

RELACION STRUKTURAL

**OBJEKTI: RIJETESIMI I PIRAMIDES SE TIRANES
POROSITESI: AADF & BASHKIA TIRANE**

NEN-OBJEKTI: KUBET QENDRORE

REVIZION: 0

ING KONSTRUKTOR

GENTIAN LIPE

PRILL 2020

1. Hyrje

Qellimi i punes se ketij relacioni eshte projekti i nenstruktures se “Kubeve Qendrore”.

2. Standartet dhe kodet e aplikuar

Llogaritja strukturale eshte bere bazuar ne standartet e meposhtme:

1. Ngarkesat ne strukture:
 - Ngarkese e Perhershme – (EN 1991-1-1:2002);
 - Ngarkese e Perkohshme – (EN 1991-1-1:2002);
 - Ngarkesa e Debores – (EN 1991-1-3:2003);
 - Ngarkesa e Eres– (prEN 1991-1-4:2004);
 - Sizmika – (prEN 1998-1:2005);
2. Llogaritja e themeleve b/a – (prEN 1997-1-1:2005);
3. Llogaritja e elementeve b/a – (EN 1992-1-1:2005);
4. Llogaritja e elementeve metalike – (EN 1992-1-1:2005);

3. Dokumentacion i projektimit

Dokumentacioni i meposhtem do te jete pjese e ketij relacioni

- Vizatimet arkitektonike dhe strukturale te struktures se re;
- Vizatimet arkitektonike dhe strukturale te struktures egzistuese;
- Raporti gjeoteknik – ALTEA & GEOSTUDIO2000;
- Raporti i vleresimit sizmik – ALTEA & GEOSTUDIO2000.

4. Pershkrim i pergjithshem

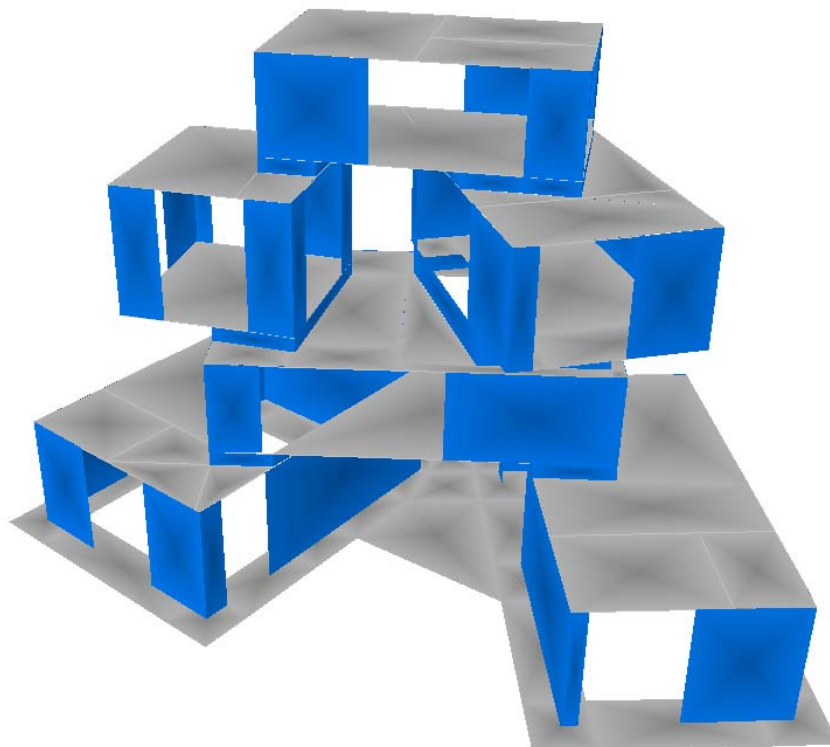
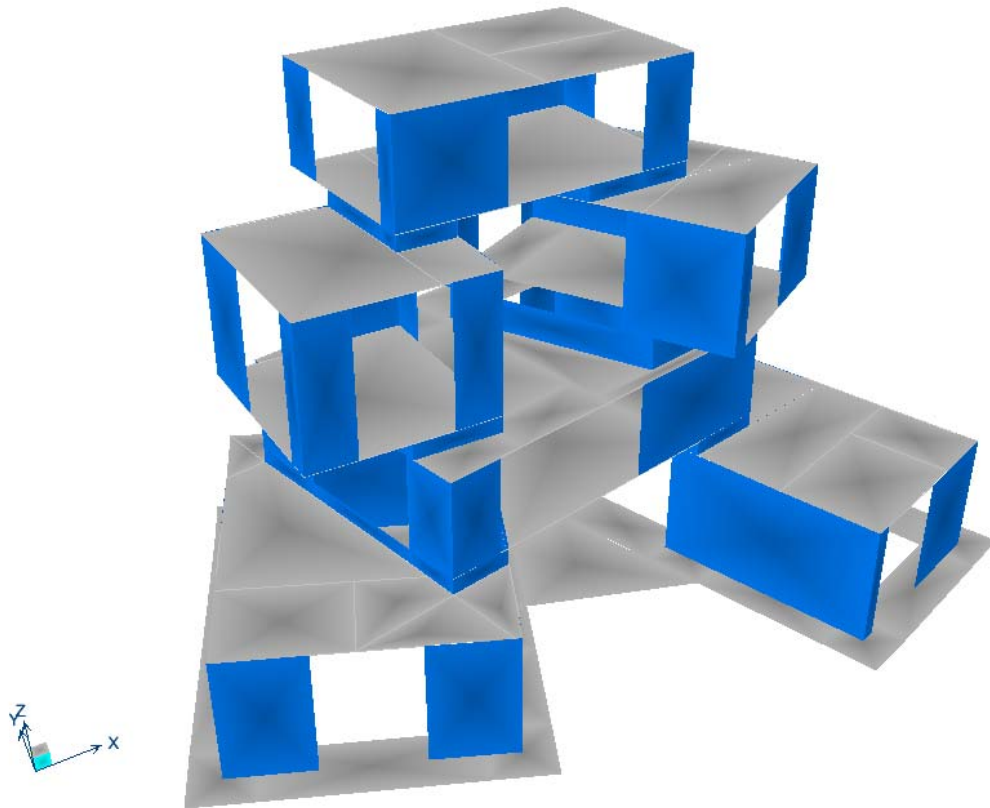
Kubet Qendrore jane nje strukture 4 kat, e vendosur ne qender te piramides. Struktura nis nga kuota e podrumit (-5.40) dhe perfundon ne kuoten (+12.85). Ajo perbehet nga 6 kube te vendosur ne nje layout te çrregullt. Struktura do te jete totalisht e pavarur nga struktura egzistuese. Lidhja e saj ne nivele te ndryshme me strukturen egzistuese do te behet me elemente me nje fundore “çerniera te rreshqitshme”.

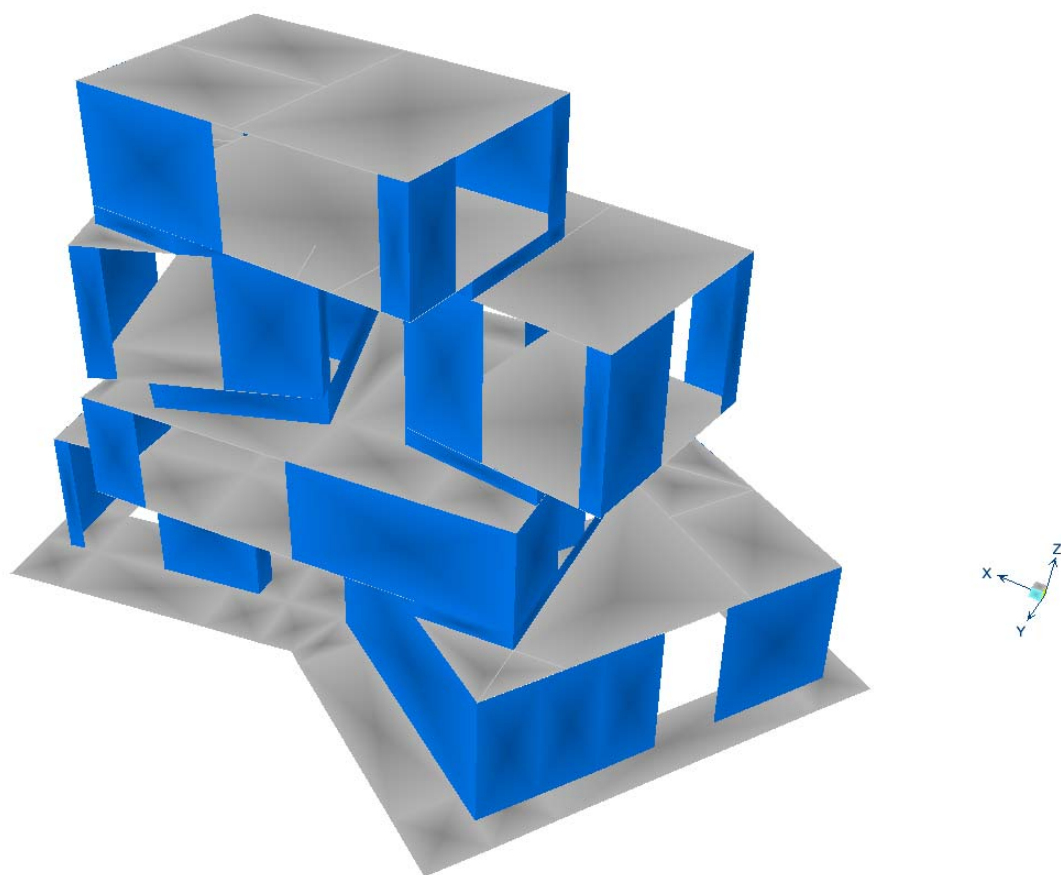
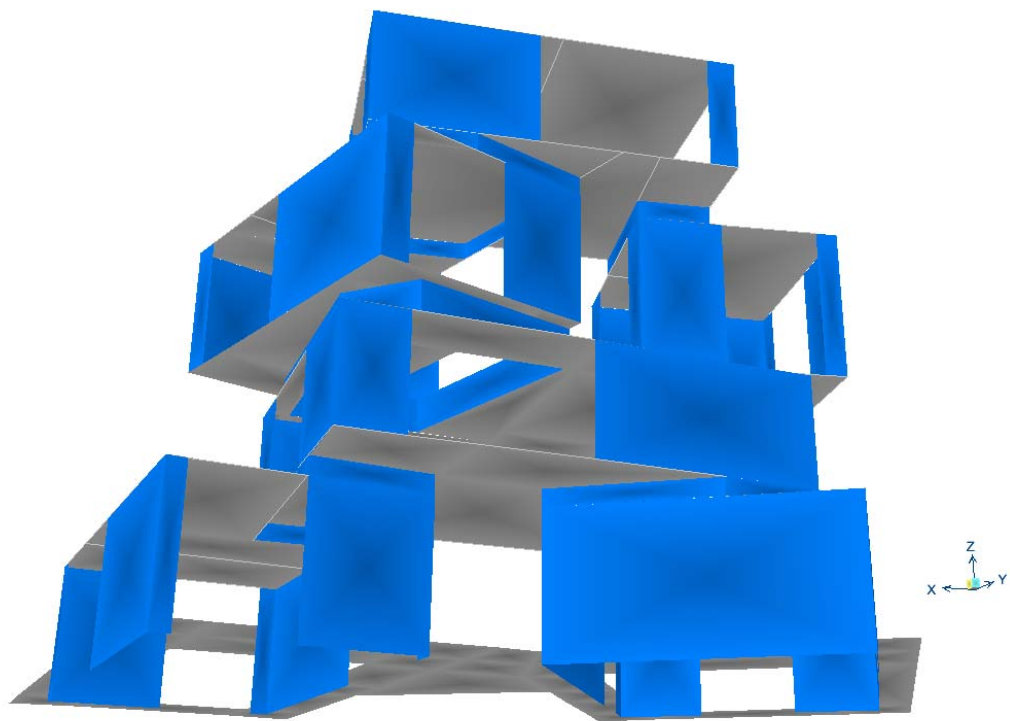
Struktura do te jete b/arme me karakteristikat e meposhtme:

- Pllaka ka lartesi 65 cm. Ajo do te vendoset mbi traret lidhes egzistues te themelit te piramides (kuota -5.40), pa interferuar me keta te fundit (shih fleten K-01).
- Muret do te jene b/arme me gjeresi 25 cm.
- Soletat do te jene te plota me trashesi 20 cm.

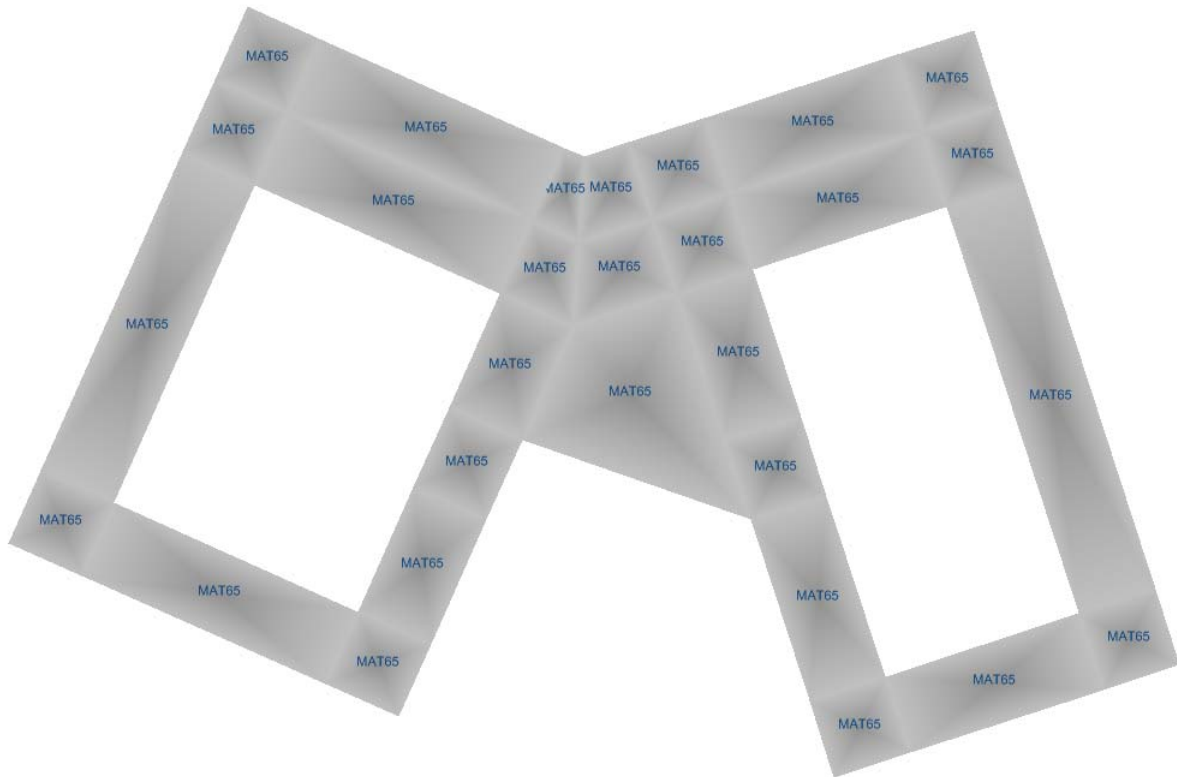
Ne faqet pasardhese jane paraqitur imazhe nga modeli llogarites (ETABS) me informacion per elementet e struktures.

Pamje 3-dimensionale te modelit llogarites

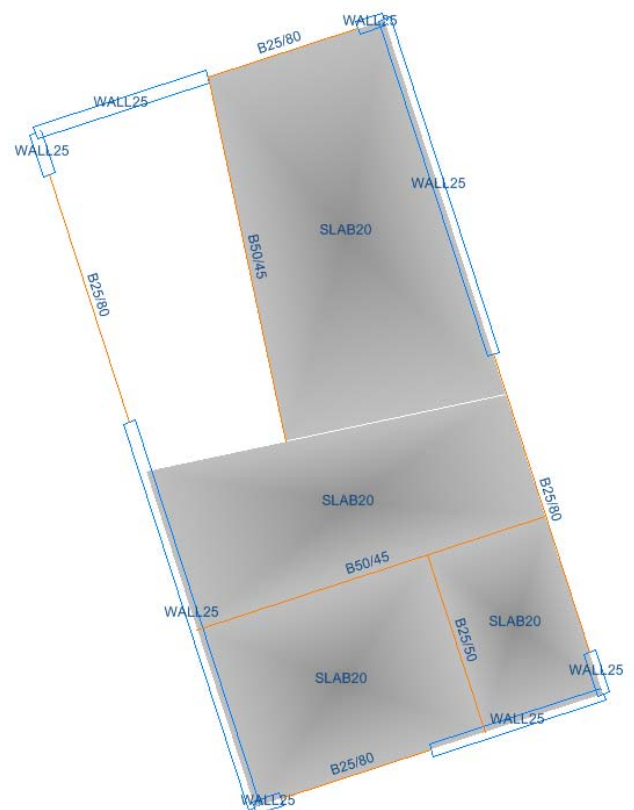
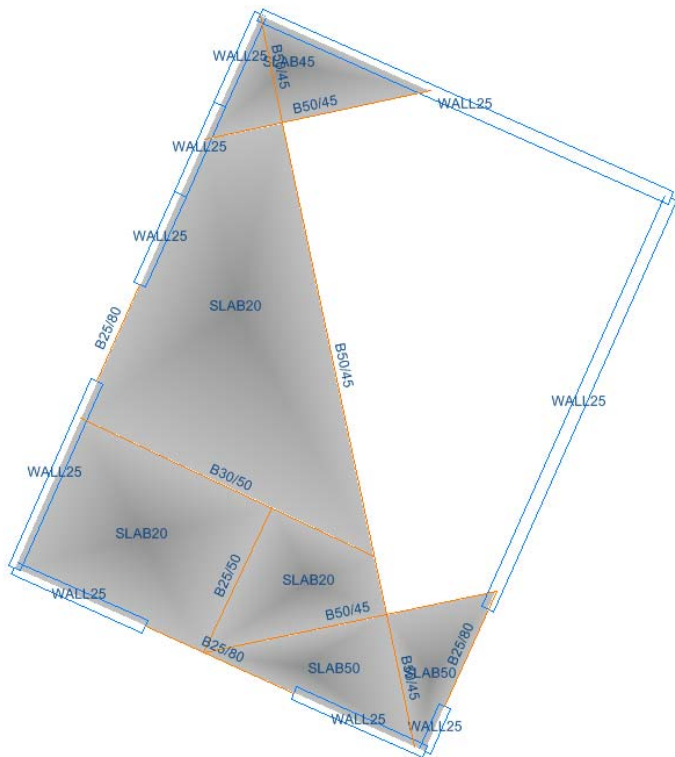




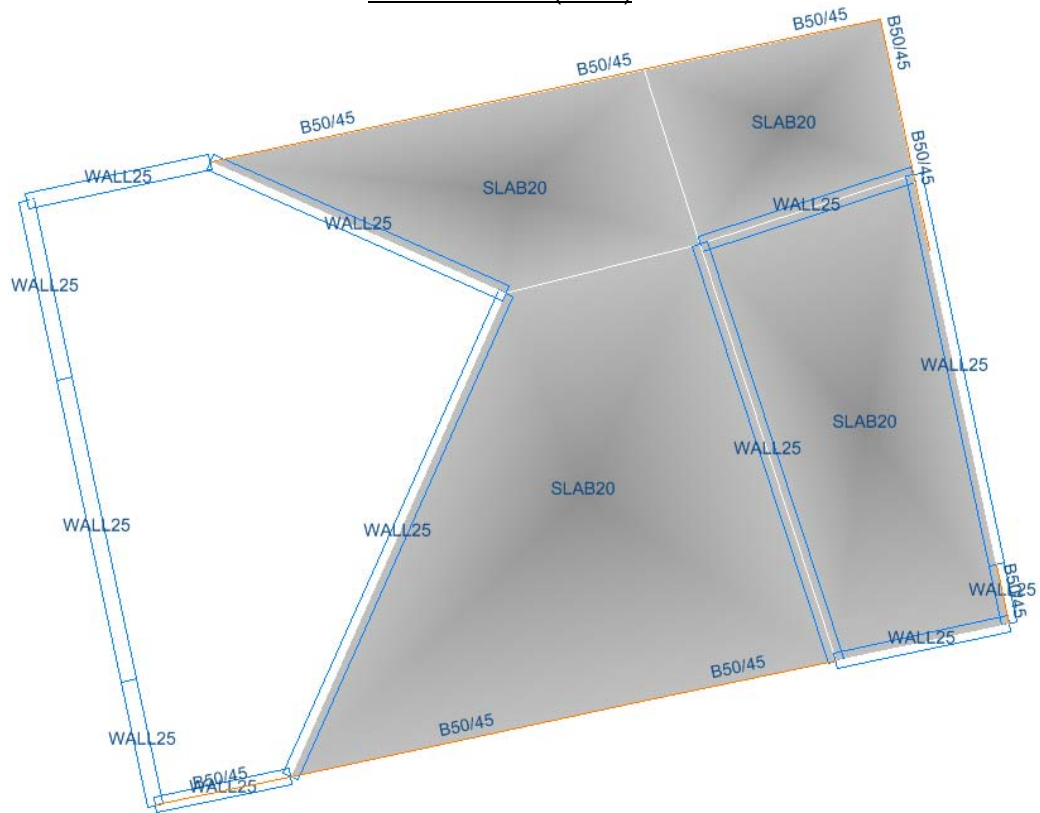
Plan i themeleve (-5.40)



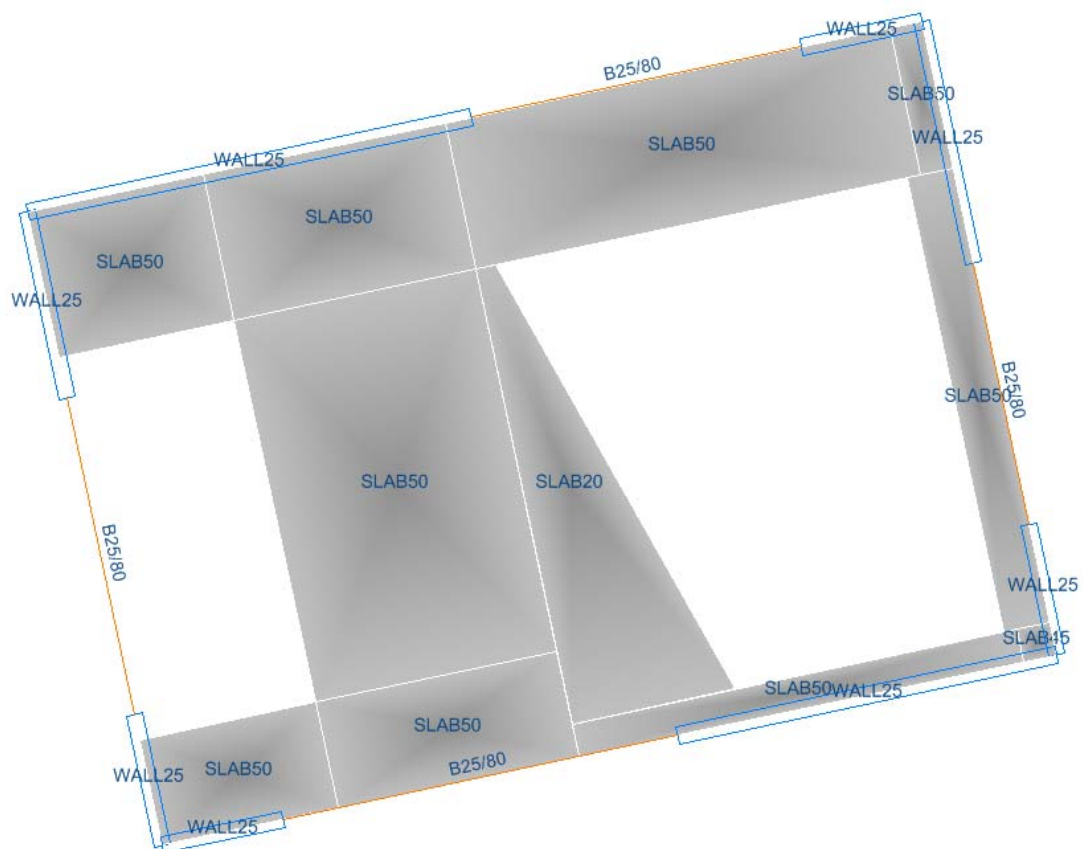
Plan ne kuoten (-0.50)



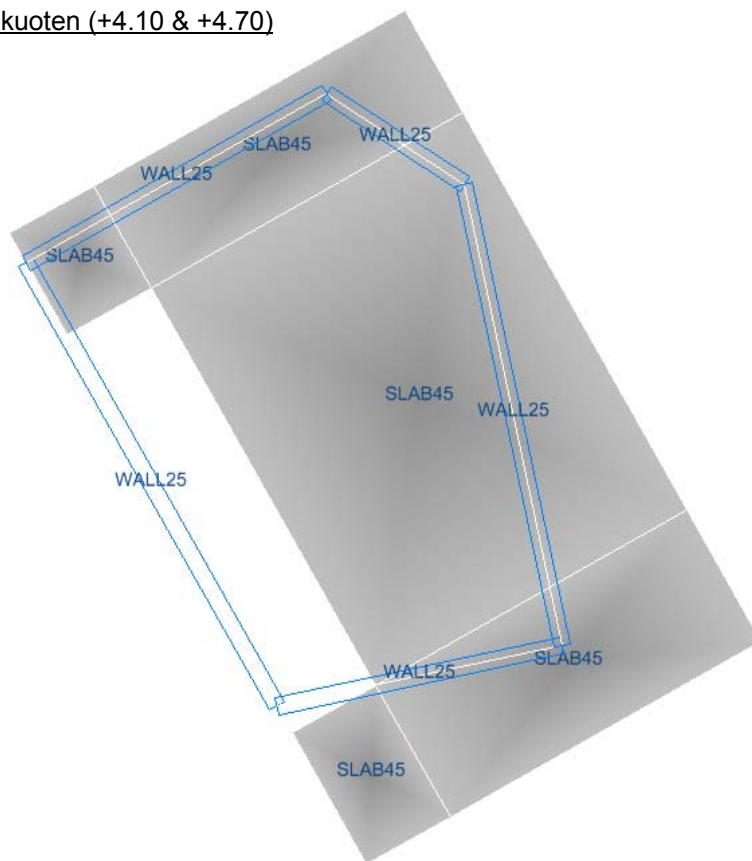
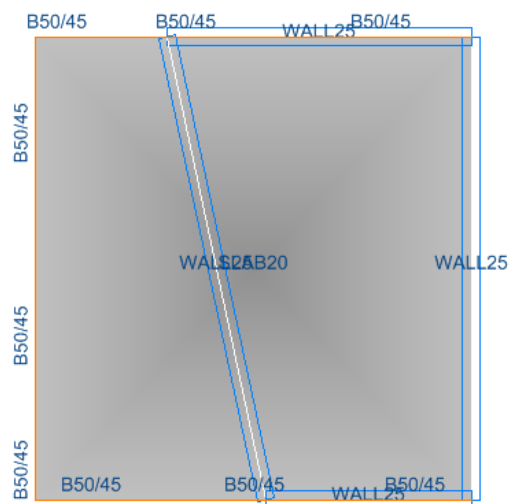
Plan ne kuoten (-0.05)



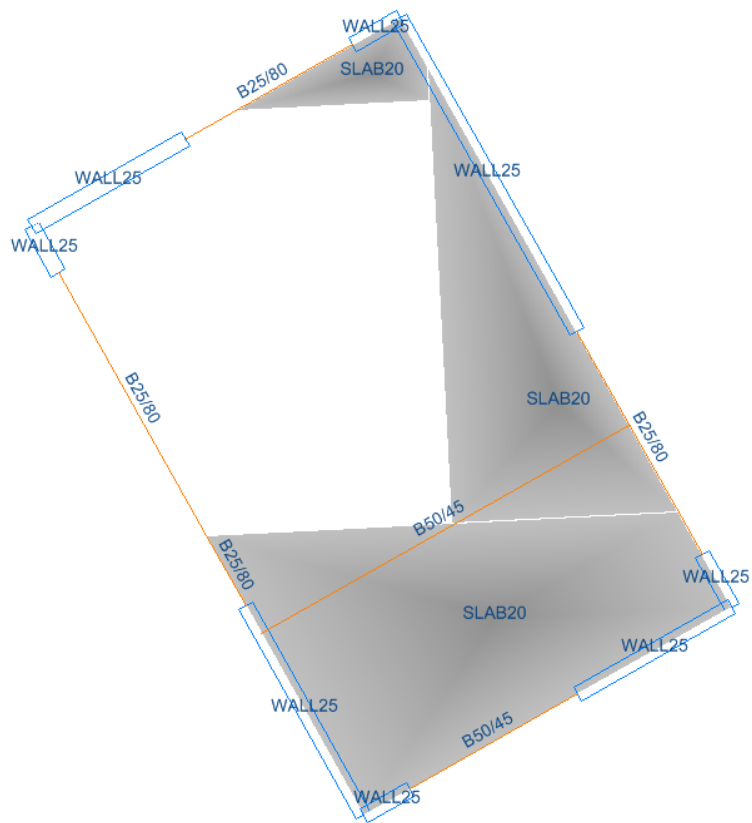
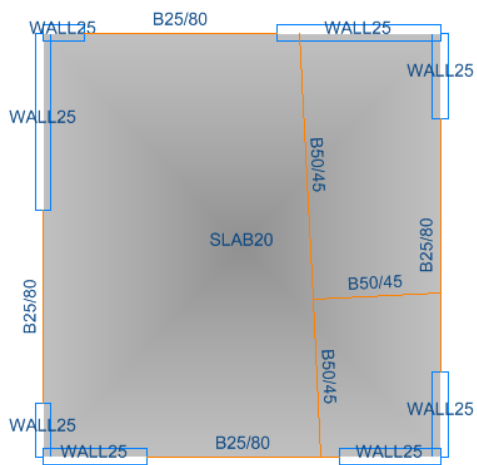
Plan ne kuoten (+3.55)



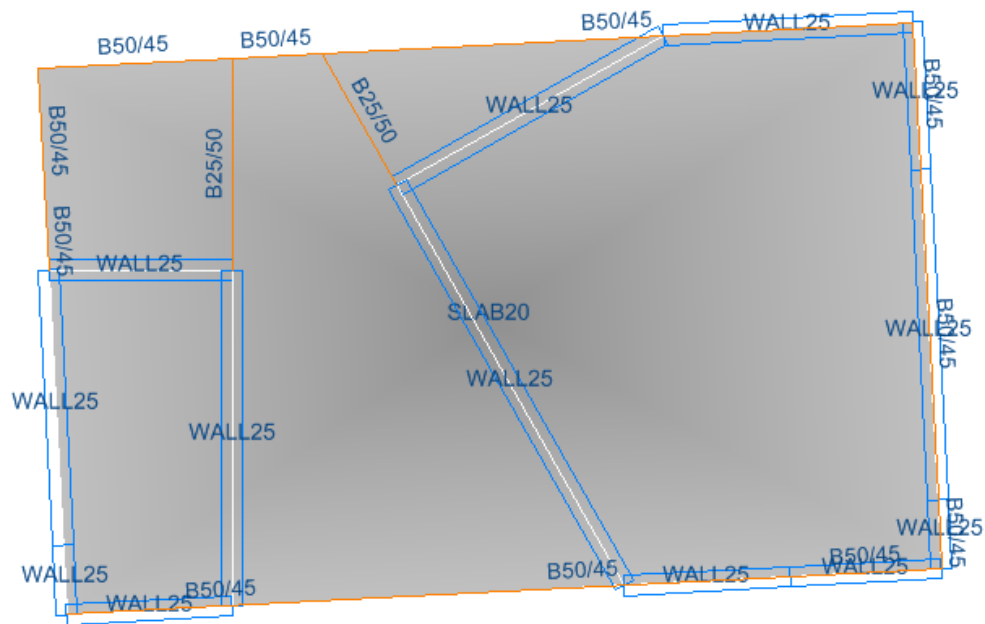
Plan ne kuoten (+4.10 & +4.70)



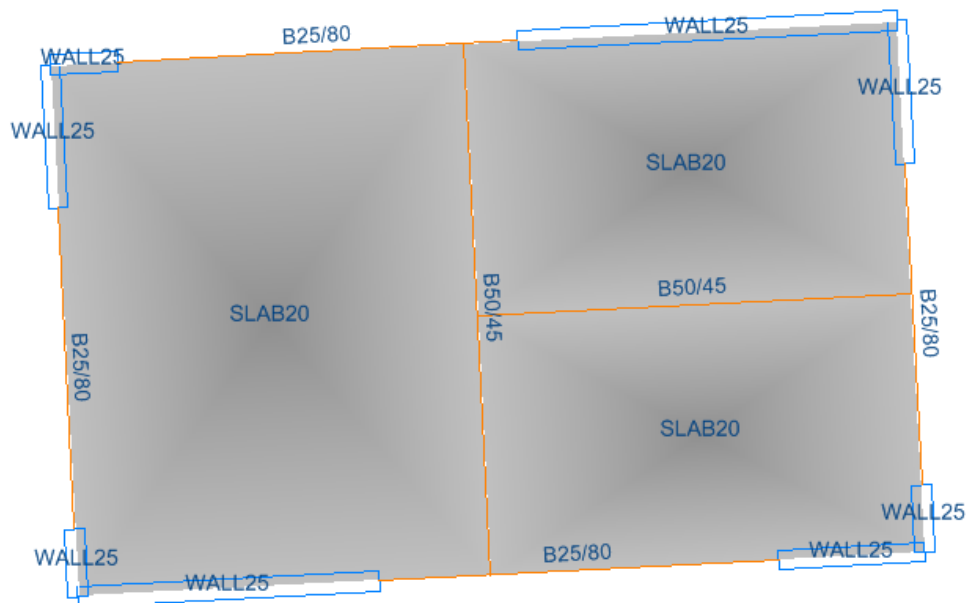
Plan ne kuoten (+8.80)



Plan ne kuoten (+9.35)



Plan ne kuoten (+12.85)



5. Materialët

Beton (C30/37)

$f_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$

Pesha volumore 2500 kg/m^3

Moduli i Elasticitetit $E=300000 \text{ N/mm}^2$

Koeficienti i Puasonit 0.2

Celik armimi B 500

$f_y=500 \text{ N/mm}^2$

Pesha volumore 7849 kg/m^3

Moduli i Elasticitetit $E=210000 \text{ N/mm}^2$

Koeficienti i Puasonit 0.3

Koeficienti i bymimit termik $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$.

Celik struktural S275JR

$f_y=275 \text{ N/mm}^2$

$f_u=430 \text{ N/mm}^2$

Pesha volumore 7849 kg/m^3

Moduli i Elasticitetit $E=210000 \text{ N/mm}^2$

Koeficienti i Puasonit 0.3

Koeficienti i bymimit termik $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$.

6. Ngarkesat

Ngarkesat e meposhtme jane marre parasysh ne llogaritje:

6.1. Pesha vetjake (SW)

Pesha vetjake e elementeve b/a eshte marre parasysh automatikisht nga programi.

6.2. Ngarkesa e Perhershme (DL)

Ngarkesat e perhershme te meposhtme jane konsideruar ne llogaritje:

6.2.1. Nderkatet

• Lluster 5 cm	125 kg/m^2
• Polisterol XPS 5 cm	10 kg/m^2
• Tavan	50 kg/m^2
• Ngarkese sherbimi	25 kg/m^2
Total	210 kg/m^2

6.2.2. Vazot e luleve

• Lluster 10 cm	250 kg/m^2
• Dhé (60 cm)	1080 kg/m^2
Total	1330 kg/m^2

6.2.3. Perimetri

- Fasade Xhami 75 kg/m²
- Veshje me pllake 25 kg/m²
- Veshje gips 15 kg/m²

6.3. Ngarkesat e Perkohshme (LL)

Ngarkesat e perkohshme te meposhtme jane konsideruar ne llogaritje:

Kategoria C3 (4.0 kN/m²)

6.4. Sizmika (EQ)

Te dhenat sizmike jane marre nga relacioni i vleresimit sizmik.

Truall Tip – B (Table 3.1);

Tabela 2.10. Klasifikimi i truallit

Lloji i truallit	Përshkrimi i profilin stratigrafik	Parametrat		
		vs,30 (m/s)	NSPT (fryrje/30 cm)	cu (kPa)
A	Shkëmb ose formacion gjeologjik të ngjashëm me shkëmbin, duke përfshirë jo më shumë se 5 m material më të dobët në sipërfaqe.	> 800	–	–
B	Depozitime rëre të dendur, çakëll ose argjila shumë të ngjeshura, të paktën disa dhjetra metra në trashësi, që karakterizohen nga një rritje graduale e vetive mekanike në thellësi.	360 – 800	> 50	> 250
C	Depozitime të thella të rërës së dendur ose mesatarisht të dendur, çakëll ose argjilë e ngjeshur me thellësi nga disa dhjetra deri në qindra metra.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depozitime dheu me kohezion të dobët deri në mesatar (me ose pa disa shtresa të buta kohezive), ose prej materiali me predispozitë kohezioni të butë deri në të fortë.	< 180	< 15	< 70
E	Një profil dheu i përbërë nga një shtresë sipërfaqësore aluvionale me vlera të vs të tipit C ose D dhe trashësi që varion midis 5 dhe 20 m, e shtrirë nën një material më të ngurtë me vs > 800 m/s.			
S1	Depozitime të përbëra ose që përmbajnë një shtresë të paktën 10 m të trashë prej argjilash/balte të butë me një indeks të lartë plasticiteti (PI > 40) dhe përmbajtje të lartë uji	< 100 (tregues)	–	10 - 20
S2	Depozitimet e tokave të lëngëzueshme, me argjila të ndjeshme, apo ndonjë profili tjetër toke që nuk është përfshirë në llojet A - E apo S1			

Në këtë studim do të merret në konsideratë Tipi 1 sepse magnituda e pritshme është më e madhe se 5.5. Një përshkrim i detajuar i këtij spektri është dhënë më poshtë.

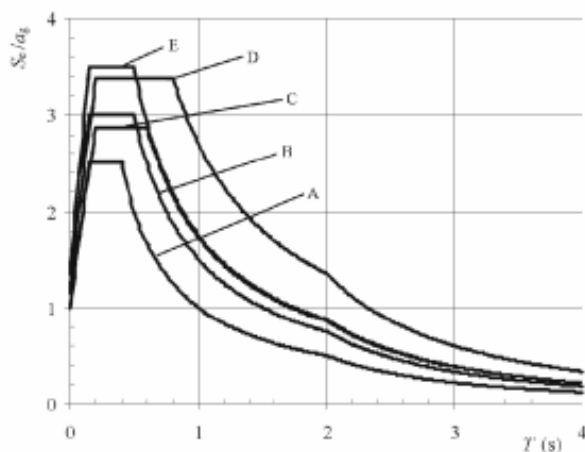


Figura 2.3 - Tipi 1 i spektrit elastik të reagimit për lloje toke A deri në E (5%shuarje)

Tabela 2.11. Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin elastik të reagimit të Llojit 1

Lloji i truallit	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Faktori i sjelljes është marrë nga (EN 1998-1-Tabela 9.1). Në studimin tonë,

Table 5.1: Basic value of the behaviour factor, q_0 , for systems regular in elevation

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (2.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.9)$$

$$T \geq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

Nxitimi sizmik – $a_{gR} = 0.245g$

Koeficienti i rendesise se objektit - $\gamma_I = 1.1$ (Table 4.3)

Nxitimi sizmik llogarites $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 0.248g \cdot 1.1 = 0.273g$

Per Truall Tip B dhe Tip 1 te spektrit te reagimit sizmik jane perdorur parametrat e meposhtem (Table 3.2):

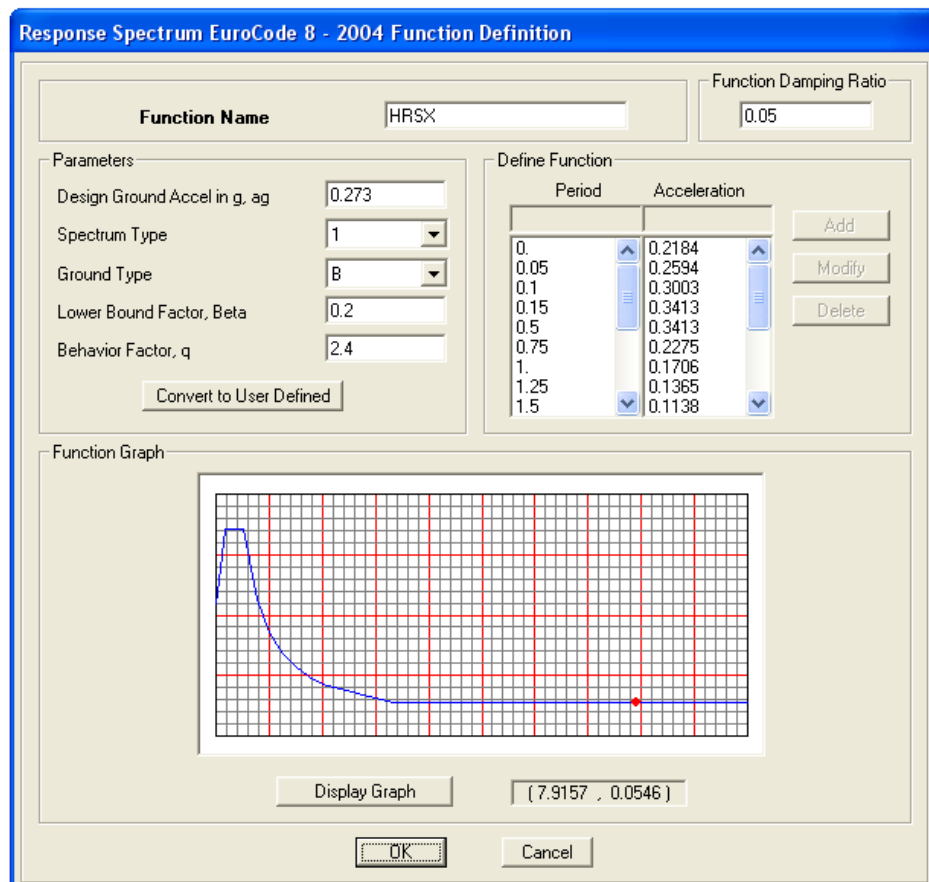
$S = 1.2$, $T_B = 0.2$ s, $T_C = 0.5$ s, $T_D = 2$ s

Analiza dhe detajimi i struktures jane bere per duktilitet mesatar.

Faktoret e sjelljes $q_x = q_y = 3$ - Struktura eshte klasifikuar si “uncoupled wall system”.

Struktura nuk eshte e rregullt ne plan dhe lartesi, rrjedhimisht faktoret e sjelljes jane reduktuar me 20% ($q_x = q_y = 2.4$)

Spektri i reagimit sizmik i perdorur ne analize



7. Kombinimet e ngarkesave

Kombinimet e ngarkesave jane berse konform EN 1990-1:1994.

Table A1.2(A) - Design values of actions (EQU) (Set A)

Persistent and transient design situations	Permanent actions		Leading variable action (*)	Accompanying variable actions	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
(Eq. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Variable actions are those considered in Table A1.1

NOTE 1 The γ values may be set by the National annex. The recommended set of values for γ are :

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ where unfavourable (0 where favourable)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ where unfavourable (0 where favourable)}$$

NOTE 2 In cases where the verification of static equilibrium also involves the resistance of structural members, as an alternative to two separate verifications based on Tables A1.2(A) and A1.2(B), a combined verification, based on Table A1.2(A), may be adopted, if allowed by the National annex, with the following set of recommended values. The recommended values may be altered by the National annex.

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,15$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ where unfavourable (0 where favourable)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ where unfavourable (0 where favourable)}$$

provided that applying $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$ both to the favourable part and to the unfavourable part of permanent actions does not give a more unfavourable effect.

Table A1.3 - Design values of actions for use in accidental and seismic combinations of actions

Design situation	Permanent actions		Leading accidental or seismic action	Accompanying variable actions (**)	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
Accidental (*) (Eq. 6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	ψ_{11} or $\psi_{21} Q_{k1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismic (Eq. 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma_A A_{Ek}$ or A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) In the case of accidental design situations, the main variable action may be taken with its frequent or, as in seismic combinations of actions, its quasi-permanent values. The choice will be in the National annex, depending on the accidental action under consideration. See also EN 1991-1-2.

(**) Variable actions are those considered in Table A1.1.

KOMBINIMET E NGARKESAVE

KOMBINIMI	NGARKESA				
	VERTIKALE			SIZMIKE	
	PESHA VETJAKE (SW)	E PERHERSHME (DL)	E PERKOHSHME (LL)	Q(X)	Q(Y)
DL+1.5LL	1	1	1.5		
1.35 DL + 1.5LL	1.35	1.35	1.5		
EQ(X)	1	1	0.3	1	
EQ(Y)	1	1	0.3		1

8. Deformimet

Elementet strukturale janë kontrolluar për zhvendosjet nën veprimin e këtyre ngarkesave të përgjithshme:

- përhershme + përkohshme;
- përhershme + 0.3 përkohshme + sizmike;

Limitet e zhvendosjeve për ngarkesat e përkohshme janë:

- Konsol L/180
- Trare që mbështesin materiale të thyeshme L/360
- Trare që mbështesin mure L/500
- Trare të tjera L/200

Spostimet laterale në rastin e tërmetit janë limituar konform klauzoles 4.4.3.2

$$d_{\tau} \leq 0,005 h ;$$

9. Analiza & rezultate

Llogaritja është bërë me programin me elemente të fundem ETABS.

Pllaka e themelit është modeluar si element “shell” me koeficient suste – 10.000 kN/m³.

Muret dhe soletat janë modeluar si elemente “shell”.

Traret janë modeluar si elemente “frame”.

Shtangesia e elementeve është reduktuar me 50% për përcaktimin e periodave të lëkundjeve vetjake dhe spostimeve horizontale.

9.1. Analiza sizmike

Analiza modale e strukturës është bërë për 10 mode. Modi i 10-të ka periode 0.10 sek. Në përcaktimin e periodave të lëkundjeve vetjake, është marrë parasysh ndërveprimi i strukturës.

Modi i parë ka periode 0.48 sek dhe lëvizja është translative në drejtimin – Y

Modi i dytë ka periode 0.43 sek dhe lëvizja është translative në drejtimin – X

Modi i tretë ka periode 0.23 sek dhe lëvizja është përdredhese.

Tabela e periodave të lëkundjeve vetjake dhe përqindjes së pjesëmarrjes së masave modale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.48	6.81	45.20	0.00	6.81	45.20	0.00	86.05	0.21	0.02	86.05	0.21	0.02
2	0.43	49.12	7.00	0.00	55.93	52.20	0.00	12.30	1.26	0.00	98.35	1.47	0.02
3	0.23	0.07	0.48	0.00	56.00	52.68	0.00	0.03	0.75	73.55	98.39	2.22	73.57
4	0.18	0.12	29.84	0.00	56.12	82.52	0.00	0.25	0.13	2.97	98.64	2.35	76.54
5	0.17	33.06	0.01	0.00	89.17	82.53	0.00	0.00	64.29	0.10	98.64	66.64	76.65
6	0.13	0.19	7.37	0.00	89.36	89.90	0.00	0.11	0.03	13.15	98.75	96.67	89.79
7	0.12	1.48	6.46	0.00	90.85	96.37	0.00	0.14	5.38	6.44	98.88	97.05	96.24
8	0.11	5.22	1.23	0.00	96.07	97.60	0.00	0.16	13.82	0.05	99.05	98.87	96.29
9	0.10	0.56	0.06	0.00	96.63	97.66	0.00	0.00	1.44	0.01	99.05	99.30	96.30
10	0.10	0.01	0.00	0.00	96.64	97.67	0.00	0.00	0.04	0.01	99.05	99.34	96.31

Ne faqet pasardhese jane paraqitur driftet e strukture.

Konkluzione

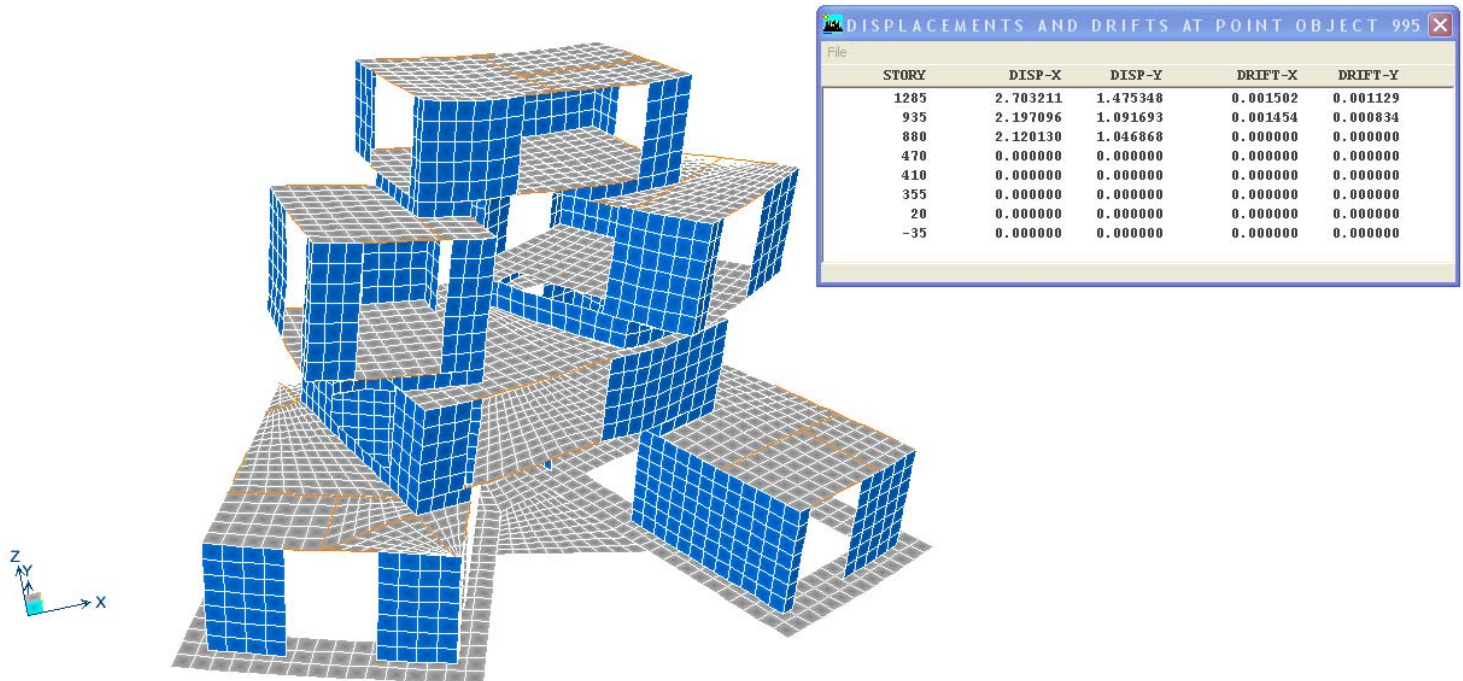
Struktura ka shtangesi te perafert ne te dy drejtimet.

Modet e para te lekundjeve vetjake jane translative.

Perqindja e pjesemarrjes se masave modale eshte mbi 95%.

Referuar vlerave te spostimeve horizontale ne rast sizmik, strukturat kane shtangesi te larte ne te dy drejtimet (spostimet jane gati 2 here me te vogla se ato te lejuara).

Driftet per Sizmike Drejtimi Y

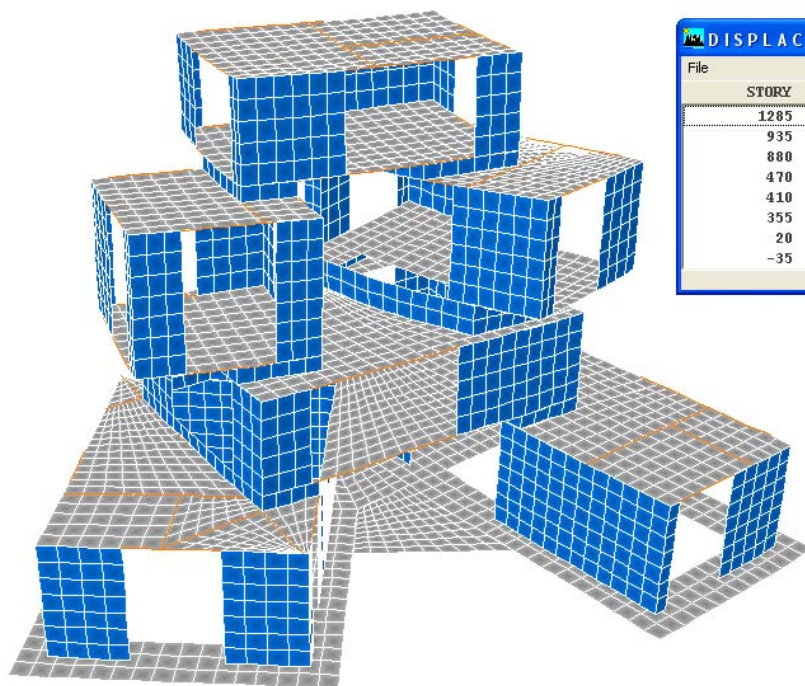


Drifti maksimal ne kuoten +12.85 – 0.0015

Spotimet $dx = 0.51 * q * \nu = 0.51 * 2.4 * 0.5 = 0.612$ cm

Spotimet e lejuara $H_k/200 = 350 / 200 = 1.75$ cm

Driftet per Sizmike Drejtimi Y



DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT...				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
1285	1.094841	3.139911	0.000552	0.002721
935	0.910459	2.250024	0.000000	0.000000
880	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
470	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
410	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
355	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
20	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
-35	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

Drifti maksimal ne kuoten +12.85 – 0.0027

Spostimet $dy = 0.89 \cdot q \cdot \nu = 0.89 \cdot 2.4 \cdot 0.5 = 1.07 \text{ cm}$

Spostimet e lejuara $H_k/200 = 350 / 200 = 1.75 \text{ cm}$

9.2. Themelet

Llogaritja e themeleve eshte bere konform:

EC -1997;
Bowles;

Themelet e objektit do te jene tip pllake 65 cm e mbeshtetur mbi bazament elastik.

Kontrolli i aftesise mbajtese te terrenit eshte bere per kombinimet SLS.

Llogaritja e pllakes eshte bere per kombinimet ULS me "Overstrength Factor" 1.4 per ngarkesat sizmike.

Ne faqet pasardhese jane paraqitur diagrama te sforcimeve ne baze si dhe diagrama te momenteve ne pllake per kombinimet me te disfavorshme.

Sforcimet maksimale ne baze jane 1.71 kg/cm^2 .

Themeli eshte vendosur ne kuoten -5.40, shtresa nr 3 me ngarkese te lejuar ne shtypje 2.0 kg/cm^2 .

Diagrama e sforcimeve maksimale ne baze

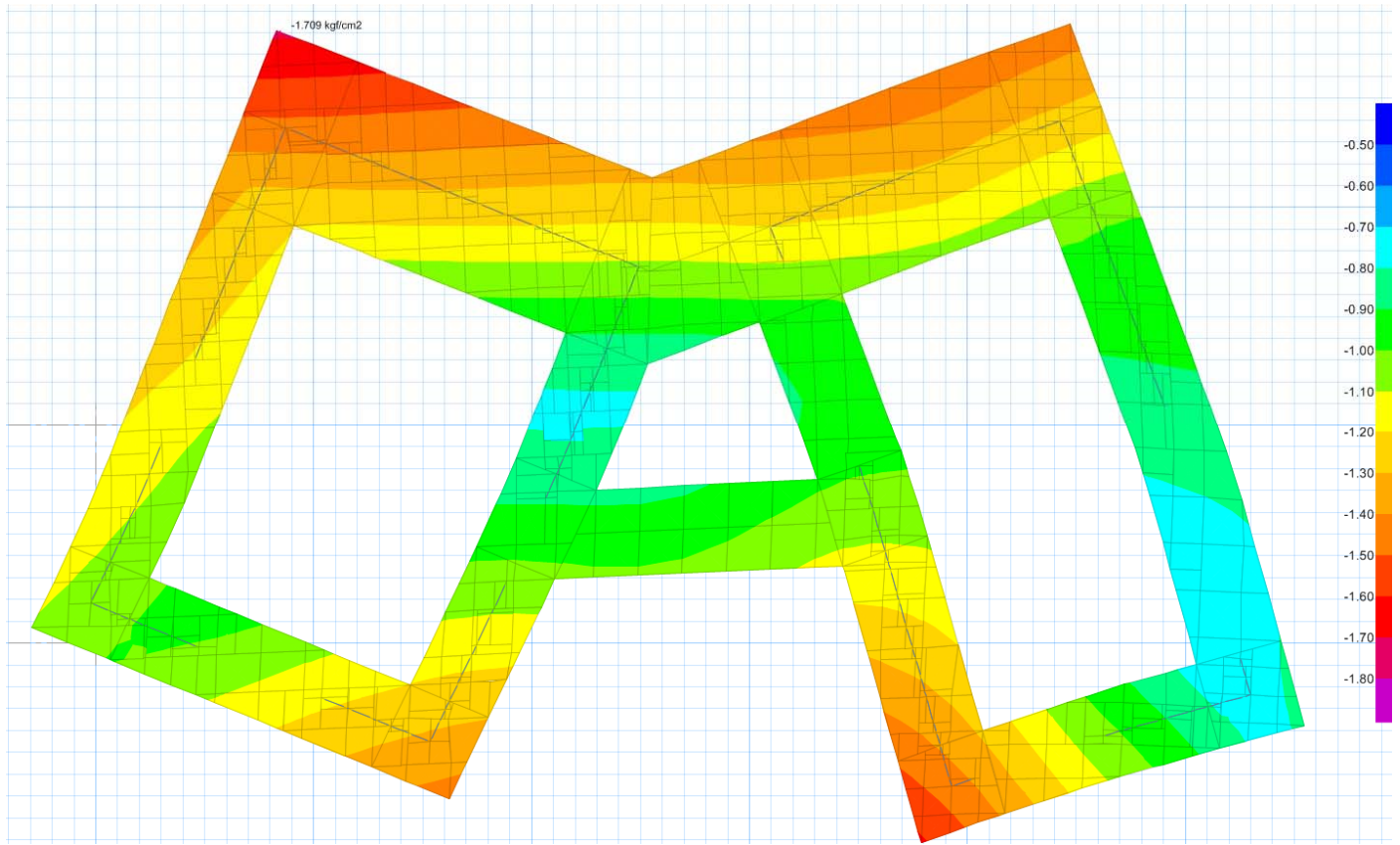


Diagrama e Momenteve M11

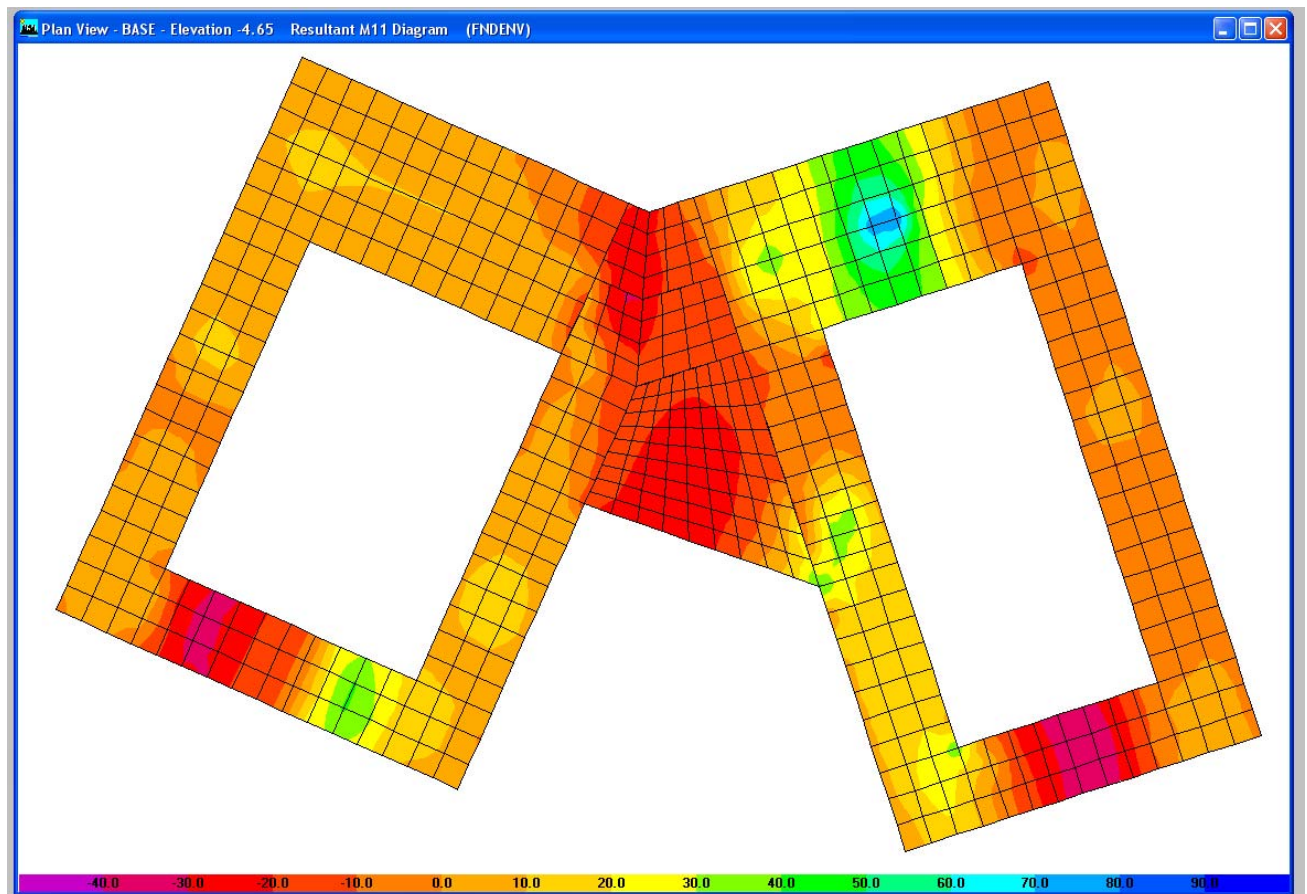
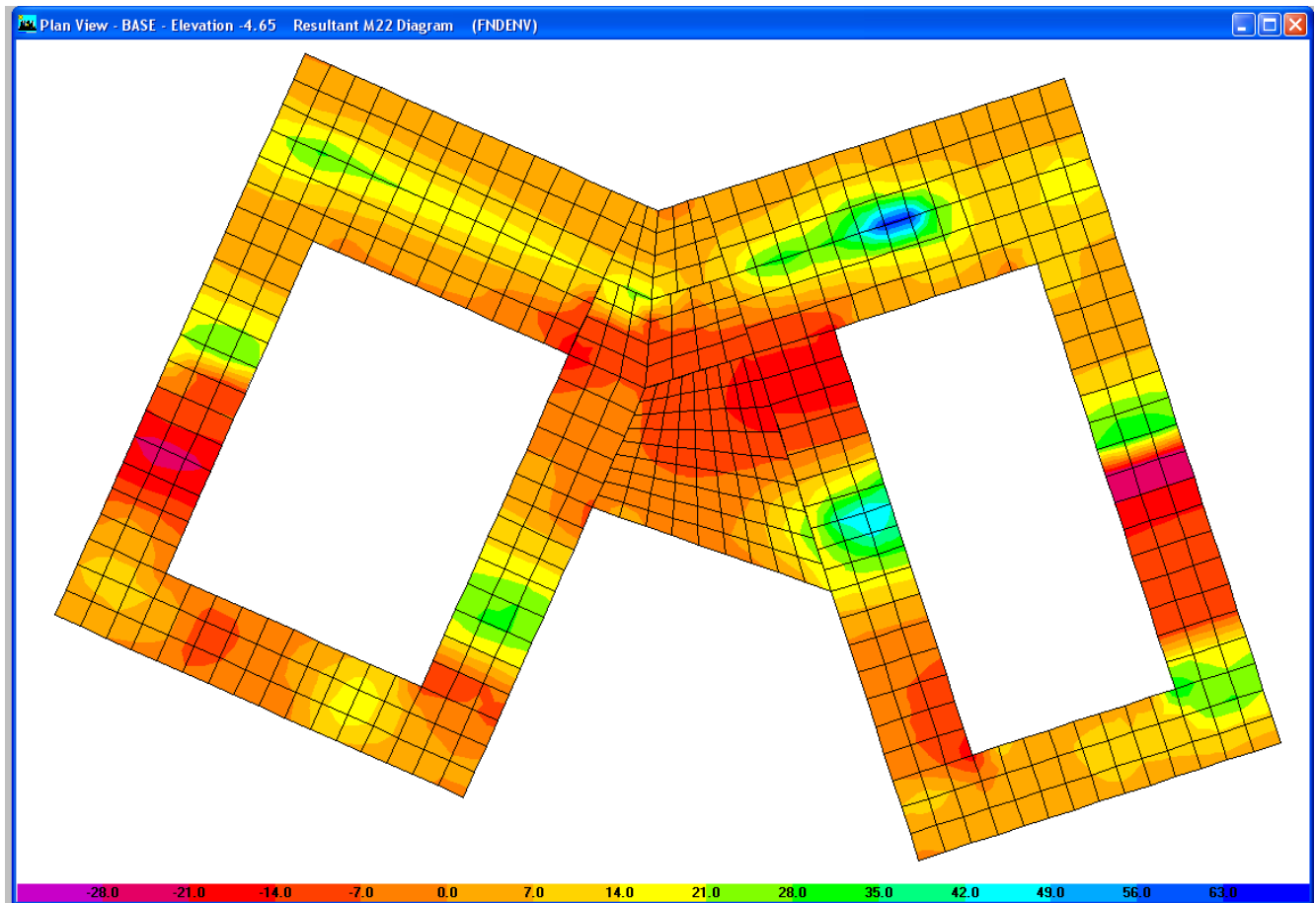


Diagrama e Momenteve M22



Ne faqet pasardhese eshte paraqitur llogaritja e sasise se armatures per Momentin pozitiv kritik $M_{22} = 58 \text{ Ton}\cdot\text{m}$.

RECTANGULAR SECTION IN BENDING AT ULS - TOP REINFORCEMENT

Design according Eurocode 2

SECTION DATA:

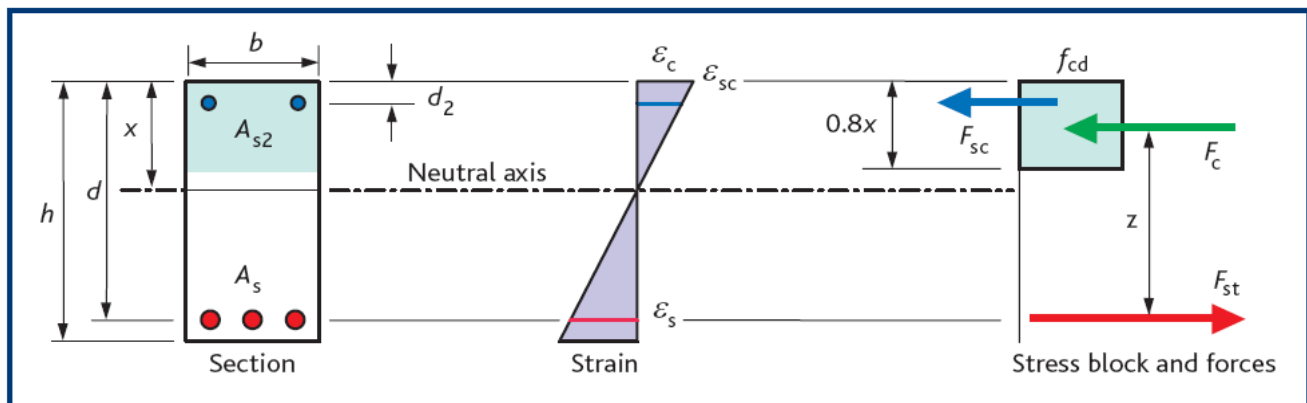
$h := 65$	cm	height of section;
$b := 100$	cm	width of section;
$a := 5$	cm	cover to reinforcement;
$d_{t.bar} := 2$	cm	tension bar diameter;
$d_{c.bar} := 2$	cm	compression bar diameter;
$d_{link} := 2$	cm	link diameter;
$d = 57$	cm	effective depth of the beam;
$d' = 8$	cm	depth of centroid of compression steel;

MATERIAL DATA:

$f_{ck} := 300$	kg / cm ²	characteristic cylinder strength of concrete;
$f_{ctm} = 29$	kg / cm ²	mean axial tensile strength of concrete;
$f_{yk} := 5000$	kg / cm ²	characteristic yield strength of steel;
$f_{sck} = 4830$	kg / cm ²	characteristic yield strength of compressed steel considering the displaced concrete;

LOADING DATA:

$M := 58$	ton*m	Design Moment;
$\delta := 0.8$		Moment distribution factor;



FLEXURAL REINFORCEMENT DESIGN:

$$K := \frac{M \cdot 10^5}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = 0.06 \quad K' := 0.454 \cdot \frac{\delta - 0.44}{1.25} - 0.182 \left(\frac{\delta - 0.44}{1.25} \right)^2 = 0.116$$

Condition = "K < K' - Compression steel is not required"

Lever arm of section:

$$z := \text{if} \left[K < K', d \cdot \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{1.134}} \right), d \cdot \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K'}{1.134}} \right) \right] = 53.83 \text{ cm} < z_{\max} := 0.95 \cdot d = 54.15 \text{ cm}$$

$$x := \frac{(d - z)}{0.4} = 7.92 \text{ cm} \quad \text{depth of neutral axis;}$$

Compression steel:

$$\frac{d'}{d} = 0.140 < 0.171 \quad \text{compression steel will have yielded;}$$

$$A'_s := \max \left[0, \frac{(K - K') \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d^2}{0.87 \cdot f_{sck} \cdot (d - d')} \right] = 0.00 \text{ cm}^2$$

Tension steel:

$$A_s := \text{if} \left(K < K', \frac{M \cdot 10^5}{0.87 \cdot f_{yk} \cdot z}, \frac{K' \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d^2}{0.87 \cdot f_{yk} \cdot z} + A'_s \cdot \frac{f_{sck}}{f_{yk}} \right)$$

$$A_s = 24.77 \text{ cm}^2 \quad \rho := \frac{A_s}{b \cdot d \cdot 10^{-2}} = 0.43 \%$$

$$A_{s,\min} := \frac{0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = 8.59 \text{ cm}^2 \quad A_{s,\min 2} := 0.0013 \cdot h \cdot b = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} := 4 \cdot \frac{b \cdot d}{100} = 228 \text{ cm}^2$$

Required number of tension bars:

$$n_b := \frac{A_s}{\frac{\pi \cdot d_{t,\text{bar}}^2}{4}} = 7.88 \text{ bars}$$

Required number of tension bars:

$$n_{b,p} := 8 \text{ bars}$$

9.3. Verifikimi i elementeve

Konstruimi i elementeve beton-arme eshte bere automatikisht nga programi.

Per elementet "Frame" (traret, kollonat) armimi gjatesor dhe terthor eshte marre ai i gjeneruar nga programi konform EC2.

Per elementet "Shell" (pllaka e themelit, soletat e plotat) jane marre momentet perkatese nga programi dhe jane llogaritur sasite e armatures konform EC2.

Per elementet "Shell" (muret b/a) llogaritja eshte bere duke i kthyer ato ne "Pier" dhe "Spandrel" dhe duke marre sasite e armatures te gjeneruara nga programi konform ACI 318-08.

Diagrama e Momenteve M11 Soleta ne -0.50

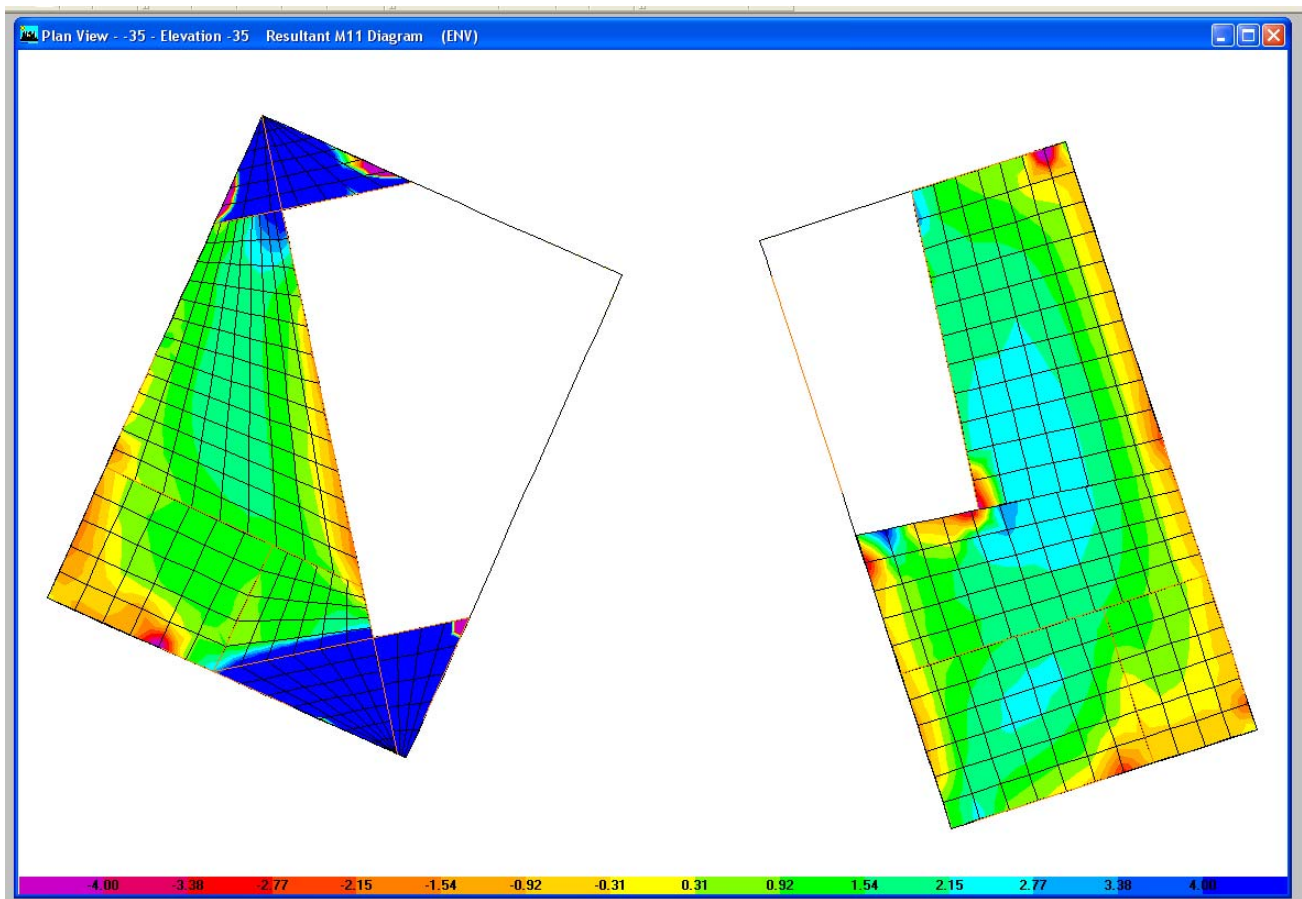


Diagrama e Momenteve M22 Soleta ne -0.50

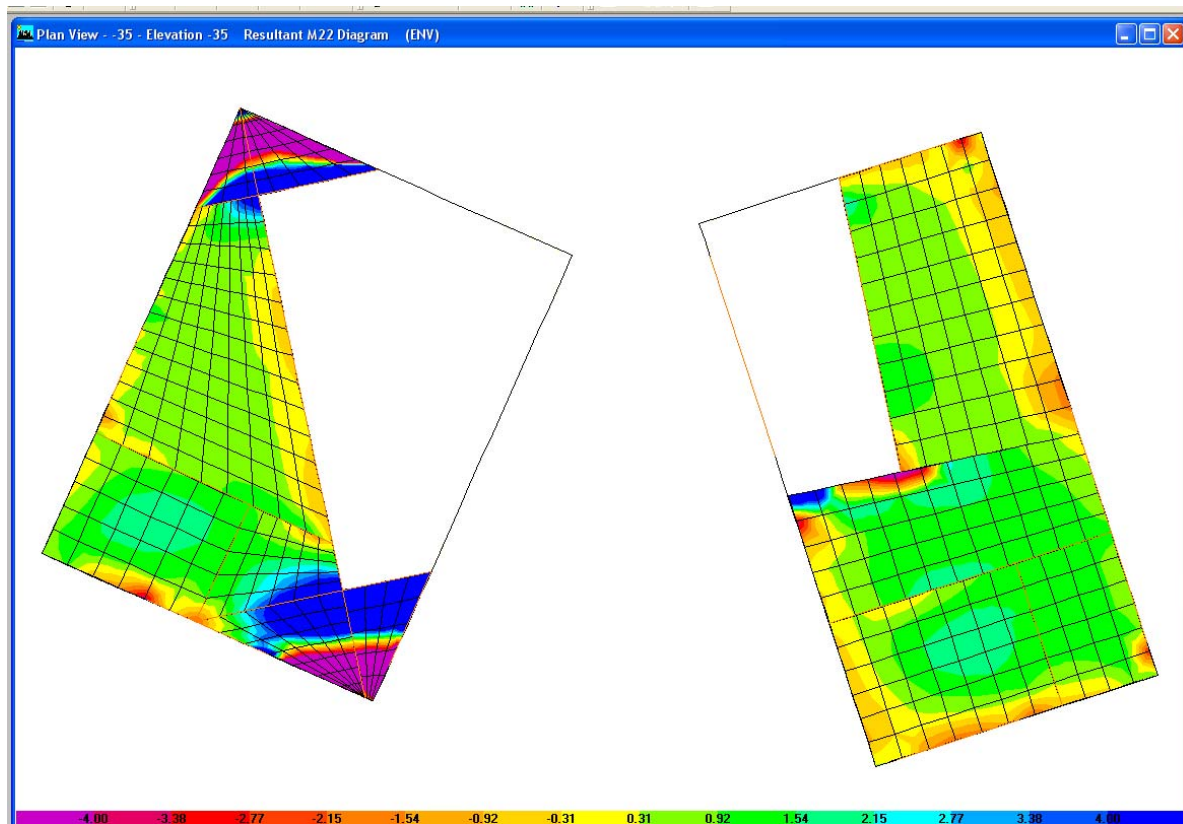


Diagrama e Momenteve M11 Soleta ne -0.05

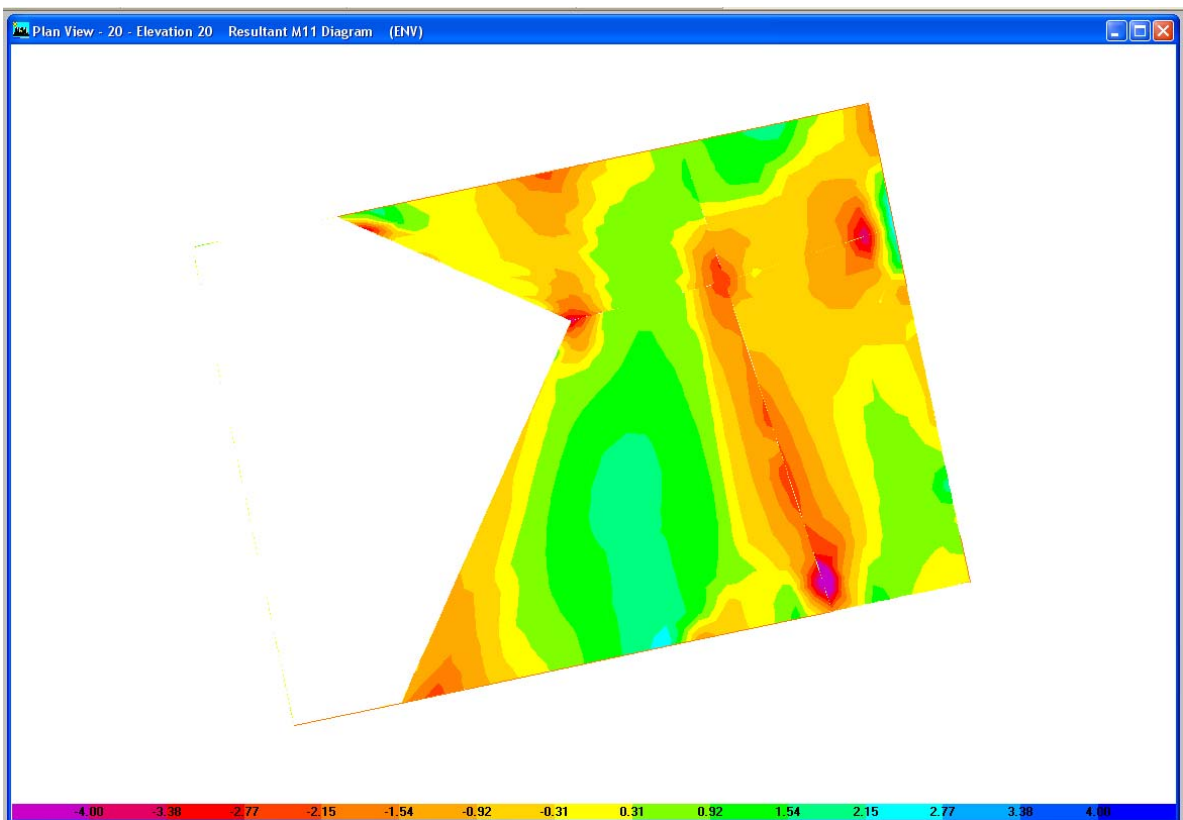


Diagrama e Momenteve M22 Soleta ne -0.05

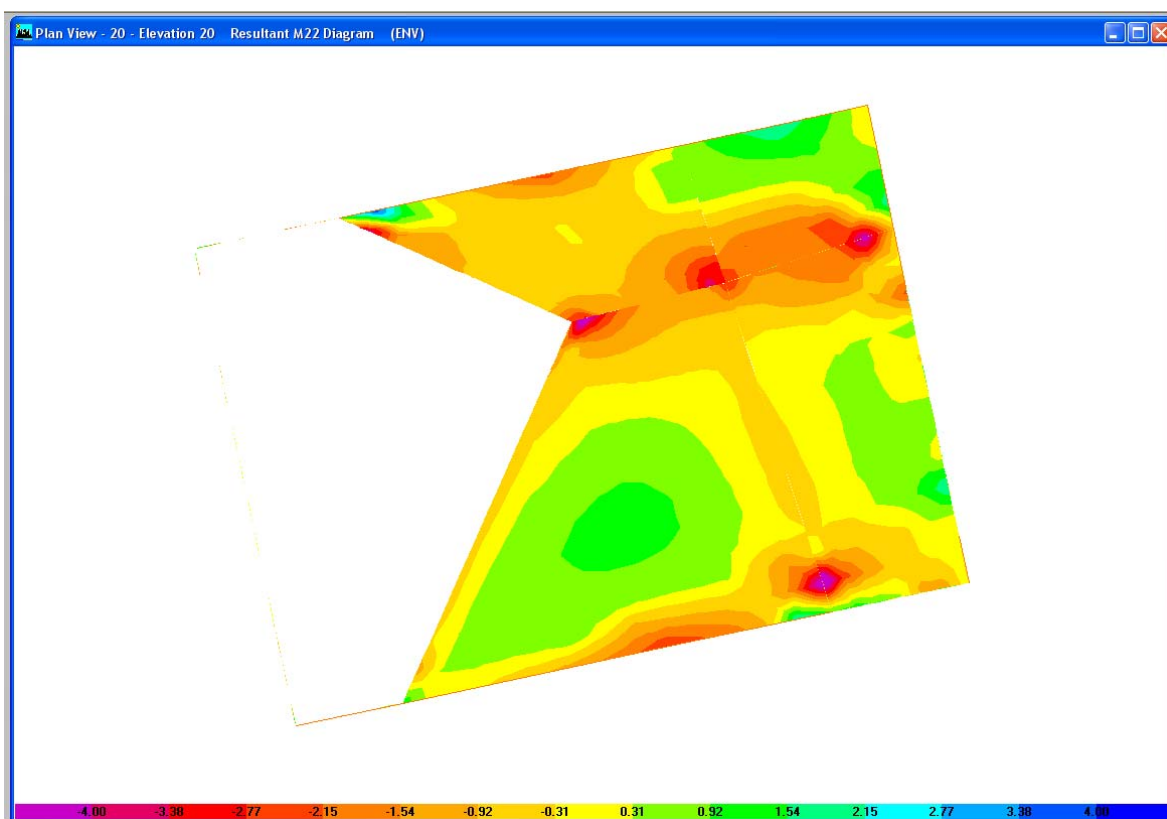


Diagrama e Momenteve M11 Soleta ne +3.55

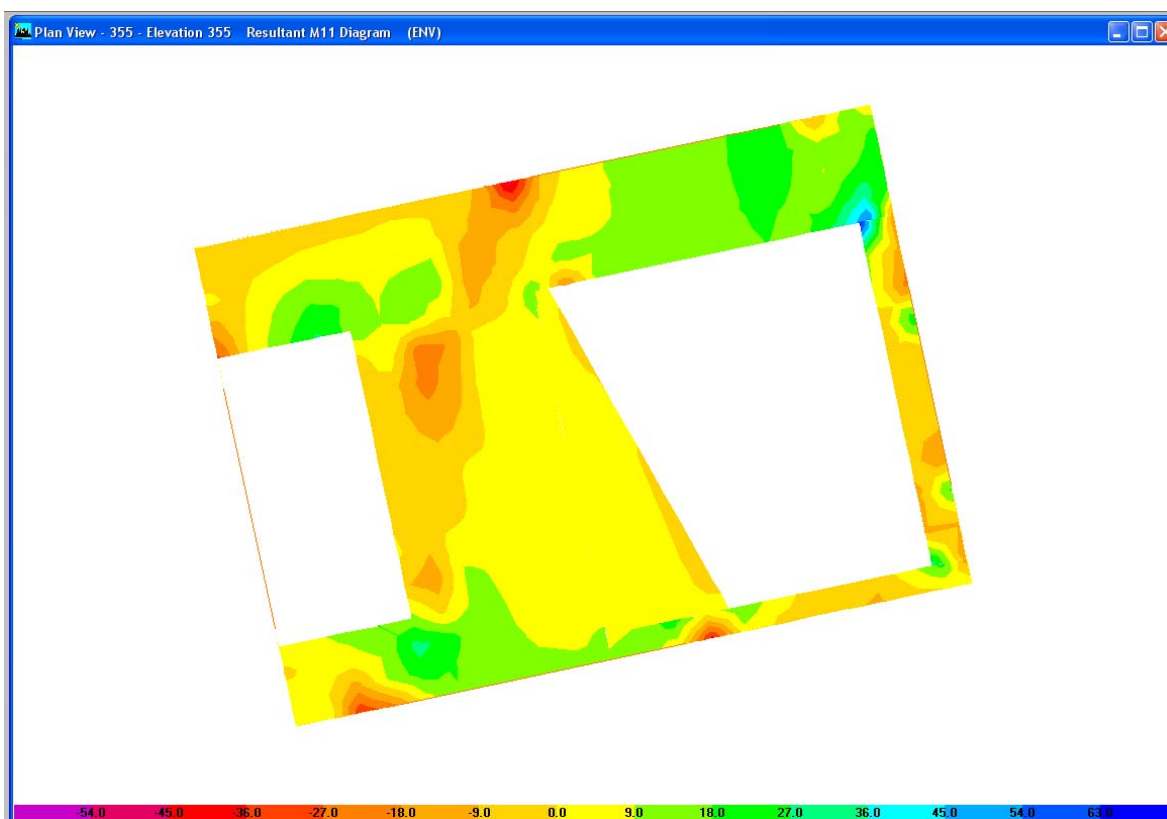


Diagrama e Momenteve M22 Soleta ne +3.55

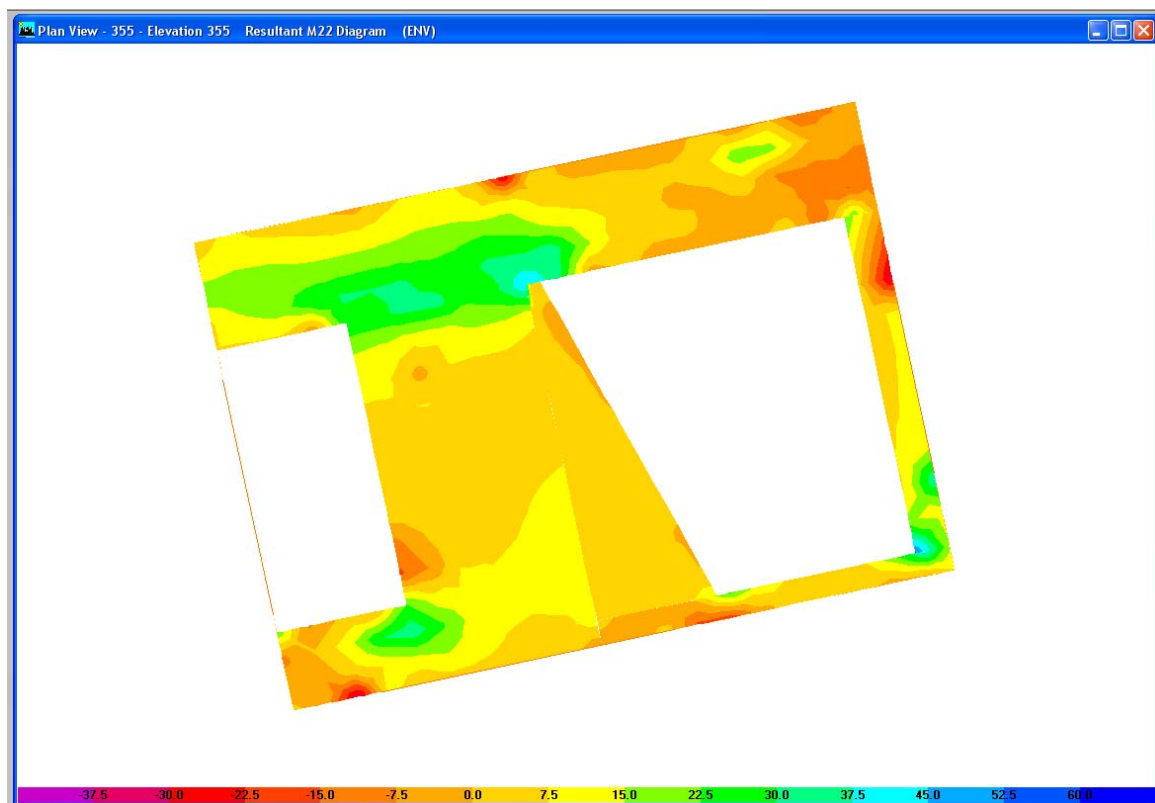


Diagrama e Momenteve M11 Soleta ne +4.10

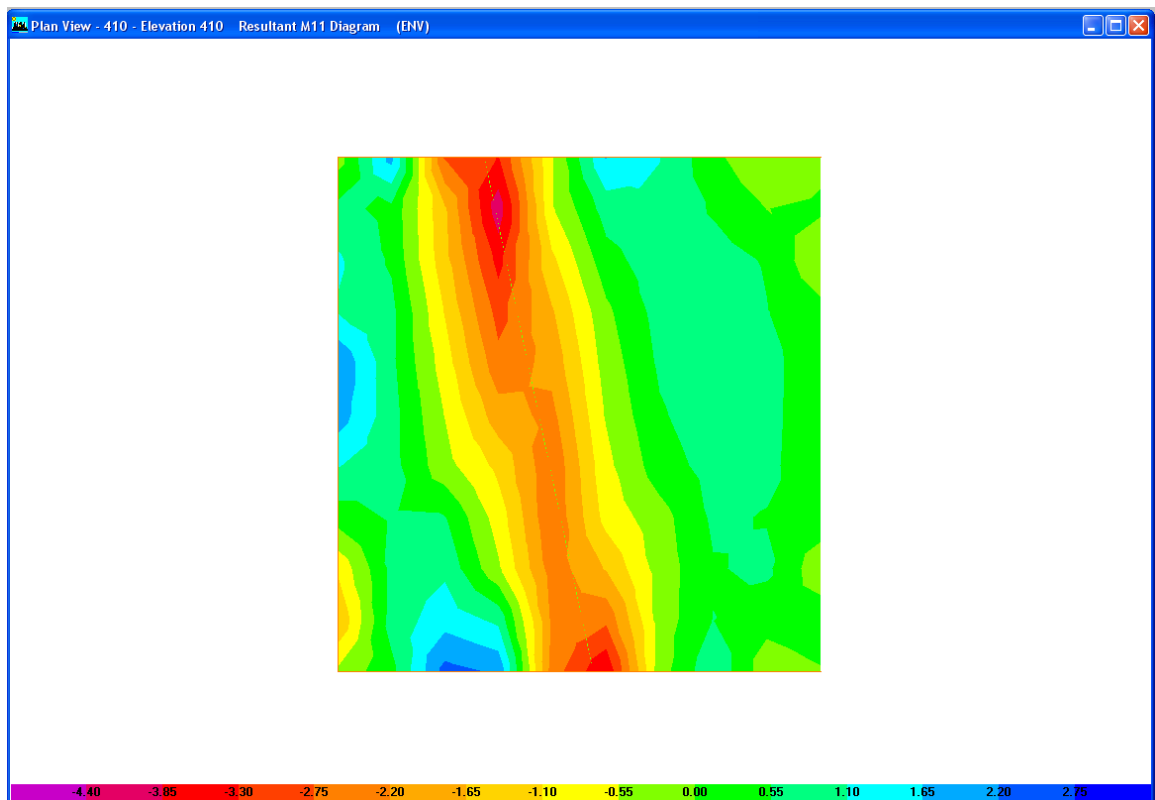


Diagrama e Momenteve M22 Soleta ne +4.10

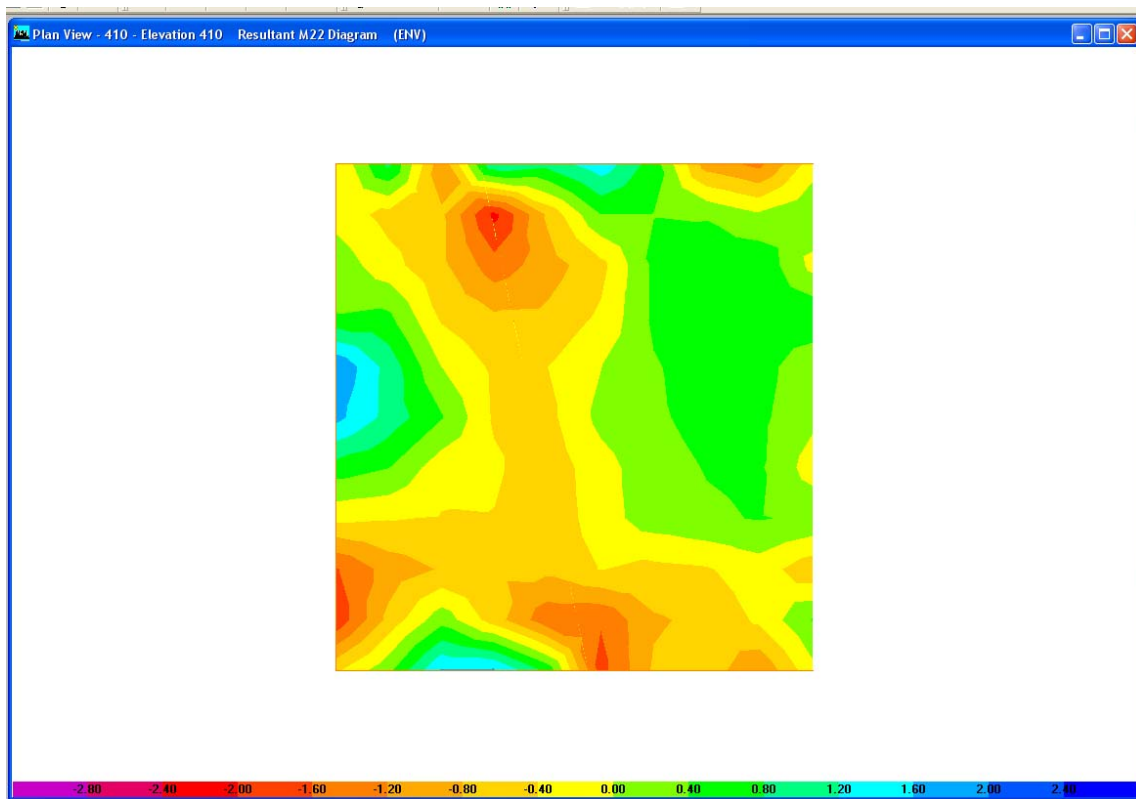


Diagrama e Momenteve M11 Soleta ne +4.70

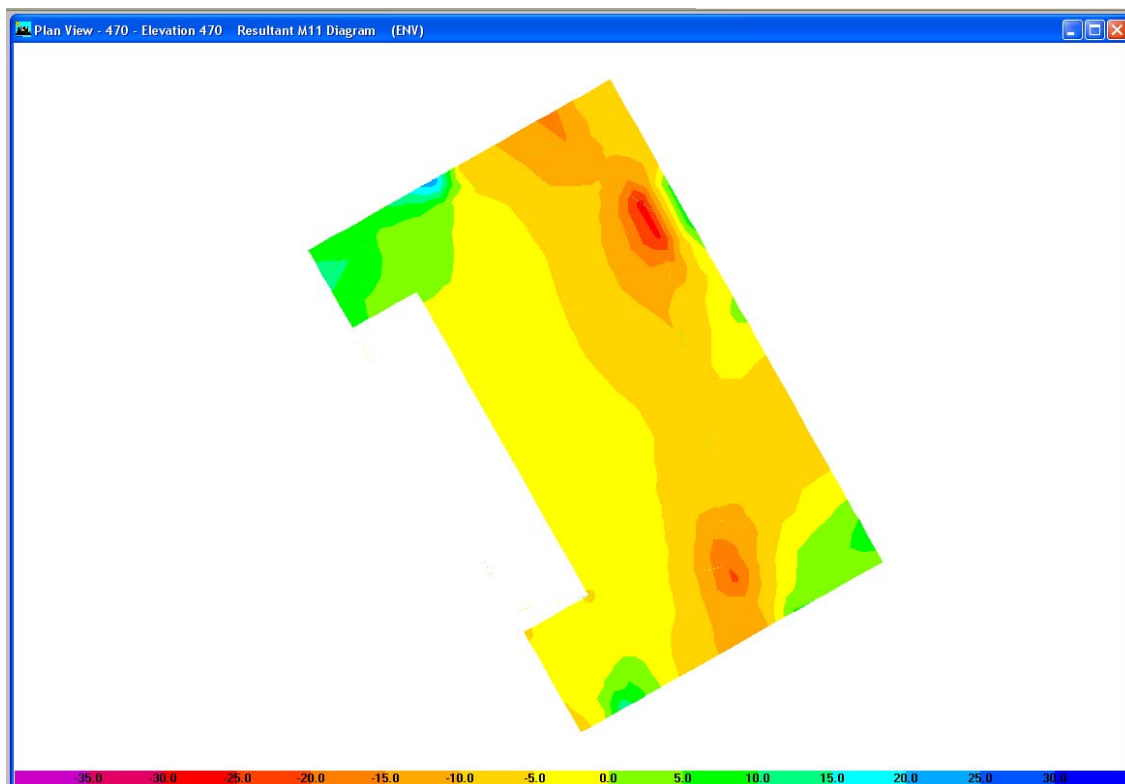


Diagrama e Momenteve M22 Soleta ne +4.70

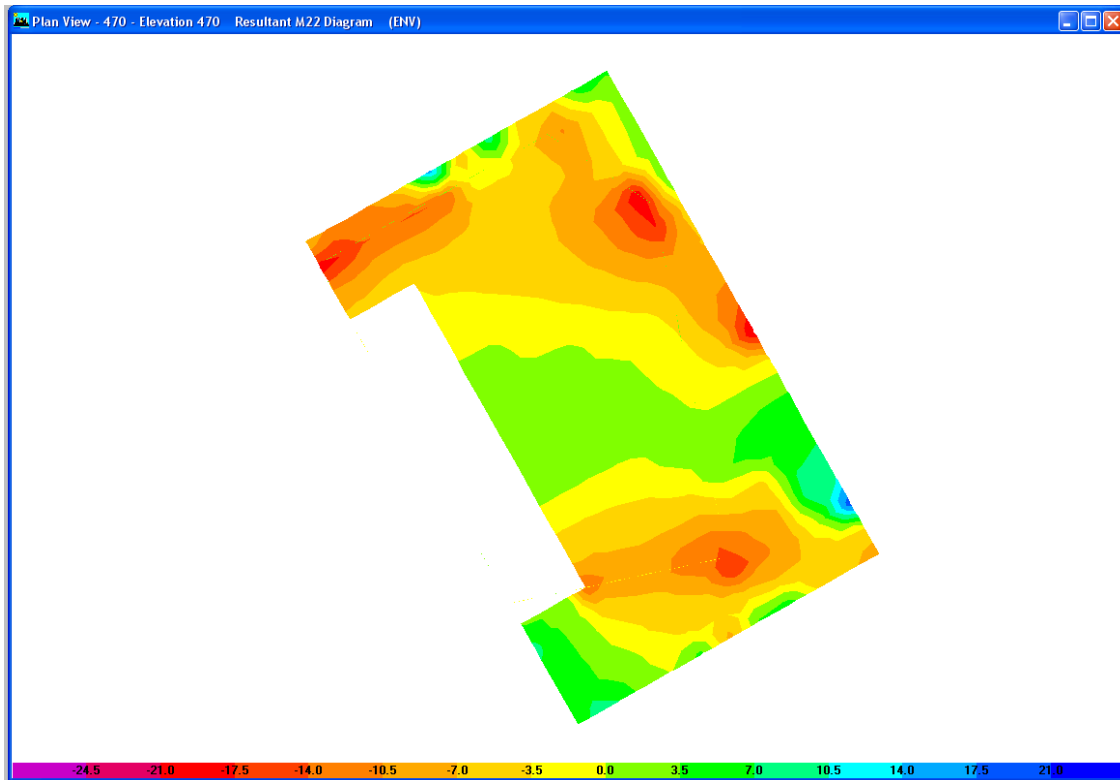


Diagrama e Momenteve M11 Soleta ne +8.85

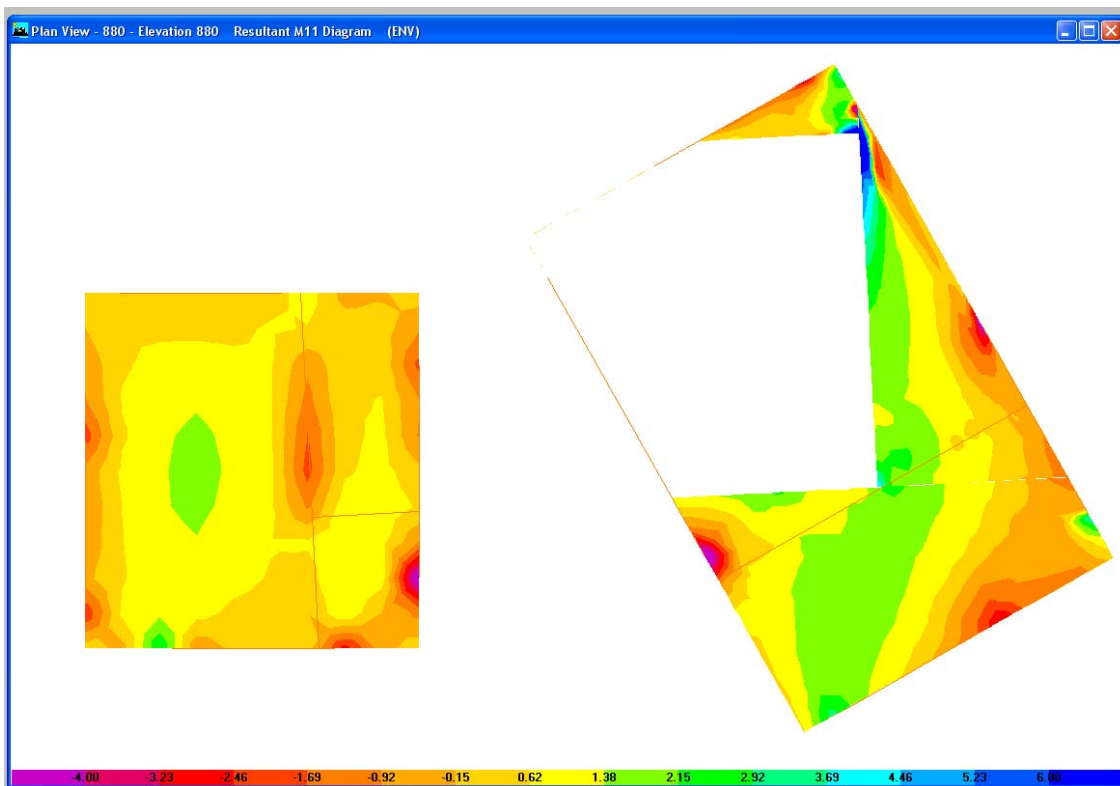


Diagrama e Momenteve M22 Soleta ne +8.85

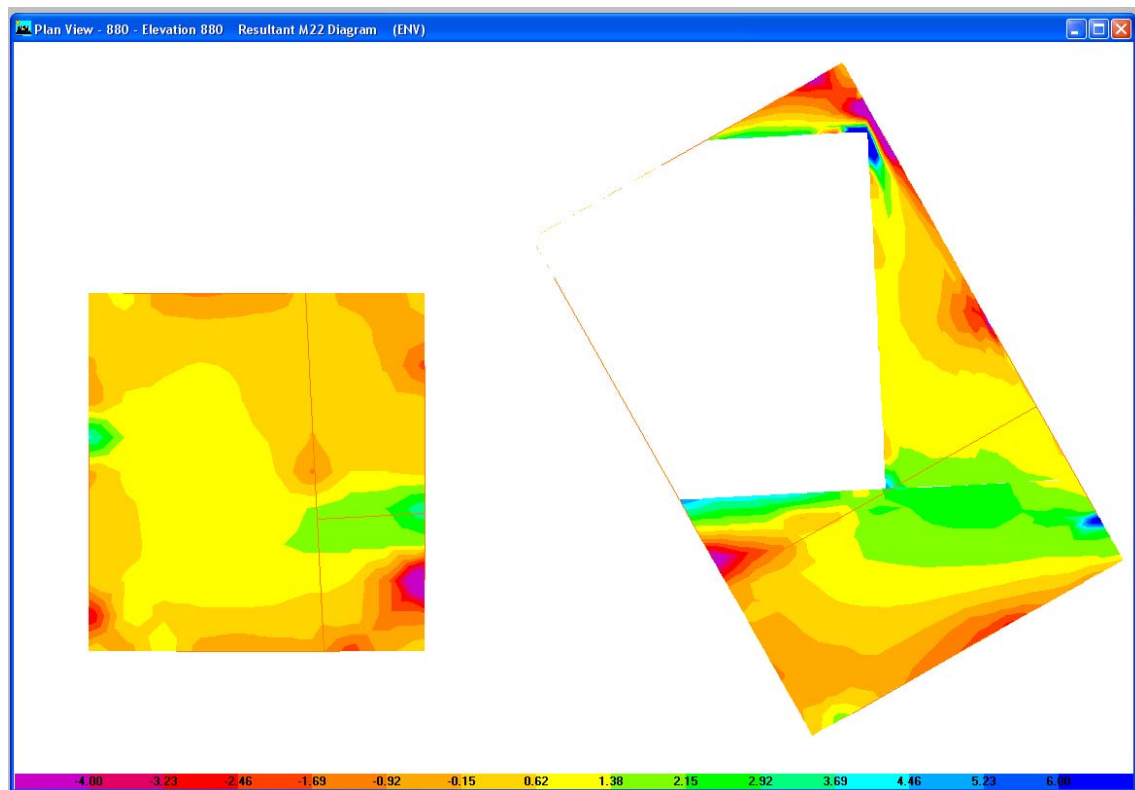


Diagrama e Momenteve M11 Soleta ne +9.35

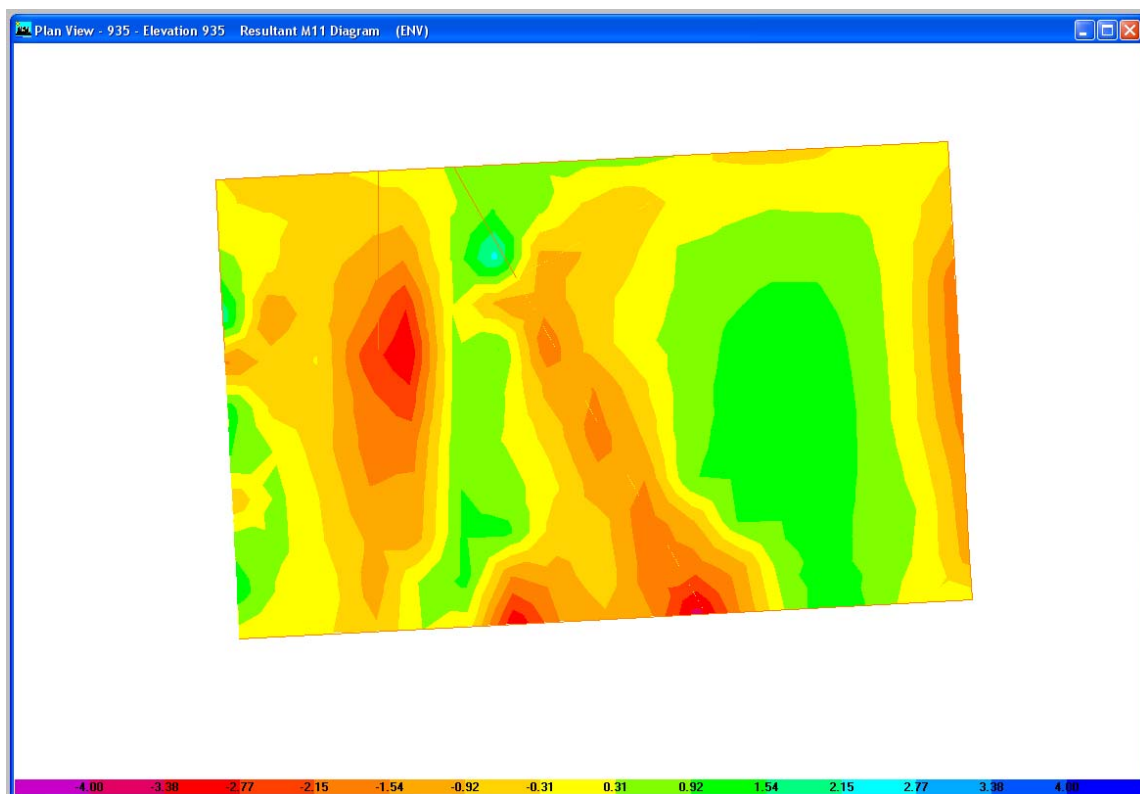


Diagrama e Momenteve M22 Soleta ne +9.35

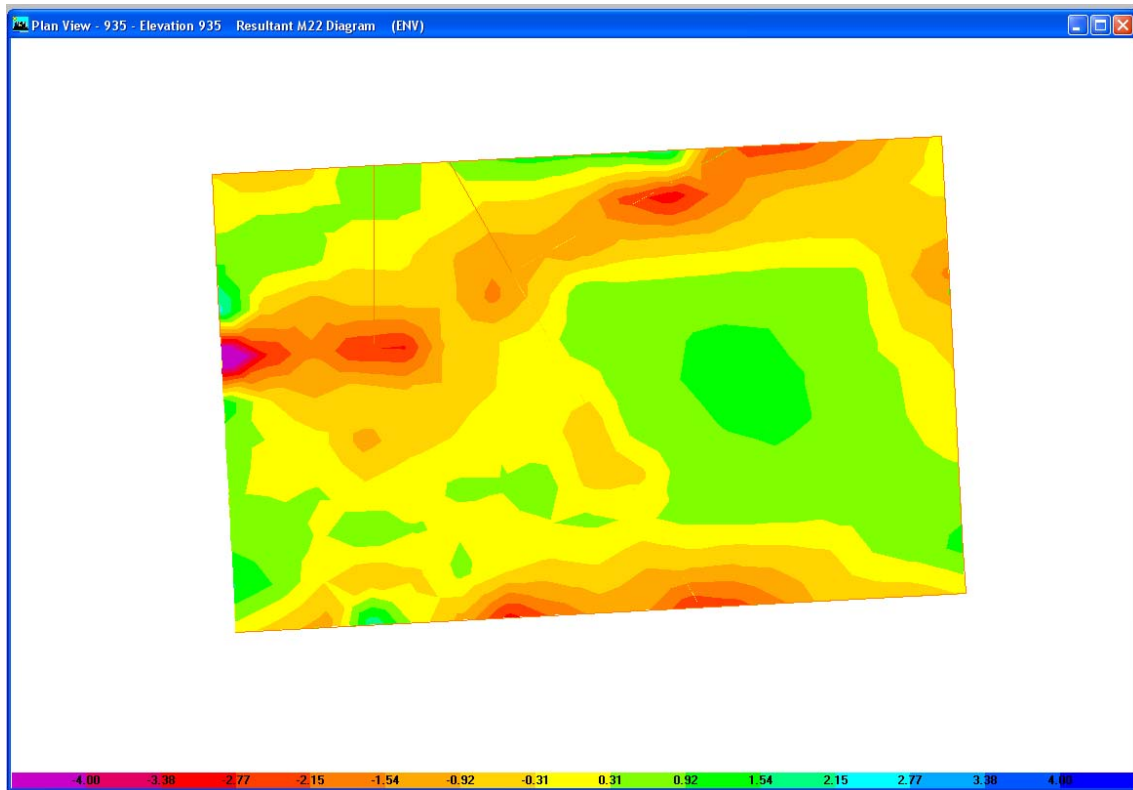


Diagrama e Momenteve M11 Soleta ne +12.85

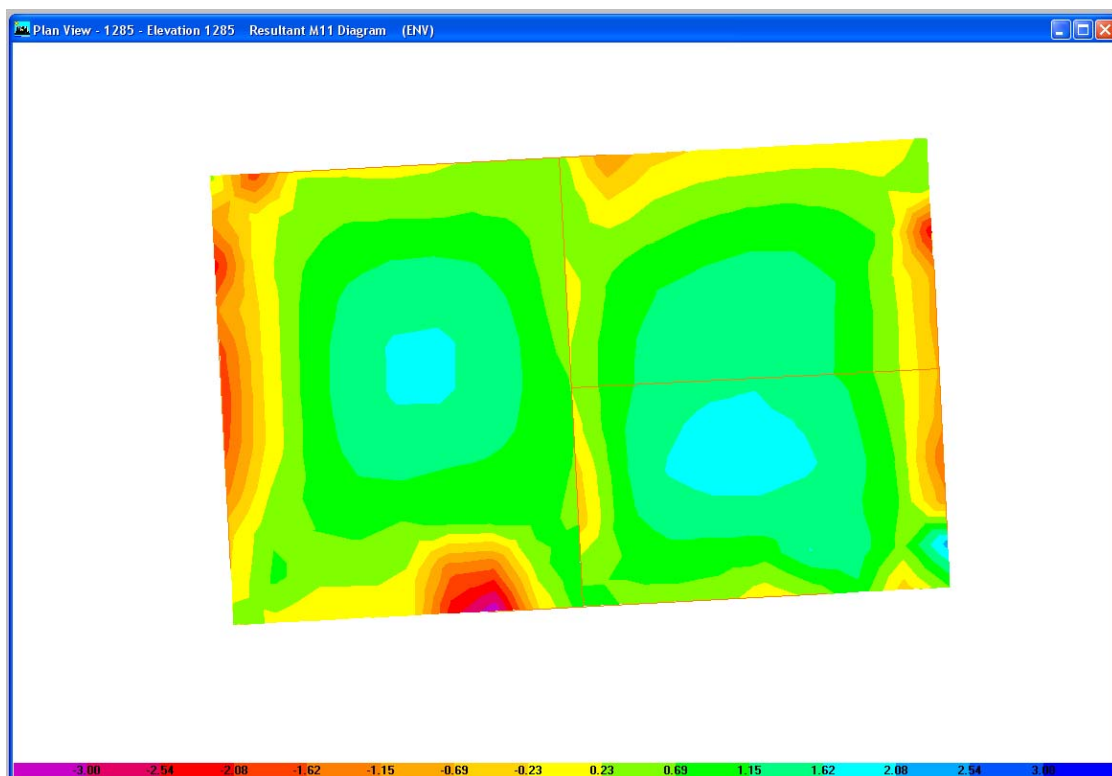


Diagrama e Momenteve M22 Soleta ne +12.85

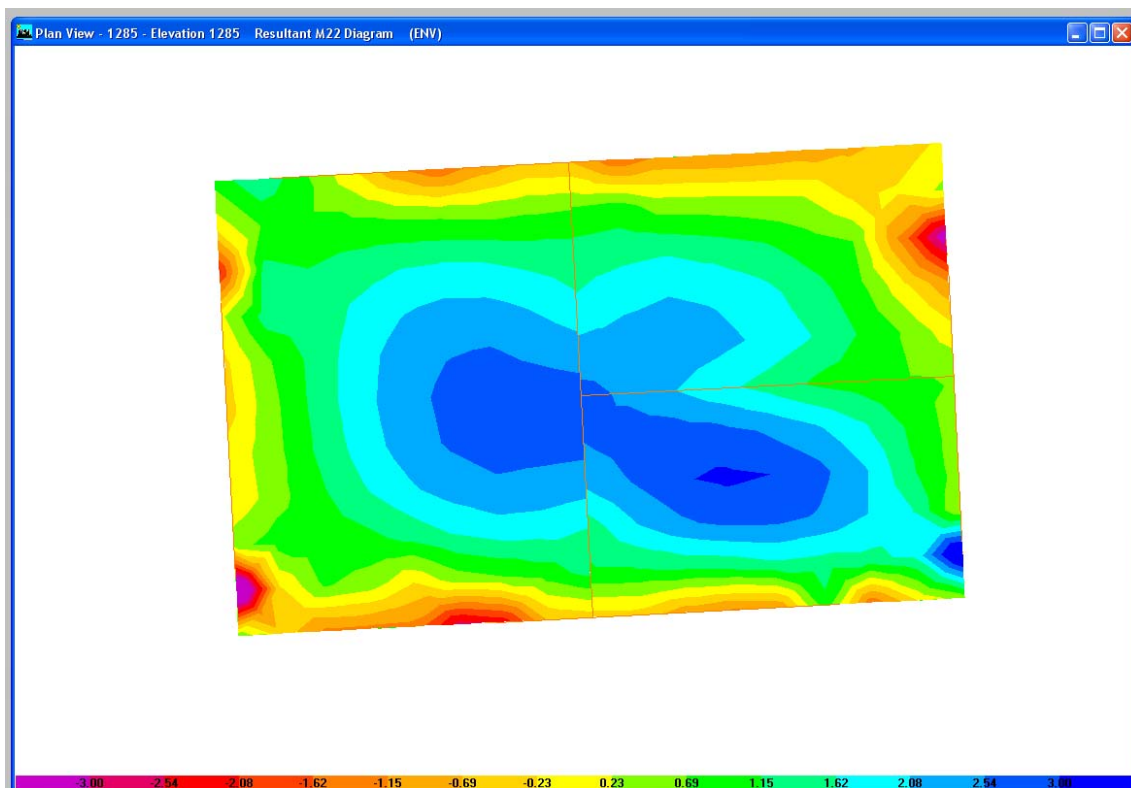


Diagrama e armatures gjatesore per traret ne -0.50

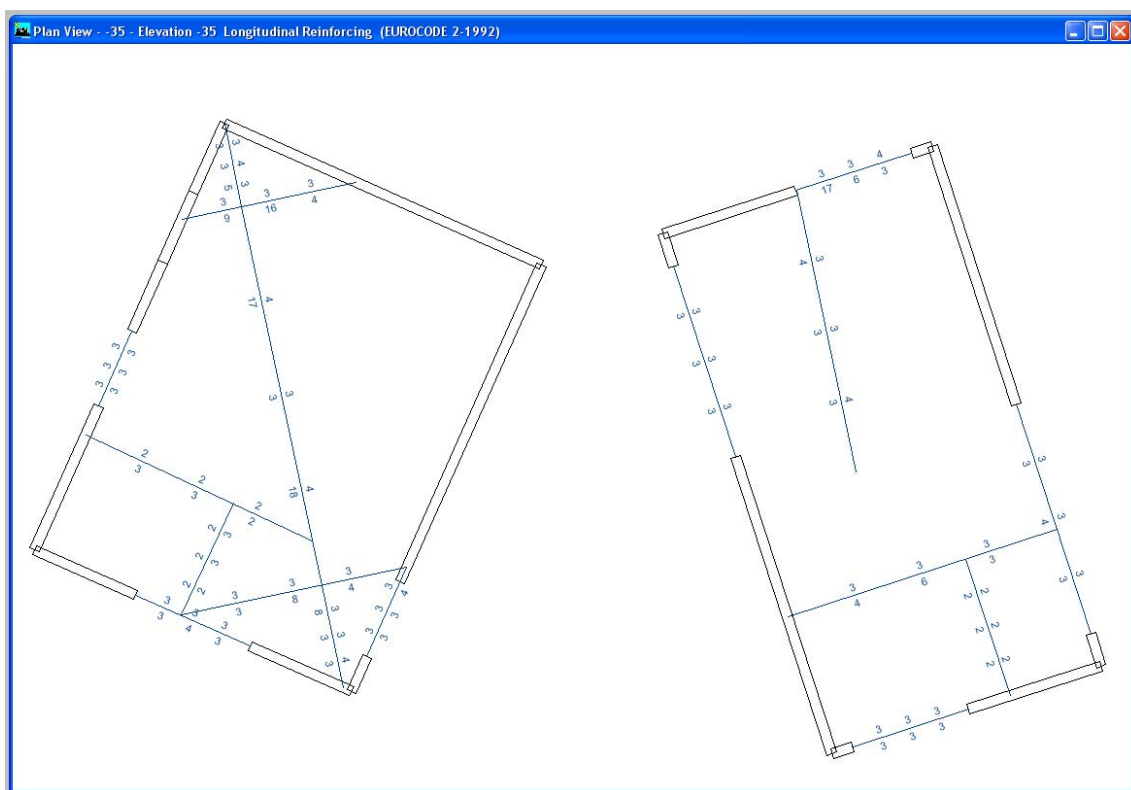


Diagrama e armatures gjatesore per traret ne -0.05

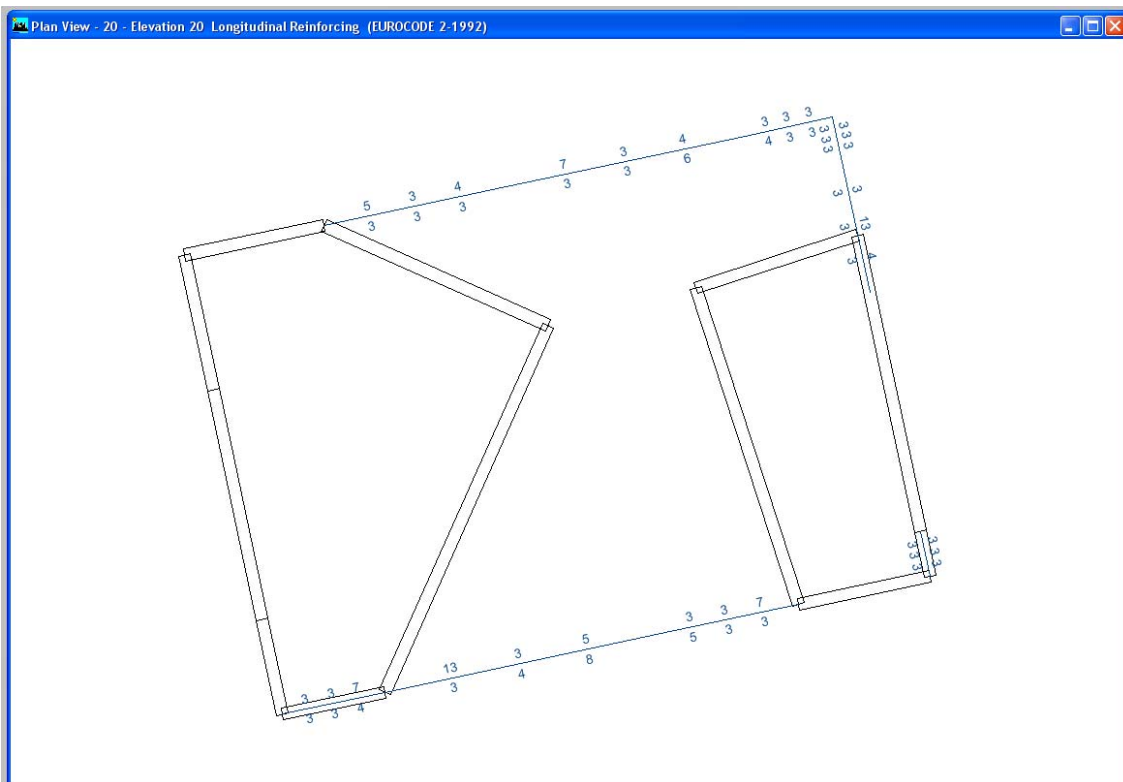


Diagrama e armatures gjatesore per traret ne +3.55

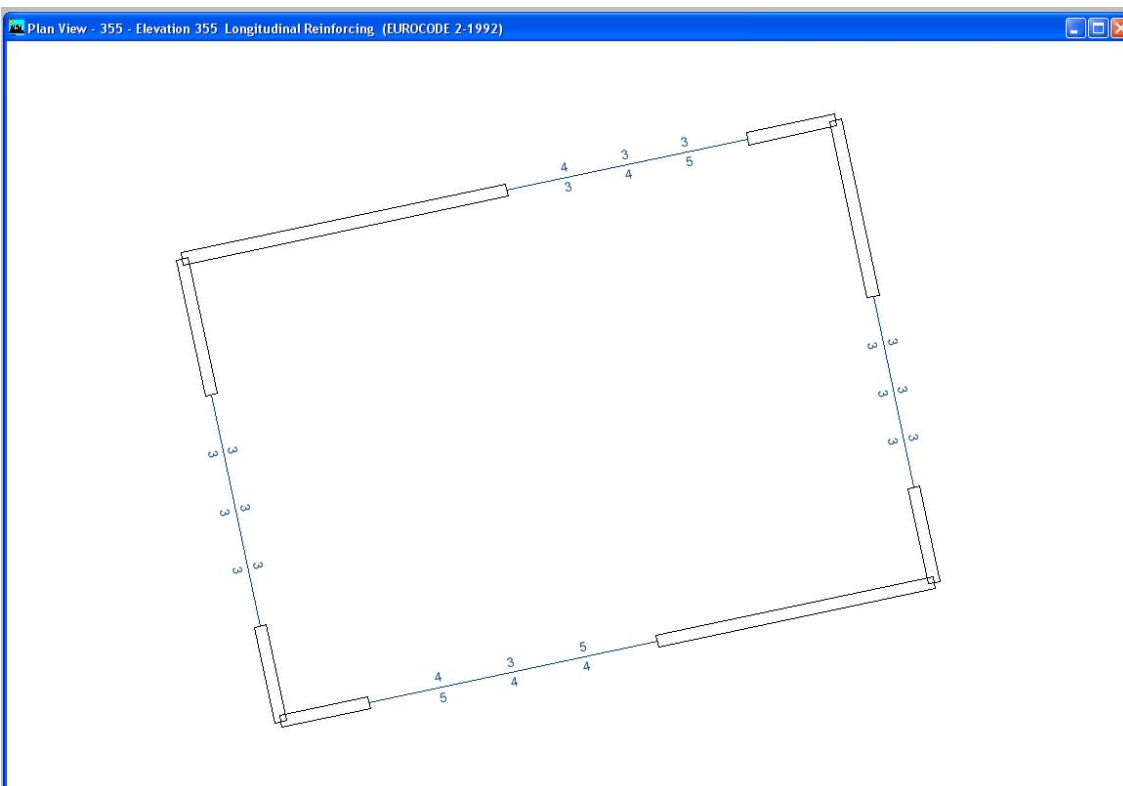


Diagrama e armatures gjatesore per traret ne +4.10

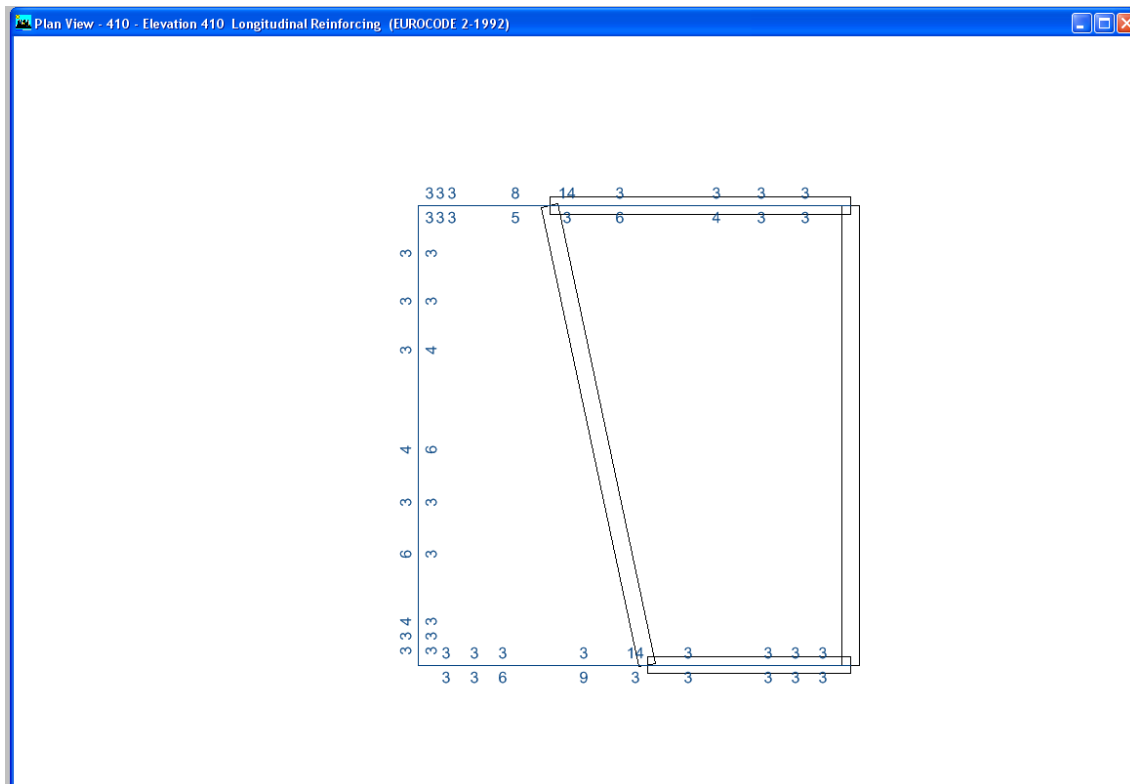


Diagrama e armatures gjatesore per traret ne +8.80

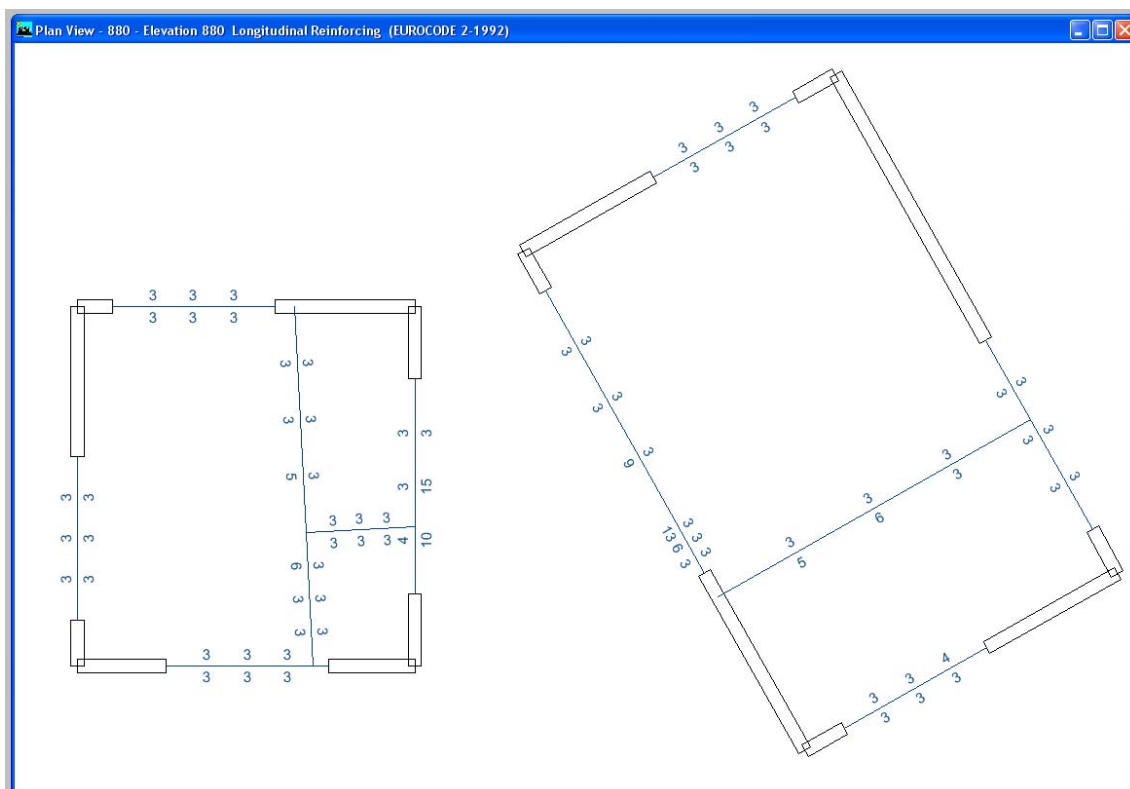


Diagrama e armatures gjatesore per traret ne +9.35

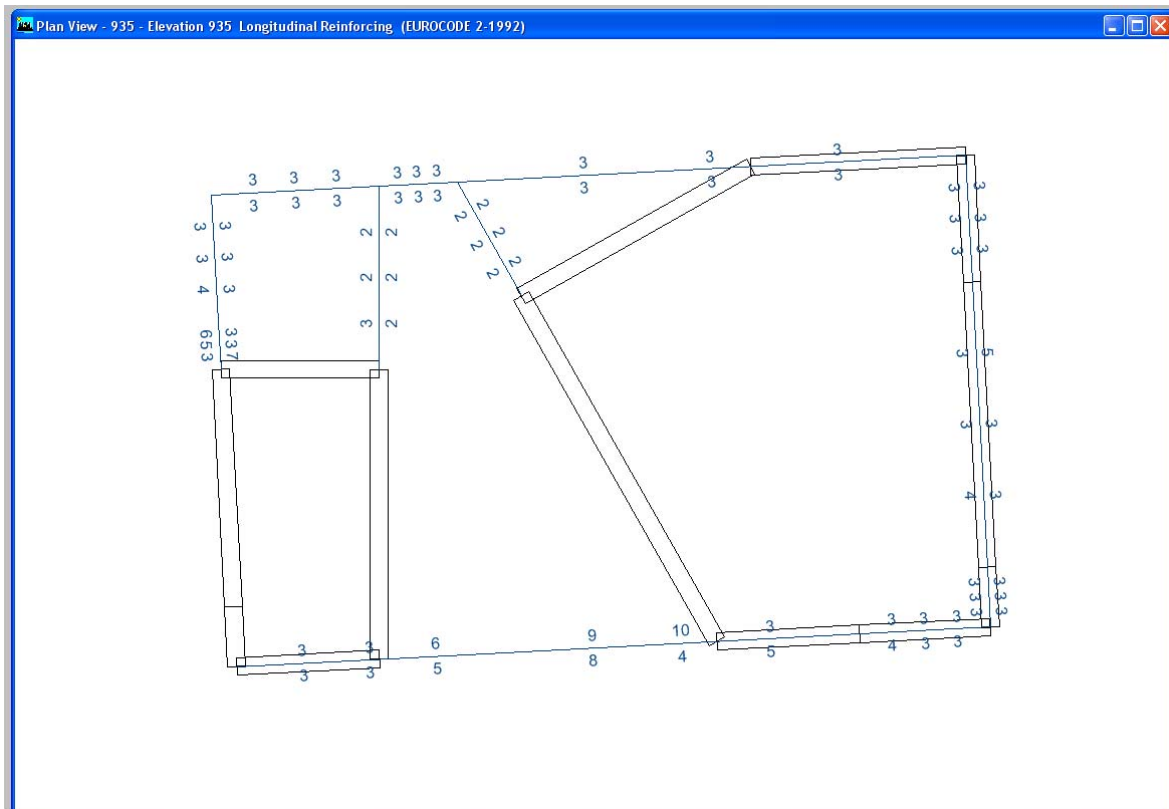


Diagrama e armatures gjatesore per traret ne +12.85

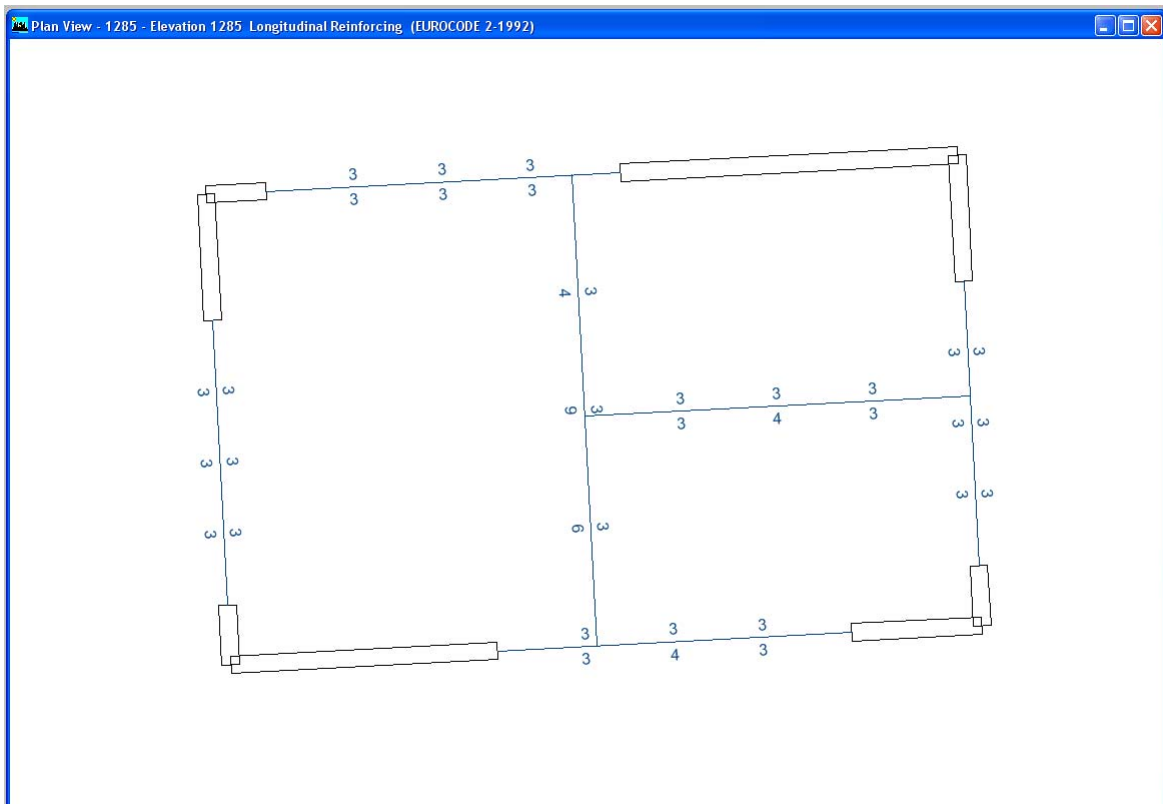


Diagrama e armatures vertikale per muret e nivelit 1

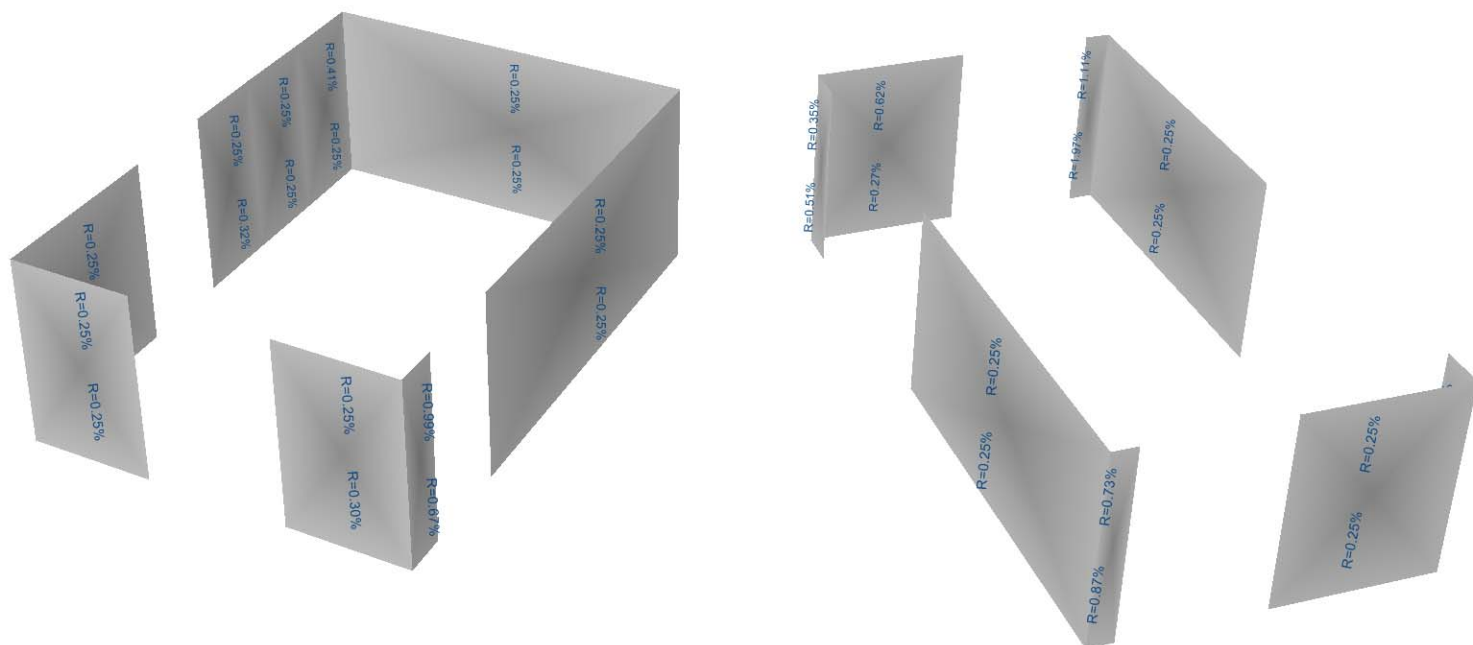


Diagrama e armatures horizontale per muret e nivelit 1

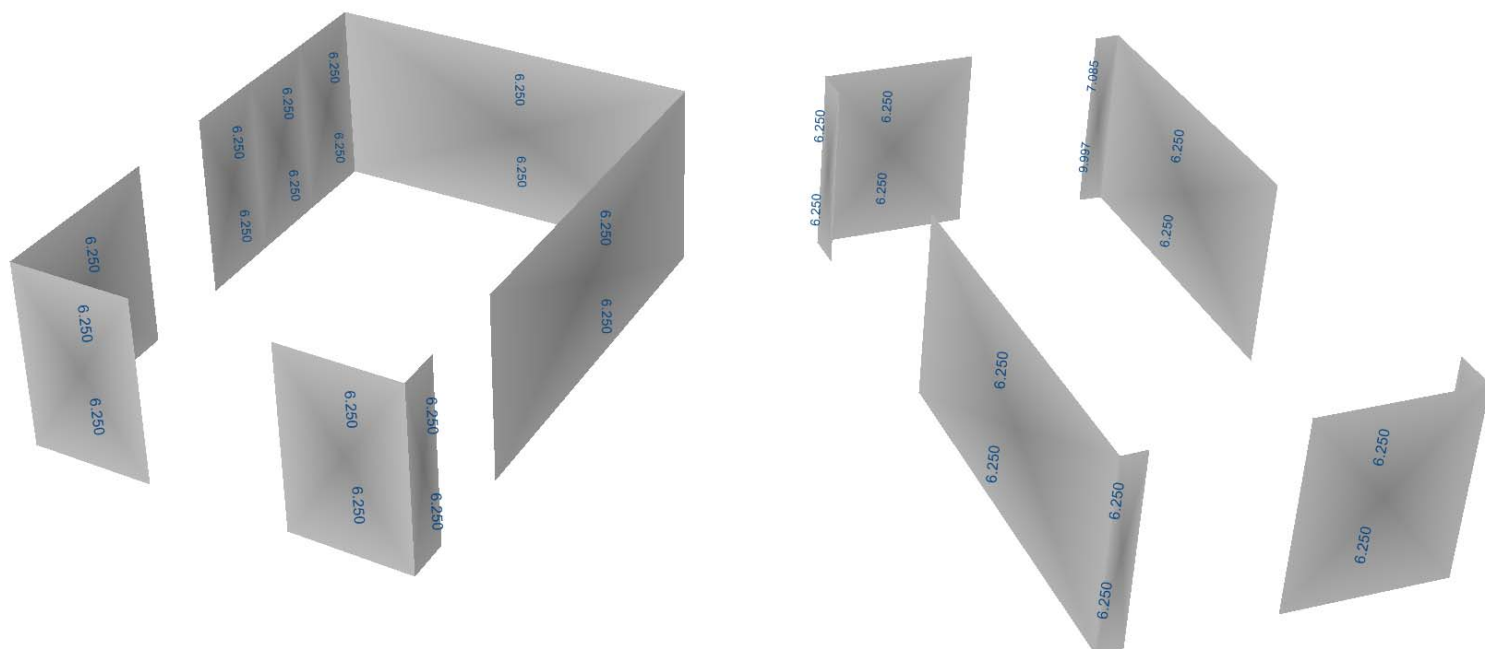


Diagrama e armatures vertikale per muret e nivelit 2

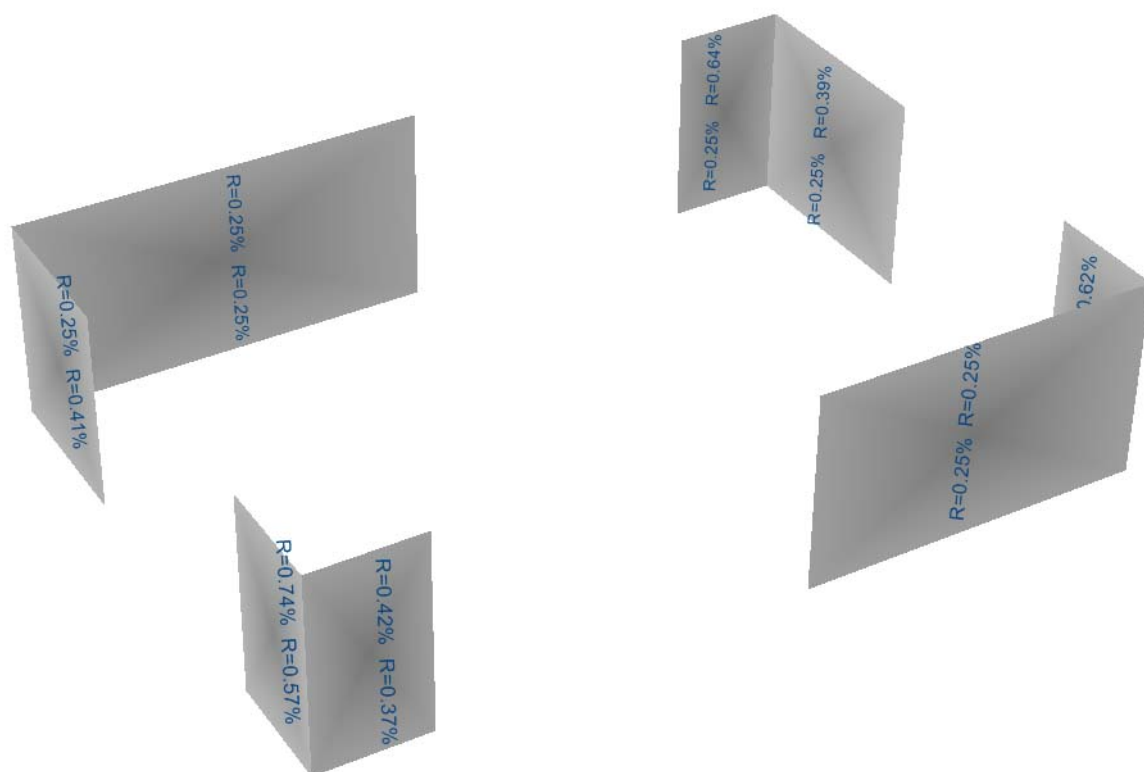


Diagrama e armatures horizontale per muret e nivelit 2

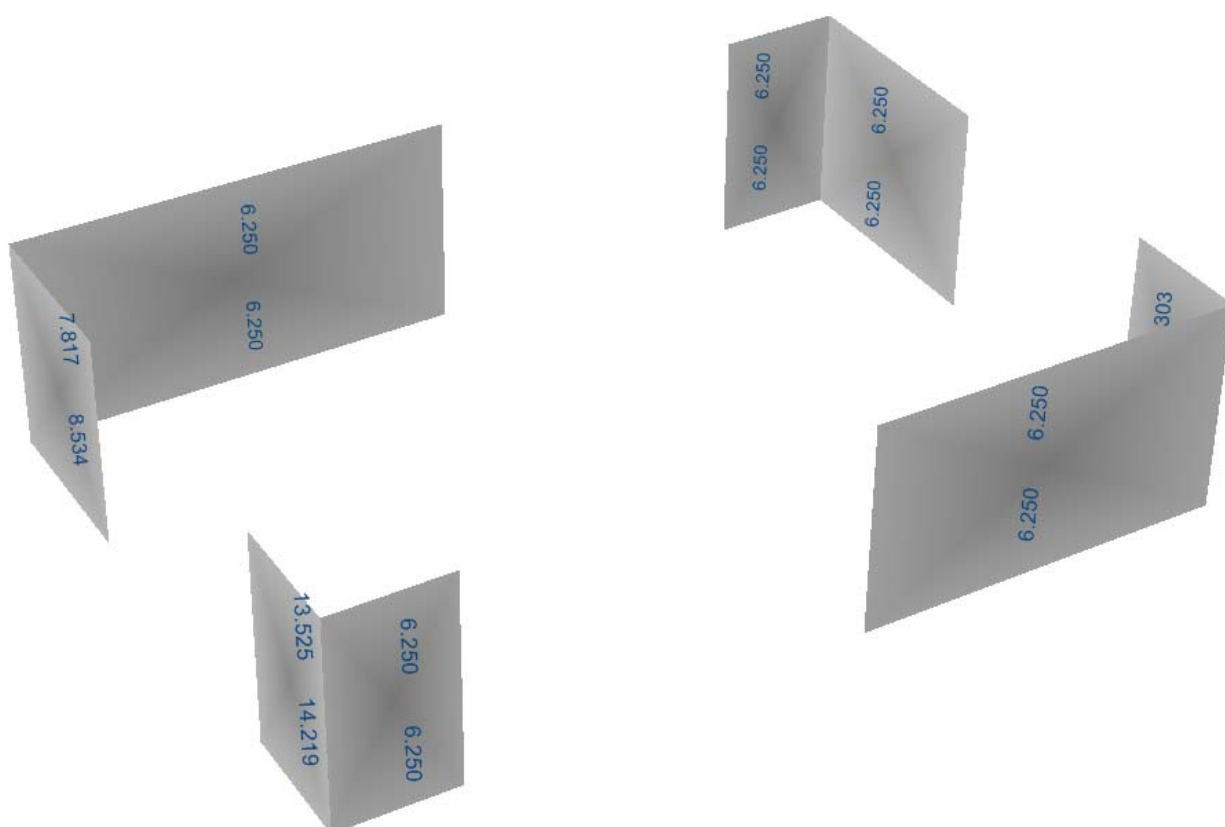


Diagrama e armatures vertikale per muret e nivelit 3

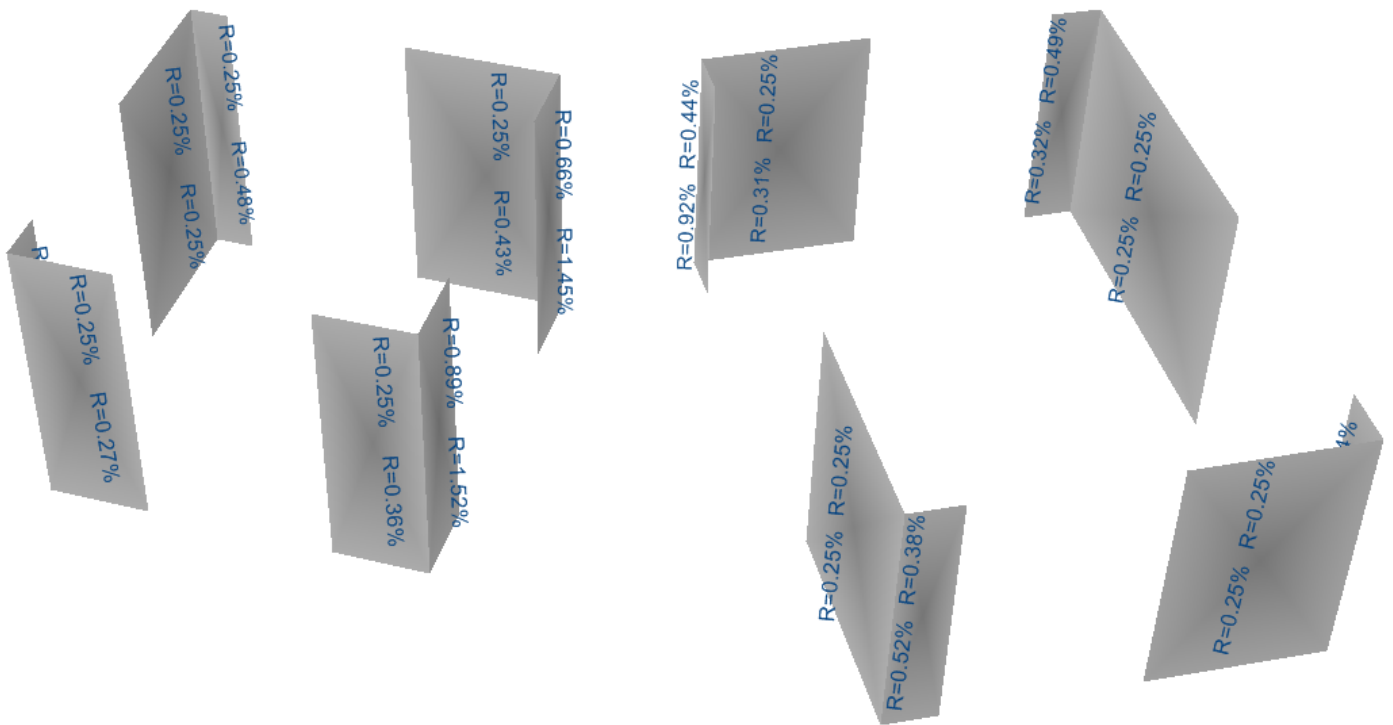


Diagrama e armatures horizontale per muret e nivelit 3

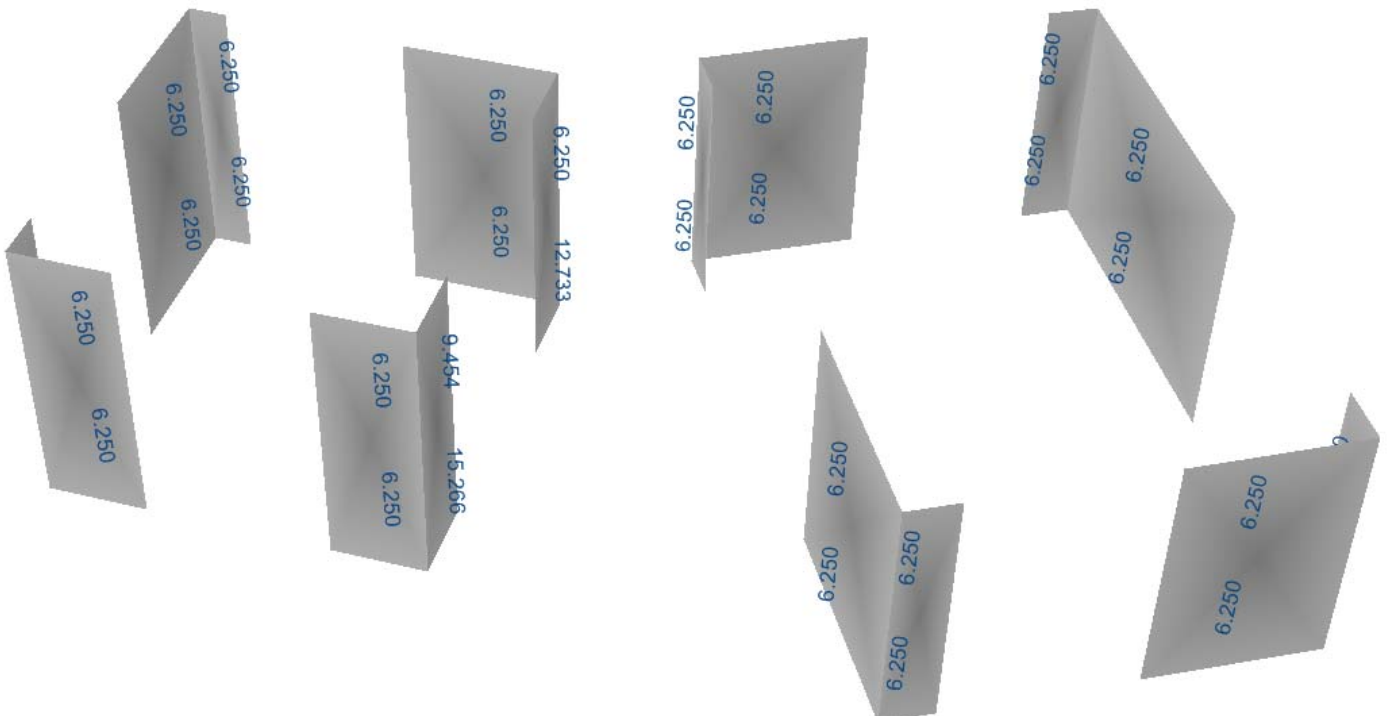


Diagrama e armatures vertikale per muret e nivelit 4

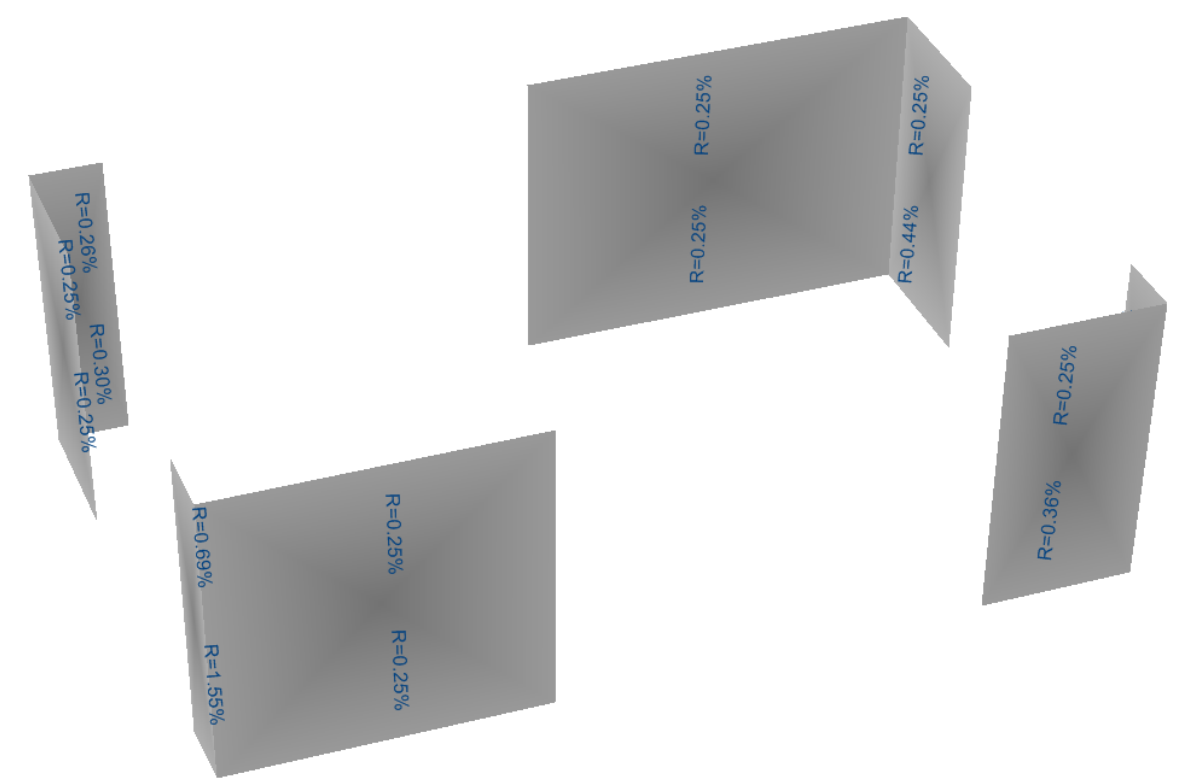


Diagrama e armatures horizontale per muret e nivelit 4

