



Projekti:

URA E RE E KUSHOVËS
“Raport Teknik Struktural në aksin e propozuar të ndërtimit të urës
të re të Kushovës”
(rruga Gramsh - Skrapar)
Rrethi Gramsh

Porositës: **“BASHKIA GRAMSH”**

Përgatitur nga:



Adresa: Rr.Teodor Keko, Pall. Ales, K.7. Apartamenti 28, Tirana, Albania

Mobil: 0692048840. Email: info@ebs.al

Web: www.ebs.al

Projektues:

Nr.Liç. K.1738/2

'EBS' sh.p.k

Ing.Fahri MAHO

SHTATOR 2022

PERMBAJTJA

1.	TË PËRGJITSHME	3
1.1	Përshkrimi i projektimit strukturor dhe llogaritjeve	3
2.	STANDARTET E PROJEKTIMIT.....	6
2.1	Standartet.....	6
2.1.1	Kodet strukturore.....	6
2.2	Materialet.....	6
2.2.1	Betoni klasa C25/30 (për themelet, ballnat e pilat).....	6
2.2.2	Betoni klasa C30/37 (për trarët dhe soletën)	6
2.2.3	Çelik klasa B500.....	7
2.3	Ngarkesat	7
2.3.1	Ngarkesa vetjake	7
2.3.2	Ngarkesa të përkoshme.....	7
2.3.3	Ngarkesa nga mbushja	9
2.3.4	Forca e frenimit	10
2.3.5	Ngarkesat sizmike.....	10
2.4	Kombinimet e ngarkesave	14
2.4.1	Lloji i ngarkesës	14
2.4.2	Kombinimet e ngarkesave	14
3.	Analiza strukturore e ures	17
3.1	Përshkrimi i modelit me elemente te fundem	17
3.2	Rezultatet e analizës për ballnat.....	18
3.3	Rezultatet e analizës për trarët e mbistrukturës	22
3.4	Rezultatet e analizës për pilat.....	24
3.5	Rezultatet e analizës për soletën.....	28

1. TË PËRGJITSHME

Ky raport përmban llogaritjen statike dhe sizmike të urës me 3 hapësira që do të lidhi qytetin e Gramshit me fshatrat e Skraparit në përroin e Kushoves në rrethin e Gramshit. Këtu përshihen llogaritjet e armimit për të gjitha elementet strukturore.

1.1 Përshkrimi i projektimit strukturor dhe llogaritjeve

Ura ka 3 hapësira nga 12.3 m secila. Skema statike e mbistruktues është parashikuar të jetë mbështetje e lirë. Për këtë në çdo pile mbistruktura është e ndërprerë me fuga.

- Mbistruktura e urës përbëhet nga trarë beton arme drejtkëndësh me lartësi 1 m dhe gjerësi 0.5 m. Mbi trarë është parashikuar një soletë monolite me lartësi minimale 25cm. Në të dy anët janë parashikuar të vendosen barriera sigurie të tipit H3. Ato lidhen me soletën me anë të bulonave. Niveli i mbrojtjes H3 është i mjaftueshëm për këtë kategori rruge.

Gjerësia totale e seksionit tërthor është 4 m. Trarët janë mbështetur mbi gomina neopreni. Seksioni tërthor jepet në figurën e mëposhtme:

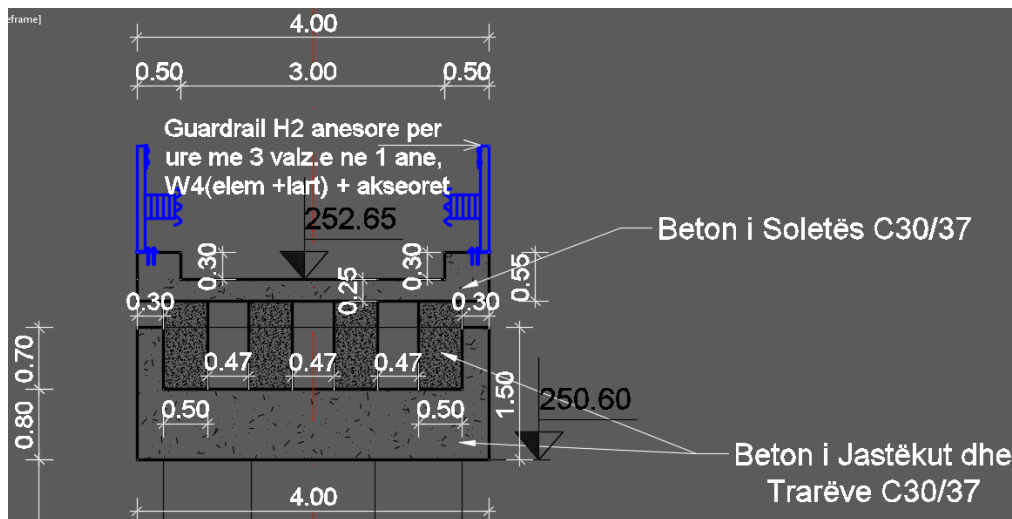


Figura 1.1. Seksioni tërthor i mbistrukturës së urës

- Ballnat e urës përbëhen nga një mur vertikal beton-arme me gjerësi 1 m e gjatësi 5 m dhe dy sperona anësorë me gjatësi 10 m e gjerësi të ndryshueshme. Themeli është i llojit pllake beton arme me trashësi 1 m. Speronat mbështeten në të njëjtin themel për të mënjeluar uljet diferenciale.

Gjeometria e urës jepet në vizatimet e mëposhtme.

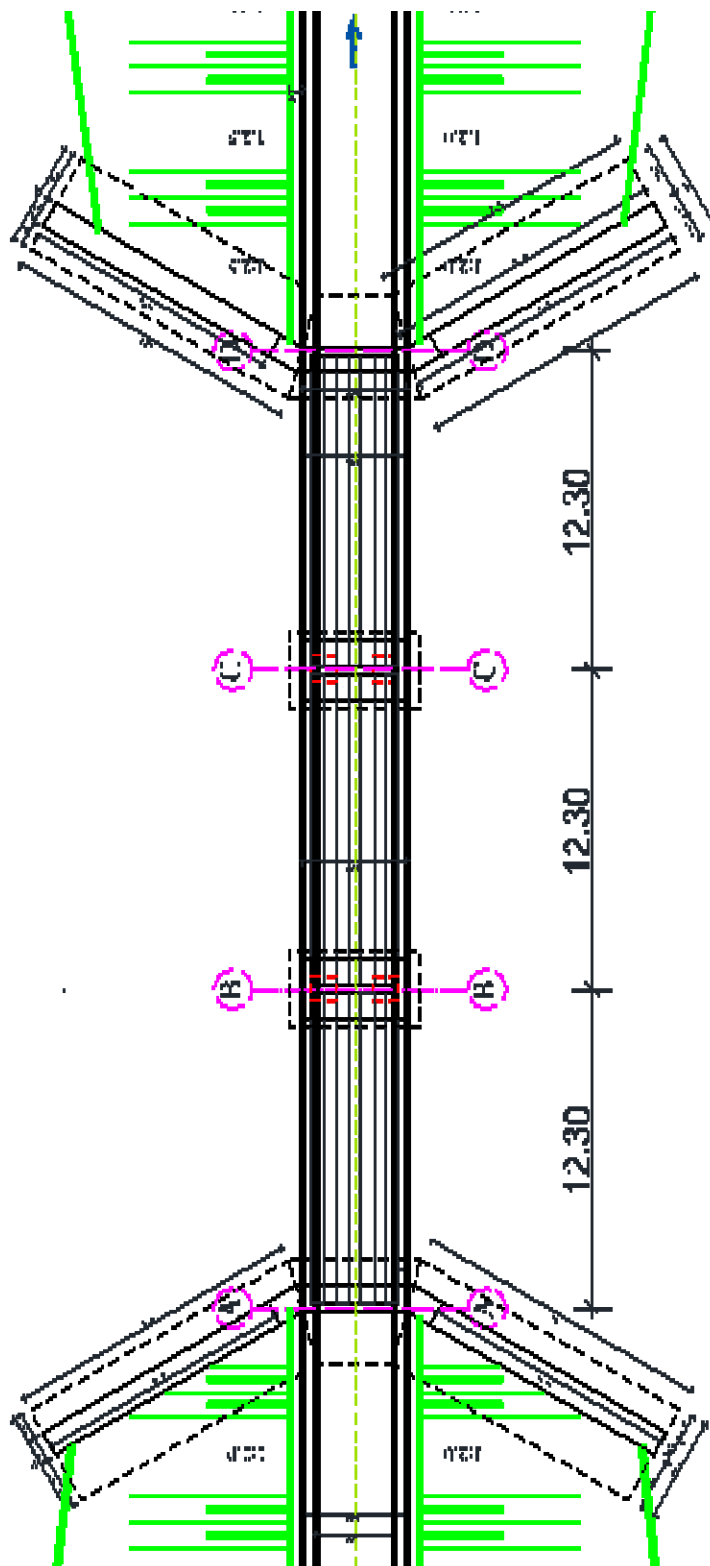


Figura 1.3. Planimetria e urës

2. STANDARTET E PROJEKTIMIT

2.1 Standartet

2.1.1 Kodet strukturore

- EN 1991 Eurokodi 1: Veprimet në strukturat
 - Pjesa 1.3: Veprime të përgjithshme – Ngarkesa e dëborës.
 - Pjesa 1.4: Veprime të përgjithshme – Ngarkesa e erës.
 - Pjesa 1.5: Veprime të përgjithshme – Veprime termike.
 - Pjesa 2: Ngarkesa trafiku në ura.
- EN 1992 Eurokodi 2: Projektimi i strukturave të betonit.
 - Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme dhe rregullat për ndërtesat.
 - Pjesa 2: Ura prej betoni.
- EN 1998 Eurokodi 8: Projektimi i strukturave për rezistencë ndaj tërmetit.
 - Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme veprimet sizmike dhe rregullat për ndërtesat
 - Pjesa 2: Urat.

2.2 Materialet

2.2.1 Betoni klasa C25/30 (për themelet, ballnat e pilat)

- Rezistenca ne shtypje $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
- Rezistenca llogaritëse
$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{per } \gamma_c = 1.5$$
- Moduli i elasticitetit
$$E_{cm} = 22 \cdot \left[\frac{(f_{ck}+8)}{10} \right]^{0.3} = 31.5 \text{ GPa}$$
- Koeficienti i Poisson $\nu = 0.2$
- Koeficienti i bymimit termik $\alpha = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

2.2.2 Betoni klasa C30/37 (për trarët dhe soletën)

- Rezistenca ne shtypje $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- Rezistenca llogaritëse
$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa} \quad \text{per } \gamma_c = 1.5$$
- Moduli i elasticitetit
$$E_{cm} = 22 \cdot \left[\frac{(f_{ck}+8)}{10} \right]^{0.3} = 32.8 \text{ GPa}$$

- Koeficienti i Poisson $\nu = 0.2$
- Koeficienti i bymimit termik $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}C$

2.2.3 Çelik klasa B500

- Rezistenca e rrjedhshmërisë: $f_{yk} = 500$ MPa
- Rezistenca llogaritëse:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 435 \text{ MPa per } \gamma_s = 1.15$$

2.3 Ngarkesat

2.3.1 Ngarkesa vetjake

Ngarkesa vetjake përfshin peshën e elementëve strukturorë dhe shtresave rrugore së bashku me trotuarët dhe parapetët.

Ngarkesat jo-strukturore paraqiten në tabelën 3.1.

Tabela 2.1 Ngarkesa vetjake në urë

Ngarkesa	Vlera nominale (kN/m ²)
Asfalt 10cm	0.1x25=2.5
Hidroizolim 0.5cm	0.005x24=0.12
Barriera mbrojtëse	1.0 kN/m
Total	2.6 kN/m² (në mes)
	1.0 kN/m (lineare)

2.3.2 Ngarkesa të përkoshme

Këto ngarkesa janë marrë nga EN 1991 Eurokodi 1: Veprimet në strukturat, Pjesa 2: Ngarkesa trafiku në ura

Do marrim në konsideratë: “Modeli i ngarkimit 1” (LM1), “Modeli i Ngarkimit 3” (LM3).

(a) Modeli i ngarkimit 1 (LM1) përbëhet nga dy sisteme të pjeshme:

1. Ngarkesa të përqendruara në dy akse (Ngarkesa Aksiale - TS), secili aks ka peshën: $\alpha_Q \cdot Q_k$, ku α_Q janë faktorë rregullues.
 - Jo më shumë se një sistem ngarkese aksiale duhet të merret parasysh për një korsi imagjinare.
 - Vetëm sisteme të plota të ngarkesës aksiale duhet të merren parasysh.
 - Për vlerësimin e efekteve të përgjithshme, secili sistem i ngarkesës aksiale duhet menduar se vepron përgjatë aksit të korsisë imagjinare.
 - Secili aks i sistemit të ngarkesës aksiale duhet marrë parasysh me dy rrota të njëjta

- Ngarkesa për çdo rrotë duhet të jetë e barabartë me: $0.5 \cdot \alpha_Q \cdot Q_k$.
 - Sipërfaqja e kontaktit të çdo rrote duhet të merret si një katror me brinjë 0.40 m.
2. Ngarkesa të shpërndara uniformisht (sistemi UDL), të cilat kanë peshën e mëposhtme për metër katror të korsisë imagjinare: $\alpha_Q \cdot q_k$, ku α_Q janë faktorë rregullues. Ne do të pranojmë se faktorët rregullues α janë të barabartë me 1, sepse vlerat ekzistuese të ngarkesave janë të përshtatshme për projektimin që po kryhet.

Tabela 2.2 Modeli i ngarkimit 1

Vendndodhja	Sistemi Ngarkesës Aksiale	Sistemi UDL
	Ngarkesa Aksiale Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m ²)
Korsia numër 1	300	9.0
Korsia numër 2	200	2.5
Korsia numër 3	100	2.5
Pjesa e mbetur	0	2.5

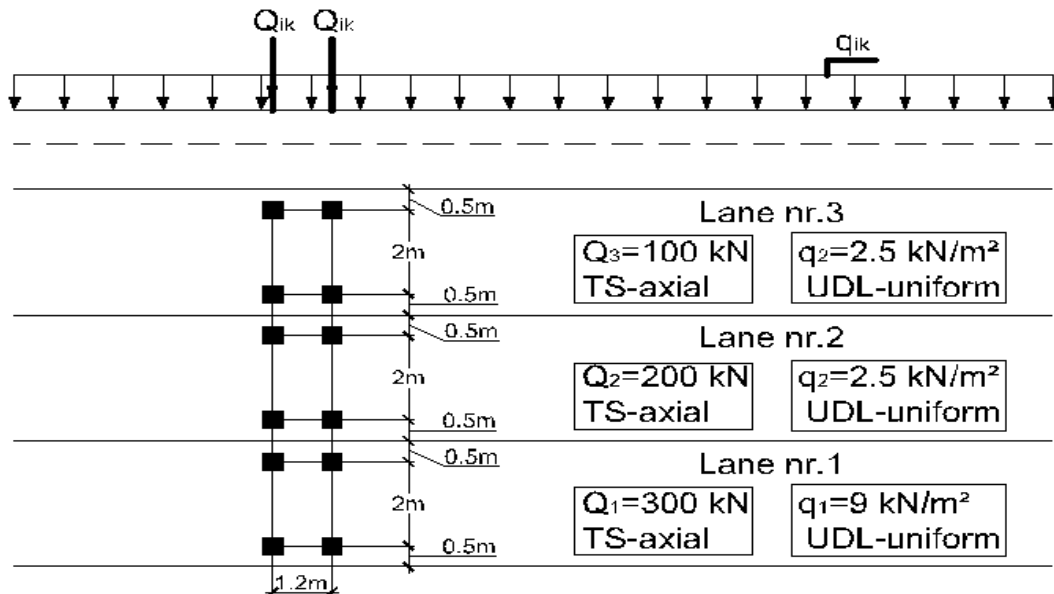


Figura 2.1. Skema e Modelit të ngarkimit 1.

(b) **Modeli i Ngarkimit 3 (LM3)** përbëhet nga dy sisteme ngarkimi kur përdoret i kombinuar me LM1:

- Mjet i veçantë me ngarkesë sipas mundësive të vendit që e zotëron atë. Në këtë rast kemi zgjedhur mjetin 900/150 me 6 akse prej 150kN.
- Sipërfaqja përreth mjetit duhet të ngarkohet me LM1 duke lënë një distancë bosh prej 25m siç tregohet në figurë.

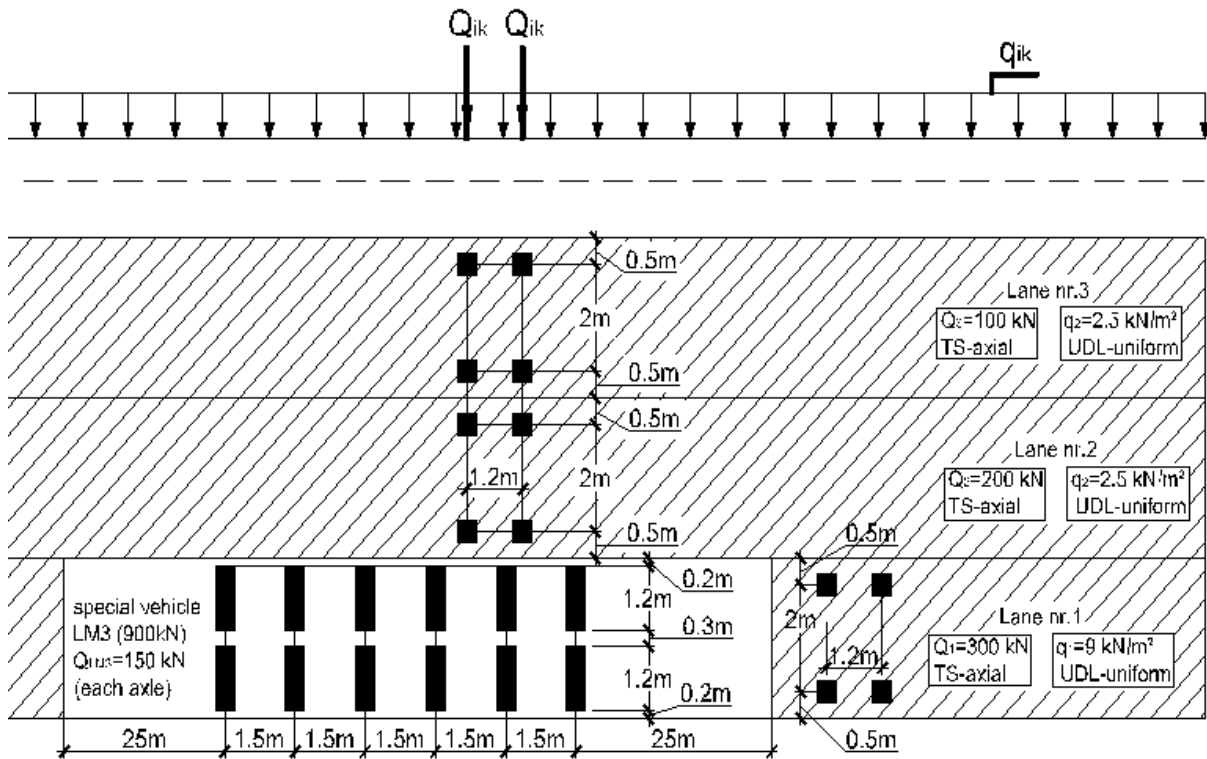


Figura 2.2. Skema e Modelit të Ngarkimit 3.

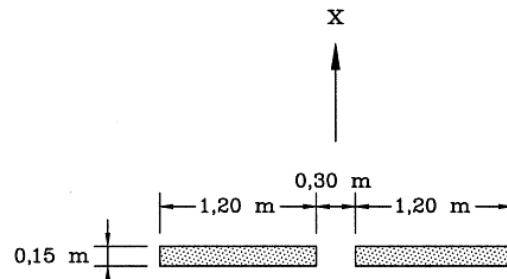


Figura 2.3. Aksi i Modelit të Ngarkimit 3.

2.3.3 Ngarkesa nga mbushja

Rruga para dhe pas urës duhet të mbushet me zhavorr. Kjo do të thotë që pas ndërtimit kjo mbushje do veprojë si presion aktiv ndaj ballnave. Karakteristikat e kësaj mbushjeje janë supozuar si më poshtë:

Densiteti: $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$

Këndi i fërkimit të brendshëm: $\varphi=35^\circ$, koeficienti aktiv: $k_a= \tan^2(45- \varphi/2)=0.271$

Kohezioni: $c=0$

2.3.4 Forca e frenimit

Forca e frenimit, Q_{1k} , merret në llogaritje si një force gjatësore e cila vepron në sipërfaqen e karrexhatës. Vlera karakteristike e Q_{1k} , e kufizuar në 900 kN për gjithë gjerësinë e urës, duhet llogaritur si një fraksion i ngarkesave totale vertikale të cilat i korrespondojnë Modelit të Ngarkimit 1 dhe aplikohet në korsinë Numër 1, si vijon:

$$Q_{1k} = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

ku :

w_1 është gjerësia e korsisë,
 L është gjatësia e mbistrukturës ose pjesa e saj nën shqyrtim.

Në rastin tonë forca e frenimit është:

$L=12$ m (hapësira dritë); $w = 3$ m .

$$Q_{1k} = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 12 = 392.4 \text{ kN}$$

Kjo forcë aplikohet në soletë e shpërndarë për katër rrota sipas figurës 2.1.

2.3.5 Ngarkesat sizmike

Ngarkesat sizmike janë funksion i shpjegimit të truallit dhe llojit të tij. Klasifikimi I truallit jepet më poshtë bazuar në EN-1998-1.

Tabela 2.3 Klasifikimi sizmik i trullait sipas EN 1998-1

Lloji i truallit	Përshkrimi i profilin stratigrafik	Parametrat		
		$v_{s,30}$ (m/s)	NSPT (goditje/30cm)	c_u (kPa)
A	Shkëmb ose formacion gjeologjik i ngjashëm me shkëmbin duke përfshirë maksimumi 5m materil të dobët në sipërfaqje.	> 800	–	–
B	Depozitime rëre shumë të ngjeshur, zhavorr, ose argjila shumë të ngurta, të paktën disa dhjetra metra në trashësi, të shoqëruara nga një rritje graduale në lidhje me thellësinë e karakteristikave mekanike.	360 – 800	> 50	> 250
C	Depozitime të thella të rërave të ngjeshuara ose mesatarisht të ngjeshura, zhavorr ose argjila të ngurta me thellësi nga disa dhjetra metra deri në disa qindra metra.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depozitime të dherave të shkrifët ose mesatarisht të shkrifët, pa kohezion (me ose pa shtresa me kohezion), ose dhera kryesisht të butë me kohezion kryesisht të butë.	< 180	< 15	< 70
E	Një profil dheu i cili konsiston në një shtresë aluvionesh me vlera të v_s për tipin C ose D dhe trashësi e cila varion nga 5m deri në 20 m e shqëruar me thellë nga një material më I ngurtë me $v_s > 800$ m/s.			
S1	Depozitime të cilat përbëhen ose përmbajnë të paktën një shtresë 10m të thellë, me argjila të buta me ineks të lartë plasiticiteti ($PI > 40$) dhe përmbajtje të lartë uji.	< 100 (treguese)	–	10 - 20
S2	Depozitime të dherave të lëngzueshme, ose argjila të buta, ose cdo lloj dheu tjetër I cili nuk përfshihet në tipet A – E ose S1.			

Veprimi sizmik përfaqësohet nga spektri i reagimit i përcaktuar në EN 1998-1.

Ekzistojnë dy tipe spektrash në bazë të magnitudës:

Tipi 1 – përdoret për magituda $M > 5.5$

Tipi 2 – përdoret për magituda $M < 5.5$

Në rastin tonë magnituda e pritshme është më e madhe se 5.5 ndaj do përdorim tipin 1 si më poshtë:

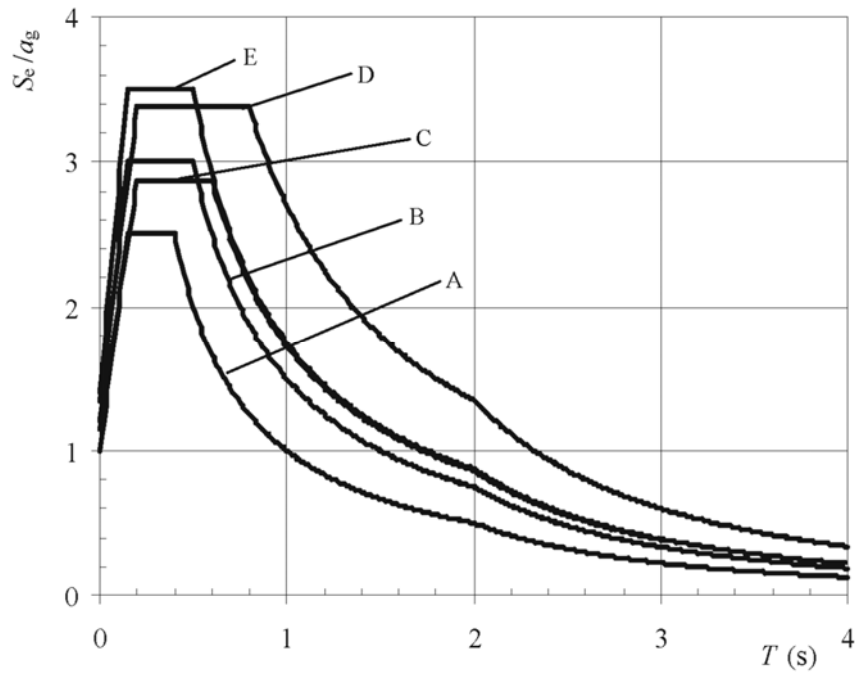


Figura 2.4. Tipi 1 i spektrit elastic për lloje trualli A deri në E (5% shuarje)

Ground type	S	TB (s)	TC (s)	TD (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

Tabela 2.4. Parametrat e Tipit 1 të spektrit të reagimit elastik.

Faktori i sjelljes merret $q=1.5$ për struktura me duktilitet të kufizuar sipas EN 1998-2 § 4.1.6. Shpejtimi sizmik i truallit merret nga Harta e PGA e Shqipërisë si më poshtë:

Për zonën tonë të ndërtimit shpejtimi i truallit është $a_g = 0.15 \cdot g = 1.47 \text{ m/s}^2$.

Gjithashtu kategoria e truallit është tipi C sipas terrenit dhe tabelës së mësipërme.

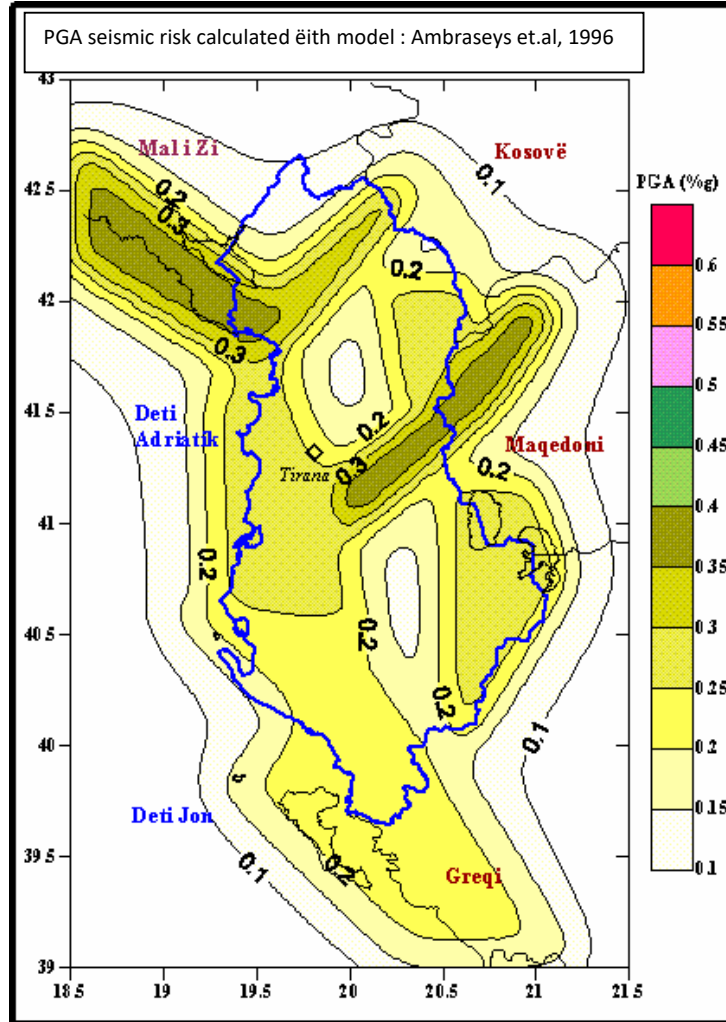


Figura 2.5 Harta e Shpejtimit Maksimal të Trullit e Shqipërisë për një probabilitet tejkalmi 10% në 50 vjet.

Me të dhënat e mësipërme llogarisim spektrin e projektimit:

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

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

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

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

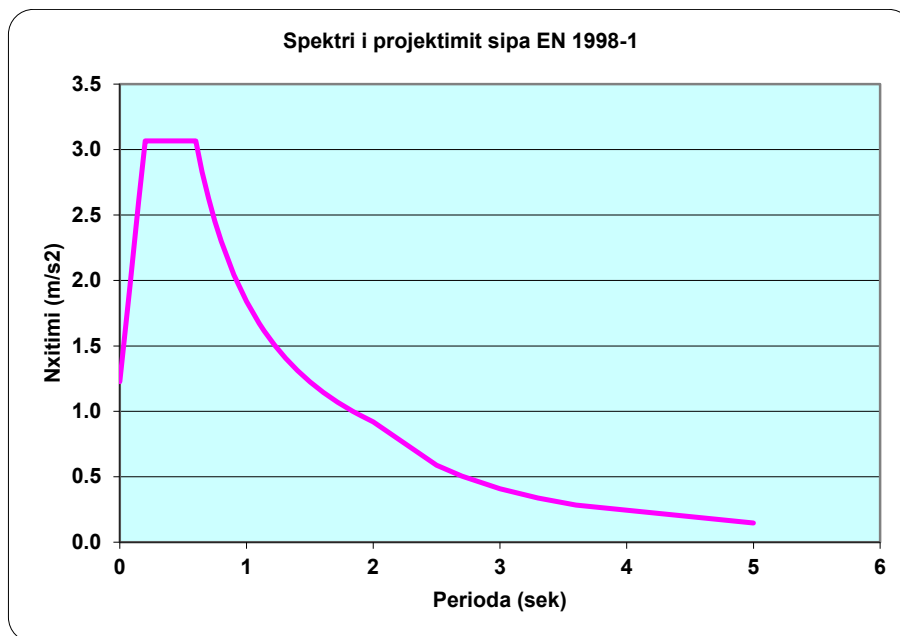


Figura 2.6. Spektri i projektimit

2.4 Kombinimet e ngarkesave

2.4.1 Lloji i ngarkesës

- Lloji i ngarkesës 1 : pesha vetjake
- Lloji i ngarkesës 2 : ngarkesa të përhershme
- Lloji i ngarkesës 3 : ngarkesat e trafikut (Modeli i Ngarkimit 1)
- Lloji i ngarkesës 4 : ngarkesat e trafikut (Modeli i Ngarkimit 3)
- Lloji i ngarkesës 5 : forca e frenimit
- Lloji i ngarkesës 6 : ngarkesa sizmike Ex – përgjatë aksit të urës
- Lloji i ngarkesës 7 : ngarkesa sizmike Ey – pingul me aksin e urës

2.4.2 Kombinimet e ngarkesave

Sipas EN 1990 § 6 & EN 1991 Pjesa 2 § 4.5.1

Kombinimi karakteristik i shërbimit: $\sum G_{k,j} "+" P_k "+" Q_{k,1} "+" \sum \Psi_{0i} Q_{k,i}$

Kombinimi frekuent i shërbimit: $\sum G_{k,j} "+" P_k "+" \Psi_{11} Q_{k,1} "+" \sum \Psi_{2i} Q_{k,i}$

Kombinimi thujtë i përhershëm i shërbimit: $\sum G_{k,j} "+" P_k "+" \sum \Psi_{2i} Q_{k,i}$

Kombinimi kufitar kryesor: $\sum \gamma_{Gj} G_{k,j} "+" \gamma_p P_k "+" \gamma_{Q1} Q_{k,1} "+" \sum \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{k,i}$

Kombinimi aksidental kryesor (sizmika): $\sum G_{k,j} "+" P_k "+" A_{ED} "+" \sum \Psi_{2i} Q_{k,i}$

Ku:

$G_{k,j}$ = ngarkesat e perhershme.

P_k = paranderja.

$Q_{k,1}$ = ngarkesa kryesore e perkohshme.

$Q_{k,i}$ = ngarkesat shoqeruese.

A_{ED} = ngarkesa sizmike.

γ_{Gj} , γ_p , γ_{Q1} , γ_{Qi} = faktoret pjesore te ngarkesave.

Ψ_{0i} , Ψ_{11} , Ψ_{2i} = faktoret e kombinimit respektivisht per ngarkesat karakteristike, frekvente dhe thuajse te perhershme.

- Faktoret e kombinimit**

Tabela 2.5. Faktoret e kombinimit

Tipi	LM1 TS	LM1 UDL	LM2	Ngarkesa Horizontale (gr2)	Temperatura Tk	Era Fëk
Ψ_0	0.75 (gr1a)	0.4 (gr1a)	0.0	0.0	0.6	0.6
Ψ_1	0.75 (gr1a)	0.4 (gr1a)	0.75 (gr1b)	0.0	0.6	0.2
Ψ_2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0

- Faktoret pjesore te ngarkesave**

Tabela 2.6. Faktoret pjesore te ngarkesave

Tipi	ULS	SLS
Ng. e perhershme (e pafavorshme)	1.35	1.00
Pesha vetjake (e favorshme)	1.00	1.00
Ngarkesa e perkohshme (LM1 & LM2)	1.35	1.00
Ngarkesa e eres	1.50	1.00
Ngarkesa termike	1.50	1.00

- Kombinimet**

Kombinimi karakteristik i shërbimit:

$G_{k,j} + LM1 + UDL$

$G_{k,j} + gr2$

$$G_{k,j} + 0.75 LM1 + 0.4 UDL$$

Kombinimi frekuent i sherbimit:

$$G_{k,j} + 0.75 LM1 + 0.4 UDL$$

Kombinimi kufitar kryesor:

$$1.35 G_{k,jsup} + G_{k,jinf} + 1.35 gr1a + 1.50 \times 0.6 F_{\text{ek}}$$

$$1.35 G_{k,jsup} + G_{k,jinf} + 1.35 gr1b$$

$$1.35 G_{k,jsup} + G_{k,jinf} + 1.35 gr2$$

$$1.35 G_{k,jsup} + G_{k,jinf} + 1.35 (0.75 LM1 + 0.4 UDL)$$

Kombinimi aksidental kryesor (sizmika):

$$G_{k,j} + P_m + A_{ED}$$

Ku:

gr1a, gr1b, gr2 jane grupimet e ngarkesave te trafikut sipas perkufizimit tek EN 1991 Part 2 tabela 4.4a.

$G_{k,jsup}$ jane ngarkesat e perhershme te pafavorshme.

$G_{k,jinf}$ jane ngarkesat e perhershme te favorshme (pesha vetjake).

Qc jane ngarkesat e kantierit.

3. ANALIZA STRUKTURE E URES

3.1 Përshkrimi i modelit me elemente te fundem

Ura është modeluar ne programin SAP2000 (shiko fig. 3.1).

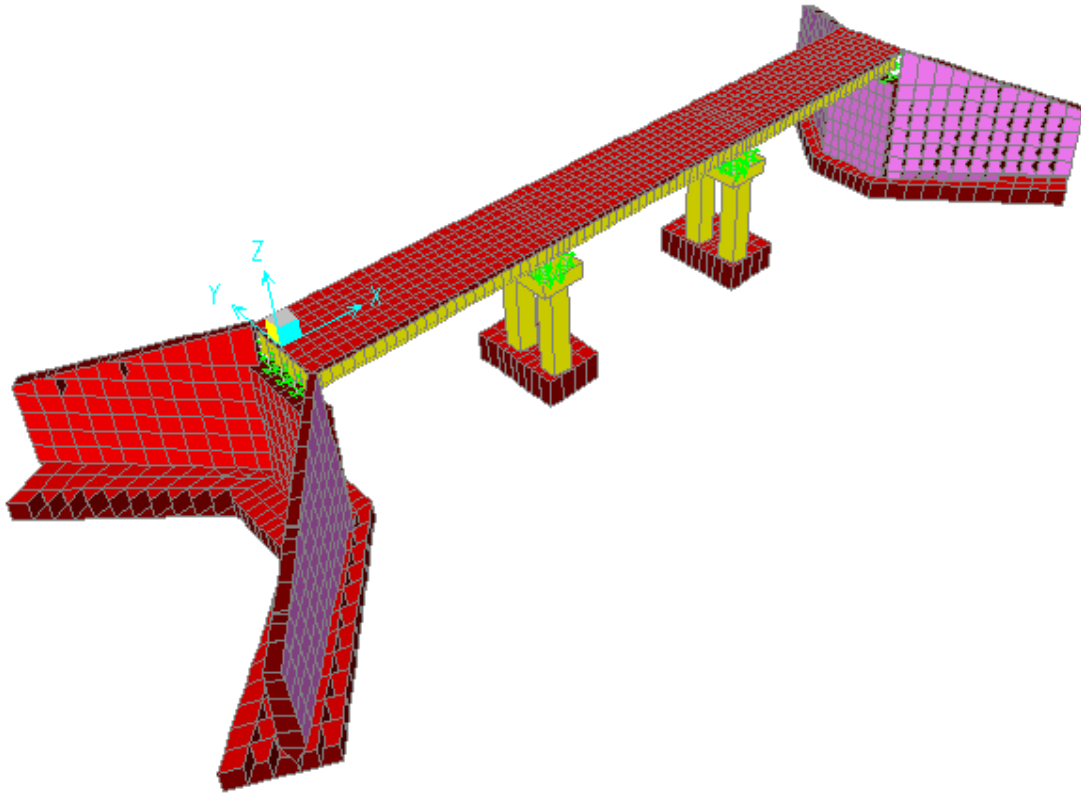


Figura 3.1 Pamje 3 dimensionale e modelit llogaritës

Për këtë model ne kemi bere supozimet e mëposhtme:

➤ Gjeometria

Superstruktura është e lidhur me ballnat me anë të lidhjeve tip çernierë gjysme rigjide qe përfaqësojnë mbështetjet e neoprenit. Speronat janë të lidhura ne mënyre rigjide me muret e ballnave. Kjo kontribuon në rritjen e stabilitetit të urës gjatë lëvizjeve sizmike. Speronat fillojnë me 1.0m trashësi në pjesën e sipërme dhe në fund me trashësi 1 m. Ballnat dhe speronat kanë të njëjtin themel, i cili është i vazhdueshëm dhe 1 m i trashë.

➤ Modelimi i dheut ku mbështetet themeli

Sipas terrenit, shtresat e tokës nën themel janë zhavorre me aftësi mbajtëse relativisht të mire. Dheu në programin me elemente të fundem përfaqësohet nga susta ekuivalente. Këto

te fundit llogariten duke përdorur formulat e librit " Foundation Analysis and Design " të J. Bowles, 1995. Ngurtësia e sustave është zgjedhur për bazament mesatar.

Ngurtësia e sustave : 40 000 kN / m³

3.2 Rezultatet e analizës për ballnat

Ballnat e kësaj ure kanë formë dhe dimensione identike, kështu që do të paraqesim rezultatet e njërës prej tyre. Gjithashtu edhe speronat do të paraqiten edhe në të njëjtat figura, sepse kanë të njëjtin themel. Meqenëse do të llogarisim armimin, do të merren parasysh vetëm rezultatet nga gjendja kufitare dhe kombinimi sizmik. Nga programi do të merren forcat e brendshme dhe do të llogaritet vlera e armaturës.

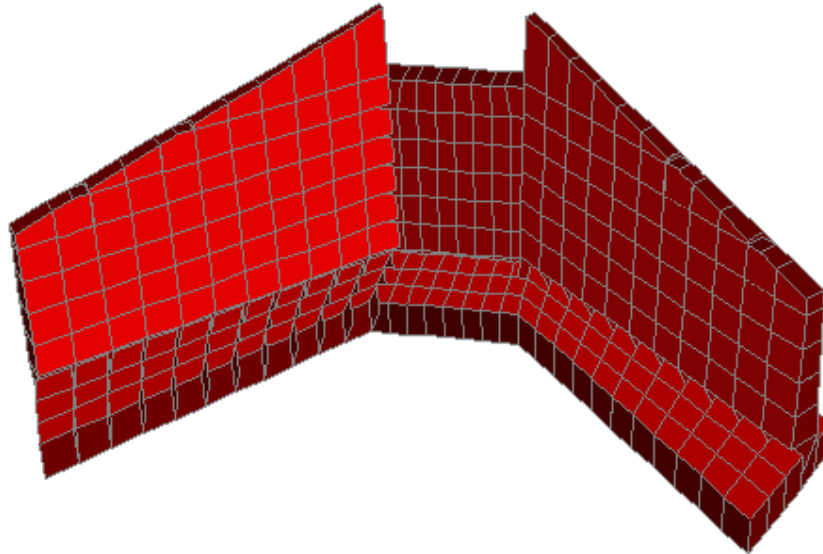


Figure 3.2. Pamje 3 dimensionale e ballnes dhe speronave

Betoni i ballnave është i klasës C25/30 dhe shtresa mbrojtëse është marre 5 cm.

- Epjurat e momentit per ballnat

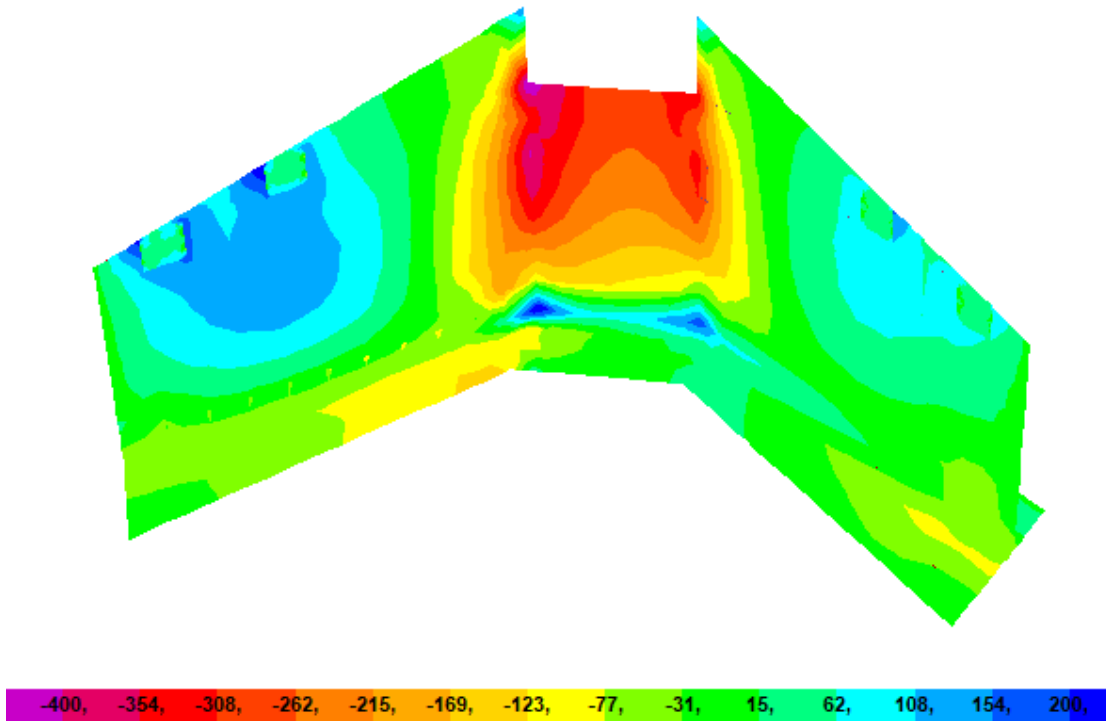


Figure 3.3. Momenti për kulës 1-1 prej kombinimit statik. (kN*m)

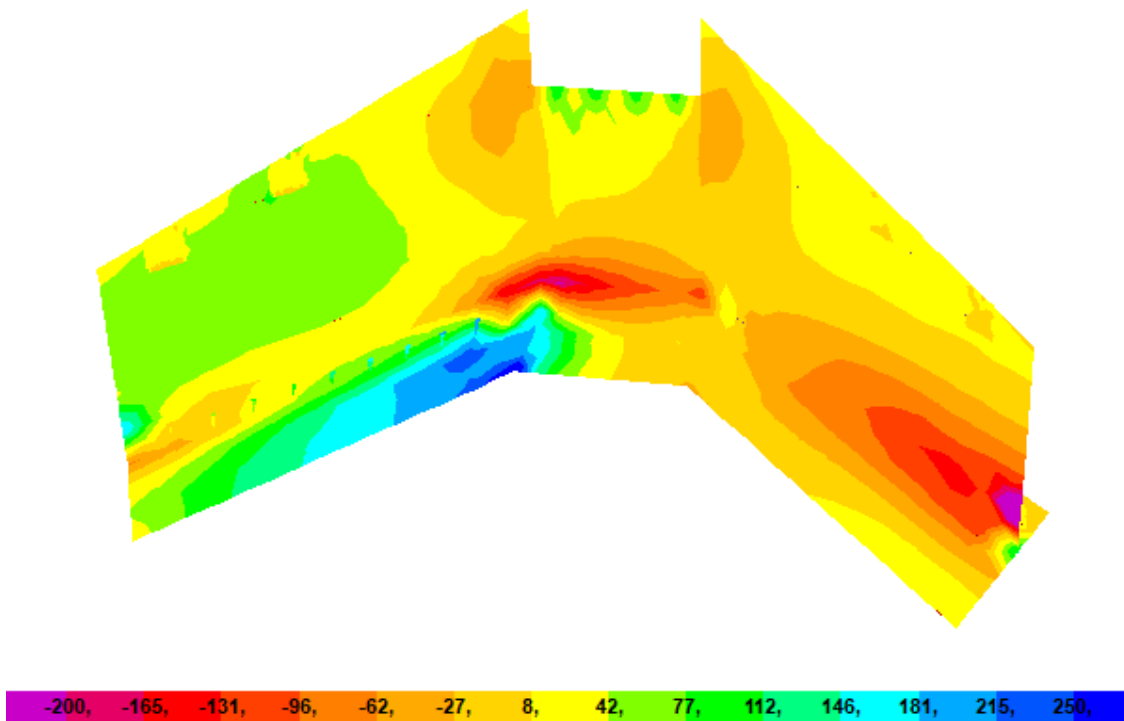


Figure 3.4. Momenti për kulës 2-2 prej kombinimit statik. (kN*m)

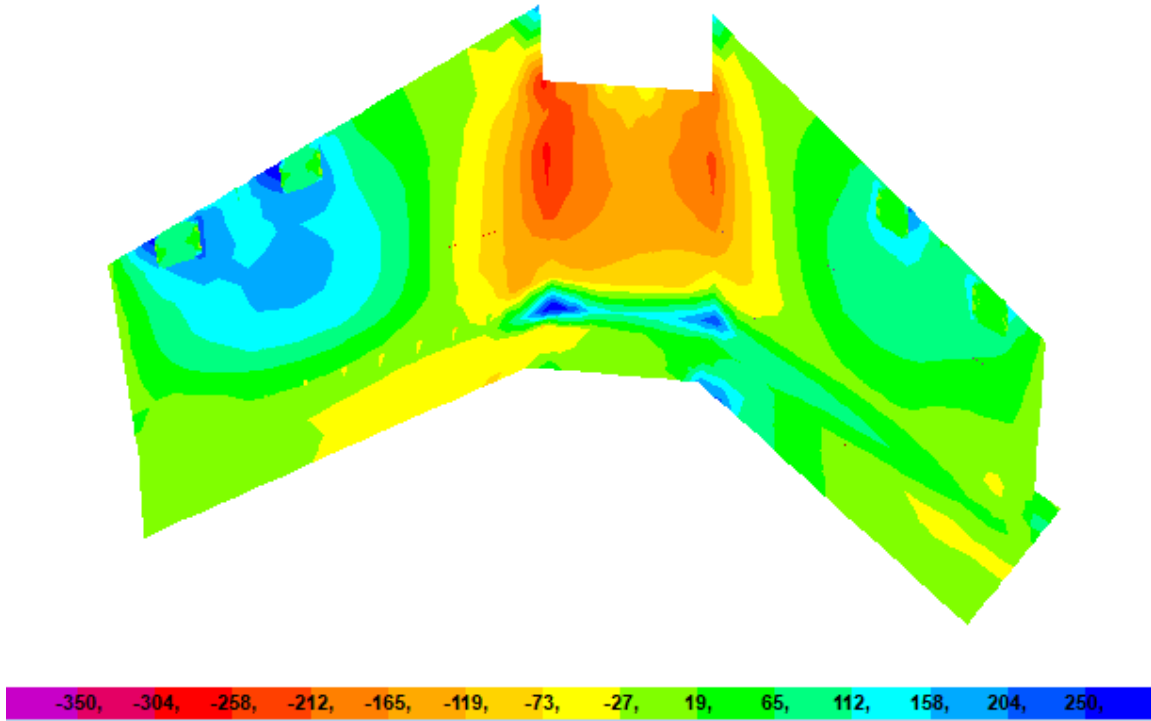


Figure 3.5. Momenti përkulës 1-1 prej kombinimit sizmik. (kN*m)

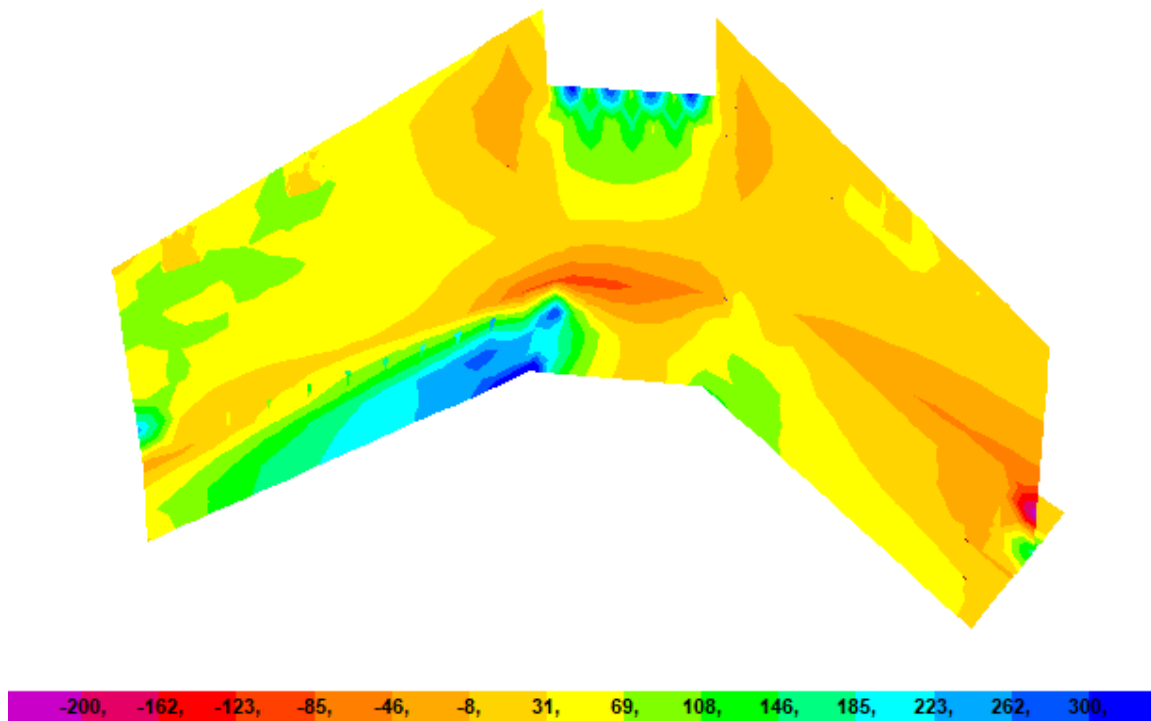


Figure 3.6. Momenti përkulës 2-2 prej kombinimit sizmik. (kN*m)

- **Siperfaqja e armimit**

Llogaritjet kryhen duke përdorur formulat e mëposhtme

$$A_o = \frac{M_1}{b \cdot h_0^2 \cdot f_{cd}}; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot A_o}; \quad A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Tabela 3.1 Armimi i murit qendror te ballnes (seksion 100x100 cm)

Pozicioni	Momenti (kN*m)	As (cm ²)	Shufrat
Vertikal ana e mbushjes	200	4.9	Φ16/15
Vertikal përpara	konstruktiv		Φ16/15
Horizontal ana e mbushjes	410	10.1	Φ16/15
Horizontal përpara	konstruktiv		Φ12/15
Themeli pingul me murin	200	4.9	Φ16/15 dopio zgare konstruktivisht
Themeli shperndarese	konstruktiv		Φ12/15

Tabela 3.2 Armimi i mureve anesore te ballnes (seksion variabël 30-100 x 100 cm)

Pozicioni	Momenti (kN*m)	As (cm ²)	Shufrat
Vertikal ana e mbushjes	200	4.9	Φ16/15
Vertikal përpara	konstruktiv		Φ12/15
Horizontal ana e mbushjes	410	10.1	Φ12/15 komplet + Φ16/15 tek bashkimi me murin qendror (L=3m)
Horizontal përpara	konstruktiv		Φ12/15
Themeli pingul me murin	200	4.9	Φ16/15 dopio zgare konstruktivisht
Themeli shperndarese	konstruktiv		Φ12/15

3.3 Rezultatet e analizës për trarët e mbistrukturës

Trarët me soletën formojnë një trup pas betonimit të kësaj të fundit. Në këtë mënyrë sipërfaqja e armimit llogaritet si element në formë T me:

Gjerësi të poshtme: $b = 0.5 \text{ m}$, gjerësi të sipërme: $b'f = 1.05 \text{ m}$

Lartësi totale: $h = 1.25 \text{ m}$, trashësi të pjesës sipër: $h'f = 0.25$

- Armimi gjatësor nga perkulja

Momenti përkulës maksimal për trarët e mbistrukturës është $1044 \text{ kN}\cdot\text{m}$ për traun anesor (figura 3.7)

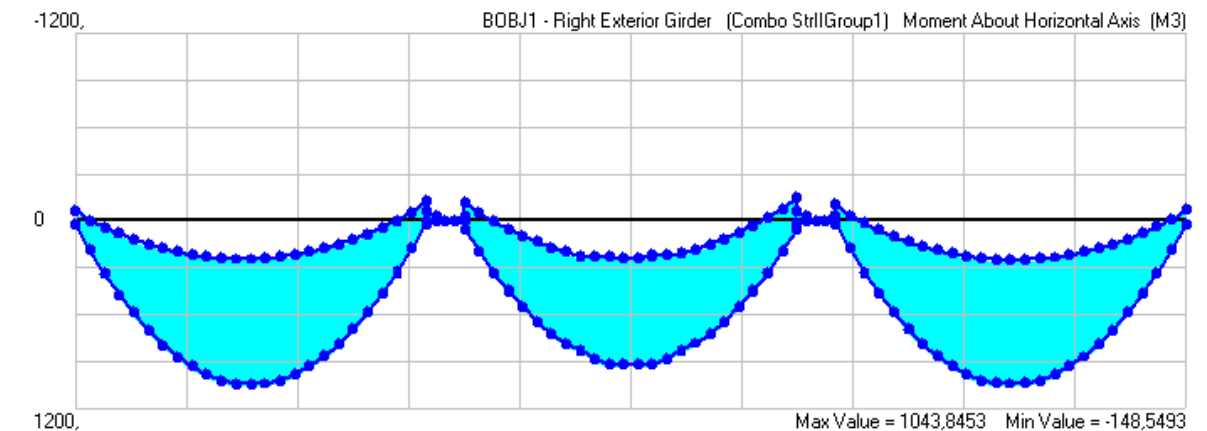


Figure 3.7 Momenti maksimal në mbistrukturë

Për të provuar nëse aksi neutral ndodhet në soletë gjejmë momentin maksimal që mund të mbaje kjo e fundit :

$$Mv = b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_f) \cdot f_{cd} = 103 \cdot 25 \cdot (120 - 0.5 \cdot 25) \cdot 170 = 47.06 \cdot 10^6 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$Mv = 4706 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Duke qenë se momenti i jashtëm është më i vogël se Mv , atëherë seksioni llogaritet është drejtkëndësh me përmasa $b'f \times h = 105 \times 125 \text{ cm}$. Sipërfaqja e armimit është:

$$A_o = \frac{M_1}{b'_f \cdot h_0^2 \cdot f_{cd}} = \frac{10440000}{103 \cdot 120^2 \cdot 170} = 0.0414$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot A_o} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0414} = 0.0423$$

$$A_s = \xi \cdot b_f' \cdot h_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0423 \cdot 103 \cdot 120 \cdot \frac{170}{4350} = 20.4 \text{ cm}^2$$

Rekomandohet si armim gjatësor i traut 6 $\Phi 22$ me $A_s = 22.8 \text{ cm}^2$

- Armimi ne prerje

Siperfaqja e armimit ne prerje llogaritet duke marre forcën prerëse maksimale $Q = 377 \text{ kN}$ (figura 3.8)

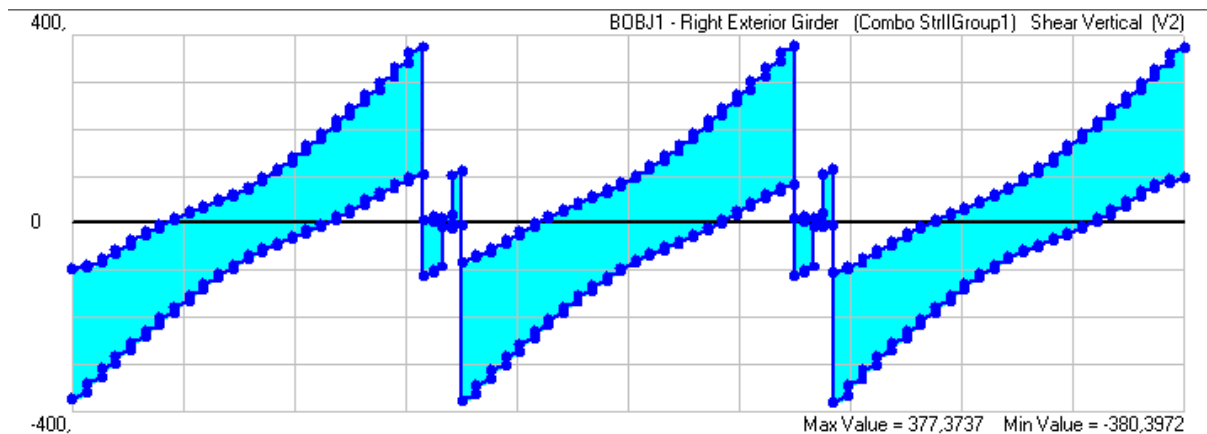


Figura 3.8 Epjura e forcës prerëse maksimale

Trau prej betoni pa armim ne prerje mund te përballoje forcën prerëse te mëposhtme sipas EC2:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot h_0$$

Duke zëvendësuar kemi:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad ; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_0}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1200}} = 1.408$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{22.8}{50 \cdot 120} = 0.0038 \quad ;$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1.408 \cdot (100 \cdot 0.0038 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 500 \cdot 1200 = 228159 \text{ N} = 228 \text{ kN}$$

Forca prerëse llogaritëse 377 kN është me e madhe se aftësia mbajtëse e betonit ne prerje 228 kN. Stafat duhet te mbajnë diferencën.

$$V_{Rd,s} = V - V_{Rd,c} = 377 - 228 = 149 \text{ kN}$$

Duke përdorur stafa $\phi 10$ kemi:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{wd}}{V_{Rd,s}} = \frac{2 \cdot 0.785 \cdot 0.9 \cdot 120 \cdot 0.8 \cdot 5000 / 1.15}{14900} = 39 \text{ cm}$$

Perfundimisht vendosim $\phi 10 / 10\text{cm}$ ne zonën kritike me gjatësi 2 m dhe $\phi 10 / 20$ ne pjesën e mbetur. Armimi i traut ne prerje tërthore jepet ne figurën 3.9.

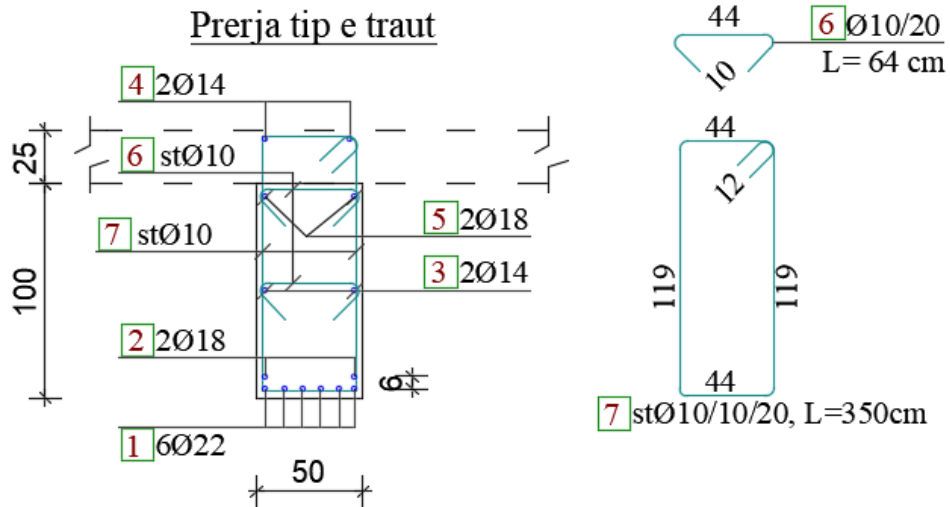


Figure 3.9 Armimi i prerjes tërthore te traut

3.4 Rezultatet e analizës për pilot

Ura ka 2 pila te cilat mbështeten ne themelin me trashësi 1.5 m. Per themelin merren nga programi forcat e brendshme dhe llogaritet armimi si me poshtë.

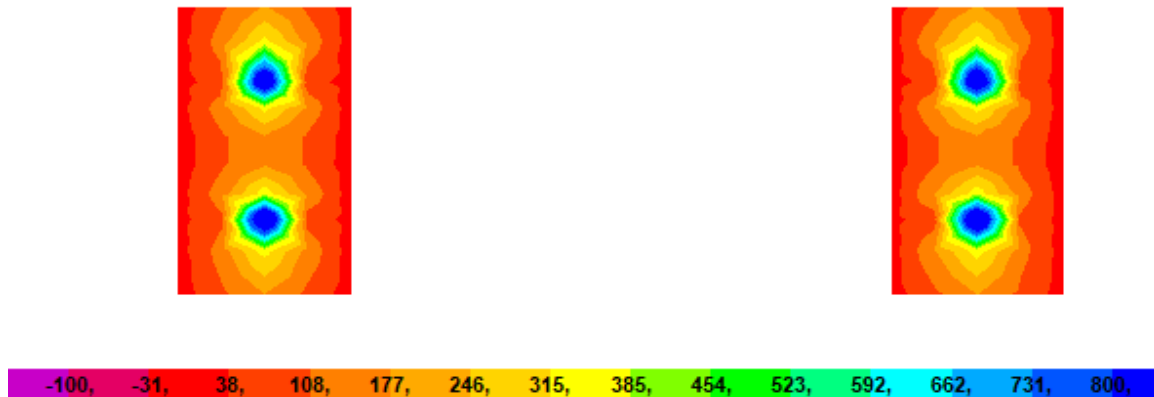


Figure 3.10. Momenti përkulës 1-1 prej kombinimit statik. (kN*m)

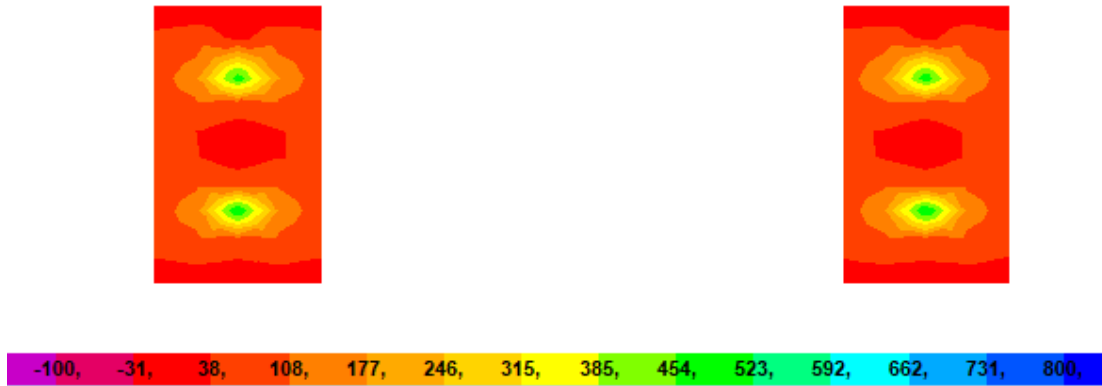


Figure 3.11. Momenti përkulës 2-2 prej kombinimit statik. ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

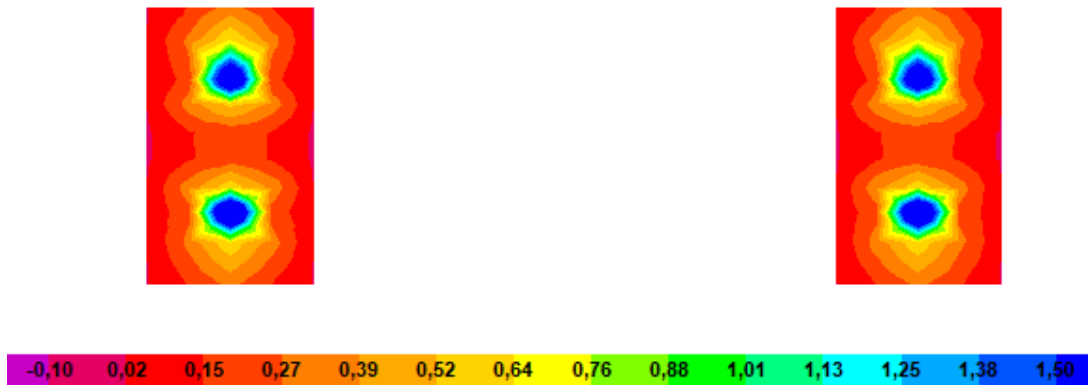


Figure 3.12. Momenti përkulës 1-1 prej kombinimit sizmik. ($\times 1000 \text{ kN}\cdot\text{m}$)

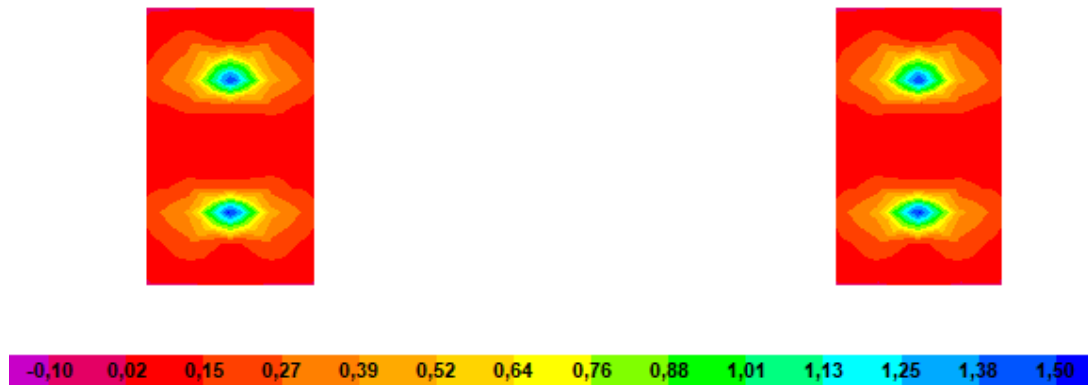


Figure 3.13. Momenti përkulës 2-2 prej kombinimit sizmik. ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

Ngarkesa sizmike jep rezultate me te pafavorshme, prandaj do te përdoret për te armuar themelin. Vlera e momentit do te merret ne vendin ku korrespondon faqja e kolonës për te shmangur mbivlerësimin e momentit si pasoje e modelimit me elemente lineare te kolonave.

Tabela 3.3 Armimi i themelit te pilës (seksion 100 x 150 cm)

Pozicioni	Momenti (kN*m)	As (cm ²)	Shufrat
Terthor 2 zgarat sipër dhe poshte	1100	17.8	Φ16/15
Gjatësor 2 zgarat sipër dhe poshte	850	13.8	Φ16/15

➤ Kollonat

Kollonat e pilave kane seksion tërthor 100x100 cm. Programi llogarit automatikisht te gjitha kombinimet e mundshme dhe për me te pafavorshmin afishon sipërfaqen e armimit te nevojshëm. Duke qene se te treja pilat kane përmasa identike (figura 3.14), do te analizojmë për thjeshtësi pilën me te ngarkuar qe është ajo e mesit.

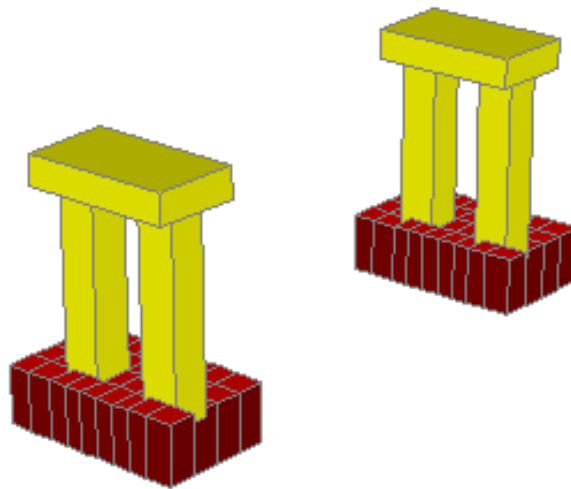


Figura 3.14 Pamje 3D e pilave

Sipërfaqja e armimit ne përkulje del me e pafavorshme për kombinimin sizmik pingul me urën. Ne figurën 3.15 janë paraqitur sipërfaqet e armimit per te gjitha kollonat. Armimi i kollonave del i njëjte për te gjitha, për shkak te gjeometrisë simetrike te strukturës.

Frame ID	416	Analysis Section	K100x100
Design Code	Eurocode 2-2004	Design Section	K100x100

COMBO ID	STATION LOC	LONGITUDINAL REINFORCEMENT	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DCON11	0,00	79,780	0,000	0,000
DCON11	255,00	80,654	0,000	0,000
DCON11	510,00	81,474	0,000	0,000
DCON12	0,00	84,926	0,000	0,000
DCON12	255,00	85,558	0,000	0,000
DCON12	510,00	86,159	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites	Display Details for Selected Item	Display Complete Details
Overwrites	Details Interaction	Tabular Data
OK Cancel		Table Format File

Stylesheet: Default

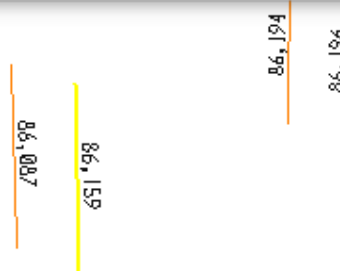


Figure 3.15 Sipërfaqet e armimit gjatësor te kollonave

Përfundimisht armimi gjatësor i kollonave është:

- 86 cm² për ose 28 Φ 20

Për armimin e nevojshëm ne prerje marrim përsëri rezultatet nga programi (figura 3.16). Rezulton se asnjë nga kollonat nuk ka nevojë për armim llogaritës ne prerje (Asw/s) pasi aftësia mbajtëse e betonit është e mjaftueshme.

SHEAR DESIGN FOR U2,U3				
	Rebar	Shear	Shear	Shear
	Asw/s	UEd	URdc	URds
Major Shear(U2)	0,000	16,139	574,962	0,000
Minor Shear(U3)	0,000	108,878	574,962	0,000

Figure 3.16 Llogaritja ne prerje sipas programit

Përfundimisht vendosim konstruktivisht:

- 19 cm² ose 4 dege (dopio stafa) Φ 8/10 cm

➤ Jastëku i trarëve

Jastëku i trarëve ka dimension 230 x 80 cm dhe përsëri llogaritet automatikisht nga programi për rastin me të pafavorshëm. Te dy jastëkët kane nevojë për armim të njëjta.

Concrete Beam Design Information (Eurocode 2-2004)

Frame ID	412	Analysis Section	T230x80
Design Code	Eurocode 2-2004	Design Section	T230x80

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
DCON12	151,67	27,437	28,179	0,326
DCON12	200,00	27,437	28,179	0,308
DCON12	248,33	27,437	28,179	0,326
DCON12	248,33	27,437	28,179	0,484
DCON12	284,17	27,437	28,179	0,490
DCON12	320,00	38,528	28,732	0,497

Figure 3.17 Sipërfaqja e armimit e nevojshme për jastëkun e mesit

Përfundimisht armimi i jastëkut të mesit është:

- 39 cm² armim gjatësor sipër
- 29 cm² armim gjatësor poshtë
- 50 cm²/m në prerje ose 8 dege nga Φ 10/10 cm

3.5 Rezultatet e analizës për soletën

Soleta është monolite 25 cm e trashë dhe derdhet në vend duke respektuar fuga nga të paktën 5 cm. Duke qenë se kemi 3 hapësira të njëjta, do të paraqesim vetëm një të vazhdim.

Soletat dimensionohen prej kombinimit statik me të pafavorshëm, duke qenë se roli i tyre në sizmike kufizohet në shpërndarjen e masave në elementet e tjerë.

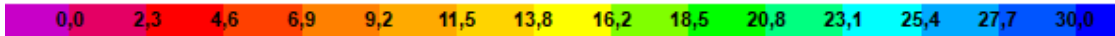
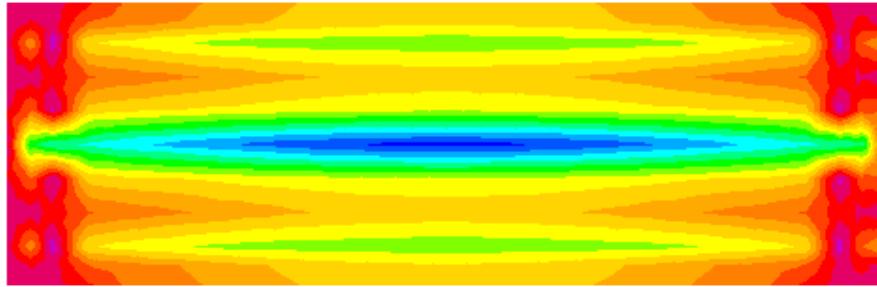


Figure 3.18 Momenti përkulës gjatësor i soletës (kN*m)

Ne këtë drejtim soleta punon së bashku me trarët që ndodhen poshtë saj, prandaj nuk është e nevojshme të parashikohet armim i veçantë si pasojë e përkuljes gjatësore.

Konstruktivisht vendosim në drejtimin gjatësor Φ 10/10 cm në 2 zgara sipër dhe poshtë.

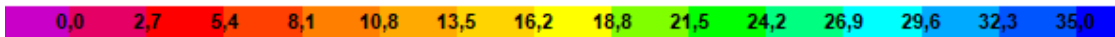
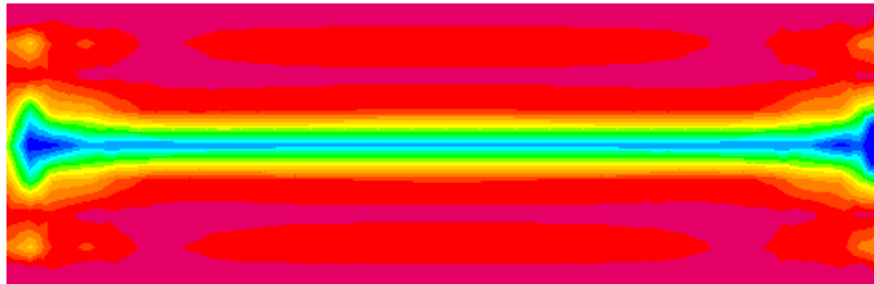


Figure 3.19 Momenti përkulës tërthor i soletës (kN*m)

Në drejtimin tërthor soleta duhet të rezistojë përkuljes në mënyrë që të transmetojë ngarkesat midis trarëve. Për këtë arsye, ajo do të armohet me vlerat e momentit që dalin nga programi. Në këtë rast momenti maksimal përkulës tërthor është 35 kN*m i cili duhet të përballohet nga seksioni 100 x 25 cm.

$$A_o = \frac{M_1}{b \cdot h_0^2 \cdot f_{cd}} = \frac{350000}{100 \cdot 22^2 \cdot 170} = 0.0425 ;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot A_o} = 0.0434 ;$$

$$A_s = 0.0434 \cdot 100 \cdot 22 \cdot \frac{170}{4350} = 3.7 \text{ cm}^2$$

Konstruktivisht vendosim edhe ne drejtimin tërthor Φ 10/10 cm ne 2 zgara sipër dhe poshtë.