

Proračun zidane zgrade s armiranobetonskim prizemljem

Jurko, Božena

Master's thesis / Diplomski rad

2024

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj:

University of Split, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy / Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:123:543752>

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

Download date / Datum preuzimanja: **2024-11-11**



Repository / Repozitorij:

[FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split](#)



SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

DIPLOMSKI RAD

Božena Jurko

Split, 2024. godina.

**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

Božena Jurko

**Proračun zidane zgrade s armiranobetonskim
prizemljem**

Diplomski rad

Split, 2024. godina.

Proračun zidane zgrade s armiranobetonskim prizemljem

Sažetak: U Diplomskom radu je prikazan proračun zgrade sa konstruktivnim sustavom od zidanih zidova koji se protežu na etažama iznad prizemlja i armiranobetonskim elementima. Proračun potresnog djelovanja je proveden linearno statičkom metodom i nelinearnom metodom postupnog guranja. Napravljen je i proračun svih konstruktivnih elemenata odnosno ploča, greda, stupova, zidova, stubišta i temelja i sukladno tome određena potrebna armatura.

Ključne riječi: zidane zgrade, mješoviti konstruktivni sustav, metoda naguravanja

Calculation of a masonry building with a reinforced concrete ground floor

Abstract: In Master's thesis, the calculation of a building with a structural system consisting of masonry walls extending above the ground floor and reinforced concrete elements is presented. The seismic analysis was conducted using both the linear static method and the nonlinear pushover method. Calculations were also made for all structural elements, including slabs, beams, columns, walls, staircases, and foundations, and accordingly, the required reinforcement was determined.

Keywords: masonry buildings, mixed structural system, pushover analysis

Sadržaj:

1. OPĆENITO O ZIDANIM KONSTRUKCIJAMA	1
2. TEHNIČKI OPIS	2
2.1. OPĆENITO	2
2.2. OPIS NOSIVE KONSTRUKCIJE	2
2.2.1. <i>Temelji</i>	2
2.2.2. <i>Zidani zidovi</i>	3
2.2.3. <i>Međukatne konstrukcije</i>	3
2.2.4. <i>Vertikalni i horizontalni serklaži</i>	3
2.4. MATERIJALI	4
2.4.1. <i>Beton</i>	4
2.4.2. <i>Armatura</i>	5
2.4.3. <i>Blok opeka (POROTHERM 25 PROFI)</i>	7
3. DJELOVANJA	8
3.1. OSNOVNA DJELOVANJA.....	8
3.2. STALNO DJELOVANJE – VLASTITA TEŽINA (G0)	9
3.3. STALNO DJELOVANJE – DODATNO STALNO DJELOVANJE (G1).....	9
3.4. PROMJENJIVO DJELOVANJE (Q)	13
3.4.1. <i>Uporabno djelovanje</i>	13
3.5. DJELOVANJE SNIJEGA.....	16
3.6. DJELOVANJE VJETRA.....	19
3.7. DJELOVANJE POTRESA	26
3.8. KOEFICIJENTI SIGURNOSTI I KOMBINACIJE DJELOVANJA	31
3.8.1. <i>Parcijalni koeficijenti sigurnosti za materijale</i>	31
3.8.2. <i>Kombinacije djelovanja</i>	31
3.9. ANVELOPA KOMBINACIJA	32
4. PRORAČUNSKI MODEL	33
4.1. OPĆENITO O MODELU	33
4.2. GRAFIČKI PRIKAZ MODELA	34
5. REZULTATI PRORAČUNA I PRORAČUN KONSTRUKCIJA	35
5.1. PLOČE	35
5.1.1. <i>Provjera naprezanja u betonu za ploču poz 600/601</i>	35
5.1.2. <i>Dimenzioniranje ploče pozicije 600/601</i>	38
5.1.3. <i>Kontrola progiba</i>	41
5.2.1. <i>Provjera naprezanja u betonu za ploče poz 500/400/300/200/100</i>	44
5.2.2. <i>Dimenzioniranje ploča pozicija 500/400/300/200/100</i>	47
5.2.3. <i>Kontrola progiba</i>	50
5.3. GREDE	51
5.3.1. <i>Grede b/h=25/50</i>	51
5.3.2. <i>Greda b/h=25/60</i>	56

5.4. DIMENZIONIRANJE AB STUBIŠTA	60
5.5. VERTIKALNI SERKLAŽI.....	62
5.5.1. Proračun potrebne armature u stupovima.....	63
5.6. ZIDE.....	70
5.7. ARMIRANOBETONSKI ZIDOVI	72
5.7.1. Proračun najopterećenijeg ab zida.....	74
5.8. TEMELJI-POZ 000	83
6. REZULTATI PRORAČUNA NA POTRES.....	88
6.1. PERIODI KONSTRUKCIJE I POSTOTAK AKTIVIRANE MASE	88
6.2. PRIKAZ POMAKA KONSTRUKCIJE PRILIKOM POTRESA.....	92
7. PUSHOVER METODA (METODA POSTUPNOG GURANJA).....	93
7.1. PRORAČUNSKI MODEL.....	95
7.2. REZULTATI PRORAČUNA POSTUPNOG GURANJA	96
8. ZAKLJUČAK.....	108
9. GRAFIČKI PRILOZI.....	109
10. LITERATURA	110

1. OPĆENITO O ZIDANIM KONSTRUKCIJAMA

Zidane konstrukcije su konstrukcije koje se izvode od zidnih elemenata (blokovi, opeka) povezanih veznim sredstvom (mortom) i čine jednu cjelinu odnosno zidu.

Zidanje kao jedan od najstarijih materijala i načina građenja kombinira tradicionalan izgled te je i dalje aktualan način građenja. Stotinama godina materijali kao kamen i opeka se koriste i tijekom povijesti se nisu prestali upotrebljavati već su se razvijale i usavršavale metode njihove proizvodnje i obrade kako bi danas imali poboljšana svojstva.

Glavne prednosti zidanih konstrukcija su dobra termoizolacijska svojstva, brza gradnja, takvi elementi su vrlo otporni na temperaturu te mogu pružiti odgovarajuću zaštitu od požara, ima impresivnu tlačnu čvrstoću (za vertikalno opterećenje), a nedostatak je puno manja vlačna čvrstoća i otpornost na horizontalno opterećenje a to se najviše očituje kod potresnog djelovanja. Razlog tome su mehanička svojstva zidnih elemenata kao i spojevi između konstrukcijskih elemenata. Unatoč jednostavnosti pri samoj izgradnji samo mehaničko ponašanje prilikom seizmičkog djelovanja takvih konstrukcija predstavlja veliki izazov.

Projektiranje konstrukcija otpornih na potres obuhvaćeno je Eurocodeom 8, dok se projektiranje zidanih konstrukcija vrši pomoću Eurocodea 6, kao i ostale norme koje prate projekt od planiranja pa do izgradnje jedne građevine kao cjeline.

2. TEHNIČKI OPIS

2.1. Općenito

Predmet ovog Diplomskog rada je proračun poslovno-stambene zgrade. Predmetna građevina nepravilnog tlocrtnog oblika sadrži prizemlje tlocrtne površine 234,2 m² i 5 katova istog tlocrtnog oblika a svaki tlocrtna površine 283,6 m². Visina etaža je 3 m, a ukupna visina građevine iznosi 19,1 m.

Konstruktivni sustav čine armiranobetonske temeljne trake i temelji samci, zidovi, grede i stupovi te zidani zidovi. Prizemlje čine armiranobetonski zidovi koji se protežu i kroz ostale etaže te vertikalni stupovi dok su ostale etaže od zidanih zidova omeđenih vertikalnim i horizontalnim serklažima. Međukatne konstrukcije iznad etaža izvedene su armiranim betonom debljine 20 cm. Pokrov konstrukcije čini neprohodni ravni krov izveden od armiranobetonske ploče debljine 20 cm.

U prizemlju su smješteni poslovni prostori i prostorije društvenih sadržaja, dok su na ostalim etažama stambene jedinice, gdje svaka etaža sadrži 3 stambene jedinice.

2.2. Opis nosive konstrukcije

2.2.1. Temelji

Opterećenja se preko horizontalnih konstrukcija prenose na vertikalne serklaže, zidove i omeđeno zide koja predaju opterećenja na temeljne trake i temelje samce. Temeljne trake i temelji samci prenose opterećenja na temeljnu podlogu. Dimenzije temeljnih traka se razlikuju kako bi se zadovoljila ukupna i diferencijalna slijeganja. Računska nosivost tla iznosi $\sigma_{Rd} = 400$ kN/m². Ako je nosivost tla manja od predviđene potrebno je izvesti poboljšanje temeljnog tla metodom zamjene prirodnog materijala ispod temelja objekta s dobro graduiranim drobljenim kamenim materijalom "armiran" geotekstilom. Temelji su izvedeni od betona C30/37 i armirani s armaturom B-500B.

2.2.2. Zidani zidovi

Za nosive zidane zidove konstrukcije korištena je brušena opeka čija su svojstva dana u izjavi o svojstvima. Za zidanje rabiti produžni mort marke M10 čvrstoće $f_m=10.0 \text{ N/mm}^2$, s volumnim sastavom: cement : hidratizirano vapno : pijesak = 1: (1/4-1/2) : (4-4^{1/4}) i paziti na pravila za zidanje zidanih konstrukcija. Zide je omeđeno vertikalnim i horizontalnim serklažima.

2.2.3. Međukatne konstrukcije

Međukatne konstrukcije iznad svake etaže su izvedene kao armirano betonske ploče u debljini od 20 cm. Sve međukatne su izvedene od betona C30/37 i armirane su armaturom B-500 B.

2.2.4. Vertikalni i horizontalni serklaži

Vertikalni serklaži se postavljaju po pravilima struke te se betoniraju nakon zidanja zida i postavljanja odgovarajuće armature. Njihove dimenzije su 25 x 25 cm i 30 x 25 cm ovisno o geometriji konstrukcije. Horizontalni serklaži postavljeni su u visini međukatne konstrukcije dimenzija b/h=25x30 cm. Horizontalne serklaže izvodimo zajedno sa pločom nakon zidanja zida. Horizontalni serklaži izvedeni su od betona C30/37 i armirani su armaturom B-500 B. Vertikalni serklaži izvedeni su od betona C40/50 i armirani su armaturom B-500 B.

2.4. Materijali

2.4.1. Beton

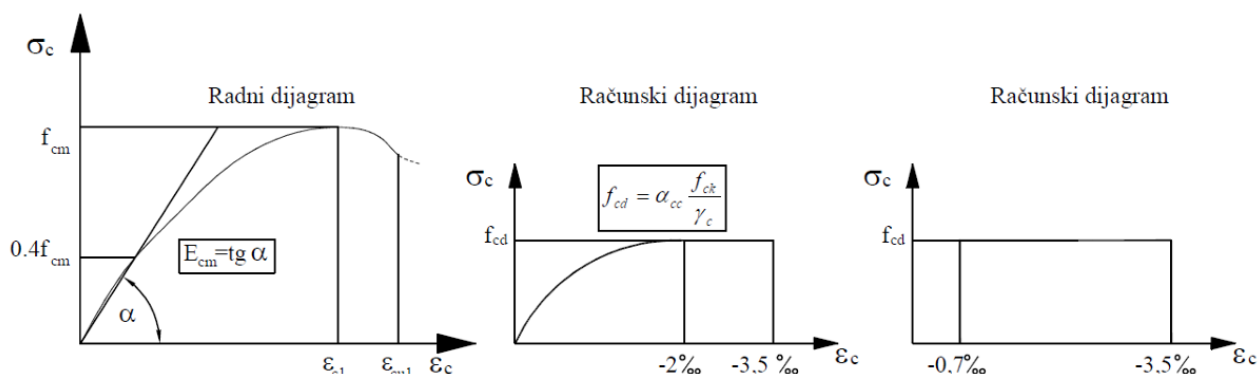
Za izgradnju betonskog dijela građevine (ploče, horizontalni i vertikalni serklaži, ograda balkona, temelji, zidovi, nadozid) koristit će se beton zadanog sastava ili projektiranog sastava, razreda tlačne čvrstoće normalnog betona C 40/50.

Sastavni materijali od kojih se beton proizvodi ili koji mu se pri proizvodnji dodaju moraju ispunjavati zahtjeve normi na koje upućuje norma HRN EN 206-1 i Tehničkim propisima za betonske konstrukcije.

Za izvedbu konstruktivnih dijelova građevine smiju se upotrijebiti samo oni sastavi betona za koje je dokazano da ispunjavaju gore navedene tehničke uvjete. Isto tako vrlo je važna dobra ugradnja betona, vibriranje i njega, pravilno i kvalitetno postavljanje oplata te sve ostale potrebne radnje kako bi se zadovoljili potrebni uvjeti. Zahtjeva se i provođenje ispitivanja na uzorcima betona koji moraju biti njegovani i izrađeni u skladu s normom HRN EN 12350-1 te oblik, dimenzije i drugi zahtjevi za uzorke i kalupe prema normi HRN EN 12390-1.

Karakteristike betona C30/37:

- karakteristična tlačna čvrstoća betona (na uzorku valjka) $f_{ck}=30$ MPa
- karakteristična tlačna čvrstoća betona (na uzorku kocke) $f_{ck,cube}=37$ MPa
- vlačna čvrstoća betona $f_{ct,m}=2.9$ N/mm²
- modul elastičnosti betona $E_{cm}=32000$ N/mm²



Slika 2.4.1. Radni i računski dijagram betona

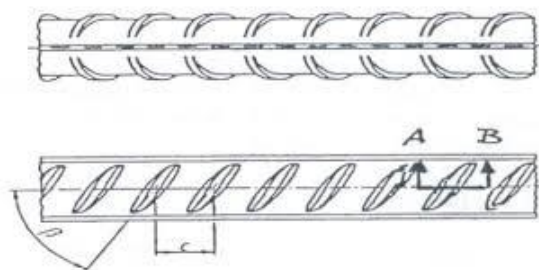
Vrijednost f_{ck} odnosno karakteristična tlačna čvrstoća betona dobivena je ispitivanjem valjka, a $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ predstavlja računsku čvrstoću betona. Koeficijentom $\alpha_{cc} = 1.0$ uzima se u obzir nepovoljno djelovanje dugotrajnog opterećenja i drugih nepovoljnih čimbenika za čvrstoću betona. Eurocode 2 predlaže dva računska dijagrama betona gdje oba imaju graničnu deformaciju $\epsilon_{cu} = -3.5\%$, dok kod centričnog tlaka deformacija ne smije prelaziti -2.0% .

2.4.2. Armatura

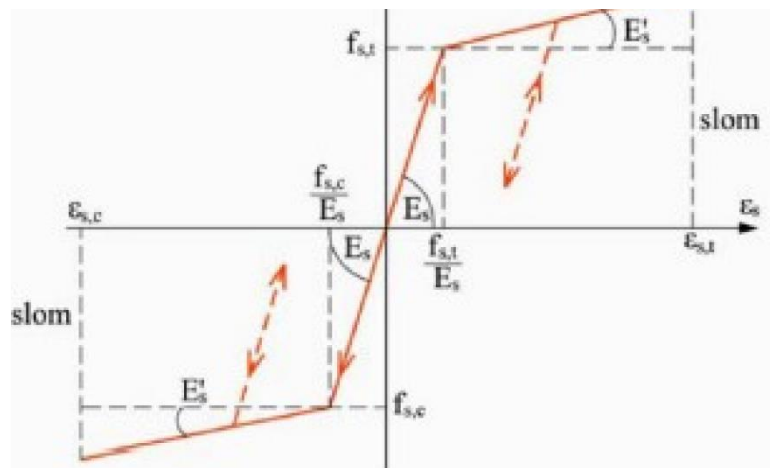
Kao armatura koristit će se čelik B 500B (prema TPGK) za sve elemente, u obliku šipki ili mreža. Karakteristične vlačne i tlačne čvrstoće $f_{yk} = 500$ MPa i modula elastičnosti $E = 21000$ MPa.

Veličinu zaštitnog sloja osigurati dostatnim brojem kvalitetnih distancera. Kvalitetu zaštitnog sloja osigurati kvalitetnom oplatom i ugradnjom betona, te dodacima betonu i ostalim rješenjima prema zahtjevima ovog projekta i projektu betona, kojeg je dužan izraditi izvođač radova. U potpunosti poštivati projektirani raspored i položaj armaturnih šipki, koje trebaju biti nepomične kod betoniranja. Sva uporabljena armatura treba imati odgovarajuće ateste o kakvoći.

Izgled rebraste armature se upotrebljava zbog bolje prionjivosti s betonom te prema važećoj normi EN HRN 10080 za pojedini razred rebraste armature definirani izgled je prikazan na sljedećoj slici.



Slika 2.4.2. Armatura B-500B (dva reda uzdužnih i poprečnih rebara)



Slika 2.4.3. Radni dijagram čelika (EC 2)

2.4.3. Blok opeka (POROTHERM 25 PROFI)

Odabrana blok opeka kao Porotherm profi 25 (ili jednakovrijedna) ima tlačnu čvrstoću $f_b=10\text{N/mm}^2$, dobra toplinska i seizmička svojstva. Povoljne karakteristike: brzina gradnje, povećana vlačna čvrstoća zidova i dobra toplinska svojstva a ostala svojstva su dana na sljedećoj slici.



Porotherm 25 Profi

TEHNIČKE KARAKTERISTIKE

Dimenzije		37,5x25x24,9 cm
Debljina zida	d	25 cm
NF		11,97
Masa	m	17,6 kg/kom
Potrošnja opeke m ²		10,67 kom/m ²
Potrošnja opeke m ³		42,7 kom/m ³
Utrošak tankoslojnog morta		2,5 // 10 l/m ² // l/m ³
Utrošak DRYFIX.extra		6 m ² /doza
m ² od m ³ opeke		4 m ²
Težina m ² zida (tankoslojni/DRYFIX.extra)		1,91 // 1,88 kN/m ²
Težina m ³ zida (tankoslojni/DRYFIX.extra)		7,64 // 7,52 kN/m ³

MEHANIČKE KARAKTERISTIKE

Tlačna čvrstoća	f_b	10 N/mm ²
Karakteristična tlačna čvrstoća zida (tankoslojni/DRYFIX.extra)	f_k	4,52 // 3,75 N/mm ²

FIZIKALNA SVOJSTVA

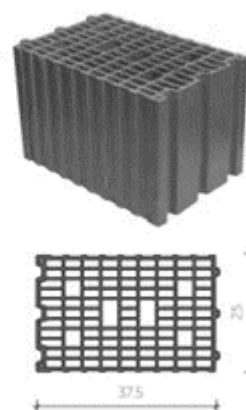
Toplinska provodljivost	$\lambda_{10, \text{dry unit}}$	0,141 W/mK
U-vrijednost (neožbukani zid)	U	0,51 W/m ² K
Bruto gustoća	ρ	780 kg/m ³
Specifični toplinski kapacitet	c	0,92 kJ/kgK
Faktor otpora difuziji vodene pare	μ	5/10
Računska dozvoljena vlažnost	x_p	2,6 %
Maks. dozvoljena vlažnost	x_{max}	5,4 %
Računska debljina sloja kondenzirane vodene pare		0,05 m
Reakcija pri požaru		A1
Otpornost na smrzavanje		F0
Sadržaj aktivnih topivih soli		50

VATROOTPORNOST

Razred požarne otpornosti	REI 120* min
* zid ožbukani sa obje strane	

TOPLINSKA IZOLACIJA

Debljina TI* (kamena vuna)	10 cm
U-vrijednost	0,22 W/m ² K



Normativi

Zidanje zidova opekama Porotherm 25 Profi u tankoslojnom mortu

Materijal	opeka	42,7 kom/m ³
	l.mort	10 l/m ³
Rad	KV	1,22 sat/m ³
	PKV	0,41 sat/m ³

Zidanje zidova opekama Porotherm 25 Profi sa DRYFIX.extra ljeplivom

Materijal	opeka	42,7 kom/m ³
	DRY.	500 ml/m ³
Rad	KV	0,95 sat/m ³
	PKV	0,34 sat/m ³

Slika 2.4.4. Karakteristike POROTHERM opeke

3. DJELOVANJA

3.1. Osnovna djelovanja

Djelovanja na konstrukciju općenito uslijed nekog događaja koji može podrazumijevati građenje, padanje snijega na građevinu, promjenu temperature okoliša ili pojavu potresa ili požara ,u europskoj normi EN 1991 nalaze se opisi djelovanja na konstrukcije.

Također, konstrukcija mora biti projektirana i izgrađena tako da tijekom njenog vijeka trajanja uz stupanj pouzdanosti i ekonomičnosti ostane uporabiva za predviđenu namjenu i bude u stanju podnijeti sva djelovanja tijekom izvedbe i upotrebe.

Sigurnost konstrukcije protiv otkazivanja nosivosti općenito se uvjetuje da njena otpornost R bude veća od djelovanja na konstrukciju S, te se kriterij može prikazati kao:

$$R > S$$

Zona sigurnosti definira se kao razlika između otpornosti i djelovanja na konstrukciju:

$$Z = R - S$$

Granična stanja u stanja izvan kojih konstrukcija ne zadovoljava zahtjeve koji su predviđeni projektom. Razlikujemo granična stanja nosivosti i uporabljivosti.

Djelovanja na konstrukciju prema promjenjivosti tijekom vremena:

- stalna djelovanja G
- promjenjiva djelovanja Q
- izvanredna djelovanja A

3.2. Stalno djelovanje – vlastita težina (G0)

Vlastita težina konstrukcije (G0) dijeli se kao stalno djelovanje te kao nepomično djelovanje. Proračunava se na temelju prostornih težina i nazivnih dimenzija.

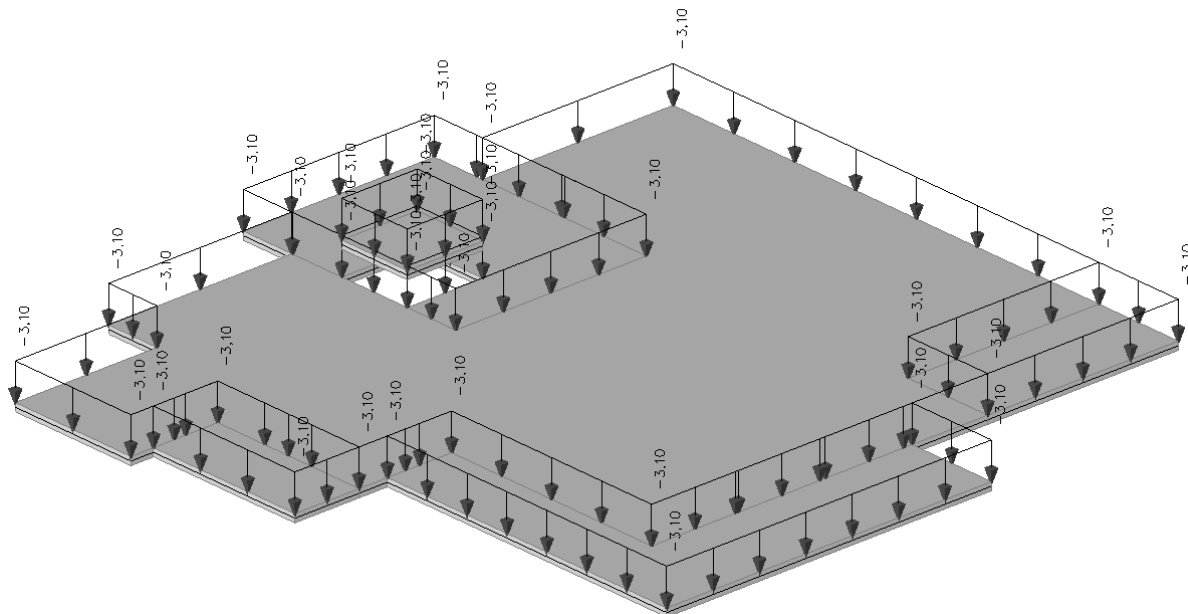
Stalno opterećenje uključeno je u proračun prema sljedećem:

- specifična težina armiranog betona od $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$
- stalno opterećenje od vlastite težine elemenata ab konstrukcije zadaje se izravno u proračunskom modelu, sukladno dimenzijama poprečnih presjeka

3.3. Stalno djelovanje – dodatno stalno djelovanje (G1)

Ravni neprohodni krov:	
- šljunak d=6.0 cm	1.30 kN/m ²
- HI TPO	-
- XPS d=10,0 cm	-
- parna brana	-
- laki beton ($\rho \leq 1000 \text{ kg/m}^3$) u padu, 4-10 cm	1.50 kN/m ²
- AB ploča d=20 cm –uključeno u računalnom programu	-
- glet masa, instalacije, ostalo stalno opterećenje	0.30 kN/m ²
Dodatno stalno djelovanje	$g_{\text{dod}}=3.10 \text{ kN/m}^2$

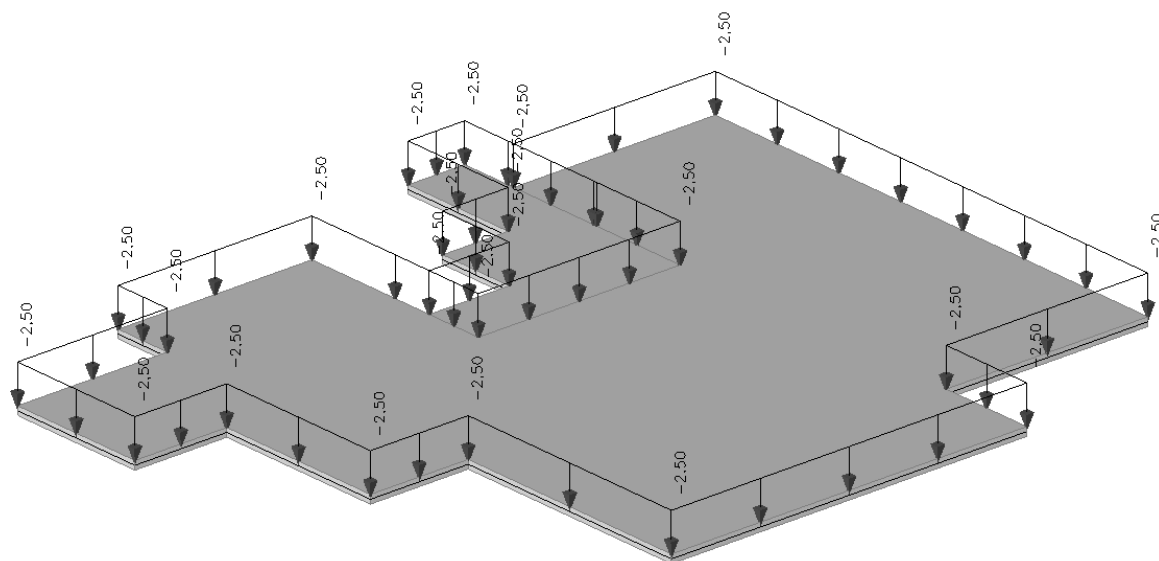
Tablica 3.3.1. Slojevi ravnog neprohodnog krova



Slika 3.3.2. Dodatno stalno djelovanje na krovnu ploču

Međukatne ab konstrukcije:	
- pregradni zidovi	0.50 kN/m ²
- završni pod	0.70 kN/m ²
- armirano cem. estrih: 0.06*22.0 =	1.3 kN/m ²
- AB ploča d=20 cm –uključeno u računalnom programu	-
Dodatno stalno djelovanje	g_{dod}=2.50 kN/m²

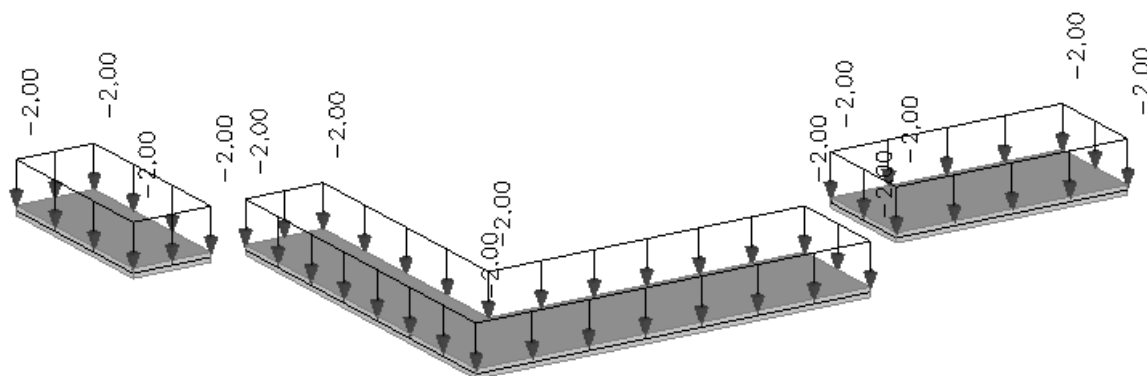
Tablica 3.3.3. Slojevi međukatne ab konstrukcije



Slika 3.3.4. Dodatno stalno djelovanje na međukatnu ploču

Balkoni:	
- pregradni zidovi	0.50 kN/m ²
- završni pod	0.20 kN/m ²
- armirano cem. estrih: 0.06*22.0 =	1.3 kN/m ²
- AB ploča d=20 cm –uključeno u računalnom programu	-
Dodatno stalno djelovanje	g_{dod}=2.00 kN/m²

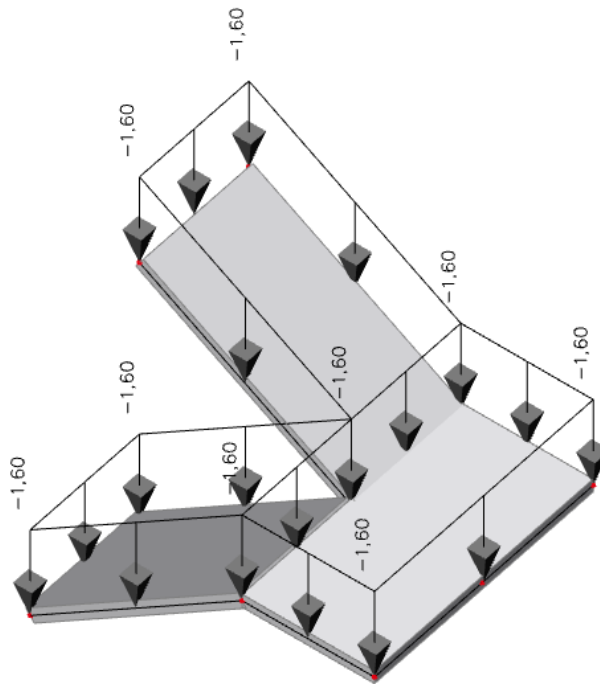
Tablica 3.3.5. Slojevi balkona



Slika 3.3.6. Dodatno stalno djelovanje na ploče balkona

Stubište:	
- završna obrada, kamene ploče	1.30 kN/m ²
-AB ploča –uključeno u računalnom programu	-
- žbuka	0.30 kN/m ²
Dodatno stalno djelovanje	g_{dod}=1.60 kN/m²

Tablica 3.3.7. Slojevi stubišta



Slika 3.3.8. Dodatno stalno djelovanje na ploče stubišta

3.4. Promjenjivo djelovanje (Q)

3.4.1. Uporabno djelovanje

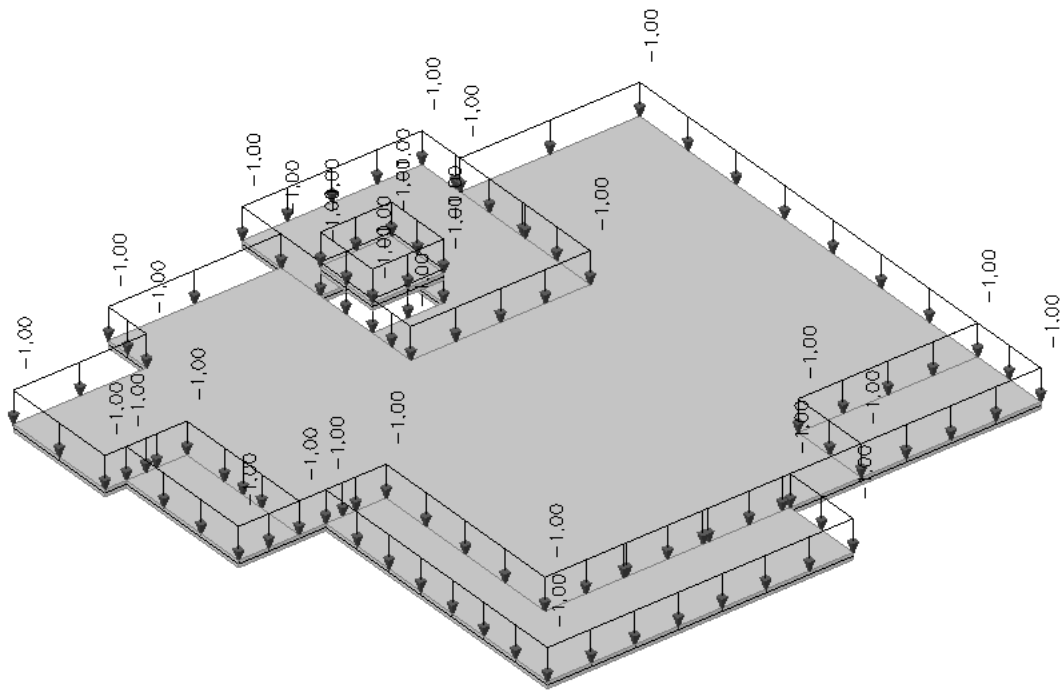
Pod promjenjivo opterećenje ubrajamo uporabno opterećenje. Uporabno opterećenje je ono opterećenje koje proizlazi iz upotrebljavanja objekta i uglavnom je modelirano jednoliko raspodjeljenim opterećenjem. Karakteristične vrijednosti dane su u ovisnosti o namjeni zgrade, odnosno prostorija. Ovisno o namjeni, prostorije u zgradama su svrstane u pet osnovnih razreda i podrazrede s pripadajućim karakterističnim opterećenjem.

A	Stambene prostorije, odjeljenja u bolnicama, hotelske sobe
B	Uredi
C	Površine na kojima je moguće okupljanje ljudi (5 podrazreda prema vjerojatnoj gustoći okupljanja i gužve)
D	Prodajne površine
E	Površine za skladištenje

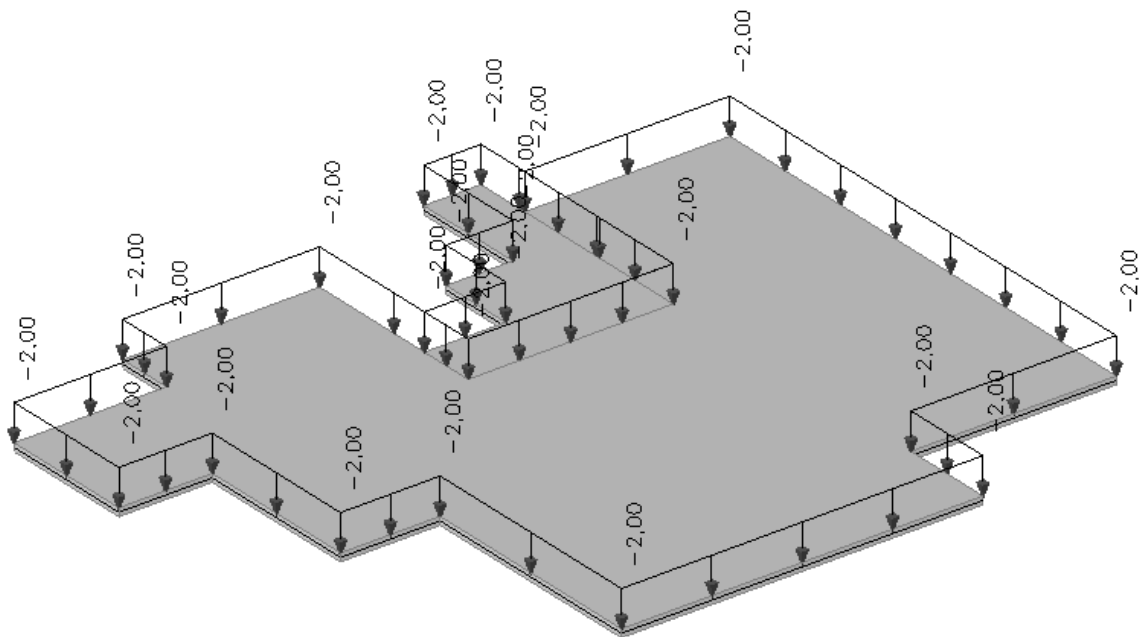
Tablica 3.4.1. Razredi površina u zgradama

Opterećene površine	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A - općenito	2,0	2,0
- stubišta	3,0	2,0
- balkoni	4,0	2,0
B	3,0	2,0
C - C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
D - D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0
E	6,0	7,0

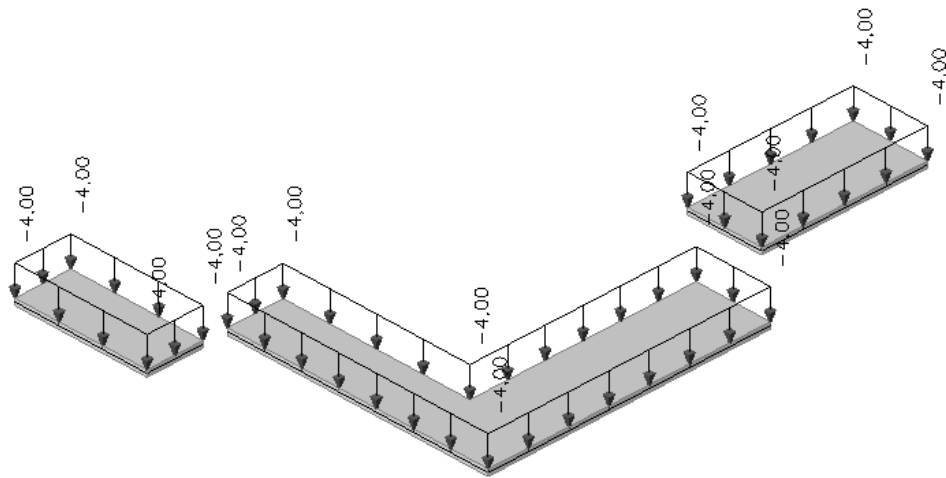
Tablica 3.4.2. Uporabna opterećenja u zgradama



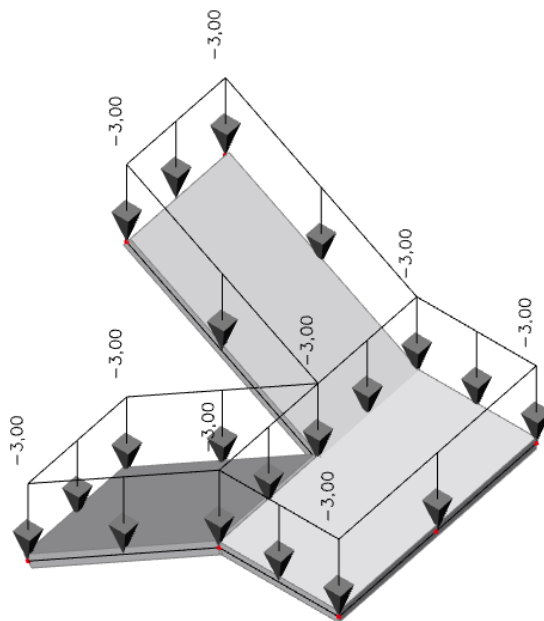
Slika 3.4.3. Promjenjivo djelovanje na krovnu ploču



Slika 3.4.4. Promjenjivo djelovanje na međukatnu ploču



Slika 3.4.5. Promjenjivo djelovanje na ploče balkona



Slika 3.4.6. Promjenjivo djelovanje na ploče stubišta

3.5. Djelovanje snijega

Opterećenja snijegom proračunavaju se prema karakterističnom opterećenju s_k , koji odgovara jednolikom snijegu koji je pao pri mirnim vremenskim uvjetima na ravno tlo. Vrijednost s_k se prilagođava ovisno o obliku krova i utjecaju vjetra na raspodjelu snijega.

Građevina se nalazi na lokaciji Kaštel Stari u Republici Hrvatskoj. Nadmorska visina je oko 76 m n.m. i spada u I. snježno područje prema nacionalnom dodatku HRN EN 1991-1-3:2012/NA:2016 i istraživanjima opterećenja snijegom na području Republike Hrvatske. Prema europskoj normi EN 1991-1-3:2012 i EN 1991-1-3:2012/A1:2016, uzima se karakteristično opterećenje snijegom.

Opterećenje snijega na krov se određuje izrazom:

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

μ_i - koeficijent oblika opterećenja od snijega

C_e - koeficijent izloženosti, koji obično ima vrijednost 1,0

C_t – toplinski koeficijent, koji obično ima vrijednost 1,0

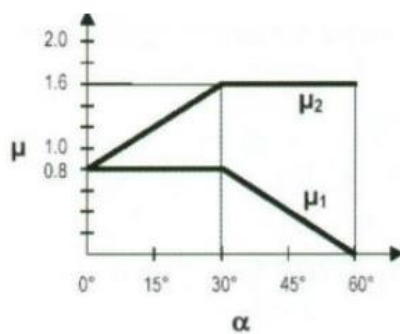
s_k – karakteristična vrijednost opterećenja od snijega na tlo (kN/m^2)



Snježna područja:	
1	Priobalje i otoci
2	Zaleđe Dalmacije, Primorja i Istre
3	Kontinentalna Hrvatska
4	Gorska Hrvatska

Karakteristične vrijednosti opterećenja snijegom na tlu				
Nadmorska visina do [m]	s_k [kN/m ²]			
	I	II	III	IV
100	0.5	0.75	1.00	1.25
200	0.5	0.75	1.25	1.5
300	0.5	0.75	1.5	1.75
400	0.5	1.00	1.75	2
500	0.5	1.25	2	2.5
600	0.5	1.50	2.25	3
700	0.5	2.00	2.5	3.5
800	0.5	2.50	2.75	4
900	1	3.00	3	4.5
1000	2	4.00	3.5	5
1100	3	5.00	4	5.5
1200	4	6.00	4.5	6
1300	5	7.00		7
1400	6	8.00		8
1500		9.00		9
1600		10.00		10
1700		11.00		11
1800		12.00		

Slika 3.5.1. Područja opterećenja snijegom



Kut nagiba krova α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$	1,6	–

Slika 3.5.2. Koeficijenti oblika opterećenja snijegom

Lokacija: Kaštel Stari , I. Područje – priobalje i otoci

Nadmorska visina: 76 m.n.m. – očitavanje za nadmorsku visinu do 100 m

Kut nagiba krova: $\alpha=0^\circ$

Koeficijent oblika opterećenja snijegom za kut nagiba krova $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu_1=0,8$

Karakteristično opterećenje snijegom na tlu: $s_k=0,5 \text{ kN/m}^2$

Toplinski koeficijent: $C_t=1,0$

Koeficijent izloženosti: $C_e=1,0$

Vodoravno opterećenje snijegom ($<30^\circ$):

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 = \mathbf{0,4 \text{ kN/m}^2}$$

Napomena: Opterećenje snijegom nije uzeto u obzir u programskom modelu jer je minimalnog iznosa pa se ne očekuje da će prouzrokovati značajniji utjecaj u krovnoj ploči.

3.6. Djelovanje vjetra

Vjetar je promjenjivo slobodno djelovanje. Primjenjuju se dva postupka za proračun opterećenja vjetrom, u ovisnosti o osjetljivosti na dinamičku uzbuđu, pojednostavljeni i detaljni postupak. U ovom radu se koristi pojednostavljeni postupak za stalne konstrukcije manje od 200 m. Pojednostavljeni proračun znači da djelovanje vjetra uzimamo kao zamjenjujuće statičko opterećenje. Tlak vjetra djeluje okomito na površinu zgrade.

Predmetna lokacija je smještena u zonu gdje je osnovno djelovanje vjetra $v_{b,0}=30\text{m/s}$. Predmetna građevina se nalazi na lokaciji K. Stari, na poziciji koja spada u kategoriju zemljišta III. Maksimalna visina konstrukcije iznad površine terena je cca 18,3 m.

Opterećenje vjetrom okomito na površinu računa se prema izrazu:

$$w_e = q_{\text{ref}}(z_e) * c_{pe} \text{ (kN/m}^2\text{)} - \text{ pritisak vjetra na vanjske površine}$$

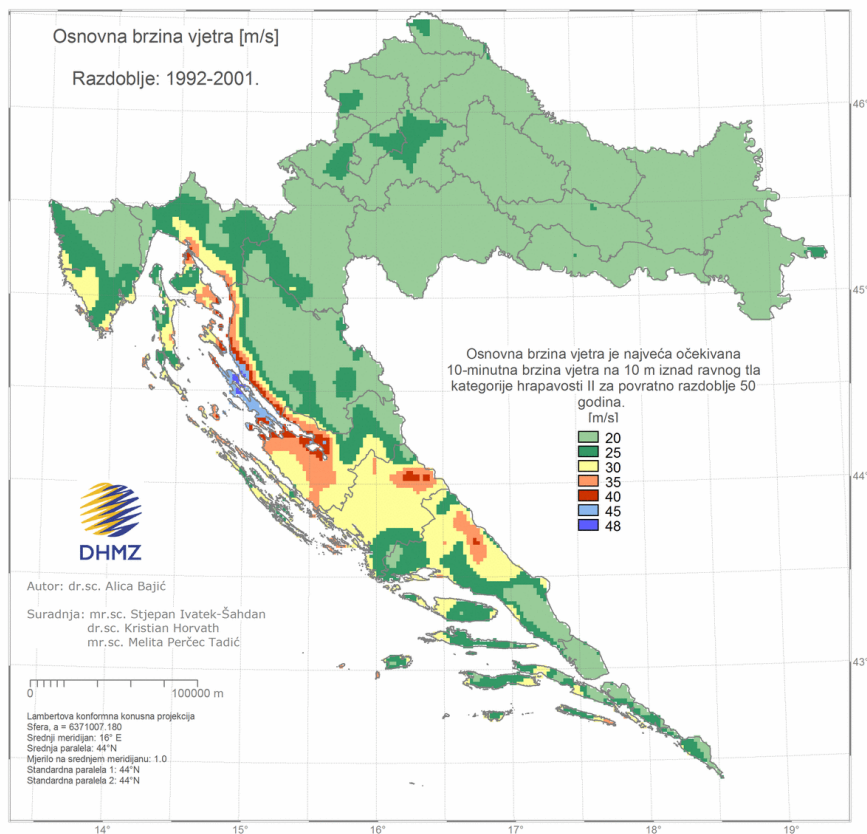
$$w_i = q_{\text{ref}}(z_i) * c_{pi} \text{ (kN/m}^2\text{)} - \text{ pritisak vjetra na unutarnje površine}$$

pri čemu je:

$$q_p(z_{e(i)}) - \text{ pritisak brzine vjetra pri udaru}$$

$$z_{e(i)} - \text{ referentna visina za vanjski (unutarnji) pritisak}$$

$$c_{pe(pi)} - \text{ koeficijent pritiska na vanjski (unutarnji) vjetar}$$



Slika 3.6.1. Karta vjetrovnih zona na području Republike Hrvatske

Određivanje osnovnog pritiska brzine vjetra pri udaru vršimo pomoću karte osnovne brzine vjetra: $q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ gdje je:

q_b - osnovni pritisak vjetra

v_b - osnovna brzina vjetra

ρ - gustoća zraka za koju se usvaja prema propisima $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$.

Osnovna brzina vjetra v_b izračunava se kao $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$ gdje je:

c_{dir} - faktor smjera vjetra, $c_{dir}=1,0$

c_{season} - faktor doba godine, $c_{season}=1,0$

$v_{ref,0}$ - fundamentalna vrijednost osnovne brzine vjetra, očitano $v_{b,0}=30 \text{ m/s}$

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 30 = 30,0 \text{ m/s}$$

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 30,0^2 = 562,5 \text{ N/m}^2 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

$$v_m(z) - \text{srednja brzina vjetera na visini } z \quad v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

$$c_r(z) - \text{koeficijent hrapavosti} \quad c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0)$$

$$c_0(z) - \text{koeficijent topografije} \quad c_0(z) = 1,0$$

$$k_r - \text{koeficijent terena} \quad k_r = 0,19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0,07} = 0,19 \times (0,3/0,05)^{0,07} = 0,22$$

Kategorija terena		z_0 [m]	z_{min} [m]
0	More ili priobalna područja izložena otvorenom moru	0,003	1
I	Jezeru ili ravna i horizontalno položena područja sa zanemarivom vegetacijom i bez prepreka	0,01	1
II	Područja s niskom vegetacijom, npr. travom, i izoliranim preprekama (drveće, zgrade) s razmakom najmanje 20 visina prepreke	0,05	2
III	Područja sa stalnim pokrovom od vegetacije ili zgrade ili područja s izoliranim preprekama s razmakom najviše 20 visina prepreke (npr. sela, predgrađa, stalna šuma)	0,3	5
IV	Područja s najmanje 15 % površine pokrivene zgradama čija prosječna visina premašuje 15 m	1,0	10

NAPOMENA: Kategorije terena prikazane su na slikama u točki A.1.

Tablica 3.6.2. Kategorije terena i parametri terena

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) = 0,22 \cdot \ln(18,3/0,3) = 0,866$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,866 \cdot 1,0 \cdot 30 = 25,98 \text{ m/s}$$

$$I_v(z) - \text{intenzitet turbulencije} \quad I_v(z) = \sigma_v / v_m(z) = k_I \cdot v_b \cdot k_I / v_m(z)$$

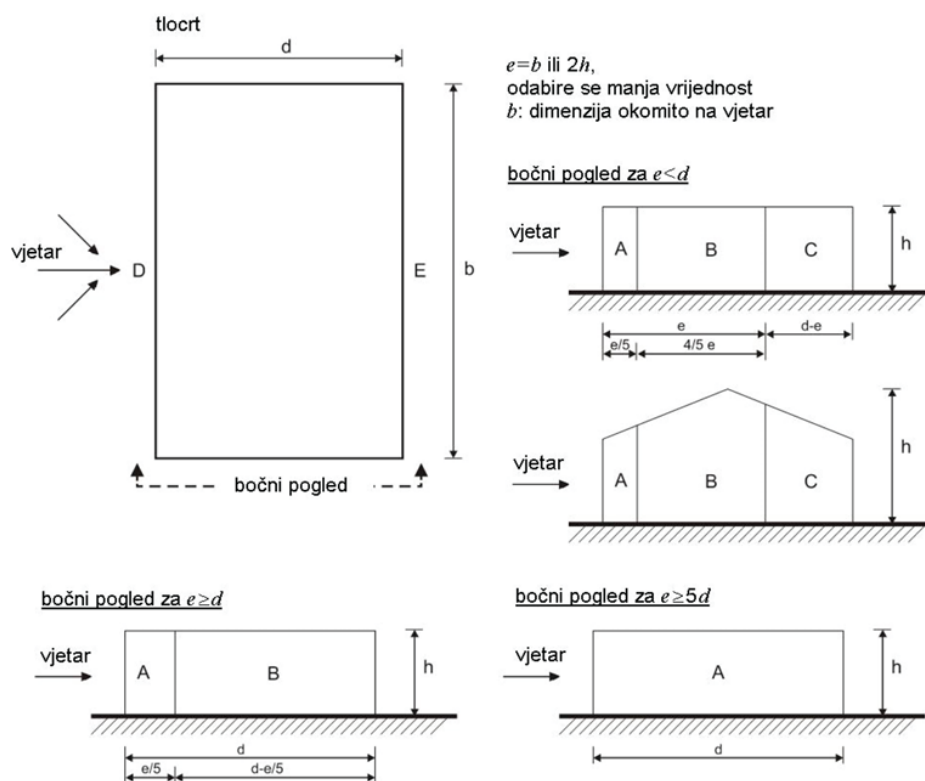
$$k_I - \text{koeficijent terena} \quad k_I = 1,0$$

$$z_{min} < z < z_{max}; \quad I_v(z) = k_I / (c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)) = 1,0 / (1,0 \times \ln(18,3/0,3)) = 0,25$$

$$c_e(z) = (1 + 7 \cdot I_v) \cdot c_r(z)^2 \cdot c_0(z)^2 = (1 + 7 \cdot 0,25) \cdot 0,866^2 \cdot 1,0^2 = 2,06$$

$$q_p(z) = q_b \cdot c_e(z) = 0,56 \cdot 2,06 = 1,15 \text{ kN/m}^2$$

Vertikalni zidovi



Slika 3.5.5. Prikaz podjela na zone A,B,C i E u ovisnosti o e i d

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

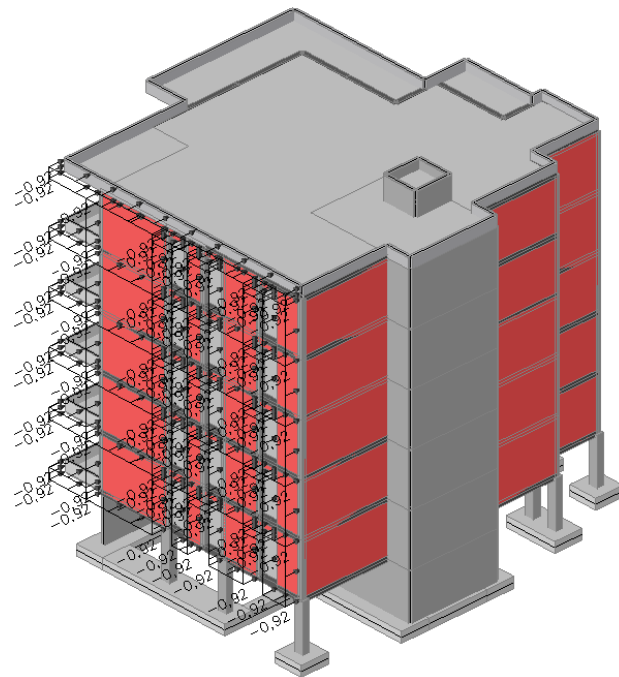
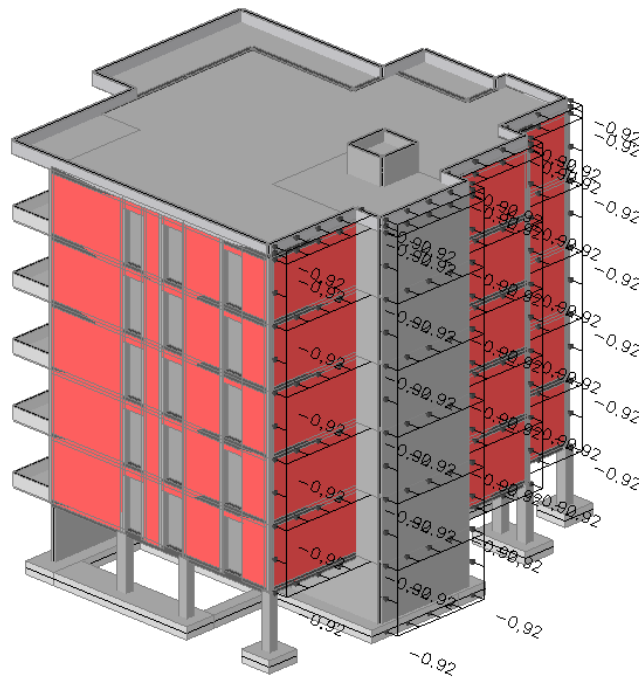
Tablica 3.6.3. Vrijednosti koeficijenta vanjskog tlaka za vertikalne zidove tlocrtno pravokutnih zgrada

$$h/d = 18,3/18,45 = 0,99 \text{ -- očitavanje za } h/d=1$$

$$w_e = q_p \cdot c_{pe} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

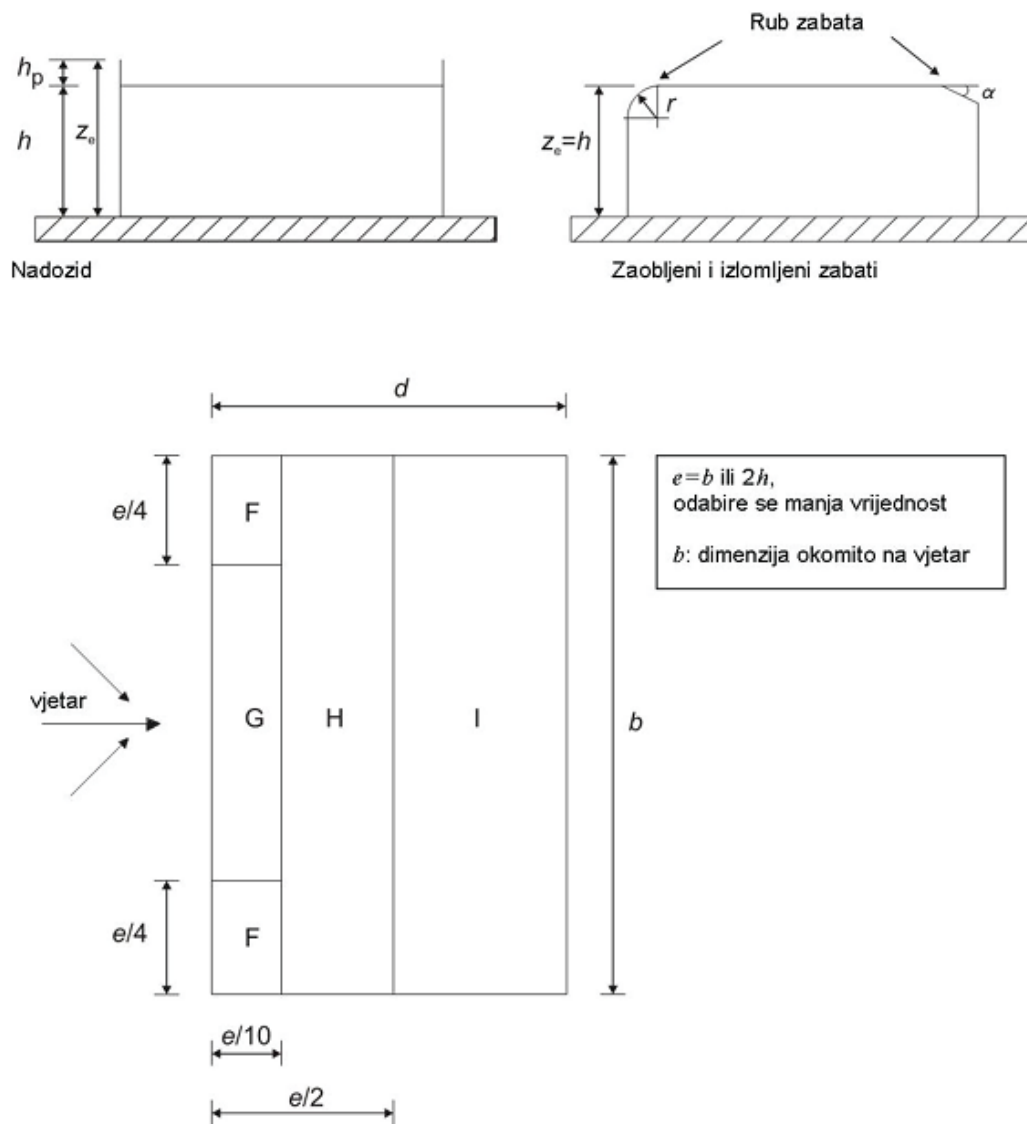
$$\text{Područje D: } w_e = 1,15 \cdot 0,8 = 0,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Područje E: } w_e = 1,15 \cdot (-0,5) = -0,58 \text{ kN/m}^2$$



Slika 3.6.4. Prikaz opterećenjem vjetrom

Ravni krov



Slika 3.6.5. Legenda za ravni krov

Vrsta krova	Područje								
	F		G		H		I		
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	
Oštri zabati	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2	
S nadozidima	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Zaobljeni zabati	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4	+0,2	-0,2	
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3	+0,2	-0,2	
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3	+0,2	-0,2	
Izlomljeni zabati	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3	+0,2	-0,2	
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4	+0,2	-0,2	
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5	+0,2	-0,2	

NAPOMENA 1: Za krovove s nadozidima ili zaobljenim zabatima, smije se upotrebljavati linearna interpolacija za međuvrijednosti h_p/h i r/h .

NAPOMENA 2: Za krovove s izlomljenim zabatima, smije se upotrebljavati linearna interpolacija između $\alpha = 30^\circ$, 45° i 60° . Za $\alpha > 60^\circ$ smije se upotrebljavati linearna interpolacija između vrijednosti za $\alpha = 60^\circ$ i vrijednosti za ravne krovove s oštrim (izlomljenim) zabatima.

NAPOMENA 3: U području I, gdje su dane i pozitivne i negativne vrijednosti, u obzir treba uzeti obje vrijednosti.

NAPOMENA 4: Za sami izlomljeni zabat, koeficijenti vanjskog tlaka dani su u tablici 7.4a „Koeficijenti vanjskog tlaka za dvostrešne krovove; smjer vjetra 0°“, područje F i G, ovisno o nagibu izlomljenog zabata.

NAPOMENA 5: Za sami zaobljeni zabat, koeficijenti vanjskog tlaka dani su linearnom interpolacijom duž krivulje, između vrijednosti na zidu i na krovu.

Ⓔ) NAPOMENA 6: Za mansardne strehe čije su horizontalne dimenzije manje od $e/10$ treba uzeti vrijednosti za oštre strehe. Za definiciju e vidjeti sliku 7.6 Ⓔ)

Tablica 3.6.6. Legenda za ravni krov

$$e = \min\{b, 2h\} = 18,90 \text{ m}$$

$$h_p/h = 0,5/14,9 = 0,033$$

PODRUČJE	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,54	-1,04	-0,7	-0,2

Tablica 3.6.7. Vanjski koeficijenti pritiska prema područjima konstrukcije

Napomena: pri proračunu konstrukcije, djelovanje vjetra na krov je uključeno u korisno opterećenje koje iznosi 1 kN/m^2 .

3.7. Djelovanje potresa

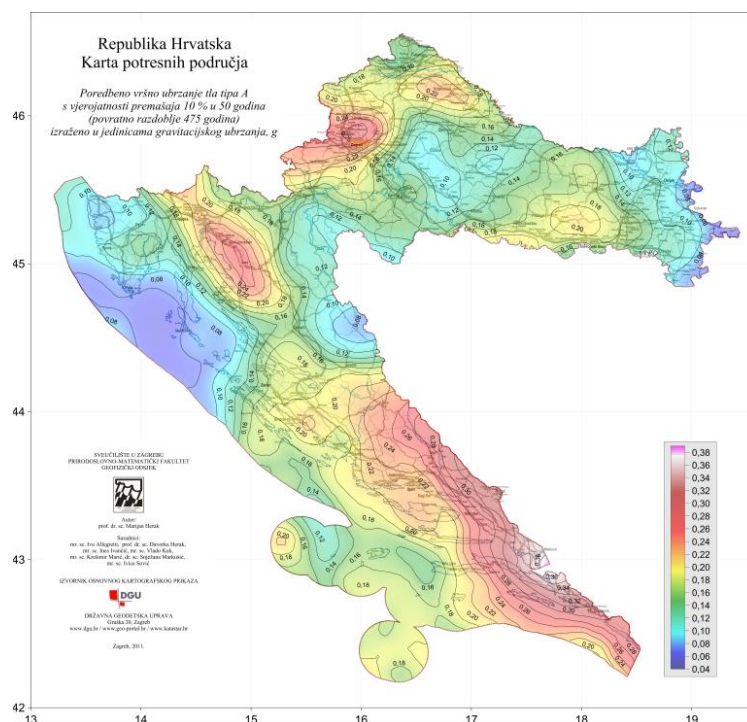
Potres je prirodna pojava prouzročena iznenadnim oslobađanjem energije u zemljinoj kori i dijelu gornjeg plašta koja se očituje kao potresanje tla i modelira se s elastičnim spektrom odgovora ubrzanja podloge.

Djelovanje potresa na objekt se proračunava prema normi HRN EN 1998-1-1.

Predmetna građevina nalazi se na lokaciji Kaštel Stari koja se prema seizmičkoj rajonizaciji nalazi u poručju gdje je poredbeno vršno ubrzanje tla 0,23 g.

Računsko ubrzanje tla (granično stanje nosivosti):

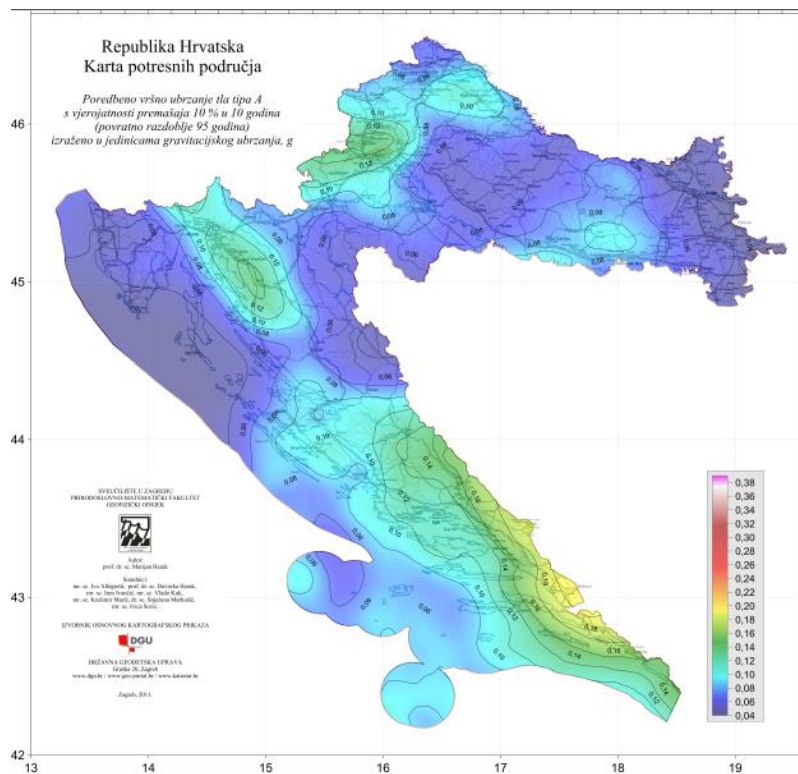
Poredbeno vršno ubrzanje temeljnog tla a_{gR} , za temeljno tlo tipa B, s vjerojatnošću premašaja 10% u 50 godina, a za povratno razdoblje potresa $T_{NCR}= 475$ godina: $a_{gR,GSN}=0.22$ g.



Slika 3.7.1.. Karta potresnih područja Republike Hrvatske za povratno razdoblje 475 godina

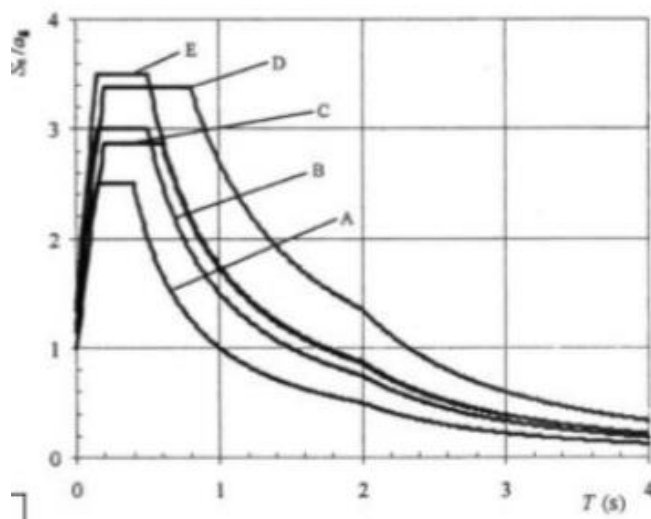
Računsko ubrzanje tla (granično stanje uporabljivosti):

Poredbeno vršno ubrzanje temeljnog tla a_{gR} , za temeljno tlo tipa B, s vjerojatnošću premašaja 10% u 50 godina, a za povratno razdoblje potresa $T_{NCR}= 95$ godina: $a_{gR,GSU}=0.13$ g



Slika 3.7.2.. Karta potresnih područja Republike Hrvatske za povratno razdoblje 95 godina

Seizmičko djelovanje se predstavlja sa tri komponente, odnosno gibanje točke s dvije horizontalne i jednom vertikalnom komponentom. Za određivanje jedne komponente seizmičkog djelovanja uobičajno se koristi spektar seizmičkog ubrzanja tla u jednom translacijskom smjeru. Elastični spektar ubrzanja definira se analitički i kvalitativno prema sljedećoj slici.



Slika 3.7.3. Elastični spektar odaziva tipa 1 za tlo vrste A-E (5% prigušenje)

Preko elastičnog spektra odaziva se poisuje potresno gibanje, a pri proračunu se uvodi korekcijski faktor prigušenja. Izrazi za elastični spektar odgovora su:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot ((1+T/T_B) \cdot (\eta\beta_0 - 1))$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot \beta_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot \beta_0 \cdot (T_C/T)^{k_1}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot \beta_0 \cdot (T_C/T)^{k_1} \cdot (T_D/T)^{k_2}$$

$S_e(t)$ -ordinata spektra odgovora u jedinici ubrzanja tla

S -modificirani faktor tla

a_g -osnovno računsko ubrzanje tla

T -osnovni period osciliranja linearnog sustava

T_B, T_C -granice intervala konstantnog spektra ubrzanja

T_D -granica koja definira početak područja spektra s konstantnim pomacima

β_0 -faktor spektralnog ubrzanja; $\beta_0=2.5$

k_1, k_2 -eksponenti koji utječu na oblik spektra odgovora za $T \geq T_C$

η -korekcijski faktor prigušenja (iznosi 1 za viskozno prigušenje 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ -vrijednost viskoznog prigušenja dana u postocima (5%) ili je zadana propisima za različite materijale

Tip temeljnog tla	S	T _B	T _C	T _D
A – stijene i druge geološke formacije poput stijene	1,0	0,15	0,4	2,0
B – gusti pijesak, gusti šljunak i vrlo krute gline	1,2	0,15	0,5	2,0
C – duboki nanosi gustog ili srednje gustog pijeska, šljunaka ili krute gline debljine od nekoliko desetaka metara	1,15	0,2	0,6	2,0
D – nanosi rahlog do srednje zbijenog pijeska i šljunka ili pretežno meke gline i prahovi	1,35	0,2	0,8	2,0
E – loše tlo koje se sastoji od površinskog nanosa rijeka i mora	1,4	0,15	0,5	2,0

Slika 3.7.4. Vrijednosti seizmičkih parametara za kategorije tla

Kako bi izbjegli opsežnu nelinearnu analizu sustava, koristi se linearna analiza koja se temelji na računskom spektru odgovora, a on je reduciran u odnosu na elastični spektar. Računski spektar odgovora dobijemo uz pomoć faktora ponašanja q , tako da se zamjeni vrijednost η (korekcijski faktor prigušenja) sa recipročnom vrijednosti faktora ponašanja q ($1/q$).

Izrazi za računski spektar su:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot ((1+T/T_B) \cdot (1/q \cdot \beta_0 - 1))$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot 1/q \cdot S \cdot \beta_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot 1/q \cdot S \cdot \beta_0 \cdot (T_C/T)^{k_1}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot 1/q \cdot S \cdot \beta_0 \cdot (T_C/T)^{k_1} \cdot (T_D/T)^{k_2} \quad ; S_d \geq 0.2\alpha$$

$\alpha = a_g/g$ -odnos računskog i gravitacijskog ubrzanja tla

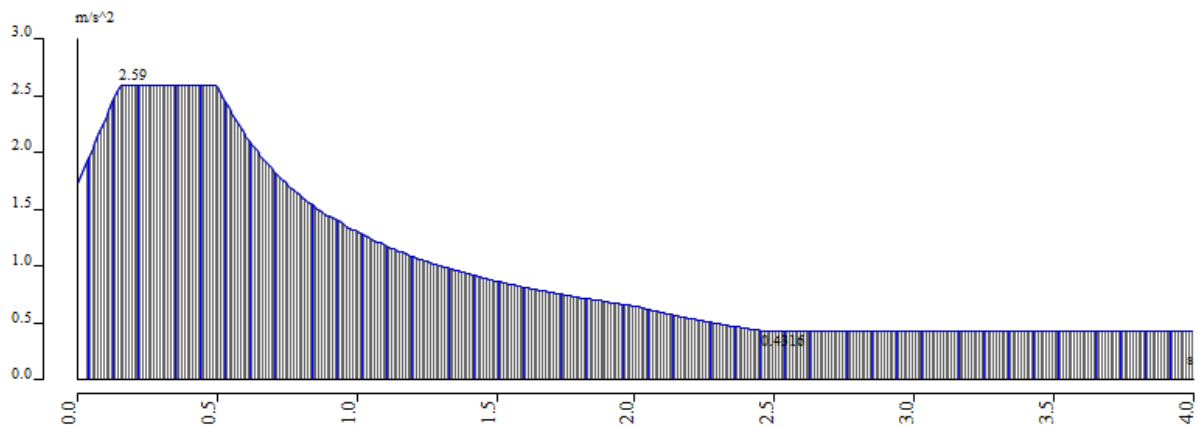
q - faktor ponašanja

TIP GRADNJE	FAKTOR PONAŠANJA Q PREMA HRN EN 1998-1:2008	FAKTOR PONAŠANJA Q PREMA NACIONALNOM DODATKU HRN EN 1998-1/NA:2009 ¹⁾
NEARMIRANO ZIĐE U SKLADU SAMO S NORMOM HRN EN 1996 (SAMO ZA SLUČAJEVE MALE SEIZMIČNOSTI)	1,5	--
NEARMIRANO ZIĐE U SKLADU S NORMOM HRN EN 1998-1:2008	1,5 - 2,5	2,0
OMEĐENO ZIĐE	2,0 - 3,0	2,5
ARMIRANO ZIĐE	2,5 - 3,0	2,5

Tablica 3.7.5. Prikaz tipova gradnje i rasponi vrijednosti faktora ponašanja Q

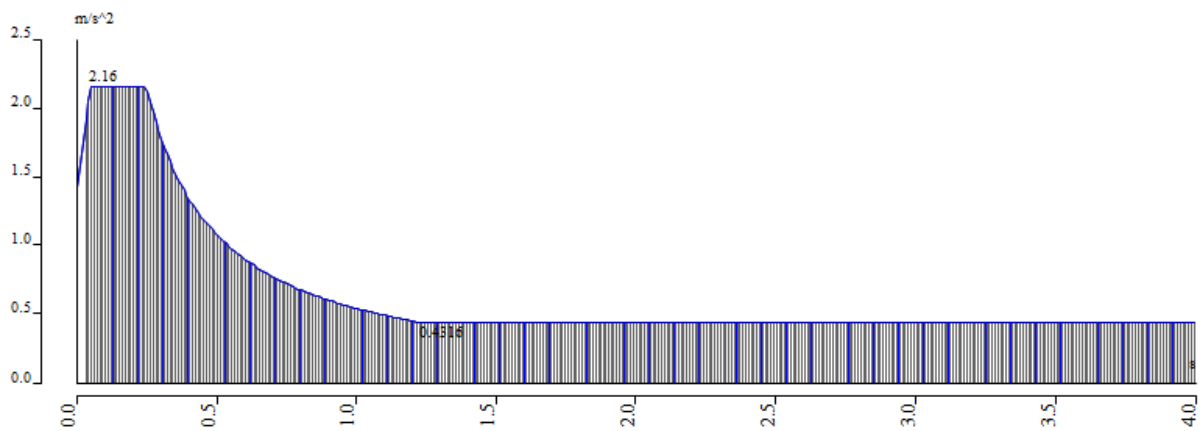
Faktor ponašanja (q) odražava duktilnost konstrukcije (veći faktor ponašanja omogućuje veću duktilnost), odnosno opisuje sposobnost konstrukcije da prihvati sve reducirane potresne sile bez krutih lomova. Faktor ponašanja za omeđeno zidje očitano: $q=2.5$

Dobiven je slijedeći računski spektar odgovora iz računalnog programa za povratni period od 475 godina, $a_{gr,GSN}=0,22g$, $q=2.5$, tlo B:



Slika 3.7.6. Proračunski spektar ubrzanja tla - spektar Tipa 1

Dobiven je slijedeći računski spektar odgovora iz računalnog programa za povratni period od 95 godina, $a_{gr,GSN}=0,12g$, $q=2.5$, tlo B:



Slika 3.7.7. Proračunski spektar ubrzanja tla - spektar Tipa 2

3.8. Koeficijenti sigurnosti i kombinacije djelovanja

3.8.1. Parcijalni koeficijenti sigurnosti za materijale

GSN(Granično stanje nosivosti):

ziđe: $\gamma_M = 2,2$

beton: $\gamma_C = 1,5$

čelik: $\gamma_S = 1,15$

GSU(Granično stanje uporabljivosti):

ziđe: $\gamma_M = 1,5$

beton: $\gamma_C = 1,3$

čelik: $\gamma_S = 1,0$

3.8.2. Kombinacije djelovanja

Kombinacije graničnog stanja nosivosti koristimo za proračun nosivih elemenata konstrukcije na horizontalna i vertikalna djelovanja, dok kombinacije graničnog stanja uporabljivosti koristimo za kontrolu progiba i kontaktnog naprezanja.

U horizontalnom smjeru na konstrukciju djeluju vjetar i potres, s obzirom na to da je potres dominantnije opterećenje, konstrukciju provjeravamo na kombinaciju s potresnim opterećenjem. Ako nam zadovoljava na kritičniju kombinaciju, nije potrebna provjera na djelovanje vjetrom.

GSN:

OZNAKA KOMBINACIJE	PARCIJALNI FAKTOR ZA OPTEREĆENJE
GSN1	$1,35G_0 + 1,35G_1 + 1,5Q$
GSN2-FX1	$1,0G_0 + 1,0G_1 + 0,3Q + 1,0W_x + 1,0S_{x1} + 0,3S_{y1}$
GSN3-FY1	$1,0G_0 + 1,0G_1 + 0,3Q + 1,0W_y + 0,3S_{x1} + 1,0S_{y1}$
GSN4-FX2	$1,0G_0 + 1,0G_1 + 0,3Q + 1,0W_x + 1,0S_{x2} + 0,3S_{y2}$
GSN5-FY2	$1,0G_0 + 1,0G_1 + 0,3Q + 1,0W_y + 0,3S_{x2} + 1,0S_{y2}$

*Tablica 3.8.1. Kombinacije za GSN***GSU:**

OZNAKA KOMBINACIJE	PARCIJALNI FAKTOR ZA OPTEREĆENJE
GSU	$1,0G_0 + 1,0G_1 + 0,6Q$

*Tablica 3.8.2. Kombinacije za GSU***3.9. Anvelopa kombinacija**

OZNAKA KOMBINACIJE	PARCIJALNI FAKTOR ZA OPTEREĆENJE
A-GSN	$GSN1 + GSN2-FX1 + GSN3-FY1 + GSN4-FX2 + GSN5-FY2$

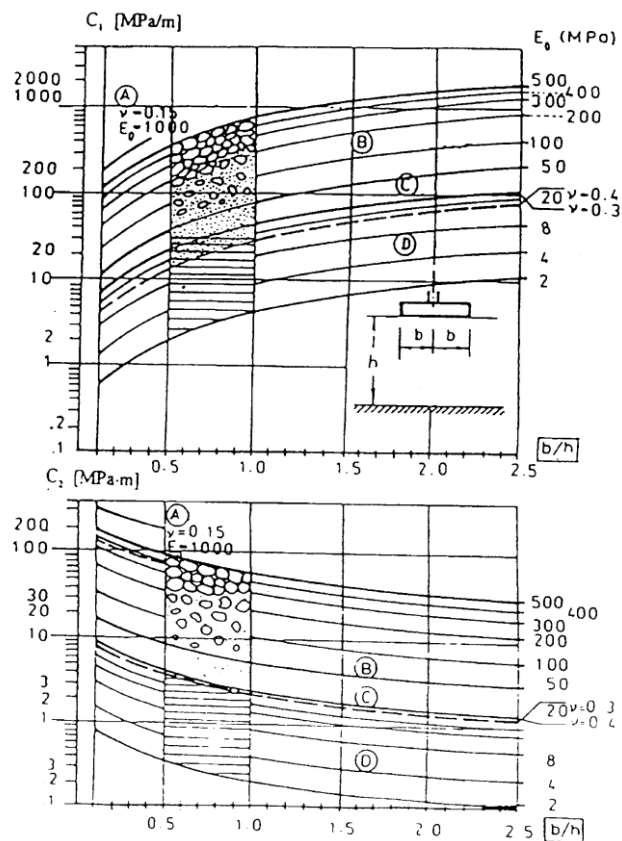
Tablica 3.9.1. Anvelopa kombinacija za GSN

4. PRORAČUNSKI MODEL

4.1. Općenito o modelu

Za proračun konstrukcije izrađen je proračunski model slijedećih svojstava:

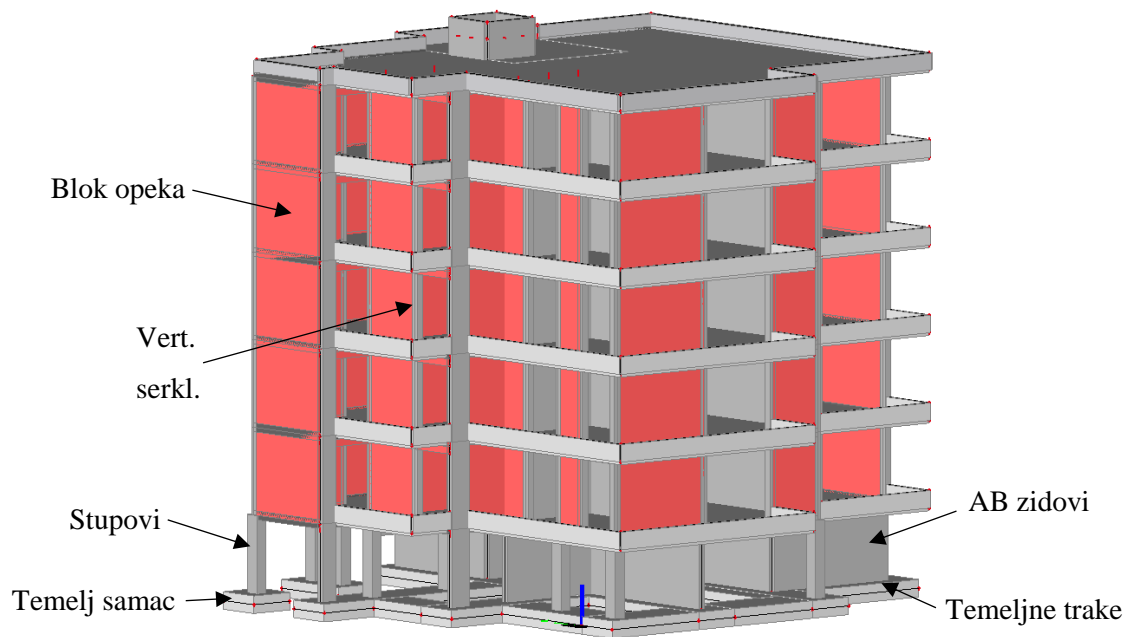
- geometrija modela određena je prema grafičkim podlogama u prilogu ovog projekta
- ploče i zidovi se modeliraju plošnim elementima, dok se grede modeliraju linijskim elementima prema definiranim dimenzijama greda
- os grede se nalazi u osi ploče, ali je savojna krutost grede uvećana za cca 30%
- trakasti temelji i temelji samci su proračunati kao nosači na elastičnoj podlozi modula reakcije tla $k = 100 \text{ MN/m}^3$. Modul reakcije tla je uzet s prikazanog dijagrama



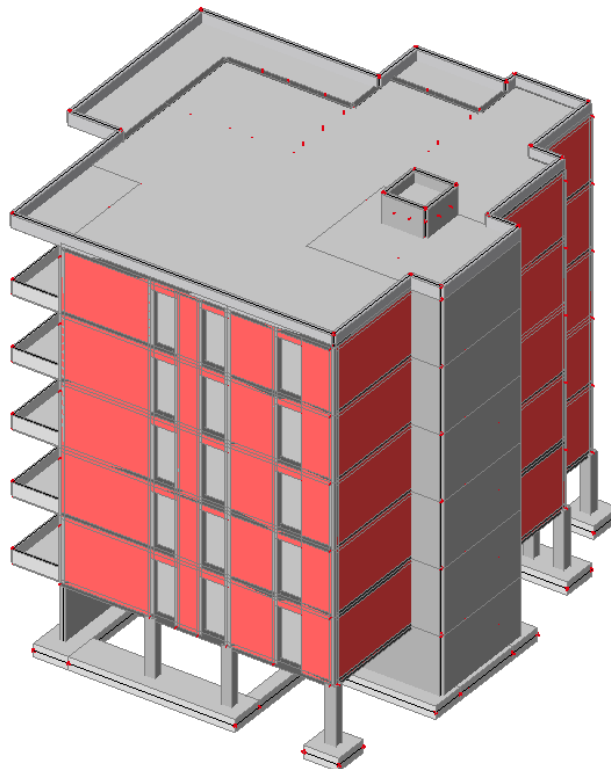
Slika 4.1.1. Modul reakcije tla k : Vrste tla: A – stijena, B – šljunak, C – pijesak, D – glina

(prema Šejnoha, J.- Bittner, Z.: *Finite elements method*, CTU Prague, 1991.)

4.2 Grafički prikaz modela



Slika 4.2.1. Prikaz modela u računalnom programu SCIA Engineer



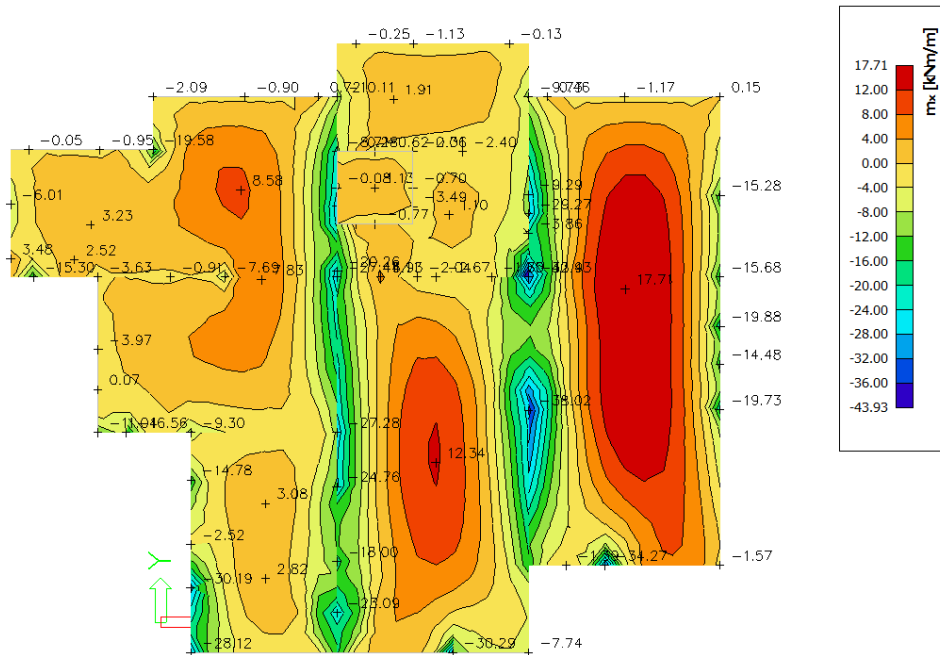
Slika 4.2.2. Prikaz modela u računalnom programu SCIA Engineer

5. REZULTATI PRORAČUNA I PRORAČUN KONSTRUKCIJA

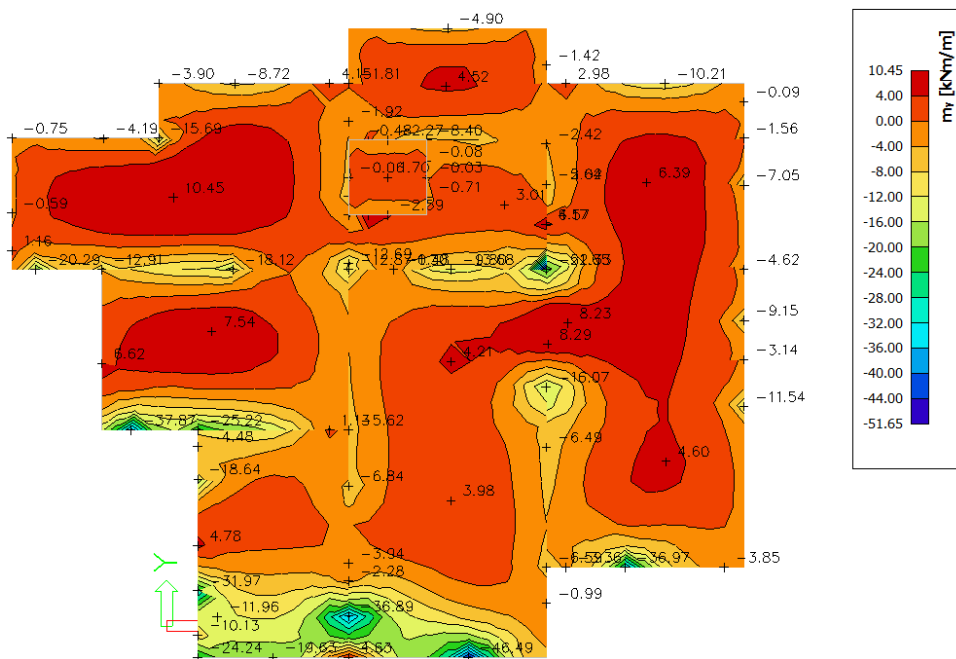
5.1. Ploče

5.1.1. Proračun ploče poz 600/601

Rezne sile u nastavku prikazane za kombinaciju GSN1.



Slika 5.1.1. Prikaz momenta savijanja u smjeru m_{xEd} za GSN1



Slika 5.1.2. Prikaz momenta savijanja u smjeru m_{yEd} za GSN1

Potrebna provjera dali dolazi do prekoračenja dopuštenih tlačnih naprezanja u betonu. Ako vrijednost momenta savijanja prekoračuje vrijednost graničnog momenta nosivosti $M_{Rd,lim}$ dolazi do drobljenja betona, te je potrebno dvostruko armiranje. Granični moment nosivosti računa se prema sljedećem izrazu:

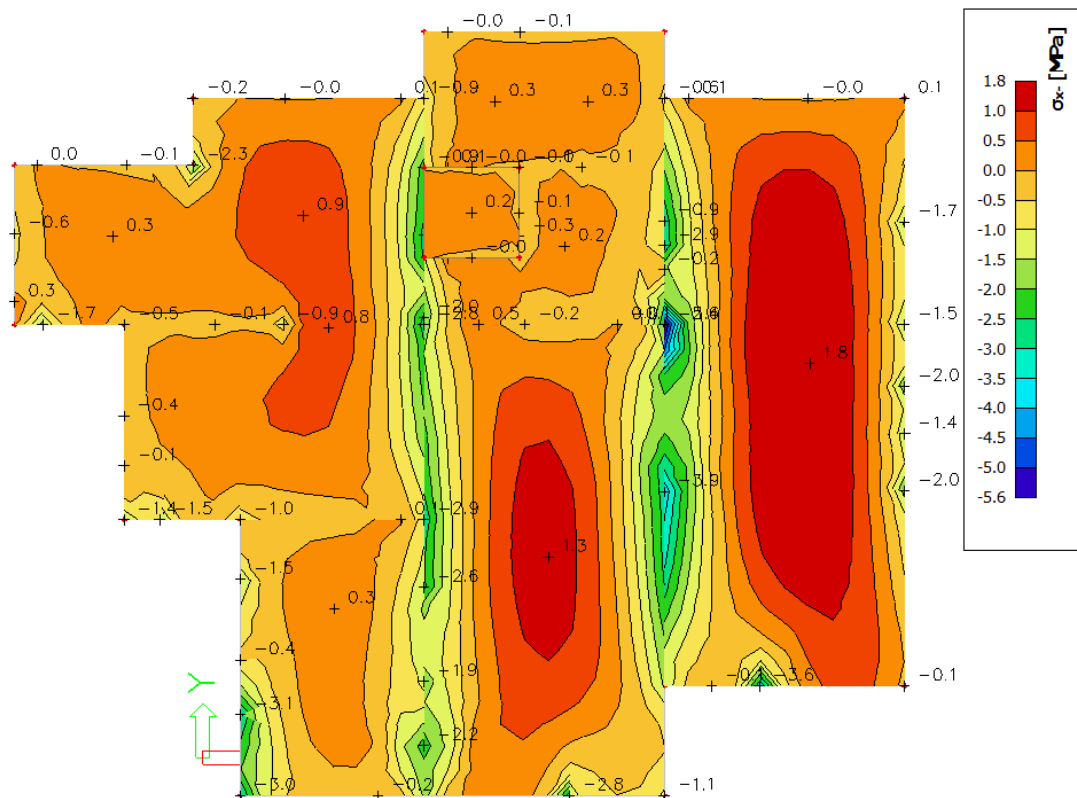
$$M_{Rd,lim} = \mu_{Rd,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,159 \cdot 100 \cdot 17,5^2 \cdot 2,0 = 97,38 \text{ kNm}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,0 \cdot 30 / 1,5 = 20 \text{ N/mm}^2 = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

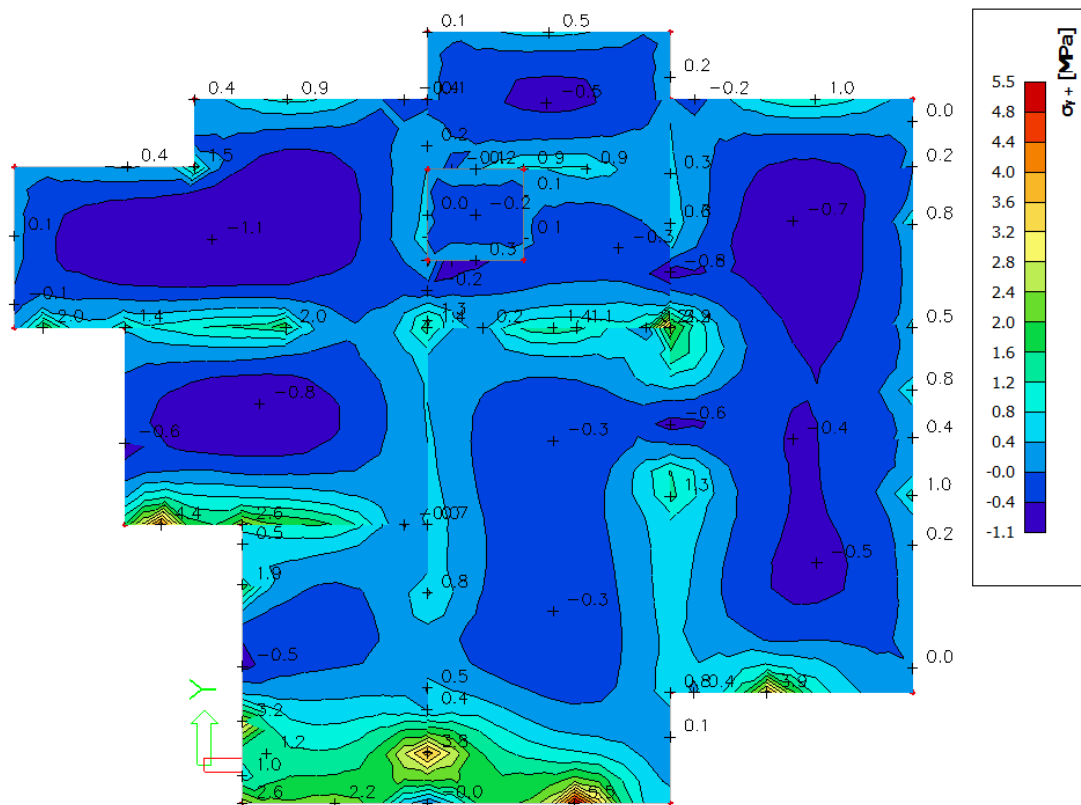
Maksimalni moment koji se javlja u ploči je 51,65 kNm što je manje od graničnog momenta nosivosti.

Naprezanja u betonu ne smiju prijeći 45 % karakteristične čvrstoće betona:

$$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa}$$



Slika 5.1.3. Tlačna naprezanja u betonu σ_x za kombinaciju GSU



Slika 5.1.4. Tlačna naprezanja u betonu σ_{y+} za kombinaciju GSU

Iz prikazanih slika možemo zaključiti da tlačna naprezanja u betonu ne prelaze dopuštene vrijednosti.

5.1.2. Dimenzioniranje ploče pozicije 600/601

Ploča POZ 600/601 debljine je 20cm, klase betona C30/37 i armira se s čelikom B-500B.

Rezne sile u nastavku prikazane su za kombinaciju opterećenja GSN1.

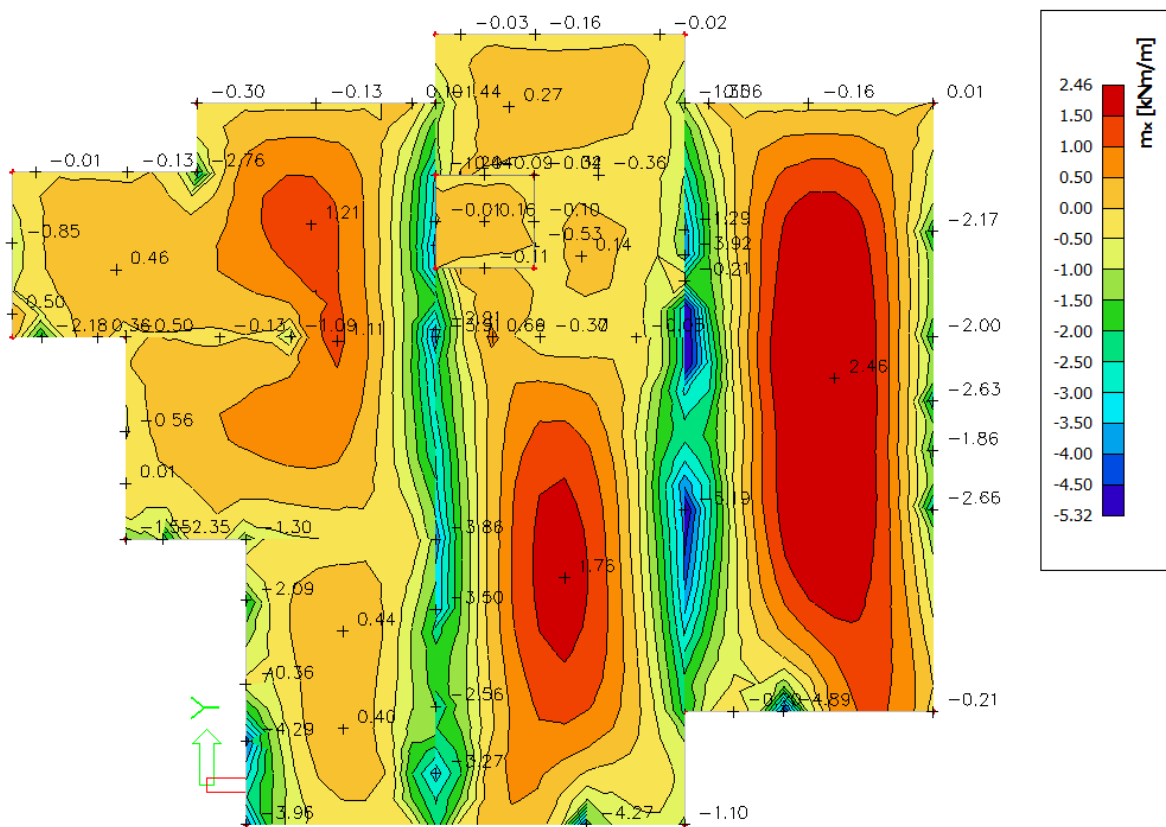
Prikaz potrebne armature:

Potrebna armatura definira se pojednostavljeno u računalnom programu, prema izrazu:

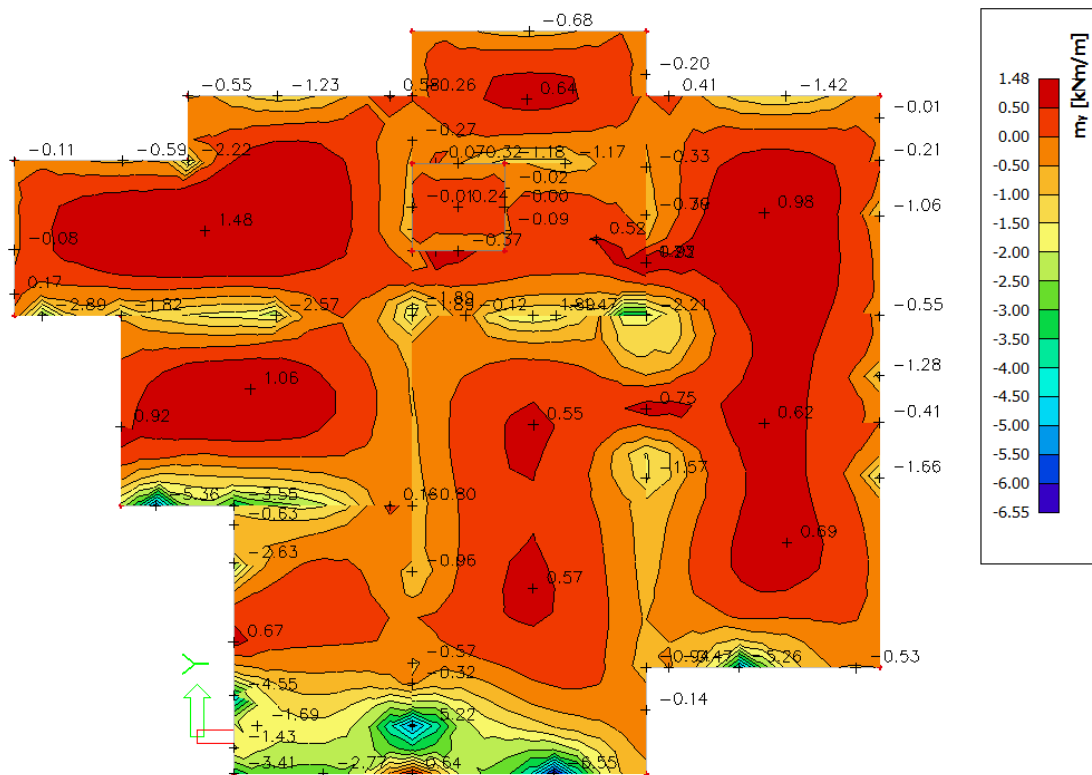
$$A_{s1} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{0,9 \cdot 17,5 \cdot 43,48} = M_{Ed} \cdot 0,146 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Minimalna armatura: $A_{s,\min} \geq 0,6 \cdot b_t \cdot d / f_{yk} \geq 0,0015 \cdot b_t \cdot d \rightarrow 0,0015 \cdot 100 \cdot 20 = 2,63 \text{ cm}^2/\text{m}'$

Aa,min = Odabrana min armatura: Q-283 (MA) (B500B)



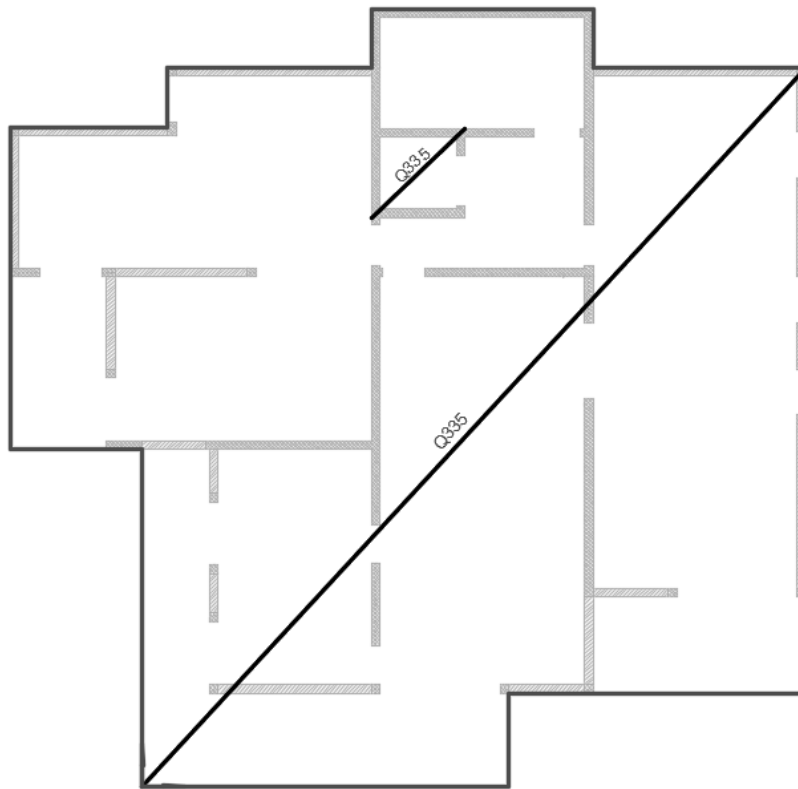
Slika 5.1.5. Prikaz potrebne armature (cm²/m) u smjeru x za GSN1



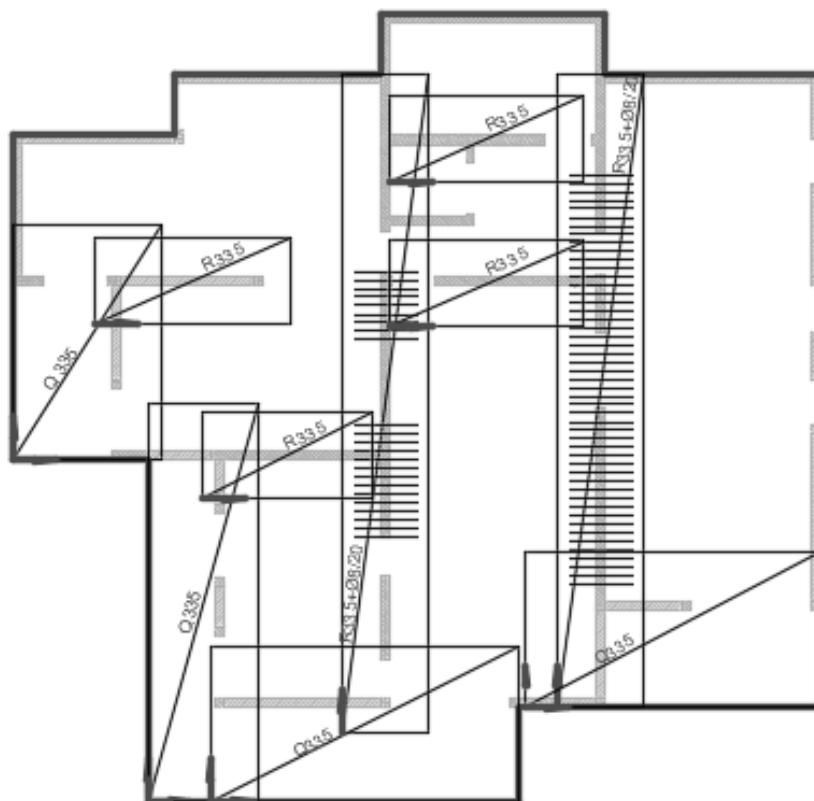
Slika 5.1.6. Prikaz potrebne armature (cm^2/m) u smjeru y za GSN1

Zbog preraspodjele momenata uslijed dugotrajnih efekata, armatura u polju je povećana, a armatura na ležajevima nešto smanjena. Na mjestima velikih koncentracija momenata u gornjoj zoni – potrebna armatura se može lokalno umanjiti – 20-30%. Na spojevima ploče i svih zidova ugraditi U vilice $\phi 8/20$ cm i uzdužne rubne šipke sukladno armaturi nadvoja, na spojevima stupa i ploče zbog većih koncentracija momenata progustiti vilice pri vrhu stupa.

Ploču POZ600/POZ601 armirati prema sljedećim skicama:



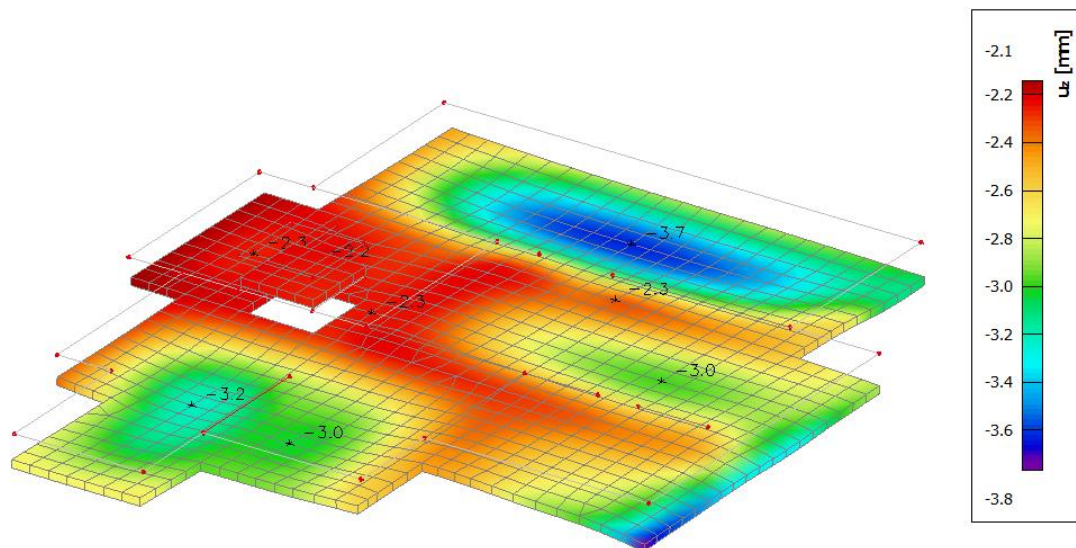
Slika 5.1.7. Skica armature u donjoj zoni



Slika 5.1.8. Skica armature u gornjoj zoni

5.1.3. Kontrola progiba

Progibi za relevantnu kombinaciju proračuna(GSU) – prikazani rezultati u mm:



Slika 5.1.9. Prikaz progiba

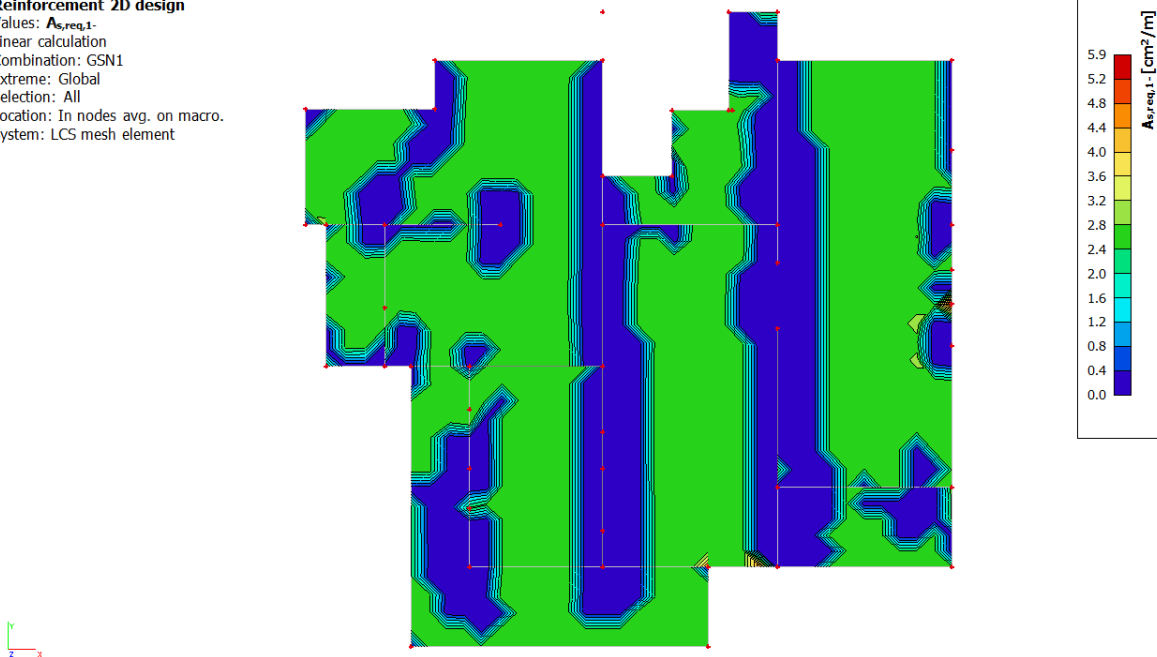
Maksimalni progib iznosi 3,9 mm a dopušteni iznosi:

$$\delta_{EL} \leq L/250 = 1845/250 = 7,38 \text{ mm}$$

Nelinearni proračun progiba:

Reinforcement 2D design

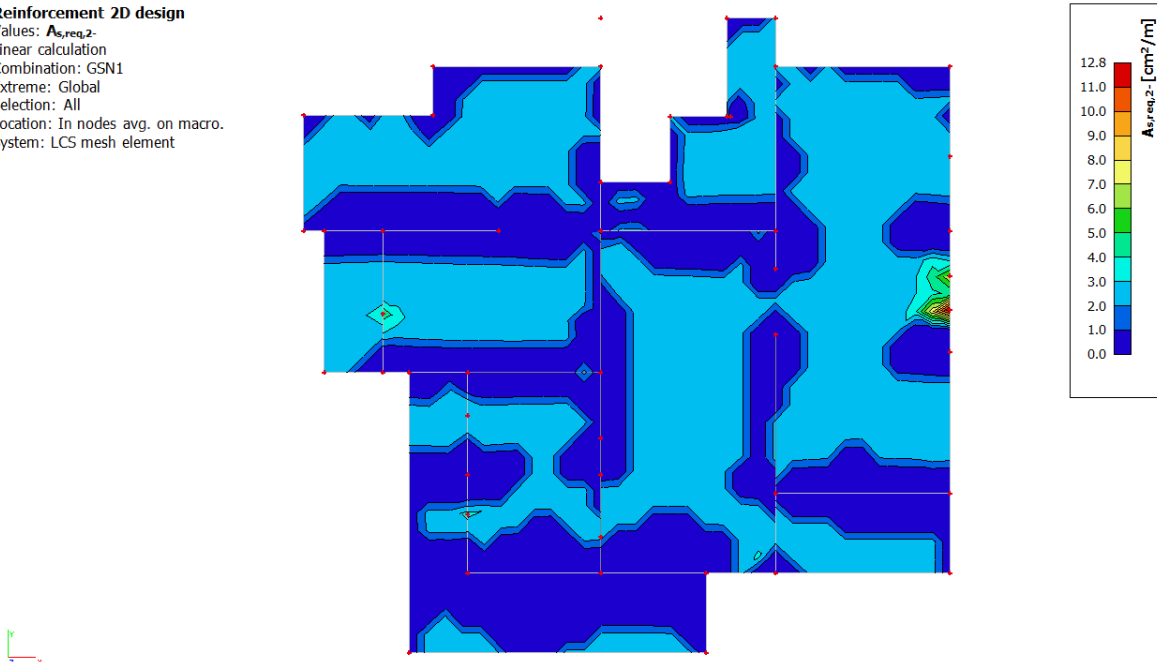
Values: $A_{s,req,1}$
Linear calculation
Combination: GSN1
Extreme: Global
Selection: All
Location: In nodes avg. on macro.
System: LCS mesh element



Slika 5.1.10. Prikaz potrebne armature u donjoj zoni

Reinforcement 2D design

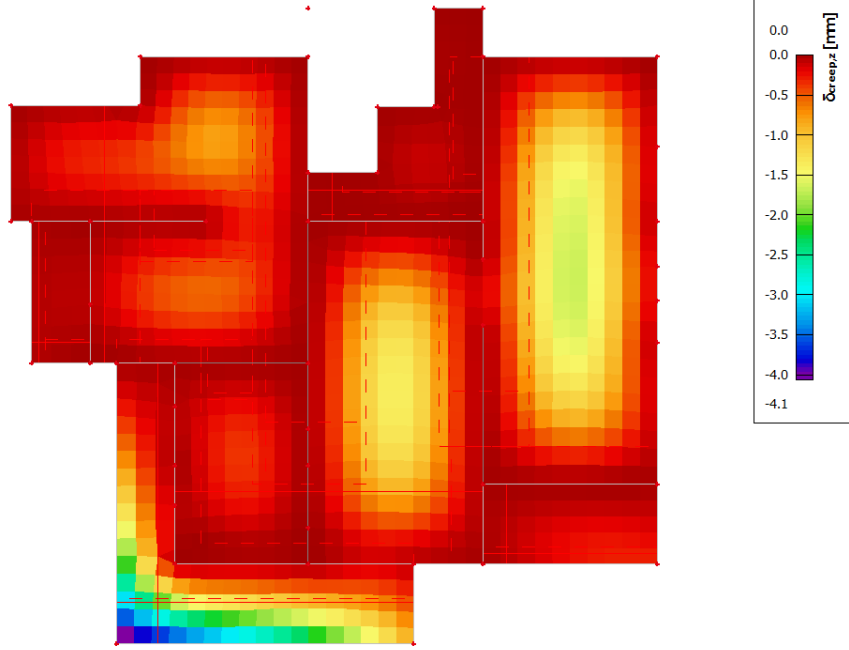
Values: $A_{s,req,2}$
Linear calculation
Combination: GSN1
Extreme: Global
Selection: All
Location: In nodes avg. on macro.
System: LCS mesh element



Slika 5.1.11. Prikaz potrebne armature u donjoj zoni

Code dependent deflection

Values: $\delta_{creep,z}$
Linear calculation
Combination: GSUExtreme: Global
Selection: All
Location: In centres. System: LCS
mesh element
Components of internal forces parallel
with the rib are taken into account as
zero within the effective width of the
rib.
System: LCS mesh element
CDD selection: S31, S32, S37, S38,
S39

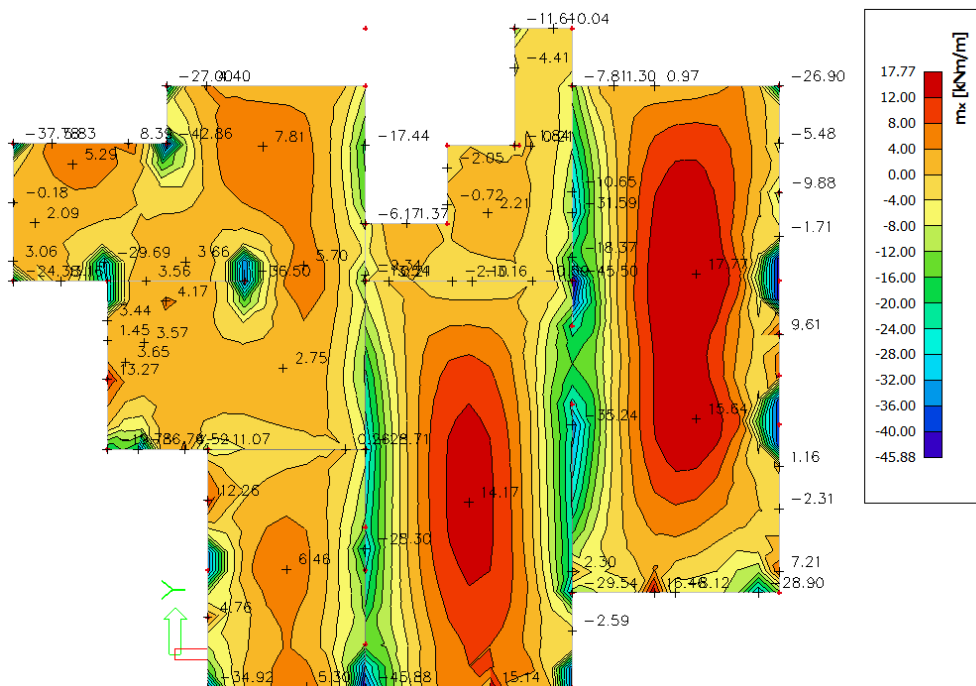


Slika 5.1.12. Prikaz deformacije za potrebnu armaturu u ploči (Q385)

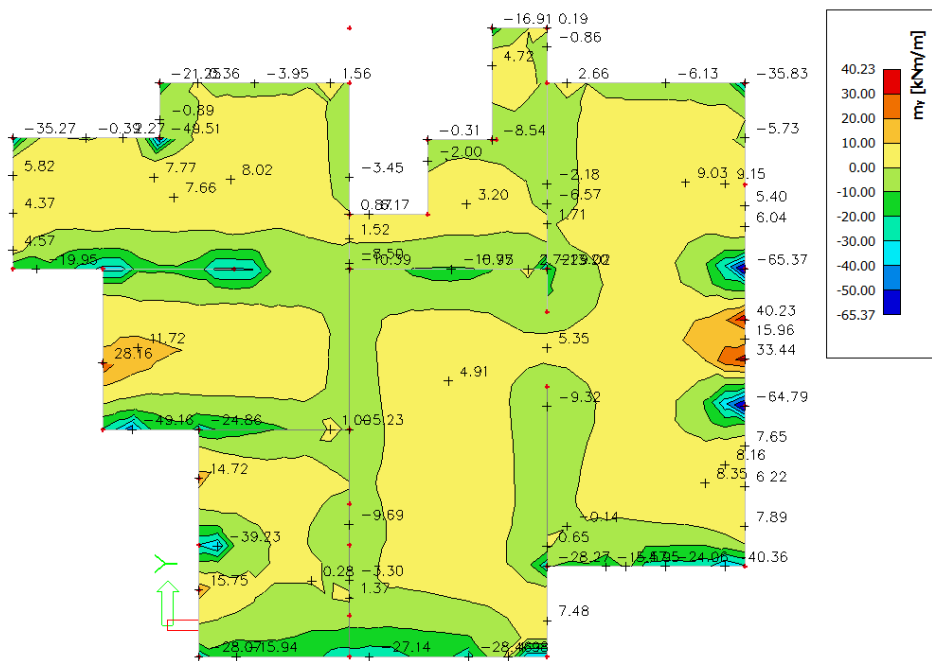
Nelinearnim djelovanjem dobiveni su kratkotrajni progibi koji su veći u odnosu na linearnu metodu.

5.2.1. Proračun ploče poz 500/400/300/200/100

Rezne sile u nastavku prikazane za kombinaciju GSN-1.



Slika 5.2.1. Prikaz momenta savijanja u smjeru m_{xEd} za GSN1



Slika 5.2.2. Prikaz momenta savijanja u smjeru m_{yEd} za GSN1

Potrebna provjera dali dolazi do prekoračenja dopuštenih tlačnih naprezanja u betonu. Ako vrijednost momenta savijanja prekoračuje vrijednost graničnog momenta nosivosti $M_{Rd,lim}$ dolazi do drobljenja betona, te je potrebno dvostruko armiranje. Granični moment nosivosti računa se prema sljedećem izrazu:

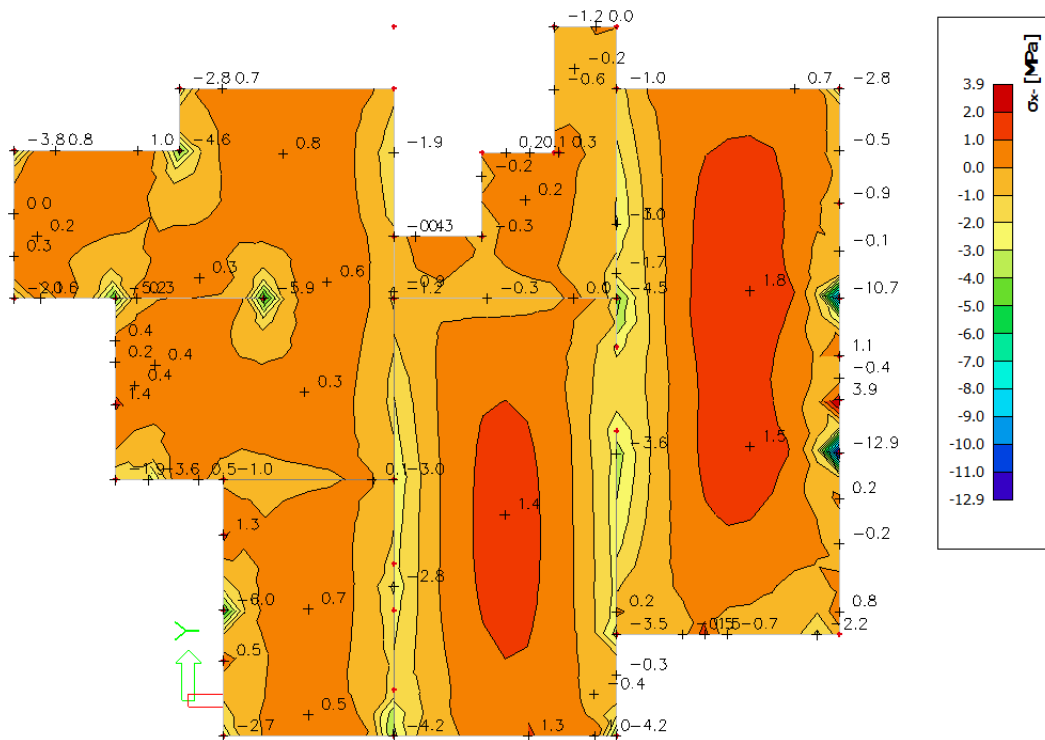
$$M_{Rd,lim} = \mu_{Rd,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,159 \cdot 100 \cdot 17,5^2 \cdot 2,0 = 97,38 \text{ kN/m}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,0 \cdot 30 / 1,5 = 20 \text{ N/mm}^2 = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

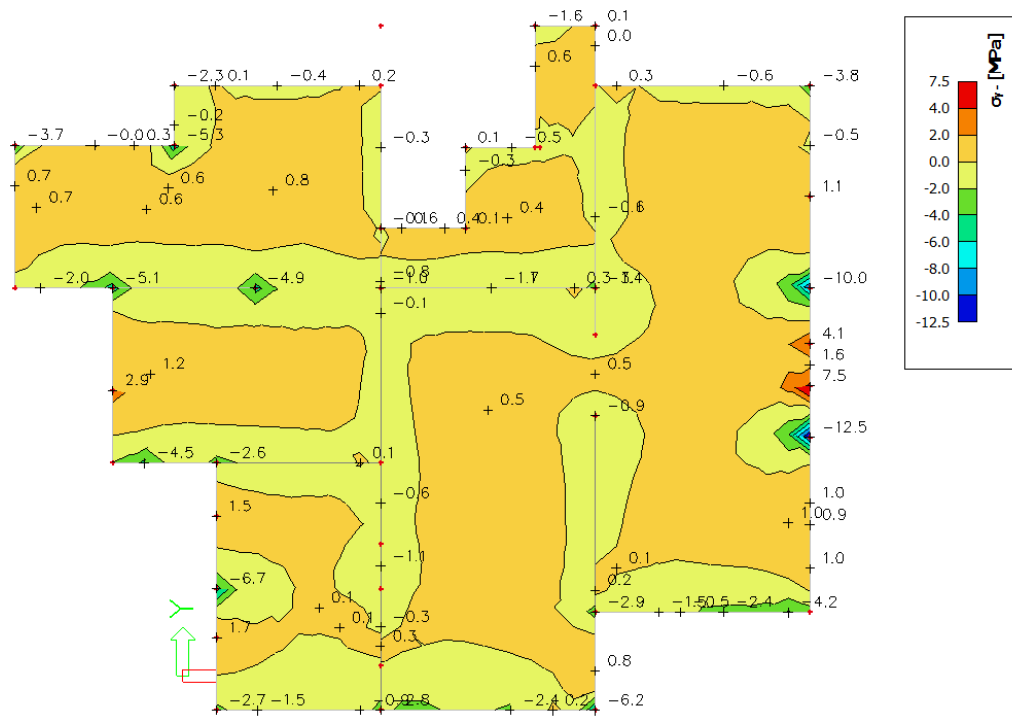
Maksimalni moment koji se javlja u ploči je 65,37 kNm što je manje od graničnog momenta nosivosti.

Naprezanja u betonu ne smiju prijeći 45% karakteristične čvrstoće betona:

$$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ Mpa}$$



Slika 5.2.3. Tlačna naprezanja u betonu σ_x za kombinaciju GSU



Slika 5.2.4. Tlačna naprezanja u betonu σ_{y+} za kombinaciju GSU

Iz prikazanih slika možemo zaključiti da tlačna naprezanja u betonu ne prelaze dopuštene vrijednosti.

5.2.2. Dimenzioniranje ploča pozicija 500/400/300/200/100

Ploča POZ 500/400/300/200/100 debljine su 20cm, klase betona C30/37 i armira se s čelikom B-500B. Rezne sile u nastavku prikazane su za kombinaciju opterećenja GSN1.

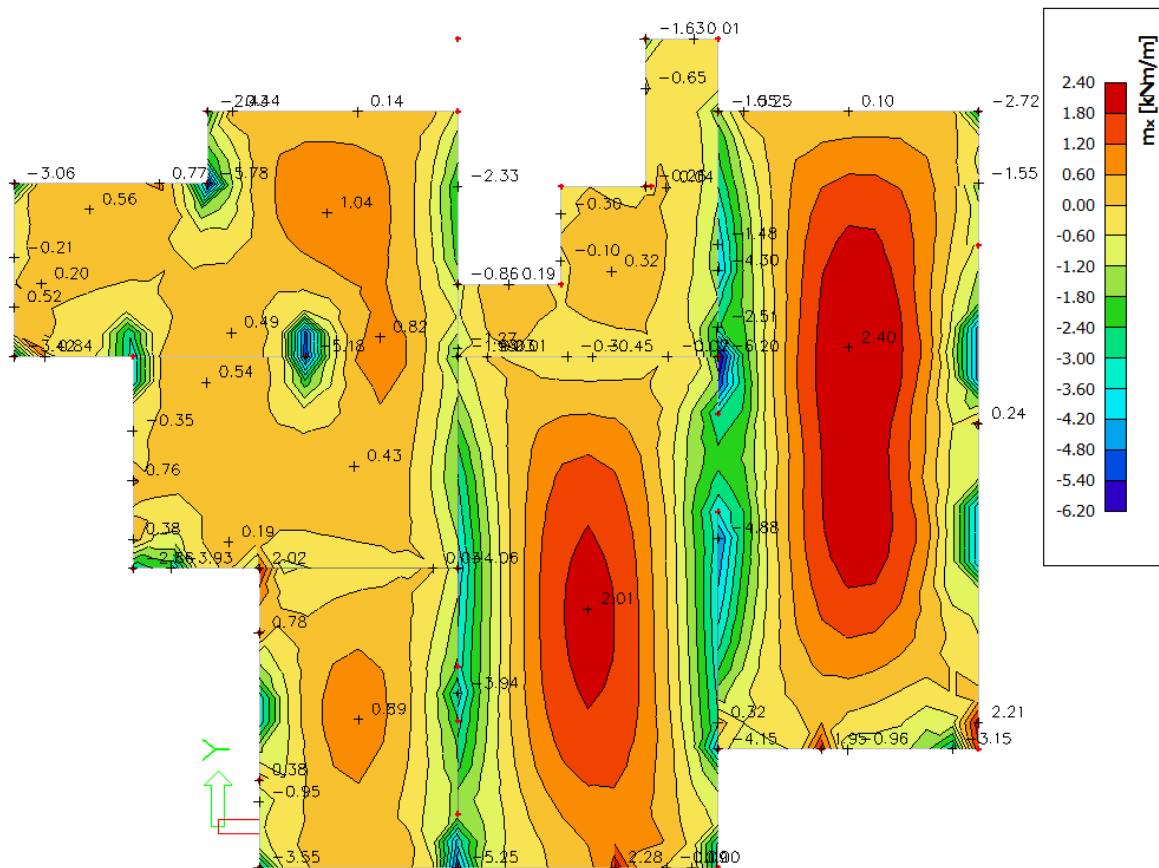
Prikaz potrebne armature:

Potrebna armatura definira se pojednostavljeno u računalnom programu, prema izrazu:

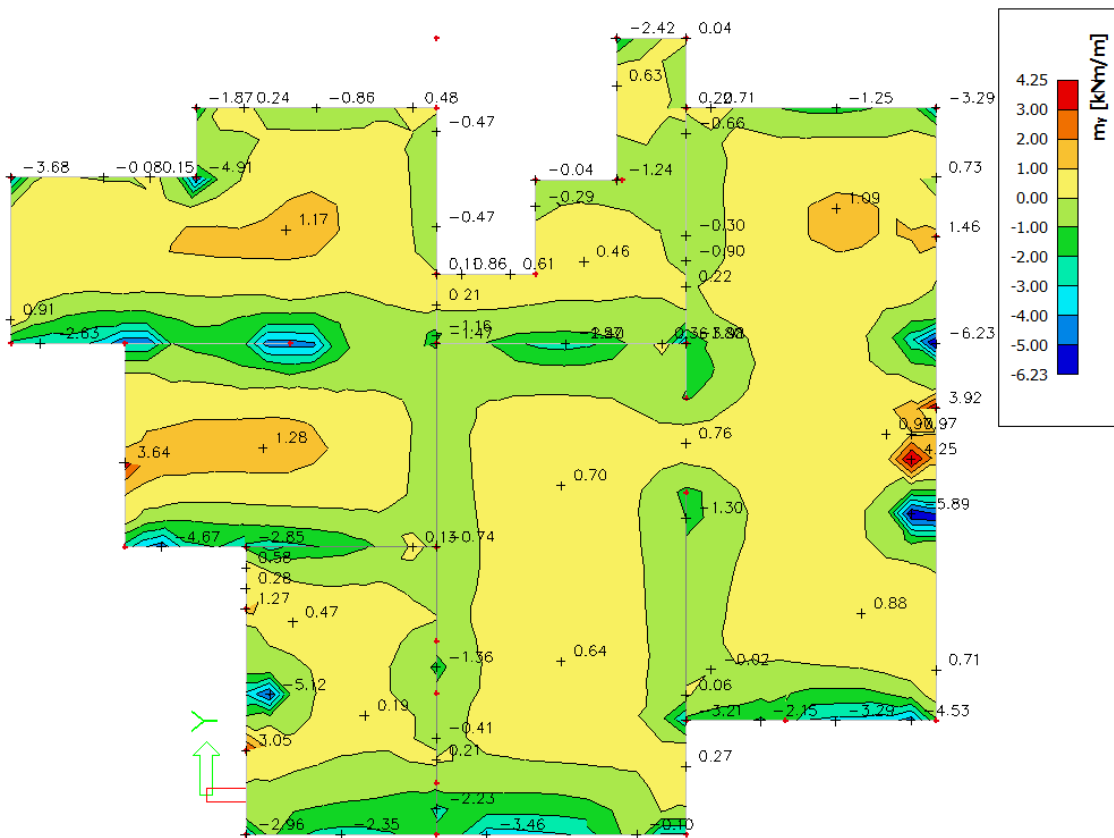
$$A_{s1} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{0,9 \cdot 17,5 \cdot 43,48} = M_{Ed} \cdot 0,146 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Minimalna armatura: $A_{s,\min} \geq 0,6 \cdot b_t \cdot d / f_{yk} \geq 0,0015 \cdot b_t \cdot d \rightarrow 0,0015 \cdot 100 \cdot 20 = 2,63 \text{ cm}^2/\text{m}'$

Aa,min = Odabrana min armatura: Q-283 (MA) (B500B)



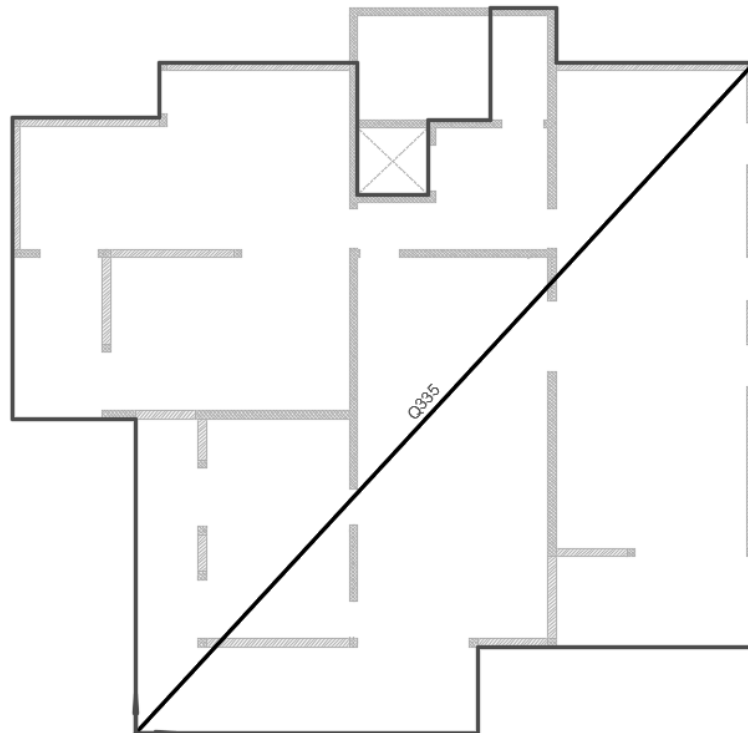
Slika 5.2.5. Prikaz potrebne armature (cm²/m) u smjeru x za GSN1



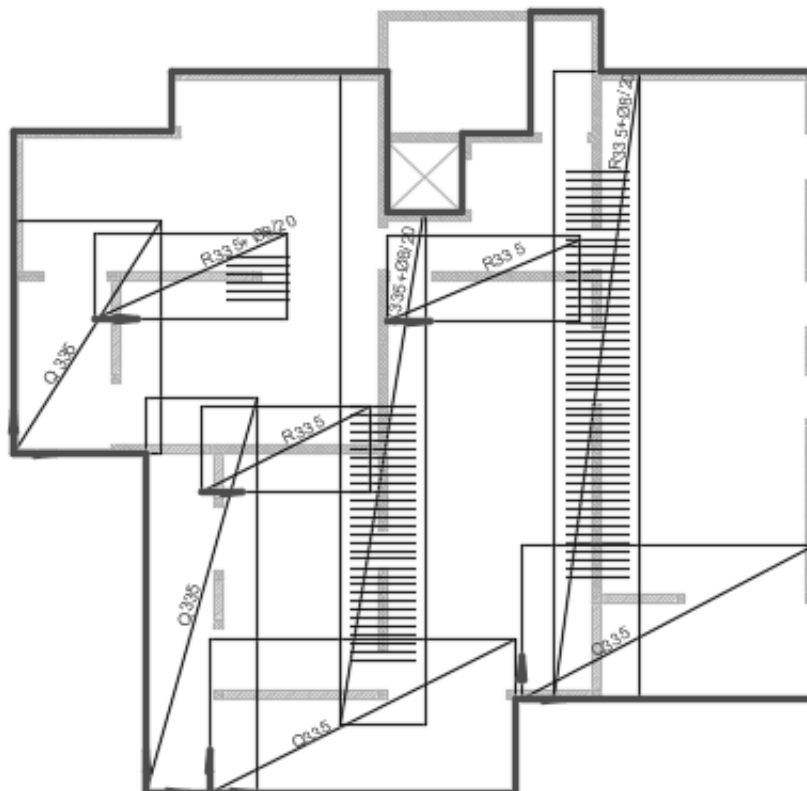
Slika 5.2.6. Prikaz potrebne armature (cm^2/m) u smjeru y za GSN1

Zbog preraspodjele momenata uslijed dugotrajnih efekata, armatura u polju je povećana, a armatura na ležajevima nešto smanjena. Na mjestima velikih koncentracija momenata u gornjoj zoni – potrebna armatura se može lokalno umanjiti – 20-30%. Na spojevima ploče i svih zidova ugraditi U vilice $\phi 8/20$ cm i uzdužne rubne šipke sukladno armaturi nadvoja, na spojevima stupa i ploče zbog većih koncentracija momenata progustiti vilice pri vrhu stupa.

Ploče POZ500/400/300/200/100 armirati prema sljedećim skicama:



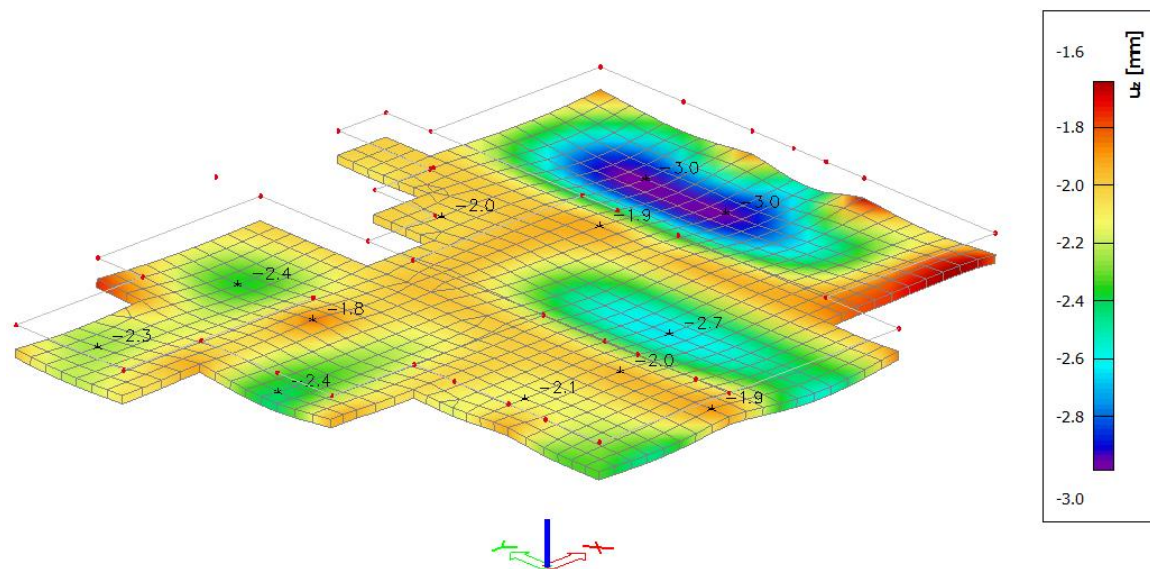
Slika 5.2.7. Skica armature u donjoj zoni



Slika 5.2.8. Skica armature u gornjoj zoni

5.2.3. Kontrola progiba

Progibi za relevantnu kombinaciju proračuna(GSU) – prikazani rezultati u mm:



Slika 5.2.9. Prikaz progiba

Maksimalni progib iznosi 3,0 mm a dopušteni iznosi:

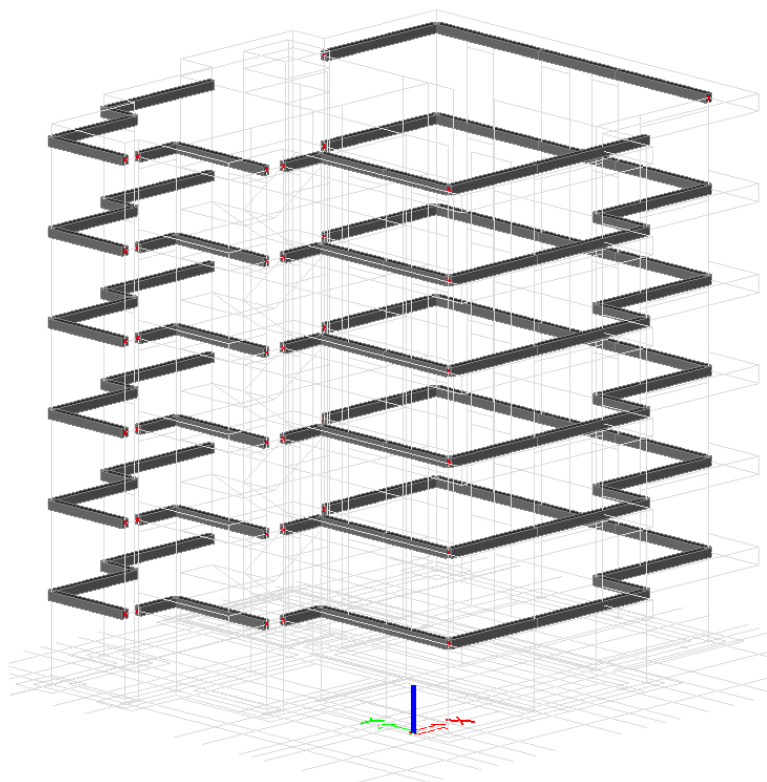
$$\delta_{EL} \leq L/250 = 1845/250 = 7,38 \text{ mm}$$

5.3. Grede

5.3.1. Grede b/h=25/50

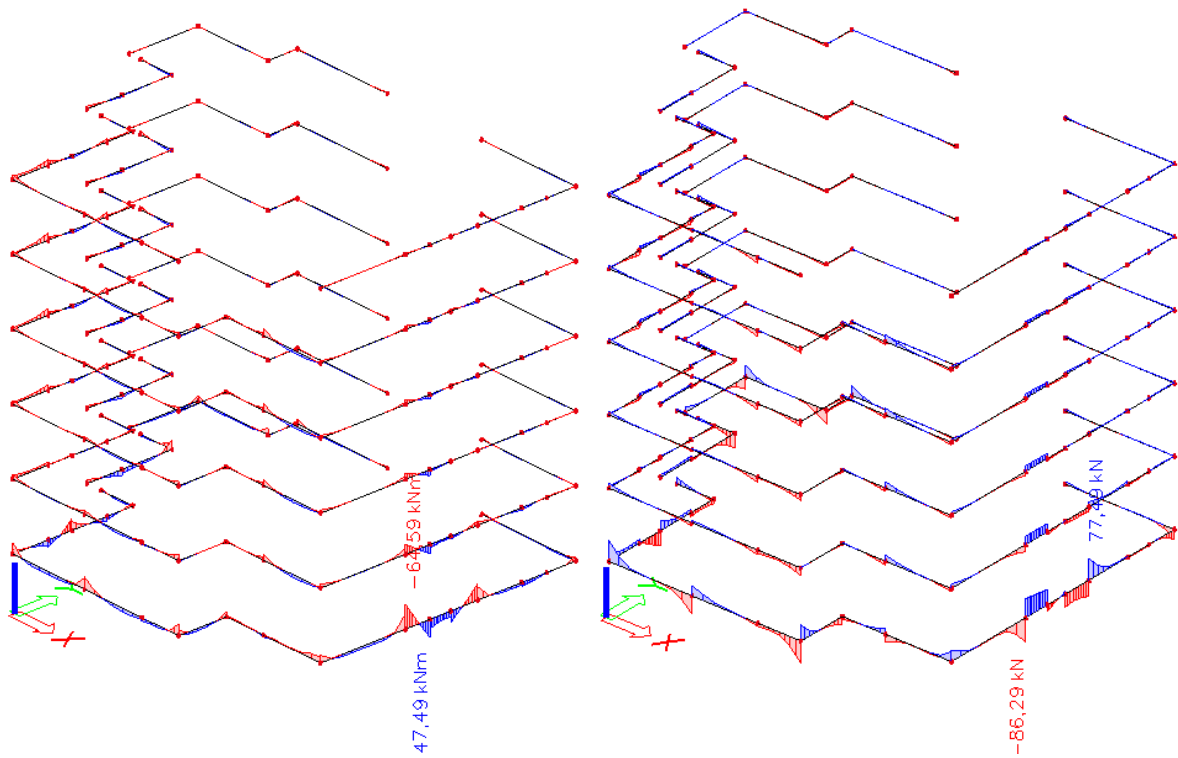
Grede su dimenzija 25/50 cm, klase betona C30/37 armirani čelikom B500B. Naprezanja ne smiju prijeći $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$. Granični moment nosivosti računa se prema izrazu

$$M_{Rd,c,lim} = \mu_{Rd,im} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,159 \cdot 25 \cdot 50^2 \cdot 2 = 198,75 \text{ kNm}$$

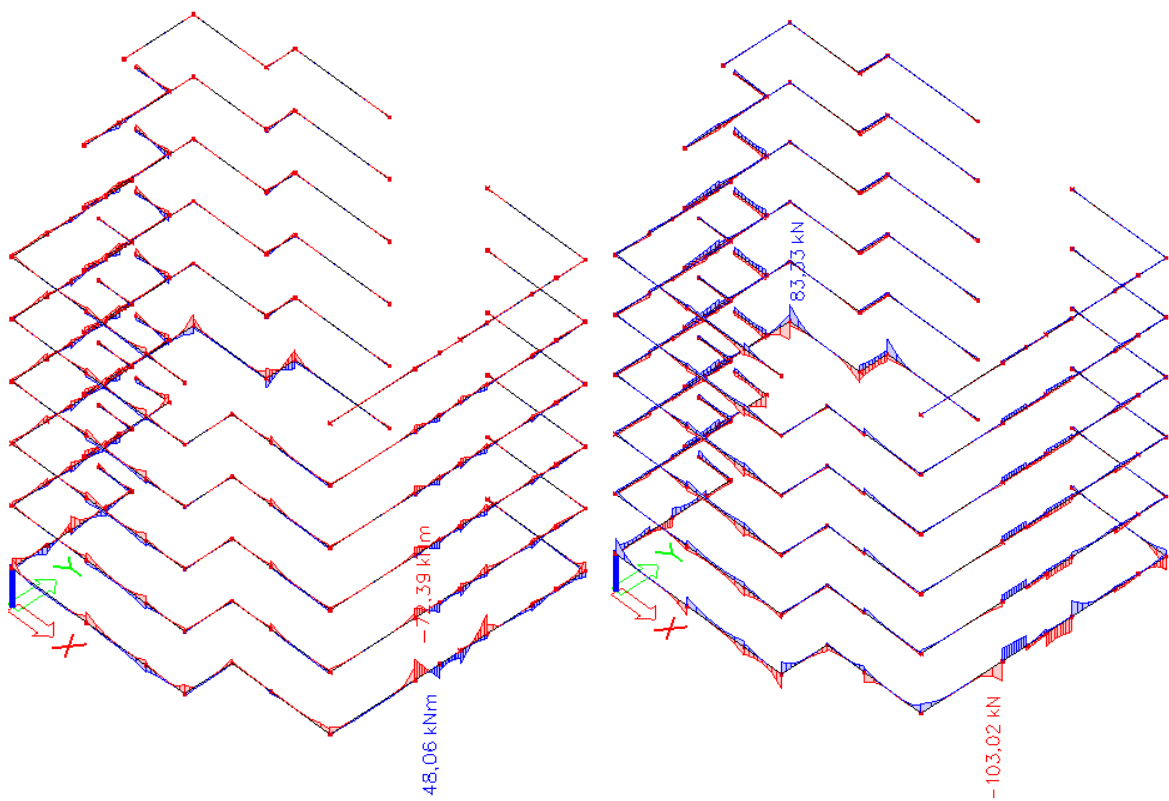


Slika 5.3.1. Prikaz horizontalnih serklaža u modelu

Rezne sile u nastavku prikazane za kombinaciju GSN1 i GSN3-FY1.

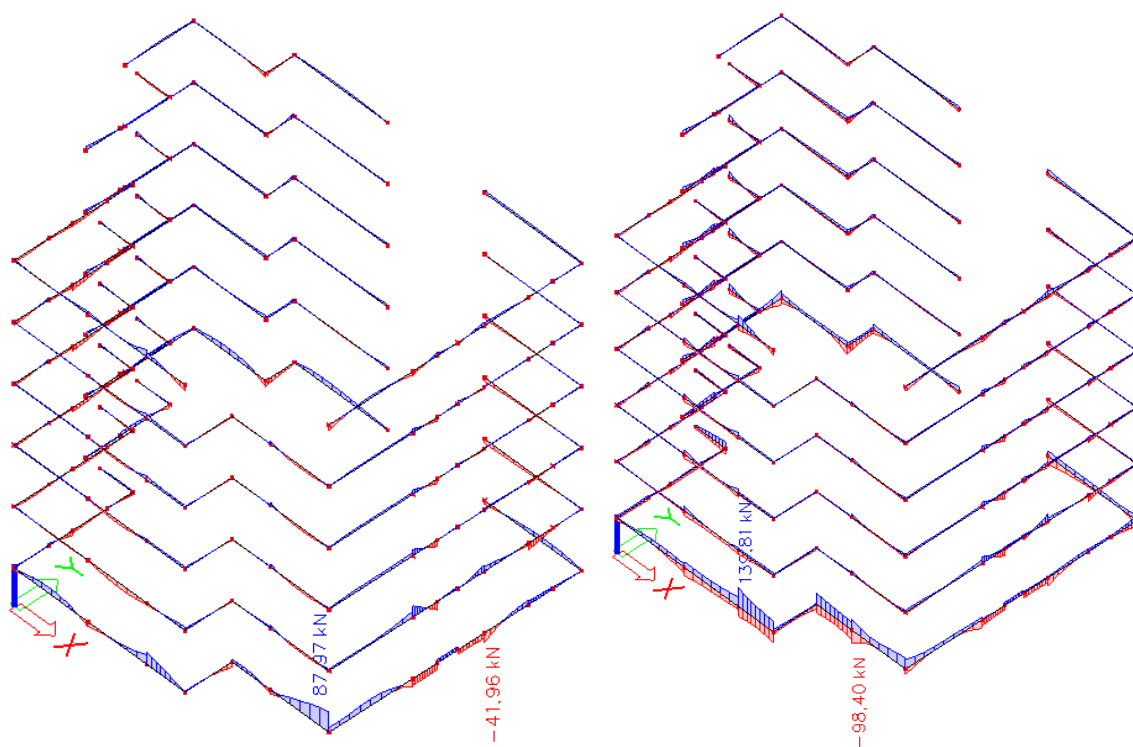


Slika 5.3.2. Momenti savijanja $M_{ed,y}$ [kNm] –lijevo i poprečne sile $V_{ed,z}$ [kN] za kombinaciju GSN1



Slika 5.3.3. Momenti savijanja $M_{ed,y}$ [kNm] –lijevo i poprečne sile $V_{ed,z}$ [kN] - desno za kombinaciju GSN3-

FY1



Slika 5.3.4. Momenti savijanja $M_{ed,y}$ [kNm] –lijevo i poprečne sile $V_{ed,z}$ [kN] za kombinaciju GSN1

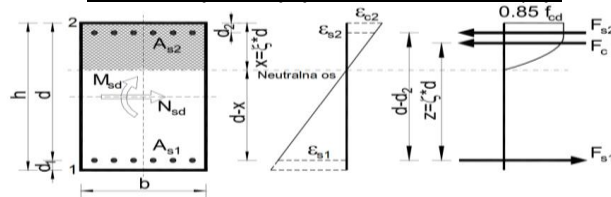
Mjerodavne rezne sile:

$$M_{Ed,polje} = 47,49 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,ležaj} = 72,39 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 103,02 \text{ kNm} \text{ (N=65,41kN)}$$

Dimenzioniranje na savijanje – maksimalni moment u polju



Uobičajena kombinacija
C 30/37
$f_{cd}=30/1.5=20$ MPa
B 500B
$f_{yd}=500/1.15=434.8$ MPa
$M_{Ed}= 47,49$ kNm
$N_{Ed}= 0$ kN

b	25	cm	C	30 37
h	50	cm	f_{cd}	2.00 kN/cm ²
d₁(d₂)	5	cm	f_{yd}	43.48 kN/cm ²
d	45	cm	Jednostruko armiranje	
M_{Ed}	47.49	kNm	ω	5.952 %
N_{Ed}	0	kN	ρ	0.274 %
ε_{s1}	10	‰	ξ	0.13
ε_{c2}	1.5	‰	ζ	0.953
M_{sds}	47.49	kNm	A_{s1}	2.55 cm ²
M_{Rd,lim}	160.99	kNm	A_{s2}	cm ²
μ_{sd}	0.047		A_{s,min}	1.25 cm ²

Odabrana armatura: 2Φ14 **A_{s1}= 3.08 cm²**

Dimenzioniranje na savijanje – maksimalni moment na ležaju

Uobičajena kombinacija
C 30/37
$f_{cd}=30/1.5=20$ MPa
B 500B
$f_{yd}=500/1.15=434.8$ MPa
$M_{Ed}= 72,39$ kNm
$N_{Ed}= 0$ kN

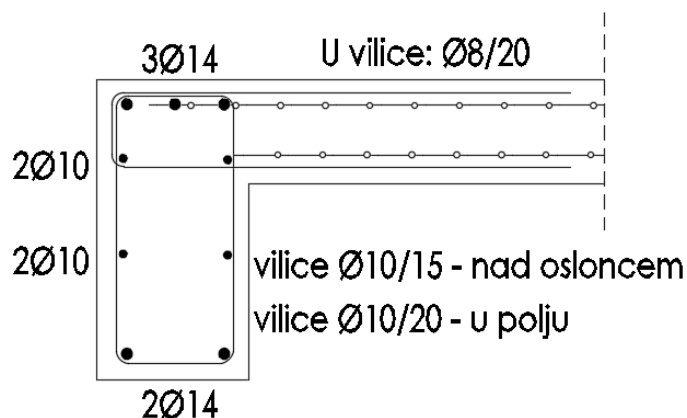
b	25	cm	C	30 37
h	50	cm	f_{cd}	2.00 kN/cm ²
d₁(d₂)	5	cm	f_{yd}	43.48 kN/cm ²
d	45	cm	Jednostruko armiranje	
M_{Ed}	72.39	kNm	ω	8.928 %
N_{Ed}	0	kN	ρ	0.411 %
ε_{s1}	10	‰	ξ	0.153
ε_{c2}	1.8	‰	ζ	0.944
M_{sds}	72.39	kNm	A_{s1}	3.92 cm ²
M_{Rd,lim}	160.99	kNm	A_{s2}	cm ²
μ_{sd}	0.071		A_{s,min}	1.25 cm ²

Odabrana armatura: 3Φ14 **A_{s1}= 4.62 cm²**

Horizontalne serklaže , b/h = 25/50: Armirati sa 2Ø14 u donjoj i 3Ø14 u gornjoj zoni.

$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \left[C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$ $V_{Rd,c,min} \geq \left[v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$ $V_{Rd,c,mjer} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min})$ $V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}$ $V_{wd} = \frac{m \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,d} \cdot z}{s_w}$		<u>Dimenzioniranje na poprečnu silu</u>																																																																																		
<p>C 30/37</p> <p>$f_{cd}=30/1.5=20$ MPa</p> <p>$A_{sl}=5\emptyset 14+2\emptyset 10=9.27$ cm²</p> <p>$V_{sd,y,max}=103,02$ kN</p> <p>$N_{sd}=65,41$ kN</p>	<table border="1"> <tr><td>b_w</td><td>25.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>h</td><td>50.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>$d_1 (d_2)$</td><td>5.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>d</td><td>45.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>A_{sl}</td><td>9.27</td><td>cm²</td></tr> <tr><td>$V_{Ed,max}$</td><td>103.02</td><td>kN</td></tr> <tr><td>N_{sd}</td><td>65.41</td><td>kN</td></tr> <tr><td>k</td><td>1.67</td><td></td></tr> <tr><td>ρ_l</td><td>0.0082</td><td></td></tr> <tr><td>v_{min}</td><td>0.41</td><td></td></tr> <tr><td>σ_{cp}</td><td>0.05</td><td>kN/cm²</td></tr> <tr><td>$V_{Rd,c}$</td><td>66.4</td><td>kN</td></tr> <tr><td>$V_{Rd,c,min}$</td><td>47.3</td><td>kN</td></tr> <tr><td>$V_{Rd,c,mjer}$</td><td>66.4</td><td>kN</td></tr> <tr><td>v</td><td>0.528</td><td></td></tr> <tr><td>V_{Rd2}</td><td>594.0</td><td>kN</td></tr> </table>	b_w	25.00	cm	h	50.00	cm	$d_1 (d_2)$	5.00	cm	d	45.00	cm	A_{sl}	9.27	cm ²	$V_{Ed,max}$	103.02	kN	N_{sd}	65.41	kN	k	1.67		ρ_l	0.0082		v_{min}	0.41		σ_{cp}	0.05	kN/cm ²	$V_{Rd,c}$	66.4	kN	$V_{Rd,c,min}$	47.3	kN	$V_{Rd,c,mjer}$	66.4	kN	v	0.528		V_{Rd2}	594.0	kN	<p>C 30/37</p> <table border="1"> <tr><td>f_{ck}</td><td>30.00</td><td>Mpa</td></tr> <tr><td>f_{cd}</td><td>2.00</td><td>kN/cm²</td></tr> <tr><td>$f_{yd}, f_{yw,d}$</td><td>43.48</td><td>kN/cm²</td></tr> <tr><td>τ_{Rd}</td><td>0.30</td><td>kN/cm²</td></tr> </table> <p>Računska armatura</p> <table border="1"> <tr><td>ρ_{min}</td><td>0.0011</td><td></td></tr> <tr><td>m</td><td>2</td><td></td></tr> <tr><td>$V_{Ed,max}/V_{Rd2}$</td><td>0.17</td><td></td></tr> <tr><td>$s_{w,max}$</td><td>30.0</td><td>cm</td></tr> <tr><td>$A_{sw,min}$</td><td>0.413</td><td>cm²</td></tr> </table> <p>Odabrano: $\emptyset 10 / 20$</p> <table border="1"> <tr><td>$A_{sw,od}$</td><td>0.79</td><td>cm²</td></tr> <tr><td>V_{wd}</td><td>138.30</td><td>kN</td></tr> </table>	f_{ck}	30.00	Mpa	f_{cd}	2.00	kN/cm ²	$f_{yd}, f_{yw,d}$	43.48	kN/cm ²	τ_{Rd}	0.30	kN/cm ²	ρ_{min}	0.0011		m	2		$V_{Ed,max}/V_{Rd2}$	0.17		$s_{w,max}$	30.0	cm	$A_{sw,min}$	0.413	cm ²	$A_{sw,od}$	0.79	cm ²	V_{wd}	138.30	kN	
b_w	25.00	cm																																																																																		
h	50.00	cm																																																																																		
$d_1 (d_2)$	5.00	cm																																																																																		
d	45.00	cm																																																																																		
A_{sl}	9.27	cm ²																																																																																		
$V_{Ed,max}$	103.02	kN																																																																																		
N_{sd}	65.41	kN																																																																																		
k	1.67																																																																																			
ρ_l	0.0082																																																																																			
v_{min}	0.41																																																																																			
σ_{cp}	0.05	kN/cm ²																																																																																		
$V_{Rd,c}$	66.4	kN																																																																																		
$V_{Rd,c,min}$	47.3	kN																																																																																		
$V_{Rd,c,mjer}$	66.4	kN																																																																																		
v	0.528																																																																																			
V_{Rd2}	594.0	kN																																																																																		
f_{ck}	30.00	Mpa																																																																																		
f_{cd}	2.00	kN/cm ²																																																																																		
$f_{yd}, f_{yw,d}$	43.48	kN/cm ²																																																																																		
τ_{Rd}	0.30	kN/cm ²																																																																																		
ρ_{min}	0.0011																																																																																			
m	2																																																																																			
$V_{Ed,max}/V_{Rd2}$	0.17																																																																																			
$s_{w,max}$	30.0	cm																																																																																		
$A_{sw,min}$	0.413	cm ²																																																																																		
$A_{sw,od}$	0.79	cm ²																																																																																		
V_{wd}	138.30	kN																																																																																		

Horizontalne serklaže $b/h = 25/50$: Armirati sa $2\emptyset 14$ u donjoj i $3\emptyset 14$ u gornjoj zoni.
Razdjelna armatura $2 \times 2\emptyset 10$. Vilice $\emptyset 10/20$ iznad ležaja vilice progustiti na $\emptyset 10/15$.

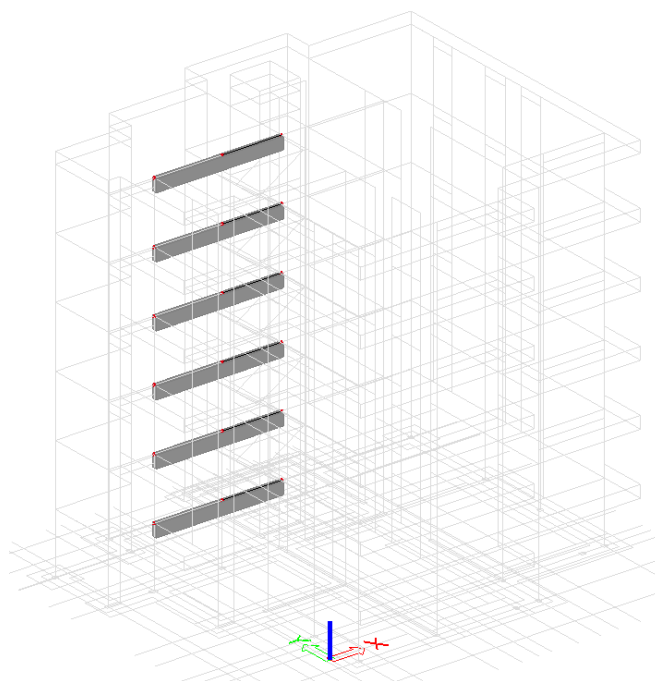


Slika 5.3.5. Detalj armiranja hor. serklaža

5.3.2. Greda b/h=25/60

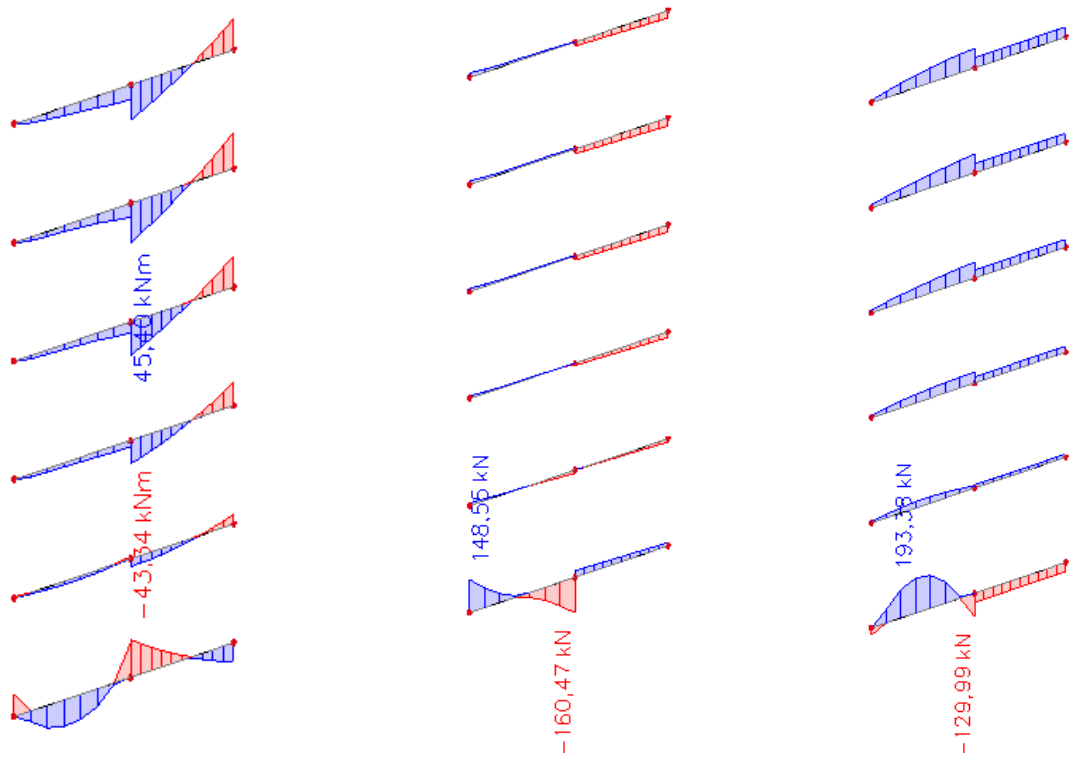
Grede su dimenzija 25/60 cm, klase betona C30/37 armirani čelikom B500B. Naprezanja ne smiju prijeći $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$. Granični moment nosivosti računa se prema izrazu

$$M_{Rd,c,lim} = \mu_{Rd,im} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,159 \cdot 25 \cdot 60^2 \cdot 2 = 286,20 \text{ kNm}$$

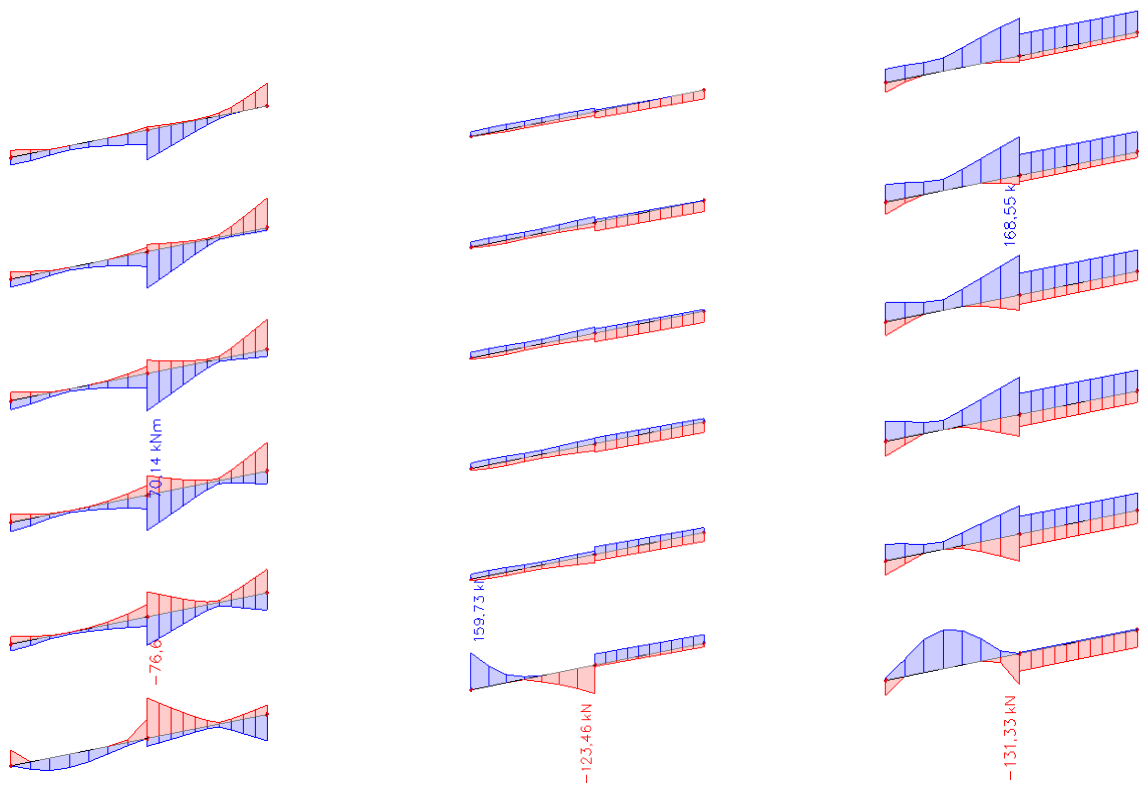


Slika 5.3.6. Prikaz greda u modelu

Rezne sile u nastavku prikazane za kombinaciju GSN1 i GSN2-FX1.



Slika 5.3.7. Momenti savijanja $M_{ed,y}$ [kNm] –lijevo, poprečne sile $V_{ed,z}$ [kN] –sredina i uzdužne sile N_{ed} [kN] –desno za kombinaciju GSN1



Slika 5.3.8. Momenti savijanja $M_{ed,y}$ [kNm] –lijevo, poprečne sile $V_{ed,z}$ [kN] –sredina i uzdužne sile N_{ed} [kN] –desno za kombinaciju GSN2-FX1

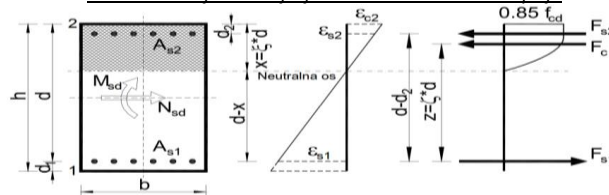
Mjerodavne rezne sile:

$$M_{Ed, polje} = 25,62 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed, lezaj} = 76,61 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 159,73 \text{ kNm} \quad (N=131,33 \text{ kN})$$

Dimenzioniranje na savijanje – maksimalni moment u polju



Uobičajena kombinacija
C 30/37
$f_{cd} = 30/1.5 = 20 \text{ MPa}$
B 500B
$f_{yd} = 500/1.15 = 434.8 \text{ MPa}$
$M_{Ed} = 25,62 \text{ kNm}$
$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

b	25	cm	C	30 37
h	60	cm	f_{cd}	2.00 kN/cm ²
d₁(d₂)	5	cm	f_{yd}	43.48 kN/cm ²
d	55	cm	Jednostruko armiranje	
M_{Ed}	25.62	kNm	ω	4.870 %
N_{Ed}	0	kN	ρ	0.224 %
ε_{s1}	10	‰	ξ	0.074
ε_{c2}	0.8	‰	ζ	0.974
M_{sds}	25.62	kNm	A_{s1}	1.10 cm ²
M_{Rd,lim}	240.49	kNm	A_{s2}	cm ²
μ_{sd}	0.017		A_{s,min}	1.5 cm ²

Odabrana armatura: 2Φ14 **A_{s1} = 3.08 cm²**

Dimenzioniranje na savijanje – maksimalni moment na ležaju

Uobičajena kombinacija
C 30/37
$f_{cd} = 30/1.5 = 20 \text{ MPa}$
B 500B
$f_{yd} = 500/1.15 = 434.8 \text{ MPa}$
$M_{Ed} = 76,61 \text{ kNm}$
$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

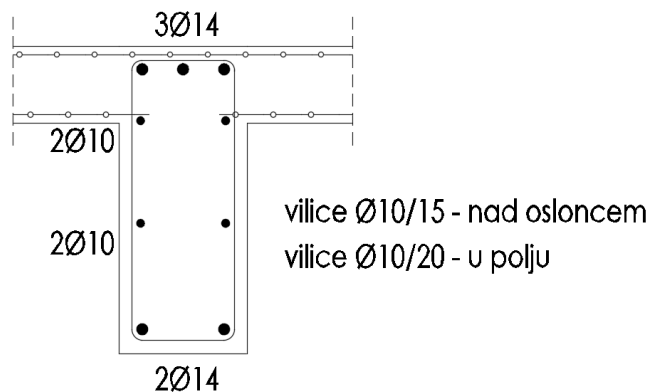
b	25	cm	C	30 37
h	60	cm	f_{cd}	2.00 kN/cm ²
d₁(d₂)	5	cm	f_{yd}	43.48 kN/cm ²
d	55	cm	Jednostruko armiranje	
M_{Ed}	76.61	kNm	ω	7.305 %
N_{Ed}	0	kN	ρ	0.336 %
ε_{s1}	10	‰	ξ	0.123
ε_{c2}	1.4	‰	ζ	0.956
M_{sds}	76.61	kNm	A_{s1}	3.35 cm ²
M_{Rd,lim}	240.49	kNm	A_{s2}	cm ²
μ_{sd}	0.051		A_{s,min}	1.5 cm ²

Odabrana armatura: 3Φ14 **A_{s1} = 4.62 cm²**

Horizontalne serklaže , b/h = 25/60: Armirati sa 2Ø14 u donjoj i 3Ø14 u gornjoj zoni

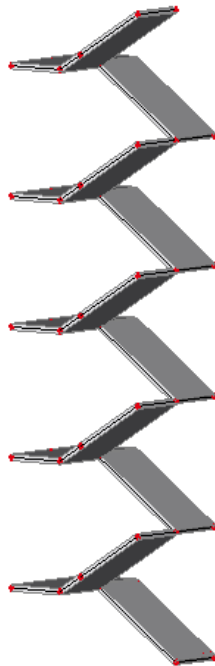
$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = [C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ $V_{Rd,c,min} \geq [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ $V_{Rd,c,mjer} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min})$ $V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}$ $V_{wd} = \frac{m \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,d} \cdot Z}{s_w}$		<u>Dimenzioniranje na poprečnu silu</u>																																																																														
<p>C 30/37</p> <p>$f_{cd}=30/1.5=20$ MPa</p> <p>$A_{sl}=5\emptyset 14+2\emptyset 10=9.27$ cm²</p> <p>$V_{sd,y,max}=159,73$ kN</p> <p>$N_{sd}=131,33$ kN</p>	<table border="0"> <tr><td>b_w</td><td>25.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>h</td><td>60.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>$d_1 (d_2)$</td><td>5.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>d</td><td>55.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>A_{sl}</td><td>9.27</td><td>cm²</td></tr> <tr><td>$V_{Ed,max}$</td><td>159.73</td><td>kN</td></tr> <tr><td>N_{sd}</td><td>131.33</td><td>kN</td></tr> <tr><td>k</td><td>1.60</td><td></td></tr> <tr><td>ρ_l</td><td>0.0067</td><td></td></tr> <tr><td>v_{min}</td><td>0.39</td><td></td></tr> <tr><td>σ_{cp}</td><td>0.09</td><td>kN/cm²</td></tr> <tr><td>$V_{Rd,c}$</td><td>73.9</td><td>kN</td></tr> <tr><td>$V_{Rd,c,min}$</td><td>55.3</td><td>kN</td></tr> <tr><td>$V_{Rd,c,mjer}$</td><td>73.9</td><td>kN</td></tr> <tr><td>v</td><td>0.528</td><td></td></tr> <tr><td>V_{Rd2}</td><td>726.0</td><td>kN</td></tr> </table>	b_w	25.00	cm	h	60.00	cm	$d_1 (d_2)$	5.00	cm	d	55.00	cm	A_{sl}	9.27	cm ²	$V_{Ed,max}$	159.73	kN	N_{sd}	131.33	kN	k	1.60		ρ_l	0.0067		v_{min}	0.39		σ_{cp}	0.09	kN/cm ²	$V_{Rd,c}$	73.9	kN	$V_{Rd,c,min}$	55.3	kN	$V_{Rd,c,mjer}$	73.9	kN	v	0.528		V_{Rd2}	726.0	kN	<p>C 30/37</p> <table border="0"> <tr><td>f_{ck}</td><td>30.00</td><td>Mpa</td></tr> <tr><td>f_{cd}</td><td>2.00</td><td>kN/cm²</td></tr> <tr><td>$f_{yd}, f_{yw,d}$</td><td>43.48</td><td>kN/cm²</td></tr> <tr><td>τ_{Rd}</td><td>0.30</td><td>kN/cm²</td></tr> </table> <p>Računska armatura</p> <table border="0"> <tr><td>ρ_{min}</td><td>0.0011</td></tr> <tr><td>m</td><td>2</td></tr> <tr><td>$V_{Ed,max}/V_{Rd2}$</td><td>0.22</td></tr> <tr><td>$s_{w,max}$</td><td>30.0</td><td>cm</td></tr> <tr><td>$A_{sw,min}$</td><td>0.413</td><td>cm²</td></tr> </table> <p>Odabrano: $\emptyset 10 / 20$</p> <table border="0"> <tr><td>$A_{sw,od}$</td><td>0.79</td><td>cm²</td></tr> <tr><td>V_{wd}</td><td>169.04</td><td>kN</td></tr> </table>	f_{ck}	30.00	Mpa	f_{cd}	2.00	kN/cm ²	$f_{yd}, f_{yw,d}$	43.48	kN/cm ²	τ_{Rd}	0.30	kN/cm ²	ρ_{min}	0.0011	m	2	$V_{Ed,max}/V_{Rd2}$	0.22	$s_{w,max}$	30.0	cm	$A_{sw,min}$	0.413	cm ²	$A_{sw,od}$	0.79	cm ²	V_{wd}	169.04	kN
b_w	25.00	cm																																																																														
h	60.00	cm																																																																														
$d_1 (d_2)$	5.00	cm																																																																														
d	55.00	cm																																																																														
A_{sl}	9.27	cm ²																																																																														
$V_{Ed,max}$	159.73	kN																																																																														
N_{sd}	131.33	kN																																																																														
k	1.60																																																																															
ρ_l	0.0067																																																																															
v_{min}	0.39																																																																															
σ_{cp}	0.09	kN/cm ²																																																																														
$V_{Rd,c}$	73.9	kN																																																																														
$V_{Rd,c,min}$	55.3	kN																																																																														
$V_{Rd,c,mjer}$	73.9	kN																																																																														
v	0.528																																																																															
V_{Rd2}	726.0	kN																																																																														
f_{ck}	30.00	Mpa																																																																														
f_{cd}	2.00	kN/cm ²																																																																														
$f_{yd}, f_{yw,d}$	43.48	kN/cm ²																																																																														
τ_{Rd}	0.30	kN/cm ²																																																																														
ρ_{min}	0.0011																																																																															
m	2																																																																															
$V_{Ed,max}/V_{Rd2}$	0.22																																																																															
$s_{w,max}$	30.0	cm																																																																														
$A_{sw,min}$	0.413	cm ²																																																																														
$A_{sw,od}$	0.79	cm ²																																																																														
V_{wd}	169.04	kN																																																																														

Grede $b/h = 25/60$: Armirati sa $2\emptyset 14$ u donjoj i $3\emptyset 14$ u gornjoj zoni. Razdjelna armatura $2 \times 2\emptyset 10$. Vilice $\emptyset 10/20$ iznad ležaja vilice progustiti na $\emptyset 10/15$.



Slika 5.3.9. Detalj armiranja grede

5.4. Dimenzioniranje ab stubišta



Slika 5.4.1. Stubište

$d=15$ cm, beton C30/37, armatura B-500B

Moment na kraku:

opterećenje:

Stalno: $4,91$ kN/m²

Pokretno: $3,0$ kN/m²

$q_{\text{rač}}: 4,91 \cdot 1,35 + 3 \cdot 1,5 = 11,13$ kN/m²

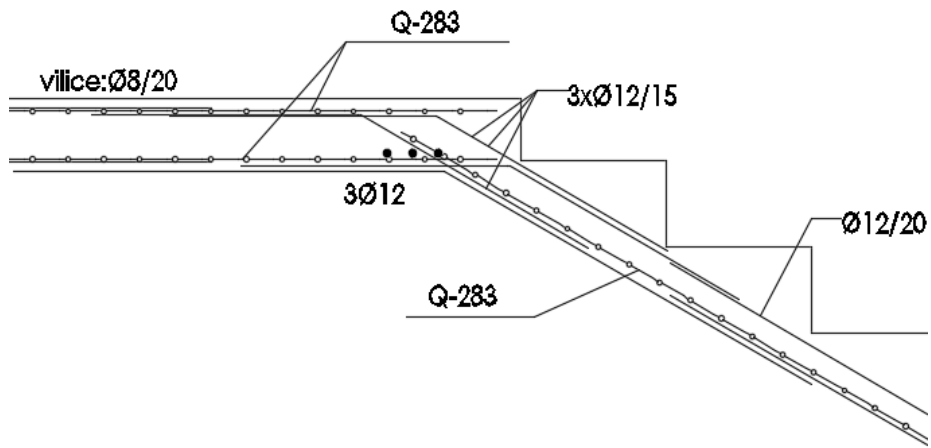
$$\mu_{sd} = \frac{M_{ed}}{b_{\text{eff}} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{11,13 \cdot 100}{100 \cdot 12^2 \cdot 2} = 0,039$$

Očitano: $\epsilon_{s1}=10$ ‰, $\epsilon_{c2}=1,2$ ‰, $\xi=0,107$, $\zeta=0,962$

Potrebna površina armature:

$$A_{sl} = \frac{M_{ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} \frac{11,13 \cdot 100}{0,962 \cdot 12 \cdot 43,48} = 2,22 \text{ cm}^2$$

Odabrano: **Q283** ($A_{sl}=2,83$ cm²)

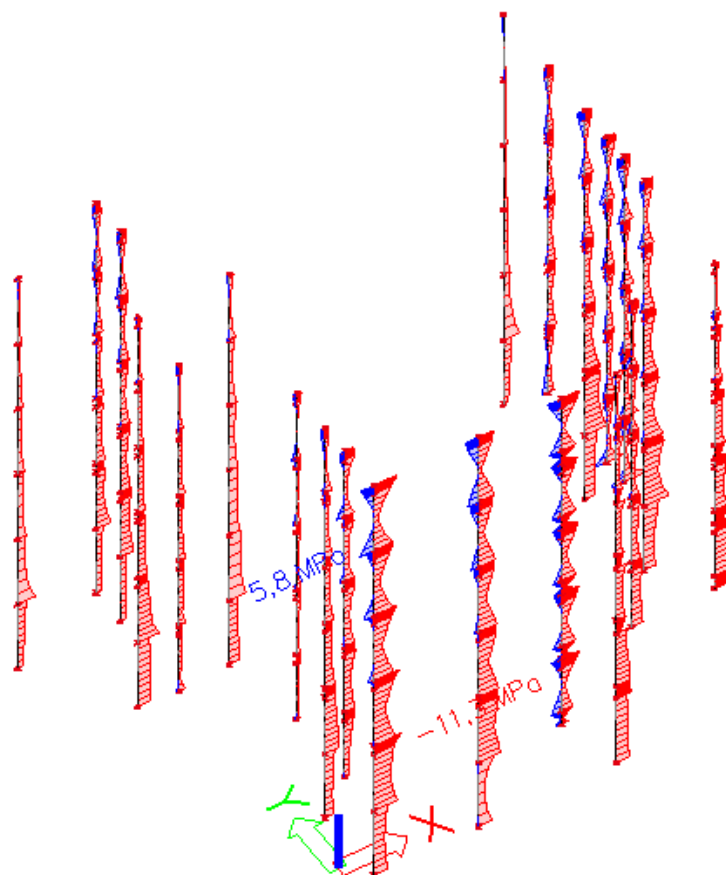


Slika 5.4.2. Skica armiranja podest krak

5.5. Vertikalni serklaži

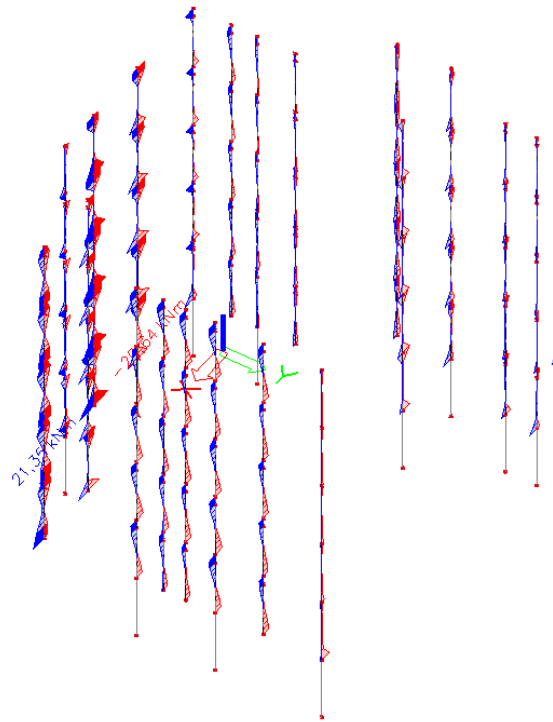
Vertikalni serklaži dimenzija 40/50 cm, nalaze se u prizemlju dok ostali vertikalni serklaži koji se protežu do kraja konstrukcije su dimenzija 25/25 cm. Svi serklaži izvedeni su od betona klase C30/37 armirani čelikom B500B. Naprezanja u vertikalnim serklažima ne smiju prijeći $\sigma_c \leq 0,65 \cdot f_{cd} = 0,65 \cdot (30/1,5) = 13 \text{ MPa}$.

Rezultati u nastavku su prikazani za anvelopu potresnog opterećenja.

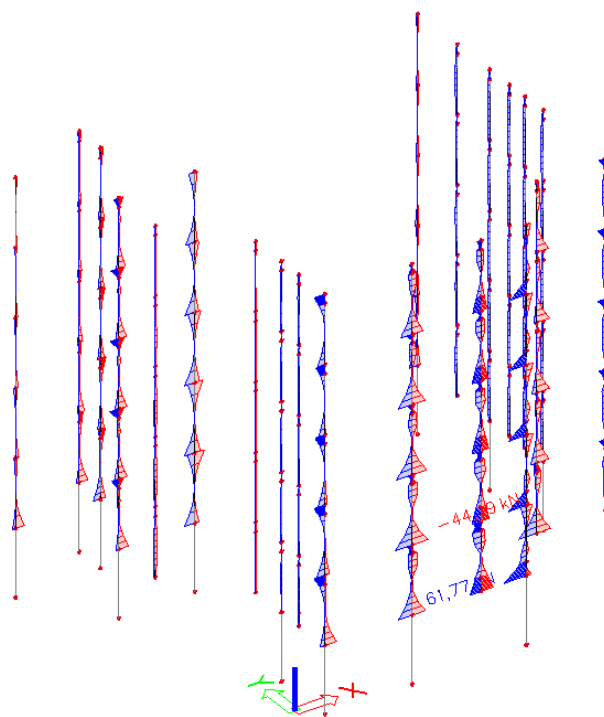


Slika 5.5.1. Naprezanja u stupovima za anvelopu potresnog djelovanja A-GSN

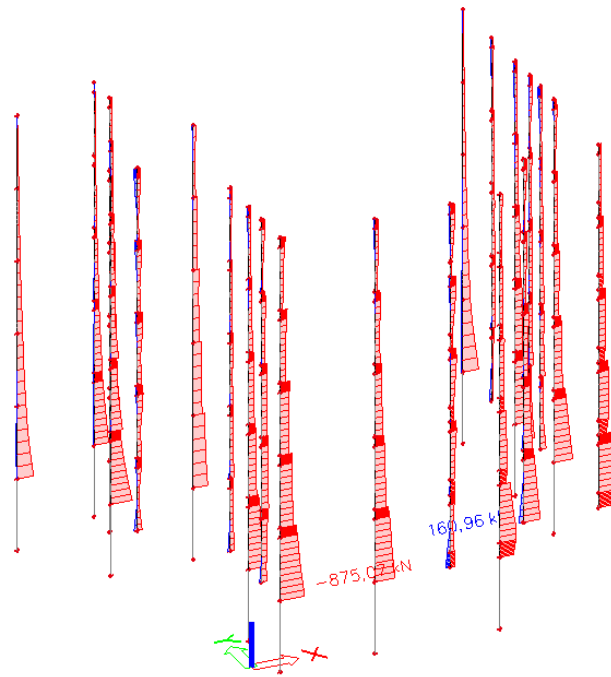
5.5.1. Proračun potrebne armature u stupovima



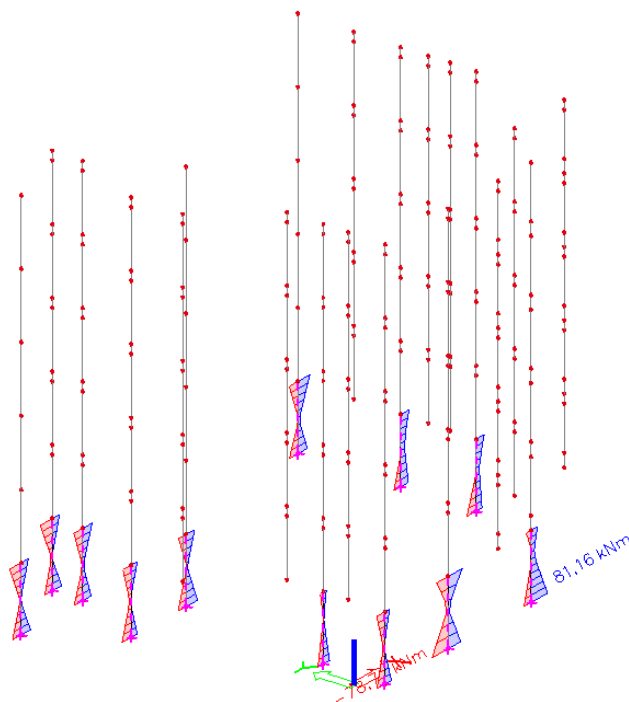
Slika 5.5.2. Momenti savijanja $M_{ed,y}$ za anvelopu optresnog djelovanja A-GSN - stupovi 25/25 cm



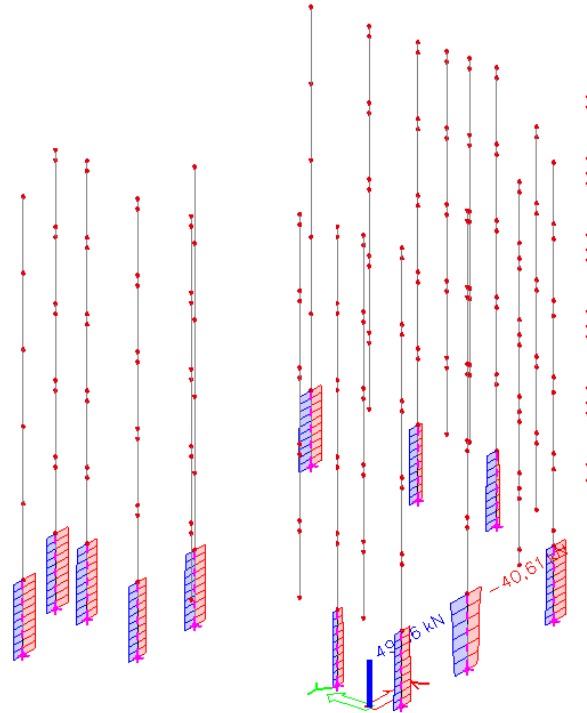
Slika 5.5.3. Poprečne sile $V_{ed,z}$ za anvelopu optresnog djelovanja A-GSN - stupovi 25/25 cm



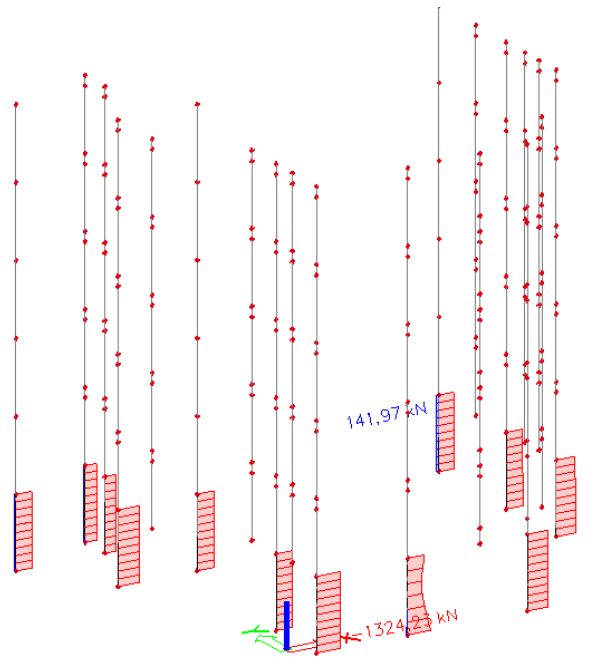
Slika 5.5.4. Uzdužne sile N_{ed} za anvelopu optresnog djelovanja A-GSN - stupovi 25/25 cm



Slika 5.5.5. Momenti savijanja $M_{ed,y}$ za anvelopu optresnog djelovanja A-GSN - stupovi 40/50 cm



Slika 5.5.6. Poprečne sile $V_{ed,z}$ za anvelopu optresnog djelovanja A-GSN - stupovi 40/50 cm



Slika 5.5.7. Uzdužne sile N_{ed} za anvelopu optresnog djelovanja A-GSN - stupovi 40/50 cm

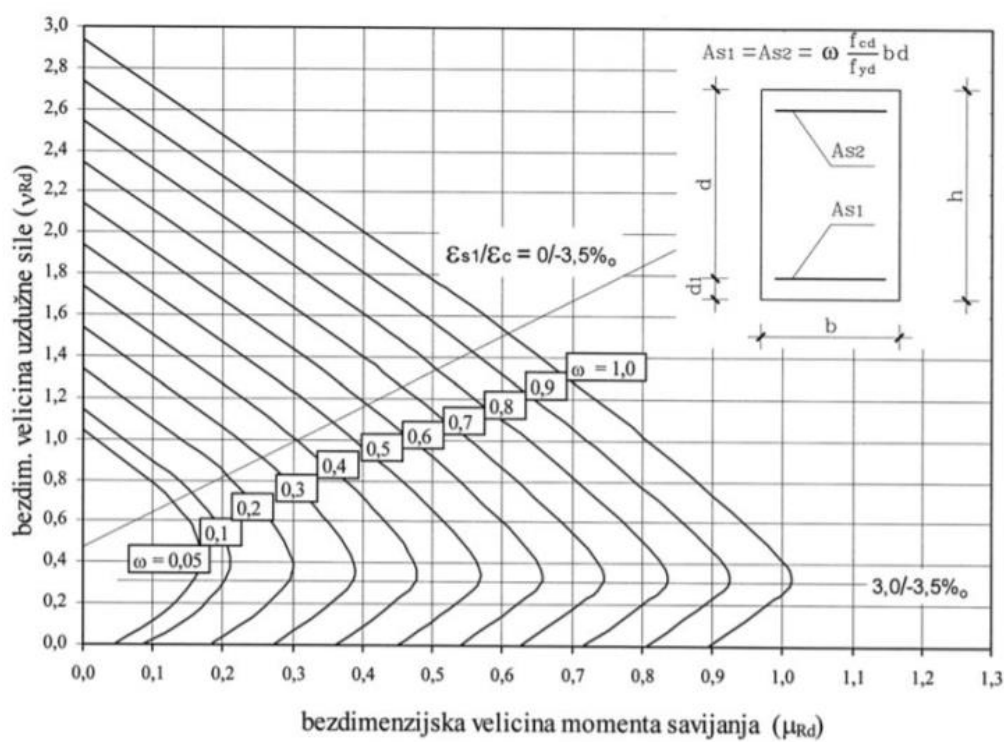
Proračun na savijanje:

Proračun armature pomoću dijagrama interakcije

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Rezultatima ovih formula očitavaju se koeficijenti armiranja sa slike:



Slika 5.5.8. Dijagram za armiranje simetrično armiranih pravokutnih presjeka - postupak Wuczkowskog

Zatim se iz formule $A_{s1} = A_{s2} = \omega \cdot f_{cd} / f_{yd} \cdot b \cdot h$ očitavaju površine armature.

Kombinacija	M(kNm)	N(kN)	V(kN)	μ_{Ed}	V_{ed}	ω	$A_{s1}=A_{s2}$
A-GSN	21,35	875,02	61,77	0,0683	0,0494	0,06	1,72

Tablica 5.5.9. Rezultati površine armature kroz kombinacije za stup dimenzija 25/25 cm

$$A_{s1}=A_{s2} = \omega \cdot f_{cd}/f_{yd} \cdot b \cdot h = 0,06 \cdot 2/43,48 \cdot 25 \cdot 25 = 1,72 \text{ cm}^2$$

Kombinacija	M(kNm)	N(kN)	V(kN)	μ_{Ed}	V_{ed}	ω	$A_{s1}=A_{s2}$
A-GSN	81,16	1324,23	49,96	0,0507	0,0125	0,1	1,44

Tablica 5.5.10. Rezultati površine armature kroz kombinacije za stup dimenzija 40/50 cm

$$A_{s1}=A_{s2} = \omega \cdot f_{cd}/f_{yd} \cdot b \cdot h = 0,1 \cdot 2/43,48 \cdot 40 \cdot 50 = 9,20 \text{ cm}^2$$

Odabiremo površinu armature: - za 25/25cm → **4 Ø 14(6,16 cm²) ;As1=2Ø14 As2=2Ø14**

- za 40/50cm → **5 Ø 18(12,72 cm²) ;As1=3Ø16 As2=2Ø16**

Proračun na poprečnu silu (25/25cm):

$$V_{Ed} = 61,77 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 875,02 \text{ kN}$$

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

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{210}} = 1.9 \leq 2.0 \Rightarrow k = 1.9$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = \frac{875,02}{25 \cdot 25} = 1.4$$

$$C_{Rdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.5 = 0.12$$

$$\sum A_s = 4\phi 14 + 4\phi 14 = 6.16 + 6.16 = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{\sum A_s}{A_c} = \frac{12.32}{25 \cdot 25} = 0.019712$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \cdot 1.9 \cdot (100 \cdot 0.019712 \cdot 30.0)^{1/3} + 0.15 \cdot 1.4] \cdot 250 \cdot 250$$

$$V_{Rd,c} = 68642.79 \text{ N} = 68.64 \text{ kN} \geq V_{sd, max}$$

$$V_{Ed, max} = V_{Ed} = 61.77 \text{ kN}$$

$$V_{Rd, max} = 0.5 \cdot v \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$v = 0.6 \left[1.0 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1.0 - \frac{30}{250} \right] = 0.528$$

$$V_{Rd, max} = 0.5 \cdot 0.528 \cdot 210 \cdot 250 \cdot 20.0 = 277200 \text{ N} = 277.2 \text{ kN} > V_{Ed, max} = V_{Ed}$$

$$V_{Ed, max}/V_{Rd, max} = 61.77/277.2 \approx 0.22 \Rightarrow V_{Ed} = 0.22 V_{Rd, max}$$

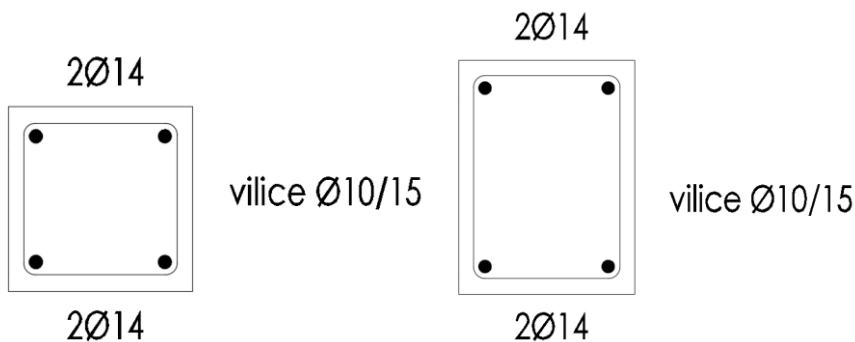
$$s_{max} = \min \{ 0.75 \cdot d; 30.0 \text{ cm} \} =$$

$$\min \{ 0.75 \cdot 21 = 15,75; 30.0 \} \Rightarrow s_{max} = 15 \text{ cm}$$

$$\rho_{min} = 0.001 \text{ (C30/37)}$$

$$A_{sw, min} = \frac{\rho_{min} \cdot s_w \cdot b_w}{m} = \frac{0.001 \cdot 15 \cdot 25}{2} = 0.19 \text{ cm}^2$$

Odabrane minimalne spone: **Ø10/15** ($A_{sw}=0.79 \text{ cm}^2$)



Slika 5.5.11. Detalj armiranja stupova 25/25cm i 25/30 cm

Proračun na poprečnu silu (40/50cm):

$$V_{Ed} = 49,96 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1324,23 \text{ kN}$$

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

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1.8 \leq 2.0 \Rightarrow k = 1.8$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = \frac{1324.23}{40 \cdot 40} = 0.83$$

$$C_{Rdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.5 = 0.12$$

$$\Sigma A_s = 4\phi 14 + 4\phi 14 = 6.16 + 6.16 = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{\Sigma A_s}{A_c} = \frac{12.32}{40 \cdot 40} = 0.0077$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \cdot 1.8 \cdot (100 \cdot 0.0077 \cdot 30.0)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.83] \cdot 400 \cdot 400$$

$$V_{Rd,c} = 118346.28 \text{ N} = 118.35 \text{ kN} \geq V_{sd, max}$$

$$V_{Ed, max} = V_{Ed} = 49.96 \text{ kN}$$

$$V_{Rd, max} = 0.5 \cdot v \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$v = 0.6 \left[1.0 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1.0 - \frac{30}{250} \right] = 0.528$$

$$V_{Rd, max} = 0.5 \cdot 0.528 \cdot 360 \cdot 400 \cdot 20.0 = 760320 \text{ N} = 760.03 \text{ kN} > V_{Ed, max} = V_{Ed}$$

$$V_{Ed, max}/V_{Rd, max} = 49,96/760.03 \approx 0.07 \Rightarrow V_{Ed} = 0.07 V_{Rd, max}$$

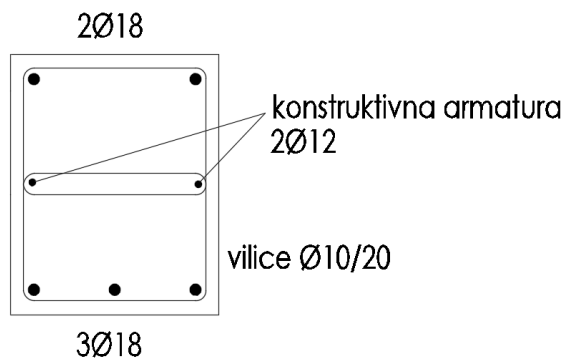
$$s_{max} = \min \{ 0.75 \cdot d; 30.0 \text{ cm} \} =$$

$$\min \{ 0.75 \cdot 36 = 27; 30.0 \} \Rightarrow s_{max} = 20 \text{ cm}$$

$$\rho_{min} = 0.001 \text{ (C30/37)}$$

$$A_{sw, min} = \frac{\rho_{min} \cdot s_w \cdot b_w}{m} = \frac{0.001 \cdot 20 \cdot 40}{2} = 0.4 \text{ cm}^2$$

Odabrane minimalne spone: $\text{Ø}10/20$ ($A_{sw}=0.79 \text{ cm}^2$)



Slika 5.5.12. Detalj armiranja stupa 40/50cm

5.6. Zide

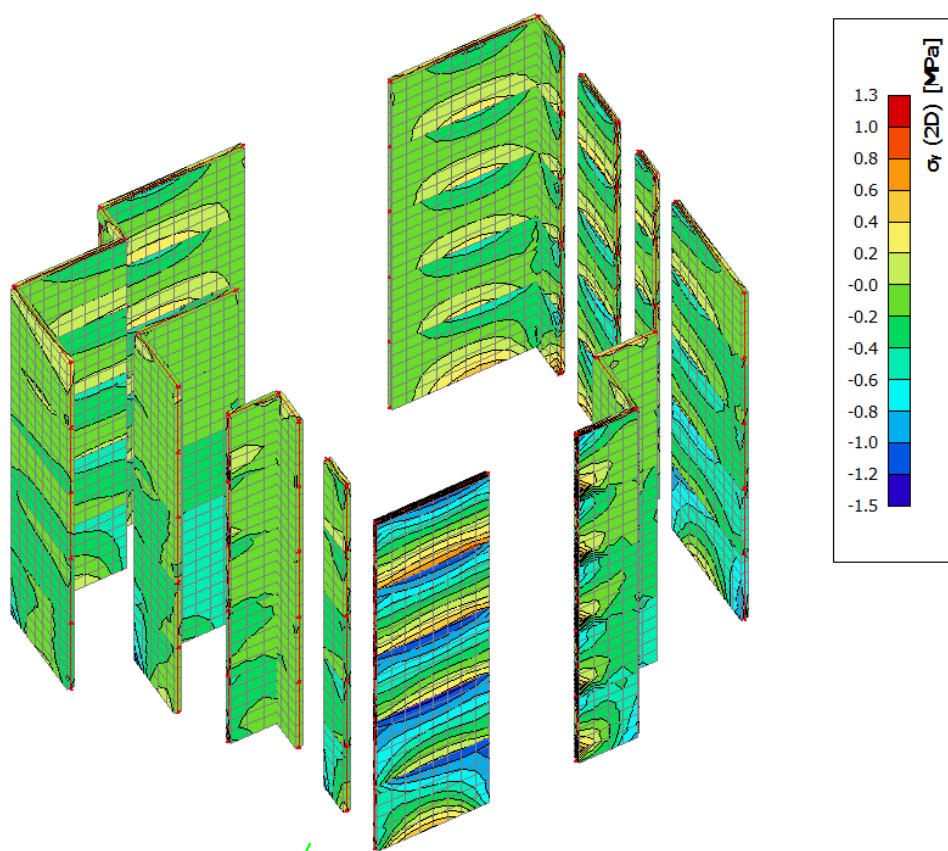
Računska uzdužna sila N_{Rd} koju računamo po formuli mora biti veća od uzdužne sile u zidu:

$$N_{Rd} = \frac{\Phi_{i,m} \cdot A \cdot f_k}{\gamma_M} = \frac{0,72 \cdot 0,25 \cdot 4,52 \cdot 10^6}{1,5} = 542,4 \frac{kN}{m}. \text{ Isto tako ni za jednu kombinaciju opterećenja}$$

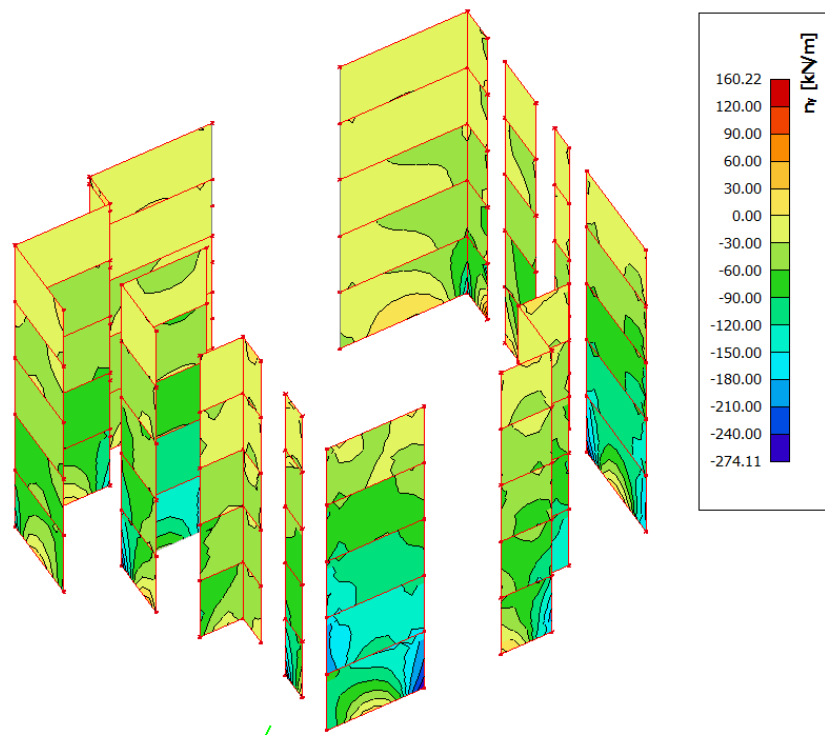
maksimalno naprezanje u zidanim zidovima ne smije prelaziti čvrstoću ziđa

$f_k = 4,52 \text{ MPa}$. Zide zadovoljava te zahtjeve vidi se na priloženim slikama.

Rezne sile u nastavku prikazane su za kombinaciju opterećenja GSN-1.



Slika 5.6.1. Prikaz naprezanja σ_y u zidu za kombinaciju opterećenja GSN-1



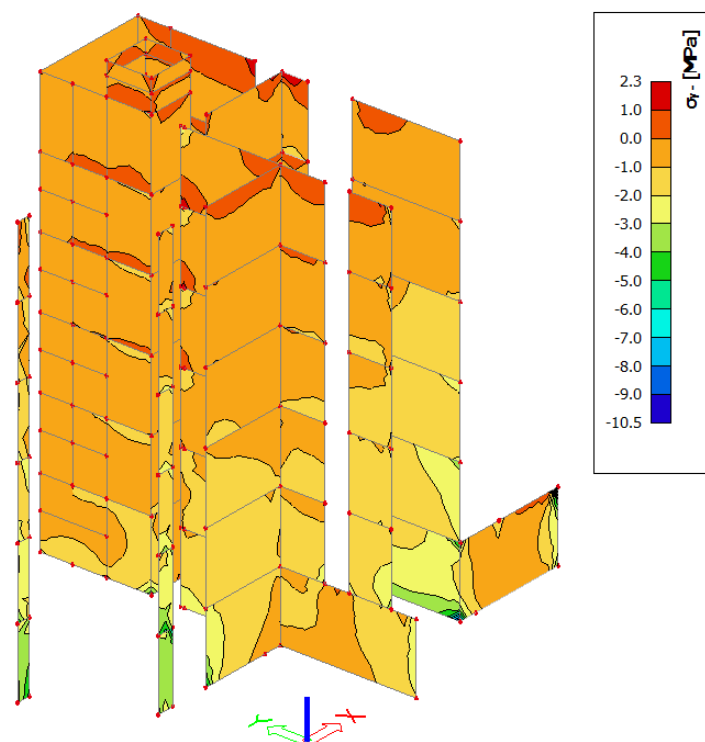
Slika 5.6.2. Prikaz uzdužnih sila $N_{ed,y}$ u zidu za kombinaciju opterećenja GSN-1

5.7. Armiranobetonski zidovi

Armiranobetonski zidovi debljine 25cm u računalnom programu su modeliraju kao 2D elementi. Svi zidovi su klase betona C30/37 i s armaturom B-500B.

Tlačna naprezanja u betonu za kombinaciju opterećenja GSU ne smiju prijeći:

$$\sigma_{c,GSU} \leq 0,45 f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

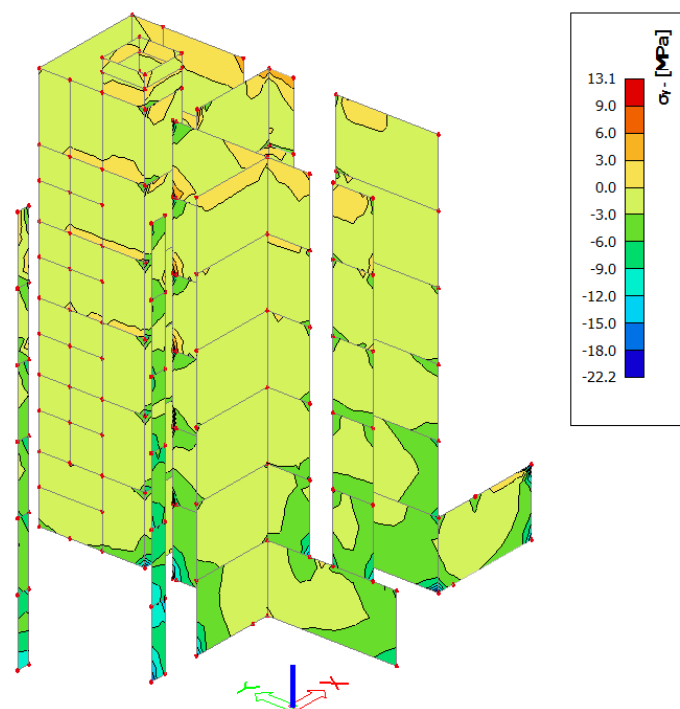


Slika 5.7.1. Prikaz naprezanja ab zidova za kombinaciju opterećenja GSU

Prikazana naprezanja zadovoljavaju uvjet: $\sigma_{c,max} = 10,5 \text{ MPa} < 13,5 \text{ MPa}$

Tlačna naprezanja u betonu za anvelopu A-GSN ne smiju prijeći:

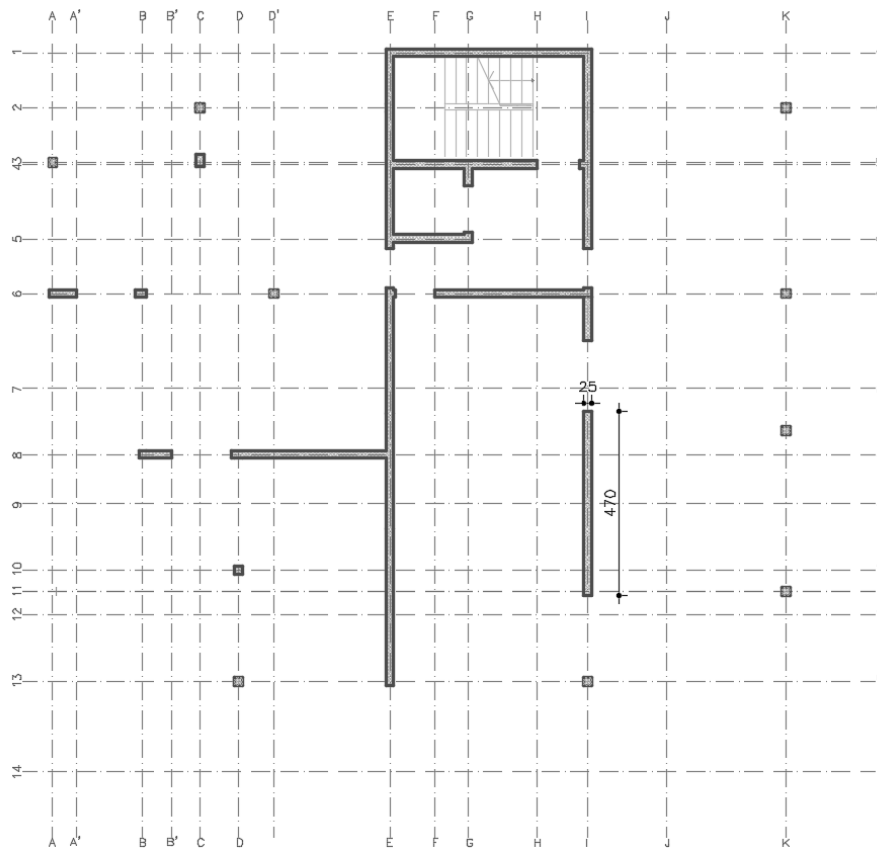
$$\sigma_{c,Rd} \leq 0,40 f_{cd} = 0,40 \cdot (30/1,5) = 8 \text{ Mpa}$$



Slika 5.7.2. Prikaz naprezanja ab zidova za anvelopu A-GSN

Na mjestima povezivanja sa drugim elementima ili kod otvora odnosno u rubovima zidova se javlja veća koncentracija naprezanja tj. dolazi do prekoračenja $\sigma_{c,Rd}$ pa je potrebno postaviti odgovarajuće U-vilice najmanje $\text{Ø}8/20$, i s najmanjom duljinom 1,5 debljine zida.

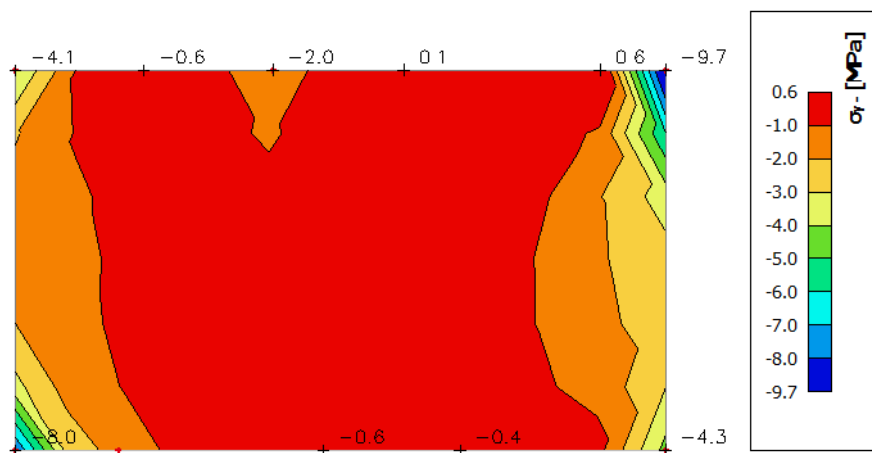
5.7.1. Proračun najopterećenijeg ab zida



Slika 5.7.3. Najopterećeniji ab zid i njegove dimenzije

Kontrola tlačnih naprezanja u promatranom zidu za kombinaciju opterećenja GSU:

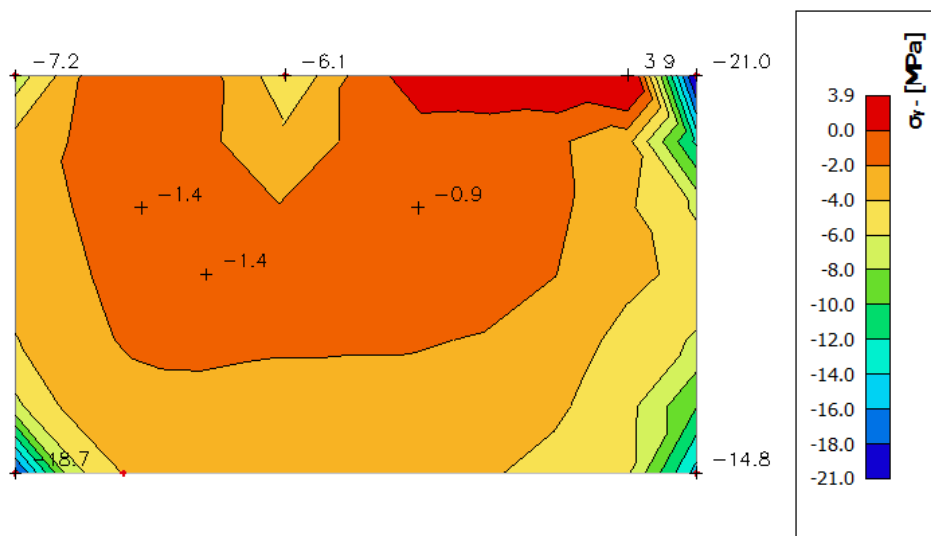
$$\sigma_{c,GSU} \leq 0,40 f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ Mpa}$$



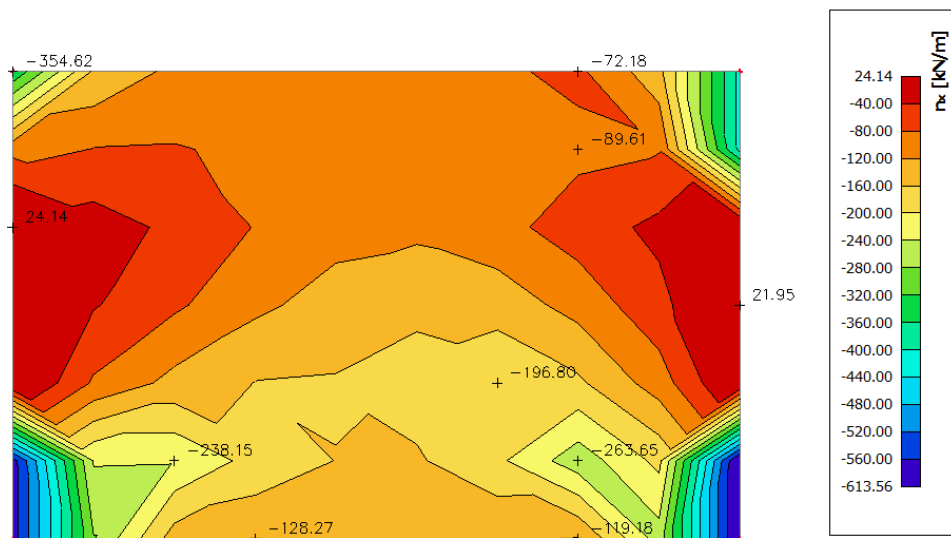
Slika 5.7.4. Prikaz naprezanja σ_y - karakterističnog ab zida za kombinaciju opterećenja GSU

Kontrola tlačnih naprežanja u promatranom zidu za anvelopu A-GSN:

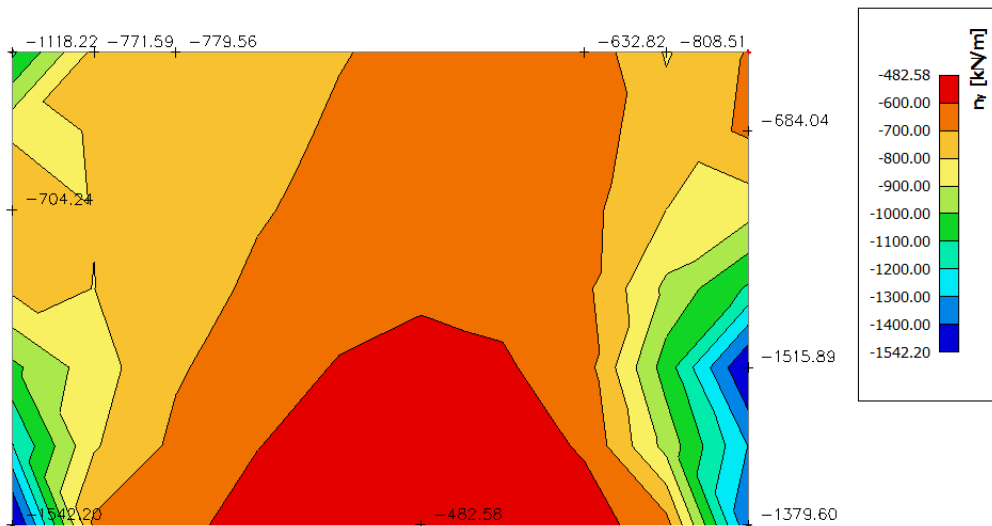
$$\sigma_{c,GSU} \leq 0,40 f_{cd} = 0,40 \cdot (30/1,5) = 8 \text{ Mpa}$$



Slika 5.7.5. Prikaz naprežanja σ_y - karakterističnog ab zida za anvelopu A-GSN



Slika 5.7.6. Prikaz uzdužnih sila $N_{ed,x}$ za anvelopu A-GSN



Slika 5.7.7. Prikaz uzdužnih sila $N_{ed,y}$ za anvelopu A-GSN

Geometrijske karakteristike zida: duljina $l_w=470\text{cm}$, širina $b_w=25\text{cm}$

Rezne sile:

$$M_{Ed} = 131,91 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 1542,20 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 389,1 \text{ kN}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{131,91 \cdot 100}{25 \cdot 470^2 \cdot 2,0} = 0,00119$$

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1542,20}{25 \cdot 470 \cdot 2,0} = 0,066$$

$$\omega = 0,05$$

$$A_{s1} = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,05 \cdot 25,0 \cdot 470 \cdot \frac{2,0}{43,48} = 27,02 \text{ cm}^2$$

Određivanje duljine rubnog elementa i razmještanje savojne armature:

Najmanja vrijednost l_c ovijenog rubnog elementa:

$$l_c \geq \{0,15l_w; 1,5b_w; \text{duljina } h_o \text{ na kojoj je } \varepsilon_{cu2} > 0,0035\}$$

l_w, b_w – duljina i širina rubnog elementa zida

$$0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 4,7 = 0,705 \text{ m}$$

$$1,50 \cdot b_w = 1,50 \cdot 0,25 = 0,375 \text{ m}$$

$$h_o = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right)$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{vd}$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o}$$

$$\alpha \omega_{vd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{s,yd} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

b_o – širina ovijene jezgre rubnog elementa (do osi spona)

b_c – bruto širina ovijene jezgre

x_u – visina neutralne osi

ε_{cu2} – granična deformacija neovijenog betona

$\varepsilon_{cu2,c}$ – granična deformacija ovijenog betona

α – faktor učinkovitosti ovijanja

ω_{vd} – mehanički obujamski omjer armiranja ovijenom armaturom

Pretpostavimo širinu zaštitnog sloja od 4,5 cm i vilice $\varnothing 10$ mm

$$b_o = 250 - 2 \cdot 45 + 2 \cdot 5 = 170 \text{ mm}$$

$$b_c = 250 \text{ mm}$$

$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_c}$ – omjer armiranja vertikalnim šipkama u hrptu zida

A_{sv} – ukupna ploština vertikalne armature u hrptu zida

$$A_{sv,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 250 \cdot 1000 = 500 \frac{mm^2}{m}$$

odabrano $Q - 335$ obostrano

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_c} = \frac{670}{250 \cdot 1000} = 0,00268$$

$\omega_{vd} = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}}$ – mehanički omjer armiranja hrpta vertikalnom armaturom

$f_{yd,v}$ – proračunska vrijednost granice popuštanja vertikalne armature hrpta

$$\omega_{vd} = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}} = 0,00268 \cdot \frac{43,48}{2} = 0,05826$$

Koeficijent duktilnosti s obzirom na zakrivljenost:

$$\mu_{\phi} = 2(q_o - 1), \quad T_1 > T_C$$

$$T_1 = 0,54; T_C = 0,5$$

$$\mu_{\phi} = 2(q_o - 1) = 2 \cdot (2,5 - 1) = 3$$

$$\varepsilon_{s,yd} = \frac{434,8}{200000} = 0,002174$$

$$\alpha\omega_{vd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{s,yd} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

$$\alpha\omega_{vd} \geq 30 \cdot 3 \cdot (0,066 + 0,05826) \cdot 0,002174 \cdot \frac{250}{170} = 0,0358$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot 0,0358 = 0,00708$$

$$x_u = (0,066 + 0,05826) \cdot \frac{4700 \cdot 250}{170} = 858,86 \text{ mm}$$

$$h_o = 858,86 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,00708}\right) = 434,28 \text{ mm}$$

$$l_c \geq \{0,15l_w; 1,5b_w; \text{duljina } h_o \text{ na kojoj je } \varepsilon_{cu2} > 0,0035\}$$

$$l_c \geq \{0,705; 0,375; 0,434\}$$

$$\text{odabrano } l_c = 70 \text{ cm}$$

$$\text{odabrana armatura: } \mathbf{10\phi 20} \text{ (} A_s = \mathbf{31,42 \text{ cm}^2} \text{)} > 27,02 \text{ cm}^2$$

$$b_c = 25 \text{ cm} \quad h_o = 45 \text{ cm}$$

$$\text{odabrana armatura: } A_{odabir} = 31,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0,5}{100} \cdot b_c \cdot h_o = \frac{0,5}{100} \cdot 25 \cdot 45 = 5,625 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{4}{100} \cdot b_c \cdot h_o = \frac{4}{100} \cdot 25 \cdot 45 = 45,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} < A_{odabir} < A_{s,max}$$

Zaštitni sloj:

$$c_{min} = 35 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm} \leq 45 \text{ mm} \rightarrow \text{zadovoljava}$$

Najmanja udaljenost između savojnih šipki:

$$\text{Max od } \left\{ \begin{array}{l} k_1 \varphi = 1 \cdot 16 = 16 \text{ mm} \\ d_g + k_2 = 25 + 5 = 30 \text{ mm}, d_g - \text{max veličina zrna agregata} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Dimenzioniranje na poprečnu silu:

Dijagonalni tlačni slom hrpta zbog posmika

Vrijednost $V_{Rd,max}$ u kritičnom području izvan kritičnog područja za DCM (kao u EC2 s $z = 0,8l_w$)

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

$\alpha_{cw} = 1 \rightarrow$ za konstrukcije koje nisu prednapete

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}(MPa)}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,53$$

$tg\theta = 1 -$ nagib tlačnih štapova prema vertikali

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{wo} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} = \frac{1 \cdot 25 \cdot (0,9 \cdot 170) \cdot 0,53 \cdot 2}{1+1} = 2027,25 \text{ kN} > V_{Ed} = 389,1 \text{ kN}$$

Dijagonalni vlačni slom hrpta zbog posmika:

Postupak ovisi o koeficijentu α_s

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} \cdot l_w} = \frac{131,91}{389,1 \cdot 4,7} = 0,072$$

Za $\alpha_s < 2$ horizontala armatura računa se iz izraza:

$$V_{Ed} \leq b_{wo} \cdot (0,8l_w) \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot ctg\theta$$

ρ_h – omjer armiranja hrpta horizontalnim šipkama

$f_{yd,h}$ – proračunska vrijednost granice popuštanja horizontalne armature hrpta

$$\rho_h \geq \frac{V_{Ed}}{(0,8l_w) \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot ctg\theta} = \frac{389,1}{0,8 \cdot 470 \cdot 43,48 \cdot 25 \cdot 1} = 0,00095$$

$$\rho_{h,min} = \max(0,001; 0,25 \cdot \rho_h) = \max(0,001; 0,25 \cdot 0,00095) = \max(0,001; 0,00024)$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{b_{wo} \cdot S_h} \rightarrow A_h = \rho_h \cdot b_{wo} \cdot S_h = 0,00095 \cdot 25 \cdot 100 = 2,38 \text{ cm}^2$$

Odabrano: **Q-283** ($A_{S,odabrano} = 5,66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$) (**obostrano**)

Izračun ovojne armature u rubnom elementu

Odabrana armatura: Q-283 i 10Ø20

Najmanji promjer spona: 6 mm

Razmak spona $S_w \leq (8d_{bl}; \frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm})$

$$S_w \leq \left(8 \cdot 16; \frac{170}{2}; 175 \text{ mm}\right) = (128; 85; 175 \text{ mm})$$

Odabrano: $S_w = 8 \text{ cm}$

Faktor učinkovitosti ovijanja :

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s ,$$

α_s, α_n gubitak ovijene jezgre zbog lučnog djelovanja u vertikalnoj(horizontalnoj)ravnini

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{2 \cdot (2 \cdot 188^2) + 170^2}{6 \cdot 170 \cdot 450} = 0,629$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{S_w}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{S_w}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 17}\right) \cdot \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 45}\right) = 0,696$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,629 \cdot 0,696 = 0,45$$

$$\alpha \omega_{vd} = 0,169$$

$$0,45 \cdot \omega_{vd} = 0,169 \rightarrow \omega_{vd} = \frac{0,169}{0,45} = 0,376 \geq 0,08 \text{ (u kritičnom presjeku)}$$

Izračun ω_{wd} za usvojeni detalj ovojne armature

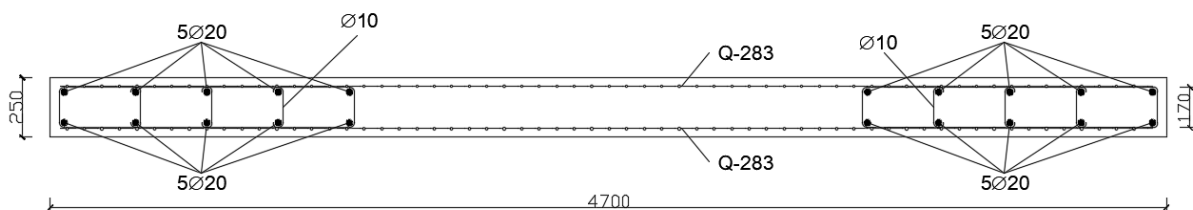
Duljina spona:

Vanjske : $L_V = 2 \cdot 17 + 2 \cdot 60 = 154 \text{ cm}$

Unutarnje: $L_U = 17 \text{ cm}$

Za vilice unutarnje i vanjske $\varnothing 10$:

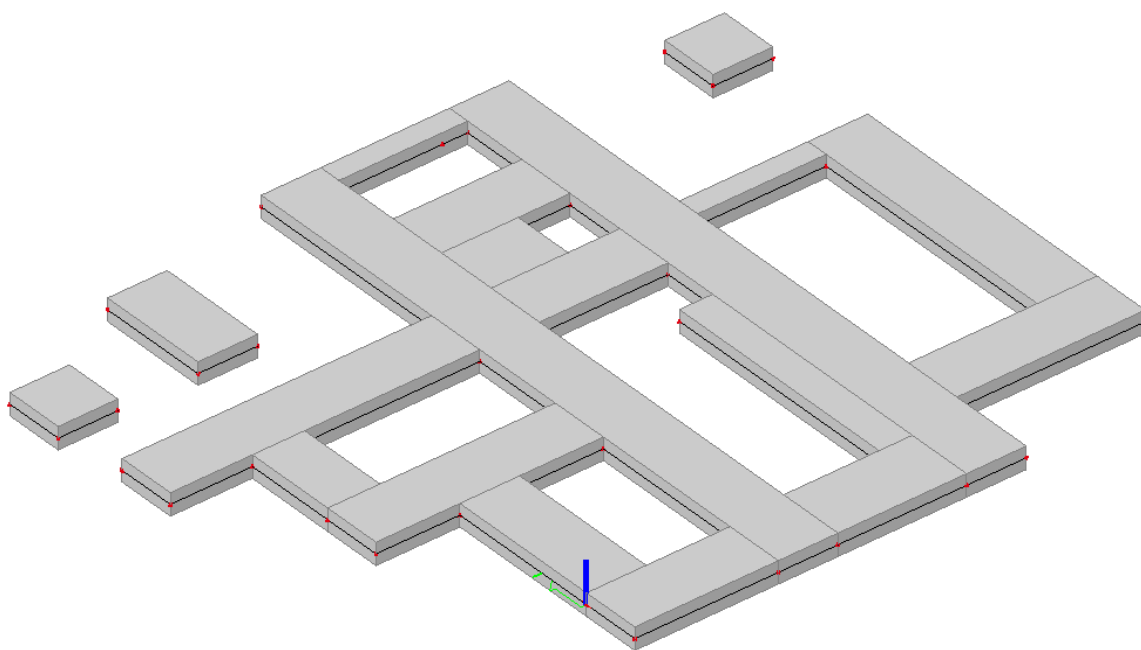
$$\omega_{wd} = \frac{V_{vilica}}{V_{betonske \text{ jezgre}}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,785 \cdot (171) \cdot \frac{100}{8,0}}{17 \cdot 60 \cdot 100} \cdot \frac{43,48}{2} = 0,388 > 0,376$$



Slika 5.7.8. Skica armiranja karakterističnog zida

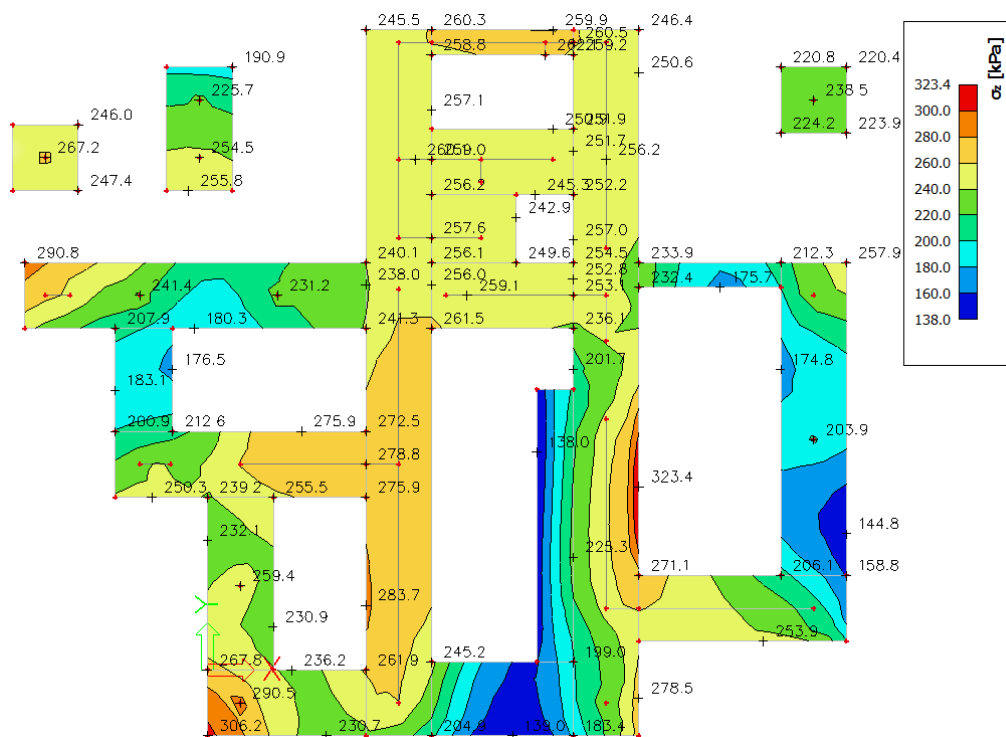
5.8. Temelji-poz 000

Temelji su modelirani kao 2D elementi-ploče. Temelji se izvode kao trakasti temelji i temelji samci ispod zidova i stupova prizemlja. Sve temeljne trake i temelji samci su izvedeni od betona C30/37 i armirani s armaturom B-500B. Dimenzije temeljnih traka su $b/h=160/60$ cm, $60/60$ cm uz proširenja temeljnih traka na pojedinim mjestima gdje se točne dimenzije mogu vidjeti u grafičkom prilogu tlocrt temelja. Temelji samci su dimenzija $b/d/h=60/60/60$ cm i $60/300/60$ cm. Računska nosivost tla iznosi $\sigma_{Rd} = 400$ kN/m² za koju će se u nastavku provesti kontrola.



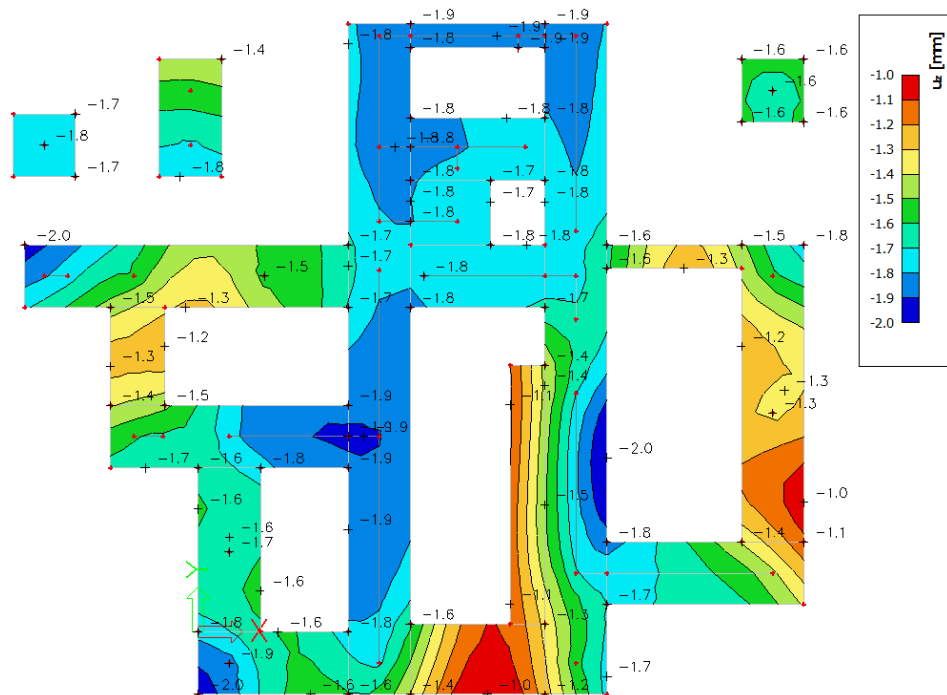
Slika 5.8.1. Prostorni prikaz temeljnih traka i temelja samaca

Rezultati proračuna:

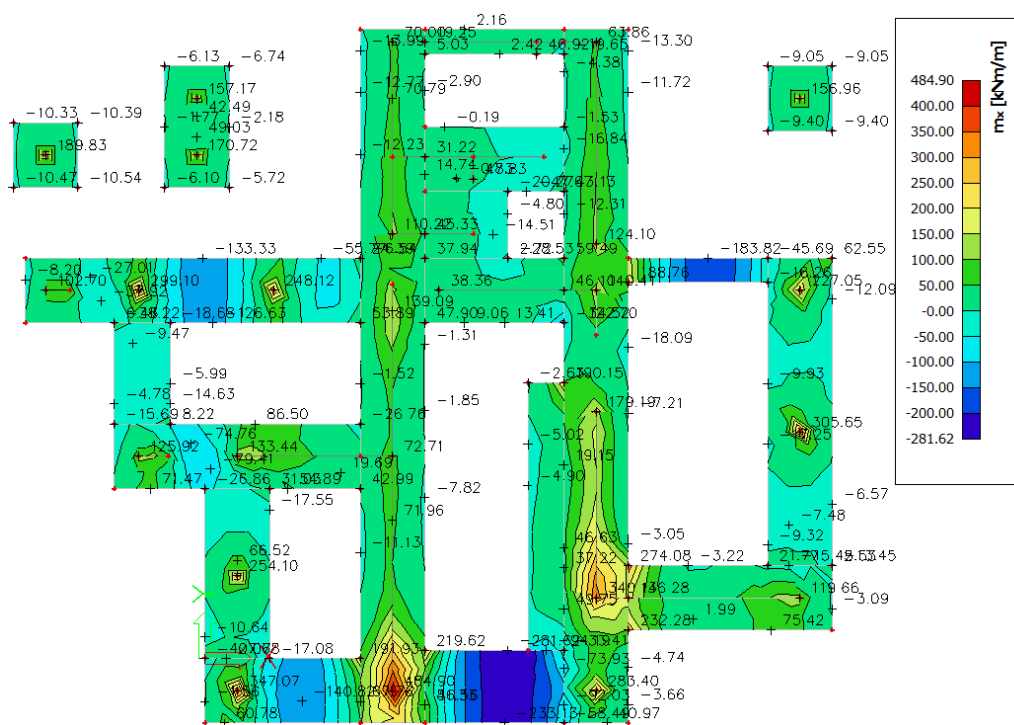


Slika 5.8.2. Prikaz kontaktnog naprezanja temelj-tlo za kombinaciju opterećenja GSN-1

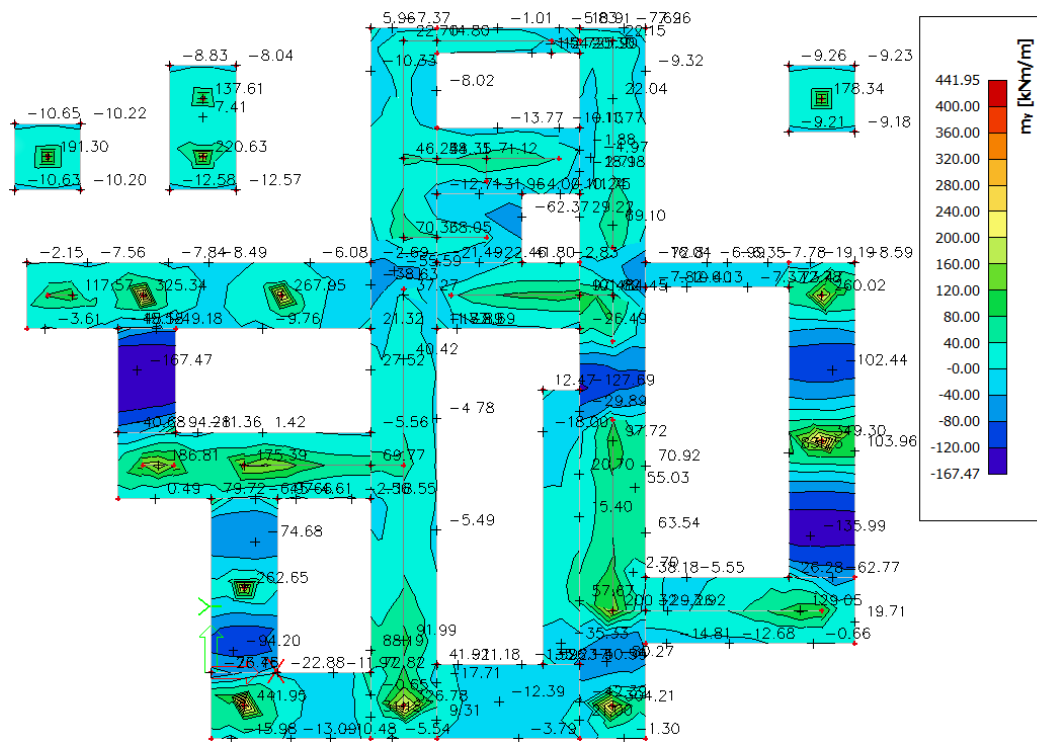
Zadovoljen je uvjet maksimalnog naprezanja na dodirnoj plohi temelj-tlo da bude manje od dopuštenog naprezanja.



Slika 5.8.3. Slijeganje temelja Uz za kombinaciju opterećenja GSU



Slika 5.8.4. Moment savijanja $M_{ed,x}$ za kombinaciju opterećenja GSN-I



Slika 5.8.5. Moment savijanja $M_{ed,y}$ za kombinaciju opterećenja GSN-I

Potrebna armatura proračunava se prema izrazu:

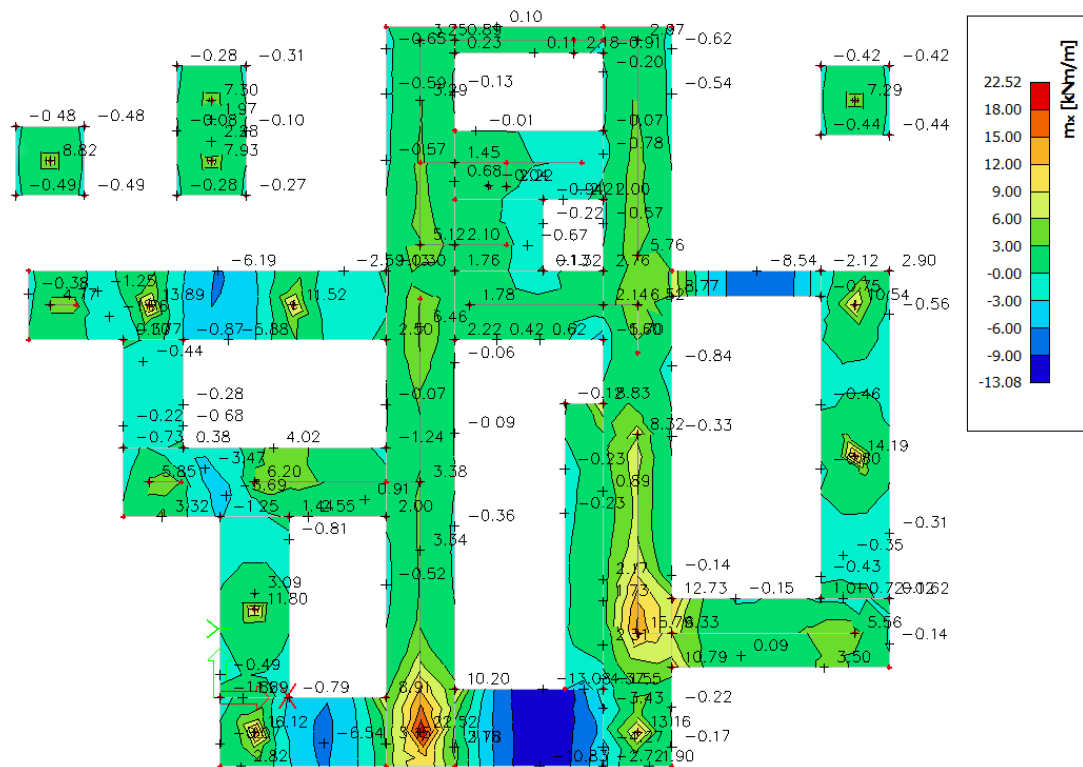
$$A_s = \frac{M_{sd}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} \quad ; \quad d=h - 5\text{cm}; h=60\text{cm}- \text{visina temelja} \quad d=60 - 5=55 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot 100}{0,9 \cdot 55 \cdot 43,48} = 0,046 \cdot M_{sd}$$

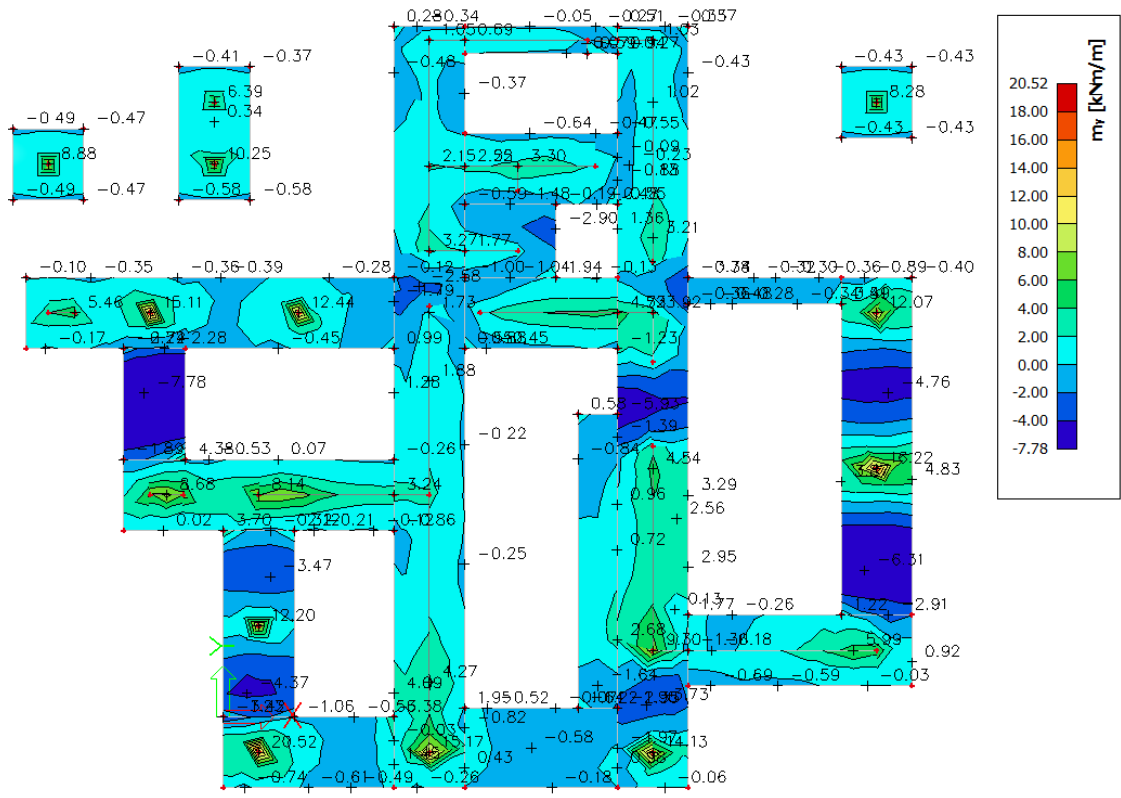
Temeljne trake armirati minimalnom armaturom.

$$A_{a,\min} = (0,15 \cdot 60 \cdot 60)/100 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{a,\min} = (0,15 \cdot 160 \cdot 60)/100 = 14,4 \text{ cm}^2$$



Slika 5.8.6. Potrebna armatura u x smjeru



Slika 5.8.7. Potrebna armatura u y smjeru

6. REZULTATI PRORAČUNA NA POTRES

6.1. Periodi konstrukcije i postotak aktivirane mase

Potresno opterećenje je zadano u računalnom programu SCIA Engineer u x i y smjeru. Potresno opterećenje se na temelju sudjelujućih masa generira iz zadanih opterećenja, a to su vlastita težina, dodatno stalno i korisno opterećenje. S tim podacima je napravljena modalna analiza iz koje se dobiju vlastiti oblici konstrukcije i njima pripadajući periodi. Modalna analiza izvršena za 10 modova odnosno vlastitih oblika vibracija objekta prikazana je u nastavku.

Mode	Omega [rad/s]	Period [s]	Freq. [Hz]	$W_{\{xi\}}/W_{\{xtot\}}$	$W_{\{yi\}}/W_{\{ytot\}}$	$W_{\{zi\}}/W_{\{ztot\}}$	$W_{\{xi_R\}}/W_{\{xtot_R\}}$	$W_{\{yi_R\}}/W_{\{ytot_R\}}$	$W_{\{zi_R\}}/W_{\{ztot_R\}}$
1	14.9578	0.42	2.38	0.7084	0.0669	0	0.0083	0.1057	0.0701
2	16.2967	0.39	2.59	0.0766	0.7938	0	0.106	0.0106	0.0006
3	18.3406	0.34	2.92	0.0688	0.0089	0	0.0016	0.0038	0.8735
4	45.277	0.14	7.21	0.1303	0.0003	0.0028	0	0.6286	0.0102
5	47.4525	0.13	7.55	0	0.1154	0.0135	0.7815	0.001	0
6	57.9631	0.11	9.23	0.0045	0.0052	0.2704	0.0112	0.0765	0.0061
7	61.1988	0.1	9.74	0.0004	0.0031	0.0528	0.0186	0.0916	0.0245
8	67.084	0.09	10.68	0.0005	0.0003	0.5853	0.0008	0.0008	0.0002
9	72.2529	0.09	11.5	0.0001	0.0001	0.0127	0.0013	0.0009	0
10	74.2097	0.08	11.81	0	0	0	0	0	0
				0.9896	0.994	0.9375	0.9293	0.9197	0.9852

Slika 6.1.1. Prikaz perioda i aktivirane mase modela

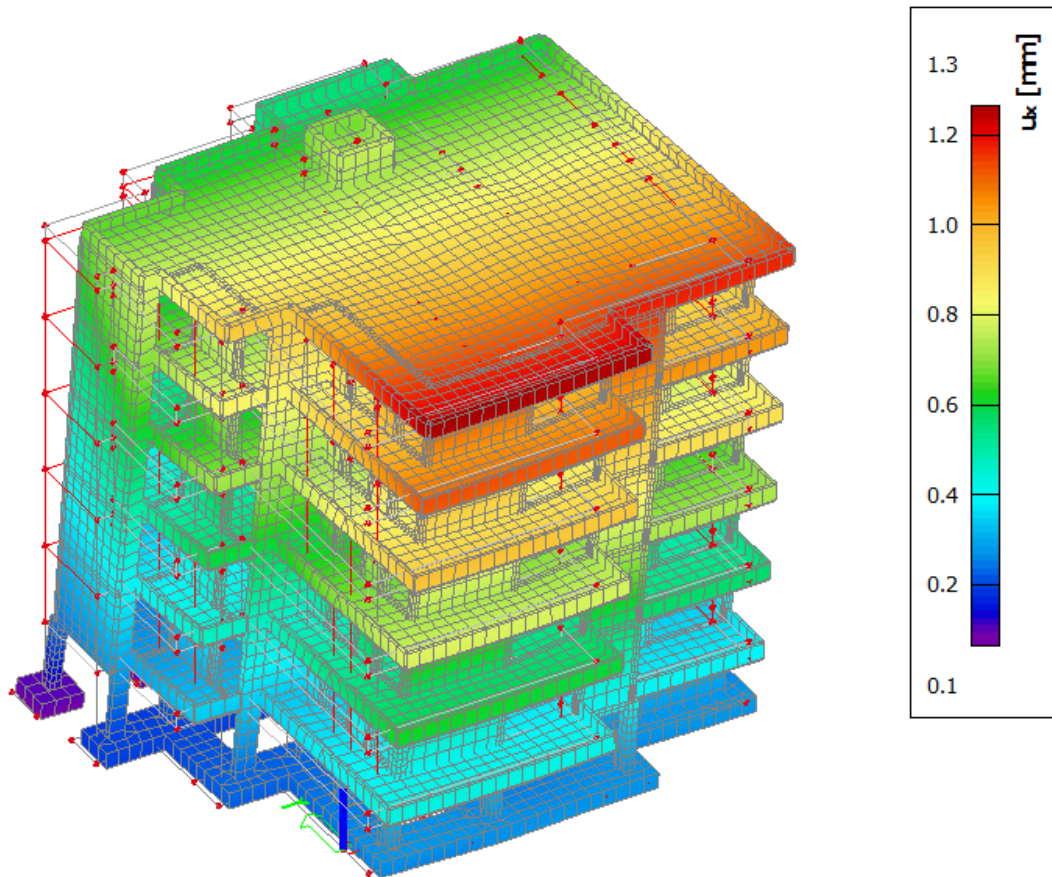
Zadovoljen je uvjet da suma svih upotrijebljenih vlatitih oblika mora aktivirati najmanje 90% ukupne mase pa je tako za smjer x→ 98,96%; smjer y→99,4%; rotacija oko z→98,52%. Iz tablice se vidi da su mjerodavni 1., 2. i 3. vlastiti vektor koji su prikazani u nastavku.

Prvi vlastiti vektor- translacija u x smjeru:

-period $T_1=0,42$ s

-aktivirana masa u x smjeru 70,84%

-aktivirana masa u y smjeru 6,69%



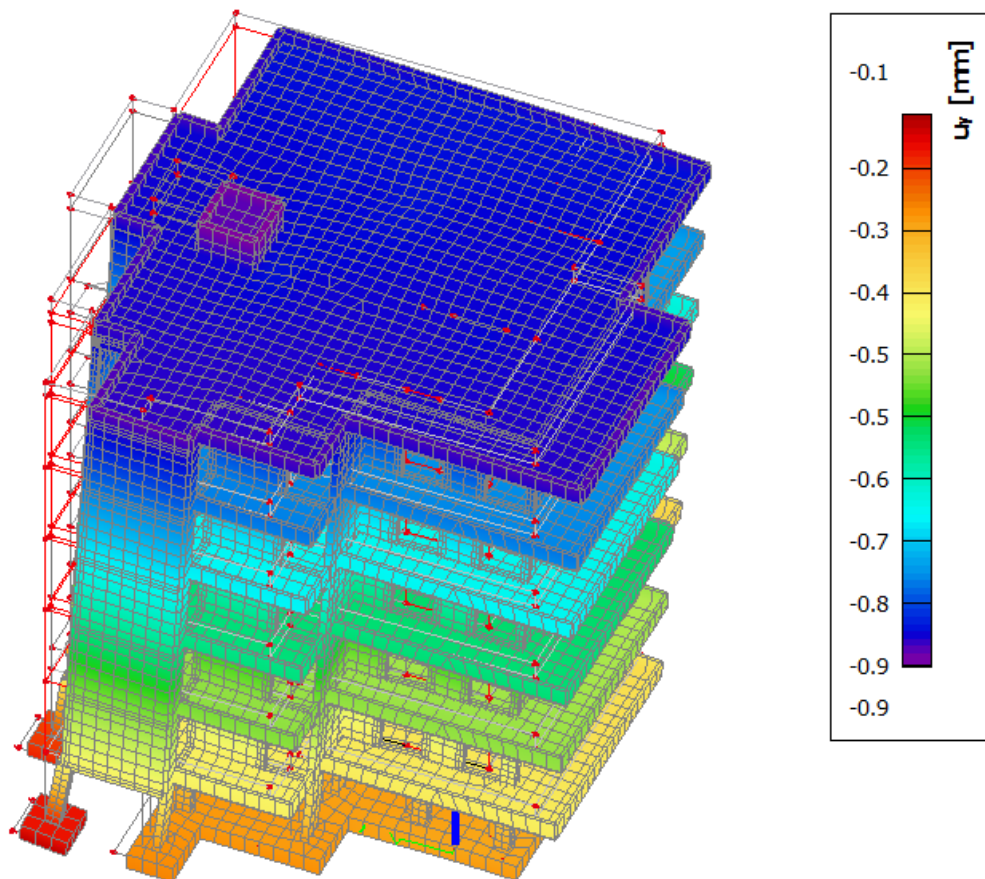
Slika 6.1.2. Prikaz translacije građevine u x smjeru-mod 1

Drugi vlastiti vektor-translacija u y smjeru:

-period $T_2=0,39$ s

-aktivirana masa u x smjeru 87,35%

-aktivirana masa u y smjeru 79,38%

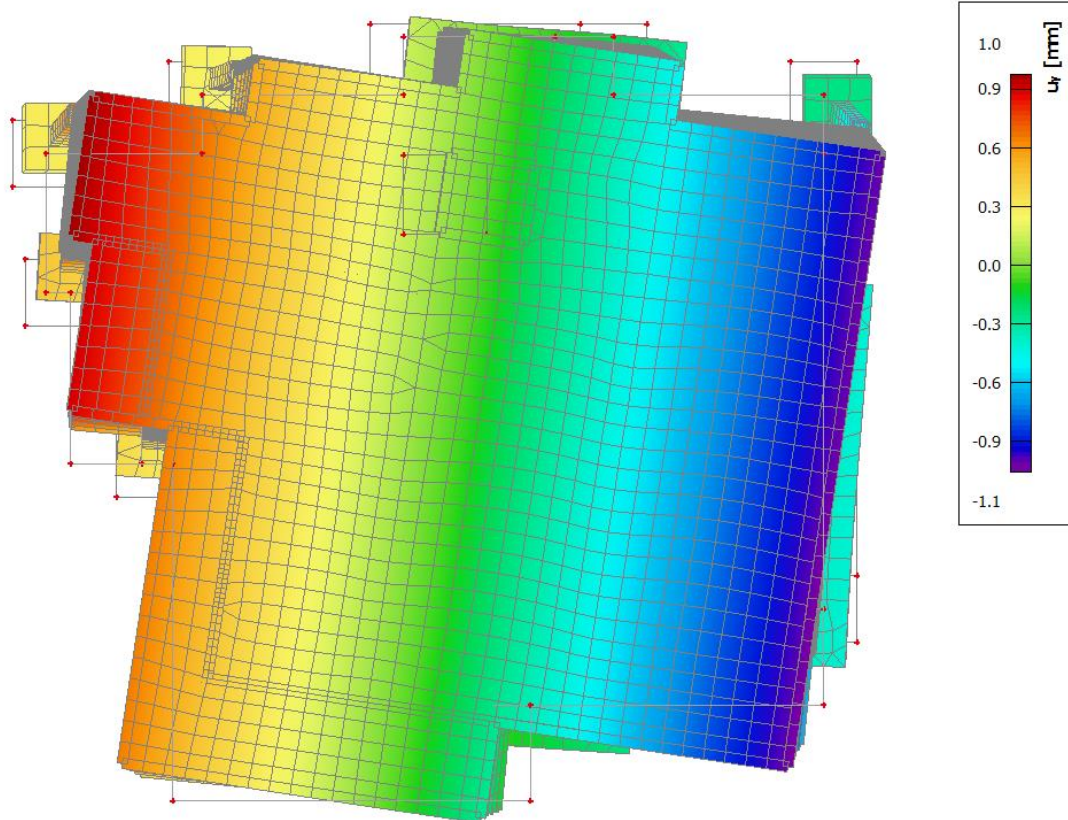


Slika 6.1.3. Prikaz translacije građevine u y smjeru

Treći vlastiti vektor-rotacija oko osi z:

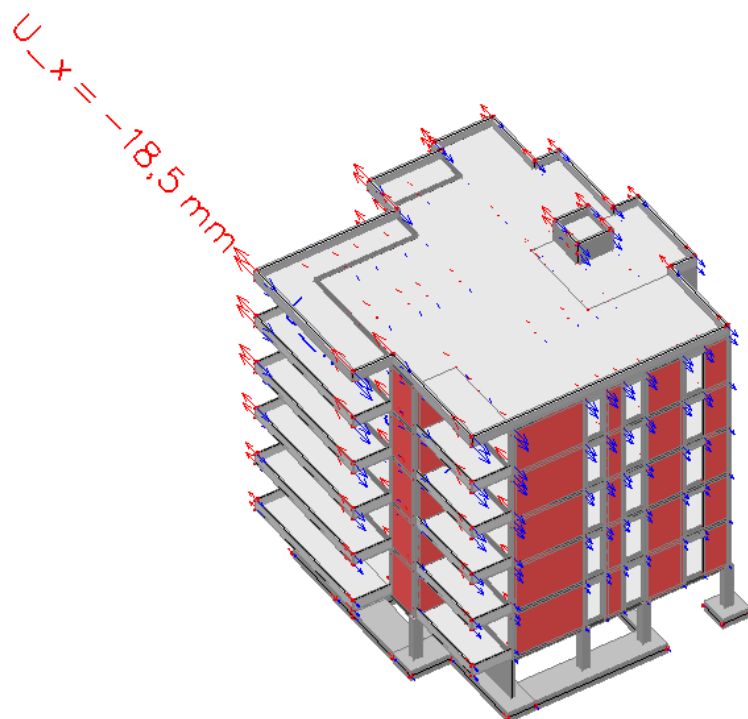
-period $T_3=0,34$ s

-aktivirana masa u z smjeru 87,35%

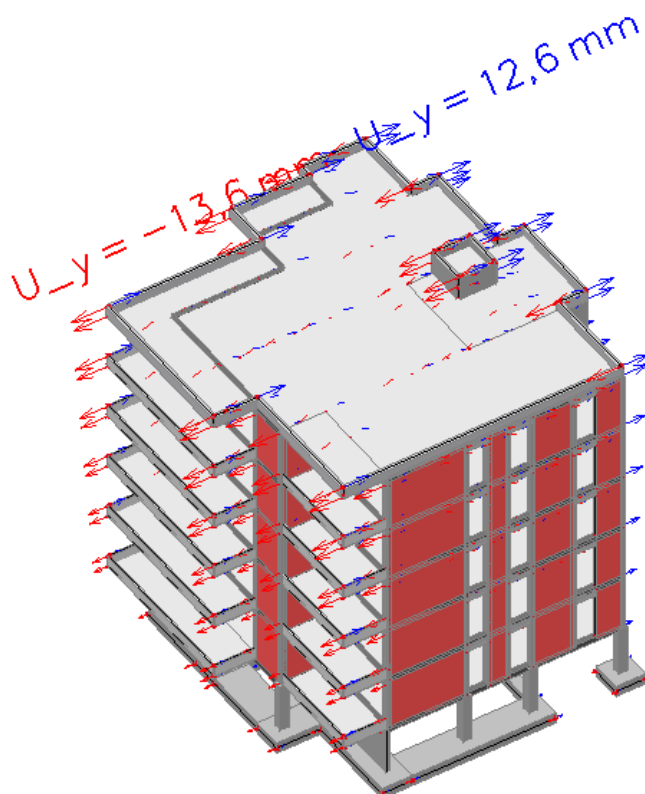


Slika 6.1.4. Prikaz rotacije građevine oko osi z

6.2. Prikaz pomaka konstrukcije prilikom potresa



Slika 6.2.1. Pomak građevine u x smjeru



Slika 6.2.2. Pomak građevine u y smjeru

7. PUSHOVER METODA (METODA POSTUPNOG GURANJA)

Opterećenje potresom uzrokuje prelazak dijelova nosivog sustava u nelinearno područje pa je razvijena metoda postupnog guranja kako bi se pretpostavilo ponašanje konstrukcije tijekom djelovanja potresa (kontrola oštećenja i određivanje plastičnog mehanizma).

Koraci pushover metode:

Za primjenu ove metode prije svega je potrebno poznavati osnovne podatke o materijalu i geometriji građevine te odrediti, ovisno o potresnom području, elastični spektar odgovora.

Metoda postupnog guranja se provodi tako da se na konstrukciju postepeno nanosi i povećava horizontalno opterećenje uz konstantno vertikalno opterećenje. Horizontalno opterećenje predstavlja inercijalne sile, koje se javljaju prilikom djelovanja potresa na konstrukciju. Prilikom tog postupka dolazi do otkazivanja pojedinih elemenata, što rezultira smanjenjem krutosti sustava i postupak može trajati sve dok konstrukcija ne izgubi statičku stabilnost.

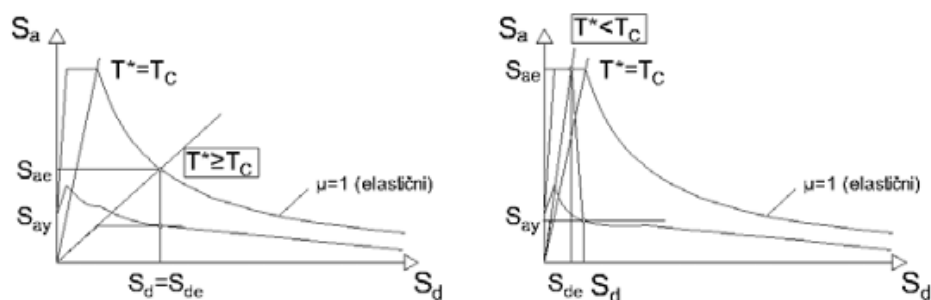
Metodom postupnog guranja se dobije krivulja kapaciteta, te se primjenom faktora pretvorbe Γ određuje pomak i sila za ekvivalentni sustav s jednim stupnjem slobode.

Elastični period sustava s jednim stupnjem slobode čime se određuje ubrzanje na granici popuštanja S_{ay} :

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot D_{y^*}}{F_{y^*}}}$$

$$S_{ay} = \frac{F^*}{m^*}$$

m^* -masa ekvivalentnog JS sustava



Slika 7.1. Dijagrami kapaciteta za konstrukcije sa srednjim i dugim periodima (lijevo) i kratkim periodima (desno)

Na predhodnim slikama su prikazani primjeri spektra ubrzanje-pomak i dijagrami kapaciteta, iz kojih određujemo zahtjevano elastično ubrzanje S_{ae} i elastični pomak S_{de} .

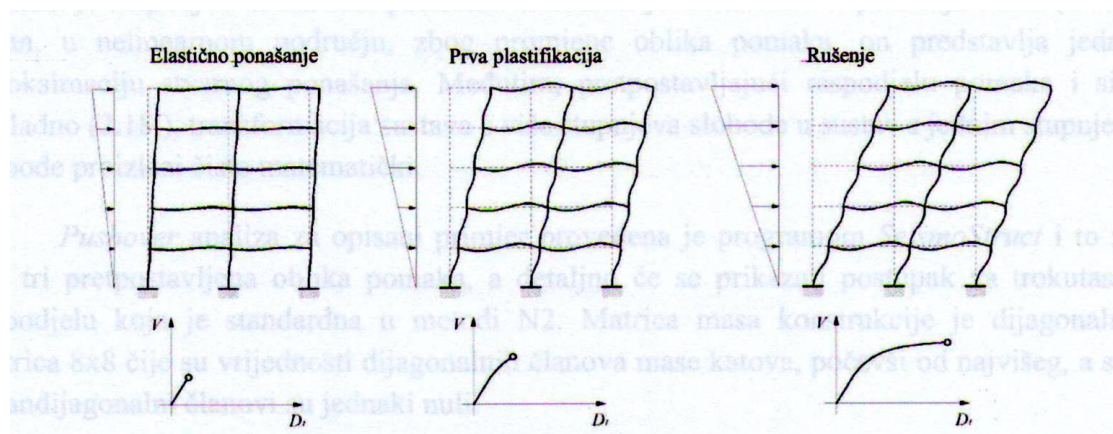
$$\text{za } T^* \geq T_C \quad \mu = R_\mu \quad S_d = S_{de}(T^*) \quad \text{za } T^* < T_C \quad \mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1$$

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right)$$

Nakon određivanja pomaka S_d , za proračun ciljanog pomaka D_t koristimo faktor transformacije Γ .

$$D_t = \Gamma \cdot S_d$$

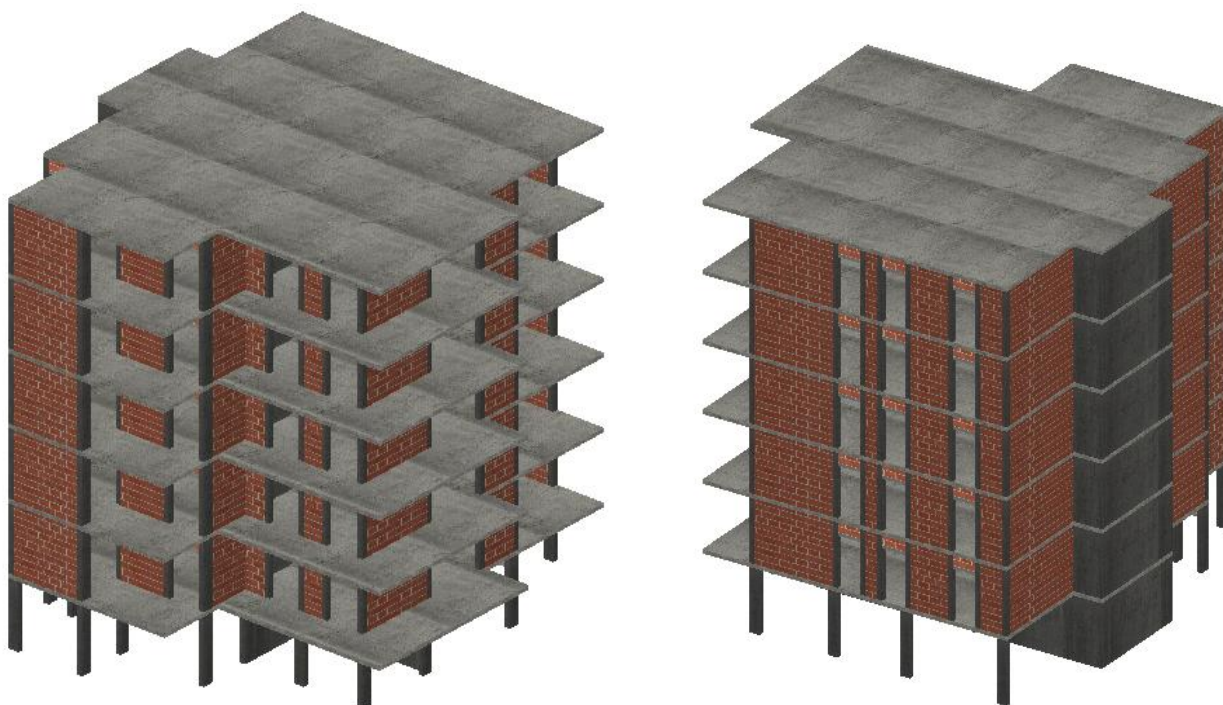
Ciljani pomak predstavlja pomak vrha konstrukcije i dokazuje sposobnost konstrukcije da izdrži zadano potresno opterećenje.



Slika 7.2. Ilustracija provođenja metode postupnog guranja

7.1. Proračunski model

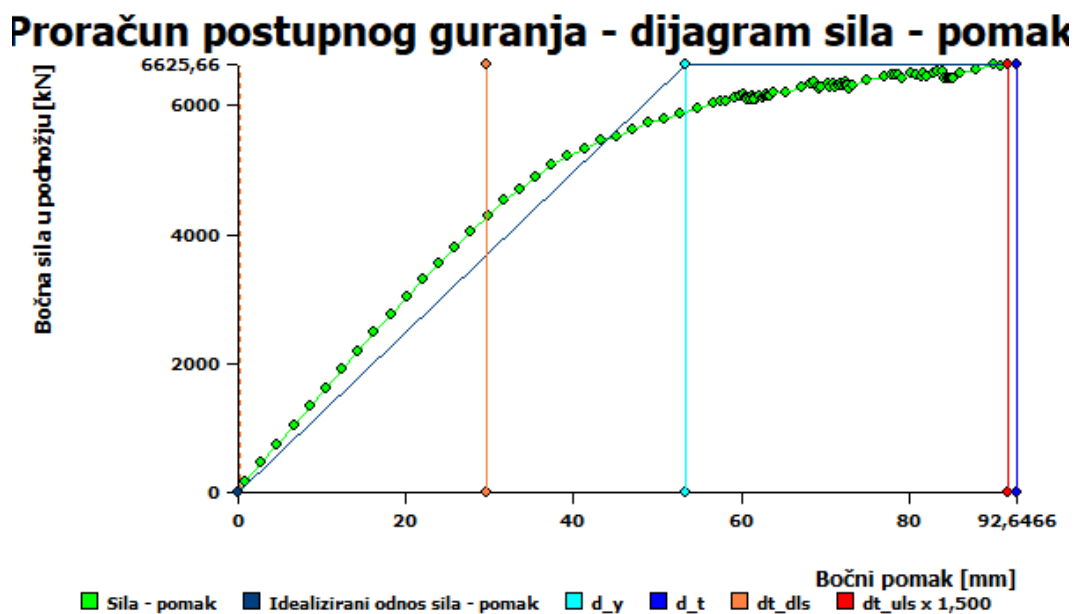
Proračunski model izrađen je u računalnom programu AmQuake za seizmički proračun zidanih konstrukcija prema Eurocodeu 6 i 8. Prilikom unošenja osnovnih podataka bilo je potrebno obratiti pažnju na modeliranje svih nosivih elemenata kao što su zidovi, ploče, vertikalni i horizontalni serklaži, nadvoji i vrata.



Slika 7.1.1. Prikaz proračunskog modela

7.2. Rezultati proračuna postupnog guranja

Smjer x-:



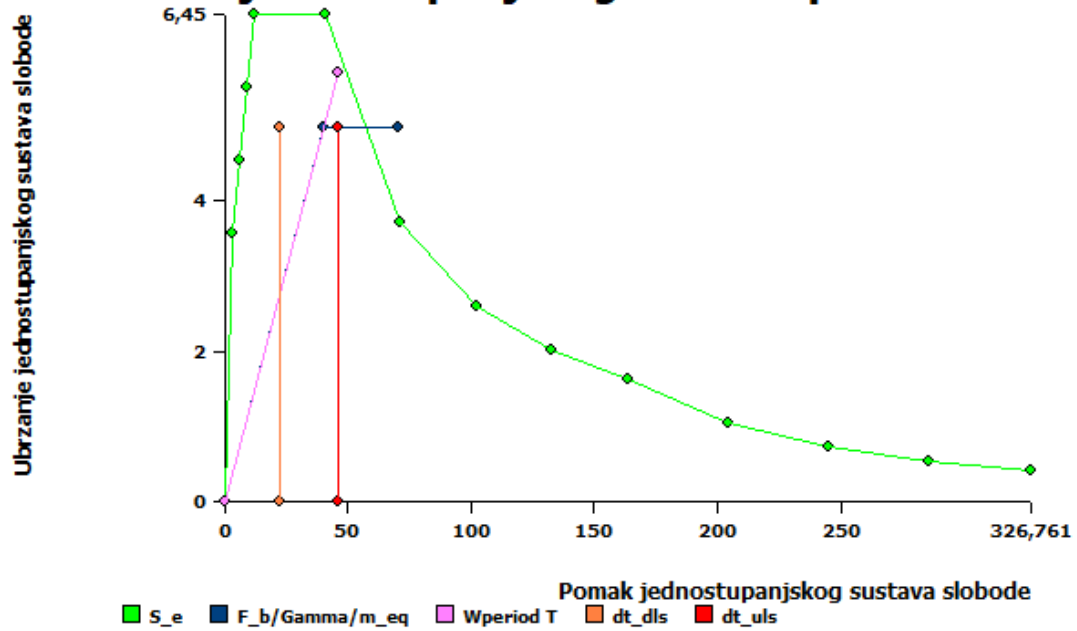
Slika 7.2.1. Prikaz dijagrama sila-pomak – smjer x-

Ciljani pomak za GSU [mm]: = dt_dls	29,684
GSU kapacitet [mm]	73,229
Ciljani pomak za GSN x 1,50 [mm] = dt_uls x 1,50:	91,664
GSN - kapacitet [mm] = d_t	92,647
Zaliha sigurnosti DLS [%]	59,464
Zaliha sigurnosti ULS [%]	1,060
Max pogreška [%]	19,548
Kat	5
RShift	0,00494
Dls Kriterij	2,467
RShift Kriterij	0,988
Uls Kriterij	1,011
Dls Korak Id	73
Uls Korak Id	98
Period T Norm.	0,569
Max referentno ubrzanje tla [m/s ²]	2,173
Duktilnost	2,282
Faktor prekoračenja čvrstoće	6,467
Elastic displacement [mm] = d_y	53,339

Tablica 7.2.2. Prikaz rezultata – smjer x-

Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje uporabljivosti iznosi 29,684 mm, dok kapacitet iznosi 73,229 mm, to znači da konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje nosivosti pomnožen s 1,5 iznosi 91,664, dok kapacitet iznosi 92,647 te zadovoljava i po pitanju graničnog stanja nosivosti.

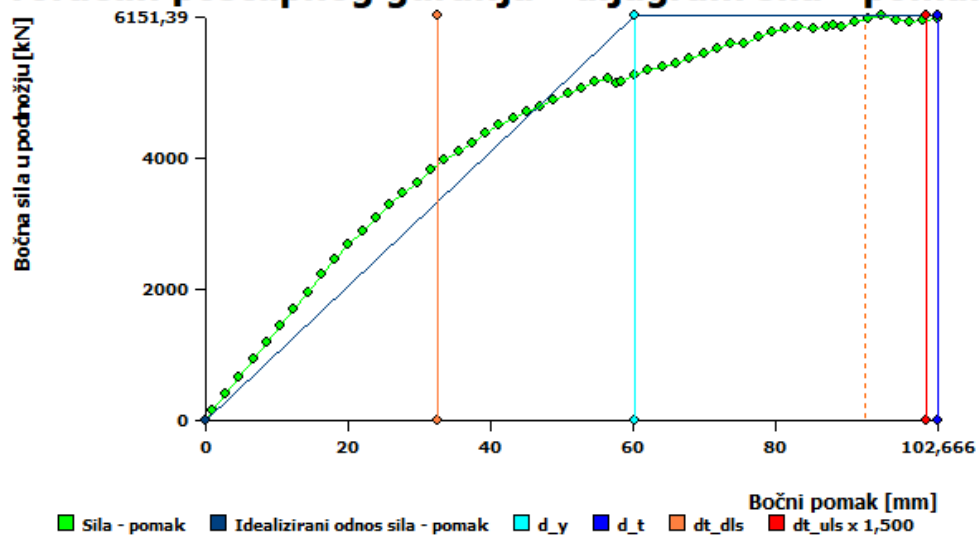
Spektralni odziv jednostupanjskog sustava prema norm.



Slika 7.2.3. Spektralni odziv jednostupanjskog sustava – smjer x-

Smjer x+:

Proračun postupnog guranja - dijagram sila - pomak



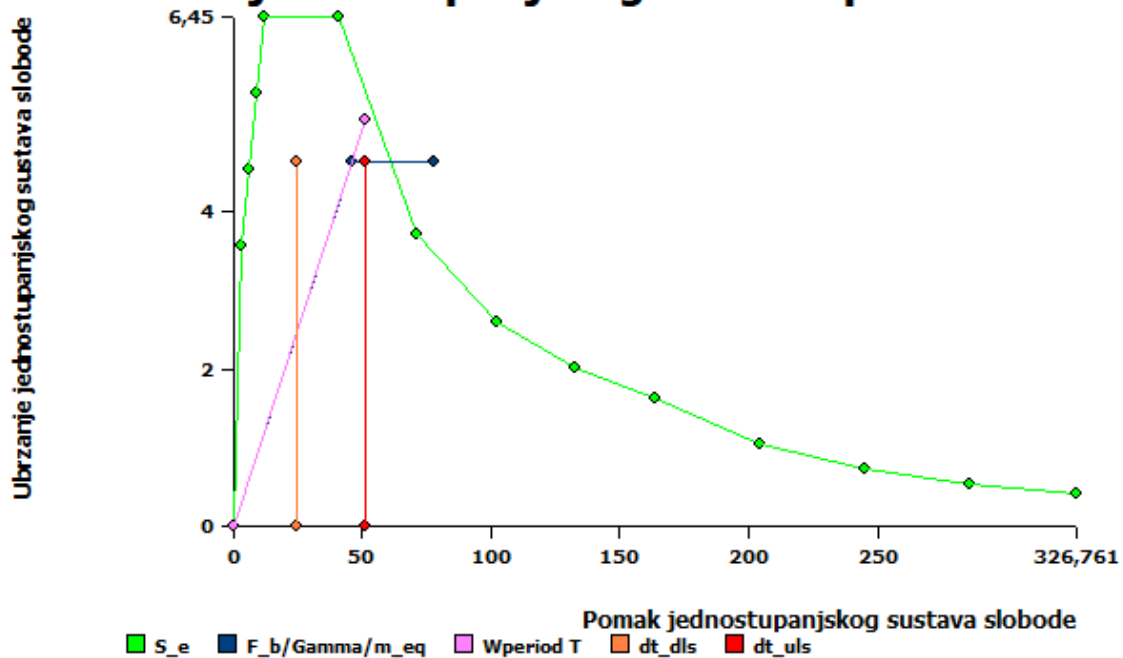
Slika 7.2.4. Prikaz dijagrama sila-pomak – smjer x+

Ciljani pomak za GSU [mm]: = dt_dls	32,605
GSU kapacitet [mm]	73,764
Ciljani pomak za GSN x 1,50 [mm] = dt_uls x 1,50:	101,174
GSN - kapacitet [mm] = d_t	102,666
Zaliha sigurnosti DLS [%]	55,798
Zaliha sigurnosti ULS [%]	1,453
Max pogreška [%]	2,003
Kat	5
RShift	0,00499
Dls Kriterij	2,262
RShift Kriterij	0,997
Uls Kriterij	1,015
Dls Korak Id	41
Uls Korak Id	57
Period T Norm.	0,628
Max referentno ubrzanje tla [m/s ²]	2,182
Duktilnost	2,236
Faktor prekoračenja čvrstoće	6,700
Elastic displacement [mm] = d_y	60,329

Tablica 7.2.5. Prikaz rezultata – smjer x+

Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje uporabljivosti iznosi 32,605 mm, dok kapacitet iznosi 73,764 mm, to znači da konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje nosivosti pomnožen s 1,5 iznosi 101,174, dok kapacitet iznosi 102,666 te zadovoljava i po pitanju graničnog stanja nosivosti.

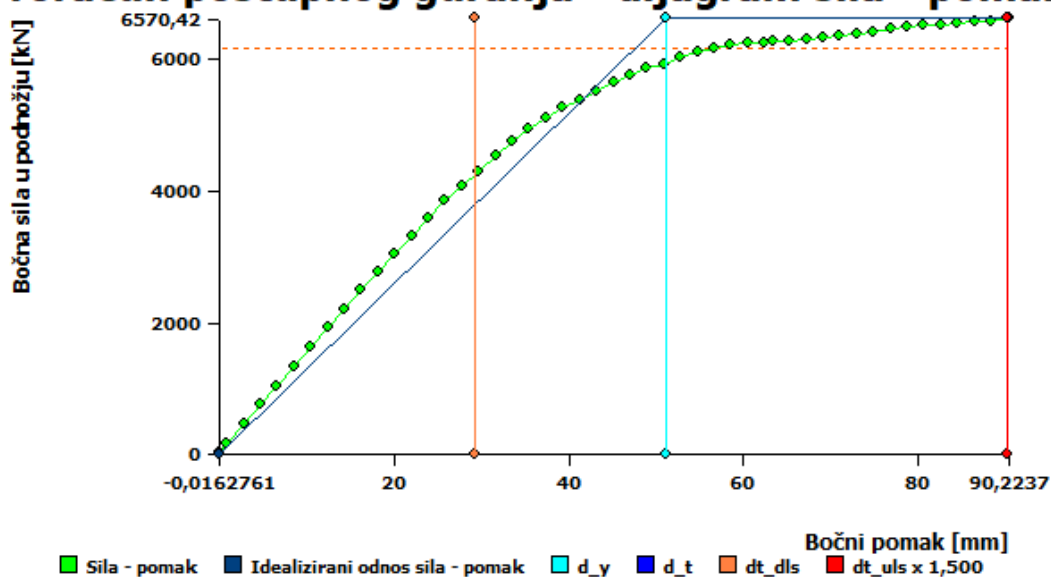
Spektralni odziv jednodimenzionalnog sustava prema norm.



Slika 7.2.6. Spektralni odziv jednodimenzionalnog sustava – smjer x+

Smjer x-,exc. pozitivan:

Proračun postupnog guranja - dijagram sila - pomak



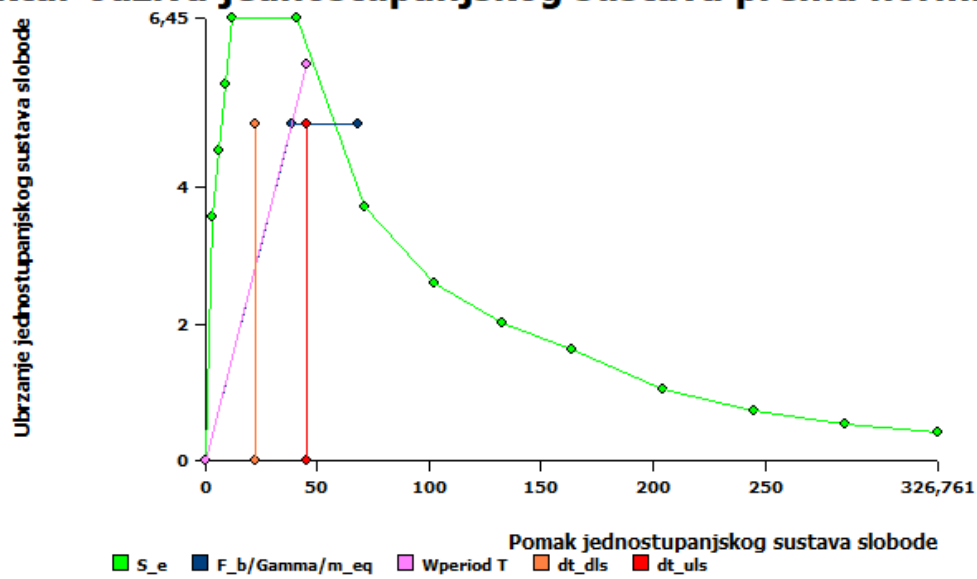
Slika 7.2.7. Prikaz dijagrama sila-pomak - smjer x-

Ciljani pomak za GSU [mm]: = dt_{dls}	29,380
GSU kapacitet [mm]	72,944
Ciljani pomak za GSN x 1,50 [mm] = $dt_{uls} \times 1,50$:	90,114
GSN - kapacitet [mm] = d_t	90,224
Zaliha sigurnosti DLS [%]	59,722
Zaliha sigurnosti ULS [%]	0,122
Max pogreška [%]	0,948
Kat	5
RShift	0,00493
Dls Kriterij	2,483
RShift Kriterij	0,985
Uls Kriterij	1,001
Dls Korak Id	40
Uls Korak Id	49
Period T Norm.	0,560
Max referentno ubrzanje tla [m/s ²]	2,153
Duktilnost	2,319
Faktor prekoračenja čvrstoće	14,908
Elastic displacement [mm] = d_y	51,120

Tablica 7.2.8. Prikaz rezultata – smjer x-

Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje uporabljivosti iznosi 29,380 mm, dok kapacitet iznosi 72,944 mm, to znači da konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje nosivosti pomnožen s 1,5 iznosi 90,114, dok kapacitet iznosi 90,224 te zadovoljava i po pitanju graničnog stanja nosivosti.

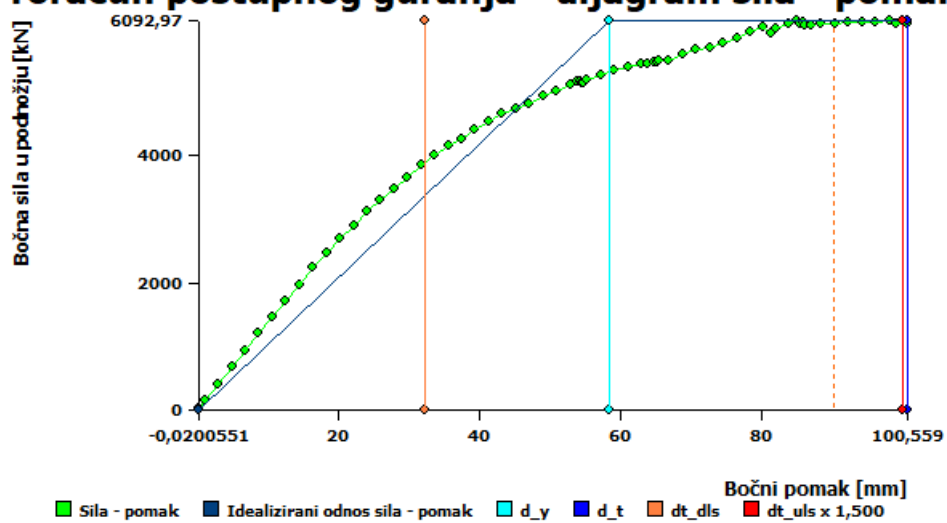
Spektar odziva jednostupanjskog sustava prema norm.



Slika 7.2.8. Spektar odaziva jednostupanjevnoeg sustava – smjer x-

Smjer x-,exc. negativan:

Proračun postupnog guranja - dijagram sila - pomak



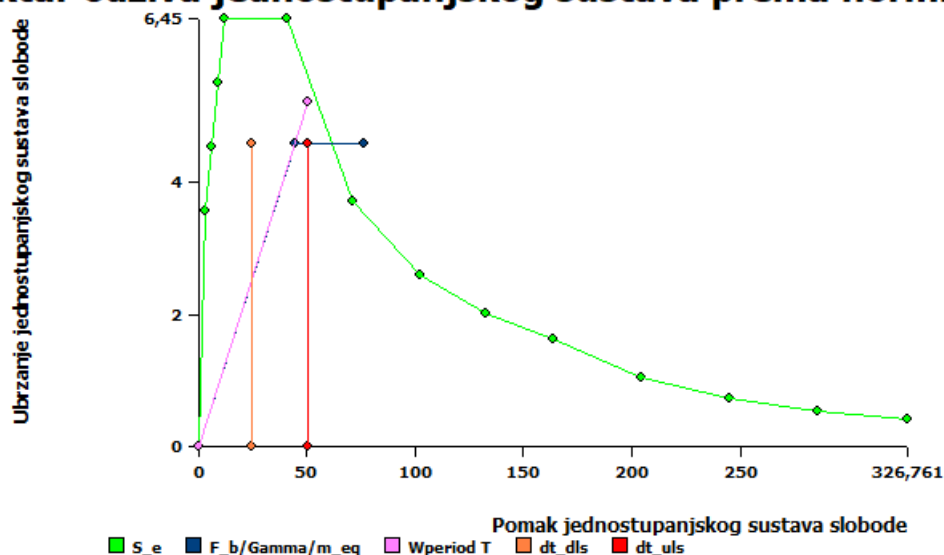
Slika 7.2.9. Prikaz dijagrama sila-pomak - smjer x-

Ciljani pomak za GSU [mm]: = dt_dls	32,282
GSU kapacitet [mm]	72,602
Ciljani pomak za GSN x 1,50 [mm] = dt_uls x 1,50:	100,044
GSN - kapacitet [mm] = d_t	100,559
Zaliha sigurnosti DLS [%]	55,536
Zaliha sigurnosti ULS [%]	0,512
Max pogreška [%]	12,317
Kat	5
RShift	0,00495
Dls Kriterij	2,249
RShift Kriterij	0,989
Uls Kriterij	1,005
Dls Korak Id	46
Uls Korak Id	66
Period T Norm.	0,621
Max referentno ubrzanje tla [m/s ²]	2,161
Duktilnost	2,261
Faktor prekoračenja čvrstoće	6,622
Elastic displacement [mm] = d_y	58,429

Tablica 7.2.10. Prikaz rezultata – smjer x-

Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje uporabljivosti iznosi 32,282 mm, dok kapacitet iznosi 72,602 mm, to znači da konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje nosivosti pomnožen s 1,5 iznosi 100,044, dok kapacitet iznosi 100,559 te zadovoljava i po pitanju graničnog stanja nosivosti.

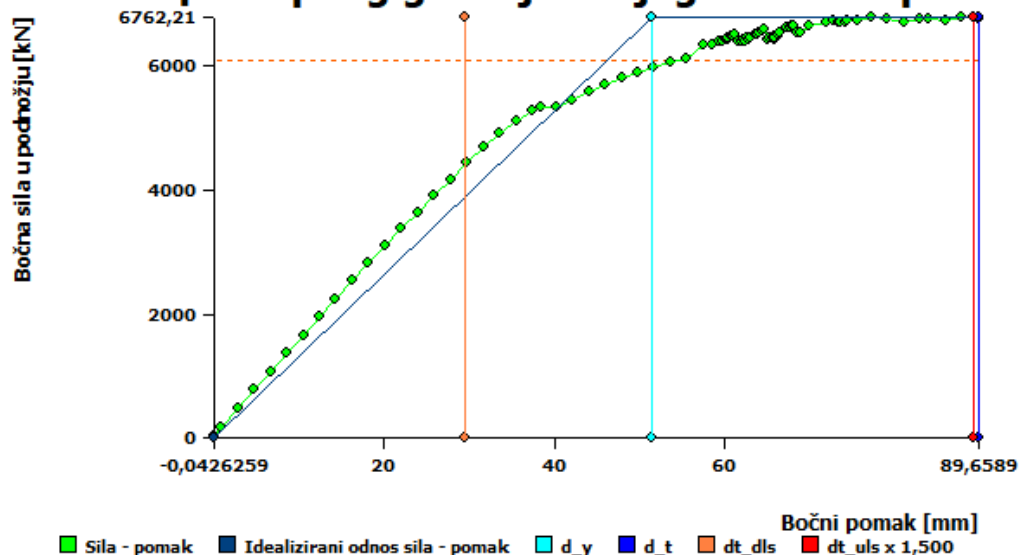
Spektar odziva jednostupanjskog sustava prema norm.



Slika 7.2.11.. Spektar odziva jednostupanjskog sustava – smjer x-

Smjer y+,exc. pozitivan:

Proračun postupnog guranja - dijagram sila - pomak



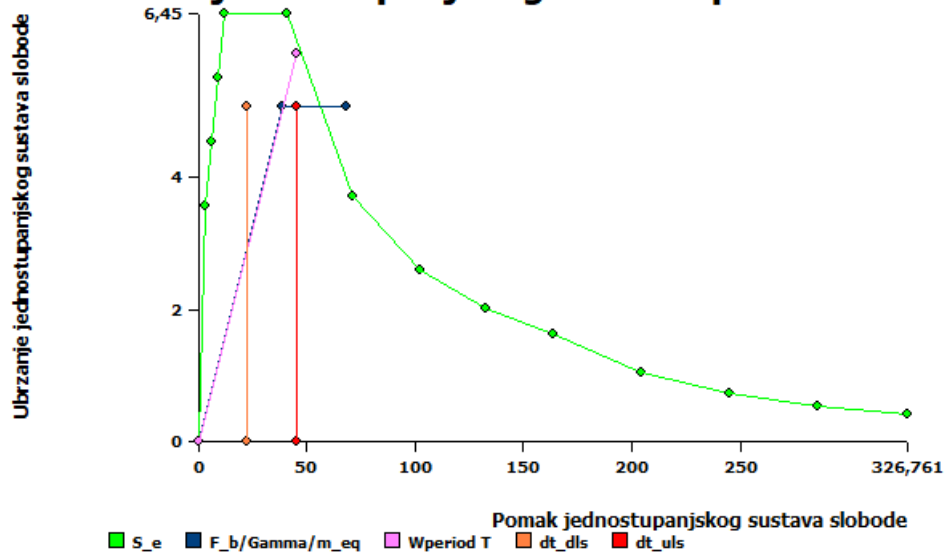
Slika 7.2.12. Prikaz dijagrama sila-pomak - smjer y+

Ciljani pomak za GSU [mm]: = dt_dls	29,471
GSU kapacitet [mm]	71,810
Ciljani pomak za GSN x 1,50 [mm] = dt_uls x 1,50:	89,057
GSN - kapacitet [mm] = d_t	89,659
Zaliha sigurnosti DLS [%]	58,960
Zaliha sigurnosti ULS [%]	0,671
Max pogreška [%]	14,103
Kat	5
RShift	0,00499
Dls Kriterij	2,437
RShift Kriterij	0,999
Uls Kriterij	1,007
Dls Korak Id	79
Uls Korak Id	94
Period T Norm.	0,553
Max referentno ubrzanje tla [m/s ²]	2,165
Duktilnost	2,292
Faktor prekoračenja čvrstoće	14,828
Elastic displacement [mm] = d_y	51,386

Tablica 7.2.13. Prikaz rezultata – smjer y+

Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje uporabljivosti iznosi 29,471 mm, dok kapacitet iznosi 71,810 mm, to znači da konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje nosivosti pomnožen s 1,5 iznosi 89,057, dok kapacitet iznosi 89,659 te zadovoljava i po pitanju graničnog stanja nosivosti.

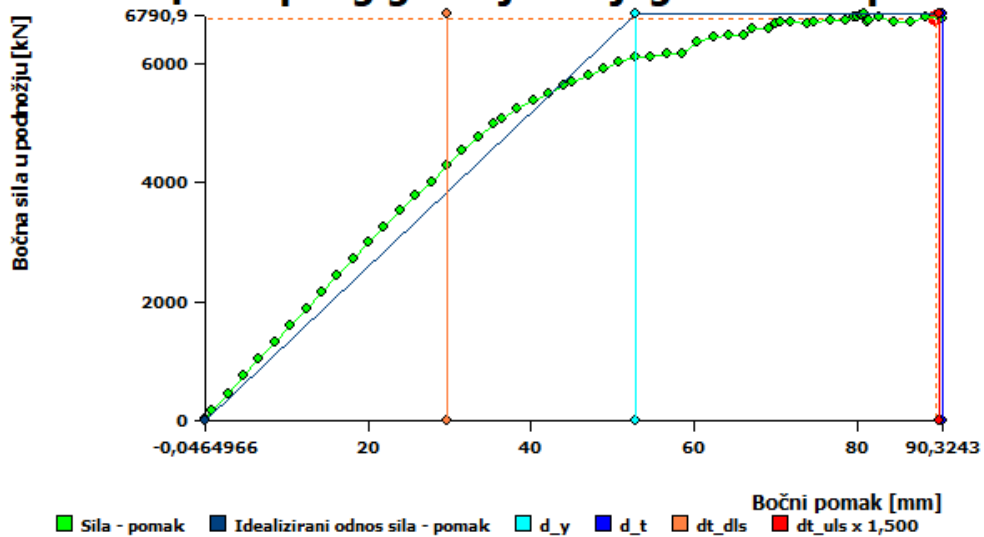
Ubrzanje odziva jednostupanjskog sustava prema norm.



Slika 7.2.14. Spektar odaziva jednostupanjevno sustava – smjer y+

Smjer y+,exc. negativan:

Proračun postupnog guranja - dijagram sila - pomak



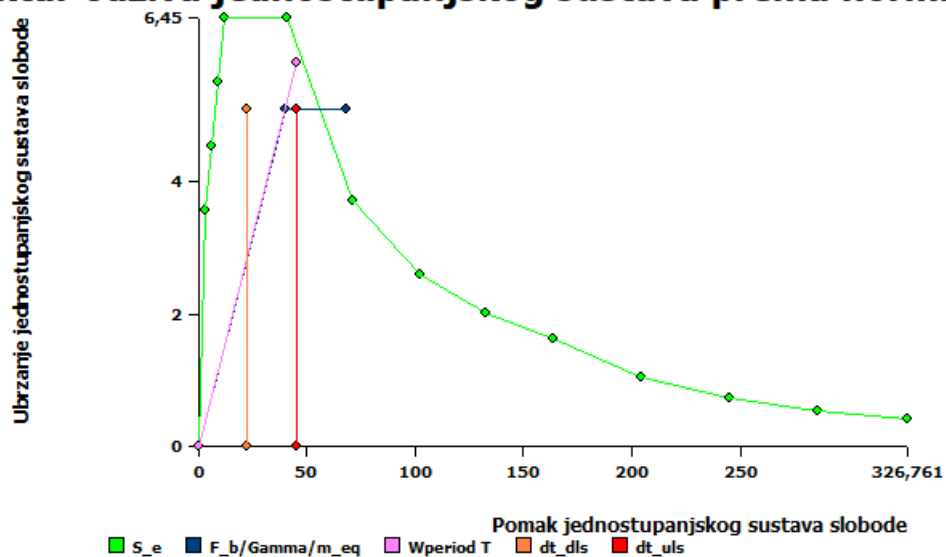
Slika 7.2.15. Prikaz dijagrama sila-pomak - smjer y+

Ciljani pomak za GSU [mm]: = dt_dls	29,747
GSU kapacitet [mm]	70,514
Ciljani pomak za GSN x 1,50 [mm] = dt_uls x 1,50:	90,110
GSN - kapacitet [mm] = d_t	90,324
Zaliha sigurnosti DLS [%]	57,814
Zaliha sigurnosti ULS [%]	0,237
Max pogreška [%]	10,267
Kat	5
RShift	0,00494
Dls Kriterij	2,370
RShift Kriterij	0,988
Uls Kriterij	1,002
Dls Korak Id	41
Uls Korak Id	58
Period T Norm.	0,560
Max referentno ubrzanje tla [m/s ²]	2,155
Duktilnost	2,246
Faktor prekoračenja čvrstoće	15,405
Elastic displacement [mm] = d_y	52,831

Tablica 7.2.16. Prikaz rezultata – smjer y+

Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje uporabljivosti iznosi 29,747 mm, dok kapacitet iznosi 70,514 mm, to znači da konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje nosivosti pomnožen s 1,5 iznosi 90,110, dok kapacitet iznosi 90,324 te zadovoljava i po pitanju graničnog stanja nosivosti.

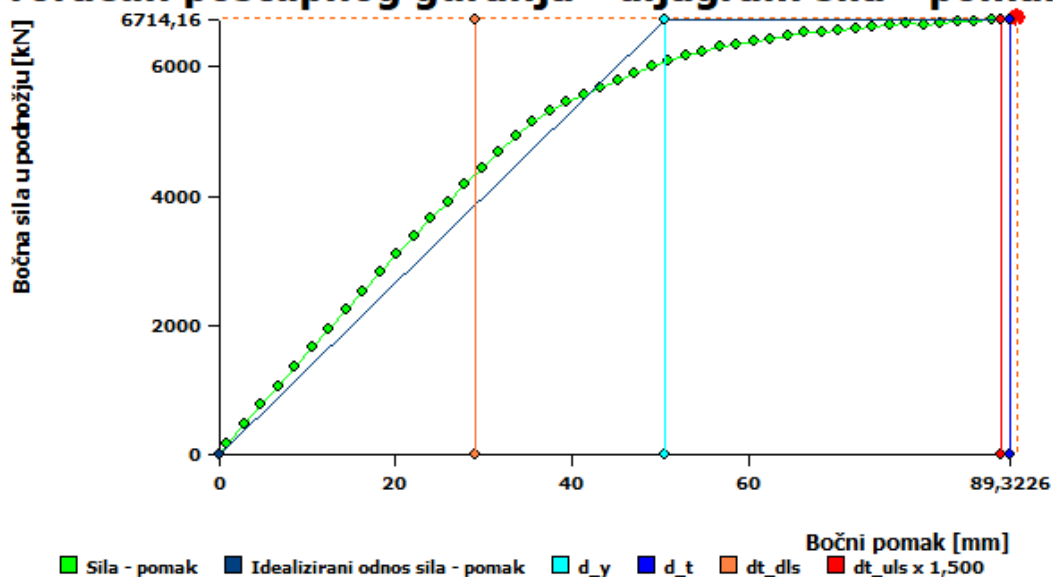
Spektralni odziv jednostupanjskog sustava prema norm.



Slika 7.2.17. Spektralni odziv jednostupanjskog sustava – smjer y+

Smjer y-,exc. pozitivan:

Proračun postupnog guranja - dijagram sila - pomak



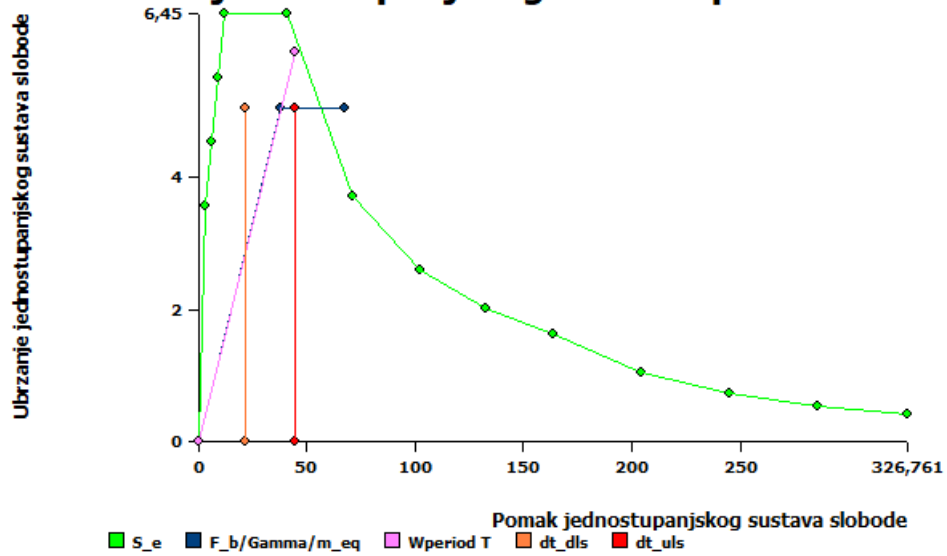
Slika 7.2.18. Prikaz dijagrama sila-pomak - smjer y-

Ciljani pomak za GSU [mm]: = dt_dls	29,093
GSU kapacitet [mm]	72,043
Ciljani pomak za GSN x 1,50 [mm] = dt_uls x 1,50:	88,459
GSN - kapacitet [mm] = d_t	89,323
Zaliha sigurnosti DLS [%]	59,617
Zaliha sigurnosti ULS [%]	0,967
Max pogreška [%]	0,999
Kat	5
RShift	0,00498
Dls Kriterij	2,476
RShift Kriterij	0,997
Uls Kriterij	1,010
Dls Korak Id	39
Uls Korak Id	48
Period T Norm.	0,549
Max referentno ubrzanje tla [m/s ²]	2,171
Duktilnost	2,331
Faktor prekoračenja čvrstoće	14,780
Elastic displacement [mm] = d_y	50,337

Tablica 7.2.19. Prikaz rezultata – smjer y-

Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje uporabljivosti iznosi 29,093 mm, dok kapacitet iznosi 72,043 mm, to znači da konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje nosivosti pomnožen s 1,5 iznosi 88,459, dok kapacitet iznosi 89,323 te zadovoljava i po pitanju graničnog stanja nosivosti.

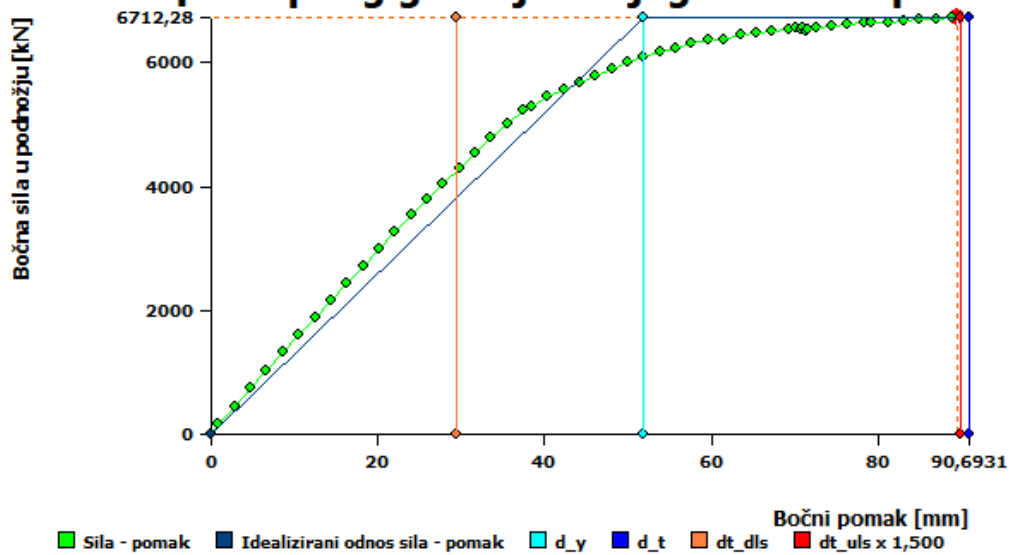
Spektralni odziv jednostupanjskog sustava prema norm.



Slika 7.2.20. Spektralni odziv jednostupanjskog sustava – smjer y-

Smjer y-,exc. negativan:

Proračun postupnog guranja - dijagram sila - pomak



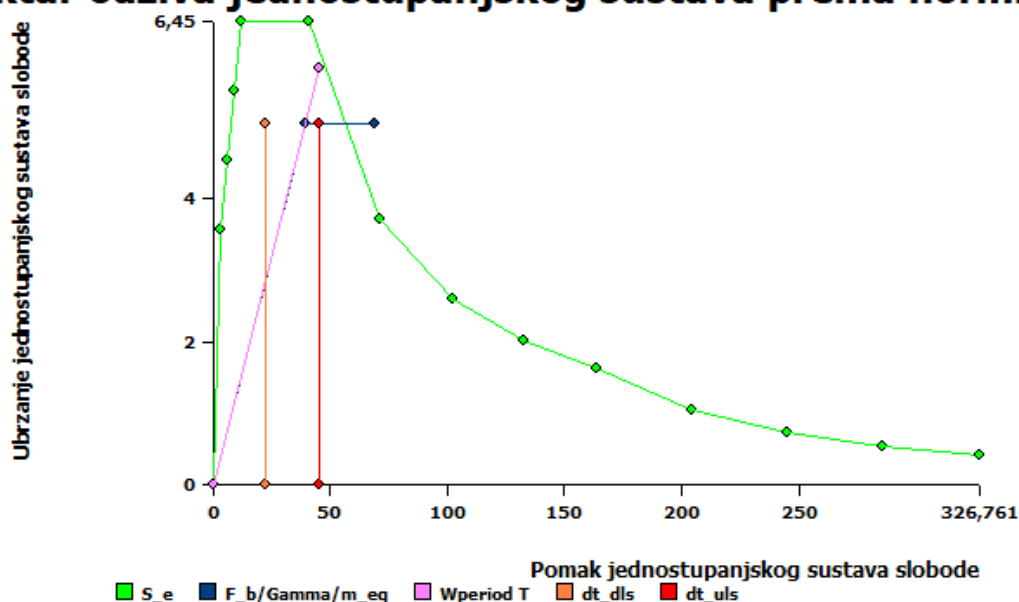
Slika 7.2.21. Prikaz dijagrama sila-pomak - smjer y-

Ciljani pomak za GSU [mm]: = dt_dls	29,427
GSU kapacitet [mm]	71,529
Ciljani pomak za GSN x 1,50 [mm] = dt_uls x 1,50:	89,765
GSN - kapacitet [mm] = d_t	90,693
Zaliha sigurnosti DLS [%]	58,860
Zaliha sigurnosti ULS [%]	1,023
Max pogreška [%]	3,742
Kat	5
RShift	0,00496
Dls Kriterij	2,431
RShift Kriterij	0,991
Uls Kriterij	1,010
Dls Korak Id	44
Uls Korak Id	55
Period T Norm.	0,558
Max referentno ubrzanje tla [m/s ²]	2,172
Duktilnost	2,299
Faktor prekoračenja čvrstoće	15,295
Elastic displacement [mm] = d_y	51,820

Tablica 7.2.22. Prikaz rezultata – smjer y-

Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje uporabljivosti iznosi 29,427 mm, dok kapacitet iznosi 71,529 mm, to znači da konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Ciljani pomak konstrukcije za granično stanje nosivosti pomnožen s 1,5 iznosi 89,765, dok kapacitet iznosi 90,693 te zadovoljava i po pitanju graničnog stanja nosivosti.

ktar odziva jednostupanjskog sustava prema norm.



Slika 7.2.23. Spektar odziva jednostupanjskog sustava – smjer y-

8. ZAKLJUČAK

U ovom diplomskom radu radio se proračun stambeno-poslovne zidane zgrade. Konstruktivni sustav čine armiranobetonski zidovi i stupovi koji se nalaze u prizemlju i omeđeno ziđe na preostalim katovima uz armiranobetonske zidove.

Kako bi ispitali nosivost, potresnu otpornost zgrade i stabilnost provedeni su proračuni i analizirani su svi konstruktivni elementi ove zgrade. Dimenzioniranje i kontroliranje pojedinačnih konstruktivnih elemenata zgrade su napravljeni prema propisima i normama. Provedena su dva proračuna, prvi je za linearno elastičan materijal (napravljen u računalnom programu Scia Engineer), a drugi je nelinearni proračun (metodom postupnog guranja u računalnom programu AmQuake). Također, proveden je i nelinearni proračun karakteristične ploče pri čemu je uočeno kako je nelinearni proračun kratkotrajan i daje veće pomake i o čemu je potrebno voditi brigu prilikom tumačenja rezultata nelinearnim proračunom.

Primjenom prvog proračuna smo dimenzionirali nosive elemente i provjerena je otpornost, također kontaktna naprezanja su dokazano manja od dopuštenih, te je izvršena kontrola slijeganja pri čemu se izborom širine temeljnih traka postiglo jednoliko slijeganje.

Nelinearna metoda nam omogućuje prikaz realnijih rezultata pomaka u odnosu na linearne metode te nakon provedenog proračuna možemo zaključiti da zgrada zadovoljava na potresno (GSN i GSU) i vertikalno opterećenje.

9. GRAFIČKI PRILOZI

list 1 TLOCRT TEMELJA - PLAN POZICIJA 000

list 2 TLOCRT PRIZEMLJA - PLAN POZICIJA 001

list 3 TLOCRT KARAKTERISTIČNOG KATA - PLAN POZICIJA 100,200,300,400,500

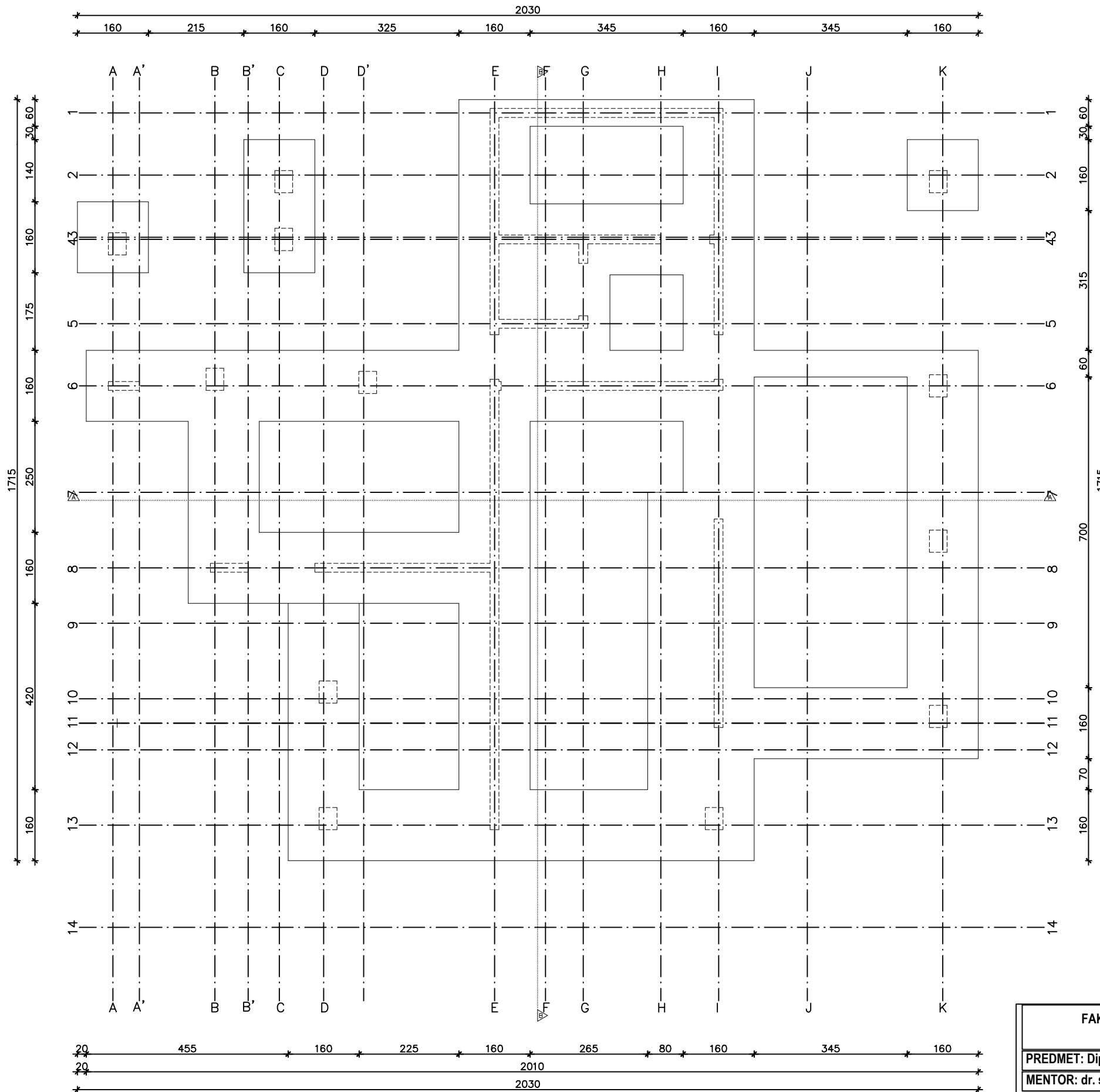
list 4 TLOCRT KROVA - PLAN POZICIJA 600,601

list 5 PRESJEK A-A

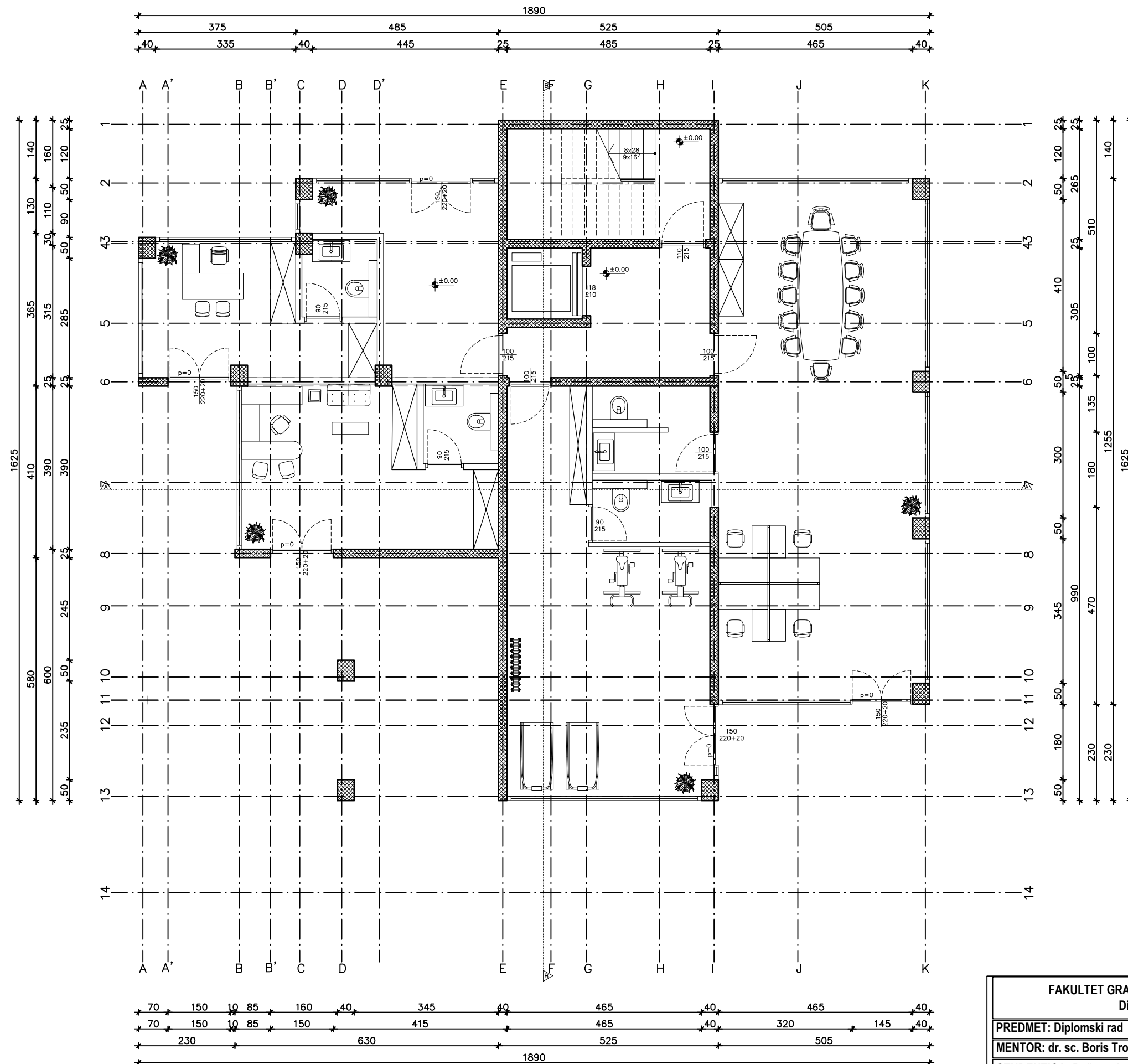
list 6 PRESJEK B-B

10. LITERATURA

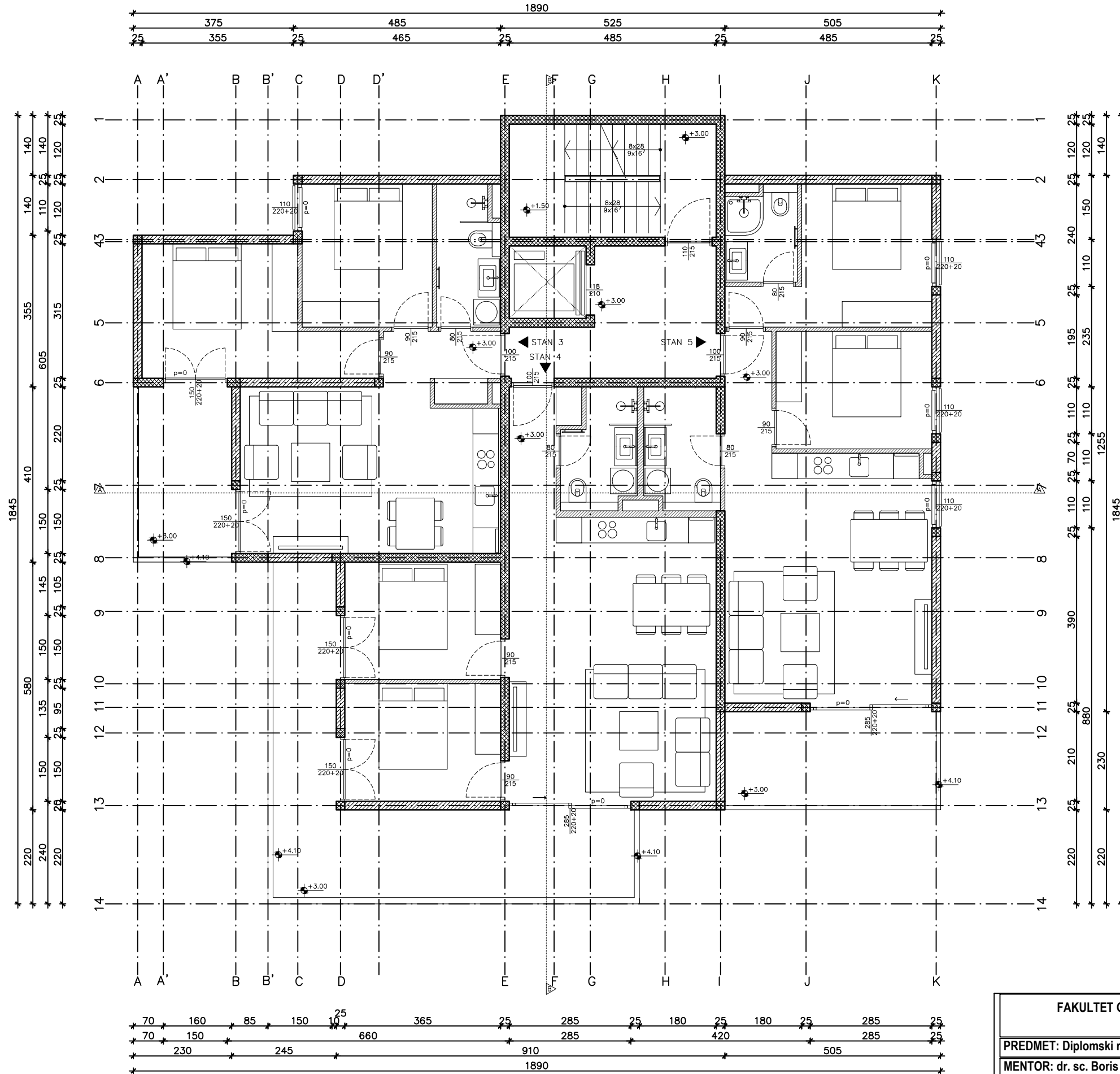
- [1] Trogrlić Boris, Zidane konstrukcije - predavanja, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije Split, 2018.
- [2] Radić Jure i suradnici, Zidane konstrukcije 1, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije Split, 2007.
- [3] Radnić J., Harapin A., OSNOVE BETONSKIH KONSTRUKCIJA– Interna skripta, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije Split, 2015.
- [4] Ž. Nikolić, Autorizirana predavanja iz Dinamičkih modela potresnog inženjerstva, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije Split, 2023.
- [5] Europska norma EN 1990 – Osnove projektiranja konstrukcija, 2004.
- [6] Europska norma EN 1991 – Djelovanja na konstrukcije, 2004.
- [7] Europska norma EN 1992 – Projektiranje betonskih konstrukcija, 2004.
- [8] Europska norma EN 1996 – Projektiranje zidanih konstrukcija, 2004.
- [9] Europska norma EN 1996 – Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija, 2004.
- [10] Porotherm katalog proizvoda



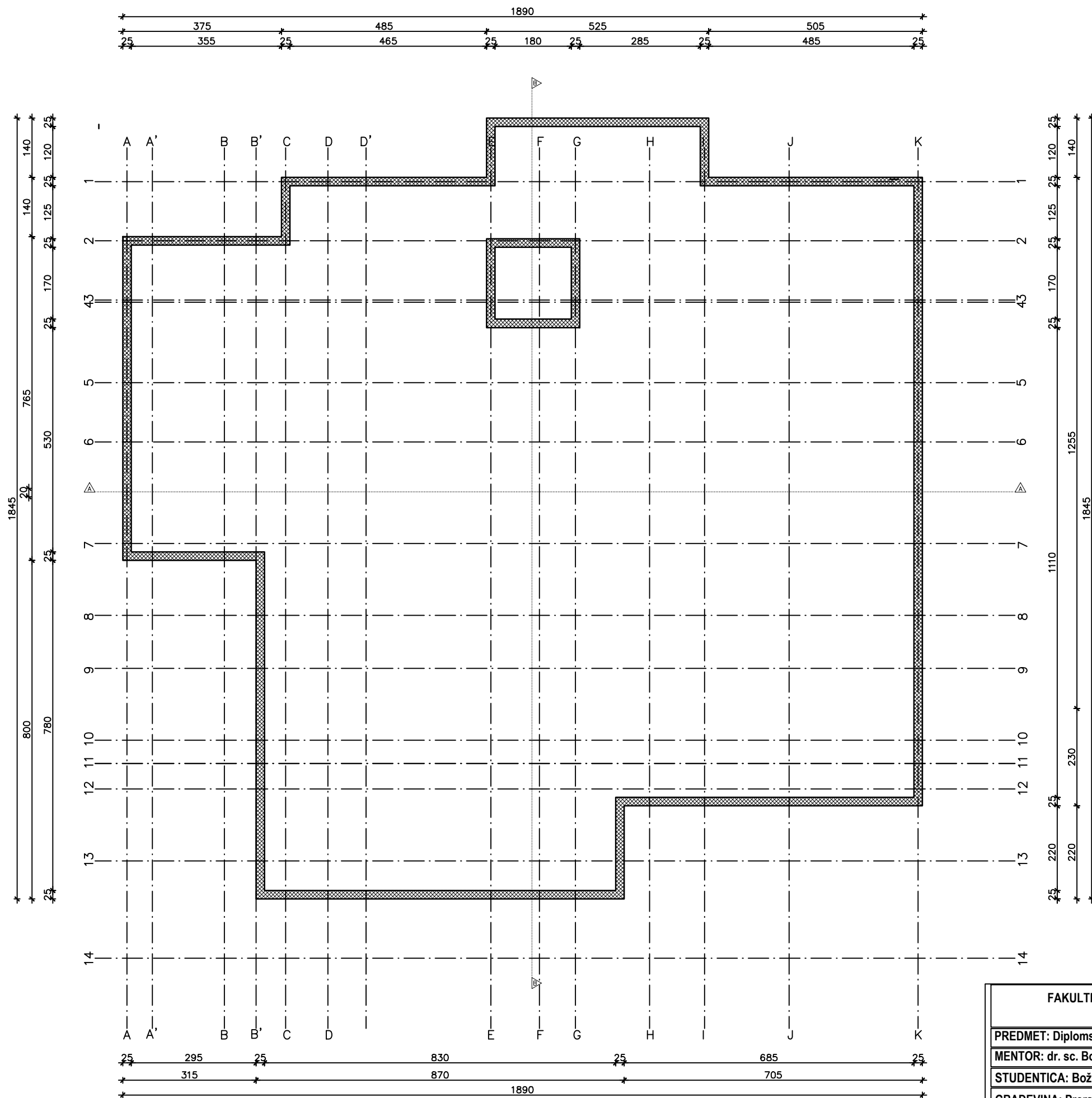
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE U SPLITU Diplomski sveučilišni studij Građevinarstva		
PREDMET: Diplomski rad		
MENTOR: dr. sc. Boris Trogrlić		
STUDENTICA: Božena Jurko		
GRAĐEVINA: Proračun zidane zgrade s armiranobetonskim prizemljem		
VRSTA PROJEKTA: Projekt građevinske konstrukcije		
TLOCRT TEMELJA	MJERILO: 1:100	DATUM: 7./2024.



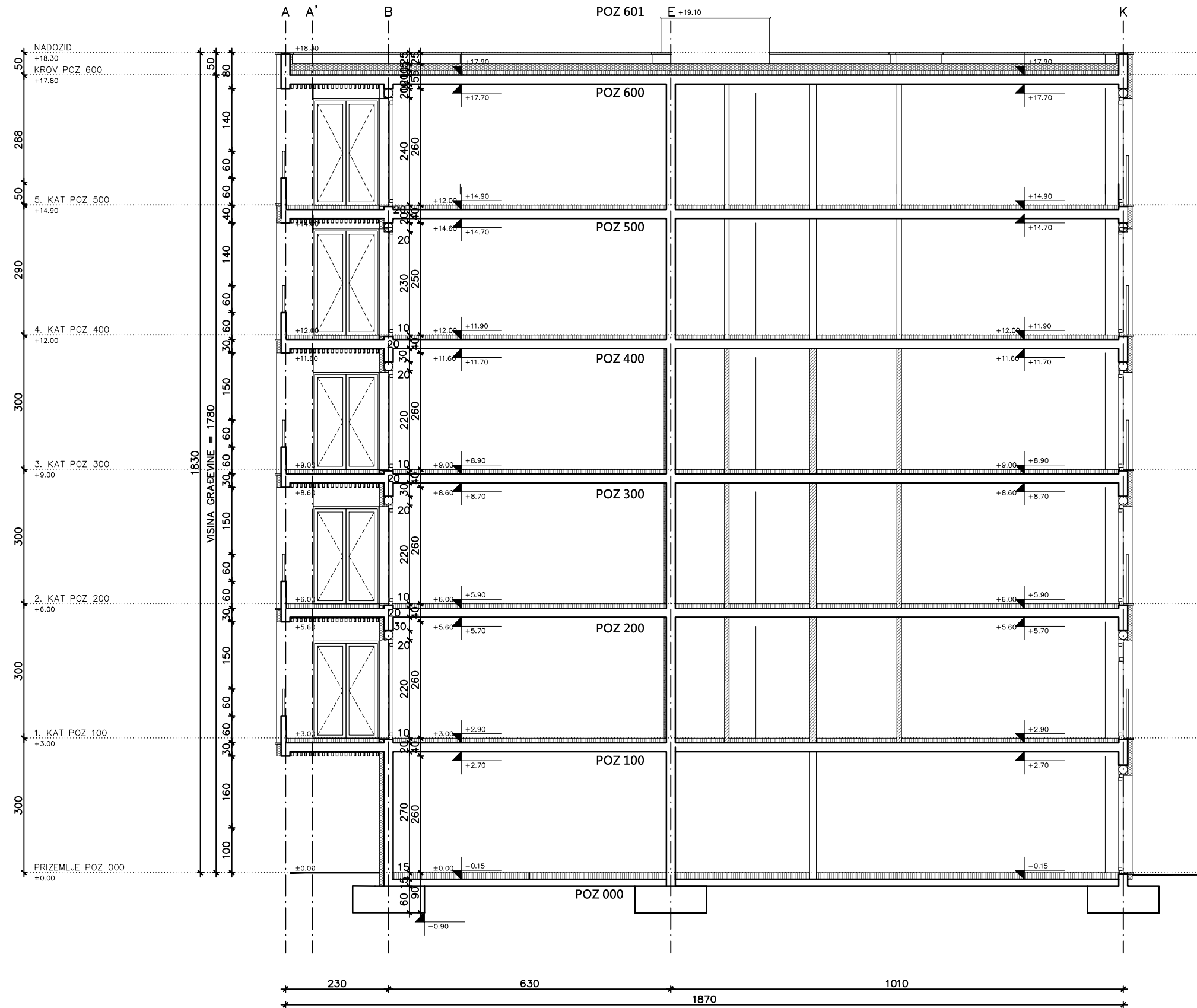
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE U SPLITU Diplomski sveučilišni studij Građevinarstva		
PREDMET: Diplomski rad		
MENTOR: dr. sc. Boris Trogrlić		
STUDENTICA: Božena Jurko		
GRAĐEVINA: Proračun zidane zgrade s armiranobetonskim prizemljem		
VRSTA PROJEKTA: Projekt građevinske konstrukcije		
TLOCRT PRIZEMLJA	MJERILO: 1:100	DATUM: 7./2024.



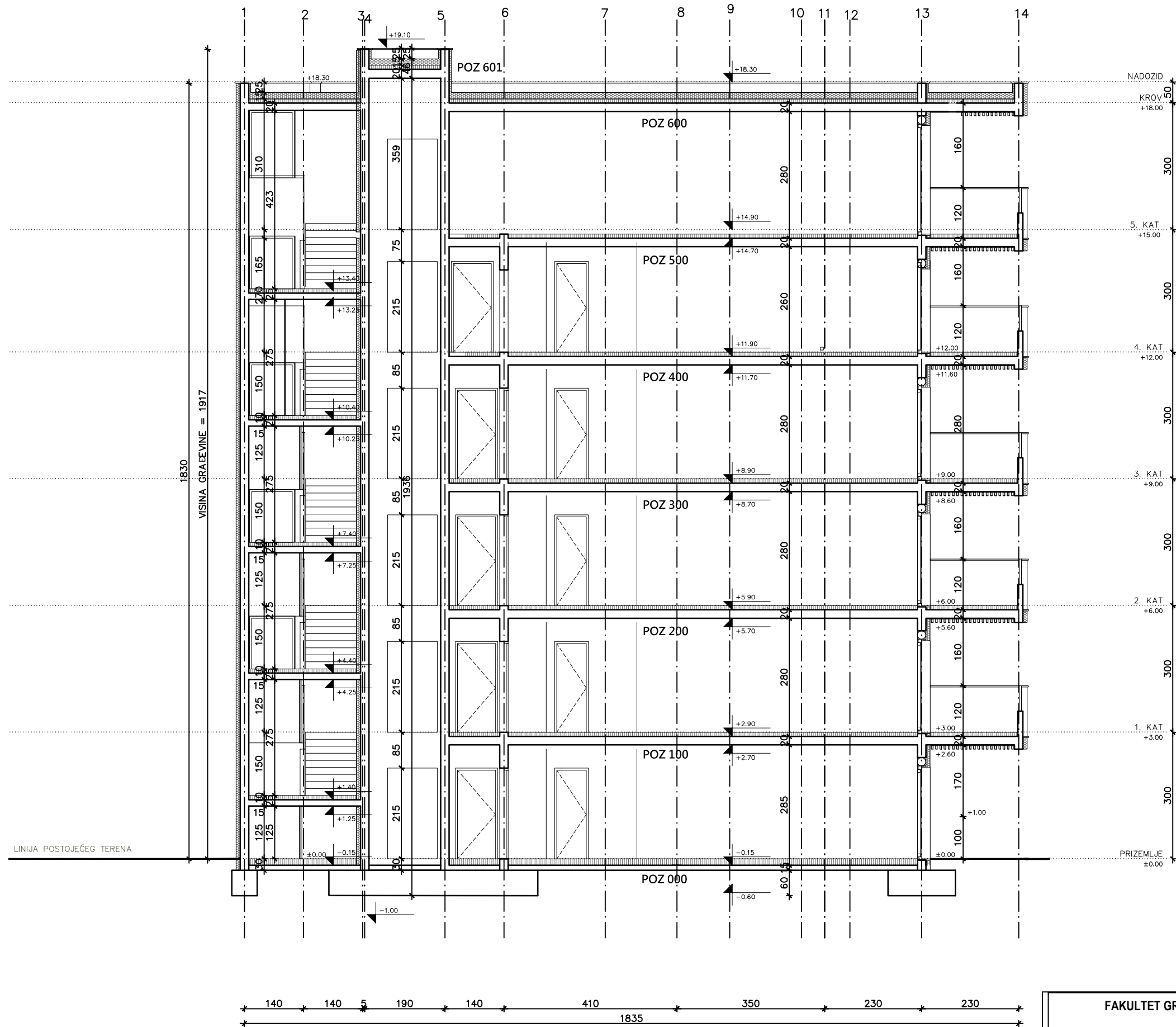
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE U SPLITU Diplomski sveučilišni studij Građevinarstva		
PREDMET: Diplomski rad		
MENTOR: dr. sc. Boris Trogrlić		
STUDENTICA: Božena Jurko		
GRAĐEVINA: Proračun zidane zgrade s armiranobetonskim prizemljem		
VRSTA PROJEKTA: Projekt građevinske konstrukcije		
TLOCRT KATA	MJERILO: 1:100	DATUM: 7./2024.



FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE U SPLITU		
Diplomski sveučilišni studij Građevinarstva		
PREDMET: Diplomski rad		
MENTOR: dr. sc. Boris Trogrlić		
STUDENTICA: Božena Jurko		
GRAĐEVINA: Proračun zidane zgrade s armiranobetonskim prizemljem		
VRSTA PROJEKTA: Projekt građevinske konstrukcije		
TLOCRT KROVA	MJERILO: 1:100	DATUM: 7./2024.



FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE U SPLITU Diplomski sveučilišni studij Građevinarstva		
PREDMET: Diplomski rad		
MENTOR: dr. sc. Boris Trogrlić		
STUDENTICA: Božena Jurko		
GRAĐEVINA: Proračun zidane zgrade s armiranobetonskim prizemljem		
VRSTA PROJEKTA: Projekt građevinske konstrukcije		
PRESJEK A-A	MJERILO: 1:100	DATUM: 7./2024.



FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE U SPLITU Diplomski sveučilišni studij Građevinarstva		
PREDMET: Diplomski rad		
MENTOR: dr. sc. Boris Trogrlić		
STUDENTICA: Božena Jurko		
GRAĐEVINA: Proračun zidane zgrade s armiranobetonskim prizemljem		
VRSTA PROJEKTA: Projekt građevinske konstrukcije		
PRESJEK B-B	MJERILO: 1:100	DATUM: 7./2024.