

1 PËRSHKRIMI I URËS

Ura mbi përroin e Kacanes ka një gjatësi totale rreth 14.5 m dhe përbehet nga një hapësira 13.3 m. Ura ka një projekt të plotë me të gjithë llogaritjet statike dhe dinamike. Hartimi i projektit është bazuar ne relievin topografik, ne raportin gjeologjik, në rajonizimin sizmik si edhe në raportin hidrologjik.

Ura është konceptuar si një sistem tipik me tra lirisht të mbështetur. Kjo e diktuar nga fakti se uljet diferenciale nuk lejojnë ndërtimin e një sistemi ramë të vazhduar (shiko Figurë 1). Mbistruktura e urës është e përbëre nga 8 trarë beton/arme te parafabrikuar dhe të asambeluar në vepër.

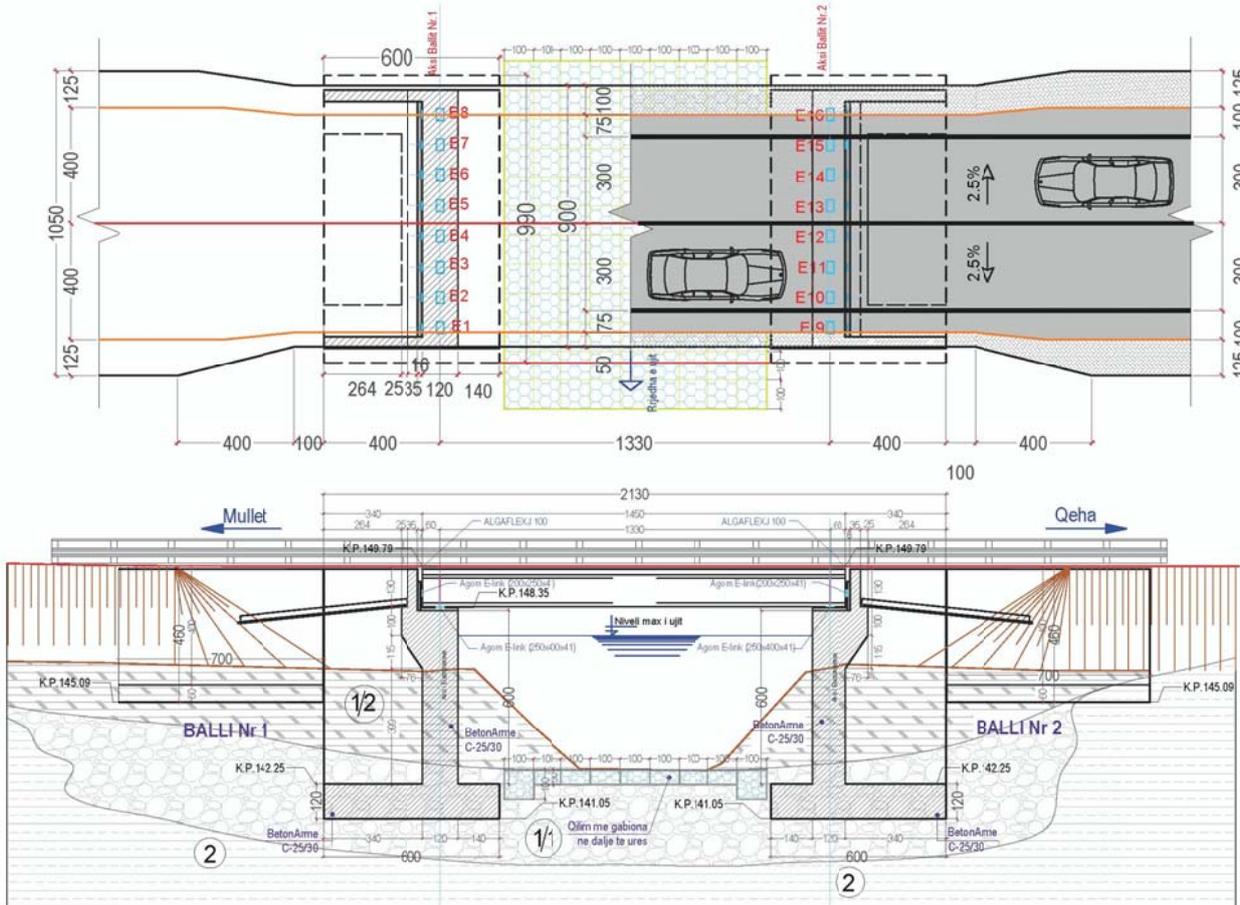


Figure 1 Planimetria dhe Prerja gjatësore e Urës

Soleta e urës me lartësi 20 cm është e derdhur në vend. Gjerësia totale e urës është 11.0 m. Karrexhata është e përbëre nga dy vija kalimi 2 x 3.25m si dhe nga dy bankina 2 x 0.50m. Në të krahun e majte ura ka nje trotuar me gjerësi 1.00 m të kufizuar nga ana e jashtme me guardrail ndersa nga krahu i djathte eshte parashikuar vetem nje bordure betoni per vendosjen e guardrailit. Betoni i përdorur për trarët është C30/37 ndërsa për soletën është C 25/30 dhe hekuri i armimit FeB - 44K. Hapësira llogaritëse është 13.3 m, ndërsa gjatësia totale është 14.5 m. Trarët e urës janë vendosur në elastomer horizontal tip Agom E-Link (250x400x41) mm. Për të përmirësuar reagimin sizmik të urës janë vendosur dhe elastomer vertikal Agom E-Link (200x250x41) mm.

Ura ka edhe dy fuga dilatacioni në të dy skajet.

Nënstruktura e urës është e përbëre nga dy ballna beton arme. Betoni i përdorur për ballnat është C 25/30 dhe hekuri i armimit FeB-44K. Ballnat mbështeten ne shtresen 1/1 e cila përbëhet nga zhavorre fraksion trashe, jo homogjene me ngjyre gri, mesatarisht te ngjeshur (ngarkesa e lejuar $[\sigma]=2.4 \text{ kg/cm}^2$).

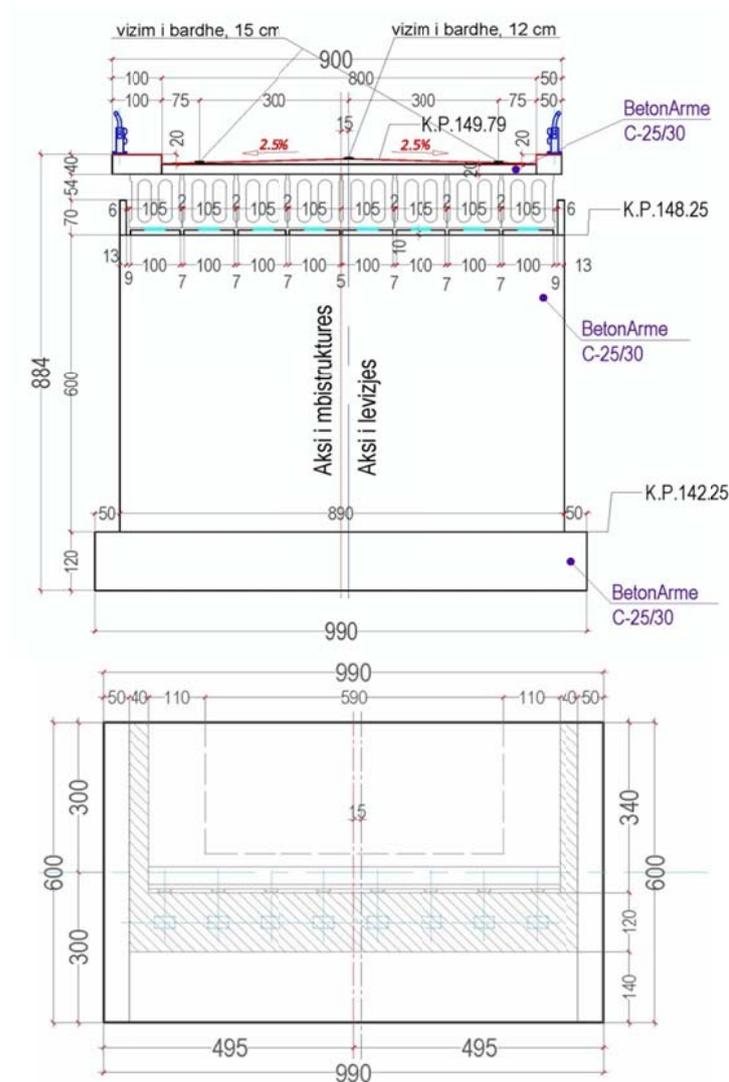


Figure 2 Prerja tërthore e ballit dhe planimetria e themelit të poshtëm të ballit 1 dhe 2

Koordinatat e vendosjes se 16 elastomereve horizontale jepen ne tabelen me poshte.

Keto koordinata jepen sispas sistemit UTM - WGS84

	Koordinatat (WGS 84)	
	x (east)	y (north)
E1	405854.0834	4568746.7235
E2	405854.0834	4568747.7635
E3	405854.0834	4568748.8035
E4	405854.0834	4568749.8735
E5	405854.0834	4568750.9235
E6	405854.0834	4568751.9935
E7	405854.0834	4568753.0335
E8	405854.0834	4568754.0735
E9	405867.6301	4568746.7235
E10	405867.6301	4568747.7635
E11	405867.6301	4568748.8035
E12	405867.6301	4568749.8735
E13	405867.6301	4568750.9235
E14	405867.6301	4568751.9935
E15	405867.6301	4568753.0335
E16	405867.6301	4568754.0735

2 PARAMETRAT GJEOLOGJIKE:

Kushtet Gjeologo – Inxhinierike zones ku ndodhet ura janë përgjithësisht te mira. Përgjatë kësaj zone përshkohet terren me thellime erozionale te përroit te Kacanës ku do të ndërtohet një ure me dy ballina b/a dhe sistem traresh te parapregatitur. Perberja gjeologjike konsiston kryesisht ne depozitime te shkrufta te argjilave, surera, rera e zhavore te tarraces e zallishtes se lumit. Trashesia e këtyre depozitimeve luhetet nga 1.5 - 2 m ne deluvione deri ne mbi 5 m ne depozitimet zhavorrore. Shtresat qe hasen ne vendaksine ures jane:

Shtresa nr. 1 /1

Përbëhet nga zhavorre fraksion trashë, jo homogjene me ngjyre gri, mesatarisht te ngjeshur.

Parametrat fiziko – mekanike të shtresës janë si më poshtë:

- pesha vëllimore	1.88 T/m ³
- konsistenca	-
- moduli i deformimit	140 kg/cm ²
- këndi i fërkimit të brendshëm	28°
- kohezioni (tërthor shtresëzimit)	0.05 kg/cm ²
- ngarkesa e lejuar [σ]	2.4 kg/cm ²
- S.P.T (N)	13
- CBR	7 %
- kategori e fortësisë në gërmim	4

Shtresa nr. 1 /2 (shtresa ku do të mbështeten themelet)

Përbëhet nga mbushje me dherat nga gërmimet me ngjyre gri ne kafe, me lagështi mesatarisht te ngjeshur.

Parametrat fiziko – mekanike të shtresës janë si më poshtë:

- pesha vëllimore	1.88 T/m ³
- konsistenca	0.40
- moduli i deformimit	100 kg/cm ²
- këndi i fërkimit të brendshëm	17°
- kohezioni (tërthor shtresëzimit)	0.22 kg/cm ²
- ngarkesa e lejuar [σ]	2.0 kg/cm ²
- S.P.T (N)	7
- CBR	3 %
- kategori e fortësisë në gërmim	3

Per ndërtimin e urës, sugjerohen per te dy shpatullat, themele me beton masiv me baze jo me te larte se kuota 141 m. Meqenëse këto themele nuk janë te thella, duhet te projektohet nje projekt kundër erozionit vertikal te përroit. Sugjerohet nje “qilim” me gabiona te mbuloje shtratin e përroit midis dy shpatullave dhe me gjatësi sa gjerësia e urës. Tavani i qilimit me gabiona te parashikohet me kuotën e bazës te rrjedhës ujore te përroit.

3 LLOGARITJA STATIKE DHE DINAMIKE E TRAUT HD=13.3m

Për të kryer llogaritjet statike dhe dinamike të urës është përdorur programi llogaritës SAP2000_V.14.2.4 (i cili ka për bazë metodën e elementeve të fundmë).

Gjithashtu elementet e mbistrukturës i kemi konfiguruar si elemente "SHELL" ndërsa elementet e nënstrukturës si elemente "FRAME".

LLOGARITJA STATIKE E TRAUT

3.1 Llogaritja e Ngarkesave

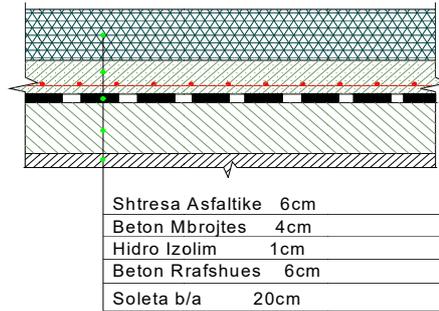


Figure 3 Shtresat e rrugës

- Asfalto beton 6cm

$$\begin{cases} g^n = 0.06 * 21 = 1.26kN / m^2 \\ g^II = g^n * \gamma_f = 1.26 * 1.5 = 1.89kN / m^2 \end{cases}$$

- Beton mbrojtës

$$\begin{cases} g^n = 0.04 * 23 = 0.92kN / m^2 \\ g^II = g^n * \gamma_f = 0.92 * 1.5 = 1.38kN / m^2 \end{cases}$$

- Hidroizolim

$$\begin{cases} g^n = 0.01 * 18 = 0.18kN / m^2 \\ g^II = g^n * \gamma_f = 0.18 * 1.5 = 0.27kN / m^2 \end{cases}$$

- Beton rrafshues

$$\begin{cases} g^n = 0.06 * 23 = 1.38kN / m^2 \\ g^II = g^n * \gamma_f = 1.38 * 1.5 = 2.07kN / m^2 \end{cases}$$

- Soleta

$$\begin{cases} g^n = 0.2 * 25 = 5kN / m^2 \\ g^II = g^n * \gamma_f = 5 * 1.1 = 5.5kN / m^2 \end{cases}$$

3.2 Llogaritja e traut anësor T1

- **Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes anësore**

Për llogaritjen e trarëve kryesor të mbistrukturës së mbikalimit duhet përcaktuar ngarkesa e përkohshme që vepron në çdo tra, për këtë qëllim duhet përcaktuar koeficienti i shpërndarjes tërthore η . Koeficientin η do ta përcaktojmë me metodën e shtypjes jashtëqendrore .

- **Metoda e shtypjes jashtëqendrore**

Kjo metodë e supozon strukturën në drejtimin tërthor të deformueshme si një trup të vetëm pra vija influente e shpërndarjes tërthore të ngarkesave është lineare.

Ulja maksimale f_{crc}^{max} zakonisht kontrollohet në traun anësor T-1.

Vija influente e traut T-1 merret si drejtëz nga veprimi i P=1 me ndihmën e dy koordinatave :

- 1 ordinate për P=1 mbi traun anësor
- 1 ordinate për P=1 mbi traun qe studiojmë

Ordinatat e vijës influente të P=1 mbi traun anësor T-1 jepen si me poshtë

$$y_1^{(1)} = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 \sum_{i=1}^n a_i^2}$$

duke zbatuar formulën për rastin e traut me te ngarkuar (traut T-1) marrim ordinatat e vijës influente

$$y_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63^2}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.345$$

$$y_1^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63^2}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = -0.145$$

$$y_2 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 * a_2}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63 * 7.49}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.29$$

$$y_2^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 * a_2}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63 * 7.49}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = -0.091$$

$$y_3 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 * a_3}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63 * 5.35}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.236$$

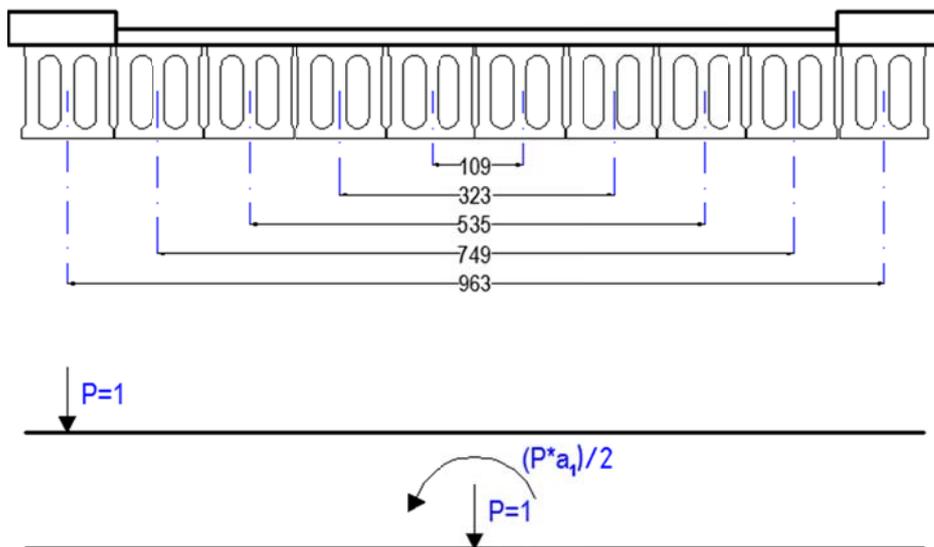
$$y_3^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 * a_3}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63 * 5.35}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = -0.036$$

$$y_4 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 * a_4}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63 * 3.23}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.182$$

$$y_4^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 * a_4}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63 * 3.23}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.018$$

$$y_5 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 * a_5}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63 * 1.09}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.128$$

$$y_5^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 * a_5}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63 * 1.09}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.072$$



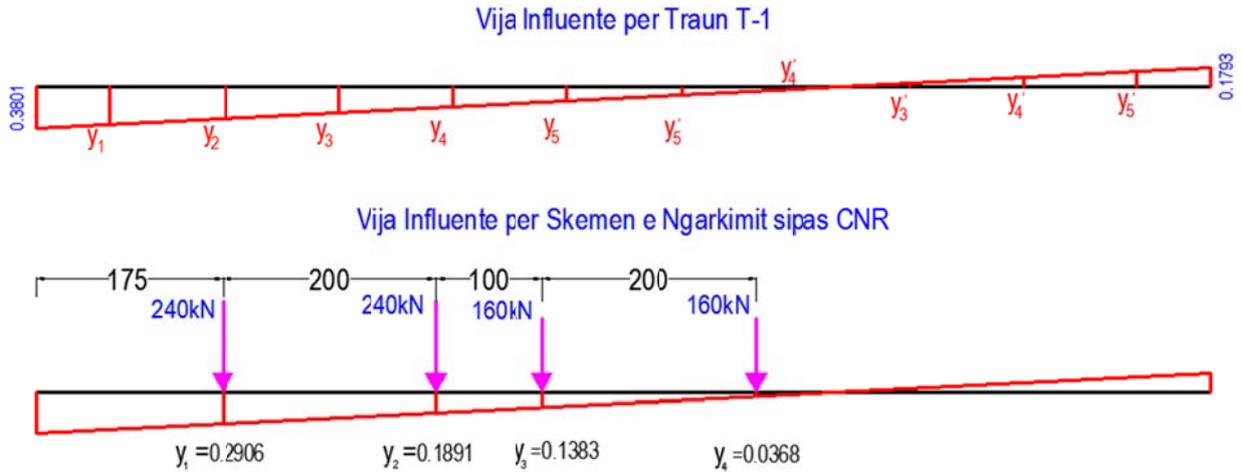


Figure 4 Vija Influyente për përcaktimin e koeficientit η

Përcaktimi i koeficientit të shpërndarjes tërthore bëhet me formulën

$$\eta = \frac{\sum P^* y_i}{P} = \sum y_i$$

Për traun më të ngarkuar (traun anësor T-1) kemi

$$\eta_1 = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 = 0.2906 + 0.1891 + 0.1383 + 0.0368 = 0.6548$$

3.3 Llogaritja e forcave te brendshme qe lindin ne traun anësor T-1

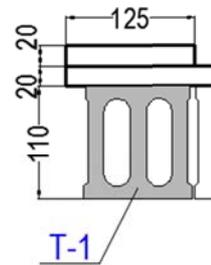
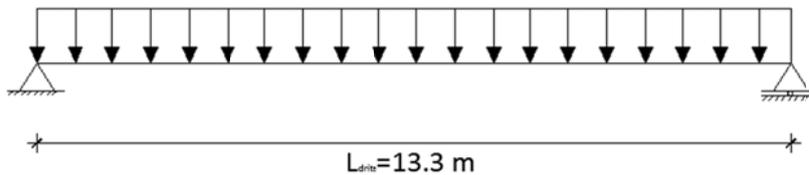


Figure 5 Skema llogaritëse e Traut dhe seksioni tërthor i tij

Përcaktimi i ngarkesave nga pesha vetjake e traut T-1

1. Nga soleta 20 cm $g_{sol} = g_{sol}^1 * L_{sol} = 5.5 * 1.2 = 6.6 kN / ml$
2. Nga pesha vetjake e traut T-1 $g_{tr} = S_{terth} * \gamma_{b/a} * \gamma_f = 0.6652 * 25 * 1.1 = 18.3 kN / ml$
3. Nga trotuari $g_{trot} = 0.2 * 1.25 * 25 * 1.1 = 6.9 kN / ml$
4. Nga Guardrail $g_{GuardRail} = 1.0 kN / ml$

Ngarkesa totale për metër linear jepet $g = \sum g_i = 32.7 kN / ml$

- Llogaritja e forcave të brendshme që lindin në traun anësor nga pesha vetjake

Epjura e momentit përkulës e forcës prerëse si edhe vijat influente përkatëse për 9 seksione të traut janë marrë nga modeli i traut me seksion T në software-in SAP2000.

Si të dhëna hyrëse janë përdorur :

- Trau me seksion si në Figurën 4
- Ngarkesa e përhershme
- Për ndërtimin e vijave influente janë shfrytëzuar opsionet e këtij software-i për ngarkesat e lëvizshme

Vijat influente do të ndërtohen për 9 seksione të traut, distancat e seksioneve nga mbështetja e majtë jepen në Tabelën 1

Tabela 1 Ndarja e Traut me Hd =13.3 m në 9 seksione

Trau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
(L=13.3)	0	1.6625	3.325	4.9875	6.65	8.3125	9.975	11.6375	13.3
		m	m	m	m	m	m	m	m

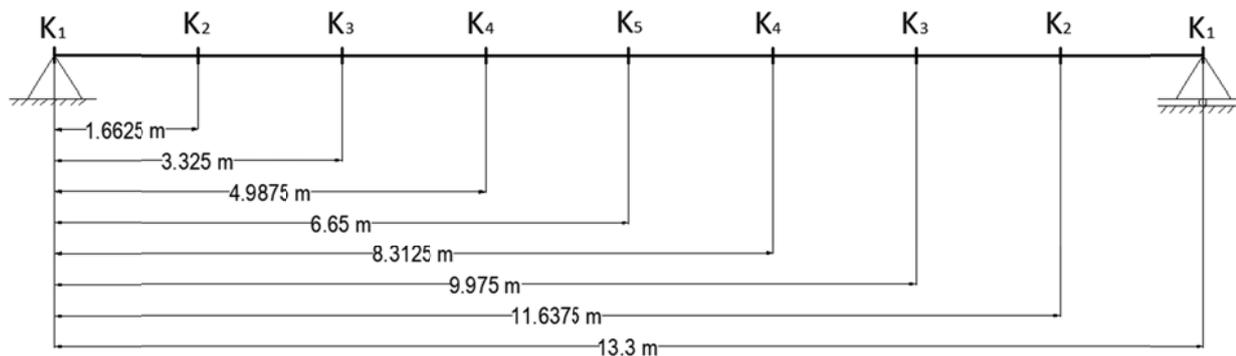


Figure 6Seksionet ne te cilin do te ndërtohen vijat influente për traun me gjatësi 13.3 m

- Vijat influente për traun T-1 me hapësire drite L=13.3 m

Për seksionet K₁, K₂, K₃, K₄ dhe K₅ të traut me hapësire 13.3 m vlerat e momenteve dhe forcave prerëse për ndërtimin e vijave influente jepen ne Tabelën 2

Tabela 2 Vlerat e momenteve dhe forcave prerëse për seksionet 1-5

Seksioni	Vlerat e momenteve ne seksionet 1-5					Vlerat e forcave prerëse ne seksionet 1-5				
	VI "K ₁ "	VI "K ₂ "	VI "K ₃ "	VI "K ₄ "	VI "K ₅ "	VI "K ₁ "	VI "K ₂ "	VI "K ₃ "	VI "K ₄ "	VI "K ₅ "
1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
2	0	1.46	1.25	1.04	0.83	0.88	0.875 - 0.125	-0.12	-0.12	-0.12
3	0	1.25	2.5	2.08	1.67	0.75	0.75	0.75 -0.25	-0.25	-0.25
4	0	1.04	2.08	3.12	2.5	0.63	0.62	0.62	0.62 -0.38	-0.38
5	0	0.83	1.67	2.5	3.33	0.5	0.5	0.5	0.5	-0.5
6	0	0.63	1.25	1.87	2.5	0.33	0.37	0.37	0.37	0.37
7	0	0.42	0.83	1.25	1.67	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
8	0	0.21	0.42	0.62	0.83	0.06	0.12	0.12	0.12	0.12
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

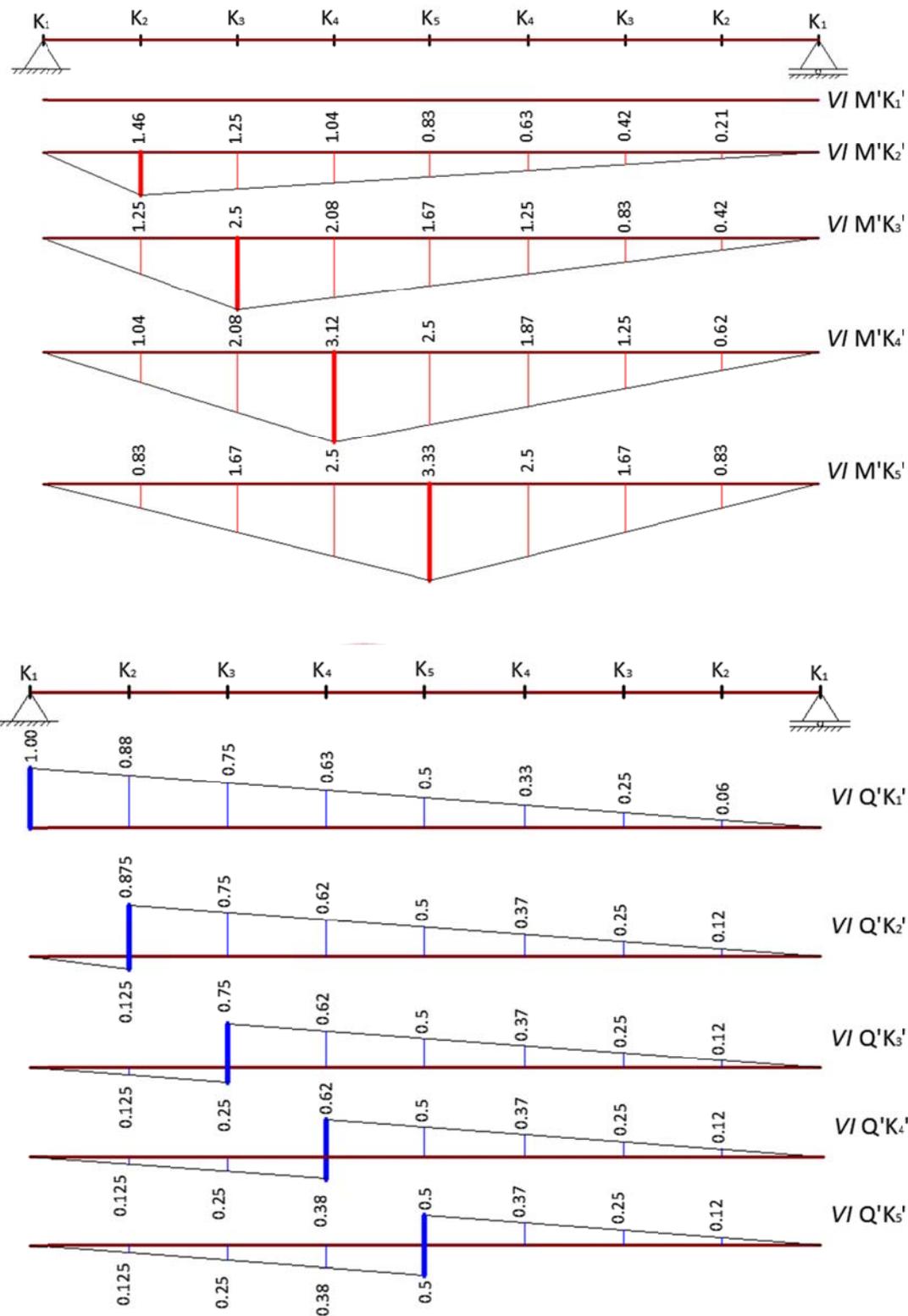


Figure 7 Paraqitja grafike e vijave influente te momentit përkulës dhe forcës prerëse për traun me hapësire drite 13.3 m

A. Llogaritja e momenteve përkulëse dhe forcave prerëse nga ngarkesat e përhershme

Tabela 3 Vlerat e momentit përkulës dhe forcës prerëse nga ngarkesat e përhershme

Seksioni	Distanca (m)	M (kNm)	Q (kN)
K ₁	0	0	217.5
K ₂	1.6625	315.4	163.091
K ₃	3.325	541.5	108.7
K ₄	4.9875	677.4	54.4
K ₅	6.65	722	0

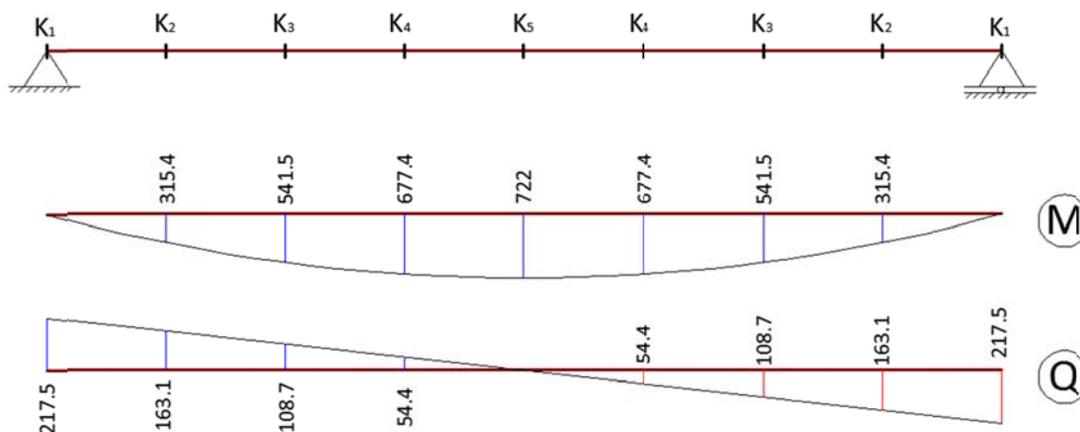


Figure 8 Epjura e momentit përkulës dhe forcës prerëse nga ngarkesat e përhershme

B. Llogaritja e momenteve përkulëse nga ngarkesat e lëvizshme

Nga ngarkesa e përqendruar LM1

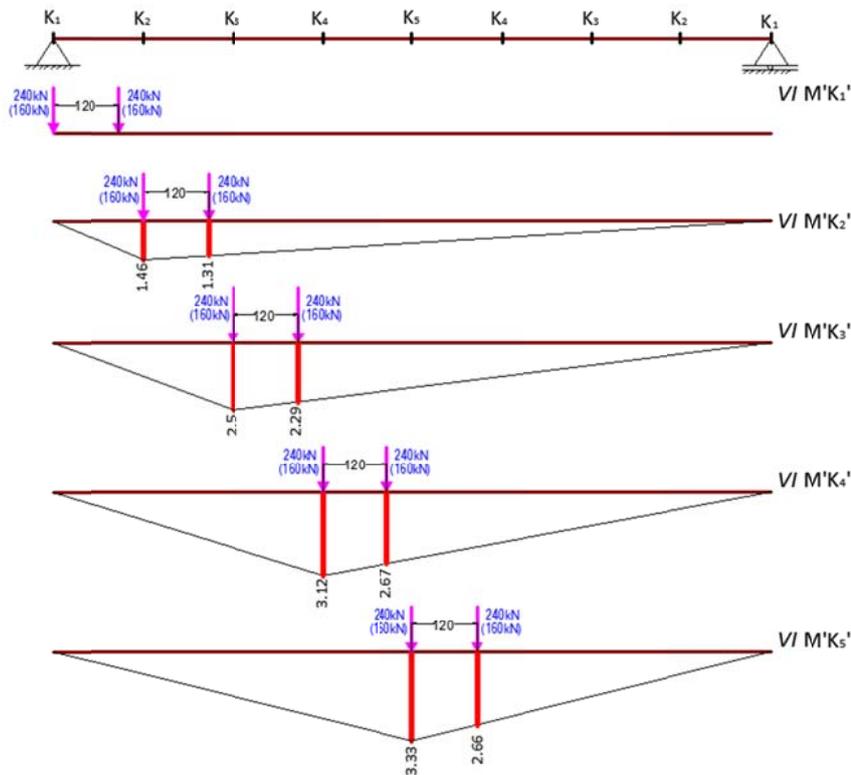


Figure 9 Ngarkimi vijave influente për përcaktimin e momenteve maksimal

Përcaktojmë vlerat e momenteve maksimal në seksionet e konsideruara

- Në seksionin K_1 Vlera e momentit është zero .
- Në seksionin K_2

$$M_{k2} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$M_{k2} = 1.19 * 0.6548 * 1108 = 863.4 \text{ kNm}$$

- Në seksionin K_3

$$M_{k3} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$M_{k3} = 1.19 * 0.6548 * 1916 = 1493 \text{ kNm}$$

- Në seksionin K_4

$$M_{k4} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$M_{k4} = 1.19 * 0.6548 * 2316 = 1804.7 \text{ kNm}$$

- Në seksionin K_5

$$M_{k5} = (1 + \psi) * \gamma_f * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$M_{k5} = 1.19 * 0.6548 * 2396 = 1867 \text{ kNm}$$

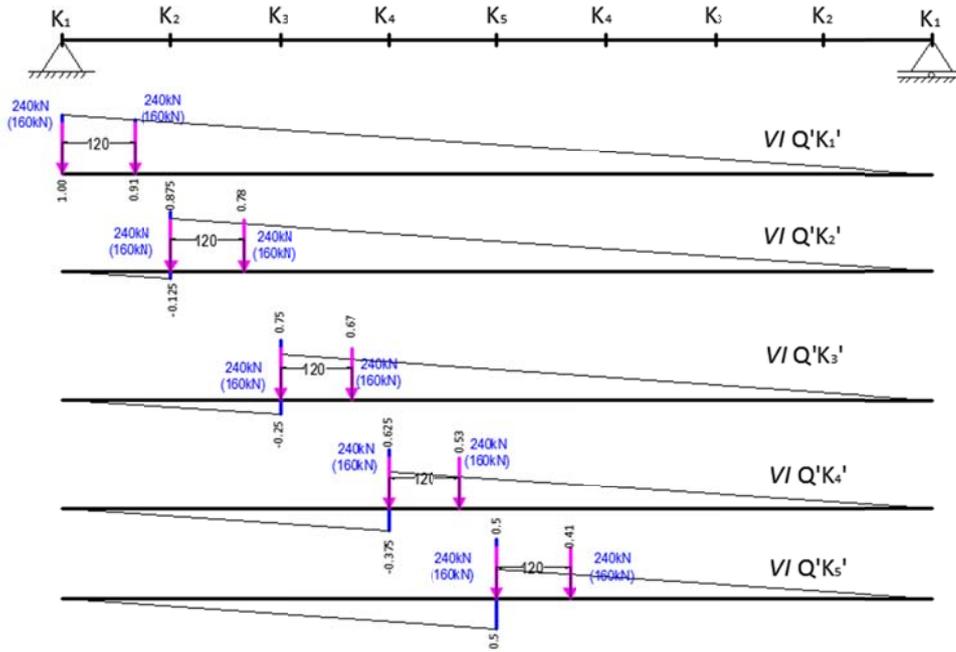


Figure 10 Ngarkimi vijave influente për përcaktimin e momenteve maksimal

Përcaktojmë vlerat e forcave prerëse në seksionet e konsideruara

- Në seksionin K_1

$$Q_{K1}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K1}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 764 = 595.3 \text{ kN}$$

- Në seksionin K_2

$$Q_{K2}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K2}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 612 = 477 \text{ kN}$$

- Në seksionin K_3

$$Q_{K3}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K3}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 468 = 364.7 \text{ kN}$$

- Në seksionin K_4

$$Q_{K4}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K4}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 312 = 243.1 \text{ kN}$$

- Në seksionin K_5

$$Q_{K5}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K5}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 164 = 127.8 \text{ kN}$$

Tabela 4 Vlerat e momentit përkulës dhe forcës prerëse nga ngarkesat e lëvizshme

Seksioni	Distanca (m)	M (kNm)	Q (kN)
K ₁	0	0	595.3
K ₂	1.6625	863.4	477
K ₃	3.325	1493	364.7
K ₄	4.9875	1804.7	243.1
K ₅	6.65	1867	127.8

Tabela 5 Vlerat e momentit përkulës dhe forcës prerëse nga ngarkesat e përhershme dhe te lëvizshme

Seksioni	Vlerat e Momentit Përkulës (kNm) nga :			Vlerat e Forcës Prerëse (kN) nga :		
	Ngarkesa e përhershme	Q (LM1) (KN)	Totali	Ngarkesa e përhershme	Q (LM1) (KN)	Totali
K1	0	0	0	217.5	595.3	812.8
K2	315.4	863.4	1,178.8	163.1	477	640.1
K3	541.5	1,493	2,034.5	108.7	364.7	473.4
K4	677.4	1,804.7	2,482.1	54.4	243.1	297.5
K5	722	1,867	2,589	0	127.8	127.8

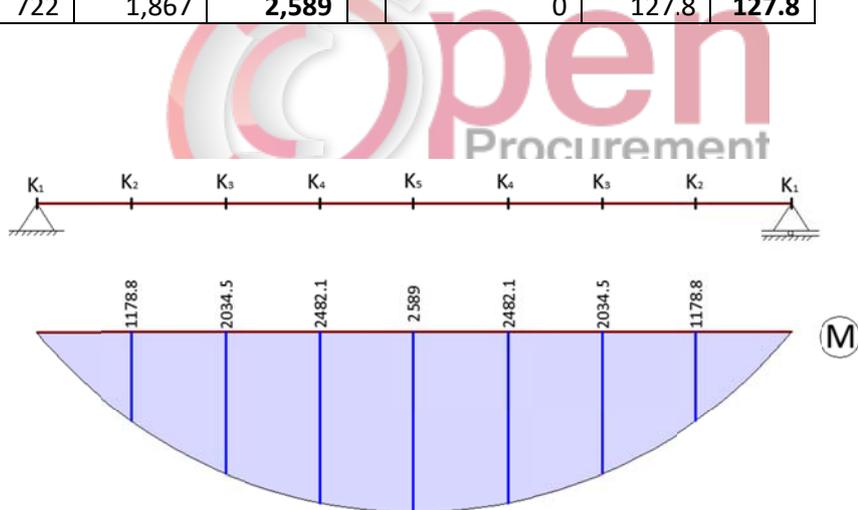
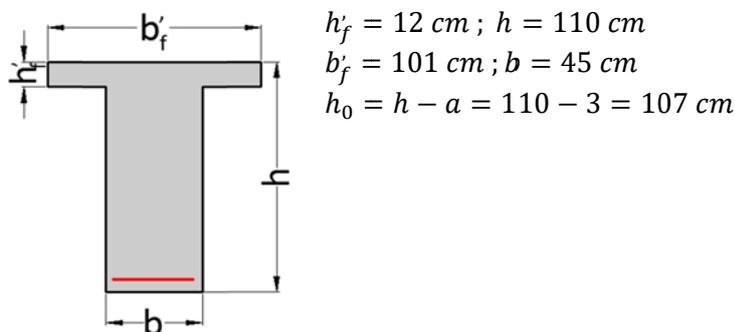


Figure 11 Epjura e momentit përkulës nga ngarkesat e përhershme dhe ato të lëvizshme

3.4 Llogaritja e sasise se armatures

a. Peraktimi i seksionit llogaritës



b. Kontrollujme kushtin

$$\frac{h_f'}{h} = \frac{0.12}{1.1} = 0.11 > 0.05 \quad \text{Pra sigurohet puna e përbashkët e brinjës me veshët e seksionit të traut .}$$

c. Verifikojmë nëse aksi neutral bie në pllakë apo në brinjë

$$M_{pll} = b_f' * h_f' * R_b * (h_0 - 0.5 * h_f') = 101 * 12 * 160 * (107 - 0.5 * 12) = 19585920 \text{ daNcm} = 1958,592 \text{ kNm}$$

$$M_{pll} = 1958.592 \text{ kNm} < M_j = 2589 \text{ kNm} \quad \text{Pra aksi neutral bie në brinjë}$$

d. Llogarisim momentin përkulës që mbajnë “veshët” e traut

$$M_v = R_b * (b_f' - b) * h_f' * (h_0 - 0.5 * h_f') = 160 * (101 - 45) * 12 * (107 - 0.5 * 12) = 10859520 \text{ daNcm} = 1085,952 \text{ kNm}$$

Armatura e tërhequr që i korespondon këtij momenti është:

$$A_{sv} = \frac{R_b * (b_f' - b) * h_f'}{R_s} = \frac{160 * (101 - 45) * 12}{2100} = 51.2 \text{ cm}^2$$

e. Llogarisim momentin përkulës që duhet të mbaje brinja në menyrë që të përballohet momenti i jashtëm

$$M_{brinjes} = M_{jashtem} - M_{vesheve} = 2589 - 1085.95 = 1503.05 \text{ kNm}$$

Llogarisim armaturen e hekurit qe I korespondon ketij momenti

$$A_0 = \frac{15030500}{45 * 107^2 * 160} = 0.182 < A_{0y} = 0.46$$

$$A_s = \xi * b * h_0 * \frac{R_b}{R_s} = 0.203 * 45 * 101 * \frac{160}{2100} = 70.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{ku } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 * A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.182} = 0.203$$

Sasia totale e armaturës është

$$A_{s_tot} = A_{sv} + A_b = 51.2 + 70.3 = 121.5 \text{ cm}^2$$

Gjithsej pranoj 26Ø25 me $A_s = 127.66 \text{ cm}^2$

3.5 Llogarisim armaturën e kthyer

a. Verifikojmë aftësinë mbajtëse të betonit

$$Q_b = \varphi_{b4} * b * h_0 * R_{bt} = 0.6 * 45 * 101 * 12.2 = 33269.4 \text{ daN} = 332.7 \text{ kN} < Q = 812.8 \text{ kN}$$

b. Llogarisim aftësinë mbajtëse të betonit dhe stafave (do të vendosen 2 stafa Ø10 do të vendosen 10 cm larg)

Aftësia mbajtëse e safave për njësi të gjatësisë është:

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} * R_{sw}}{S_w} = \frac{2 * 0.79 * 1700}{10} = 26.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{bw} = \sqrt{4 * \varphi_{b2} * b * h_0^2 * R_{bt} * q_{sw}} = 34690.1 \text{ daN} = 346.9 \text{ kN}$$

c. Llogarisim projektionin horizontal të prerjes së pjerrët

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} * b * h_0^2 * R_{bt}}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 * 45 * 101^2 * 12.2}{26.86}} = 645 \text{ cm}$$

Nëse pranojmë të përdorim shufra të inklinuara me një kënd 45° , atëherë brenda prerjes së pjerrët do të kemi 3 rradhë me shufra të inklinuara.

$$A_{s_ink_1} + A_{s_ink_2} + A_{s_ink_3} = \frac{Q - Q_{bw}}{R_s * \sin 45^\circ} = \frac{46590}{2100 * 0.707} = 31.3 \text{ cm}^2$$

Pranojmë: 8Ø25

4 LLOGARITJA STATIKE DHE DINAMIKE E BALLIT

4.1 Llogaritja e forcave

4.1.1 Llogaritja e peshave te perhershme te mbistrutures (g):

<i>Traret kryesore te paranderur</i>	$= 8 * (13.3 * 0.6652) * 2.5 = 177 \text{ ton}$
<i>Traret terthore</i>	$= 2 * (0.3 * 1.1 * 8.5) * 2.5 = 14 \text{ ton}$
<i>Soleta, 20cm</i>	$= (0.2 * 8 * 13.3) * 2.5 = 53.2 \text{ ton}$
<i>Trotuar</i>	$= (1 + 0.5) * 13.3 * 0.4 * 2.5 = 20 \text{ ton}$
<i>Beton rrafshues</i>	$= (0.06 * 8 * 13.3) * 2.3 = 14.7 \text{ ton}$
<i>Hidroizolim</i>	$= (0.01 * 8 * 13.3) * 1.8 = 1.9 \text{ ton}$
<i>Beton mbrojtes</i>	$= (0.01 * 8 * 13.3) * 2.3 = 2.5 \text{ ton}$
<i>Asfaltobeton</i>	$= (0.06 * 8 * 13.3) * 2.1 = 13.4 \text{ ton}$

$$\sum G_{mbist.} = 296.7 \text{ ton}$$

Pesha mbistrutures per nje hapsire L=13.3m do te jete $\sum G_{mbist.} = 296.7 \text{ ton}$

4.1.2 Llogaritja e forces se frenimit (q3):

Sipas CNR fq 156 kemi

$$18 \text{ ton} \leq q_3 = 0.6(2 * Q_{1k}) + 0.1 * q_{1k} * W * L \leq 90 \text{ ton}$$

$$18 \text{ ton} \leq 0.6(2 * 0.8 * 30) + 0.1 * 0.8 * 0.9 * 3 * 13.3 = 31.7 \text{ ton} \leq 90 \text{ ton}$$

$$q_3 = 31.7 \text{ ton}$$

4.1.3 Llogaritja e reaksionit nga mjeti levizes (q1)

Persa i perket ngarkeses se levizshme (ngarkesa mjetit), ne jemi bazuar ne standartet e Eurokode-it te cilat jane adoptuar edhe nga normat Italiane CNR.

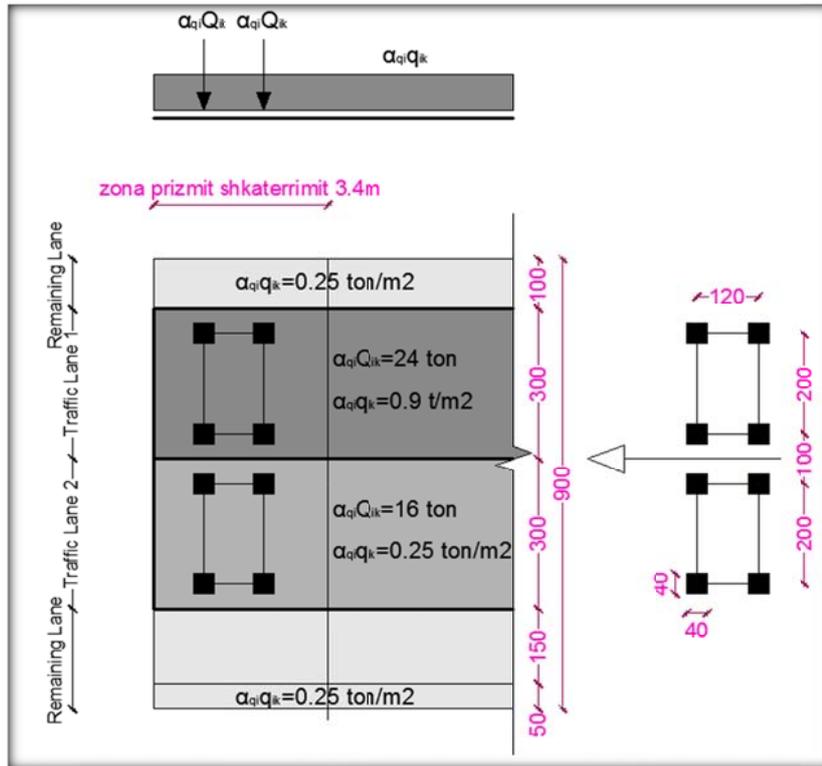


Figure 12 Skemes se ngarkimit sipas Eurokod-1

Reaksioni vertikal ne mbeshtetje nga ngarkesat e levizshme q_1

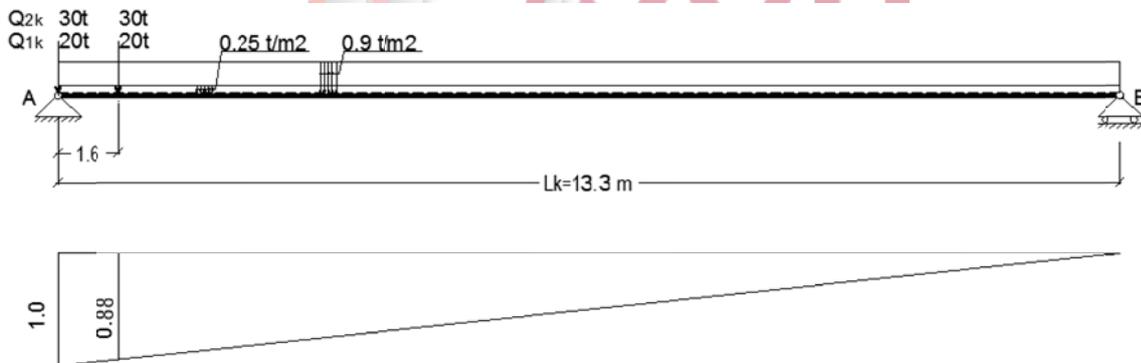


Figure 13 Skema statike e traut $L=13.3m$

$$R_A = 50 * 0.8 * 1 + 50 * 0.8 * 0.88 + 2.7 * 0.8 \frac{1.0 * 13.3}{2} + 1.5 * 0.8 \frac{1.0 * 13.3}{2} = 97.55 \text{ ton}$$

$$q_1 = R_A^{mjeti} = 110 \text{ ton}$$

4.2.1 Forcat e jashtme Ni dhe Vi qe veprojne ne balle

Ni - perfaqsohet nga reaksioni qe vjen nga mbistruktura dhe nga mjete (te llogaritura me siper):

$$N_i^{mbist.} = \frac{\sum P_{mbist.}}{2} = \frac{2967}{2} = 1483.5 \text{ kN}; \quad N_i^{mjete} = 1100 \text{ kN};$$

Vi - perfaqsohet nga forca e frenimit (e llogaritur me siper):

$$V_i = 317 \text{ kN}$$

Nga kombinimi i ngarkesave kemi keto rezultate (per gjeresi balli 8.9m):

$$N_i = 1.35 * N_i^{mbist.} + 1.5 * N_i^{mjete} = 1.35 * 1483.5 + 1.5 * 1100 = 3652.7 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.5 * V_i^{frenim} = 1.5 * 317 = 475.5 \text{ kN}$$

Ngarkesat e llogaritura per 1ml gjeresi balli:

$$N_i = \frac{3652.7}{8.9} = 410.4 \text{ kN}; \quad V_i = \frac{475.5}{8.9} = 53.4 \text{ kN};$$

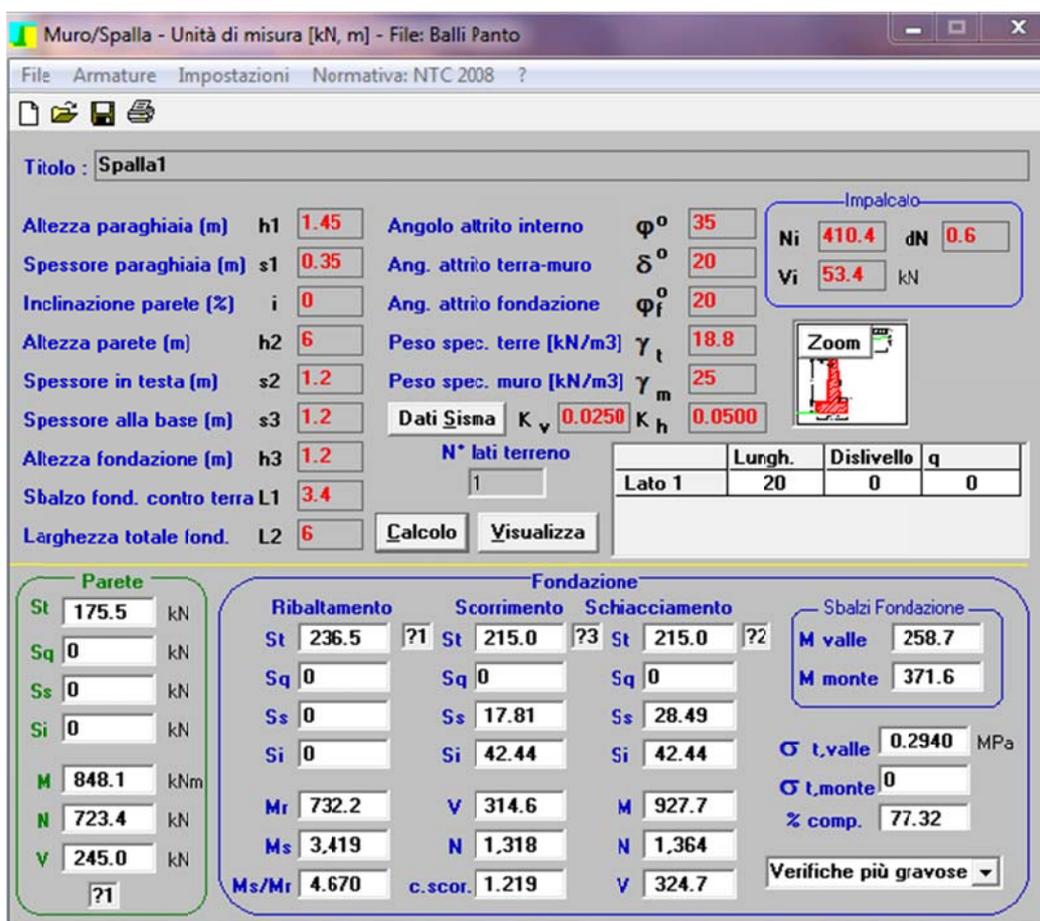


Figure 15 Te dhenat dhe rezultatet e analizes se ballit

Pas analizes, rezulton qe balli eshte statikisht i qendrueshem.

4.2.1.1 Llogaritjet per percaktimin e armimit te ballit te ures

Konsoli vertikal

d [m]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	As [cm ²]	σ_c [MPa]	τ_c [MPa]
6	848.1	723.4	245.0	11.46	8.30	0.23
5	633.3	675.4	203.7	6.74	7.32	0.19
4	455.5	629.5	168.3	2.96	6.43	0.16
3	308.8	585.8	138.9	0.00	5.36	0.13
2	187.2	544.3	115.5	0.00	1.42	0.11
1	84.84	504.9	97.93	0.00	0.77	0.09

PARAGHIAIA (Konsoli i shkurter i ballit, ku vendoset elastomeri vertikal, referuar lartesisë h_1 ne figuren 14)

d [m]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	As [cm ²]	σ_c [MPa]	τ_c [MPa]
1.45	6.518	15.35	11.70	0.33	2.23	0.04
0.45	0.4213	4.261	2.254	0.00	0.04	0.01

Konsoli i shkurtër i themelit (d= distanca e seksionit ne shqyrtim nga konsoli vertikal. As positive per armaturen poshte)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	σ_c [MPa]	τ_c [MPa]
0	258.7	369.5	5.88	3.40	0.35
1	21.12	105.6	0.47	0.92	0.10

Konsoli i gjate i themelit (d= distanca e seksionit ne shqyrtim nga konsoli vertikal. As positive per armaturen lart)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	σ_c [MPa]	τ_c [MPa]
0	371.6	-21.31	8.51	4.15	-0.02
1	331.0	102.6	7.56	3.89	0.10
2	166.4	226.5	3.75	2.69	0.22
3	13.60	68.02	0.30	0.73	0.06

Këto janë llogaritjet e armaturave As nga programi për seksione te ndryshme te ballit te urës te llogaritura për 1 ml. Meqenëse këto armime janë me te vogla se minimumi konstruktiv, ne baze te normativave te rekomanduara nga Eurokod 2 dhe 8 kemi pranuar armim konstruktiv te ballnave.

4.2.2 Llogaritjet e uljeve për themelet e ballnave te ures

Llogaritjet e uljeve te ballnave te urës janë te bazuar ne te dhënat gjeologjike te zonës për dy ballnat. Meqenëse shtresat qe ndodhen poshtë tabanit janë te njëjta për te dy ballnat do te bëjmë llogaritjen e uljeve vetëm te njëres mbështetje.

- **Karakteristikat e shtresave ku ndodhet themeli i ures**

Shtresa nr. 1/1

Përbehet nga zhavorre fraksion trashë jo homogjene me ngjyre gri mesatarisht e ngjeshur

Parametrat fiziko – mekanike të shtresës janë si më poshtë:

- | | |
|------------------------------------|-------------------------|
| • pesha vëllimore | 1.88 T/m ³ |
| • konsistenca | - |
| • moduli i deformimit | 140 kg/cm ² |
| • këndi i fërkimit të brendshëm | 28° |
| • kohezioni (tërthor shtresëzimit) | 0.05 kg/cm ² |
| • ngarkesa e lejuar [σ] | 2.4 kg/cm ² |
| • S.P.T (N) | 13 |
| • CBR | 7% |
| • kategori e fortësisë në gërmim | 4 |

Shtresa nr. 2

Përbehet nga ndërshtresa alevrolite dhe ranore, me ngjyre gri, gri ne blu, me pak lagështi dhe te ngjeshura.

Parametrat fiziko – mekanike të shtresës janë si më poshtë:

- | | |
|------------------------------------|-------------------------|
| • pesha vëllimore | 1.94 T/m ³ |
| • konsistenca | 0.22 |
| • moduli i deformimit | 180 kg/cm ² |
| • këndi i fërkimit të brendshëm | 20° |
| • kohezioni (tërthor shtresëzimit) | 0.35 kg/cm ² |
| • ngarkesa e lejuar [σ] | 2.6 kg/cm ² |
| • S.P.T (N) | 16 |
| • CBR | 7-8 % |

- kategori e fortësisë në gërmim 5
- **Llogaritja e deformimeve mbetese**

Llogaritja e uljes së plote do të realizohet me metodën e mbledhjes elementare e cila bazohet në formulat e mëposhtme:

$$S = \sum h_i * a_{0i} * \sigma_{i(mes)} \quad \text{ose} \quad S = \sum h_i * \frac{\beta_i}{E_i} * \sigma_{i(mes)}$$

h_i = trashësia e shtresave elementare (zakonisht me lartësi 2m)

E_i = Moduli i deformimit të përgjithshëm për çdo shtresë elementare

β_i = koeficient që varet nga lloji i dheut. Në tabelën e mëposhtme gjenden vlerat e β_i në varësi të dheut:

Lloji i dheut	Vlera e β
Argjile	0.4
Suargjile	0.5
Surere	0.7
Rere	0.8

$\sigma_{i(mes)}$ = vlera mesatare e sforcimeve për çdo shtresë elementare

Dimensionet në plan të themelit të urës $b * l = 6 \text{ m} \times 9.9 \text{ m}$.

b – është gjerësia në plan e themelit të urës

l – është gjatësia në plan e themelit të urës

Nga llogaritjet e bëra për ballin e urës kemi marrë dhe vlerat e forcave të brendshme në themel dhe prandaj kemi që $N_i = 1364 \text{ kN}$ për 1ml të ballit. Meqenëse balli është i gjatë 8.9 m, forca shtypëse që shkarkohet në themel do jete:

$$N = 1364 * 8.9 = 12139.6 \text{ kN}$$

Kjo forcë e përqendruar do të ushtrohet në tabanin e themelit në një ngarkesë të shpërndarë:

$$g = \frac{N}{b * l} = \frac{12139.6}{6 * 9.9} = 204.37 \text{ kN/m}^2$$

RAPORTI I LLOGARITJEVE TE STRUKTURES

Nr.	$\gamma(i)$	b(m)	l(m)	hi(m)	z(m)	$\alpha=l/b$	$\beta=z/b$	Ko	$\sigma(z)=K_0 * P$	$\sigma(t)=\gamma_i * h_i$	$\sigma(av)$	S (cm)
1	18.4	6	9.9	0.0	0.0	1.65	0.0	1.0	204.37	0		
2	18.4	6	9.9	1.4	0.7	1.65	0.117	0.956	195.37772	12.908	199.87386	1.63051692
3	19	6	9.9	2	2.4	1.65	0.400	0.795	162.47415	45.6	178.92594	1.62181046
4	19	6	9.9	2	4.4	1.65	0.733	0.59	120.5783	83.6	141.52623	1.2828141
5	19	6	9.9	2	6.4	1.65	1.067	0.417	85.22229	121.6	102.90030	0.9327031
6	19	6	9.9	2	8.4	1.65	1.400	0.301	61.51537	159.6	73.36883	0.66502565
7	19	6	9.9	2	10.4	1.65	1.733	0.22	44.9614	197.6	53.23839	0.48256039
8	19	6	9.9	2	12.4	1.65	2.067	0.161	32.90357	235.6	38.93249	0.35288965
Zona aktive përfundon kur $\sigma(z) = (0.1 - 0.2) * \sigma(t)$									Ulja totale			5.3378

Vlerat e koeficientit K_0 për llogaritjen e σ_{z0} (nen qendrën e themelit) janë marre me interpolim nga tabela e mëposhtme:

$\beta=z/b$	Raporti i brinjëve te themelit $\alpha=l/b$							
	1	1.5	2	3	6	10	20	Problemi plan
0.25	0.898	0.904	0.908	0.912	0.934	0.940	0.960	0.960
0.5	0.696	0.716	0.734	0.762	0.792	0.792	0.820	0.820
1.0	0.336	0.428	0.470	0.500	0.522	0.618	0.549	0.550
1.5	0.194	0.257	0.288	0.348	0.373	0.360	0.397	0.400
2.0	0.114	0.157	0.188	0.240	0.279	0.268	0.308	0.310
3.0	0.058	0.076	0.108	0.147	0.188	0.180	0.209	0.210
5.0	0.008	0.025	0.040	0.076	0.106	0.096	0.129	0.130

Ulja totale e mbështetjeve te urës është 5.3 cm, pra me e vogël se vlerat e rekomanduara ne kushtet teknike te projektimit për uljet e mbështetjeve te një ure. Meqenëse mbështetjet e urës ndodhen ne te njëjtin formacion gjeologjik, kjo ndikon qe te mos shfaqen ulje diferenciale dhe komplet struktura te ketë kryesisht ulje te njëtrajtshme.

LLOGARITJA E TOMBINOVE

Ngarkesat qe veprojnë mbi tubat pre betoni te armuar, te vendosura ne transhe hyjne:

1. Ngarkesa e perkohshme ne sipërfaqen e tokes (prej mjeteve te transportit etj.);
2. Presioni prej vete dheut qe ndodhet mbi tub;
3. Pesha e vete lengut;
4. Presioni hidrostatik i lengut, duke marre parasysh edhe grushtin hidraulik;
5. Pesha vetiake e tubit.

Per llogaritjen e tubave te gjitha ngarkesat vertikale mund t'i trajtojme si ngarkesa te reduktuara vertikale qe vepron gjate gjatësisë ne kulmin e tubit (P_f). Nga te dhenat hidroteknike keto tombino i konsiderojme si tuba beton arme pa presion.

- Ngarkesa e reduktuar vertikale nga veprimi i peshes se tokes mbi tubin me diameter te jashtem D_j gjendet me formulën:

$$P_{f,t} = \frac{\gamma * C_t * B^2}{\psi'}$$

Ku: γ - peshë vëllimore e tokës mbi tub në t/m^3 ;

C_t -koeficient i cili varet nga raporti ndërmjet trashësisë së tokës mbi tub dhe gjatësisë së poshtme të transhësë (B) dhe që gjendet me anën e grafikut (fig.3)

ψ' -koeficient që varet nga çështja e bazamentit të tubit dhe gjendet sipas grafikut (fig.4)

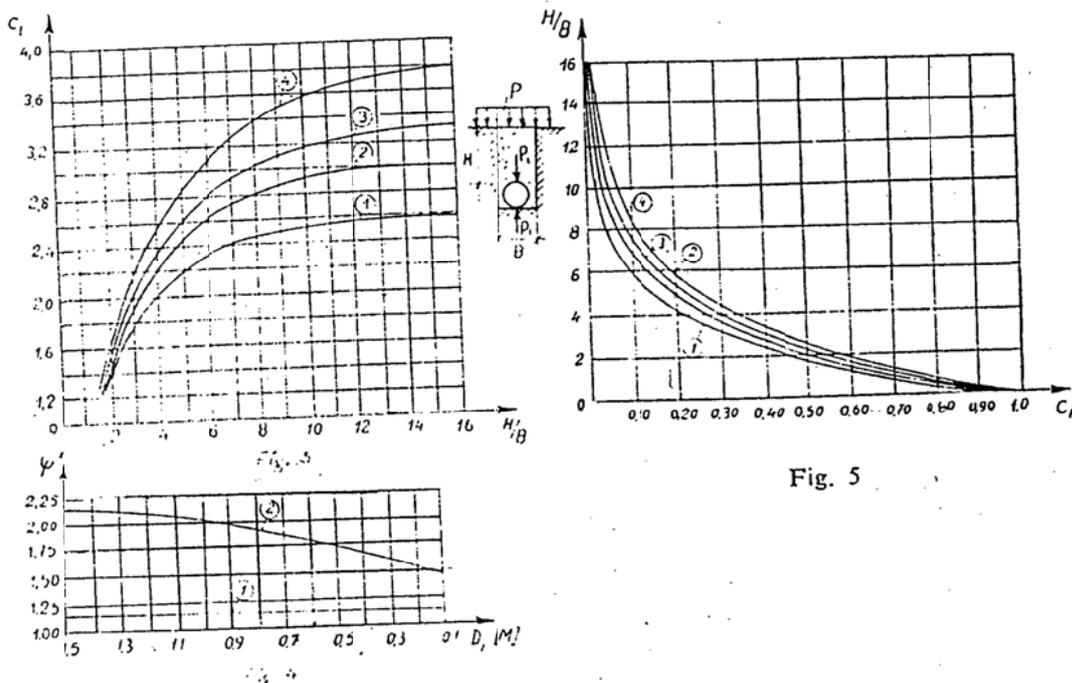


Fig. 5

Per rastin me te disfavorshem te marre ne shqyrtim, tombino eshte me diameter te brendshem $D_b=1m$ dhe me trashesi paretesh $\delta=10\text{ cm}$. Pra kemi qe diametri i jashtem eshte $D_j=1.2m$. Trashesia e tokes mbi tub eshte $H=0.4\text{ m}$ ndersa gjatësia e poshtme e transhësë eshte $B=1.8\text{ m}$.

Ngarkesa e reduktuar vertikale qe vepron ne kulmin e tubit nga veprimi i peshes se dheut do te jete:

$$P_{f,t} = \frac{\gamma * C_t * B^2}{\psi'} = \frac{2 * 0 * 1.8^2}{2.1} = 0\text{ t/m} \rightarrow \text{tregon qe mbushja lart tombinos nuk ka ndikim pasi eshte shume e vogel,}$$

$\gamma = 2\text{ t/m}^3 \rightarrow$ peshë vëllimore mesatare e shtresave mbi tombino.

$B = 1.8\text{ m} \rightarrow$ gjatësia e poshtme e transhësë.

$C_t = 0 \rightarrow$ koeficient i marre nga grafiku fig.3 per $\frac{H}{B} = \frac{0.4}{1.8} = 0.22$.

$\psi' = 2.1 \rightarrow$ koeficient i marre nga grafiku fig. 4.

- Ngarkesa e reduktuar vertikale prej veprimit te ngarkeses se perkohshme mbi siperfaqen e tokes (p) ne t/m^2 do te jete:

$$P_{f,p} = \frac{C_p * p * B}{\psi'}$$

Ku: C_p -koeficient i cili varet nga raporti H/B dhe qe gjendet me anen e grafikut (fig.5);

Per rastin tone kemi:

$$P_{f,p} = \frac{C_p * p * B}{\psi'} = \frac{0.85 * 15.89 * 1.8}{2.1} = 11.577 \text{ t/m}$$

- Si ngarkese e reduktuar prej peshes vetiake te tubit merret madhesia e shprehur me formulen:

$$P_{f,g} = \frac{\pi * D_o * \gamma_1 * \delta}{\psi'}$$

Ku: γ_1 - pesha vellimore e betonit te armuar ne t/m^3 ;

D_o -diametri mesatar (mes per mes mureve) i tubit ne [m];

δ - trashesia e mureve te tubit, ne [m];

ψ' -koeficient qe varet nga cilesia e bazamentit te tubit dhe gjendet sipas grafikut (fig.4)

Pas zevendesimeve do te kemi:

$$P_{f,g} = \frac{\pi * D_o * \gamma_1 * \delta}{\psi'} = \frac{\pi * 1.1 * 2.3 * 0.1}{2.1} = 0.378 \text{ t/m}$$

Ku: $\gamma_1 = 2.3 \text{ t/m}^3$

$D_o = 1.1 \text{ m}$

$\delta = 0.1 \text{ m}$

- Ndersa ngarkesa e reduktuar vertikale prej peshes se lengut ne 1 ml te tubit merret:

$$P_{f,l} = \frac{\pi * D^2 * \gamma_2}{4 * \psi'}$$

Ku: γ_2 - pesha vellimore e lengut ne t/m^3 ;

D -diametri i brendshem i tubit ne [m];

Ne rastin tone kemi:

$$P_{f,l} = \frac{\pi * D^2 * \gamma_2}{4 * \psi'} = \frac{\pi * 1^2 * 1}{4 * 2.1} = 0.374 \text{ t/m}$$

Pra perfundimisht ngarkesat e reduktuara vertikale jane:

$$P_{f,t} = 0 \text{ t/m}$$

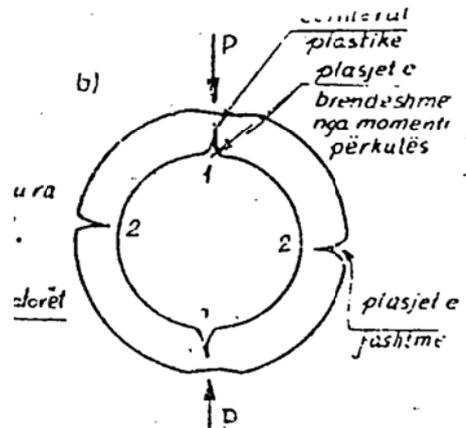
$$P_{f,p} = 11.577 \text{ t/m}$$

$$P_{f,g} = 0.378 \text{ t/m}$$

$$P_{f,l} = 0.374 \text{ t/m}$$

- Llogaritja e forcave te brendshme qe lindin ne tubat pa presion.

Per llogaritjen e tubave me prerje rrethore, duke marre parasysh lindjen e kater cernierave plastike, momenti prej forcave vertikale te jashtme ne kycin (1) e tubit merret:



$$M_1 = 0.25 * \sum P_f * r_0$$

Ku: r_0 – rrezja mesatare e tubit e barabarte sa $D_0/2$; $r_0 = 0.55 \text{ m}$,

$\sum P_f = P_{f,t} + P_{f,p} + P_{f,g} + P_{f,l} = 0 + 11.577 + 0.378 + 0.374 = 12.329 \text{ t/m} \rightarrow$ shuma e ngarkesave te reduktuara.

Pra:

$$M_1 = 0.25 * \sum P_f * r_0 = 0.25 * 12.329 * 0.55 = 1.695 \text{ t * m}$$

Ndersona momenti perkules dhe forca normale shtypese ne cernierat (2) merren:

$$M_2 = 0.5 * \sum P_f * r - M_1 = 0.5 * 12.329 * 0.5 - 1.695 = 1.387 \text{ t * m}$$

$$N_2 = 0.5 * \sum P_f = 0.5 * 12.329 = 6.1645 \text{ t}$$

Ku: r – rrezja e brendshme e tubit; $r = 0.5 \text{ m}$,

Per tubat me trashesi konstante formula e llogaritjes se aftesise mbajttese ne rastin e armimit me armature spirale dyfishe eshte:

$$F_a = \frac{0.5 * \sum P_f * r * K}{(h_{01} + h_{02}) * \alpha * \delta * \sigma_r}$$

Ku: $\sum P_f$ – shuma e ngarkesave vertikale te percaktuar me lart ne [kg/m];

r – rrezja e brendshme e tubit ne [cm];

K – koeficienti i sigurise $K=1.8$;

h_{01}, h_{02} - jane perkatesisht lartesishte shfrytezuese ne celes dhe ne ane;

F_a – siperfaqja e armatures per 1 ml te tubit;

Ne rastin ne shqyrtim kemi:

$$\sum P_f = 12.329 \text{ t/m} = 12329 \text{ kg/m}$$

$$r = 50 \text{ cm}$$

$$h_{01} = h_{02} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_r = 2850 \text{ kg/cm}^2$$

Pra do te kemi:

$$F_a = \frac{0.5 * \sum P_f * r * K}{(h_{01} + h_{02}) * \alpha * \delta * \sigma_r} = \frac{0.5 * 12329 * 50 * 1.8}{(7.5 + 7.5) * 0.00026 * 10 * 2850} = 4991.5 \text{ cm}^2$$

Perqindja minimale e armimit per 1 ml te tombinos eshte 0.2%.

$$\text{Pra } A_{smin} = \frac{0.2}{100} * 3.14 * 110 * 10 = 690.8 \text{ cm}^2$$

Analiza e mureve prites h=0.65m

Dimensionimi Nr. 1

Forcat vepruese mbi konstrukcion

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.31	5.97	0.25	1.000
Earthq.- constr.	0.30	-0.31	-0.15	0.25	1.000
Active pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000

Kontrolli i murit prites

Cross-section depth h = 0.45 m

Shear : $V_{Ed} = 0.30 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 215.19 \text{ kN/m}$

Pressure + Flexure : $M_{Ed} = -0.05 \text{ kNm/m}$

$N_{Ed} = 5.82 \text{ kN/m} < N_{Rd} = 3702.34 \text{ kN/m}$

Dimensionimi i murit kenaq kushtin e aftesisive mbajttese

Dimensionimi Nr. 2

Forcat vepruese mbi konstrukcion

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.31	5.97	0.25	1.000
Earthq.- constr.	0.30	-0.31	-0.15	0.25	1.000

RAPORTI I LLOGARITJEVE TE STRUKTURES

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Active pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000

Kontrolli i murit 0.90 m nga koka e murit

Cross-section depth h = 0.45 m

Shear : $V_{Ed} = 0.30 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 215.19 \text{ kN/m}$

Pressure + Flexure : $M_{Ed} = -0.05 \text{ kNm/m}$

$N_{Ed} = 5.82 \text{ kN/m} < N_{Rd} = 3702.34 \text{ kN/m}$

Dimensionimi i murit kenaq kushtin e aftesise mbajttese

Dimensionimi Nr. 3

Forcat vepruese mbi konstrukcion

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.31	5.97	0.25	1.000
Earthq.- constr.	0.30	-0.31	-0.15	0.25	1.000
Active pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000

Kontrolli i murit

Cross-section depth h = 0.45 m

Shear : $V_{Ed} = 0.30 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 215.19 \text{ kN/m}$

Pressure + Flexure : $M_{Ed} = -0.05 \text{ kNm/m}$

$N_{Ed} = 5.82 \text{ kN/m} < N_{Rd} = 3702.34 \text{ kN/m}$

Dimensionimi i murit kenaq kushtin e aftesise mbajttese

Parametrat e dheut – Gjendja e sforcuar totale

Number	Name	Pattern	φ_u [°]	c_u [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Soil No. 1 -		10.00	20.00	20.00

Parametrat e dheut

Soil No. 1

Unit weight : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$

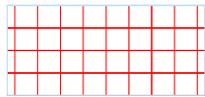
Angle of internal friction : $\varphi_u = 10.00^\circ$

Cohesion of soil : $c_u = 20.00 \text{ kPa}$

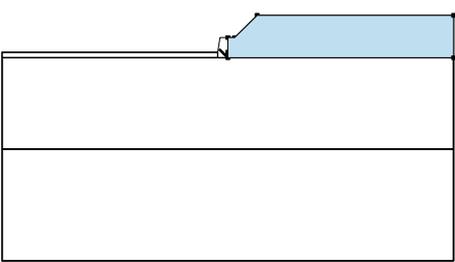
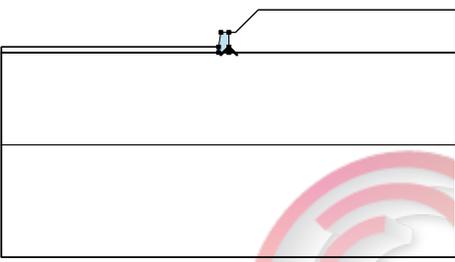
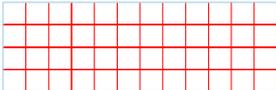
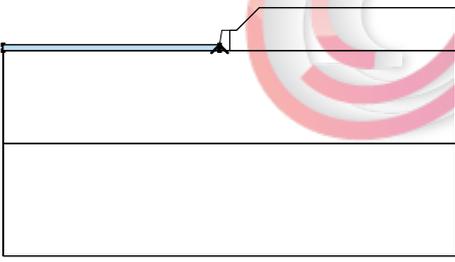
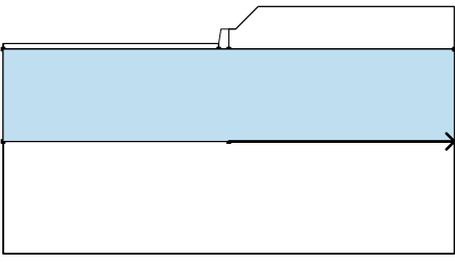
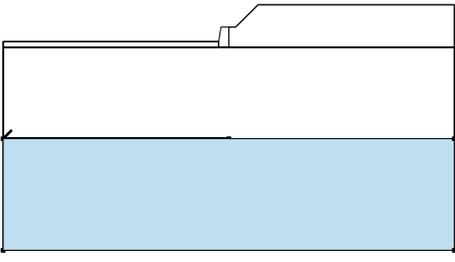
Struktura rigjide

Number	Name	Sample	γ [kN/m ³]
--------	------	--------	----------------------------------

RAPORTI I LLOGARITJEVE TE STRUKTURES

Number	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Rigid body		23.00

Muri dhe shtresat e marra ne konsiderate

Number	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0.00	99.35	0.00	99.10	Soil No. 1 
		10.00	99.10	10.00	101.00	
		1.30	101.00	0.30	100.00	
		0.00	100.00			
2		0.00	99.10	0.00	99.35	Rigid body 
		0.00	100.00	-0.35	100.00	
		-0.45	99.35	-0.45	99.10	
3		-0.45	99.10	-0.45	99.35	Soil No. 1 
		-10.00	99.35	-10.00	99.10	
4		0.00	95.00	10.00	95.00	Soil No. 1 
		10.00	99.10	0.00	99.10	
		-0.45	99.10	-10.00	99.10	
		-10.00	95.00			
5		0.00	95.00	-10.00	95.00	Soil No. 1 
		-10.00	90.00	10.00	90.00	
		10.00	95.00			

Uji

Water type : No water

Plasaritja nga Terheqja

Tensile crack not inputted.

Forca sizmike

Horizontal seismic coefficient : $K_h = 0.05$

Vertical seismic coefficient : $K_v = 0.02$

Parametrat e Analizes

Analysis settings : Standard

Analysis type : Safety factor

Safety factor : 1.50

Analiza e mureve priteses h=1.15m

Project

Date : 4/3/2018

Materiali i struktures

Unit weight $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 16/20

Longitudinal steel : B500

Gjeometria e struktures

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.15
3	0.00	1.50
4	-0.85	1.50
5	-0.85	1.15
6	-0.65	1.15
7	-0.45	0.00



The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area = 0.93 m².

Parametrat baze te dheut - (Gjendja e sforcuar totale)

No.	Name	Pattern	φ_u [°]	c_u [kPa]	a [kPa]	γ [kN/m ³]
1	soil 1		20.00	34.30	24.00	19.30

Parametrat e dheut ne qetesi

No.	Name	Pattern	Type calculation	φ [°]	δ [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	soil 1		cohesive	-	0.30	-	-

Parametrat e dheut

soil 1

Unit weight : γ = 19.30 kN/m³
 Stress-state : total
 Angle of internal friction : φ_u = 20.00 °
 Cohesion of soil : c_u = 34.30 kPa
 Adhesion struc.-soil : a = 24.00 kPa
 Soil : cohesive
 Poisson's ratio : ν = 0.30
 Saturated unit weight : γ_{sat} = 19.30 kN/m³

Profili gjeologjik

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	soil 1	

Profili i tokes

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.50	0.00
3	1.50	-1.00
4	2.50	-1.00

Origin [0,0] is located in upper right edge of construction.
 Positive coordinate +z has downward direction.

Veprimi i ujit

Ground water table is located below the structure.

Rezistenca ne ballin e struktures

Resistance on front face of the structure: passive
 Soil on front face of the structure - soil 1
 Soil thickness in front of structure h = 0.50 m
 Angle of friction struc.-soil φ = 20.00 °
 Terrain in front of structure is flat.

Veprimi sizmik

Horizontal seismic coefficient K_h = 0.0500
 Vertical seismic coefficient K_v = 0.0250
 Water below the GWT is restricted.

Parametrat e analizës

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)
 Passive earth pressure calculation - Caquot-Kerisel (CSN 730037)
 Earthquake analysis theory - Mononobe-Okabe
 Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)
 Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.50
 Safety factor for overturning = 1.50
 Factor of safety for bearing capacity = 1.50

Verifikimi Nr. 1

Forcat vepruese mbi konstrukcion

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.66	21.39	0.52	1.000
Earthq.- constr.	1.07	-0.66	-0.53	0.52	1.000
FF resistance	-44.82	-0.25	-13.70	0.04	1.000
Earthq.- face	0.00	-0.50	0.00	0.23	1.000
Active pressure	0.00	-1.50	0.00	0.85	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-1.50	0.00	0.85	1.000

Verifikimi i murit ne teresi

Kontrolli ne permbyasje

Resisting moment $M_{res} = 10.45$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = -10.41$ kNm/m

Safety factor = 1000.00 > 1.50

Wall for overturning is **SATISFACTORY**

Kontrolli ne rreshqitje

Resisting horizontal force $H_{res} = 31.76$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = -43.75$ kN/m

Safety factor = 1000.00 > 1.50

Wall for slip is **SATISFACTORY**

Forcat vepruese ne qender te themelit te murit

Overall moment $M = -17.82$ kNm/m

Normal force $N = 7.16$ kN/m

Shear force $Q = -43.75$ kN/m

Overall check - WALL is **SATISFACTORY**

Aftesia mbajtese e tabanit

Forcat vepruese ne qender te tabanit

Numb er	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	-17.82	7.16	-43.75	0.00	8.42

Bearing capacity of foundation soil check

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.0$ mm

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 280.5$ mm

Eccentricity of the normal force is **SATISFACTORY**

Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom $\sigma = 8.42$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 255.00$ kPa

Safety factor = 30.28 > 1.50

Bearing capacity of foundation soil is **SATISFACTORY**

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.66	21.39	0.52	1.000
Earthq.- constr.	1.07	-0.66	-0.53	0.52	1.000
FF resistance	-44.82	-0.25	-13.70	0.04	1.000
Earthq.- face	0.00	-0.50	0.00	0.23	1.000
Active pressure	0.00	-1.50	0.00	0.85	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-1.50	0.00	0.85	1.000

Front wall jump check

Foundation thickness is greater than offset of the front wall jump. Reinforcement is not required.

Slope stability analysis

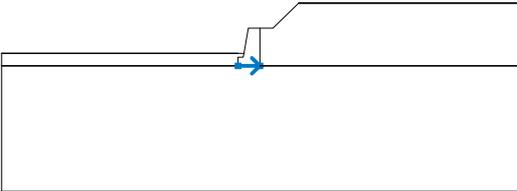
Project

Analysis type : in effective parameters

Interface

Number	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10.00	-1.00	-0.85	-1.00	-0.62	-1.00
		-0.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
		1.50	1.00	10.00	1.00		
2		0.00	0.00	0.00	-1.15	0.00	-1.50
		10.00	-1.50				
3		-10.00	-1.50	-0.85	-1.50	-0.85	-1.15
		-0.65	-1.15	-0.62	-1.00		

RAPORTI I LLOGARITJEVE TE STRUKTURES

Number	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
4		-0.85	-1.50	0.00	-1.50		

Soil parameters - effective stress state

Number	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	soil 1				19.30

Soil parameters - uplift

Number	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	soil 1		19.30		

Soil parameters soil 1

Unit weight :

Angle of internal friction :

Cohesion of soil :

Saturated unit weight :

$$\gamma = 19.30 \text{ kN/m}^3$$

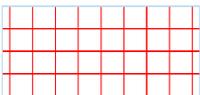
$$\varphi_{ef} = 0^\circ$$

$$C_{ef} = \text{ kPa}$$

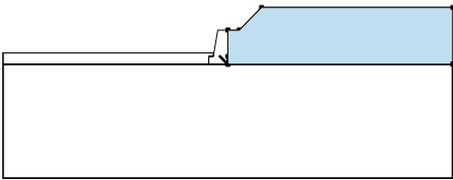
$$\gamma_{sat} = 19.30 \text{ kN/m}^3$$



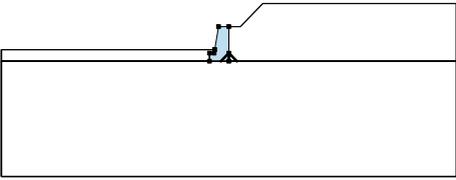
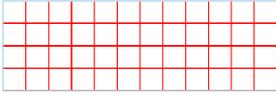
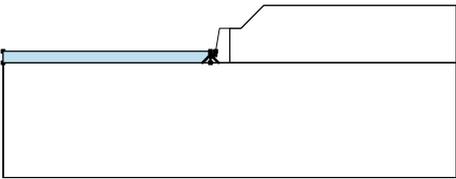
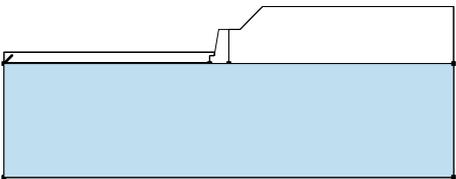
Rigid bodies

Number	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Rigid body		23.00

Assigning and surfaces

Number	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0.00	-1.15	0.00	-1.50	soil 1 
		10.00	-1.50	10.00	1.00	
		1.50	1.00	0.50	0.00	
		0.00	0.00			

RAPORTI I LLOGARITJEVE TE STRUKTURES

Number	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
2		0.00	-1.50	0.00	-1.15	Rigid body 
		0.00	0.00	-0.45	0.00	
		-0.62	-1.00	-0.65	-1.15	
		-0.85	-1.15	-0.85	-1.50	
3		-0.85	-1.50	-0.85	-1.15	soil 1 
		-0.65	-1.15	-0.62	-1.00	
		-0.85	-1.00	-10.00	-1.00	
		-10.00	-1.50			
4		-0.85	-1.50	-10.00	-1.50	soil 1 
		-10.00	-6.50	10.00	-6.50	
		10.00	-1.50	0.00	-1.50	

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not inputted.

Earthquake

Horizontal seismic coefficient : $K_h = 0.05$

Vertical seismic coefficient : $K_v = 0.03$

Analysis settings

Analysis settings : Standard

Analysis type : Safety factor

Safety factor : 1.50

