenja nosivosti zida zbog vitkosti i ekscentričnosti na sredini zida

$l_w$  - duljina zida

$b_w$  - debljina zida

$f_d$  - proračunska tlačna čvrstoća zida

Faktor smanjenja nosivosti na sredini zida se uzima iz dijagrama na slici 21, za različite vitkosti i ekscentričnosti uz  $E = 1000 \cdot f_k$ .



Slika 21: Vrijednost koeficijenta smanjenja nosivosti  $\Phi_m$  za različite vitkosti i ekscentričnost uz  $E = 1000 \cdot f_k$  [2]

Vrijednost koeficijenta smanjenja nosivosti  $\Phi_m$  ovisi o ekscentričnosti na sredini visine zida,  $e_{mk}$ :

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot b_w \quad (47)$$

Gdje su:

$e_m$  - ekscentričnost zbog opterećenja

$e_k$  - ekscentričnost zbog puzanja

Ekscentričnost zbog opterećenja se dobiva izrazom:

$$e_m = \frac{M_{Edm}}{N_{Edm}} + e_{hm} + e_{int} \quad (48)$$

Gdje su:

$M_{Edm}$  - proračunski moment savijanja na sredini visine zida

$N_{Edm}$  - proračunsko vertikalno opterećenje na sredini visine zida

$e_{hm}$  - ekscentričnost na sredini zida koja proizlazi iz horizontalnih opterećenja

$e_{init}$  - početna ekscentričnost zbog netočnosti izvedbe koja je jednaka  $h_{ef}/450$ , gdje je  $h_{ef}$  proračunska visina zida

Ekscentričnost zbog puzanja se dobiva izrazom:

$$e_k = 0,002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{b_{ef}} \cdot \sqrt{b_w \cdot e_m} \quad (49)$$

Ekscentričnost zbog puzanja se može usvojiti jednaka nuli za zidove koji imaju vitkost manju ili jednaku 15:  $\frac{h_{ef}}{b_{ef}} \leq 15$ .

Kod definiranja proračunske visine  $h_{ef}$  je potrebno odrediti faktor smanjenja visine zida  $\rho$ . U ovom slučaju primijenit će se koeficijent  $\rho_2 = 0,75$ , koji se primjenjuje za ziđe ukruženo na dva ruba, na vrhu i podnožju, armiranobetonskom stropnom ili krovnom konstrukcijom[13].

Slijedi da je proračunska visina jednaka:

$$h_{ef} = \rho \cdot h_s \quad (50)$$

$b_{ef}$  se uzima kao stvarna debljina zida tj.  $b_{ef} = b_w$

$$h_{ef} = 0,75 \cdot 310 = 232,5 \text{ cm} \quad (51)$$

$$h_{init} = \frac{232,5}{450} = 0,5167 \text{ cm} \quad (52)$$

$$\frac{h_{ef}}{b_{ef}} = \frac{232,5}{25} = 9,30 \leq 15 \Rightarrow e_k = 0 \quad (53)$$

$$e_m = 0 + 0 + 0,5167 = 0,5167 \text{ cm} \quad (54)$$

$$e_{mk} = 0,5167 + 0 \geq 0,05 \cdot 25 \quad (55)$$

$$e_{mk} = 0,5167 \text{ cm} > 1,25 \text{ cm} \quad (56)$$

Vrijednost koeficijenta smanjenja nosivosti  $\Phi_m$  se očitava iz tablice kao  $\Phi_m = 0,852$  te slijedi da  $N_{Rd}$  iznosi:

$$N_{Rd} = 0,852 \cdot 367 \cdot 25 \cdot 0,3 = 2345,13 \text{ kN} \quad (57)$$

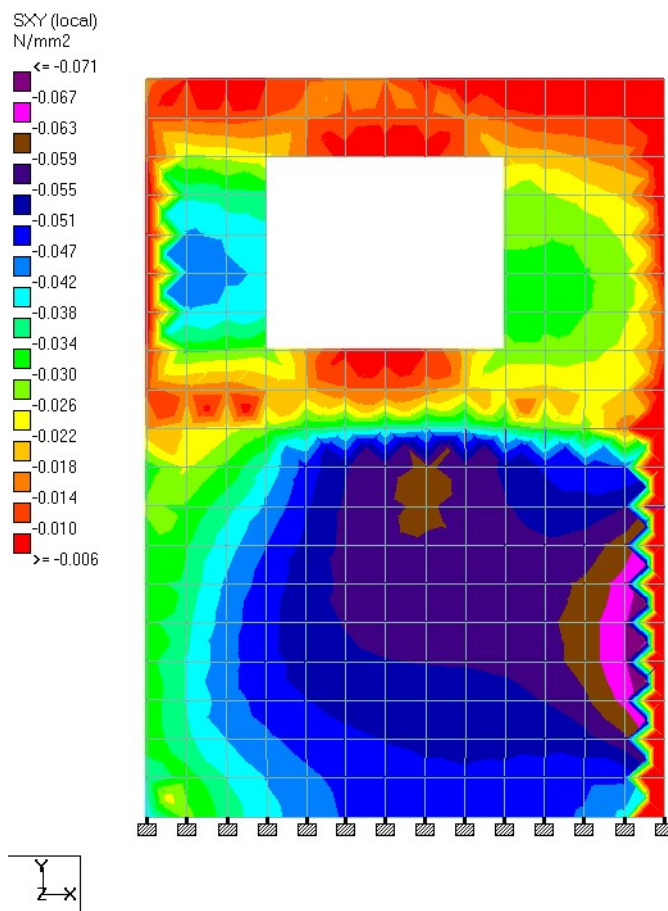
$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (58)$$

$$90 \text{ kN} < 2345,13 \text{ kN} \quad (59)$$

Odabrana armatura u vertikalnim serklažima (minimalna armatura):

$$4\phi 12(4,52 \text{ cm}^2)$$

Dimenzioniranje na poprečne sile:



Slika 22: Vrijednosti naprezanja Sxy za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z4

$$V_{Ed} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_{xy} = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0025 - 0,0033 - 0,0039 - 0,0043 - 0,0046 - 0,0048 - 0,0049 - 0,005 - 0,005 - 0,0049 - 0,0048 - 0,0044 - 0,0039) = 42,23 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti omeđenog žiđa na poprečnu silu:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \leq V_{Rdlt} = 0,3 \cdot f_d \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{vd} = f_{vko} + 0,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot l_w} \leq 0,065 \cdot f_b$$

$$f_{vko} = 0,20 \text{ N/mm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{4,52}{1,5} = 3,01 \text{ N/mm}^2 = 0,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_b = 10 \text{ N/mm}^2 = 1,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0,02 + 0,4 \cdot \frac{90}{25 \cdot 367} \leq 0,065 \cdot 1,0$$

$$f_{vd} = 0,016 < 0,065$$

$$V_{Rd} = 0,016 \cdot 25 \cdot 367 \leq V_{Rdlt} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 367$$

$$V_{Rd} = 146,80 \text{ kN} \leq V_{Rdlt} = 825,75 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

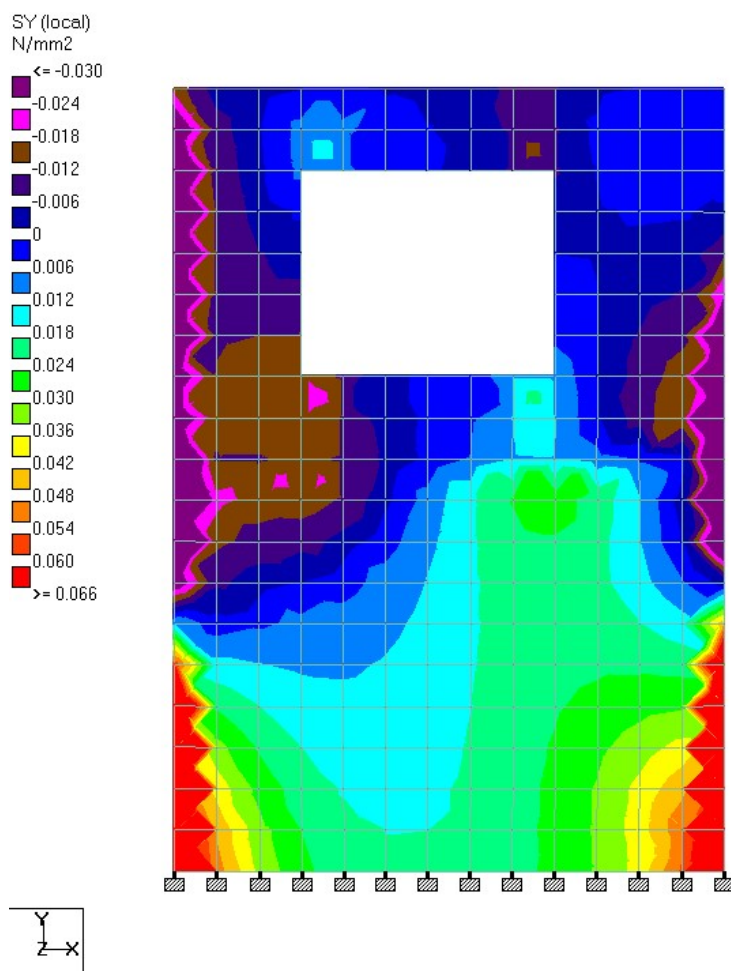
$$42,23 \text{ kN} < 146,80 \text{ kN}$$

Za pridržanje uzdužne armature su odabrane zatvorene spone  $\phi 6/15 \text{ cm}$ .



Osnovne geometrijske karakteristike zida Z4 na dnu desnog dijela zida od otvora (omeđeno zide):

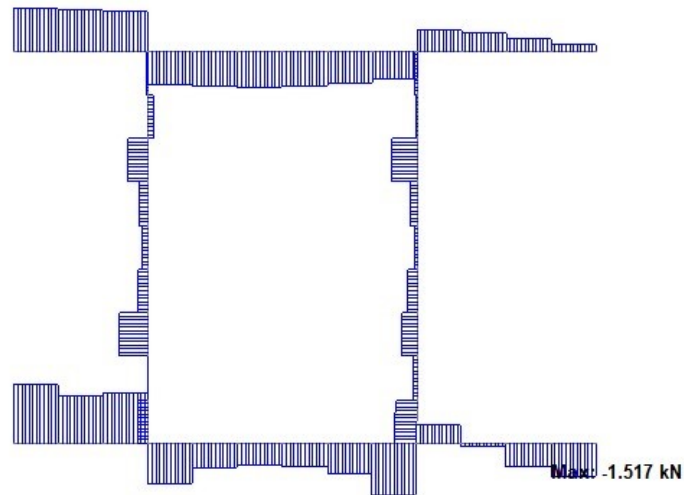
- visina zida:  $h_w = 6,05 \text{ m}$
- duljina presjeka zida:  $l_w = 1,60 \text{ m}$
- površina zida:  $A_w = l_w \cdot b_w = 1,60 \cdot 0,25 = 0,4 \text{ m}^2$
- svijetla visina kata:  $h_s = 2,9 \text{ m (kat)}$



Slika 23: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za potresno djelovanje EQX za određivanje momenta savijanja u zidu Z4

Moment otpora iznosi:

$$W_y = \frac{b_w \cdot l_w^2}{6} = \frac{25 \cdot 160^2}{6} = 106667 \text{ cm}^3$$



Slika 24: Vrijednosti poprečne sile u armiranobetonskim serklažima zida Z4 za potresno djelovanje EQX za određivanje momenata savijanja

Moment savijanja u zidu od potresnog djelovanja:

Utjecaj ziđa:

$$M_m = \sigma_y \cdot W_y = 0,001 \cdot 106667 = 107 \text{ kNcm} = 1,07 \text{ kNm}$$

Utjecaj serklaža:

$$z_{conf} = 160 \text{ cm}$$

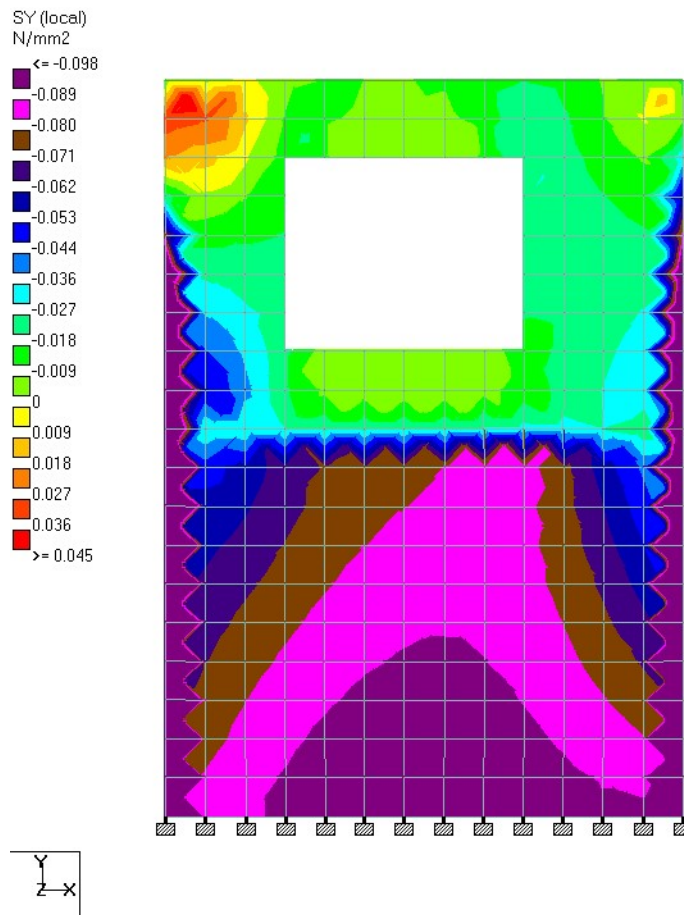
$$M_{conf} = F_t \cdot z_{conf} = 1,517 \cdot 160 = 242,72 \text{ kNcm} = 2,43 \text{ kNm}$$

Proračunska uzdužna sila u zidu od potresnog djelovanja:

$$N_{Ed,s} = \sigma_y \cdot A_w = 0,0005 \cdot 4000 = 2 \text{ kN}$$

Proračunski moment savijanja:

$$M_{Ed} = M_m + M_{conf} = 107 + 242,72 = 349,72 \text{ kNcm} = 3,50 \text{ kNm}$$



Slika 25: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z4

Poračunska uzdužna sila od vertikalnog djelovanja:

$$N_{Ed,v} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_i = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0016 - 0,0022 - 0,0026 - 0,0031) = -7,13 \text{ kN}$$

Ukupna poračunska uzdužna sila:

$$N_{Ed} = N_{Ed,s} + N_{Ed,v} = 2 + 7,13 = 9,13 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu:

$$s1 = \frac{l_w}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{(M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1) \cdot (2\varepsilon_{mu} + 0,02)}{f_{yd} \cdot d \cdot (1,2 \cdot \varepsilon_{mu} + 0,02)} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$$

Granična tlačna deformacija  $\varepsilon_{mu}$  za opečne blokove 2. skupine iznosi:

$$\varepsilon_{mu} = 0,002$$

Potrebna armatura:

$$A_s = \frac{(349,72 + 9,13 \cdot 80) \cdot (2 \cdot 0,002 + 0,02)}{43,48 \cdot 80 \cdot (1,2 \cdot 0,002 + 0,02)} - \frac{9,13}{43,48}$$

$$A_s = 0,12 \text{ cm}^2$$

Minimalna armatura u vertikalnom serklažu:

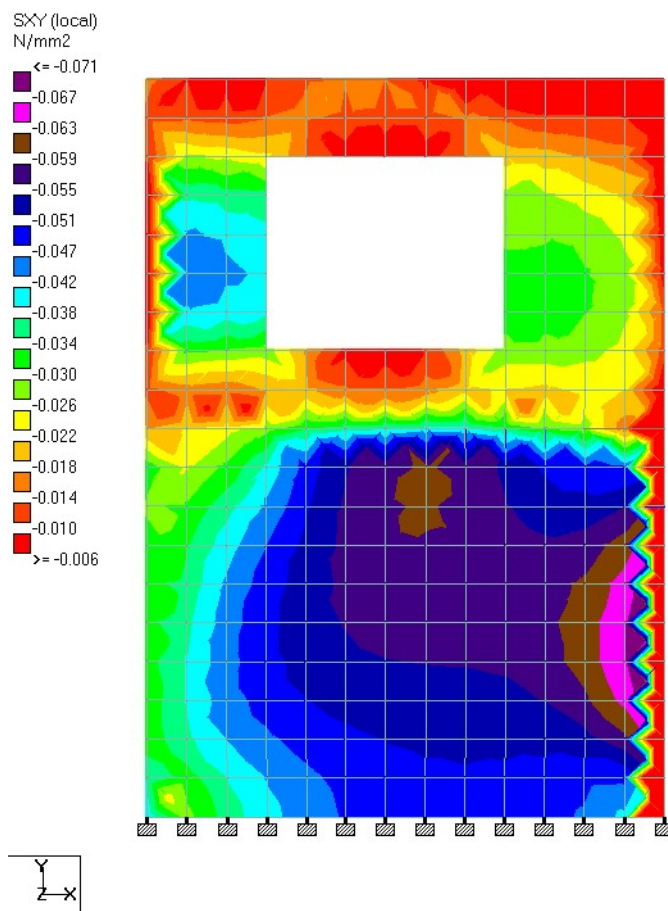
Najmanja površina uzdužne armature vertikalnih serklaža iznosi  $300 \text{ mm}^2$  što odgovara armaturi  $4\phi 10 \text{ cm}$ .

U rubovima zidanih zidova se postavljaju porotherm kutovi dimenzije  $38 \times 25 \times 23,8$  sa otvorom za serklaže  $17,5 \times 17,5$  je proračunata minimalna armatura jednaka:

$$A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 17,5 \cdot 17,5 = 3,06 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura u serklažu:  $4\phi 12 (4,52 \text{ cm}^2)$

Dimenzioniranje na poprečne sile:



Slika 26: Vrijednosti naprezanja Sxy za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z4

$$V_{Ed} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_{xy} = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0033 - 0,0031 - 0,0028 - 0,0024) = 8,7 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti omeđenog zida na poprečnu silu:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \leq V_{Rdlt} = 0,3 \cdot f_d \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{vd} = f_{vko} + 0,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot l_w} \leq 0,065 \cdot f_b$$

$$f_{vko} = 0,20 \text{ N/mm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{4,52}{1,5} = 3,01 \text{ N/mm}^2 = 0,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_b = 10 \text{ N/mm}^2 = 1,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0,02 + 0,4 \cdot \frac{9,13}{25 \cdot 160} \leq 0,065 \cdot 1,0$$

$$f_{vd} = 0,021 < 0,065$$

$$V_{Rd} = 0,021 \cdot 25 \cdot 160 \leq V_{Rdlt} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 160$$

$$V_{Rd} = 84 \text{ kN} \leq V_{Rdlt} = 360 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

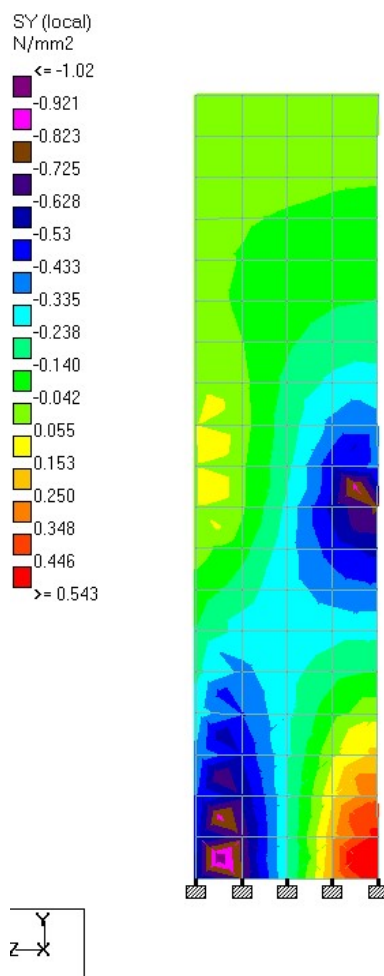
$$8,7 \text{ kN} < 84 \text{ kN}$$

Za pridržanje uzdužne armature su odabrane zatvorene spone  $\phi 6/15\text{cm}$ .

## 6.5 Zid POZ Z5

Osnovne geometrijske karakteristike zida Z5 (armiranobetonski zid):

- visina zida:  $h_w = 6,05 \text{ m}$
- duljina presjeka zida:  $l_w = 1,24 \text{ m}$
- površina zida:  $A_w = l_w \cdot b_w = 1,24 \cdot 0,25 = 0,31 \text{ m}^2$
- svijetla visina kata:  $h_s = 3,1 \text{ m}$  (prizemlje)



Slika 27: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za potresno djelovanje EQZ za određivanje momenta savijanja u zidu Z5

Moment otpora iznosi:

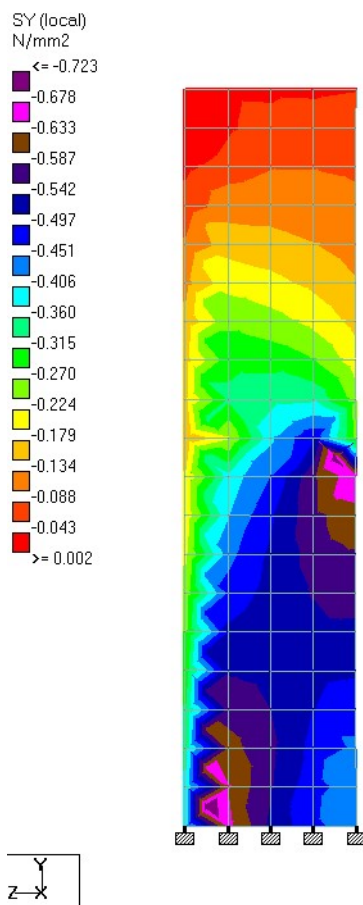
$$W_y = \frac{b_w \cdot l_w^2}{6} = \frac{25 \cdot 124^2}{6} = 64067 \text{ cm}^3$$

Proračunski moment savijanja u zidu od potresnog djelovanja:

$$M_{Ed} = \sigma_y \cdot W_y = 0,0189 \cdot 64067 = 1211 \text{ kNcm} = 12,11 \text{ kNm}$$

Proračunska uzdužna sila u zidu od potresnog djelovanja:

$$N_{Ed,s} = \sigma_y \cdot A_w = 0,0118 \cdot 3100 = 36,58 \text{ kN}$$



Slika 28: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z5

Poračunska uzdužna sila od vertikalnog opterećenja:

$$N_{Ed,v} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_i = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0723 - 0,0581 - 0,0495 - 0,0431) = -167,25 \text{ kN}$$

Ukupna poračunska uzdužna sila:

$$N_{Ed} = N_{Ed,s} + N_{Ed,v} = 36,58 + 167,25 = 203,83 \text{ kN}$$

Duljina ovijenog rubnog elementa:  $l_c = b_w = 25 \text{ cm}$

Vertikalna armatura hrpta (izvan kritičnog područja):

$$A_{S,vm}^{hrpt} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot (25 \cdot 100) = 5 \text{ cm}^2/\text{m}'$$



Područje hrpta je potrebno armirati s armaturom  $\phi 8/20$  cm ( $2,51 \text{ cm}^2$ ) uz svako lice zida.

Dimenzioniranje po metodi Wuczkowski:

Proračunski moment savijanja s ozirom na težište vlačne armature se dobiva iz izraza:

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s1 \quad (60)$$

$$s1 = \frac{l_w}{2} - \frac{l_c}{2} = \frac{124}{2} - \frac{25}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$M_{Eds} = 12,11 + 203,83 \cdot 50 = 12650 \text{ kNcm} = 102,04 \text{ kNm}$$

Iz uvjeta ravnoteže :  $M_{Eds} = M_{Rd}$ , dobiva se izraz:

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{10204}{25 \cdot 111,5^2 \cdot 1,67} = 0,020 \quad (61)$$

- očitano iz tablice za  $\mu_{Eds} = 0,020 \rightarrow \xi = 0,025 \quad \zeta = 0,990$

Iz uvjeta ravnoteže:  $N_{Ed} = N_{Rd}$  se dobiva izraz za potrebnu armaturu:

$$A_{s1} = \frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{10204}{0,990 \cdot 111,5 \cdot 43,48} - \frac{203,83}{43,48} < 0$$

Minimalna potrebna armatura po uvjetima za stupove u potresu:

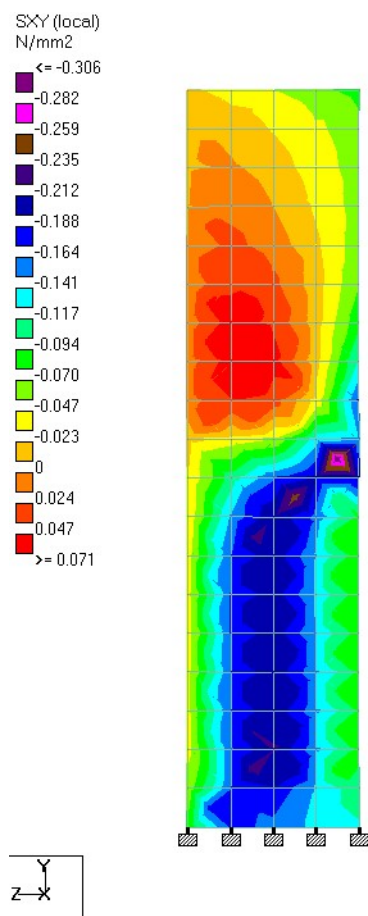
$$A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 25 \cdot 124 = 31 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura:

$$10\phi 20 (31,42 \text{ cm}^2)$$

Dimenzioniranje na poprečnu silu:

Proračunska poprečna sila:



Slika 29: Vrijednosti naprezanja Sxy za potresno djelovanje EQZ za određivanje poprečne sile u zidu Z5

$$V_m = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_{xy} = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0178 - 0,0167 - 0,0149 - 0,0121) = -46,13 \text{ kN}$$

Poprečna sila se uvodi u proračun uz povećanje kako bi se uzelo u obzir moguće povećanje poprečnih sila nakon popuštanja armature u podnožju zida [6]

$$V_{Ed} = V_m \cdot \frac{q+1}{2} = 46,13 \cdot \frac{2,5+1}{2} = 80,73 \text{ kN} \quad (62)$$

Kontrola nosivosti tlačnih štapova:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} \quad (63)$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 111,5 = 100,35 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 25 \cdot 100,35 \cdot 0,54 \cdot 1,67}{\left(1,20 + \frac{1}{1,20}\right)} = 1112,65 \text{ kN}$$

$$80,73 \text{ kN} < 1112,65 \text{ kN}$$

Provjera nosivosti na poprečne sile bez poprečne armature:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot l_e \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ [0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \end{cases} \quad (64)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (65)$$

$$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{200/1115} \\ 2 \end{cases} = \begin{cases} 1,42 \\ 2 \end{cases} = 1,42 \quad (66)$$

$$l_e = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6,28}{25 \cdot 111,5} = 0,0023 \quad (67)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{167,25 \cdot 1000}{250 \cdot 1240} = 0,54 \text{ N/mm}^2 \quad (68)$$

$$k_I = 0,15 \quad (69)$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [0,12 \cdot 1,42 \cdot (100 \cdot 0,0023 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,54] \cdot 250 \cdot 1115 \\ [0,035 \cdot 1,42^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot 0,54] \cdot 250 \cdot 1115 \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} 107674 \text{ N} \\ 105123 \text{ N} \end{cases} = \max \begin{cases} 107,67 \text{ kN} \\ 105,12 \text{ kN} \end{cases} = 107,67 \text{ kN}$$

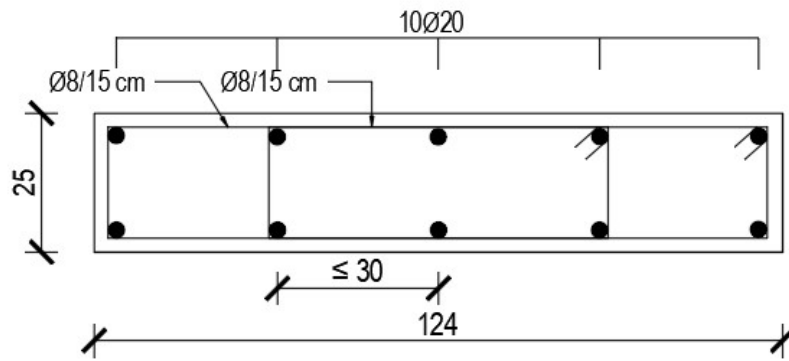
$$80,73 \text{ kN} < 107,67 \text{ kN}$$

Nije potreban proračun poprečne armature.

Minimalna potrebna armatura u zidu iznosi:

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot A_c = 0,001 \cdot 25 \cdot 100 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Zid se armira s dvoreznim zatvorenim sponama  $2\phi 8/15 \text{ cm}(6,67 \text{ cm}^2/\text{m}')$ .

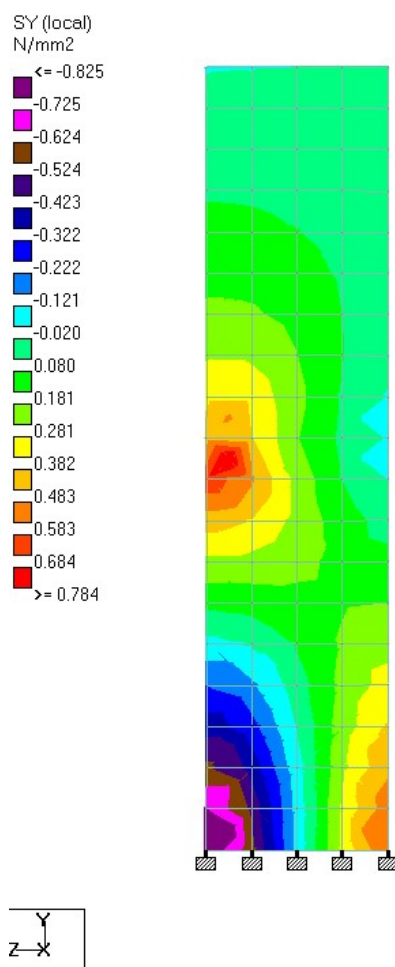


Slika 30: Prikaz armature u zidu Z5

## 6.6 Zid POZ Z6

Osnovne geometrijske karakteristike zida Z6 (armiranobetonski zid):

- visina zida:  $h_w = 6,05 \text{ m}$
- duljina presjeka zida:  $l_w = 1,24 \text{ m}$
- površina zida:  $A_w = l_w \cdot b_w = 1,24 \cdot 0,25 = 0,31 \text{ m}^2$
- svijetla visina kata:  $h_s = 3,1 \text{ m}$  (prizemlje)



Slika 31: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za potresno djelovanje EQZ za određivanje momenta savijanja u zidu Z6

Moment otpora iznosi:

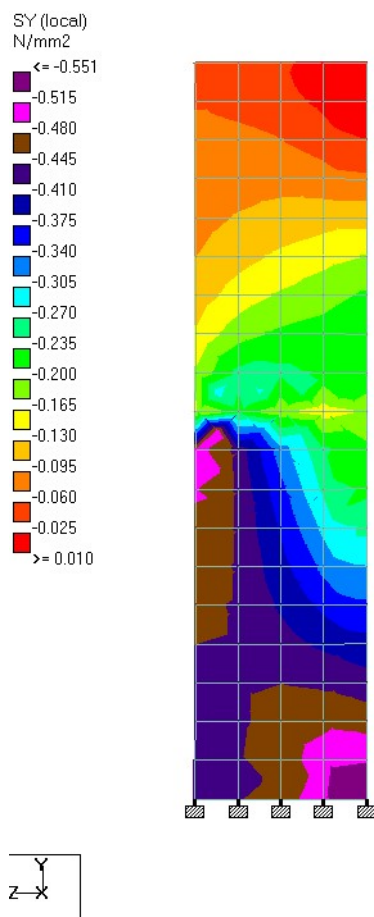
$$W_y = \frac{b_w \cdot l_w^2}{6} = \frac{25 \cdot 124^2}{6} = 64067 \text{ cm}^3$$

Proračunski moment savijanja u zidu od potresnog djelovanja:

$$M_{Ed} = \sigma_y \cdot W_y = 0,0654 \cdot 64067 = 4190 \text{ kNcm} = 41,90 \text{ kNm}$$

Proračunska uzdužna sila u zidu od potresnog djelovanja:

$$N_{Ed,s} = \sigma_y \cdot A_w = 0,0171 \cdot 3100 = 53,01 \text{ kN}$$



Slika 32: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z6

Poračunska uzdužna sila od vertikalnog opterećenja:

$$N_{Ed,v} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_i = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0445 - 0,0444 - 0,0474 - 0,0551) = -143,55 \text{ kN}$$

Ukupna poračunska uzdužna sila:

$$N_{Ed} = N_{Ed,s} + N_{Ed,v} = 53,01 + 143,55 = 196,56 \text{ kN}$$

Duljina ovijenog rubnog elementa:  $l_c = b_w = 25 \text{ cm}$

Vertikalna armatura hrpta (izvan kritičnog područja):

$$A_{S,vmin}^{hrpt} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot (25 \cdot 100) = 5 \text{ cm}^2/\text{m}' \quad (70)$$

Područje hrpta je potrebno armirati sa armaturom  $\phi 8/20$  cm ( $2,51$  cm<sup>2</sup>) uz svako lice zida.

Dimenzioniranje po metodi Wuczkowski:

Proračunski moment savijanja s ozirom na težište vlačne armature se dobiva iz izraza:

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s_1$$

$$s_1 = \frac{l_w}{2} - \frac{l_c}{2} = \frac{124}{2} - \frac{25}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$M_{Eds} = 4190 + 196,56 \cdot 50 = 14018 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{14018}{25 \cdot 111,5^2 \cdot 2,0} = 0,027$$

- očitano iz tablice za  $\mu_{Eds} = 0,030 \rightarrow \xi = 0,037 \quad \zeta = 0,985$

Izraz za potrebnu armaturu:

$$A_{s1} = \frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{14018}{0,985 \cdot 111,5 \cdot 43,48} - \frac{196,56}{43,48} < 0$$

Minimalna potrebna armatura po uvjetima za stupove u potresu:

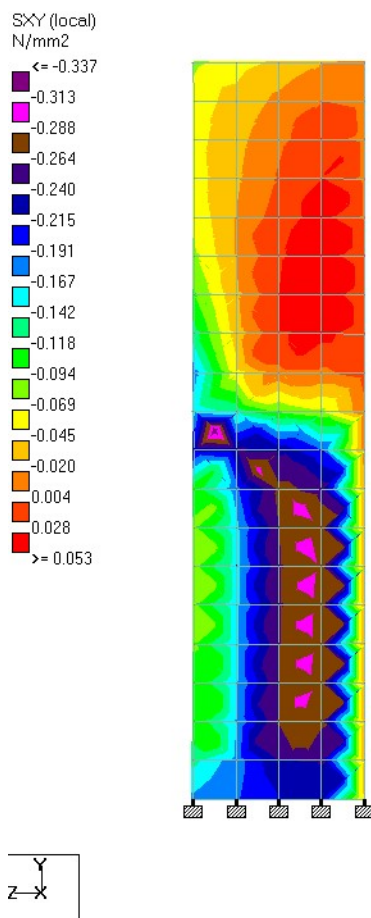
$$A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 25 \cdot 124 = 31 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura:

$$10\phi 20 (31,42 \text{ cm}^2)$$

Dimenzioniranje na poprečnu silu:

Proračunska poprečna sila:



Slika 33: Vrijednosti naprezanja Sxy za potresno djelovanje EQZ za određivanje poprečne sile u zidu Z6

$$V_m = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_{xy} = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0173 - 0,0205 - 0,0224 - 0,0225) = -62,03 \text{ kN} \quad (71)$$

Poprečna sila se uvodi u proračun uz povećanje kako bi se uzelo u obzir moguće povećanje poprečnih sila nakon popuštanja armature u podnožju zida

$$V_{Ed} = V_m \cdot \frac{q+1}{2} = 62,03 \cdot \frac{2,5+1}{2} = 108,54 \text{ kN} \quad (72)$$

Kontrola nosivosti tlačnih štapova:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (73)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} \quad (74)$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 111,5 = 100,35 \text{ cm}$$



$$v_1 = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 25 \cdot 100,35 \cdot 0,54 \cdot 1,67}{(1,20 + \frac{1}{1,20})} = 1112,65 \text{ kN} \quad (75)$$

$$108,54 \text{ kN} < 1112,67 \text{ kN} \quad (76)$$

Provjera nosivosti na poprečne sile bez poprečne armature:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot l_e \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ [0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \end{cases} \quad (77)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (78)$$

$$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{200/1115} \\ 2 \end{cases} = \begin{cases} 1,42 \\ 2 \end{cases} = 1,42 \quad (79)$$

$$l_e = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6,28}{25 \cdot 111,5} = 0,0023 \quad (80)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{143,55 \cdot 1000}{250 \cdot 1240} = 0,46 \text{ N/mm}^2 \quad (81)$$

$$k_I = 0,15 \quad (82)$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [0,12 \cdot 1,42 \cdot (100 \cdot 0,0023 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,46] \cdot 250 \cdot 1115 \\ [0,035 \cdot 1,42^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot 0,46] \cdot 250 \cdot 1115 \end{cases} \quad (83)$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} 107674 \text{ N} \\ 105123 \text{ N} \end{cases} = \max \begin{cases} 107,67 \text{ kN} \\ 105,12 \text{ kN} \end{cases} = 107,67 \text{ kN} \quad (84)$$

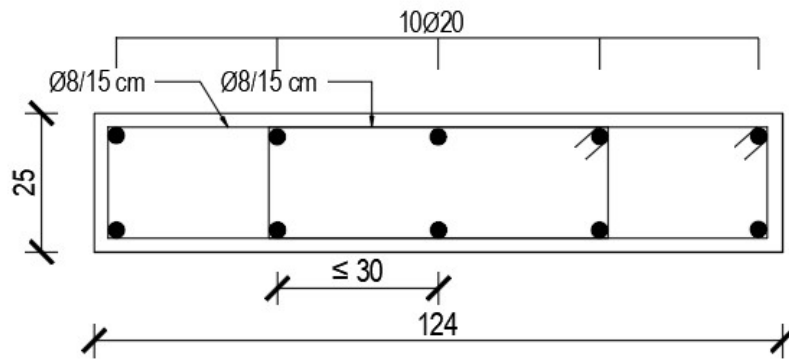
$$108,54 \text{ kN} < 107,67 \text{ kN} \quad (85)$$

Nije potreban proračun poprečne armature.

Minimalna potrebna armatura u zidu iznosi:

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot A_c = 0,001 \cdot 25 \cdot 100 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}' \quad (86)$$

Zid se armira s dvoreznim zatvorenim sponama  $2\phi 8/15 \text{ cm}(6,67 \text{ cm}^2/\text{m}')$ .

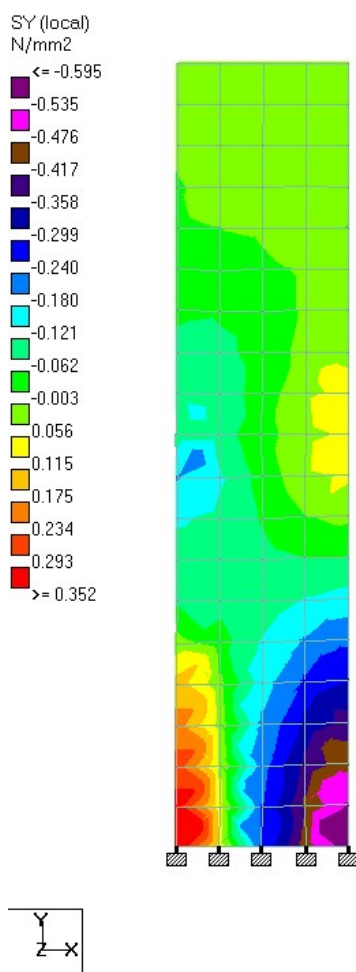


Slika 34: Prikaz armature u zidu Z6

## 6.7 Zid POZ Z7

Osnovne geometrijske karakteristike zida Z7 (armiranobetonski zid):

- visina zida:  $h_w = 6,05 \text{ m}$
- duljina presjeka zida:  $l_w = 1,20 \text{ m}$
- površina zida:  $A_w = l_w \cdot b_w = 1,20 \cdot 0,25 = 0,30 \text{ m}^2$
- svijetla visina kata:  $h_s = 3,1 \text{ m}$  (prizemlje)



Slika 35: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za potresno djelovanje EQX za određivanje momenta savijanja u zidu Z7

Moment otpora iznosi:

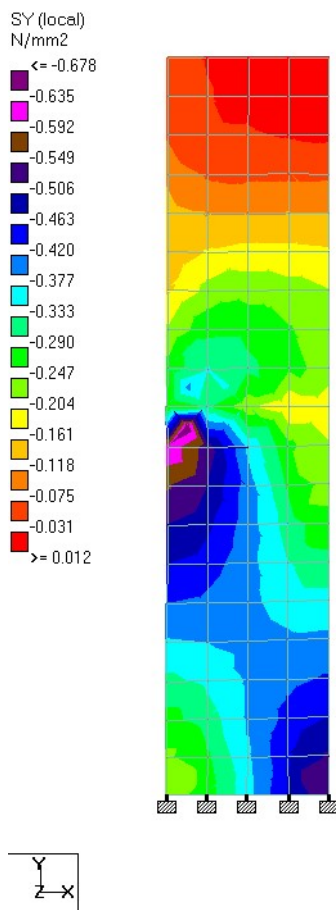
$$W_y = \frac{b_w \cdot l_w^2}{6} = \frac{25 \cdot 120^2}{6} = 60000 \text{ cm}^3$$

Proračunski moment savijanja u zidu od potresnog djelovanja:

$$M_{Ed} = \sigma_y \cdot W_y = 0,0474 \cdot 60000 = 2844 \text{ kNcm} = 28,44 \text{ kNm}$$

Proračunska uzdužna sila u zidu od potresnog djelovanja:

$$N_{Ed,s} = \sigma_y \cdot A_w = 0,0122 \cdot 3000 = 36,6 \text{ kN}$$



Slika 36: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z7

Poračunska uzdužna sila od vertikalnog opterećenja:

$$N_{Ed,v} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_i = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0226 - 0,0317 - 0,0410 - 0,0532) = -111,38 \text{ kN}$$

Ukupna poračunska uzdužna sila:

$$N_{Ed} = N_{Ed,s} + N_{Ed,v} = 36,6 + 111,38 = 147,98 \text{ kN}$$

Duljina ovijenog rubnog elementa:  $l_c = b_w = 25 \text{ cm}$

Vertikalna armatura hrpta (izvan kritičnog područja):

$$A_{S,vmin}^{hrpt} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot (25 \cdot 100) = 5 \text{ cm}^2/\text{m}' \quad (87)$$

Područje hrpta je potrebno armirati sa armaturom  $\phi 8/20$  cm ( $2,51 \text{ cm}^2$ ) uz svako lice zida.

Dimenzioniranje po metodi Wuczkowski:

Proračunski moment savijanja s ozirom na težište vlačne armature se dobiva iz izraza:

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s_1$$

$$s_1 = \frac{l_w}{2} - \frac{l_c}{2} = \frac{120}{2} - \frac{25}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

$$M_{Eds} = 2844 + 147,98 \cdot 47,5 = 98,73 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9873}{25 \cdot 107,5^2 \cdot 1,67} = 0,020$$

- očitano iz tablice za  $\mu_{Eds} = 0,020 \rightarrow \xi = 0,025 \quad \zeta = 0,990$

Izraz za potrebnu armaturu:

$$A_{s1} = \frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{9873}{0,990 \cdot 107,5 \cdot 43,48} - \frac{147,98}{43,48} < 0$$

Minimalna potrebna armatura po uvjetima za stupove u potresu:

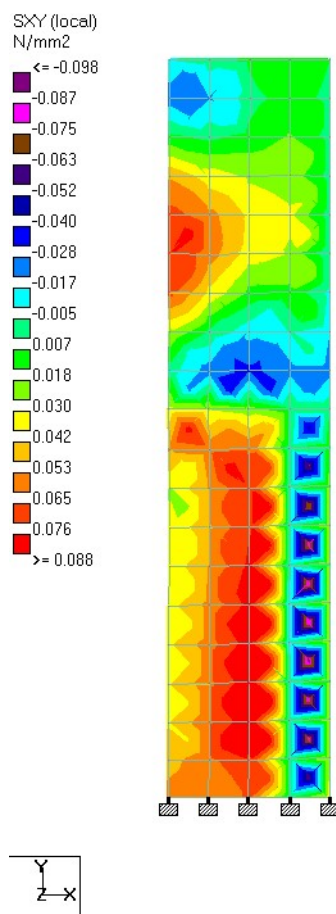
$$A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 25 \cdot 120 = 30 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura:

$$10\phi 20 (31,42 \text{ cm}^2)$$

Dimenzioniranje na poprečnu silu:

Proračunska poprečna sila:



Slika 37: Vrijednosti napreznja Sxy za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z7

$$V_m = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_{xy} = 25 \cdot 30 \cdot (0,0057 + 0,0063 + 0,0068 - 0,0066) = 9,15 \text{ kN}$$

Poprečna sila se uvodi u proračun uz povećanje kako bi se uzelo u obzir moguće povećanje poprečnih sila nakon popuštanja armature u podnožju zida

$$V_{Ed} = V_m \cdot \frac{q+1}{2} = 9,15 \cdot \frac{2,5+1}{2} = 16,01 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti tlačnih štapova:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 107,5 = 96,75 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 25 \cdot 96,75 \cdot 0,54 \cdot 1,67}{\left(1,20 + \frac{1}{1,20}\right)} = 1072,74 \text{ kN}$$

$$16,01 \text{ kN} < 1072,74 \text{ kN}$$

Provjera nosivosti na poprečne sile bez poprečne armature:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot l_e \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ [0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \end{cases}$$

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

$$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{200/1075} \\ 2 \end{cases} = \begin{cases} 1,43 \\ 2 \end{cases} = 1,43$$

$$l_e = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6,28}{25 \cdot 107,5} = 0,0023$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{111,38 \cdot 1000}{250 \cdot 1200} = 0,37 \text{ N/mm}^2$$

$$k_I = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [0,12 \cdot 1,43 \cdot (100 \cdot 0,0023 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,37] \cdot 250 \cdot 1075 \\ [0,035 \cdot 1,43^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot 0,37] \cdot 250 \cdot 1075 \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} 97536 \text{ N} \\ 95341 \text{ N} \end{cases} = \max \begin{cases} 97,54 \text{ kN} \\ 95,34 \text{ kN} \end{cases} = 97,54 \text{ kN}$$

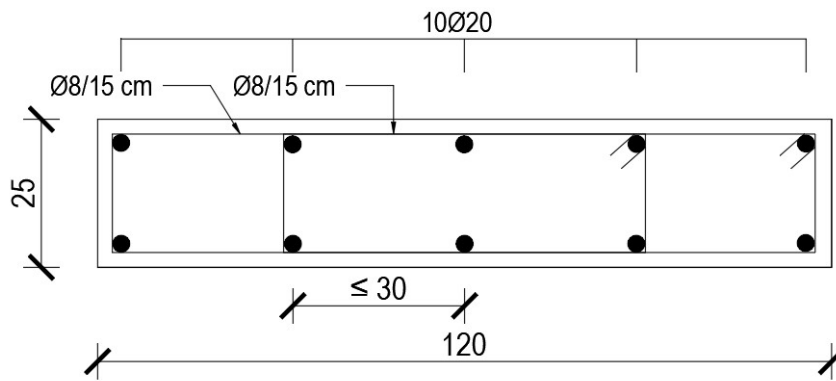
$$16,01 \text{ kN} < 97,54 \text{ kN}$$

Nije potreban proračun poprečne armature.

Minimalna potrebna armatura u zidu iznosi:

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot A_c = 0,001 \cdot 25 \cdot 100 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Zid se armira sa zatvorenim sponama  $2\phi 8/15 \text{ cm}(6,67 \text{ cm}^2/\text{m}')$ .



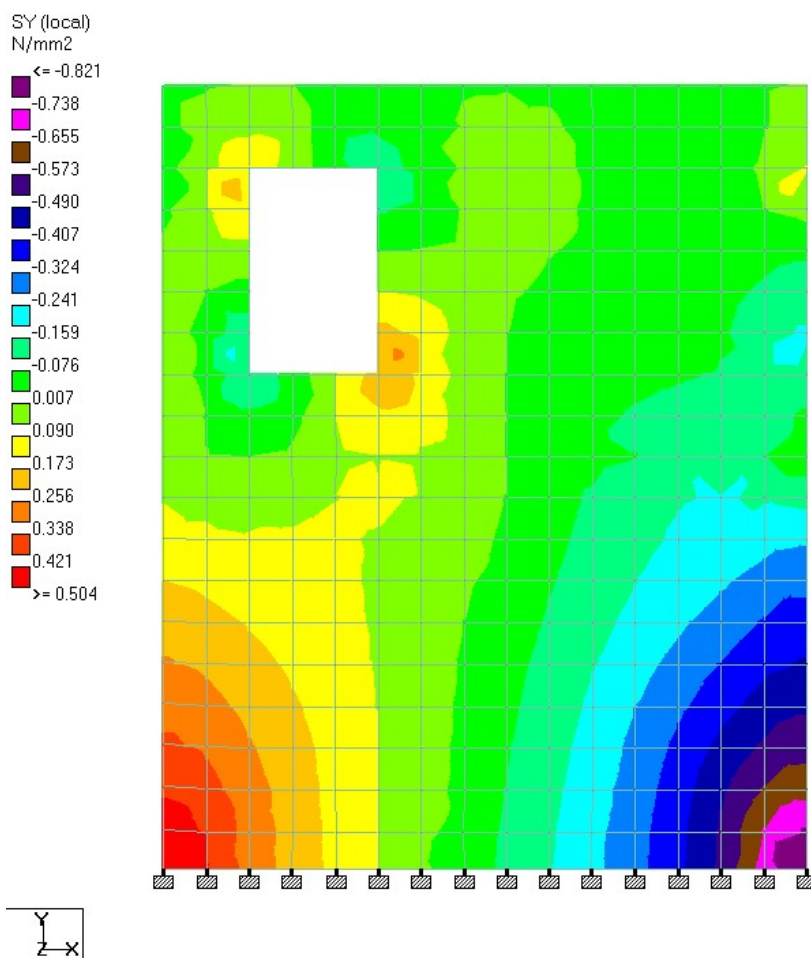
Slika 38: Prikaz armature u zidu Z7



## 6.8 Zid POZ Z8

Osnovne geometrijske karakteristike zida Z8 (armiranobetonski zid):

- visina zida:  $h_w = 6,05 \text{ m}$
- duljina presjeka zida:  $l_w = 4,40 \text{ m}$
- površina zida:  $A_w = l_w \cdot b_w = 4,40 \cdot 0,25 = 1,10 \text{ m}^2$
- svijetla visina kata:  $h_s = 3,1 \text{ m}$  (prizemlje)



Slika 39: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za potresno djelovanje EQX za određivanje momenta savijanja u zidu Z8

Moment otpora iznosi:

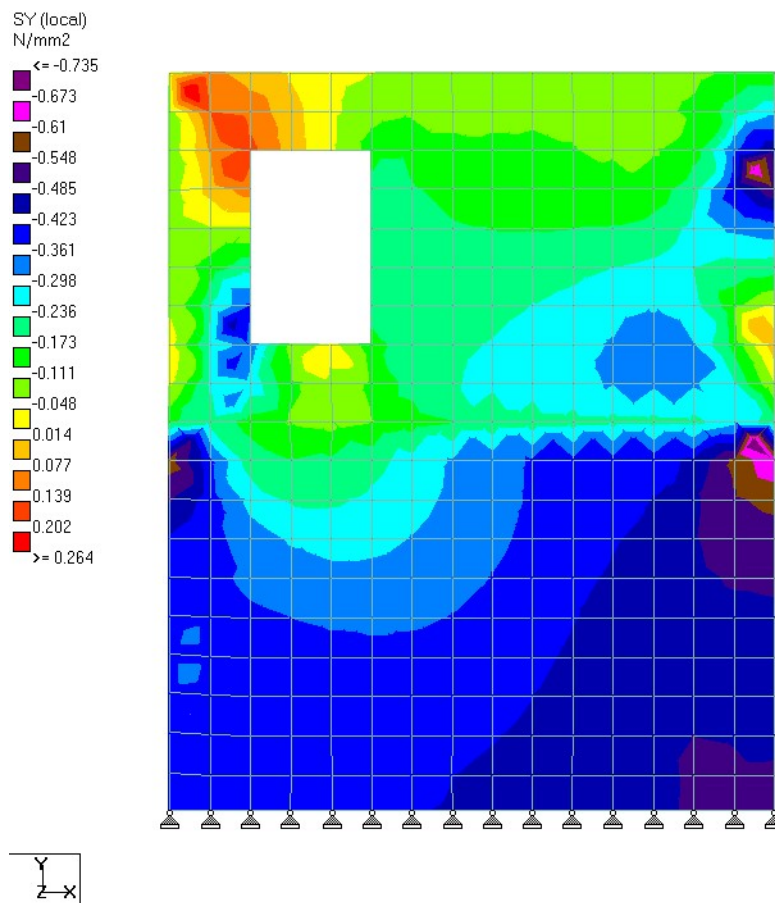
$$W_y = \frac{b_w \cdot l_w^2}{6} = \frac{25 \cdot 440^2}{6} = 806667 \text{ cm}^3$$

Proračunski moment savijanja u zidu od potresnog djelovanja:

$$M_{Ed} = \sigma_y \cdot W_y = 0,0663 \cdot 806667 = 53482 \text{ kNcm} = 534,82 \text{ kNm}$$

Proračunska uzdužna sila u zidu od potresnog djelovanja:

$$N_{Ed,s} = \sigma_y \cdot A_w = 0,01585 \cdot 11000 = 174,35 \text{ kN}$$



Slika 40: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  za kombinaciju koja uključuje samo vertikalno opterećenje za određivanje uzdužne sile u zidu Z8

Poračunska uzdužna sila od vertikalnog opterećenja:

$$N_{Ed,v} = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_i = 25 \cdot 30 \cdot (-0,0406 - 0,0408 - 0,0406 - 0,0402 - 0,0416 - 0,0422 - 0,0419 - 0,0434 - 0,0438 - 0,0447 - 0,0447 - 0,0466 - 0,0483 - 0,0505 - 0,0509) = -495,6 \text{ kN}$$

Ukupna proračunska uzdužna sila:

$$N_{Ed} = N_{Ed,s} + N_{Ed,v} = 174,35 + 495,6 = 669,95 \text{ kN}$$

Duljina ovijenog rubnog elementa:  $l_c = b_w = 25 \text{ cm}$

Vertikalna armatura hrpta (izvan kritičnog područja):

$$A_{S,vm}^{hrpt} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot (25 \cdot 100) = 5 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Područje hrpta je potrebno armirati sa armaturnom mrežom Q257  $\phi 7/15$  cm uz svako lice zida.

Dimenzioniranje po metodi Wuczkowski:

Proračunski moment savijanja s ozirom na težište vlačne armature se dobiva iz izraza:

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s_1$$

$$s_1 = \frac{l_w}{2} - \frac{l_c}{2} = \frac{440}{2} - \frac{25}{2} = 207,5 \text{ cm}$$

$$M_{Eds} = 53482 + 669,95 \cdot 207,5 = 1924,97 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{192497}{25 \cdot 427,5^2 \cdot 1,67} = 0,025$$

- očitano iz tablice za  $\mu_{Eds} = 0,030 \rightarrow \xi = 0,037 \quad \zeta = 0,985$

Izraz za potrebnu armaturu:

$$A_{s1} = \frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{192497}{0,985 \cdot 427,5 \cdot 43,48} - \frac{669,95}{43,48} < 0$$

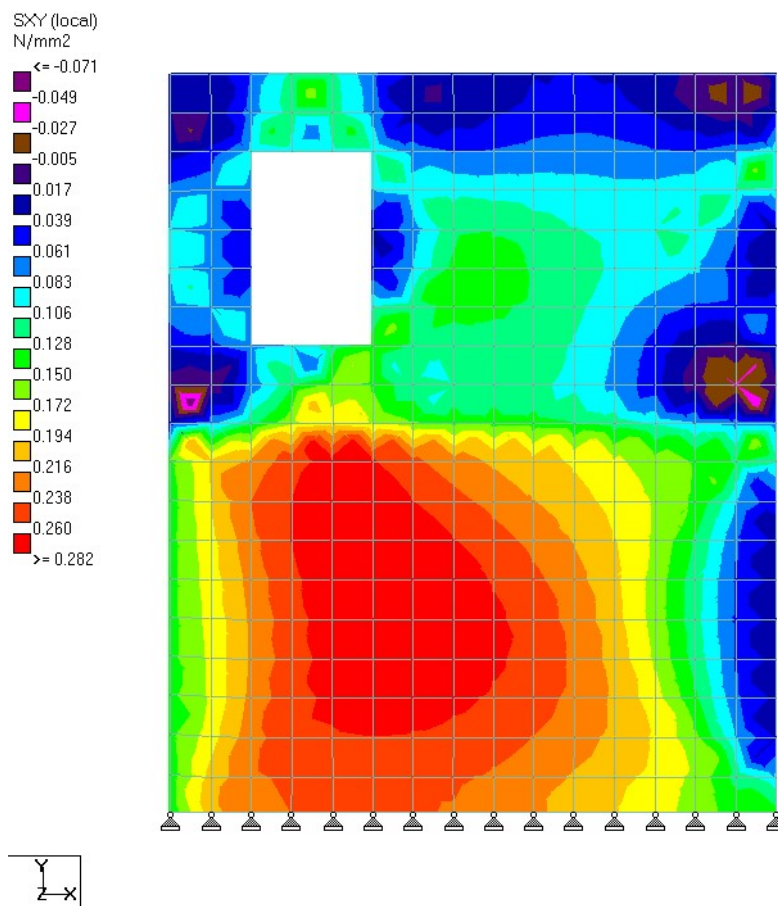
Odabrana armatura na krajevima zida:

$$4\phi 12 (4,52 \text{ cm}^2)$$

Odabrana armatura na krajevima se zatvara zatvorenim sponama  $\phi 6/15$  cm ( $1,89 \text{ cm}^2$ ) te se dodatno postavljaju U spona  $\phi 6/15$  cm ( $1,89 \text{ cm}^2$ ) s duljinom prijeklopa od 50 cm.

Dimenzioniranje na poprečnu silu:

Proračunska poprečna sila:



Slika 41: Vrijednosti naprezanja Sxy za potresno djelovanje EQX za određivanje poprečne sile u zidu Z8

$$V_m = A_{c,plate} \cdot \sum \sigma_{xy} = 25 \cdot 30 \cdot (0,0182 + 0,023 + 0,0236 + 0,024 + 0,0242 + 0,0242 + 0,0239 + 0,0233 + 0,0225 + 0,0214 + 0,0201 + 0,0189 + 0,0174 + 0,0148 + 0,0131) = 234,45 \text{ kN}$$

Poprečna sila se uvodi u proračun uz povećanje kako bi se uzelo u obzir moguće povećanje poprečnih sila nakon popuštanja armature u podnožju zida

$$V_{Ed} = V_m \cdot \frac{q+1}{2} = 234,45 \cdot \frac{2,5+1}{2} = 410,29 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti tlačnih štapova:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 427,5 = 385 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 25 \cdot 385 \cdot 0,54 \cdot 1,67}{\left(1,20 + \frac{1}{1,20}\right)} = 4268,77 \text{ kN}$$

$$410,29 \text{ kN} < 4268,77 \text{ kN}$$

Provjera nosivosti na poprečne sile bez poprečne armature:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot l_e \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ [0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \end{cases}$$

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

$$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{200/4275} \\ 2 \end{cases} = \min \begin{cases} 1,22 \\ 2 \end{cases} = 1,22$$

$$l_e = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{4,52}{25 \cdot 427,5} = 0,0004$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{495,6 \cdot 1000}{250 \cdot 4400} = 0,45 \text{ N/mm}^2$$

$$k_I = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [0,12 \cdot 1,22 \cdot (100 \cdot 0,0004 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,45] \cdot 250 \cdot 4275 \\ [0,035 \cdot 1,22^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot 0,45] \cdot 250 \cdot 4275 \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} 228606 \text{ N} \\ 324172 \text{ N} \end{cases} = \max \begin{cases} 228,61 \text{ kN} \\ 324,17 \text{ kN} \end{cases} = 324,17 \text{ kN}$$

$$410,29 \text{ kN} > 324,17 \text{ kN}$$

Potreban je proračun poprečne armature.

Određivanje minimalne poprečne armature:

1. Najveći uzdužni razmak poprečne armature iz uvjeta najmanje poprečne armature

Spone  $\phi 6$ , reznost  $m = 2$ ,  $A_{sw}^1 = 0,28 \text{ cm}^2$

$$s_{1,max} = \frac{A_{sw}^1 \cdot m}{b_w \cdot \rho_{w,min}} = \frac{0,28 \cdot 2}{25 \cdot 0,001} = 22,4 \text{ cm} \quad (88)$$

2. Najveći uzdužni razmak poprečne armature  $s_{1,max}$  u ovisnosti o proračunskoj poprečnoj sili  $V_{Ed}$

$$V_{Ed} \leq 0,3 \cdot V_{Rd,max} \quad (89)$$

$$410,29 \text{ kN} \leq 0,3 \cdot 4268,77 = 1280,63 \text{ kN}$$

$$s_{1,max} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ 300 \text{ mm} \end{cases} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot 427,5 \\ 300 \text{ mm} \end{cases} = \min \begin{cases} 32 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 30 \text{ cm} \quad (90)$$

Usvaja se minimalna poprečna armatura  $\phi 6/30 \text{ cm}$ .

Poprečna armatura proračunava se iz izraza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}^1 \cdot m \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta}{s} \quad (91)$$

Odabiru se spone  $\phi 7$ , reznost  $m=2$ ,  $A_{sw}^1 = 0,38 \text{ cm}^2$ :

$$s = \frac{A_{sw}^1 \cdot m \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{0,38 \cdot 2 \cdot 43,48 \cdot 385 \cdot \cot 45}{410,29} = 31 \text{ cm} \quad (92)$$

Odabrani razmak  $s = 15 \text{ cm}$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,38 \cdot 2 \cdot 43,48 \cdot 385 \cdot \cot 45}{15} = 848,15 \text{ kN}$$

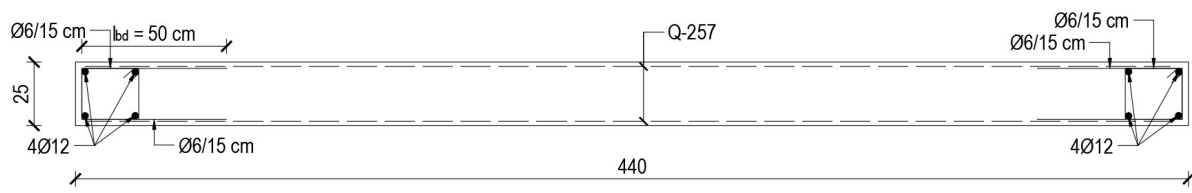
$$410,29 \text{ kN} < 848,15 \text{ kN}$$

Minimalna horizontalna i vertikalna armatura u zidu iznosi:

$$A_{s,hmin} = 0,001 \cdot A_c = 0,001 \cdot 25 \cdot 100 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

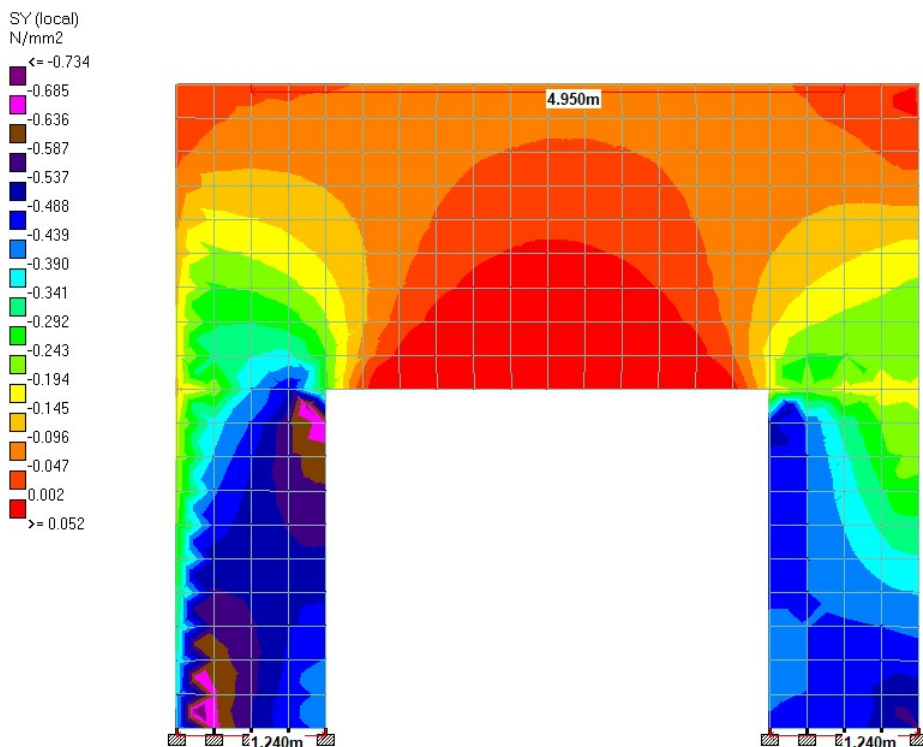
$$A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 25 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Odabrana armatura u zidu je mreža Q-257 ( $2,57 \text{ cm}^2/\text{m}'$ ) na svakom licu zida.

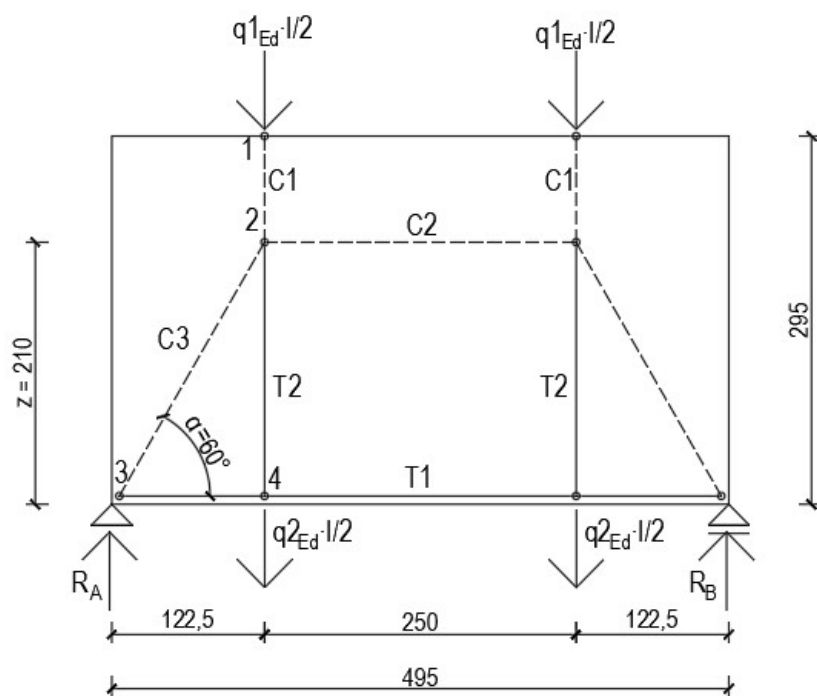


Slika 42: Prikaz armature u zidu Z8

## 6.9 Dimenzioniranje zidnog nosača



Slika 43: Prikaz modela te oznake presjeka koji su proračunati u nastavku



Slika 44: Rešetkasti model zidnog nosača



Opterećenje na gornjem rubu zidnog nosača:

$$\text{Vlastita težina krova: } 0,17 \cdot 25 = 4,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Stalno opterećenje: } 4,08 \text{ kN/m}^2$$

$$g_1 = (4,25 + 4,08) \cdot 1,9 = 15,83 \text{ kN/m'}$$

Korisno opterećenje:

$$q_1 = 1 \cdot 1,9 = 1,9 \text{ kN/m'}$$

Opterećenje na donjem rubu zidnog nosača:

$$\text{Vlastita težina stropa: } 0,20 \cdot 25 = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Stalno opterećenje: } 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = (2 + 5) \cdot 1,9 = 13,3 \text{ kN/m'}$$

Korisno opterećenje:

$$q_2 = 2 \cdot 1,9 = 3,8 \text{ kN/m'}$$

Vlastita težina zida:

$$g_3 = 0,25 \cdot 2,95 \cdot 25 = 18,44 \text{ kN/m'}$$

Računsko opterećenje na vrhu zida:

$$q_{1Ed} = 1,35 \cdot 15,83 + 1,5 \cdot 1,9 = 24,22 \text{ kN/m}$$

Računsko opterećenje na dno zida:

$$q_{2Ed} = 1,35 \cdot (13,3 + 18,44) + 1,5 \cdot 3,8 = 48,55 \text{ kN/m}$$

Ukupno računsko opterećenje:

$$q_{Ed} = 24,22 + 48,55 = 72,77 \text{ kN/m}$$

Računski moment:

$$M_{Ed} = 0,125 \cdot 72,77 \cdot 4,95^2 = 222,88 \text{ kNm}$$

Računski poprečna sila:

$$V_{Ed} = 0,5 \cdot 72,77 \cdot 4,95 = 180,11 \text{ kN}$$

Krak uutarnjih sila za zidni nosač na dva ležaja se računa po propisima CEB-FIP te iznosi:

$$z = 0,2 \cdot (L + 2h) = 0,2 \cdot (4,95 + 2 \cdot 2,95) = 2,17 \approx 2,10 \text{ m}$$

Sile u osloncima iz štapnog modela:

$$\Sigma Y = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{(q_{Ed} \cdot L)}{2} = \frac{(72,77 \cdot 4,95)}{2} = 180,11 \text{ kN}$$

Izračun sila u štapovima:

Čvor 1:

$$C1 = \frac{q1_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{24,22 \cdot 4,95}{2} = 59,94 \text{ kN}$$

Čvor 3:

$$\Sigma Y = 0$$

$$C3 \cdot \sin \alpha = R_A ; C3 = \frac{R_A}{\sin \alpha} = \frac{180,11}{\sin 60} = 208 \text{ kN}$$

$$\Sigma X = 0$$

$$C3 \cdot \cos \alpha = T1 ; T1 = 208 \cdot \cos 60 = 104 \text{ kN}$$

Čvor 4:

$$\Sigma Y = 0$$

$$T2 = \frac{q2_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{48,55 \cdot 4,95}{2} = 120,16 \text{ kN}$$

Čvor 2:

$$C2 = C3 \cdot \cos \alpha = 104 \text{ kN}$$

Potrebna vlačna armatura:

Štap T1

$$A_{s1} = \frac{T1}{f_{yd}} = \frac{104}{43,48} = 2,39 \text{ cm}^2 ; \text{ Odabire se } 4\phi 10(3,14 \text{ cm}^2)$$

Armaturene šipke se raspodjeluju na duljini  $0,15 \cdot h = 0,15 \cdot 254 = 38 \text{ cm}$ , po tri sa svake strane.

Štap T2

$$A_{s2} = \frac{T2}{f_{yd}} = \frac{120,16}{43,48} = 2,76 \text{ cm}^2 ; \text{ Odabire se } 4\phi 10(15,20 \text{ cm}^2)$$

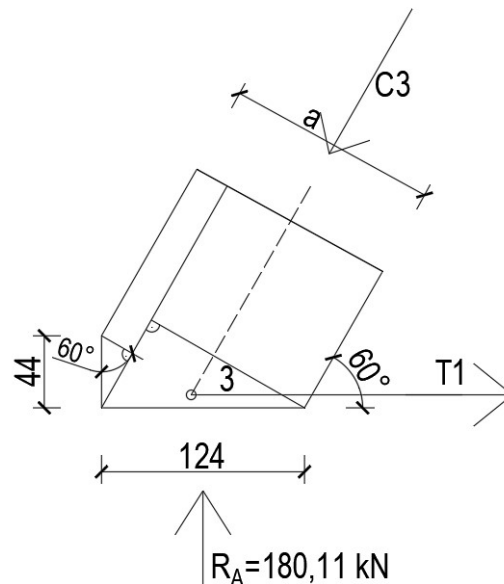
Na desnom kraju zida na duljini  $0,5h$  od kraja zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru se mora postaviti dodatna armatura koja preuzima opterećenje od sudara dva zida.

Izračun potrebne armature iznosi:

$$A_s = \frac{0,8 \cdot V_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 180,11}{43,48} = 3,31 \text{ cm}^2 ; \text{ Odabire se } \phi 8/15 \text{ cm}(3,35 \text{ cm}^2)$$

Provjera naprezanja na tlak

Čvor 3 (CCT) tlačno-vlačni čvor s armaturom u 1 smjeru



Slika 45: Prikaz sila koje djeluju u čvoru 3

$$a = 124 \cdot \sin 60 + 44 \cdot \cos 60 = 130 \text{ cm}$$

$$\sigma_c \leq \sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot (v' \cdot f_{cd})$$

$$k_2 = 0,85$$

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot (0,9 \cdot 1,67) = 1,28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c1} = \frac{R_A}{A} = \frac{180,11}{124 \cdot 25} = 0,06 \text{ kN/cm}^2$$

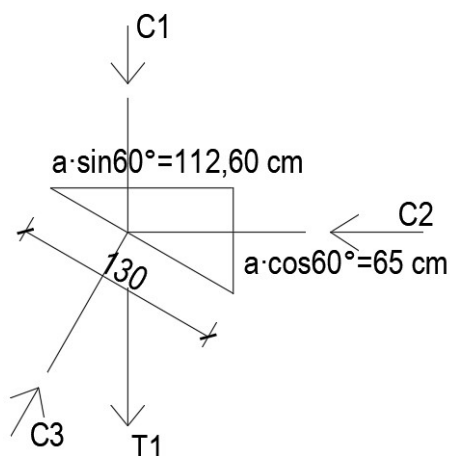
$$0,06 \text{ kN/cm}^2 < 1,28 \text{ kN/cm}^2$$

Štap C3:

$$\sigma_{c3} = \frac{C3}{A} = \frac{208}{130 \cdot 25} = 0,064 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,064 \text{ kN/cm}^2 < 1,28 \text{ kN/cm}^2$$

## Čvor 2 (CCT)



Slika 46: Prikaz sila koje djeluju u čvoru 2

Štap C1:

$$\sigma_{c1} = \frac{C1}{A} = \frac{59,94}{112,60 \cdot 25} = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,02 \text{ kN/cm}^2 < 1,28 \text{ kN/cm}^2$$

Štap C2:

$$\sigma_{c2} = \frac{C2}{A} = \frac{104}{65 \cdot 25} = 0,064 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,064 \text{ kN/cm}^2 < 1,28 \text{ kN/cm}^2$$

Armatura za vješanje opterećenja u gornju zonu:

Proračunsko opterećenje na dnu zida + vlastita težina zida:

$$q_{2Ed} = 1,35 \cdot (13,3 + 18,44) + 1,5 \cdot 3,8 = 48,55 \text{ kN/m}$$

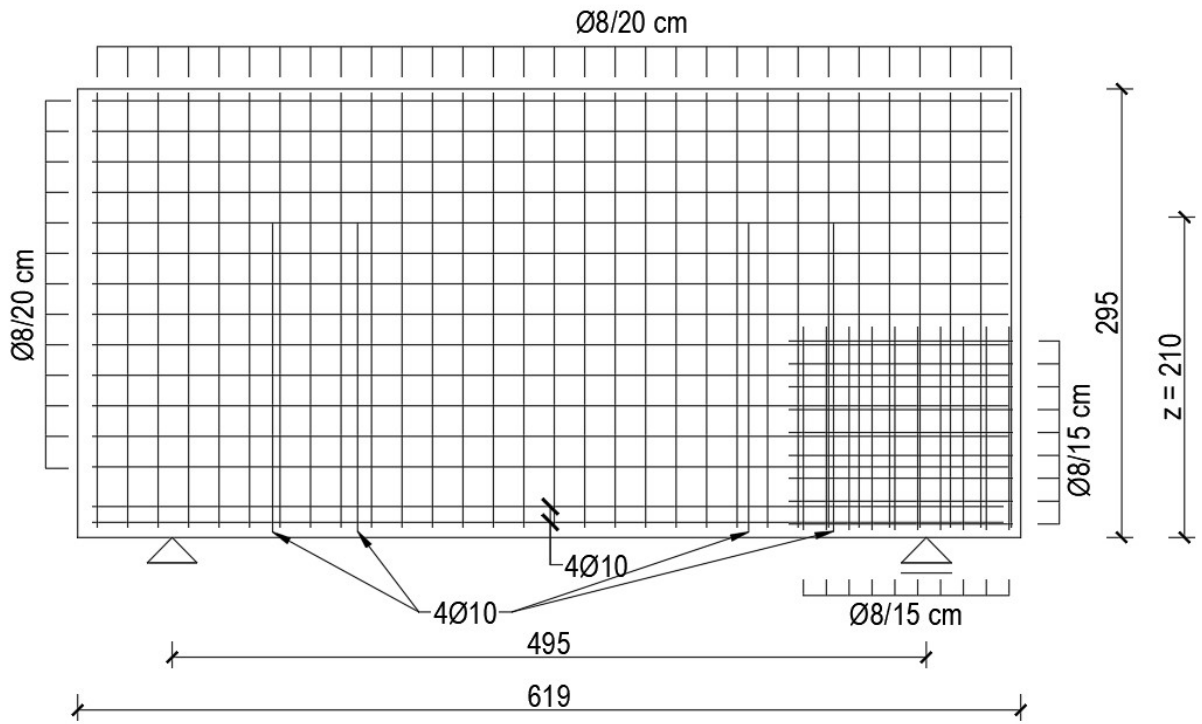
Ukupna potrebna armatura za vješanje nosača:

$$A_s = \frac{q_{2Ed}}{f_{yd}} = \frac{48,55}{43,48} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Minimalna potrebna armatura

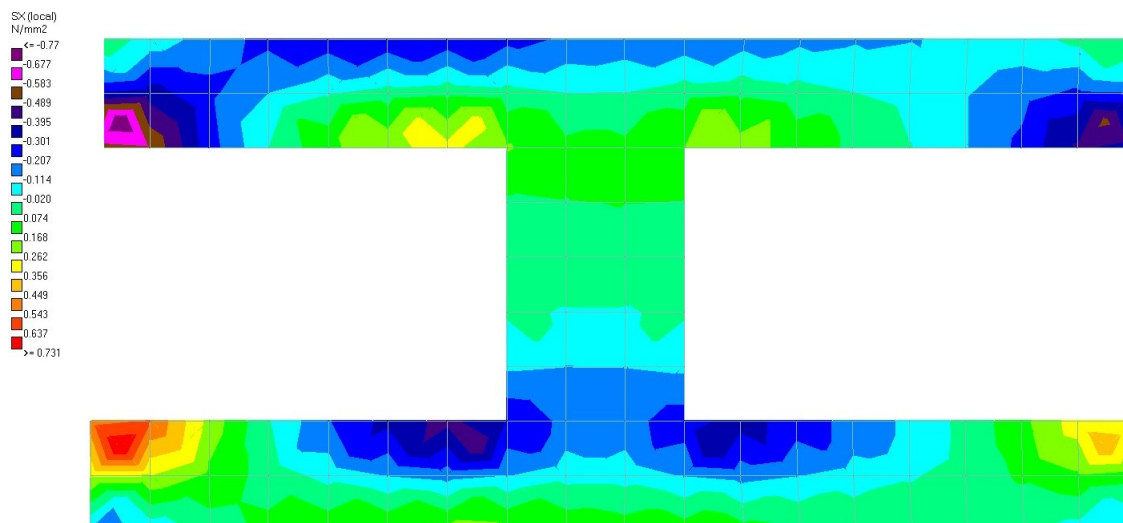
$$A_{s,min} = \frac{0,1}{100} \cdot A_c = \frac{0,1}{100} \cdot (100 \cdot 25) = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Odabire se  $\phi 8/20 \text{ cm}(2,51 \text{ cm}^2)$

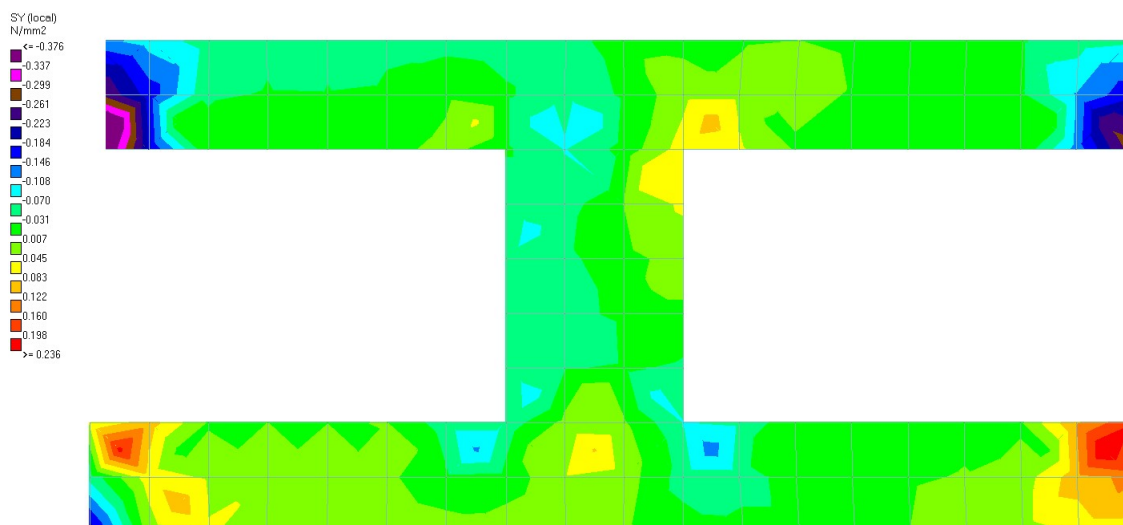


Slika 47: Prikaz armature zidnog nosača

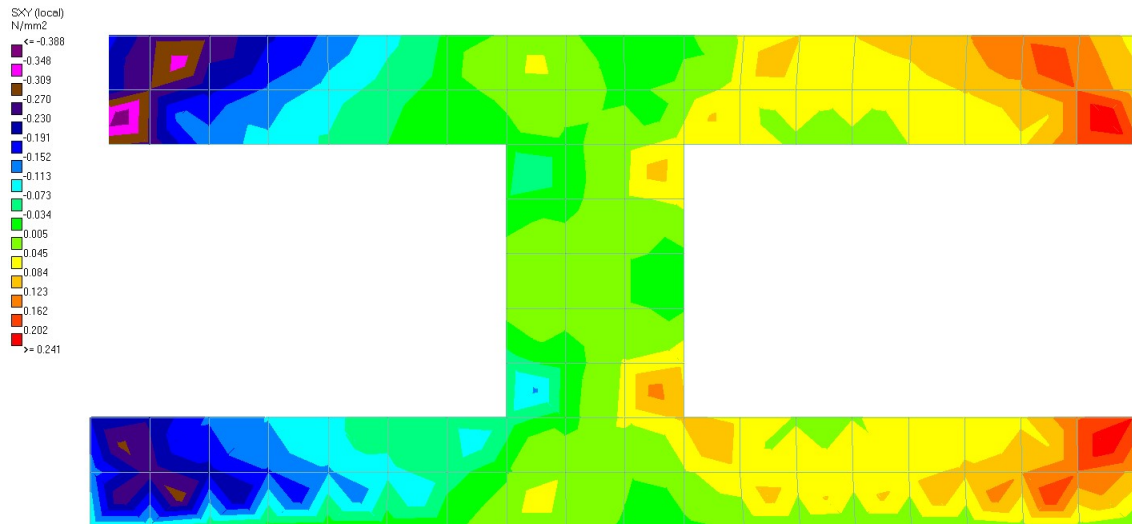
## 6.10 Dimenzioniranje Virandelovog nosača



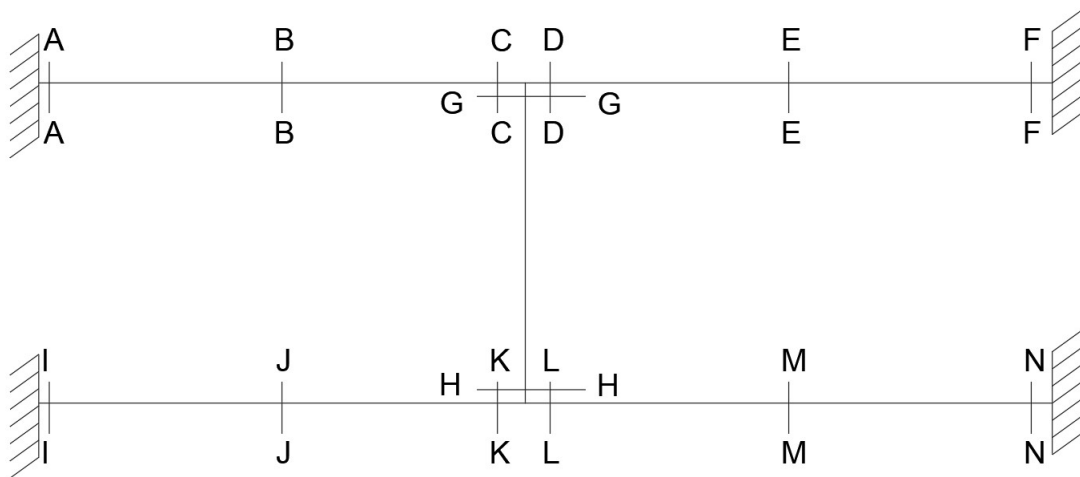
Slika 48: Vrijednosti naprezanja  $S_x$  od vertikalnog opterećenja za određivanje uzdužne sile i momenta savijanja u gredama



Slika 49: Vrijednosti naprezanja  $S_y$  od vertikalnog opterećenja za određivanje uzdužne sile i momenta savijanja u stupu



Slika 50: Vrijednosti naprezanja  $S_{xy}$  od vertikalnog opterećenja za određivanje po-  
prečne sile u gredama i u stupu



Slika 51: Prikaz statičkog sustava Virandelovog nosača te oznake presjeka

Moment otpora greda iznosi:

$$W_y = \frac{b_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{25 \cdot 56^2}{6} = 13067 \text{ cm}^3$$

Moment otpora stupa iznosi:

$$W_y = \frac{25 \cdot 92^2}{6} = 35267 \text{ cm}^3$$

Proračun greda:

Presjek A-A:

$$\sigma_{xd} = -1,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = -0,049 \cdot 25 \cdot 56 = -68,60 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -0,071 \cdot 13067 = 927,76 \text{ kNcm} = 9,28 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,0538 + 0,0195) \cdot 25 \cdot 30 = 54,98 \text{ kN}$$

Presjek B-B:

$$\sigma_{xd} = 0,316 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = -0,384 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0$$

$$M_{Ed} = 0,038 \cdot 13067 = 496,55 \text{ kNcm} = 5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0$$

Presjek C-C:

$$\sigma_{xd} = 0,553 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = -0,376 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,0085 \cdot 25 \cdot 56 = 11,90 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,047 \cdot 13067 = 614,15 \text{ kNcm} = 6,15 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,0025 - 0,0044) \cdot 25 \cdot 30 = 1,43 \text{ kN}$$

Presjek D-D:

$$\sigma_{xd} = 0,455 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = -0,3 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,008 \cdot 25 \cdot 56 = 11,20 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,037 \cdot 13067 = 483,5 \text{ kNcm} = 4,83 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,014 - 0,0049) \cdot 25 \cdot 30 = 6,83 \text{ kN}$$



Presjek E-E:

$$\sigma_{xd} = -0,166 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = -0,0058 \cdot 25 \cdot 56 = -8,12 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0108 \cdot 13067 = 141,12 \text{ kNcm} = 1,41 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,0002 + 0,0087) \cdot 25 \cdot 30 = 6,68 \text{ kN}$$

Presjek F-F:

$$\sigma_{xd} = -0,821 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = 0,173 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = -0,0324 \cdot 25 \cdot 56 = -45,36 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0497 \cdot 13067 = 649,43 \text{ kNcm} = 6,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,0343 + 0,0091) \cdot 25 \cdot 30 = 32,55 \text{ kN}$$

Presjek I-I:

$$\sigma_{xd} = -0,424 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = 1,228 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,0402 \cdot 25 \cdot 56 = 56,28 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0826 \cdot 13067 = 1079,33 \text{ kNcm} = 10,80 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (-0,0323 - 0,0297) \cdot 25 \cdot 30 = -46,50 \text{ kN}$$

Presjek J-J:

$$\sigma_{xd} = 0,216 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = -0,326 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = -0,0055 \cdot 25 \cdot 56 = 7,7 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0271 \cdot 13067 = 354 \text{ kNcm} = 3,54 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,0343 + 0,0091) \cdot 25 \cdot 30 = 7,2 \text{ kN}$$

Presjek K-K:

$$\sigma_{xd} = 0,336 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = -0,781 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,0223 \cdot 25 \cdot 56 = 31,22 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0559 \cdot 13067 = 730,45 \text{ kNcm} = 7,30 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,001 - 0,014) \cdot 25 \cdot 30 = 9,75 \text{ kN}$$

Presjek L-L:

$$\sigma_{xd} = 0,212 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = -0,645 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,0217 \cdot 25 \cdot 56 = 30,38 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0429 \cdot 13067 = 560,57 \text{ kNcm} = 5,61 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,0033 + 0,0166) \cdot 25 \cdot 30 = 14,93 \text{ kN}$$

Presjek M-M:

$$\sigma_{xd} = 0,104 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = -0,185 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0$$

$$M_{Ed} = 0,0185 \cdot 13067 = 241,74 \text{ kNcm} = 2,72 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0$$

Presjek N-N:

$$\sigma_{xd} = -0,218 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xg} = 0,711 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,0247 \cdot 25 \cdot 56 = 34,58 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0456 \cdot 13067 = 607,62 \text{ kNcm} = 6,07 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,0081 + 0,0321) \cdot 25 \cdot 30 = 30,15 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje po metodi Wuczkowski:

Uzima se presjek I-I kao mjerodavan presjek.

Proračunski moment savijanja s ozirom na težište vlačne armature se dobiva iz izraza:

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot s_1$$

$$s_1 = \frac{56 - 2 \cdot 2,5}{2} = 25,5 \text{ cm}$$

$$M_{Eds} = 1079 + 56,28 \cdot 25,5 = 2514 \text{ kNcm} = 25,14 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2514}{25 \cdot 53,5^2 \cdot 1,67} = 0,021$$

- očitano iz tablice za  $\mu_{Eds} = 0,030 \rightarrow \xi = 0,037 \quad \zeta = 0,985$

Izraz za potrebnu armaturu:

$$A_{s1} = \frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{2514}{0,985 \cdot 53,5 \cdot 43,48} - \frac{56,28}{43,48} < 0$$

Minimalna potrebna armatura u gredama:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \leq 0,0013 \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 25 \cdot 53,5 \leq 0,0013 \cdot 25 \cdot 53,5$$

$$A_{s,min} = 1,81 \text{ cm}^2 < 1,74 \text{ cm}^2$$

Odabrana uzdužna armatura u gredama:

$$4\phi 12 (4,52 \text{ cm}^2) + 4\phi 8 (2,01 \text{ cm}^2)$$

Dimenzioniranje grede na poprečnu silu:

Mjerodavan presjek se uzima kao presjek A-A

$$V_{Ed} = 54,98 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti tlačnih štapova:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\operatorname{ctg}\theta + \operatorname{tg}\theta)}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 53,5 = 48,15 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 25 \cdot 48,15 \cdot 0,54 \cdot 1,67}{(1,20 + \frac{1}{1,20})} = 533,87 \text{ kN}$$

$$54,98 \text{ kN} < 533,87 \text{ kN}$$

Provjera nosivosti na poprečne sile bez poprečne armature:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot l_e \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ [0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

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

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{200/535} \\ 2 \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} 1,61 \\ 2 \end{array} \right. = 1,61$$

$$l_e = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} = \frac{2,26}{25 \cdot 53,5} = 0,002$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{68,6 \cdot 1000}{250 \cdot 560} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

$$k_I = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,12 \cdot 1,61 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,49] \cdot 250 \cdot 535 \\ [0,035 \cdot 1,61^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot 0,49] \cdot 250 \cdot 535 \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 54017 \text{ N} \\ 57646 \text{ N} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 54,02 \text{ kN} \\ 57,65 \text{ kN} \end{array} \right. = 57,65 \text{ kN}$$

$$54,98 \text{ kN} < 57,65 \text{ kN}$$

Nije potreban je proračun poprečne armature.

Određivanje minimalne poprečne armature:

1. uvijet

$$s_{1,max} = \frac{A_{sw} \cdot m}{b_w \cdot \rho_{w,min}} = \frac{0,5 \cdot 2}{25 \cdot 0,0008} = 50 \text{ cm} \quad (93)$$

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,0008 \quad (94)$$

2. uvijet ovisno o  $V_{Ed}/V_{Rd,max}$

$$V_{Ed} \leq 0,3 \cdot V_{Rd,max} \quad (95)$$

$$54,98 \text{ kN} \leq 0,3 \cdot 533,87 = 160,16 \text{ kN}$$

$$s_{1,max} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ 300 \text{ mm} \end{cases} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot 535 \\ 300 \text{ mm} \end{cases} = \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 30 \text{ cm} \quad (96)$$

Usvaja se minimalna poprečna armatura  $\phi 8/30 \text{ cm}$ .

Poprečna armatura iz kriterija otpornosti poprečne armature:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

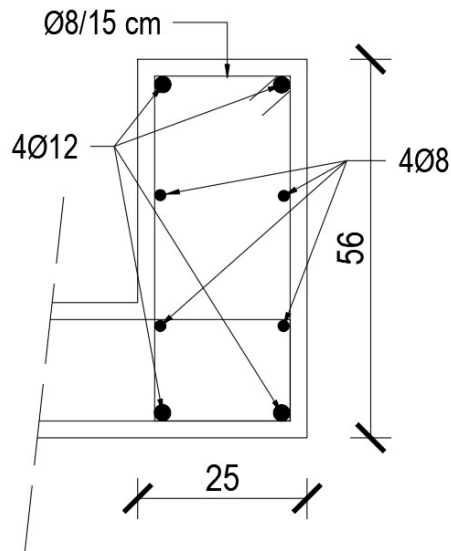
$$s = \frac{A_{sw}^1 \cdot m \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 43,48 \cdot 48,15 \cdot \cot 40}{54,98} = 45,38 \text{ cm}$$

Odabrani razmak  $s = 15 \text{ cm}$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 43,48 \cdot 48,15 \cdot \cot 40}{15} = 166,33 \text{ kN}$$

$$54,98 \text{ kN} < 166,33 \text{ kN}$$

Greda se armira sa zatvorenim sponama  $2\phi 8/15 \text{ cm}(6,7 \text{ cm}^2/\text{m}')$ .



Slika 52: Prikaz armature u gredama

Proračun stupa:

Presjek G-G:

$$\sigma_{yd} = 0,185 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{yl} = -0,029 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,0078 \cdot 25 \cdot 92 = 17,94 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0107 \cdot 35267 = 377,4 \text{ kNcm} = 3,77 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,0154 - 0,0127) \cdot 25 \cdot 30 = 2,03 \text{ kN}$$

Presjek H-H:

$$\sigma_{yd} = -0,167 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{yl} = -0,151 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,0159 \cdot 25 \cdot 92 = 17,94 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (0,022 - 0,022) \cdot 25 \cdot 30 = 0 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje stupa s pomoću dijagrama interakcija:

Uzima se presjek G-G kao mjerodavan presjek za proračun.

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{377}{25 \cdot 92^2 \cdot 1,67} = 0,001$$

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{h \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{17,94}{92 \cdot 25 \cdot 1,67} = 0,005$$

Iz tablica za dijagram interakcija se dobiva da je  $\omega_{tot} = 0$  pa se dobiva:

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot h = 0$$

Mjerodavna je minimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot b \cdot h = 0,01 \cdot 25 \cdot 92 = 23 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura:

$$8\phi 20(25,13 \text{ cm}^2)$$

Dimenzioniranje na poprečnu silu:

Poprečna sila se uvodi u proračun uz povećanje kako bi se uzelo u obzir moguće povećanje poprečnih sila nakon popuštanja armature u podnožju zida

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} \cdot \frac{q+1}{2} = 2,03 \cdot \frac{2,5+1}{2} = 3,55 \text{ kN}$$

Kontrola nosivosti tlačnih štapova:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\operatorname{ctg}\theta + \operatorname{tg}\theta)}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 89,5 = 80,55 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 25 \cdot 80,55 \cdot 0,54 \cdot 1,67}{(1,20 + \frac{1}{1,20})} = 893,11 \text{ kN}$$

$$3,55 \text{ kN} < 893,11 \text{ kN}$$

Provjera nosivosti na poprečne sile bez poprečne armature:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot l_e \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ [0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_I \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \end{cases}$$

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

$$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{200/895} \\ 2 \end{cases} = \begin{cases} 1,47 \\ 2 \end{cases} = 1,47$$

$$l_e = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} = \frac{6,28}{25 \cdot 89,5} = 0,003$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{17,94 \cdot 1000}{250 \cdot 920} = 0,08 \text{ N/mm}^2$$

$$k_I = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} [0,12 \cdot 1,47 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,08] \cdot 250 \cdot 895 \\ [0,035 \cdot 1,47^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot 0,08] \cdot 250 \cdot 895 \end{cases}$$



$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} 79944 \text{ N} \\ 72472 \text{ N} \end{cases} = \max \begin{cases} 79,94 \text{ kN} \\ 72,47 \text{ kN} \end{cases} = 79,94 \text{ kN}$$

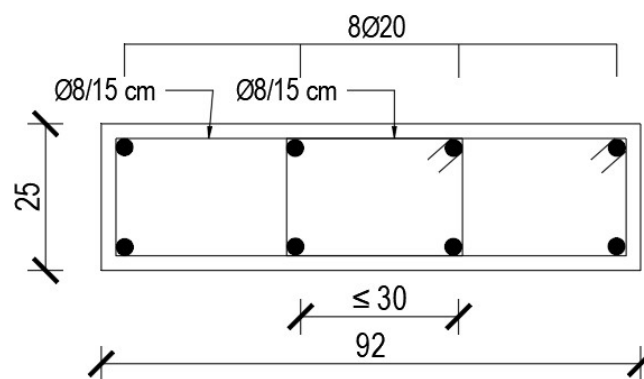
$$3,55 \text{ kN} < 79,94 \text{ kN}$$

Nije potreban proračun poprečne armature.

Minimalna potrebna armatura u zidu iznosi:

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot A_c = 0,001 \cdot 25 \cdot 92 = 2,3 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Stup se armira sa zatvorenim sponama  $2\phi 8/15 \text{ cm}$  ( $6,7 \text{ cm}^2/\text{m}'$ ).



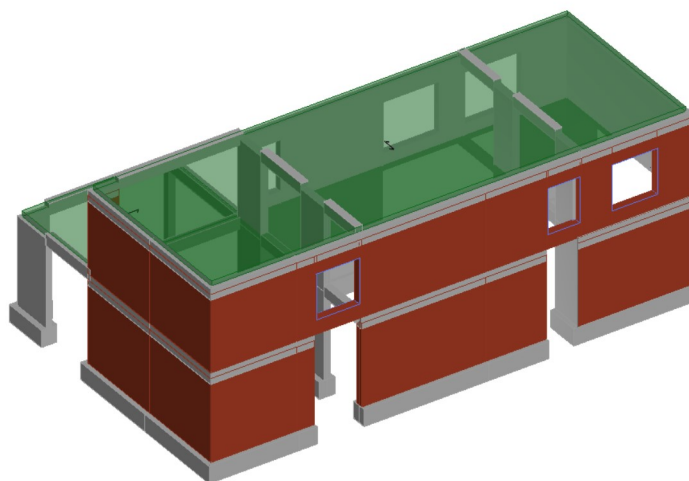
Slika 53: Prikaz armature u stupu

## 7 Provjera otpornosti metodom postupnog guranja

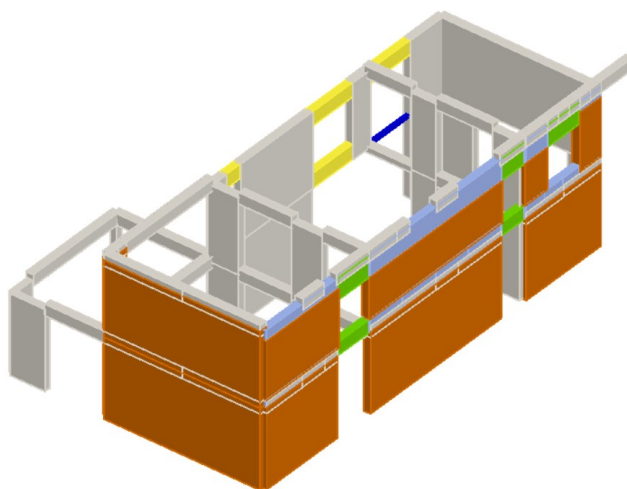
Nelinearna statička metoda postupnog guranja koja se temelji na opterećenju konstrukcije u obliku horizontalnih sila koje predstavljaju inercijske sile koje djeluju na konstrukciju uslijed potresa se provodi u programskom paketu 3Muri.

U programski paket se unosi dxf datoteka sa zadanim tlocrtnim dimenzijama konstrukcije koje predstavljaju osi zidova po kojima se formiraju zadani nosivi zidovi debljine 25 cm i 20 cm. Također se unose svi ostali konstrukcijski elementi tj. grede, stup, stropna međukatna konstrukcija, armiranobetonski krov te otvori čime je formirana zgrada od 2 kata sa svim potrebnim geometrijskim značajkama.

Zadana konstrukcija nema simetričan tlocrt što će rezultirati prisustvo ekscentričnosti pri nelinearnom statičkom proračunu.

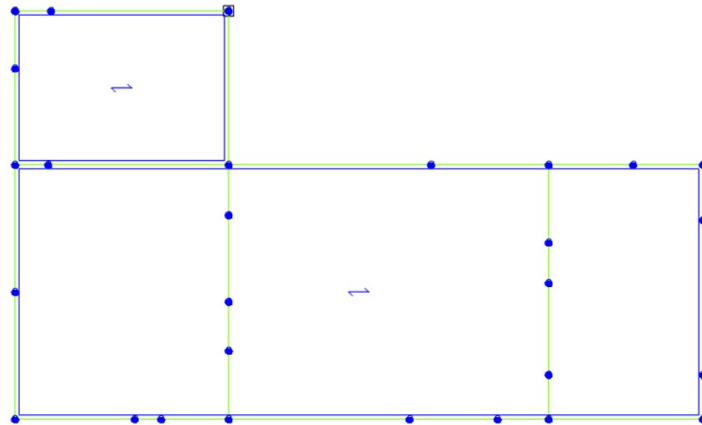


Slika 54: Aksonometrijski prikaz konstrukcije u programskom paketu 3Muri

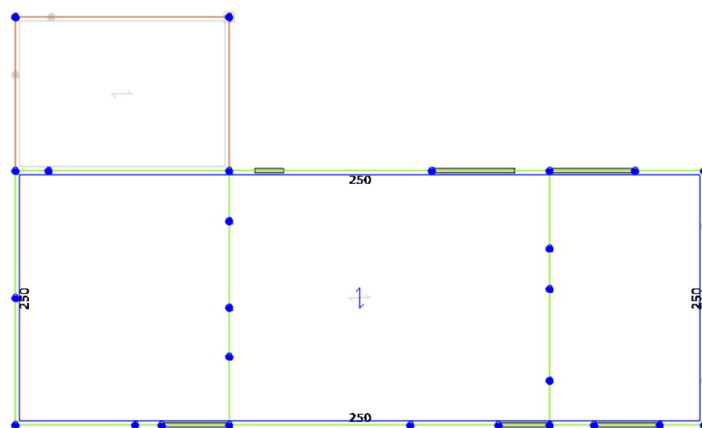


Slika 55: Aksonometrijski prikaz proračunskog modela zamjenjujućih okvira

Na slici 56 i 57 je prikazan tlocrt zidova s otvorima zajedno sa stropnim i krovnim konstrukcijskim elementom. Plavi pravokutnik označava međukatnu konstrukciju te krov dok su zidovi označeni zelenim linijama.



Slika 56: Tlocrtni prikaz prizemlja



Slika 57: Tlocrtni prikaz kata

## 7.1 Opterećenje stropne i krovne konstrukcije

Stropni i krovni konstrukcijski elementi su zadani kao armiranobetonska ploča razreda tlačne čvrstoće C25/30 pa se Youngov modul elastičnosti unosi kao  $E = 31$  GPa, a modul posmika iznosi  $G = 12,917$  GPa. Debljina stropa je definirana sa 20 cm, a krov je debljine 17 cm.

Opterećenje uključuje težinu podova te korisno opterećenje za prostore stanovanja te krov. Faktor redukcije  $\psi_2$  za korisno opterećenje stambenih zgrada iznosi 0,3 za potresnu kombinaciju opterećenja prema normi HRN EN 1990 [14]. Detaljniji proračun opterećenja konstrukcije se nalazi u poglavlju 3.

The screenshot shows the 'Floor' dialog box with the following sections and values:

- Loads:** A diagram shows three layers: Qk (blue), Gk2 (yellow), and Gk (orange). The table lists: Elevation: 3.120 [m], Gk: 7.00 [kN/m<sup>2</sup>], Gk2: 0.00 [kN/m<sup>2</sup>], Qk: 2.00 [kN/m<sup>2</sup>].
- Static verifications:** A diagram shows a cross-section with (+)Δe and (-)Δi. The table lists: Support length: 250 [mm], Δ extrados elevation: 0.080 [m], Δ intrados elevation: 0.080 [m]. There is a checkbox for 'Leading variable action' which is unchecked.
- EC:** A table lists:  $\psi_2$ : 0.30,  $\psi_0$ : 0.70,  $\phi$ : 0.80.
- Type:** A dropdown menu is set to '-- User defined --'. A table lists: Thickness: 200 [mm], G: 12,917,000 [kN/m<sup>2</sup>], Ex: 31,000,000 [kN/m<sup>2</sup>], Ey: 31,000,000 [kN/m<sup>2</sup>], V: 0.20.
- Mass loading:** Radio buttons for 'Unidirectional' and 'Bidirectional' (selected). 'Main direction loading' is set to 35 %.
- Display:** 'Material colour' is a green square, 'Texture' is a grey square.
- Buttons at the bottom: 'Retrofits' (unchecked), 'OK', 'Cancel', and a help icon.

Slika 58: Definiranje opterećenja i statičkih karakteristika stropa

Floor

**Loads**

Qk  
 Gk2  
 Gk

Elevation: 6.050 [m]  
 Gk: 8.30 [kN/m<sup>2</sup>]  
 Gk2: 3.00 [kN/m<sup>2</sup>]  
 Qk: 1.00 [kN/m<sup>2</sup>]

**Static verifications**

Support length: 250 [mm]  
 Δ extrados elevation: 0.000 [m]  
 Leading variable action Δ intrados elevation: 0.000 [m]

**EC**

ψ2: 0.30    ψ0: 0.70    φ: 0.80

**Type**

-- User defined --

Thickness: 170 [mm]  
 G: 12,917,000 [kN/m<sup>2</sup>]  
 Ex: 31,000,000 [kN/m<sup>2</sup>]  
 Ey: 31,000,000 [kN/m<sup>2</sup>]  
 V: 0.20

**Mass loading**

Unidirectional     Bidirectional  
 Main direction loading: 50 %

**Display**

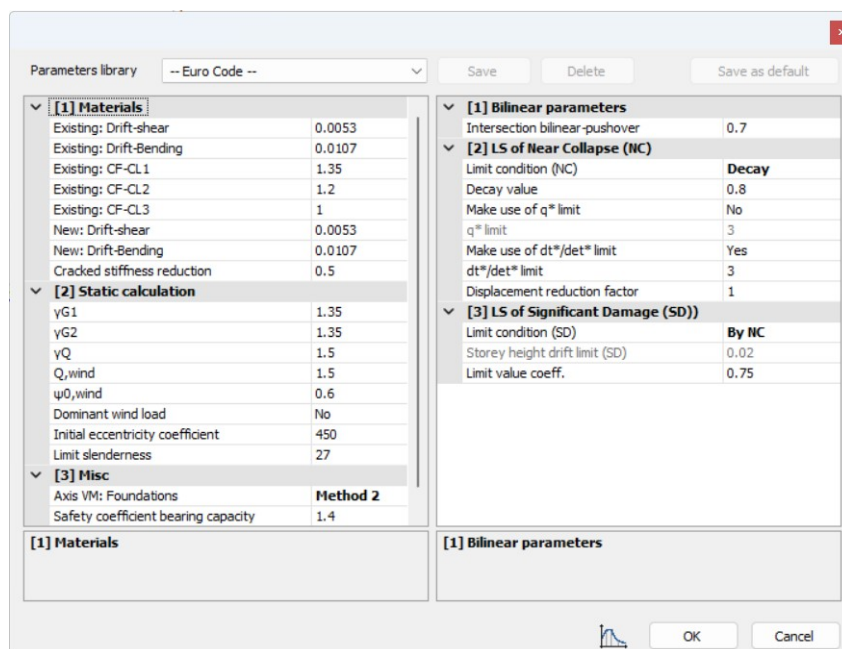
Material colour:     Texture:

Retrofits    OK    Cancel    ?

Slika 59: Defniranje opterećenja i statičkih karakteristika krova

## 7.2 Definiranje zidova

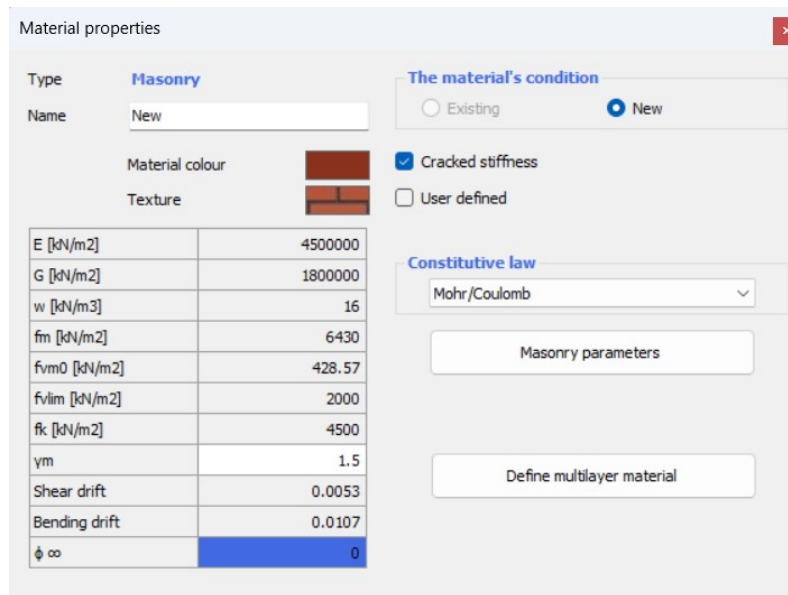
Za proračun ziđa se odabire Mohr-Coulomb-ov kriterij sloma za nove građevine te se prilikom definiranja samog materijala koristi opcija "cracked stiffness" s čime se umanjuje potresna otpornost konstrukcije pomoću faktora redukcije ispucale krutosti koji je prikazan na slici 60. Pomak u ziđu zbog posmika prema HRN EN 1998-3 se uzima kao 0,0053 dok je pomak u ziđu zbog savijanja definiran kao 0,0107, a kod omeđenog ziđa se pomak u zidu zbog posmika uzima kao 0,0071, a pomak zbog savijanja kao 0,0143 što se vidi na slici 61. Također je definiran granični uvijet kojim završava proračun "LS of Near Collapse (NC)" čime se promatra granično stanje blizu rušanja. Ovom naredbom proračun završava nakon pada otpornosti konstrukcije ispod 80% ukupne bočne otpornosti konstrukcije.



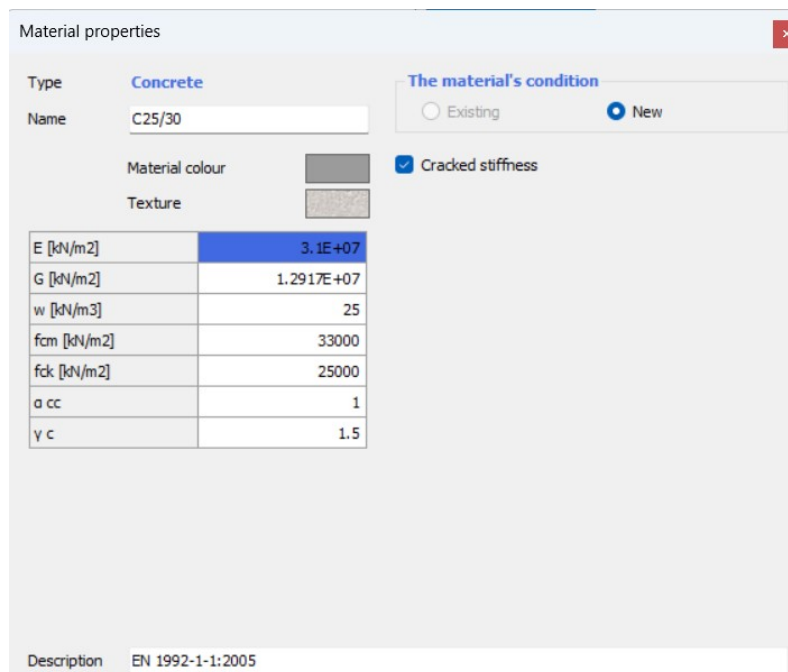
Slika 60: Definiranje parametara modela

Name	VS
<b>Vertical</b>	
Ac [mm <sup>2</sup> ]	452.00
Dc [mm]	130
Ad [mm <sup>2</sup> ]	0.00
Sd [mm]	0
Material	B500
<b>Trasversal</b>	
Asw [mm <sup>2</sup> ]	0.00
S [mm]	0
Spandrel: Bending rein...	No
Material	
Shear drift	0.0071
Bending drift	0.0143

Slika 61: Definiranje svojstva serklaža

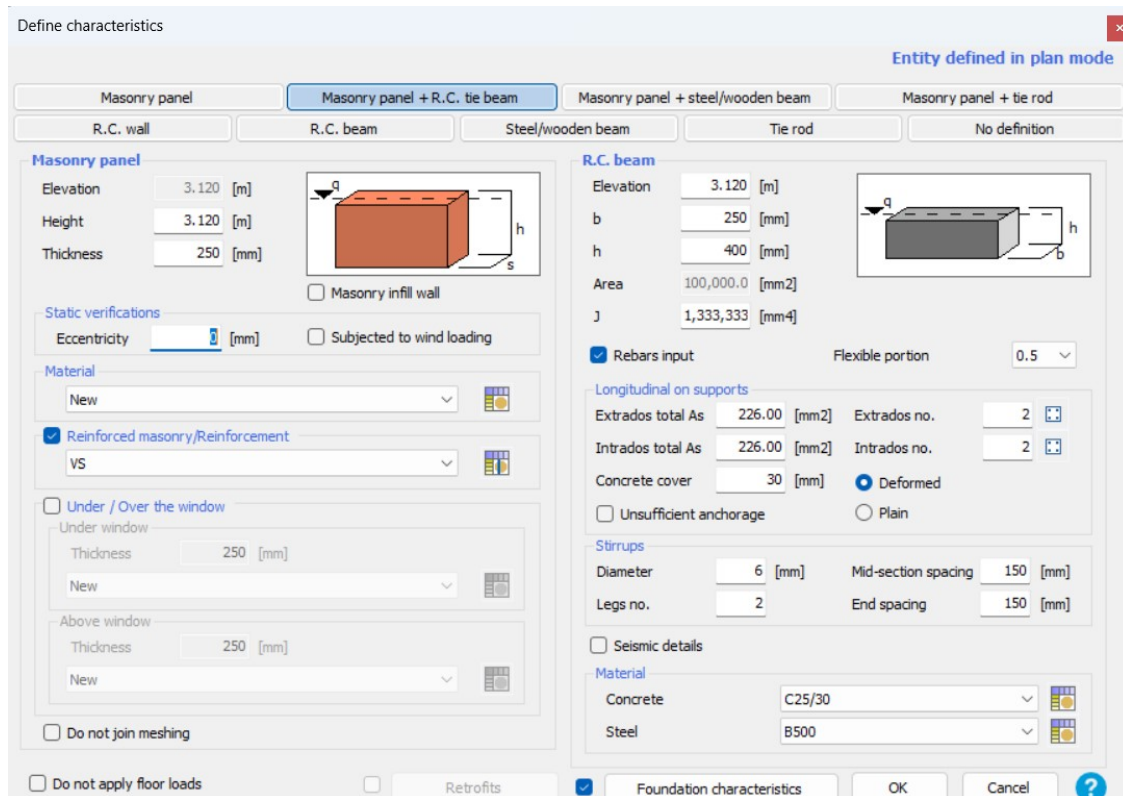


Slika 62: Definiranje svojstva materijala - zide

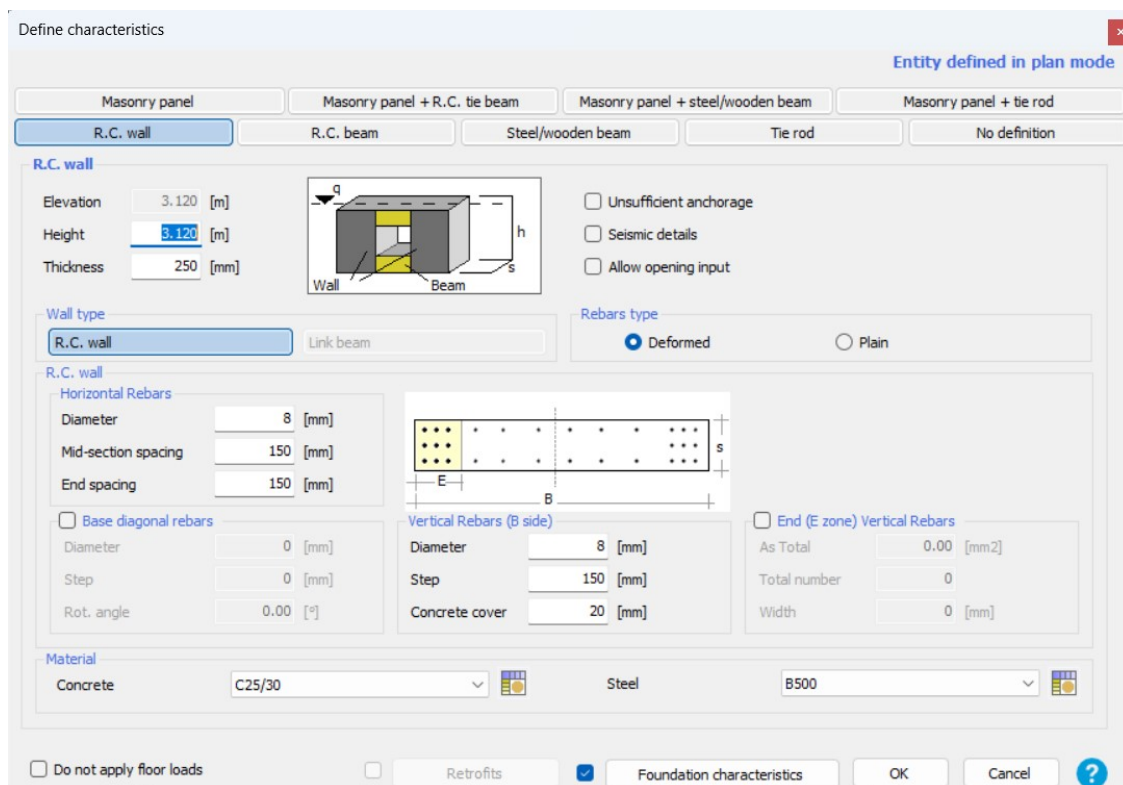


Slika 63: Definiranje svojstva materijala - beton razreda C25/30

Nakon određivanja parametara se definiraju vrste materijala u zidovima. Armatura se postavlja prema proračunu iz poglavlja 6. U programu ne postoji mogućnost modeliranja omeđenog zida. Program je prvenstveno nastao za analizu postojećih zgrada pa je omeđeno zide modelirano kao "Masonry panel + R.C. tie beam" (zidani panel i armiranobetonska greda - čime je modeliran horizontalni serklaž, dok je vertikalni serklaž definiran putem opcije "reinforced masonry" međutim takvo modeliranje je potrebno uzeti sa rezervom.



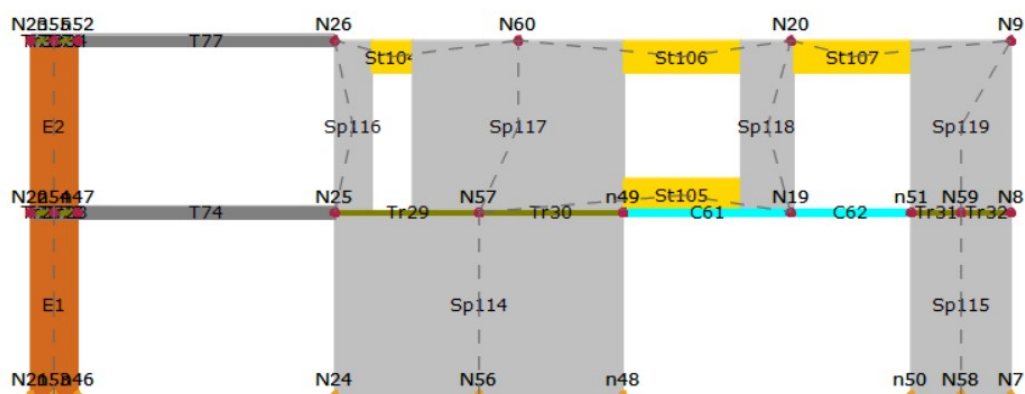
Slika 64: Definiranje karakteristika omeđenog zida



Slika 65: Definiranje karakteristika armiranobetonskog zida



U programu se također pojavio problem definiranja zidova i greda koji su smješteni iznad otvora kod kojih se prilikom analize javlja greška pa su na ti mjestima u prizemlju dodane fiktivne grede promjera 1 mm te opterećenjem od 1 kN s čime se postiže da program dalje može provesti analizu bez utjecaja fiktivnih greda na krajnji rezultat analize. Na slici 66 fiktivne grede u zidu P3 su označene oznakama C61 i C62.



Slika 66: Prikaz modalne mreže zida P3

U stvarnosti iznad fiktivne grede pod oznakom C62 postoji vezna greda koja je definirana u programu međutim nakon provedbe modularne mreže program ne uzima u obzir pa se u rezultatima analize u nastavku javljaju oštećenja od savijanja u stupu i gredama koje okružuju ovu gredu što ne predstavlja stvarnu situaciju.

Također je na zidu P3 došlo do problema oslanjanja iste vezne grede u čvoru n51 na zid pod oznakom Sp115 pa je iz tog razloga u programu "3Muri" promjenjena dimenzija zida Sp115 na način da zid Sp115 ima duljinu koja je za malo veća od zida pod oznakom Sp119 kako bi se greda mogla osloniti u čvoru n51 na zid Sp115.

Drugim riječima program nije u potpunosti prikladan za nelinearne proračune novih konstrukcija. U programu "3Muri" je potrebno znati adekvatno prilagoditi model konstrukcije mogućnostima programa kako bi rezultati bili što bliži realnim situacijama.

### 7.3 Proračun i rezultati

Nakon definiranja svih geometrijskih karakteristika konstrukcije te mehaničkih svojstava materijala i elemenata provodi se globalna analiza. Potrebno je definirati potresno opterećenje na konstrukciju tako da se odrede tri vršna ubrzanja tla za granično stanje blizu rušenja (BR), granično stanje znatnog oštećenja (ZO) i granično stanje ograničenog oštećenja (OO). Vršno ubrzanje tla za Zadar za povratno razdoblje od 475 godina je prethodno definirano kao  $a_{gR} = 0,2g(2,00 \text{ m/s}^2)$  za kontrolu graničnog stanja znatnog oštećenja (eng. significant damage, SD), za kontrolu graničnog stanja ograničenog oštećenja (eng. damage limitation, DL) se koristi vršno ubrzanje tla za povratni period od 95 godina  $a_{gR} = 0,1g(1,00 \text{ m/s}^2)$ , a granično stanje blizu rušenja (eng. near collapse NC) se dobiva množenjem vršnog ubrzanja tla za granično stanje znatnog oštećenja s faktorom 1,5 te tako vršno ubrzanje tla za granično stanje blizu rušenja iznosi  $3,00 \text{ m/s}^2$ .

	NC	SD	DL
Verification	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
$a_{gR} \text{ [m/s}^2\text{]}$	3.00	2.00	1.00
Soil type	A	A	A
S	1.00	1.00	1.00
$T_B \text{ [s]}$	0.15	0.15	0.15
$T_C \text{ [s]}$	0.40	0.40	0.40
$T_D \text{ [s]}$	2.00	2.00	2.00

Importance Factor: 1.00

Buttons: Load default, OK, Cancel, ?

Slika 67: Definiranje vršnog ubrzanja tla

U proračunu se provodi ukupno 24 pushover proračuna u kojima se izmjenjuju četiri djelovanja bočnih sila (+X,-X,+Y,-Y). Dvije provjere za X i Y smjer koje program izdvoji kao najkritičnije provjere se razmatraju kao konačni rezultat proračunskog modela. U ovom slučaju je to za X smjer provjera 13, a za Y smjer provjera 24. Dodatno će biti razmatrana provjera pod rednim brojem 15 za X smjer djelovanja na čijem grafu se vidi izravnavanje krivulje povećanjem deformacije što označava prelazak u nelinearno ponašanje konstrukcije.

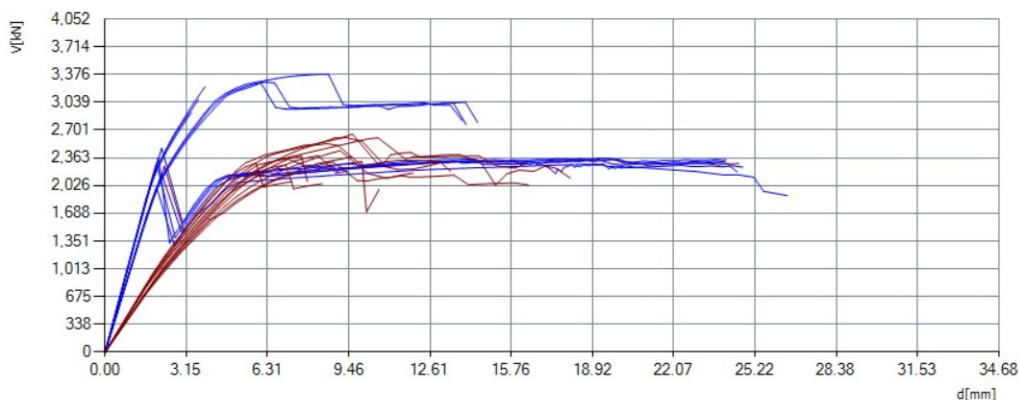
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	$\alpha$ NC	$\alpha$ SD	$\alpha$ DL	dm/dt NC
1	+X	Uniform	0.00	7.581	8.529	5.064	22.819
2	+X	Static forces	0.00	5.993	6.742	4.778	17.956
3	-X	Uniform	0.00	2.242	3.122	6.069	3.076
4	-X	Static forces	0.00	3.711	4.783	6.371	8.873
5	+Y	Uniform	0.00	1.994	2.579	4.089	3.209
6	+Y	Static forces	0.00	2.065	2.609	3.559	3.653
7	-Y	Uniform	0.00	1.537	2.054	3.932	1.977
8	-Y	Static forces	0.00	1.581	2.063	3.563	2.278
9	+X	Uniform	496.50	6.963	7.834	4.928	20.887
10	+X	Uniform	-496.50	6.803	7.653	5.394	20.441
11	+X	Static forces	496.50	6.130	6.896	4.638	18.333
12	+X	Static forces	-496.50	5.951	6.695	4.786	17.912
13	-X	Uniform	496.50	2.137	2.985	5.892	2.783
14	-X	Uniform	-496.50	2.363	3.295	6.478	3.104
15	-X	Static forces	496.50	3.641	4.696	6.298	8.556
16	-X	Static forces	-496.50	3.814	4.916	6.555	9.094
17	+Y	Uniform	837.50	1.970	2.540	3.971	3.185
18	+Y	Uniform	-837.50	2.500	3.160	4.190	4.679
19	+Y	Static forces	837.50	1.690	2.193	3.683	2.492
20	+Y	Static forces	-837.50	2.154	2.744	3.987	3.652
21	-Y	Uniform	837.50	1.600	2.110	3.799	2.227
22	-Y	Uniform	-837.50	1.474	1.969	3.711	1.957
23	-Y	Static forces	837.50	1.484	1.957	3.645	1.943
24	-Y	Static forces	-837.50	1.454	1.925	3.570	1.938

Slika 68: Vrijednosti faktora ispunjena za model konstrukcije

Zelena boja na provjerama označava da je zgrada zadovoljila uvijete sve 24 provjere što znači da konstrukcija posjeduje potresnu otpornost te da je sposobnost deformiranja zgrade veća od zahtjeva prema sva 3 granična stanja.

Proračun se provodi prema sljedećim proračunskim parametrima dviju najkritičnijih provjera: period titranja  $T^* = 0,084$  s, sila pri popuštanju  $F_y = 2216$  kN, pomak pri popuštanju  $d_y^* = 1,96$  mm te maksimalni pomak  $d_m^* = 2,77$  mm za X smjer, a za Y smjer se koriste parametri: period titranja  $T^* = 0,141$  s, sila pri popuštanju  $F_y = 1791$  kN, pomak pri popuštanju  $d_y^* = 4,3$  mm te maksimalni pomak  $d_m^* = 7,02$  mm.

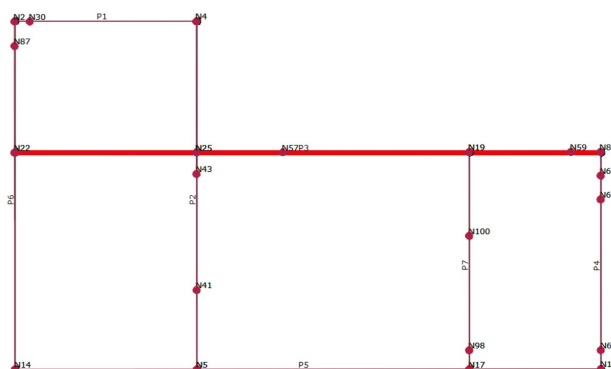
Na slici 69 je prikazan graf krivulje kapaciteta za oba smjera djelovanja potresnog opterećenja. Na grafu je plavom bojom prikazan smjer djelovanja potresa u X smjeru, a crveno označava Y smjer djelovanja.



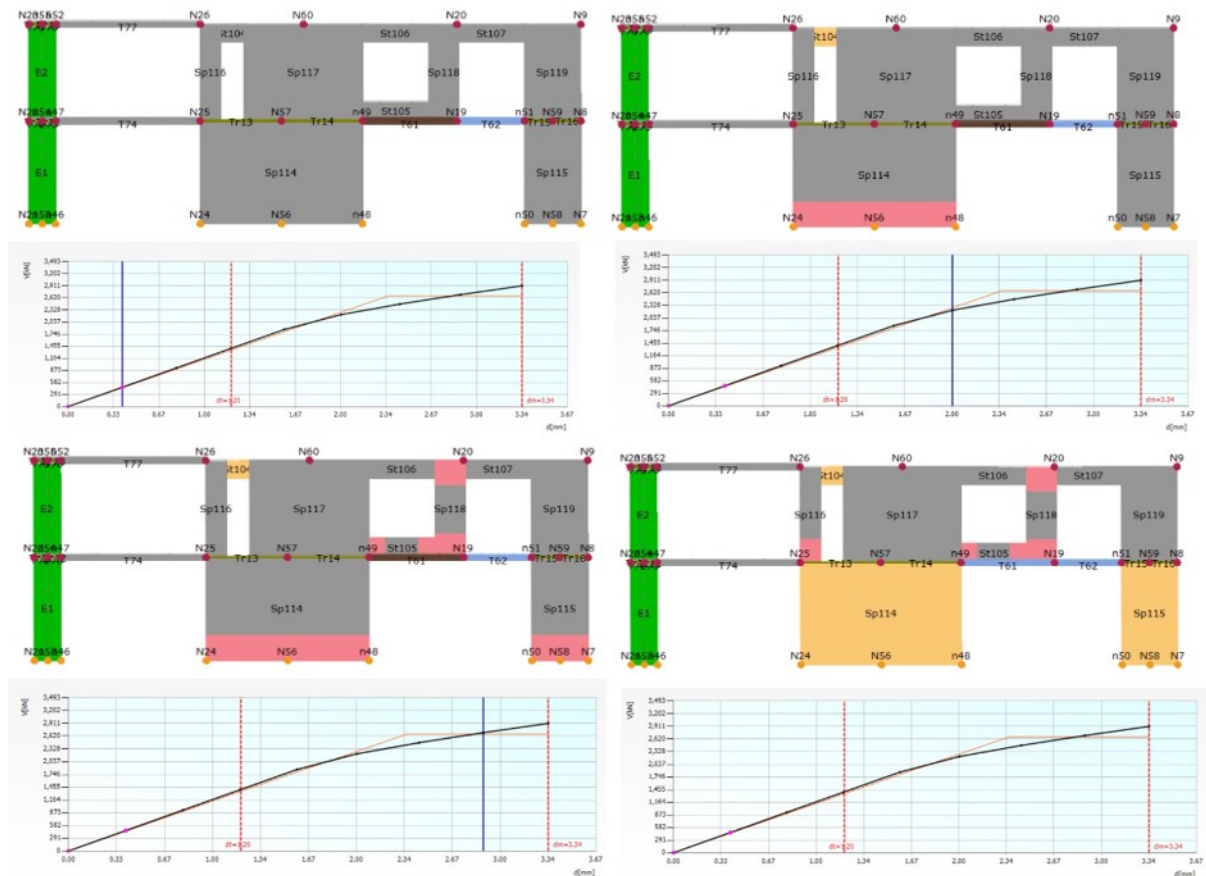
Slika 69: Krivulj kapaciteta za X i Y smjer (V - poprečna sila, d - pomak konstrukcije)

Iz rezultata krivulje kapaciteta se zaključuje kako konstrukcija ima veću deformacijsku sposobnost u X smjeru u odnosu na Y smjer. Prema krivulji kapaciteta mjerodavan proračun se uzima pod rednim brojem 24 s najmanjim faktorom ispunjenja u smjeru Y dok je to provjera pod rednim brojem 13 u smjeru X. Provjera pod rednim brojem 13 u X smjeru ima preko 200 % sposobnosti na granično stanje ograničenog oštećenja, granično stanje blizu rušenja te granično stanje blizu rušenja. U Y smjeru provjera pod rednim brojem 24 također zadovoljava u svim graničnim stanjima sa preko 140 % sposobnosti.

U nastavku se prikazuje postepeni razvoj oštećenja elemenata konstrukcije u karakterističnom zidu. Za X smjer se analizira zid P3 kao najoštećeniji zid u X smjeru sa 45,7 % oštećenja zidnih elemenata. U zidu P3 za provjeru 13 se najprije pojavljuju oštećenja savijanjem i posmikom u pojedinim zidnim elementima (Sp114, Sp118, St105, Sp115, Sp116). Daljnjim djelovanjem potresnog opterećenja dolazi do sloma elemenata Sp114 i Sp115 posmikom pri pomaku od 3,34 mm i sili  $V = 2911$  kN.



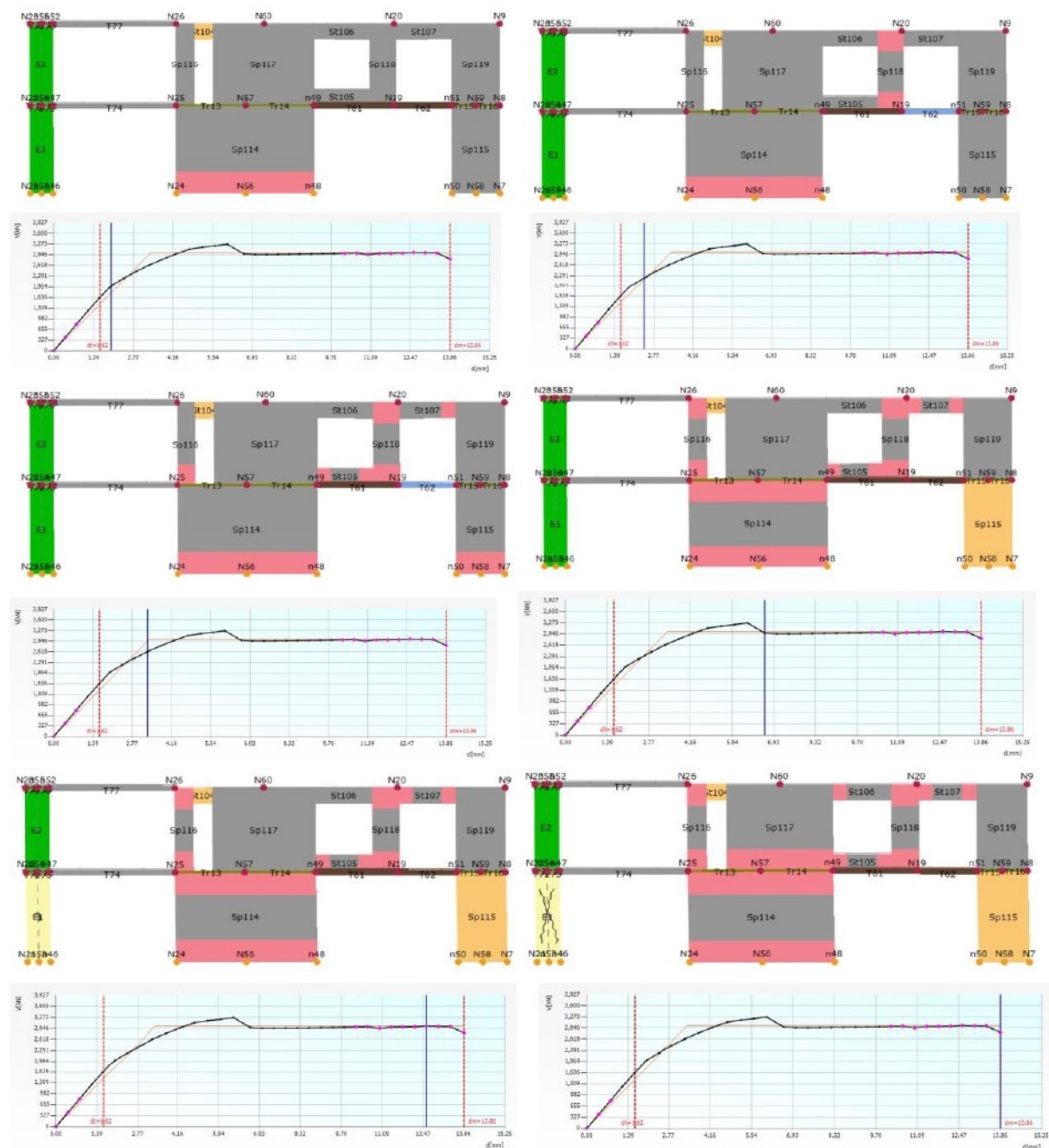
Slika 70: Prikaz tlocrta zidova s označenim promatranim zidom u X smjeru - zid P3



Slika 71: Razvoj oštećenja zidnih elemenata u karakterističnom zidu od početka do kraja proračuna za provjeru po rednom broju 13 za zid P3

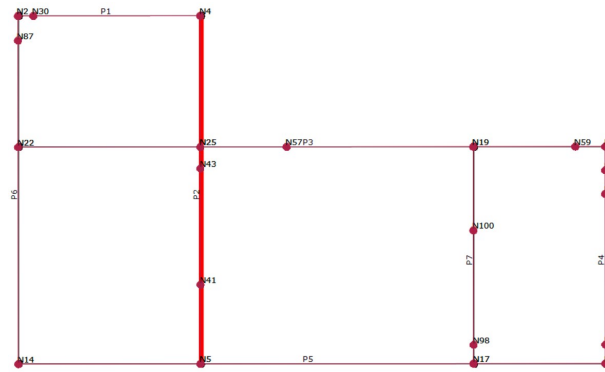
Različite palete boja na elementima zida označavaju stanje zidnog elementa, odnosno oštećenje i slom određenih elemenata. Zelena i siva boja označuju neoštećene elemente, roza boja označava oštećenje uslijed savijanja, crvena prikazuje otkazivanje elementa uslijed savijanja, svijetlo žuta označava oštećenje posmikom dok narandžasta boja označava otkazivanje uslijed posmika.

Nadalje u zidu P3 za provjeru pod rednim brojem 15 se najprije pojavljuju oštećenja savijanjem i posmikom u zidnim elementima (Sp114, Sp118, St105, E1, Sp107, Sp116). Daljnjim djelovanjem potresnog opterećenja dolazi do sloma elemenata Sp115 posmikom pri pomaku od 6,62 mm i sili  $V = 2974$  kN što se na grafu očituje naglim padom bočne sile. Daljnjim razvojem proračuna se u konstrukciji javljaju sve veći pomaci sve do maksimalno dosegnutog pomaka  $d_m = 13,86$  mm

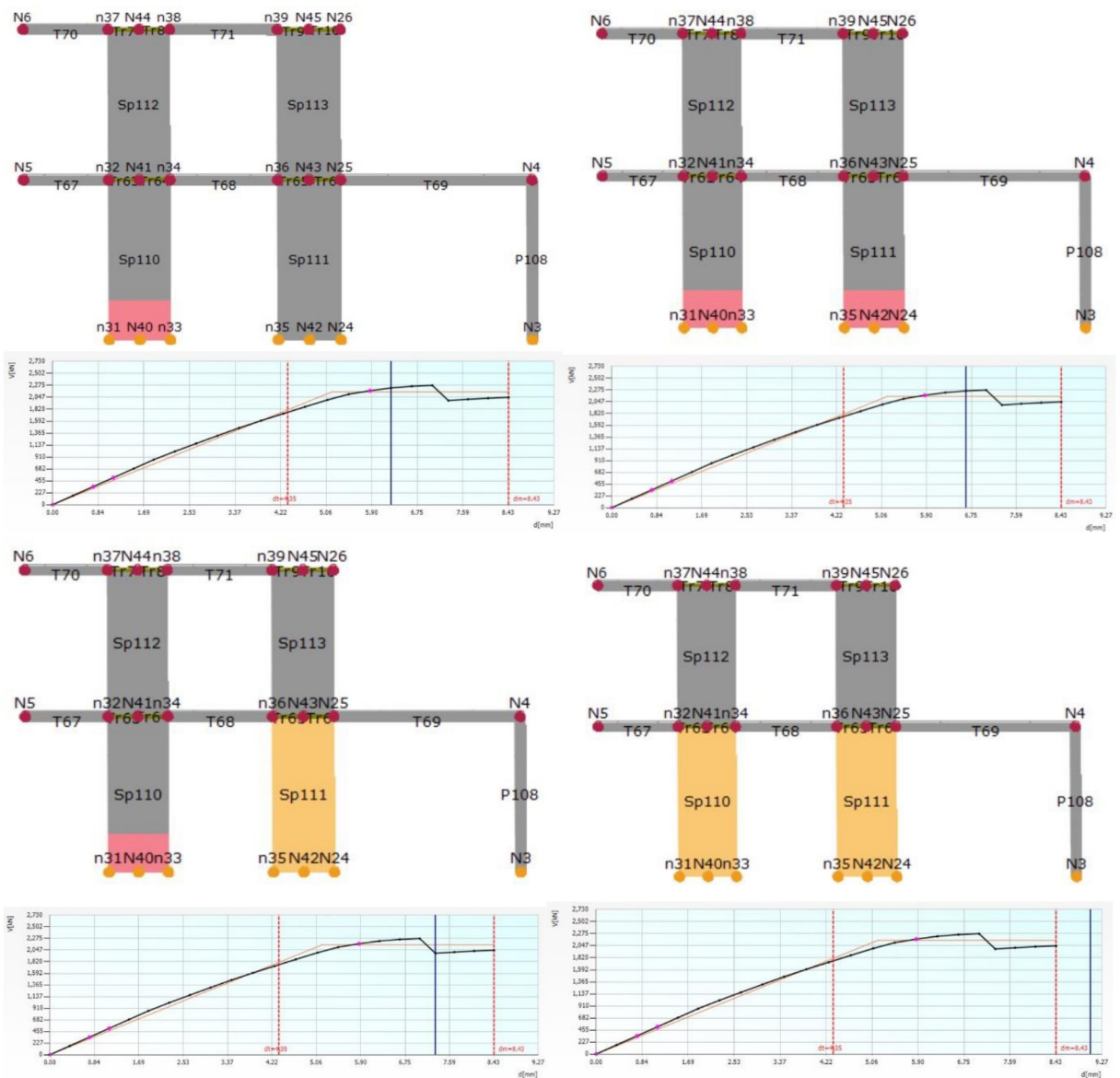


Slika 72: Razvoj oštećenja zidnih elemenata u karakterističnom zidu od početka do kraja proračuna za provjeru po rednom broju 15 za zid P3

Za Y smjer se analizira zid P2 u kojemu se javlja oštećenje zidnih elemenata od 50 %. Kod provjere pod rednim brojem 24 se najprije javljaju oštećenja od savijanja na dnu zida Sp110 i Sp111 te nakon daljnjeg djelovanja najprije dolazi do otkazivanja zida Sp111 uslijed posmika pri pomaku od 7,32 mm i sili  $V = 1985$  kN što se na grafu očituje naglim padom bočne sile te naknadno nakon dosegnutog maksimalnog pomaka od 8,43 mm i sili  $V = 2046$  kN dolazi do otkazivanja zida Sp110 na isti način.



Slika 73: Prikaz tlocrta zidova s označenim promatranim zidom u Y smjeru - zid P2



Slika 74: Razvoj oštećenja zidnih elemenata u karakterističnom zidu od početka do kraja proračuna za provjeru po rednom broju 24 za zid P2

## 8 Zaključak

U radu je proveden proračun potresne otpornosti zgrade sa mješovitom konstrukcijom (omeđeno žiđe sa armiranobetonskim elementima) na području grada Zadra. Proveden je proračun za stalna i promjenjiva opterećenja te na djelovanje potresa s kojim je projektirana zadana konstrukcija najprije u programskom paketu "Staad.PRO", a zatim i u programu "3Muri".

Cilj ovog rada je bila izrada projekta potresne otpornosti konstrukcije zgrade koja se sastoji od konstrukcijskih elemenata za preuzimanje potresnih djelovanja uporabom linearno modalnog proračuna primjenom spektra odziva te provjera otpornosti konstrukcije na potres nelinearnim statičkim proračunom metodom postupnog guranja. Proračun konstrukcije primjenom spektra odziva je proveden u programu "Staad.PRO" iz kojeg su dobiveni rezultati analize korišteni pri dimezioniranju serklaža, armiranobetonskih zidova te zidnih nosača prema trenutno važećim normama. Nadalje, nelinearna metoda postupnog guranja se izvela u programu "3Muri" gdje su zadana sva svojstva konstrukcije kao i dimezionirana armatura prema rezultatima iz programa "Staad.PRO".

Prilikom definiranja modela u programskom paketu "3Muri" su se javili problemi kod definiranja zidova i greda koji su smješteni iznad otvora pa je bilo potrebno adekvatno prilagoditi model kako bi se mogli dobiti što realniji rezultati analize. Zaključak je da program "3Muri" nije u potpunosti prikladan za nelinearne proračune novih konstrukcija te je potrebno znanje kod prilagodbe modela prema mogućnostima programa.

U programskom paketu "3Muri" su provedena ukupno 24 pushover proračuna za četiri smjera djelovanja potresa te je zgrada uspjela zadovoljiti definirane kriterije graničnih stanja u svih 24 provjera čime se zaključuje da je potresna otpornost proračunate konstrukcije izrazito velika te se može očekivati da se na ovakvoj konstrukciji na području grada Zadra neće pojaviti teža oštećenja prilikom potresnog djelovanja.

Iz krivulje kapaciteta se zaključuje da konstrukcija ima veću deformacijsku sposobnost u X smjeru u odnosu na Y smjeru što je očekivano jer se u X smjeru nalazi veliki armiranobetonski zid koji zbog svoje krutosti najprije preuzima opterećenje te može premostiti veće pomake u zidu u odnosu na žiđe.



## Literatura

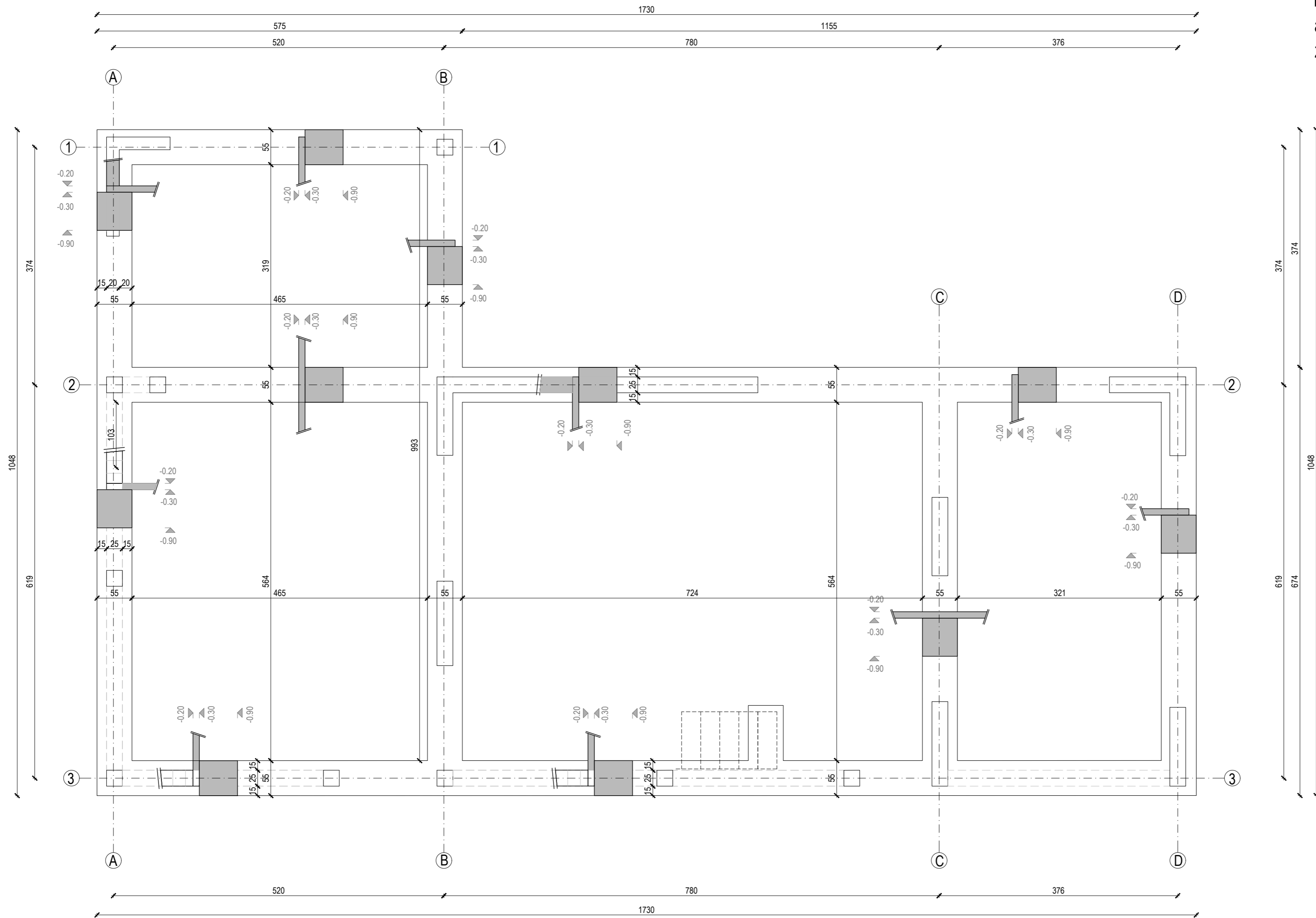
- [1] “Proračun omeđenog zida na moment savijanja i uzdužnu silu, U.O.I.G. Tarnik.”
- [2] Grandić, D., *Betonske i zidane konstrukcije 1, Separati s predavanja i auditornih vježbi*. Građevinski fakultet Rijeka, Akademska godina 2021/22..
- [3] “HRN EN 1991-1-3:2012 / NA:2016 - Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-3: Opća djelovanja - Opterećenja snijegom – Nacionalni dodatak.”
- [4] Grandić, D., *Potresno inženjerstvo, Separati s predavanja i auditornih vježbi*. Građevinski fakultet Rijeka, Akademska godina 2022/23.
- [5] Hrasnica M., *Seizmička analiza zgrada*. Građevinski fakultet, 2005.
- [6] “HRN EN 1998-1:2011 - Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – 1. Dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade (EN 1998-1:2004+AC:2009).”
- [7] Čaušević M., *DINAMIKA KONSTRUKCIJA (Golden marketing - Tehnička knjiga)*, 2010.
- [8] “HRN EN 1992-1-1:2023 - Eurokod 2 - Projektiranje betonskih konstrukcija -Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade, mostove i građevinske konstrukcije.”
- [9] “HRN EN 1991-1-1:2012/ NA:2012 - Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1 - 1: Opća djelovanja - Obujamske težine, vlastite težine i uporabna opterećenja zgrada – Nacionalni dodatak.”
- [10] “HRN EN 1998-1:2011/NA:2011 - Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade – Nacionalni dodatak.”
- [11] Gukov I., *Betonske konstrukcije I*, 2010.
- [12] “HRN EN 1996-1-1:2005. Eurokod 6 – Projektiranje zidanih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije.”
- [13] “Roginić, I., Potresni proračun i dimenzioniranje zidane zgrade, Diplomski rad, Građevinski fakultet u Rijeci, 2018.”
- [14] “HRN EN 1990:2011 - Eurokod: Osnove projektiranja konstrukcija (EN 1990:2002+A1:2005+A1:2005/AC:2010).”

## **9 NACRTI**

- |                     |     |
|---------------------|-----|
| 1. Tlocrt temelja   | 1/3 |
| 2. Tlocrt prizemlja | 2/3 |
| 3. Tlocrt kata      | 3/3 |

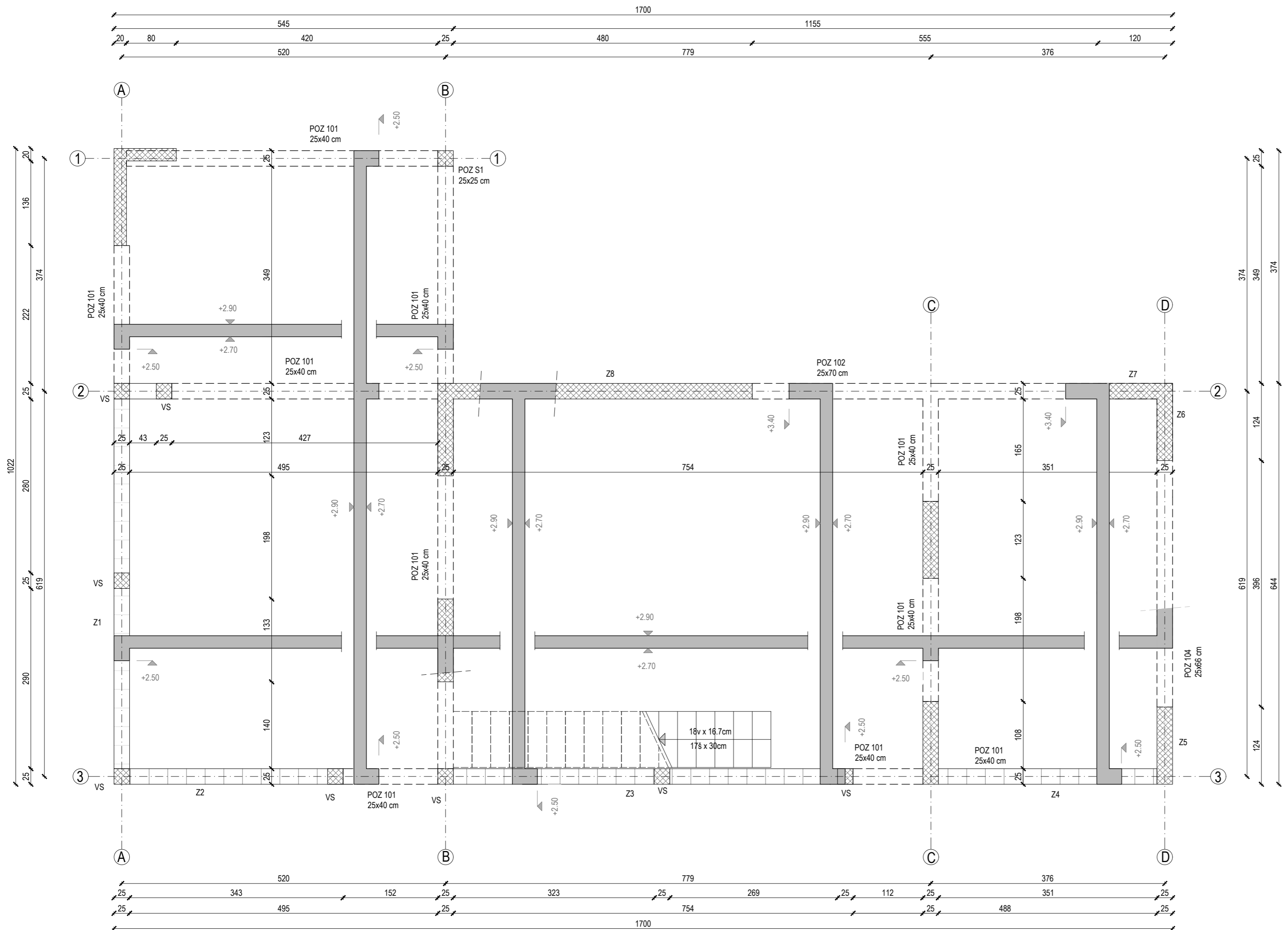
TLOCRT TEMELJA

**TRAKASTI TEMELJI 55x60 cm**  
beton C30/ 37  
armatura B500B  
zaštitini sloj 5,0 cm



<b>G</b> <b>F</b> GRAĐEVINSKI FAKULTET U RIJECI		
Diplomski rad: PROJEKT POTRESNE OTPORNOSTI ZGRADE S MJEŠOVITOM KONSTRUKCIJOM		Sadržaj nacрта: TLOCRT TEMELJA
Student: Ivona Viduka		Kolegiji: Potresno inženjerstvo
Mentor/Komentor: prof. dr. sc. Davor Grandić doc. dr. sc. Paulo Ščulac	Datum: 21.6.2024.	Mjerilo: 1:50
		List: 1

TLOCRT PRIZEMLJA



**ARMIRANOBETONSKA PLOČA POZ 100**

**d= 20cm**

Razred tlačne čvrstoće betona C25/30  
Armaturni čelik B500B  
Zaštitni sloj betona 2,0 cm  
Razred izloženosti XC1

**ARMIRANOBETONSKE GREDE**

Razred tlačne čvrstoće betona C25/30  
Armaturni čelik B500B  
Zaštitni sloj betona 3,0 cm  
Razred izloženosti XC1

**G F GRAĐEVINSKI FAKULTET U RIJECI**

Diplomski rad:  
PROJEKT POTRESNE OTPORNOSTI  
ZGRADE S MJEŠOVITOM  
KONSTRUKCIJOM

Student:  
Ivona Viduka

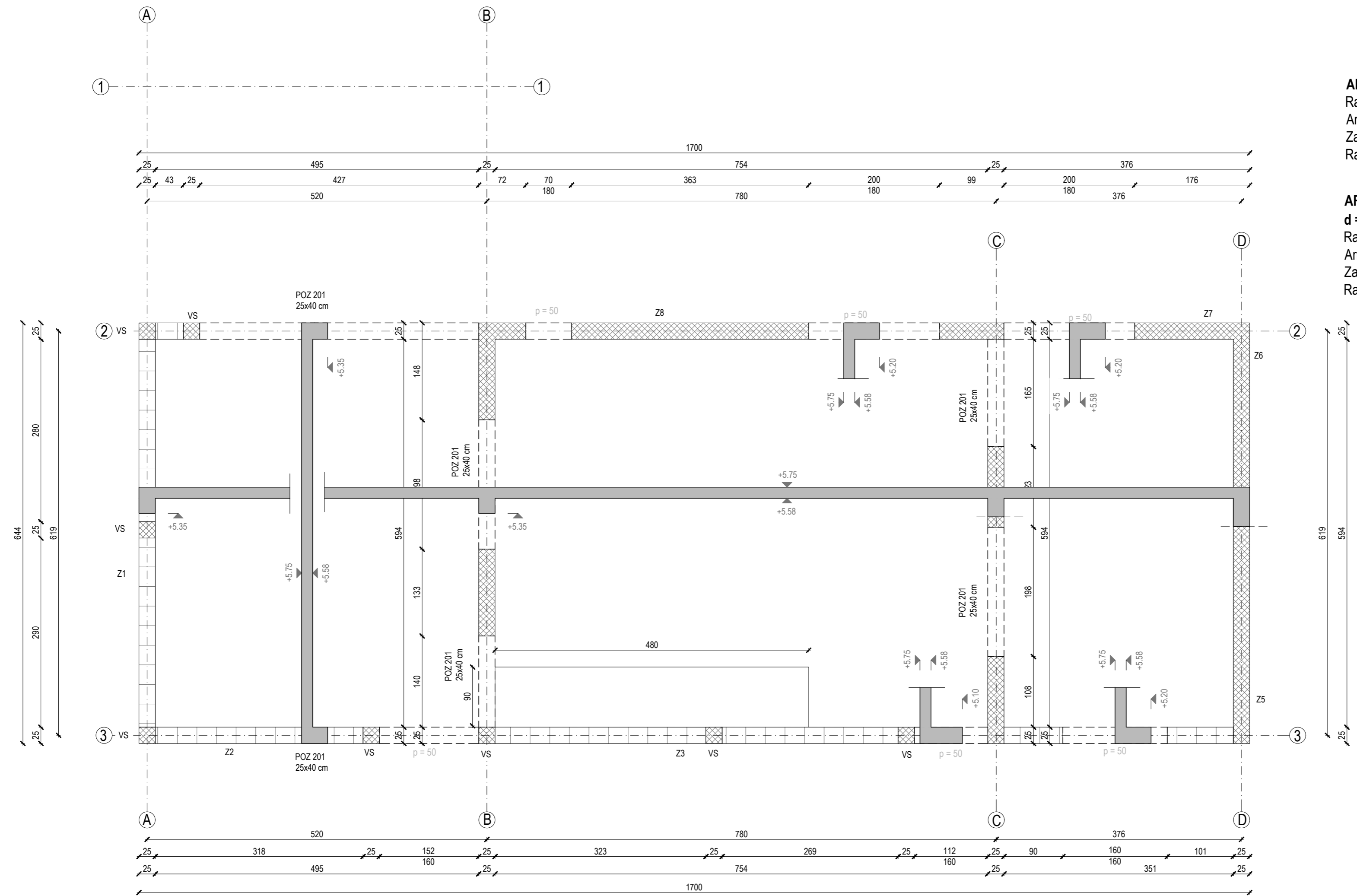
Mentor/Komentor:  
prof. dr. sc. Davor Grandić  
doc. dr. sc. Paulo Ščulac

Sadržaj nacрта:  
TLOCRT PRIZEMLJA

Kolegij:  
Potresno inženjerstvo

Datum: 21.6.2024.	Mjerilo: 1:50	List: 2
----------------------	------------------	------------

TLOCRT KATA



**ARMIRANOBETONSKE GREDE**  
 Razred tlačne čvrstoće betona C25/30  
 Armaturni čelik B500B  
 Zaštitni sloj betona 3,0 cm  
 Razred izloženosti XC1

**ARMIRANOBETONSKA PLOČA POZ 200**  
**d = 17cm**  
 Razred tlačne čvrstoće betona C25/30  
 Armaturni čelik B500B  
 Zaštitni sloj betona 3,0 cm  
 Razred izloženosti XC1

<b>G</b>		
<b>F</b>		
<b>GRAĐEVINSKI FAKULTET U RIJECI</b>		
Diplomski rad: PROJEKT POTRESNE OTPORNOSTI ZGRADE S MJEŠOVITOM KONSTRUKCIJOM		Sadržaj nacrt: TLOCRT KATA
Student: Ivona Viduka		Kolegij: Potresno inženjerstvo
Mentor/Komentor: prof. dr. sc. Davor Grandić doc. dr. sc. Paulo Ščulac		Datum: 21.6.2024.
		Mjerilo: 1:50
		List: 3