



REPUBLIKA E SHQIPËRISË

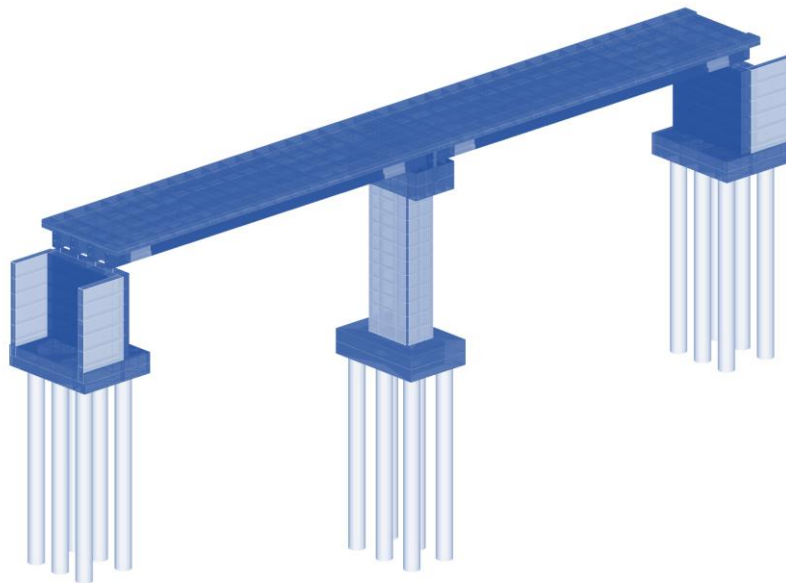


BASHKIA TIRANË

RAPORTI STRUKTUROR

Titulli i Projektit:

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"



POROSITËSI:



BASHKIA TIRANË

PROJEKTUES:



Studio "SPHAERA" sh.p.k

PROJEKTIM

SUPERVIZION

KOLAUDIM

Tiranë, 2022

Përmbajtja e kapitujve dhe nën kapitujve

1	TË DHËNA TË PËRGJITHSHME	3
1.1	QËLLIMI I RAPORTIT	3
1.2	TË DHËNAT REFERUESE	3
1.3	PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM	3
1.4	NJËSITË	4
2	REFERENCA NORMATIVE	5
3	TË DHËNA TOPOGRAFIKE	6
4	TË DHËNA GJEOTEKNIKE	7
5	TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM	8
5.1	JETËGJATËSIA PROJEKTUESE DHE KËRKESAT E DURUESHMËRISË	8
5.1.1	Kërkesat e durueshmërisë	8
5.1.2	Kushtet mjedisore.....	8
5.1.3	Jetëgjatësia projektuese	9
5.1.4	Përcaktimi i klasës minimale të betonit	9
5.1.5	Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut	10
5.2	VETITË FIZIKO – MEKANIKE TË MATERIALEVE	10
5.2.1	Klasat e betonit.....	10
5.2.2	Klasa e armaturës së çelikut	12
5.2.3	Çeliku i paranderjes.....	13
5.2.4	Çeliku Strukturore.....	13
5.2.5	Klasa e çimentos	13
5.3	NGARKESAT, VEPRIMET DHE KOMBINIMET E TYRE	14
5.3.1	Pesha vetjake e elementëve (Ngarkesat e përhershme) G.....	14
5.3.2	Pesha vetjake e shtresave rrugore	15
5.3.3	Pesha vetjake e shtresave në urë.....	15
5.3.4	Pesha vetjake e trotuarëve	16
5.3.5	Pesha vetjake e traut.....	16
5.3.6	Pesha vetjake e soletës	17
5.3.7	Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore	18
5.3.8	Veprimet vertikale të trafikut (ngarkesat e përkohshme) Q	19
5.3.9	Veprimet sizmike	21
5.3.10	Veprimet gjatë zbatimit.....	23
5.3.11	Veprimet aksidentale.....	23
5.3.12	Veprimet horizontale të trafikut	24
5.3.13	Presioni i dheut në anë të ballnave	25
5.3.14	Kombinimi i veprimeve	25
6	LLOGARITJET STRUKTURE	28
6.1	TË PËRGJITHSHME.....	28
6.2	METODOLOGJIA E KRYERJES SË ANALIZËS	29
6.3	PËRCAKTIMI I VIJAVE TË KALIMIT IMAGJINARE	30
6.4	MODELIMI KOMPJUTERIK	30
6.5	ANALIZA MODALE	31
6.6	ANALIZA E NGARKESAVE TË LËVIZSHME: VIJAT E INFLUENCËS	32
6.7	FORCAT E BRENDSHME NËPËR ELEMENTË STRUKTURE	33
6.8	LLOGARITJA E MBISTRUKTURËS.....	34
6.8.1	Të përgjithshme.....	34
6.8.2	Llogaritja e trarëve të urës	36
6.8.3	Llogaritja e soletës monolite të hedhur në vend	39
6.9	MBËSHTETJET ANËSORE (BALLNAT)	41
6.10	MBËSHTETJET E MESIT (PILA)	44
6.11	ELEMENTË TË TJERË	47
7	STUDIMI I SIGURISË DHE SINJALISTIKËS RRUGORE	48
8	METODOLOGJIA E NDËRTIMIT	50
8.1	TË PËRGJITHSHME.....	50
8.2	METODOLOGJIA E NDËRTIMIT	50
8.3	MONTIMI I TRARËVE TË PARAPËRGATITUR	52
9	MATERIALET TË TJERA REFERUESE	53

PËRMBAJTJA E FIGURAVE

Figura 1 Pamje 3 Dimensionale të urës së re 4

Figura 2 Paketa 2/2 e Eurokodeve – Pjesët që nevojiten për projektimin e urave betonarme 5

Figura 3 Rilevimi Topografik i sheshit të ndërtimit dhe pozicioni i urës 6

Figura 4 Raporti gjeologu - Inxhinierik 7

Figura 5 Tabela 2.1 në EN 1990 jep vlerat indikativë të jetëgjatësisë projektuese 9

Figura 6 Tabela E.1N e EN 1992-1-1, përshkrimi i klasës së betonit për kategori të ndryshme ekspozimi 9

Figura 7 Karakteristikat e klasave të betoneve 11

Figura 8 Diagramat sforcim – deformim për betonin 11

Figura 9 Tabela C.1 e EN 1998-1-1, përshkrimi i karakteristikave të armaturës së çelikut 12

Figura 10 Diagrama reale e Çelikut B500b (S500) 12

Figura 11 Paraqitja e kavove në traun e parandehur 13

Figura 12 Karakteristikat e çelikut strukturorë S235 13

Figura 13 Elementët Strukturorë të urës 14

Figura 14 Elementët Strukturorë të urës 14

Figura 15 Detaj i paketës së shtresave rrugore 15

Figura 16 Detaj i paketës së shtresave në urë 15

Figura 17 Detaj i përgjithshëm i trotuarit anësorë 16

Figura 18 Profili gjatësor i traut 16

Figura 19 Seksionet tip të traut në gjithë gjatësinë 17

Figura 20 Prerja tërthore e soletës 17

Figura 21 Përcaktimi i koeficientit të shpërndarjes tërthore sipas dy rasteve të ngarkimit 18

Figura 22 Tabela 4.2 - Skemë ngarkesa 1: Vlerat karakteristike (bazuar në EC1-2) 19

Figura 23 Aplikimi i skemë ngarkesës 1 (LM1) (bazuar në EC1-2) 20

Figura 24 Kapaku e botimit të referuar 21

Figura 25 Harta sizmike e Shqipërisë 21

Figura 26 Spektrat projektues të reagimit 22

Figura 27 Përmbledhje e faktorëve për veprimet dhe faktorëve pjesor për rezistencat 27

Figura 28 Profil Gjatësor 28

Figura 29 Profil Tërthor 28

Figura 30 Llogaritja e forcës prerëse në K1 dhe momenti përkulës në K2 29

Figura 31 Përcaktimi i x_M dhe x_V 29

Figura 32 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare 30

Figura 33 Moda 1, $T_1=0.28$ sek 31

Figura 34 Moda 2, $T_2=0.26$ sek 31

Figura 35 Moda 3, $T_3=0.3077$ sek 31

Figura 36 Vija e influencës për momentin përkulës në mes të traut të anës 32

Figura 37 Vija e influencës për forcën prerëse në mes të traut të anës 32

Figura 38 Momenti përkulës për shkak të kombinimit më të rrezikshëm 33

Figura 39 Diagrama e forces prerëse nga pesha vetjake 33

Figura 40 Diagrama e sforcimeve në beton 33

Figura 41 Pamje 3D e mbistrukturës 34

Figura 42 Seksioni tërthor i urës tip 35

Figura 43 Diagrama e momentit përkulës dhe forcës prerëse sipas kombinimit ULS 37

Figura 44 Llogaritja e seksionit të traut të urës 38

Figura 45 Profili gjatësor i trau dhe Armimi i seksioneve tërthore 38

Figura 46 Sasia e kërkuar e armaturës punuese, Drejtimi X pjesa e sipërme dhe poshtme (sipas kombinimit ULS) 39

Figura 47 Sasia e kërkuar e armaturës punuese, Drejtimi Y pjesa e sipërme dhe poshtme (sipas kombinimit ULS) 39

Figura 48 Armimi i soletës, Prerja Tërthore 40

Figura 49 Armimi i soletës në plan dhe në prerjen gjatësore 40

Figura 50 Modeli llogaritës i ballit 41

Figura 51 Armimi i murit ballor 43

Figura 52 Armimi themelit të ballit 43

Figura 53 Pamja 3D e pilës nga modeli llogaritës 44

Figura 54 Armimi i themelit të pilës 45

Figura 55 Armimi i kolonës së pilës në lartësi 45

Figura 56 Armimi i jastëkut në kokë të pilës 46

Figura 57 Armimi i stolave betonarme 46

Figura 58 Detaj i neoprenit 47

Figura 59 Detaj i fugës delitacioni të urës 47

Figura 60 Pamje të trotuarit dhe kullimit të ujërave 47

Figura 61 Pajisje për menaxhimin e trafikut 48

Figura 62 Disa tabela dhe elementë që nevojiten për sigurinë rrugore 48

Figura 63 Sinjalistika për pengesë rrugore që tregon ngushtim karrëxhatës 49

Figura 64 Ndalimqarkullimi i mjeteve që kalojnë një masë/aks më të madhe se ton 49

Figura 65 Reflektorë në ura 49

Figura 66 Ngushtim simetrik në të dyja anët/majtas/djathtas 49

Figura 67 E drejtë përparësie, në drejtimet një kalimsh të alternuara 49

Figura 68 Plani i organizimit të punimeve 50

1 TË DHËNA TË PËRGJITHSHME

1.1 QËLLIMI I RAPORTIT

Ky raport prezanton në mënyrë të përmbledhur të dhënat që janë marrë në konsideratë dhe rrugën që është ndjekur për projektimin e elementëve strukturorë të urës automobilistike që do të ndërtohet në kuadër të projektit në fjalë dhe konkretisht:

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

Pozicioni i urës së re do të jetë në të njëjtin vend ku ndodhet ura ekzistuese (Ura Pasarele) (shiko vizatimet për me shumë detaje). Në raport jepen të dhëna që janë marrë në konsideratë, analiza dhe projektimi i elementëve strukturorë së bashku me rezultatet kryesore të llogaritjes.

1.2 TË DHËNAT REFERUESE

Për projektimin e elementëve strukturor mbajtes u përdorën të dhënat e mëposhtme:

- Pozicioni në plan i urës (*Plan vendosja*);
- Projekti i studimit të zonës;
- Rrugët hyrëse dhe dalje të urës;
- Studimi Gjeologo - Inxhinierike;
- Studimi Topografik;

Rekomandojmë që përpara fillimit të punimeve, të verifikohen saktë shtresat gjeologjike ekzistuese dhe të krahasohen parametrat e shtresave të marra në projekt si dhe të bëhet studimi hidrologjik (kuotat e sistemit) të lumit Erzen që kalon nën urë.

1.3 PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM

Pas studimit të disa varianteve të propozuara nga ana e konsulentit për ndërtimin e urës së re që kalon në lumin e Erzen dhe pas miratimit të projekt idesë përfundimtare të propozuar nga ana e konsulentit, porositesit të projektit, u vendos që zgjidhja përfundimtare të jetë një urë e re, më hapësirë dritë 2x30.00m dhe me mbi-strukturë me dimensione në drejtimin tërthorë më të mëdha sesa ajo ekzistuesja, në përputhje me kërkesat e porositesit dhe në përputhje me projekt idenë përfundimtare të dorëzuar mëparë.

Ura e re do të ketë 2 hapësira dritë me nga 30.00m secila. Mbështetjet anësore do të përbëhen nga ballna betonarme të mbështetur në pilota të cilat do të mbështeten në shtresën numër 6 ose 7 siç jepet në vizatime dhe në studimin gjeologjik. Mbështetja e mesit e urës do të përbëhet nga pila në formë drejtkëndore, e cila në kokë të saj ka jastëkun dhe poshtë kanë themelin në forme drejtkëndore, i cili mbështetet mbi pilota të cilat edhe këto mbështeten në shtresën numër 6 ose 7 në përputhje me studimin dhe profilin gjeologjik. Për më shumë informacione në lidhje me urën e re shiko kapitullin e llogaritjeve strukturore dhe vizatimet e projektit.

Ura e zgjedhur do të jenë me veçoritë e mëposhtme:

- Urë me hapësirë dritë prej 30.00 metra;
- Numri total i hapësirave dritë 2;
- Mbistrukturë e përbërë nga trarë të parandehur në formë T-je;
- Seksion tërthor me 4 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor 1.75m;
- Nën-strukturë me ballna dhe pila të derdhur në vend të mbështetur mbi pilota;

Kjo zgjedhje u bazua në analizën e kostos, studimin topografik dhe veçanërisht në studimin gjeologjik. Më poshtë janë paraqitur disa pamje 3 dimensionale të urës së re:

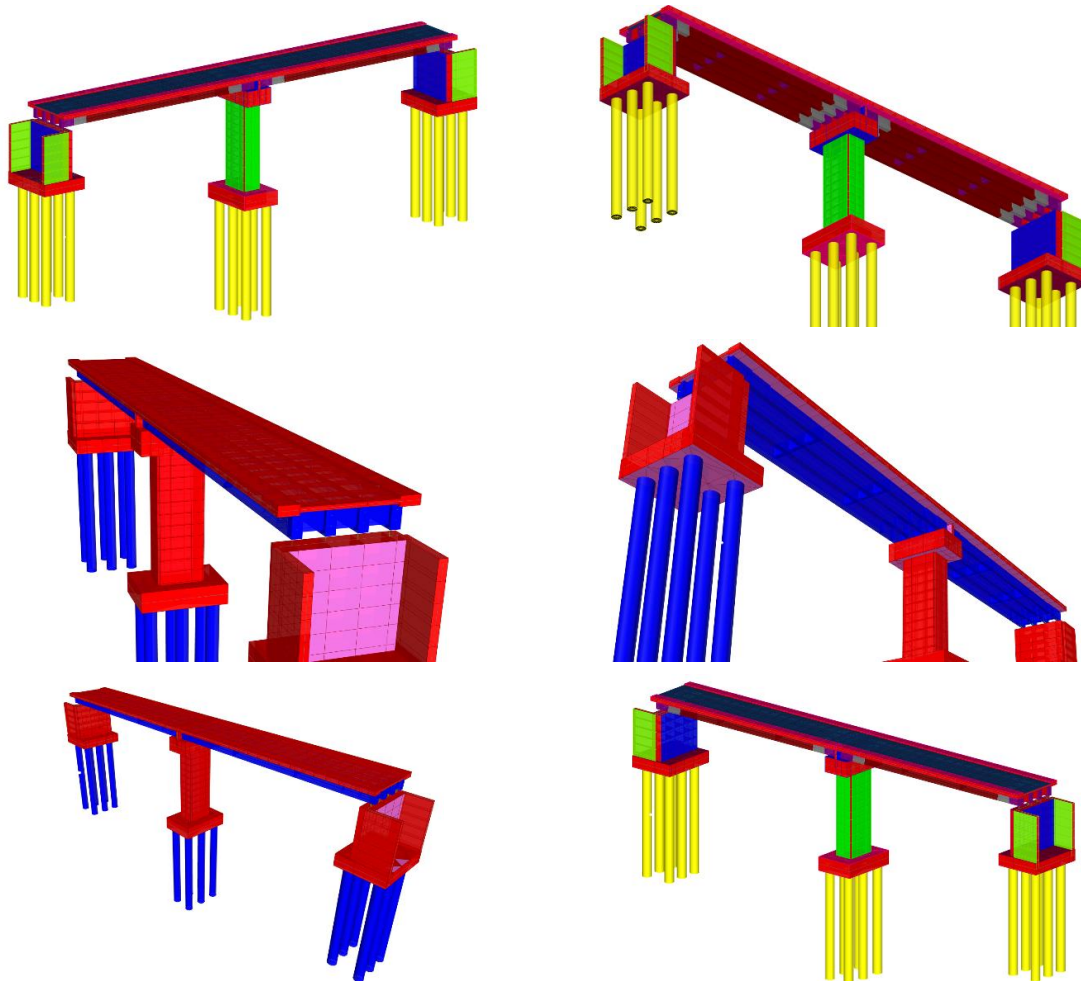


Figura 1 Pamje 3 Dimensionale të urës së re

1.4 NJËSITË

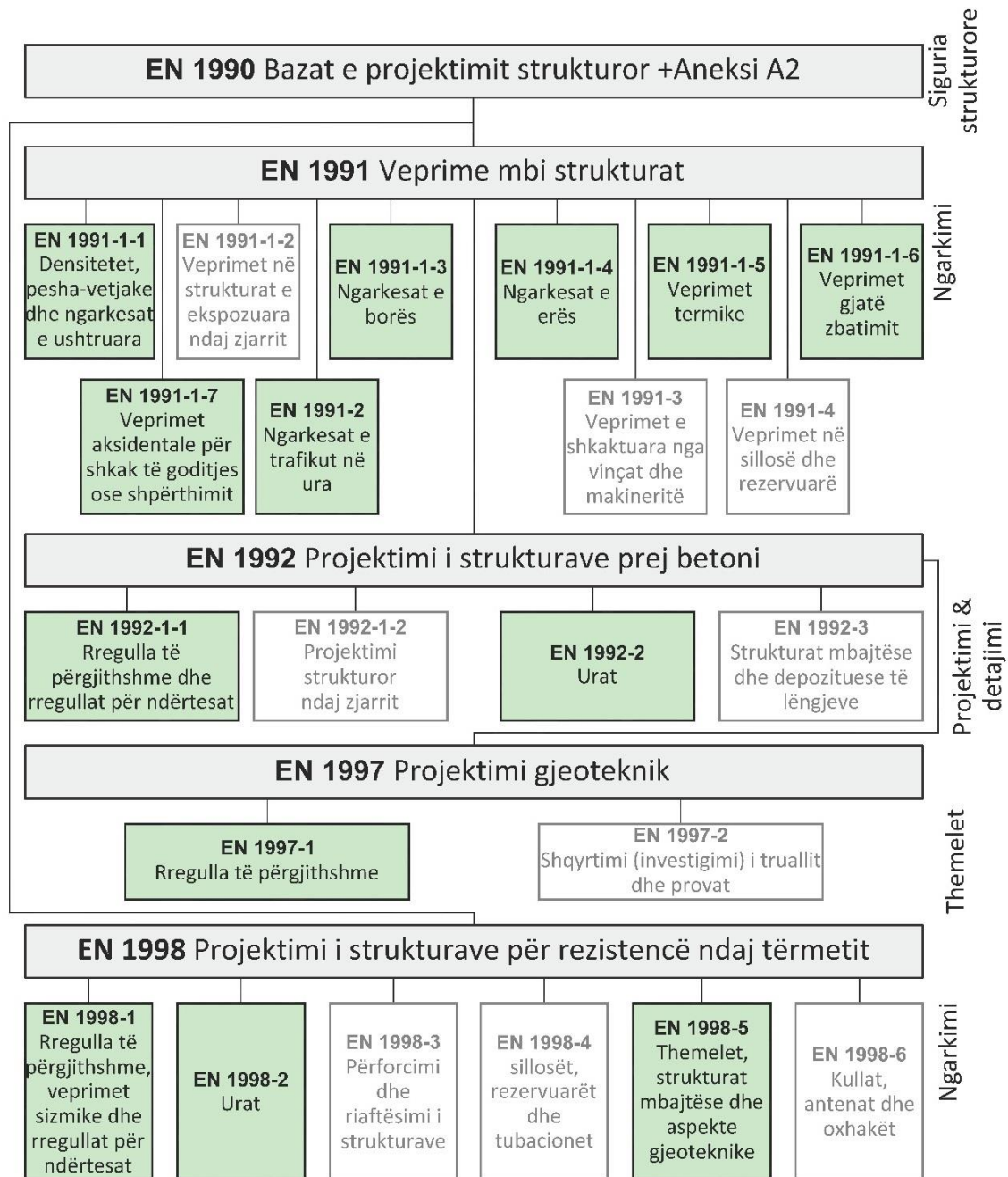
Sistemi i njësive që do të përdoret në llogaritjet dhe projektimin e strukturës është sistemi S.I. Më poshtë janë dhënë njësitet që do të përdoren:

- | | |
|---------------------------------|---|
| – Forcat dhe Ngarkesat | kN, kN/m, kN/m ² ; |
| – Densiteti dhe masa | kg/m ³ , t/m ³ kg, t; |
| – Peshë njësi (Peshë specifike) | kN/m ³ ; |
| – Sforcimet dhe forcat | N/mm ² (= MN/m ² or MPa), kN/m ² (=kPa); |
| – Momentet | kNm; |
| – Nxitimi i truallit | m/s ² , g (= 9,81 m/s ²); |

2 REFERENCA NORMATIVE

Për projektimin e elementëve strukturori të urës u shfrytëzuan:

- *Kushtet Teknike të Projektimit (KTP);*
- *Normat Evropiane, Eurokode. Figura e mëposhtme përmbledh Pjesët e Eurokodeve që nevojiten për projektimin e mureve mbajtës betonarme. Këto Pjesë përbëjnë Paketën 2/2 të Eurokodeve – Projektimi i urave dhe mureve mbajtës prej betoni.*



Paketa 2.2. - Urat

- █ Pjesët e Eurokodeve të nevojshme për këtë Paketë
- ▭ Pjesët e Eurokodeve që nuk duhen për këtë Paketë

Figura 2 Paketa 2/2 e Eurokodeve – Pjesët që nevojiten për projektimin e urave betonarme

3 TË DHËNA TOPOGRAFIKE

Studimi topografik konsiston në rilevimin e gjendjes ekzistuese të urës dhe zonës përreth. Të dhënat topografike që u përdoren në këtë raport u morën nga studimet topografike, të kryera në vendin ku do të ndërtohet ura. Më poshtë është paraqitur rilevimi topografik i sheshit të ndërtimit referues:

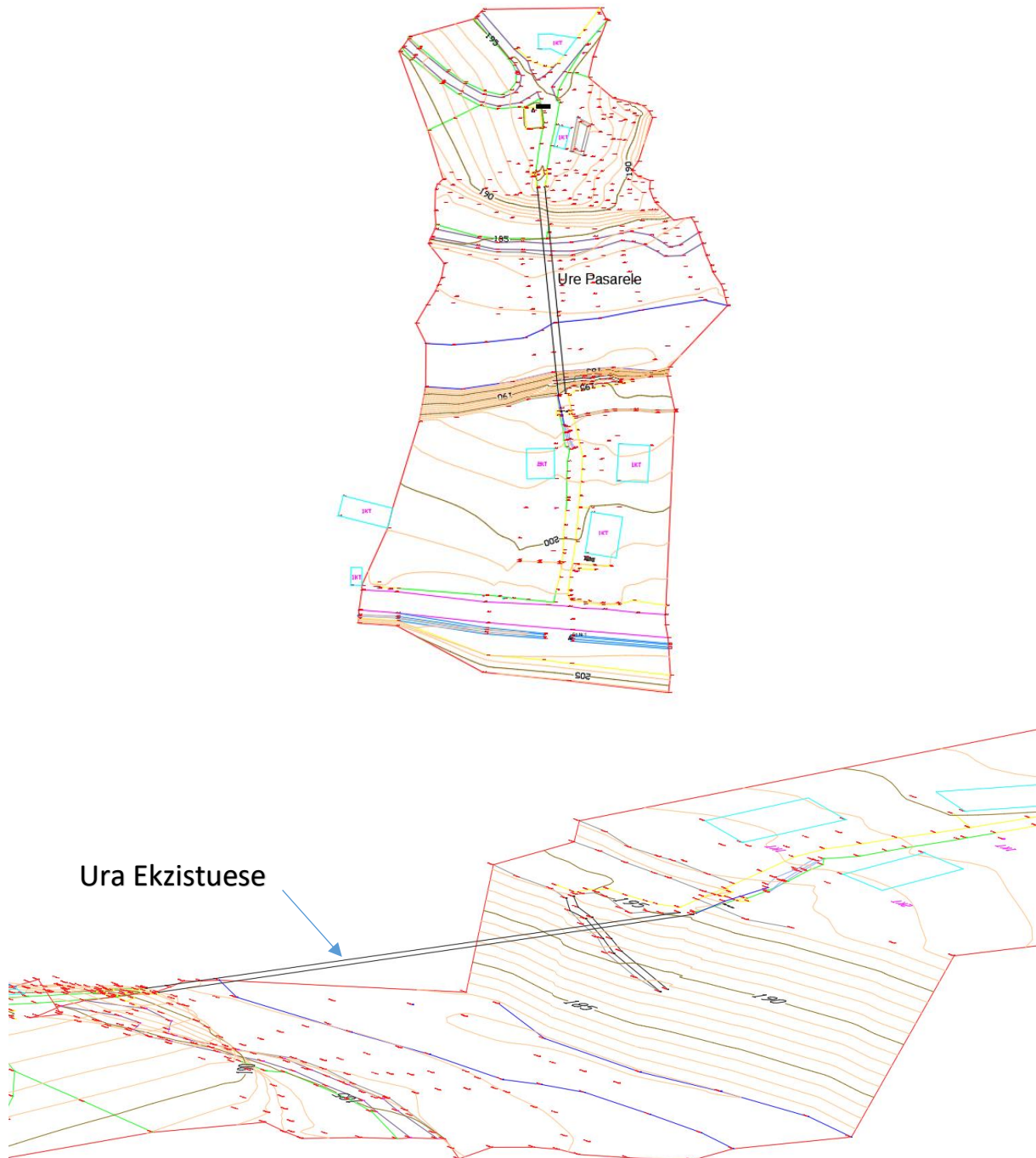


Figura 3 Rilevimi Topografik i sheshit të ndërtimit dhe pozicioni i urës

Shënim: Për më shumë informacione në lidhje me rilevimin topografik të zonës, shiko studimin përkatës.

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

4 TË DHËNA GJEOTEKNIKE

Të dhënat gjeoteknike që u përdorën në këtë raport u morën nga studimi gjeologjik i hartuar nga studio "Altea GeoStudio" sh.p.k me autor: *Skender Allkja, Besian Xhagolli dhe Ardita Malaj*, dhe me porosi të "JV SPHAERA" & "ARCHISPACE" & "ETLEVA BUSHATI" & "BASHKIA TIRANË". Qëllimi i këtij studimi gjeologjik është njohja e ndërtimit gjeologo-litologjik të zonës së propozuar për ndërtimin e urës së re dhe vlerësimi i vetive fiziko – mekanike të dherave, të ndarë me shtresa, vrojtimi i fenomeneve negative fiziko – gjeologjike, brenda territorit të sheshit të ndërtimit dhe për rreth tij, si dhe të dhëna mbi ujërat nëntokësorë. Nga të dhënat e studimit do marrim karakteristikat mekanike të shtresave përbërëse të terrenit ekzistues si dhe kategorinë e truallit sipas tipit që jepet në tab.3.1 tek EN 1998-1.

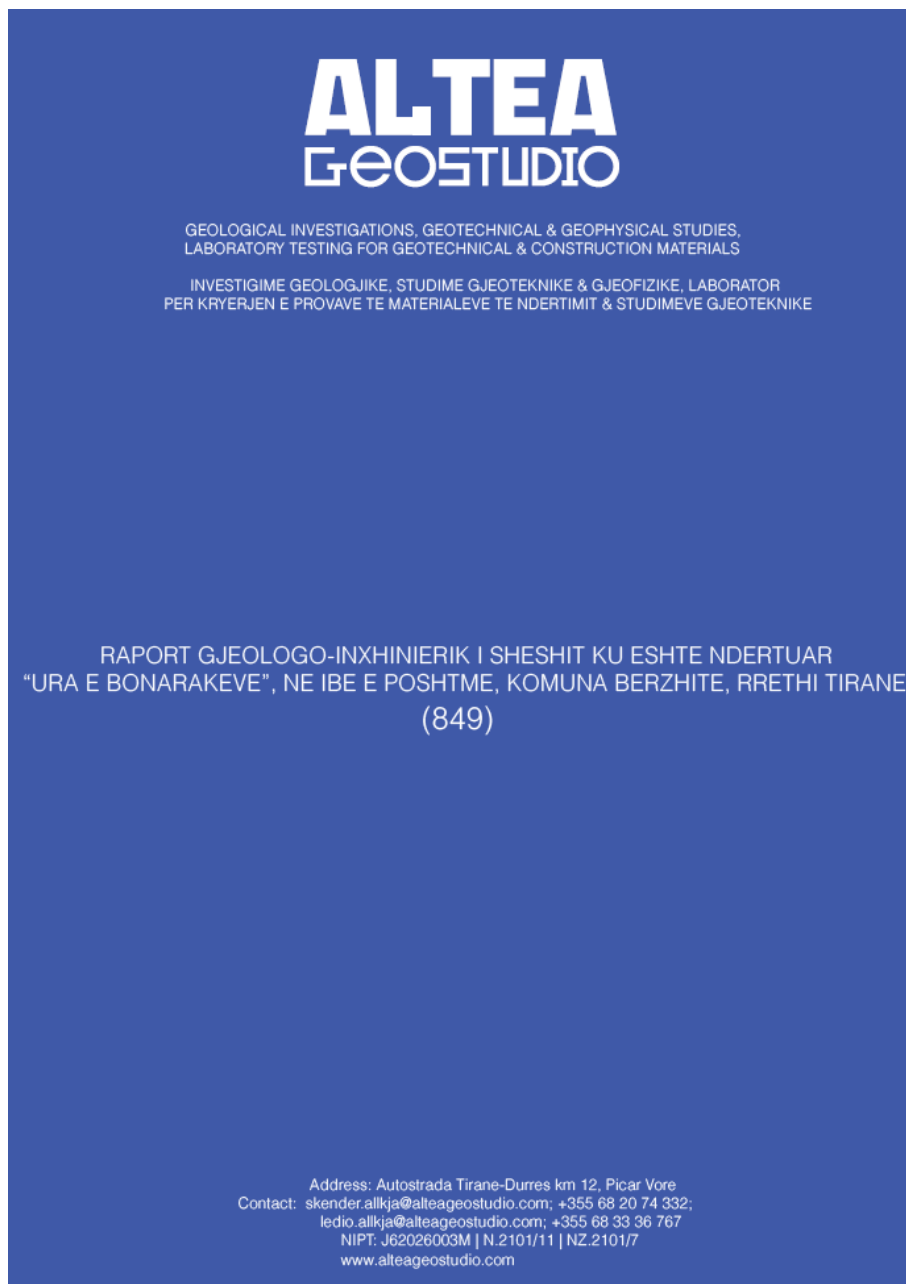


Figura 4 Raporti gjeologu - Inxhinierik

Shënim: Për më shumë informacione në lidhje me kushtet gjeologo-inxhinierike, llojin e shtresave dhe karakteristikat kryesore të tyre të shikohet raporti përkatës.

5 TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM

5.1 JETËGJATËSIA PROJEKTUESE DHE KËRKESAT E DURUESHMËRISË

5.1.1 Kërkesat e durueshmërisë

Një strukturë e qëndrueshme duhet të plotësojë kërkesat e shërbimit, forcën dhe stabilitetin gjatë gjithë jetëgjatësisë së saj projektuese, pa humbje të konsiderueshme të shërbimeve apo të mirëmbajtjes së pa parashikuar. Kërkesat e mbrojtjes së strukturës do të përcaktohen duke marrë në konsideratë përdorimin e synuar të saj, jetëgjatësinë e saj projektuese, programin dhe veprimet kryesore.

Mbrojtja ndaj gërryerjeve të shufrave të çelikut varet nga densiteti, kualiteti dhe trashësia e shtresës mbrojtëse dhe e madhësisë së plasaritjeve në beton. Densiteti dhe kualiteti i shtresës mbrojtëse arrihet duke kontrolli i koeficientit maksimal ujë/çimento dhe përmbajtjen minimale të çimentos dhe mund të jenë të lidhura me një klasë minimale të forcës së betonit.

5.1.2 Kushtet mjedisore

Kushtet mjedisore klasifikohen sipas Tabelës 4.1 të EN 1992-1-1, e cila bazohet në EN 206-1. Sipas tabelës së sipërpërmendur, elementët e veprave të artit që po projektohen (në lidhje me korrozionin) i takojnë klasës:

XC1 E thate ose vazhdimisht e lagësht.

XC2 E lagësht dhe rrallë herë e thatë, Betoni shpeshherë subjekt i ujit. Themele.

XC4 E thatë dhe e lagësht ciklike: Sipërfaqe betoni që i nënshtrohen kontaktit me ujin, por që nuk bëjnë pjesë në klasën e ekspozimit XC2.

Gjithsesi, për shkak të specifikave të vendit ku do ndërtohen veprat e artit, janë marrë parasysh edhe klasat e mëposhtme të ekspozimit, të cilat kanë të bëjnë me dëmtimet e mundshme të betonit.

XA1 Mjedis pak agresiv kimik, sipas EN 206-1, Tabela 2;

XF1 Ngopje e moderuar me ujë, pa agjentë kundër ngrirjes (sulm ngrirje/shkrirje).

XF2 Ngopje e moderuar me ujë, pa agjentë kundër ngrirjes (sulm ngrirje/shkrirje).

Sipas EN 1992-1, 4.4.1.2(12): Kur pritet sulm ngrirje/shkrirje ose kimik mbi betonin (klasat XF dhe XA), pritet që t'i kushtohet vëmendje e veçantë recetës së betonit (shih EN 206-1 Seksioni 6). Shtresa mbrojtëse në përputhje me 4.4 është zakonisht e mjaftueshme për situata të tilla. **Të bëhet analiza e ujërave nëntokësore dhe e ajrit për të kontrolluar përbërjen kimike të tyre. Mbi bazën e saj të gjykohet mbi shkallën e aktivitetit kimik mbi strukturë dhe për çdo rast të shtohen në beton elementët kimik mbrojtës.**

5.1.3 Jetëgjatësia projektuese

Jetëgjatësia projektuese është përcaktuar duke u bazuar në EN 1990 siç përmendet më poshtë: *“periudha gjatë së cilës supozohet se një strukturë, ose pjesë të saj, përdoren për qëllimin e planifikuar, me mirëmbajtjen të parashikuar, por pa pasur të domosdoshme riparime të mëdha”*. Jetëgjatësia projektuese duhet të specifikohet, siç është e nevojshme për përcaktimin e veprimeve të projektimit (p.sh reagimet sizmike), karakteristikat e materialeve (p.sh lodhja), për zhvillimin e strategjive të mirëmbajtjes, etj.

Figura 5 Tabela 2.1 në EN 1990 jep vlerat indikativë të jetëgjatësisë projektuese

Kategoritë e jetëgjatësisë projektuese	Vlerat treguese të jetëgjatësisë (në vjet)	Shembuj
1	10	Struktura të përkohshme
2	10 to 25	Pjesë të zëvendësueshme të strukturave p.sh trarë urash,, mbështetjet e urave etj.
3	15 to 30	Struktura bujqësore dhe struktura të ngjashme
4	50	Struktura banimi, struktura të tjera të zakonshme
5	100	Struktura monumentale, urat dhe struktura të tjera të inxhinierisë civile

Jetëgjatësia projektuese për urën është pranuar **100 vjet**.

5.1.4 Përcaktimi i klasës minimale të betonit

Përcaktimi i duhur dhe më jetëgjatë i klasës së betonit bëhet për të mbrojtur betonin nga agentët e ndryshëm të jashtëm dhe mbrojtjen e armaturës së çelikut nga gërryerjet, kjo kërkon marrjen në konsideratë të përbërjes së betonit.

Për klasat e ekspozimit të zgjedhura me lart, në përputhje me Tabelën E.1N në EN 1992.1.1, është përcaktuar klasa e betonit siç jepet më poshtë:

Klasat e ekspozimit në përputhje me Tabelën 4.1										
Korrozioni										
	Korrozion i shkaktuar nga karbonizimi				Korrozioni i shkaktuar nga kloruri			Korrozioni i shkaktuar nga kloruri i ujit të detit		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Tregues i klasës së betonit	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Dëmtimet në Beton										
	Nuk ka rrezik		Ngrije/shkrije			Sulmi kimik				
	X0		XF1	XF2	XF3	XA1	XA2		XA3	
Tregues i klasës së betonit	C12/15		C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45	

Figura 6 Tabela E.1N e EN 1992-1-1, përshkrimi i klasës së betonit për kategori të ndryshme ekspozimi

Ndërkohë, duke u bazuar në Eurocode 8, në kapitujt që flasin për projektimin e strukturave me duktiliteti të mesëm dhe me duktiliteti të lart, minimumi i klasës së betonit për elementët kryesorë sizmikë është C16/20 për strukturat DCM (Klasë duktiliteti të mesme) dhe C20/25 për strukturat DCH (Klasë duktiliteti të lartë).

5.1.5 Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut

Shtresa mbrojtëse minimale duhet të përmbushë dy kritere, lidhjen e çelikut me betonin dhe durueshmërinë:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\}$$

- $c_{min,b}$ (lidhja e çelikut me betonin) jepet në Tab. 4.2 të EN 1992-1-1 si:

$$c_{min,b} = \text{diametri i shufrës (përmasa maksimale e agregatëve} \leq 32 \text{ mm)}$$

Në rastin tonë, vlera e $c_{min,b}$ është: 16mm

$c_{min,dur}$ jepet në Tab. 4.4N, në varësi të:

klasës së ekspozimit (Tab. 4.1) / klasës strukturore (Tab. 4.3N)

Në rastin tonë, vlera e $c_{min,dur}$ është: 35mm (për Klasë Strukturore S5 dhe klasë ekspozimi XC4). Shtresa mbrojtëse e normuar, e cila gjendet në vizatime dhe që përdoret në llogaritje, merret duke shtuar vlerës minimale një devijim të mundshëm për të garantuar se kjo vlerë minimale do respektohet gjatë zbatimit.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Përfundimisht: c_{nom} = 40 mm për mbistrukturën dhe 50 mm për nënstrukturën.

5.2 VETITË FIZIKO – MEKANIKE TË MATERIALEVE

Materialet që do të përdoren për projektimin e strukturës (betoni dhe çeliku) duhet të plotësojnë të gjitha kriteret e parashikuara në Eurokodin 2 si dhe në Eurokodin 8.

EN 1998-1, 5.5.1(3)P kërkon që në elementët parësorë sizmikë të përdoret çelik armimi sipas EN 1992, Tabela C.1. EN 1998-1, 5.5.1(1)P kërkon që të mos përdoret klasë betoni më e ulët se C20/25 për klasë duktiliteti DCH.

Zgjedhja e materialeve u kushtëzua edhe nga respektimi i klasave orientuese të Tabela E.1N të EN 1992-1. Betoni dhe çeliku i armimit për strukturën janë si më poshtë (EN 1992-1-1).

5.2.1 Klasat e betonit

Klasat e betonit C25/30, C30/37, C35/45 dhe C40/45 janë përdorur për disa elementë strukturorë të urës (*shih elementët strukturorë përkatëse*).

Zgjedhja e klasës së betonit është bërë dukë u bazuar mbi:

1. *Klasat indikativë të rezistencës së betonit nga Eurocode 2 dhe Eurocode 8, minimi i kërkesave është dhënë në paragrafin e mësipërm;*
2. *Projektimi paraprakë strukturorë që çon në optimizmin e përdorimit të materialeve.*

Karakteristikat mekanike për këtë rezistencë të klasës së betonit, marrë nga EN 1992-1-1:

Karakteristikat e betonit C25/30

f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu2} (%)	γ (kN/m ³)	f_{cm} (MPa)	n	E_{cm} (GPa)
25	1.5	16.67	2.6	1.93	0.21	0.35	24*	33	2	31.0

Karakteristikat e betonit C30/37

f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu2} (%)	γ (kN/m ³)	f_{cm} (MPa)	n	E_{cm} (GPa)
30	1.5	20	2.9	1.93	0.22	0.35	24	38	2	33.0

Karakteristikat e betonit C35/45

f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu2} (%)	γ (kN/m ³)	f_{cm} (MPa)	n	E_{cm} (GPa)
35	1.5	23.333	3.2	1.27	0.22	0.35	24	43	2	34.0

Karakteristikat e betonit C40/45

f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu2} (%)	γ (kN/m ³)	f_{cm} (MPa)	n	E_{cm} (GPa)
40	1.5	26.7	3.51	2.339	0.22	0.35	24	48	2	35.2

Figura 7 Karakteristikat e klasave të betoneve

*densitetit mund të rritet me kN/m³ për betonin e armuar;

*Simbolet e përdorura në tabelën e mësipërme janë në përputhje me EN 1992-1-1.

Marrëdhëniet sforcim-deformim të betonit për projektimin e seksioneve tërthore paraqiten më poshtë:

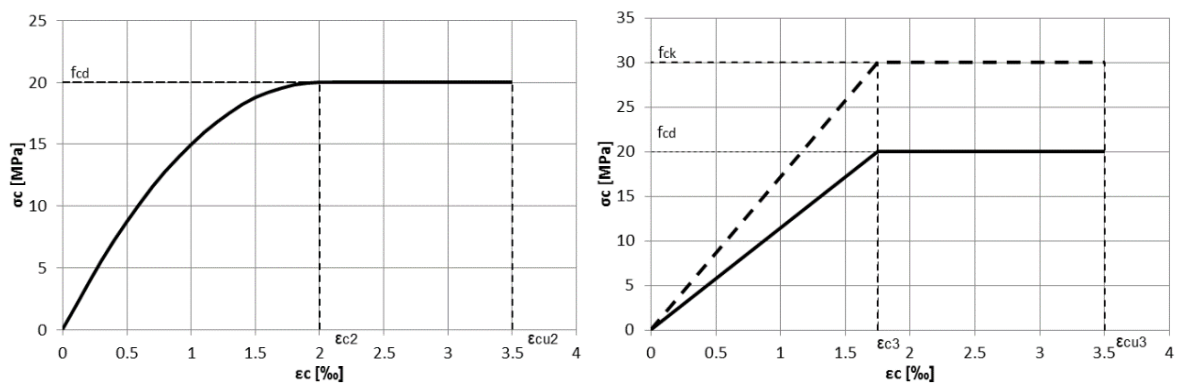


Figura 8 Diagramat sforcim – deformim për betonin

Klasat e betonit më të përdorshme për elementët e urave janë betoni C25/30 dhe C30/37. Në rastin e trarëve të pasndehur është përdorur betoni i klasës C40/45.

5.2.2 Klasa e armaturës së çelikut

Armatura e Çelikut që do të përdoret duhet të gëzojë veti të mira si në rezistencë ashtu edhe në deformueshmëri (duktilitet). Duke u bazuar në EC2, armatura e çelikut që do të përdoret është e klasave A, B ose C, Tabela C.1. Duke u bazuar në EC8, në zonat kritike të elementëve kryesore sizmike me klasë duktiliteti të mesme DCM, duhet të përdoret armatura e çelikut e klasës B ose C sipas EN 1992-1-1:2004, Tabela C.1 (tabela e mëposhtme).

Forma e produktit		Shufrat dhe kavot			Rrjetë teli			Kërkesat ose vlera kuantile (%)						
Klasa		A	B	C	A	B	C	-						
Rezistenca karakteristike në rrjedhshmëri f_{yk} ose $f_{0,2k}$ (MPa)		400 deri në 600						5.0						
Vlera minimale e $k=(f_t/f_y)_k$		≥1.05	≥1.08	≥1.05 <1.35	≥1.05	≥1.08	≥1.05 <1.35	10.0						
Deformimi karakteristik për forcën maksimale, ϵ_{uk} (%)		≥2.5	≥5.0	≥7.5	≥2.5	≥5.0	≥7.5	10.0						
Përkulshmëria		Testi në përkulje / ri-përkulje			-									
Rezistenca në forcë prerëse		-			0.3A F_{yk} (A është sip. e telit)			Minimum						
Devijimi maksimal nga masa nominale (Shufër individuale ose telit) (%)	Madhësia nominale e shufrës (mm)							5.0						
	≤8								±6.0					
	>8								±4.5					

Figura 9 Tabela C.1 e EN 1998-1-1, përshkrimi i karakteristikave të armaturës së çelikut

Për të gjithë elementët strukturorë, armatura e çelikut e zgjedhur do të jetë e klasës **B** me karakteristikat e përshkuara në tabelën e mësipërme. Vlera e rezistencës në rrjedhshmëri është $f_{yk}=500\text{MPa}$. Më poshtë jepen karakteristikat dhe diagrama e çelikut të përdorur në strukturën tonë. Referuar euro kodeve shufrat e çelikut duhet të jenë patjetër të vjaskuara (çelik periodik).

Çelik – S500

$$f_{ys} = 50000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{us} = 60000 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 200000000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\epsilon_{sy} = 0.25\%$$

$$\epsilon_{su} \geq 10.0\%$$

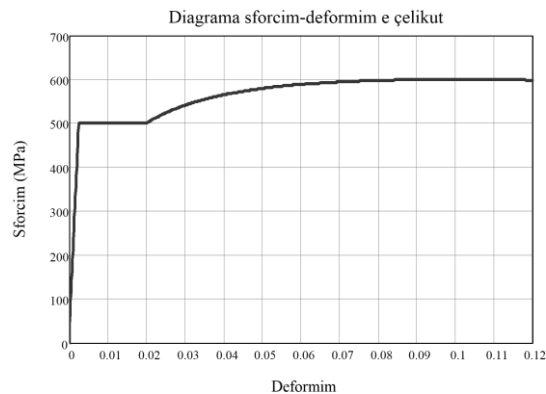


Figura 10 Diagrama reale e Çelikut B500b (S500)

5.3 NGARKESAT, VEPRIMET DHE KOMBINIMET E TYRE

Veprimet sipas ndryshimit të madhësisë së tyre në kohës i klasifikojmë, si më poshtë:

- **Veprime të përhershme (G)**, p.sh: peshat vetjake të strukturave, të pajisjeve të fiksuara dhe shtresave rrugore, veprime jo të drejtpërdrejta të shkaktuara nga tkurrja e betonit dhe cedimet jo të njëtrajtshme;
- **Veprime të ndryshueshme (Q)**, p.sh: ngarkesat e ushtruara në mbi strukturë, trarë;
- **Veprimet e erës ose ngarkesat e dëborës;**
- **Veprime aksidentale (A)**, p.sh: veprimet sizmike, shpërthimet ose goditjet nga automjetet;

5.3.1 Peshat vetjake e elementëve (Ngarkesat e përhershme) **G**

Pesha vetjake është llogaritur me ndihmën e vizatimeve, duke përdorur vlerat e normuara të përmasave të paraqitura dhe duke përdorur vlerat e peshave volumore të sugjeruara në EN 1991-1. Peshat vetjake të trarëve, kolonave, harqeve, soletave dhe elementëve të tjerë strukturorë është marrë në konsideratë si një ngarkesë uniformisht e shpërndarë në gjatësi ose në sipërfaqe (në varësi të gjeometrisë), e llogaritur nëpërmjet përmasave nominale.

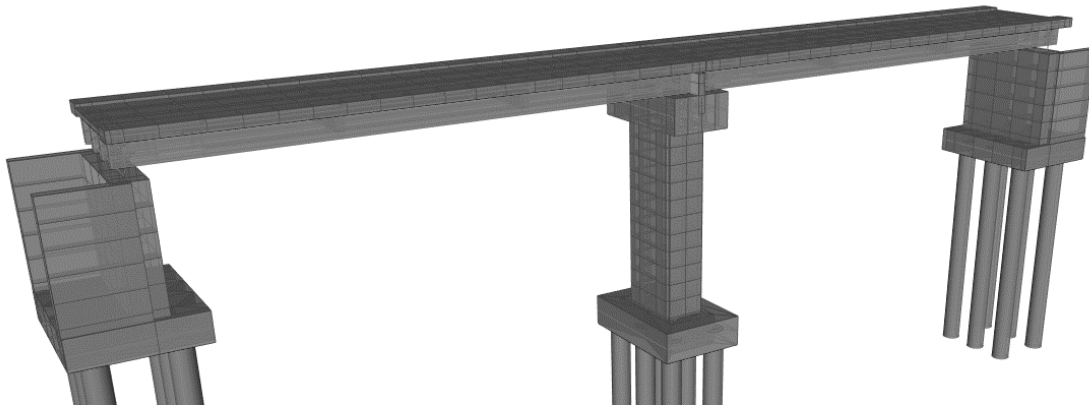


Figura 13 Elementët Strukturorë të urës

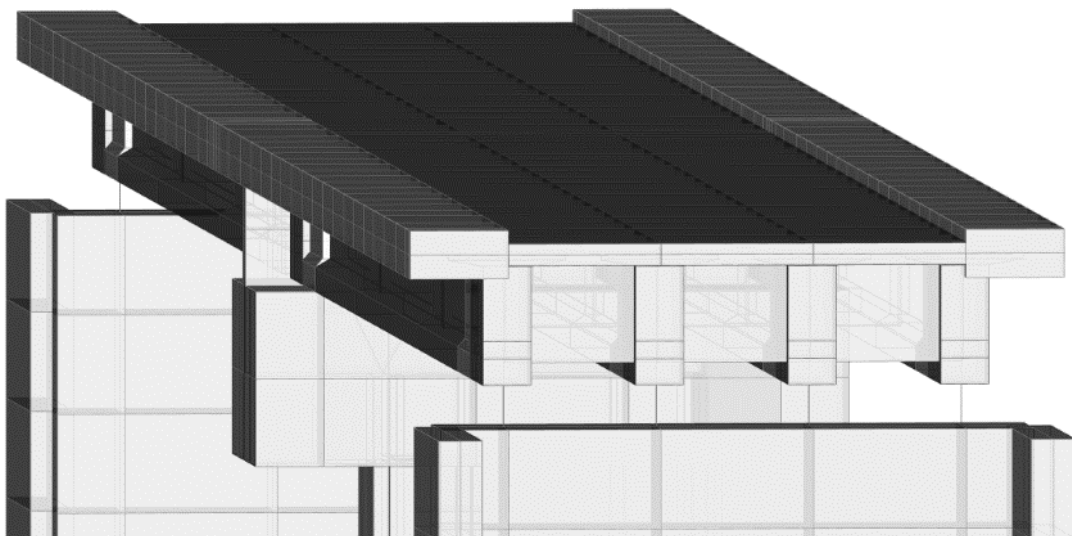


Figura 14 Elementët Strukturorë të urës

5.3.2 Pesha vetjake e shtresave rrugore

Më poshtë jepen paketa bazë e shtresave rrugore që përdoren në pjesën kaluese:

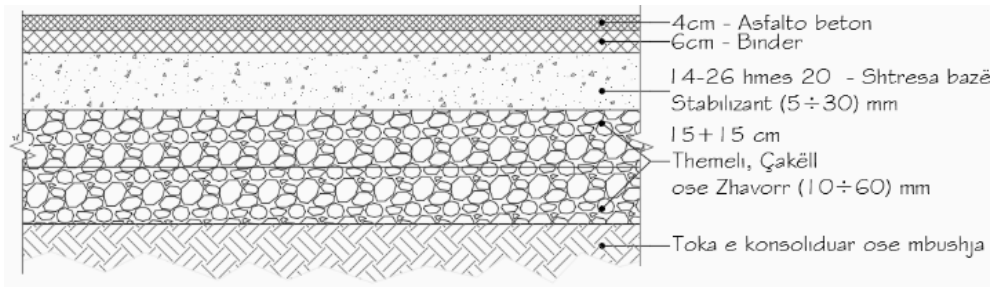


Figura 15 Detaj i paketës së shtresave rrugore

Llogaritja e shtresave rrugore:

Tipi i shtresave	γ	trashësi	Pesha
	(kN/m^3)	(m)	(kN/m^2)
Asfaltobeton	25	0.04	1.00
Binder	24	0.06	1.44
Shtresë bazë stabilizant	20	0.15	3.00
Themeli, Çakëll ose zhavorr	18	0.30	5.40
SHUMA (kN/m^2) =			10.84

5.3.3 Pesha vetjake e shtresave në urë

Më poshtë jepen paketa bazë e shtresave në urë që përdoren:

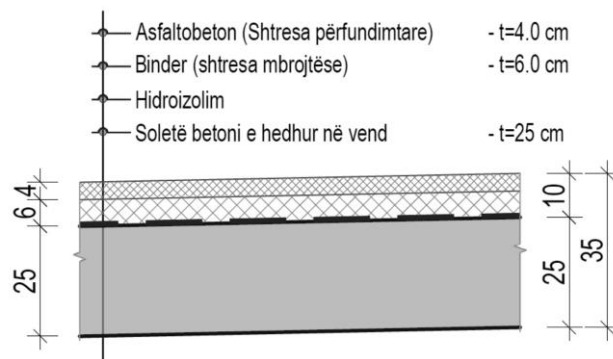


Figura 16 Detaj i paketës së shtresave në urë

Llogaritja e shtresave në urë:

Llojet e shtresave	γ	trashësi	Pesha
	(kN/m^3)	(m)	(kN/m^2)
Asfaltobeton	25	0.04	1.00
Binder	24	0.06	1.44
Hidroizolim	18	0.01	0.18
Shtresë betoni në të ardhmen	25	0.05	1.25
SHUMA (kN/m^2) =			3.87
SHUMA (kN/ml) =			8.22
Koeficienti që merr parasysh që shtresat e urës do të ndërrohen ose jo në të ardhmen:			1.2
SHUMA (kN/ml) =			9.864
* - pesha specifike e materialeve janë marrë nga Tabela A.1, EN1991, Pjesa 1-1			

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

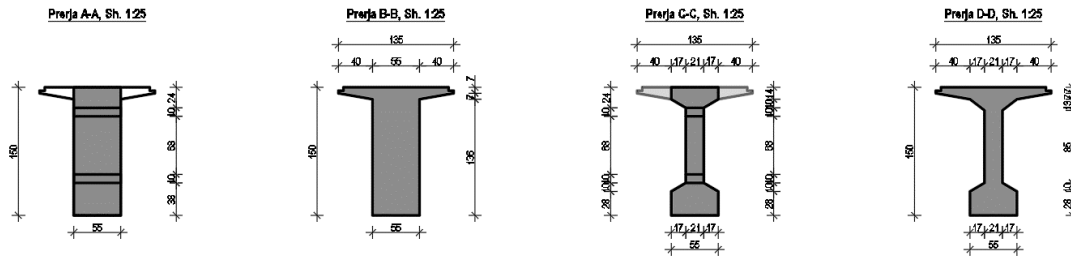


Figura 19 Seksionet tip të traut në gjithë gjatësinë

Llogaritjet:

Seksioni	A	L	V	Y*	Pesha
	(m ²)	(m)	(m ³)	(kN/m ³)	(kN)
Sek 1-1	0.900	3.70	3.33	25.00	83.25
Sek 2-2	0.700	3.80	2.66	25.00	66.50
Sek 3-3	0.600	21.50	12.90	25.00	322.50

* - pesha specifike e betonit marrë nga Tabela A.1, EN1991, Pjesa 1-1

$$\text{Pesha totale e traut: } g_{\text{trau}} = 42.25 \text{ (kN)}$$

$$\text{Pesha e traut për 1ml: } g_1 = 16.28 \text{ (kN/m)}$$

5.3.6 Pesha vetjake e soletës

Pesha e soletës që derdhet në vend, do merret duke u bazuar në figurat e mëposhtme:

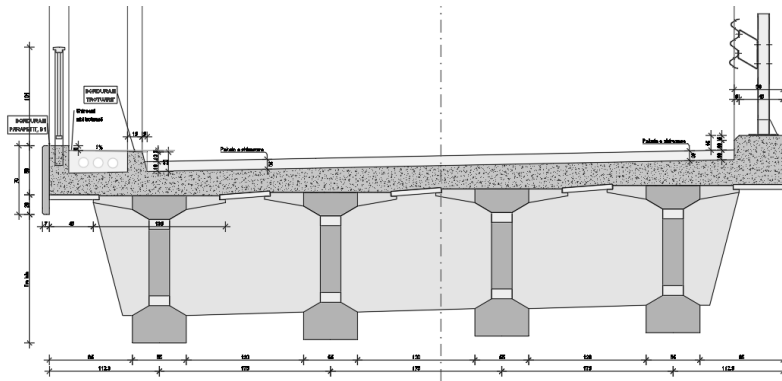


Figura 20 Prerja tërthore e soletës

Të dhënat:

$$h_{s,th} = 0.25 \text{ (m) Trashësia e soletës që derdhet në vend}$$

$$h_{s,Lidhjes} = 0.05 \text{ (m) Trashësia e soletës kallëp (soletkat)}$$

$$L_{s,ta} = d_{Kon} + 0.5 \times d_{Tra} = 2.00 \text{ (m) Gjerësia e soletës për traun e anës}$$

$$L_{s,tm} = d_{Tra} = 1.75 \text{ (m) Gjerësia e soletës për traun e mesit}$$

$$Y = 25.00 \text{ (kN/m}^3\text{) Pesha volumore e b/a, Tabela A.1, EN1991-1-1)}$$

Llogaritjet:

$$\text{Pesha e soletës për m}^2: g_2 = 6.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Pesha e soletës në ml, për traun e anës: } g_2 = 10.94 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Pesha e soletës në ml, për traun e mesit: } g_2 = 12.50 \text{ (kN/m)}$$

5.3.7 Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore

Për llogaritjen e koeficientit të shpërndarjes tërthore jemi bazuar në figurën e mëposhtme, për të gjetur pozicionin më të disfavorshëm të ngarkimit të urës.

Më qënë se trarët e urës lidhen në drejtimin tërthor me diafragma vetëm në mbështetje, metoda e llogaritjes së koeficientit të shpërndarjes tërthore është pranuar "metoda e levës", siç tregohet në figurën e mëposhtme.

Më poshtë jepen të dhënat dhe llogaritjet e kryera:

W	=	7.50	(m)	(Gjerësia e urës)
d	=	1.75	(m)	(Distanca aksiale ndërmjet trarëve)
n	=	4.00	(copë)	(Numri i trarëve)
L _r	=	2.00	(m)	(Distanca ndërmjet gomave në drejtimin tërthorë)
TRO	=	1.125	(m)	(Distanca që del trotuari nga trau anësorë)
E	=	0.50	(m)	(Hapësira ndërmjet gomës dhe bordurës së trotuarit)
G	=	-0.125	(m)	(Distanca nga aksi i traut të anës deri kur mbaron trotuari)
a ₁	=	5.25	(m)	
a ₂	=	1.75	(m)	

Ordinata e vijës influente do të përcaktohet si në figurat e paraqitura më poshtë.

Koeficienti i shpërndarjes tërthore do të jetë si shumë ordinatash për secilën forcë:

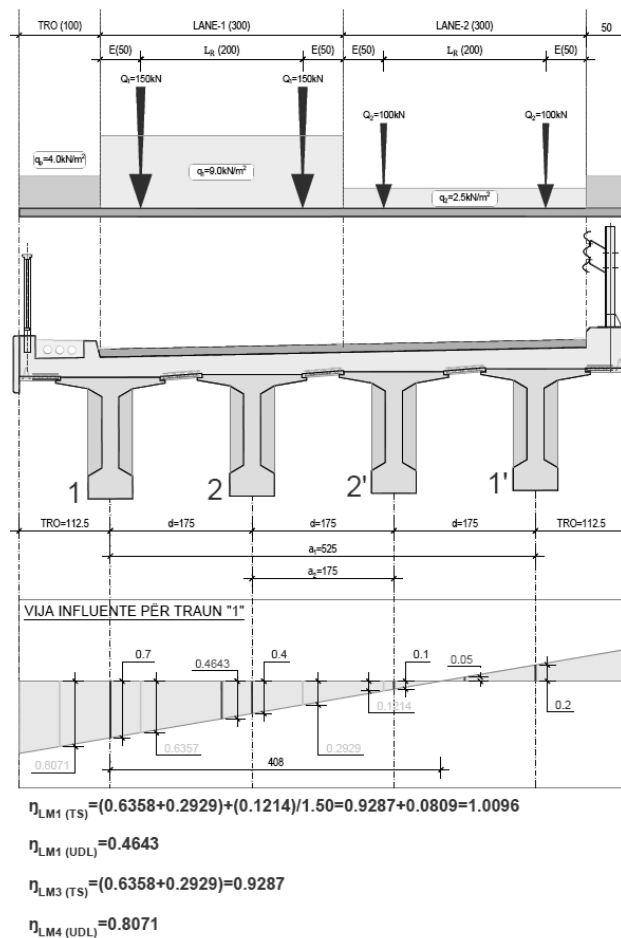


Figura 21 Përcaktimi i koeficientit të shpërndarjes tërthore sipas dy rasteve të ngarkimit

5.3.8 Veprimet vertikale të trafikut (ngarkesat e përkohshme) Q

Veprimet e trafikut të paraqitura këtu janë në përputhje me EN 1991-2.

- Vlerat karakteristike të ngarkesave vertikale kanë për qëllim përcaktimin e efektet të trafikut rrugorë në lidhje me kontrollet në gjendjen e fundit kufitare (ULS) dhe në gjendjen e fundit të shërbimit (SLS). Ngarkesat vertikale të lëvizshme përfaqësohen me Modelet e ngarkimit që përfaqësojnë efektet të trafikut si më poshtë:

5.3.8.1 Trafiku i zakonshëm

Skemë-ngarkesat për ngarkesa vertikale përfaqësohen nga:

- Skemë ngarkesa 1 (LM1):

Ngarkesa të përqendruara dhe të shpërndara uniformisht, të cilat mbulojnë shumicën e efekteve të trafikut të kamionëve dhe veturave. Kjo skemë përdoret për verifikime të përgjithshme dhe lokale të urës.

Modeli ngarkimit 1 (LM1), përbëhet nga 2 sisteme pjesore:

- (a) Dy akse me ngarkesë të përqendruar (sistemi varg: TS), secili nga akset ka peshën që vijon: $\alpha_Q Q_k$

ku:

α_Q – janë faktorët rregullues;

Jo më shumë së një sistem varg mund të merret parasysh për një korsi imagjinare;

Vetëm një sistem varg i plotë mund të merret parasysh;

Për vlerësimin e efekteve të përgjithshme, secili sistem varg duhet të supozohet që të lëvizi përgjatë qendrës së aksit së korsisë imagjinare;

Secili nga akset e sistemit varg duhet të merret parasysh me goma të njëjta,

ngarkesa për një rrotë duhet të jetë e barabartë me $0.5 \alpha_Q Q_k$;

Sipërfaqja e kontaktit për secilën rrotë duhet të merret si katrorë dhe me përmasat (0.4x0.4)m;

- (b) Ngarkesa uniformisht e shpërndarë (sistemi UDL), që ka peshën për metër katrorë siç jepet më poshtë: $\alpha_Q q_k$

ku:

α_Q – janë faktorët rregullues;

Këto ngarkesa duhet të aplikohen vetëm në pjesët e pafavorshme të sipërfaqes së ndikimit, gjatësore dhe tërthore.

Vlerat karakteristike të Q_{ik} dhe q_{ik} , koeficienti dinamik është i përfshirë, mund të merren:

Pozicioni	Sistemi varg (TS)	Sistemi UDL
	Ngarkesa aksiale Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ose q_{ik}) (kN/m ²)
Korsia (Lane) 1	300	9
Korsia (Lane) 2	200	2,5
Korsia (Lane) 3	100	2,5
Korsitë e tjera	0	2,5
Zona e mbetur (RA), q_{rk}	0	2,5

Figura 22 Tabela 4.2 - Skemë ngarkesa 1: Vlerat karakteristike (bazuar në EC1-2)

Detaje në lidhje me skemë ngarkesën 1 (LM1) janë ilustruar në figurën mëposhtme:

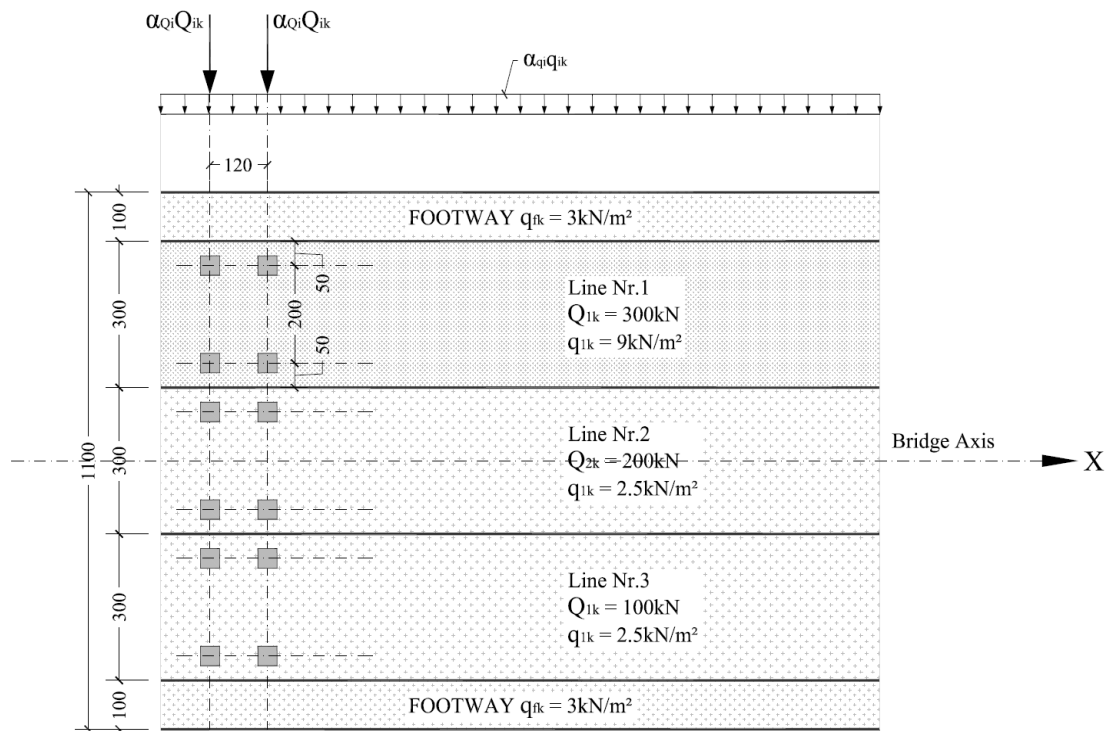


Figura 23 Aplikimi i skemë ngarkesës 1 (LM1) (bazuar në EC1-2)

Për verifikime lokale, sistemi varg duhet të aplikohet në vendet më të pafavorshme.

Kur dy sisteme varg (TS) janë ngjitur në korsitë imagjinare që janë marrë parasysh, ata mund të sillen më afër, me një distancë ndërmjet aksit të gomave jo më pak se 0,50m.

- Skemë ngarkesa 2 (LM2):

Një aks i vetëm i aplikuar në pozicione të veçanta i cili mbulon efektet dinamike të trafikut normal në elementë strukturorë me hapësira të vogla, mund të jetë predominant në gjatësi ngarkimi 3 deri 7m. Përdorimi i këtij modeli ngarkimi mund të përcaktohet më tej në Aneksët Kombëtare. Kjo skemë përdoret për verifikime gjysmë – lokale dhe lokale.

- Skemë ngarkesa 3 (LM3):

Një bashkësi ngarkesash aksiale që përfaqësojnë mjetet e veçanta (p.sh. për transport industrial) që mund të udhëtojnë në rrugë që lejojnë këto ngarkesa. Kjo skemë përdoret për verifikime të përgjithshme dhe lokale.

Kur është e rëndësishme, modelet e mjeteve të kontrollit duhet të përcaktohen dhe të merren në konsideratë. Shënim: Aneksi Kombëtarë mund të përcaktojë skemë ngarkesën 3 (LM3), dhe kushtet e përdorimit. Aneksi A udhëzime për skemat standarde dhe kushtet e tyre të aplikimit

Në rastin e llogaritjes së traut është zgjedhur mjete i kontrolli SV900.

- Skemë ngarkesa 4 (LM4):

Ngarkesa e turmës së njerëzve (grumbullime të mëdha), shërben vetëm për verifikime të përgjithshme. Ky model ngarkimi është i vlefshme veçanërisht për urat që ndodhen në qytete ose në afërsi të tyre. Ky gjithashtu mund të përdoret edhe vetëm për disa situata të përkohshme projektimi

Shënim: Në llogaritjen e traut, do merren parasysh model ngarkimet LM1, LM3 dhe LM4.

5.3.9 Veprimet sizmike

5.3.9.1 Të përgjithshme

Për të përcaktuar forcat sizmike në këtë rast është e domosdoshme që të llogariten masat sizmike, të cilat dalin nga ngarkesat e përhershme dhe të përkohshme që veprojnë në strukturë. Duke iu referuar pikës 3.2.4(2) të EC-8, masa që kërkohet për përcaktimin e forcës inerciale rrjedh nga kombinimi: $\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ ku:

$\sum G_{k,i}$ përcakton masën e katit që rrjedh nga ngarkesat e përhershme në secilin kat;

$\sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ përcakton masën e katit që rrjedh nga ngarkesat e përkohshme në secilin kat;

Shënim: $\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2,i}$ koeficienti i kombinimit për ngarkesat e përkohshme për rastin e tërmetit i cili përcaktohet duke iu referuar pikës 4.2.4 dhe tabelës 4.2 të EC-8. Në rastin tonë ϕ merr vlerën 0.8 për katin tip dhe 1.0 për tarracën.

5.3.9.2 Shpejtimi maksimal referencë i truallit

Vlera e shpejtimit maksimal referencë të truallit për zonën ku do të ndërtohet ura është marrë duke u bazuar në studimet sizmike të kohëve të fundit, veçanërisht sipas publikimit botim të Akademisë së Shkencave të Shqipërisë, me autor Shyqyri Aliaj, Siasi Koçiu, Betim Muço dhe Eduard Sulstarova me titull "SIZMICITETI, SIZMOTEKNIKA DHE VLERËSIMI I RREZIKUT SIZMIK NË SHQIPËRI", botim i vitit 2010.

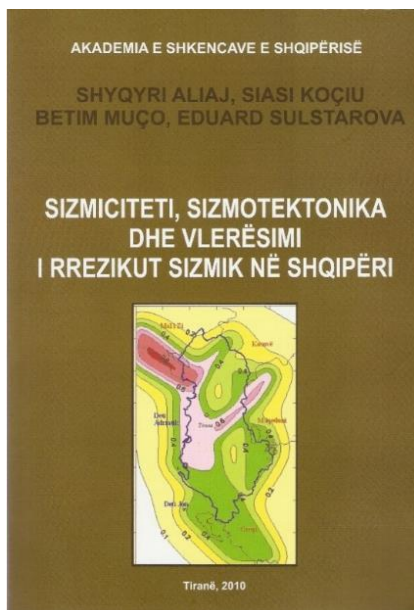


Figura 24 Kapaku e botimit të referuar

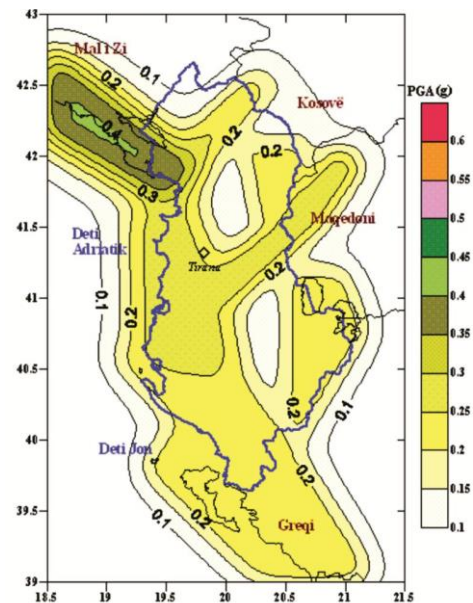


Figura 25 Harta sizmike e Shqipërisë

Shpejtimi maksimal i truallit referencë është sipas zonave përfaqësuese:

QARKU TIRANË	PGA							
	Bërzhitë	41.24	19.89	10%/10	0.139	0.34	0.184	0.091
			10%/50	0.256	0.642	0.371	0.189	0.084
Paskuqan	41.35	19.8	10%/10	0.126	0.311	0.165	0.083	0.036
			10%/50	0.248	0.595	0.341	0.173	0.077
Tiranë	41.32	19.81	10%/10	0.126	0.311	0.165	0.083	0.036
			10%/50	0.248	0.595	0.341	0.173	0.077

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

Vlerat e paraqitura në tabelën e mësipërme, janë për një periudhë rikthimi 475 vjet, sipas EN 1998-1. Mbështetur në rezultatet e studimit gjeologjik dhe gjeoteknike, trualli varion sipas vendodhjes nga tipit "B-C" sipas EN 1998-1.

Shpejtimi vertikal nuk është marrë në konsideratë ndërsa shpejtimi horizontal (k_h) llogaritet si më poshtë:

$$k_h = \beta \cdot \alpha \cdot S/R$$
$$\alpha = a_g/g$$

Ku:

- $\beta=0.5$ është koef. reduktimi sipas Kodit Italian për mure të cilat lejojnë spostime.
- $S=1.15$ është parametër i truallit i cili sipas EN 1998-1, kapitulli 3.2.2.2 për truall tipi C.
- R është koeficient i cili për muret mbajtës b/a ka vlerën 1 kurse për muret gravitacionale ka vlerën 1.5 deri 2.
- Vlera e k_h për këtë projekt për llogaritjen sizmike të ballnave të urës. Kombinimi i veprimeve (Ref. EN 1998-5).

Vlera e k_h për këtë projekt për llogaritjen sizmike të ballnave është **0.141** ndërsa vlera k_v në drejtimin vertikal është **0.047**. Kombinimi i veprimeve (Ref. EN 1998-5). Metoda e përdorur për llogaritjen sizmike është sipas Mononobe-Okabe.

5.3.9.3 Veprimi sismik horizontal

Veprimet sizmike përfaqësohen në projektim nëpërmjet spektrave të reagimit të paraqitur më poshtë, për truall C dhe faktor sjelljeje $q=1.5$. Ura është projektuar me duktilitet të limituar.

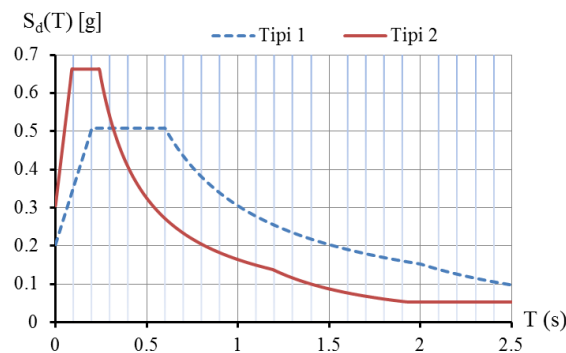


Figura 26 Spektrat projektues të reagimit

Edhe Tipi 1 edhe Tipi 2 i spektrave janë marrë në konsideratë, për shkak të mungesës së informacionit specifik. Faktori i sjelljes për urën është $q=1.5$, që është gjykuar i përshtatshëm.

5.3.9.4 Veprimi sismik vertikal

Komponentja vertikale e veprimit sismik nuk është marrë në konsideratë në projektimin e urës duke marrë parasysh hapësirën e vogël drite dhe lartësinë e vogël të saj, efekti i veprimit sismik vertikal është neglizhuar. Spektri i reagimit për veprimet vertikale do të ndërtohej duke përdorur ekuacionet e dhëna në paragrafin 3.2.2.3 të EN 1998-1. Një faktor sjelljeje $q=1$ është përdorur për spektrin vertikal.

5.3.9.5 Kombinimi i komponentëve të veprimit sizmik

Komponentët horizontale dhe vertikale të veprimit sizmik janë kombinuar në përputhje me EN 1998-1, paragrafët 4.3.3.5.1 dhe 4.3.3.5.2 (4):

$$a) E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" 0,30E_{Edz}$$

$$b) 0,30E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30E_{Edz}$$

$$c) 0,30E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" E_{Edz}$$

Në formulimet e mësipërme, E_{Edx} , E_{Edy} dhe E_{Edz} janë efektet e veprimeve të veprimit sizmik përkatësisht sipas drejtimit X, Y dhe Z. Efektet e veprimeve janë llogaritur veç e veç për çdo komponentë sizmike dhe janë kombinuar sipas shprehjeve të mësipërme.

5.3.10 Veprimet gjatë zbatimit

Në EN 1991-1-6, veprimet e ndërtimit ndahen në varësi të origjinës në përputhje me EN 1990, në veprime ndërtimi dhe jo-ndërtimi. Këtu, vetëm veprimet e ndërtimit Q_c janë trajtuar. Të tjerat nuk janë të rëndësishme për urën në fjalë.

Si veprime ndërtimi janë supozuar vetëm ato që vijnë nga personeli dhe pajisje e dorës:

Tipi	Simboli	Përfaqësimi	Shënime
Personeli dhe vegla dore	Q_{ca}	Ngarkesë uniformisht e shpërndarë q_{ca} e aplikuar në pozicionin më të pafavorshëm.	Vlera 1,0 kN/m ² .

5.3.11 Veprimet aksidentale

5.3.11.1 Goditja e mjeteve në mbistrukturë

Goditja e mjeteve në mbistrukturë mund të ndodhë sipas dy skenarëve të mundshëm, në varësi të faktit nëse kamionët udhëtojnë mbi ose nën urë. Në rastin tonë, nuk ka mjete që udhëtojnë poshtë urës. Goditja në sistemin kufizues të rrugës i takon skenarit të parë: në këtë rast veprimet varen nga karakteristikat mekanike të sistemit kufizues të rrugës, d.m.th. nga klasa e kufizuesve, gjë që kushtëzon forcën maksimale që i transmetohet strukturës. Klasat e rekomanduara dhe forcat përkatëse horizontale jepen në Tab. 4.9 të EN1991-2.

Klasa e rekomanduar e sistemit kufizues të mjeteve	Forca horizontale (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

Aneksi Kombëtar mund të përcaktojë klasat dhe forcat përkatëse. Në rastin tonë, është zgjedhur Tip A.

5.3.12 Veprimet horizontale të trafikut

Forca e frenimit ose shpejtimit, e shënuar Q_{lk} , merret si një forcë gjatësore që vepron në nivelin e përfunduar (të sipërm) të shtresave kaluese rrugore.

Vlera karakteristike Q_{lk} varet nga ngarkesa vertikale e LM1 që vepron në urë në vijën kaluese imagjinare 1 si më poshtë:

$$180 \times \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{lk} = 0.6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

$Q_{lk} = 438 \text{ kN}$

Horizontal forces - Characteristic values

Braking and acceleration forces, Q_{lk}

Based in EN 1991-2

Date 8/31/2021 11:31

Braking force shall be taken as a longitudinal force acting at the surfacing level of the carriageway

The characteristic value of Q_{lk} , limited to 900 kN for the total width of the bridge, should be calculated as a fraction of the total maximum vertical loads corresponding to the Load Model 1 (LM1) likely to be applied on Lane Number 1, as follow :

$$Q_{lk} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \quad (EC1-2 \text{ eq } 4.6)$$

when : $180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ (kN)}$

where:

$L =$	29.00	(m)	is the length of the deck or of the part of it under considerations.
$w_1 =$	3.00	(m)	is the width of a notional lane for a road bridge
$\alpha_{Q1} =$	1.00	(-)	is the adjustment factors of some load models on lanes
$\alpha_{q1} =$	1.00	(-)	is the adjustment factors of some load models on lanes
$Q_{1k} =$	300.00	(kN)	is the magnitude of characteristic axle load (LM1) on national lane number i ($i=1, 2 \dots$) of a road bridge.
$q_{1k} =$	9.00	(kN/m ²)	is the magnitude of characteristic vertical distributed load (LM1) on national lane number i ($i=1, 2 \dots$) of a road bridge.
$Q_{lk,max} =$	900	(kN)	is the maximum of the braking force
$Q_{lk,min} =$	180	(kN)	is the minimum of the braking force

The characteristic value of the braking force applied to the bridge deck :

$$Q_{lk} = 438 \text{ (kN)}$$

NOTE:

- For example, $Q_{lk} = 360 + 2.7 \cdot L$ ($\leq 900 \text{ kN}$) for a 3m wide lane and for a loaded length $L > 1.2\text{m}$. if α factors are equal to unity.
- The upper limit (900kN) may be adjusted in the National Annex. The value 900kN is normally intended to cover the maximum braking force of military vehicles.
- Horizontal forces associated with Load Model 3 should be defined where appropriate. (The National Annex may define horizontal forces associated with Load Model 3.)
- This force should be taken into account as located along the axis of any lane. However, if the eccentricity effects are not significant, the force may be considered to be applied only along the carriageway axis, and uniformly distributed over the loaded lengths.
- Acceleration forces should be taken into account with the same magnitude as braking forces, but in the apposite direction. (Practically this means that Q_{lk} may be negative as well as positive)
- The horizontal force transmitted by expansion joints or applied to structural members that can be loaded by only one axle should be defined. The National Annex may define the value for Q_{lk} . The recommended value is: $Q_{lk} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$

5.3.13 Presioni i dheut në anë të ballnavel

Materiali që do të përdoret për mbushje mbrapa murit vertikal do të jetë zhavorr i ngjeshur me tregues të lartë të konsistencës dhe sipër tij do të vendosen soleta b/a siç tregohet në vizatime dhe sipër saj paketa e shtresave rrugore.

Më poshtë janë paraqitur karakteristikat e marra në konsideratë në llogaritje:

$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$	Pesha vëllimore;
$\phi = 35^\circ$	Këndi i fërkimit të brendshëm;
$\phi_f = 23.30^\circ$	Këndi i fërkimit ndërmjet themelit dhe terrenit;
$C = 0 \text{ kPa}$	Kohezioni;

Ky material është konsideruar pa kohezion. Presioni aktiv i dheut është llogaritur me metodën e Coulomb-it ndërsa presioni pasiv me metodën e Caquot-Kerisel.

Muri vertikal duhet të pajiset me tuba plastik të vendosur në formë shahu për te larguar ujin në qoftë se do të ketë prezencë ujrash nëntokësor, për këtë arsye niveli maksimal i ujrave nëntokësore është konsideruar poshtë nivelit të murit dhe nuk është marrë në konsideratë në llogaritje (shih vizatimet për më shumë informacione).

5.3.14 Kombinimi i veprimeve

5.3.14.1 Kombinimi i veprimeve për situata projektimi të vazhdueshme dhe kalimtare (kombinimet themelore)

Referuar paragrafit 6.4.3.2 të EN 1990, kombinimi themelor mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Për situatat e vazhdueshme të projektimit, kombinimi i mësipërm mund të shkruhet:

$$\gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LMI} + Q_F) + \gamma_{Fw} \cdot \psi_{0,Fw^*} \cdot F_W^*$$

$$\gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LMI} + Q_F) + \gamma_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T$$

$$\gamma_{Gj} = \begin{cases} 1.35 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 1.00 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 1.00 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases}$$

Q_c – Ngarkesatë ndërtimit

$$\gamma_{Gj} = \begin{cases} 1.05 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 0.95 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 0.00 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases}$$

$$\gamma_{Fw^*}, \gamma_T, \gamma_{Sn} = \begin{cases} 1.5 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 0 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases}$$

$$\psi_{0,Fw^*} = 1; \psi_{0,T} = 1, \psi_{0,Sn} = 1$$

$$\psi_{0,Fw^*} = 1; \psi_{0,T} = 1, \psi_{0,Sn} = 1$$

5.3.14.2 Kombinimi i veprimeve për situata projektuese aksidentale jo-sizmike

Në rastet kur është e nevojshme të merret në konsideratë një situatë projektuese aksidentale, nuk rekomandohet të kombinohen bashkë veprimet aksidentale me erën apo

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

dëborën. Kur veprimet aksidentale janë ato që përfaqësojnë goditjen e mjeteve nën urë, veprimet e trafikut mbi urë me vlerën e tyre të shpeshtë duhet të futen në kombinim si veprime shoqëruese. Për urat automobilistike, kur veprimet aksidentale janë ato që përfaqësojnë goditjen e mjeteve mbi urë, veprimet e tjera mund të neglizhohen.

Referuar paragrafit 6.4.3.3 të EN 1990, kombinimi aksidental mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{11} \text{ or } \psi_{21}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$(G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + A_d + (\psi_{11} \text{ or } \psi_{21}) \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \psi_{2,T} \cdot T$$

Për situata kalimtare projektuese, gjatë së cilave ka risk të humbjes së ekuilibrit statik, kombinimi i veprimeve duhet të jetë si më poshtë:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,c1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,ci}$$

A_d – veprim aksidental (goditje, zjarr, etj.)

$$\psi_{1,1} = \begin{cases} 0.75 \text{ për TS të LM1} \\ 0.40 \text{ për UDL} \end{cases} \quad \psi_{2,1} = \begin{cases} 0 \text{ për TS të LM1} \\ 0 \text{ për UDL} \end{cases} \quad \psi_{2,T} = 0$$

5.3.14.3 Kombinimet e veprimeve për situata sizmike projektuese

Referuar paragrafit 6.4.3.3 të EN 1990, kombinimi sizmik mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \psi_{2,1} \cdot Q_{1,k} + Q_2$$

$$(G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \psi_{2,1} \cdot Q_{1,k} + Q_2$$

A_{Ed} – veprimi sizmik

Q₂ – vleratuar për përhershme veprimeve veprimtë gjatë

Q_{1,k} – vlera karakteristike ngarkesës së trafikut

$$\psi_{2,1} = \begin{cases} 0 \text{ për urat me trafik normal} \\ 0.20 \text{ për urat me trafik të rënduar} \end{cases}$$

Veprimet thuajse të përhershme me veprim të gjatë mund të jenë presioni i dheut, ngritja nga forca e Arkimedit, rrymat etj. Këto veprime konsiderohen të njëkohshme me veprimin sizmik.

Efektet e veprimit sizmik nuk ka nevojë të kombinohen me efektet si pasojë e deformimeve, temperaturës, tkurrjes etj.

Zhvendosjet si pasojë e deformkohës zakonisht nuk shkaktojnë sforcime shtesë. Deformkoha redukton gjithashtu vlerën efektive të deformimeve afat-gjata (p.sh. nga tkurrja), gjë që shkakton sforcime shtesë në strukturë. Për erën dhe dëborën, vlera $\psi_{21}=0$.

5.3.14.4 Kombinimet e veprimeve për Gjendjet Kufitare të Shërbyeshmërisë (SLS)

Kombinimi i veprimeve në një situatë projektuese të caktuar duhet të jetë i përshtatshëm për kërkesat e shërbyeshmërisë dhe të performancës që kërkohet të verifikohen.

Simbolikisht, kombinimet e veprimeve për gjendjet kufitare të shërbyeshmërisë paraqiten me shprehjet e mëposhtme, referuar paragrafit 6.5.3 të EN 1990:

5.3.14.4.1 Kombinimi karakteristik:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi karakteristik përdoret normalisht për gjendjet kufitare të pakthyeshme.

5.3.14.4.2 Kombinimi i shpeshtë:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi i shpeshtë përdoret normalisht për gjendjet kufitare të pakthyeshme.

5.3.14.4.3 Kombinimi thuajse i përhershëm:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi thuajse i përhershëm përdoret për efektet afatgjatë dhe për pamjen e strukturës.

Kombinimet më të disfavourshme për llogaritjet e mbështetjeve anësore të urave (ballnave) që do të përdoren në këtë projekt janë: Kombinimi Kryesor dhe Kombinimi me Termet.

Në tabelën e mëposhtme është bërë një përmbledhje e koeficientëve të sigurisë.

5.3.14.4.4 Kombinimi jo-i-shpeshtë i veprimeve

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,inf} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

Ky i fundit i referohet kombinimit jo të shpeshtë të veprimeve.

Në tabelën e mëposhtme është bërë një përmbledhje e faktorëve të kombinimeve dhe faktorëve pjesor të rezistencave për projektimin e ballnave të urës.

Faktorët e kombinimit për veprimet (A)			
Situatë projektimi e përhershme			
		Të pafavourshme	Të favourshme
Veprimet e përhershme	$\gamma_G =$	1.35	1.00
Veprimet e ndryshueshme	$\gamma_Q =$	1.50	0.00
Ngarkesat e ujit	$\gamma_W =$	1.35	
Faktorët pjesor për rezistencat (R)			
Situatë projektimi e përhershme			
Faktori pjesor për përmbysjen		$\gamma_{Re} =$	1.40
Faktori pjesor për rezistencën në rrëshqitje		$\gamma_{Rb} =$	1.10
Faktori pjesor për kapacitetin bearing (rezistenca e lejuar në tabanin e themelit)		$\gamma_{Rb} =$	1.40
Faktorët e kombinimit për veprimet e përkohshme			
Situatë projektimi e përhershme			
Faktori për vlerën e kombinuar të një veprimi të ndryshueshëm		$\psi_0 =$	0.70
Faktori për vlerën e shpeshtë të një veprimi të ndryshueshëm		$\psi_1 =$	0.50
Faktori për vlerën e thuajse të përhershme të një veprimi të ndryshueshëm		$\psi_2 =$	0.30
Faktorët e kombinimit për veprimet (A)			
Situatë projektimi sizmike			
		Të pafavourshme	Të favourshme
Veprimet e përhershme	$\gamma_G =$	1.00	1.00
Veprimet e ndryshueshme	$\gamma_Q =$	1.00	0.00
Ngarkesat e ujit	$\gamma_W =$	1.00	

Figura 27 Përmbledhje e faktorëve për veprimet dhe faktorëve pjesor për rezistencat.

6 LLOGARITJET STRUKTURE

6.1 TË PËRGJITHSHME

Ura e re është projektuar me 2 hapësira dritë me trarë të parandehur të parapërgatitur b/a që montohen në vend dhe me dy mbështetjet anësore (ballnat) b/a dhe në pilën e mesit. Më poshtë janë dhënë përshkrimi i përgjithshëm i urës:

Të dhënat kryesore të urës së re janë përshkruar më poshtë:

- *Urë me hapësire dritë prej HD=30.00 metra;*
- **Mbistrukturë** e përbërë nga trarë të parandehur dhe soletë monolite të derdhur në vend;
- *Seksion tërthor me 4 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor 1.75m;*
- **Nën-strukturë** me ballna b/a të derdhur në vend të mbështetur në pilota të cilat transmetojnë forcat në formacionet e fortë sipas studimit gjeologjik;
- *Elementët e mesit të mbështetjes përbëhen nga pila në formë drejtëkëndore në formë boksi më hapësirë në mes, që mban të njëjtën formë në të gjithë gjatësinë e saj. Në kokë të pilës vendoset jastëku b/a ku do të mbështeten trarët e urës;*
- *Pila do të mbështetet në themelin e saj prej betoni të armuar në formë drejtëkëndore i cili do të mbështetet mbi pilota të cilat transmetojnë ngarkesën vertikale në formacionin e fortë të sugjeruar nga gjeologu;*

Në figurën e mëposhtme tregohet profili gjatësor dhe seksioni tërthor i urës së re.

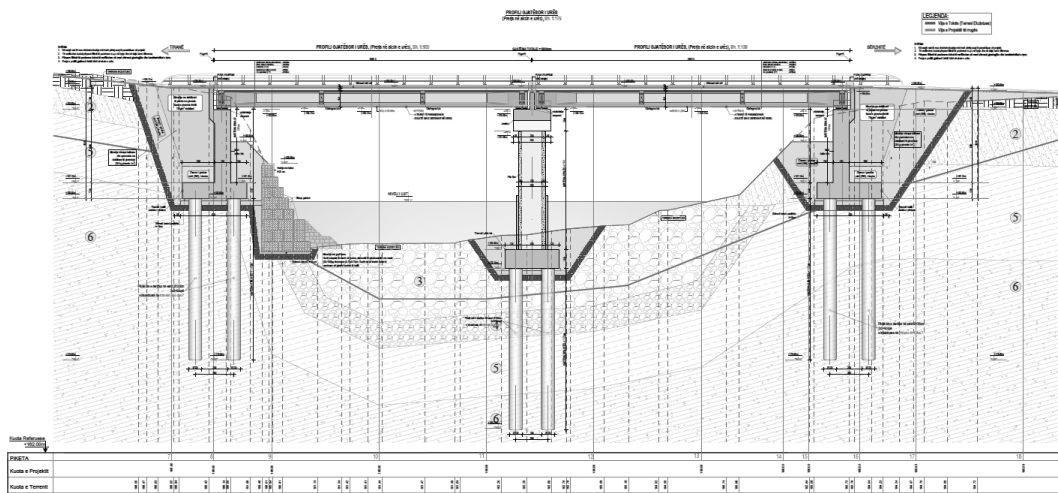


Figura 28 Profil Gjatësor

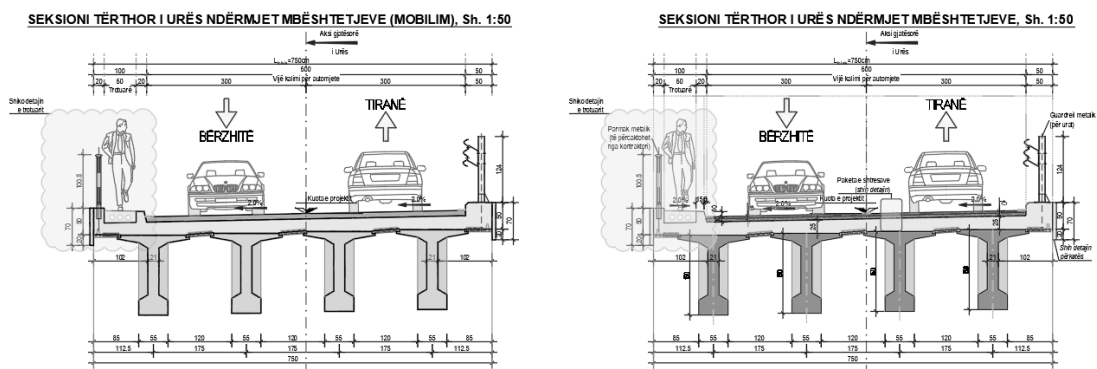


Figura 29 Profil Tërthor

6.2 METODOLOGJIA E KRYERJES SË ANALIZËS

Për shkak se trarët e pasndehur lidhen në mbështetje me diafragma dhe në kokë të tyre me soletë b/a të derdhur në vend, dhe për shkak se forma e urës është e rregullt (d.m.th. nuk jemi në rastin e urave të shtrëmbërta, skew), në llogaritjen e tyre, është gjykuar të projektohen trarët që bashkëveprojnë me njëri-tjetri, duke marrë parasysh kontributin e njëri tjetrit, pra në llogaritjen e trarëve do merret parasysh koeficienti i shpërndarjes tërthorë. Momenti maksimal në mes të hapësirës dhe forca prerëse maksimale në mbështetje të traut janë llogaritur për një tra duke përdorur duke ndërtuar vijën influente për ngarkesat e lëvizshme dhe marrjen parasysh të faktorëve të tjerë. Trarët janë konsideruar që mbështeten lirisht në ballna dhe më poshtë është dhënë diagramat e momentit përkulës dhe forcës prerëse që merren për projektimin e traut:

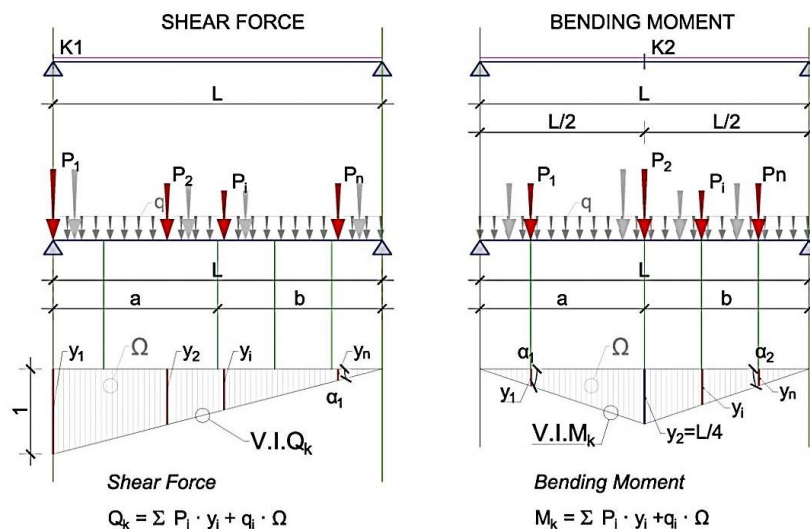


Figura 30 Llogaritja e forcës prerëse në $K1$ dhe momenti përkulës në $K2$.

Rezultatet janë llogaritur duke përdorur xM , xV , M_{Max} and V_{Max} siç tregohen më poshtë:

xM dhe xV përfaqësojnë pozicionin e ngarkesës së lëvizshme përgjatë gjithë gjatësisë së urës siç tregohet në figurën e mëposhtme:

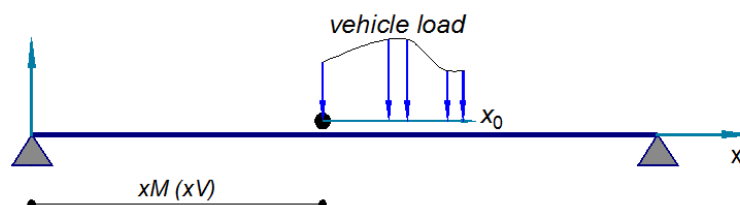


Figura 31 Përcaktimi i xM dhe xV

- M_{Max} – është momenti përkulës maksimal, i cili i korrespondon pozicionit “ xM ” të skemë ngarkesës
- V_{Max} – është forca prerëse maksimale, i cili i korrespondon pozicionit “ xV ” të SKEMË NGARKESËS

6.3 PËRCAKTIMI I VIJAVE TË KALIMIT IMAGJINARE

Figura e mëposhtme paraqet skematikisht vijat e kalimit të marra në konsideratë në projektim. Për shkak të gjerësisë së pjesës kaluese të rrugës, dy vija kalimi imagjinare mund të merren në llogaritje. Pjesa e mbetur do konsiderohet "Pjesë mbetëse, R.A".

Në funksion të skemës në figurë është llogaritur mbi struktura dhe nën-struktura e urës, siç është treguar dhe në llogaritjen e koeficientit të shpërndarjes tërthore të trarëve.

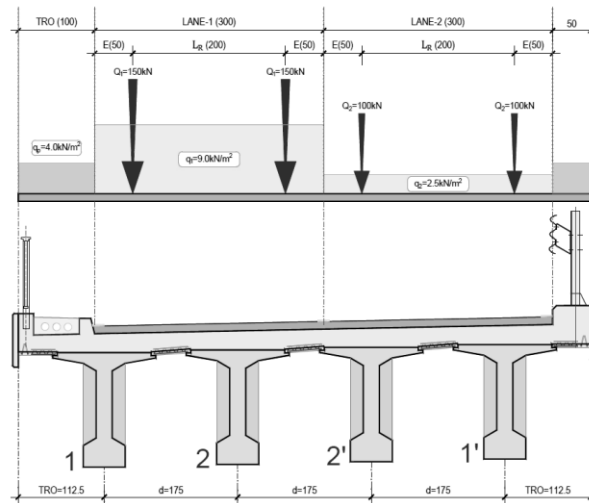


Figura 32 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare

Ky pozicion në drejtimin tërthorë, është pranuar si pozicioni më i rrezikshëm i ngarkimit të urës kundrejt ngarkesave të lëvizshme.

6.4 MODELIMI KOMPJUTERIK

Për projektimin e projektimit konstruktiv të strukturave të reja, të gjitha përlllogaritjet, statike dhe dinamike janë kryer mbi bazën e modelimit të plotë tredimensional të objektit si në aspektin konstruktiv (themelet, ballnat, pilat, trarët etj.). Modelimi është realizuar në bazë të konceptit të metodës së analizës së elementeve të fundme (MEF), metodë e cila njihet se krijon mundësinë e kompjuterizimit të strukturës. Dy programe kompjuterike janë përdorur për të kryer këto llogaritje:

- CDSWin
- Analiza Gjeo Strukturore
- SAP2000

Të gjithë elementët e strukturës janë modeluar tipi shell ose Tra. Softueri ka 4 lloje elementësh: shell, tra, shufër dhe kavo. Në funksion të llojit të strukturës pranohen elementet e guaskës ose korniza. Metoda e analizës është FEM (metoda e elementeve të fundme). Diagramet e forcave të brendshme, momenti i përkuljes dhe forcat e prerjes për elementët e guaskës ose kornizës janë paraqitur në raport.

Lloji i elementeve strukturorë të modeluar në softuer:

- | | |
|--------------------------------|-------|
| Ballnat, Pila dhe Soleta | Shell |
| Pilotat, Trarët dhe Diafragmat | Frame |
| Çernierat | Link |

6.5 ANALIZA MODALE

Ura është llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe kriteret bazë të Euro kodit. Të gjithë elementët e saj janë në përputhje me rregullat konstruktive që përmenden në Eurokode. Për llogaritjen e forcave të brendshme të elementeve kryesore të saj, ura është modeluar në programin SAP2000 siç tregohet në figurën më poshtë:

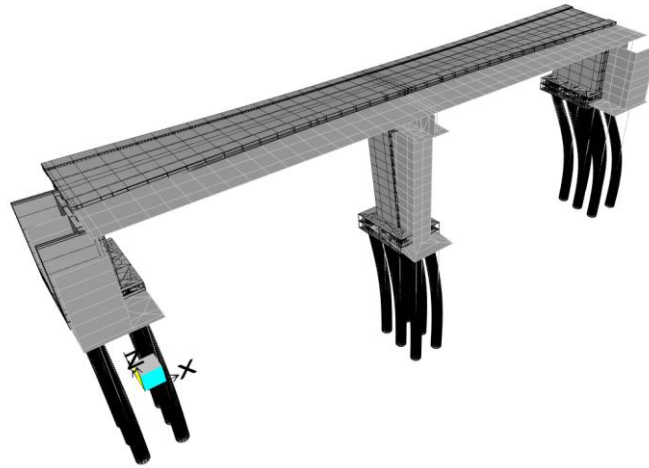


Figura 33 Moda 1, $T_1=0.28$ sek

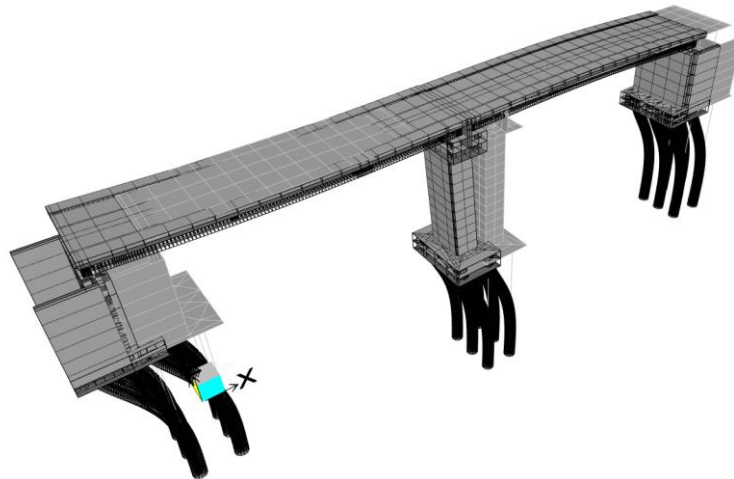


Figura 34 Moda 2, $T_2=0.26$ sek

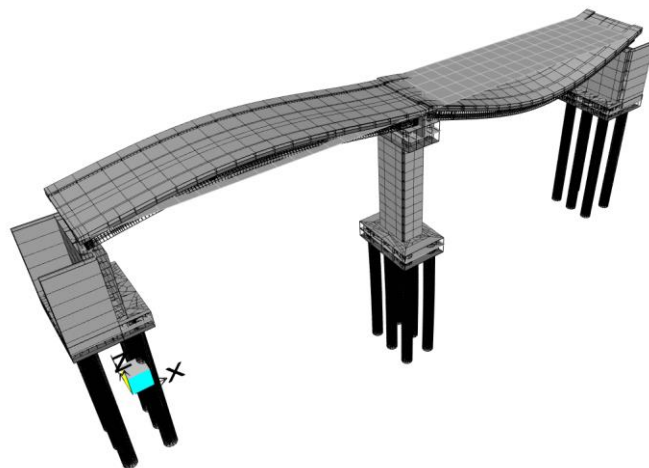


Figura 35 Moda 3, $T_3=0.3077$ sek

6.6 ANALIZA E NGARKESAVE TË LËVIZSHME: VIJAT E INFLUENCËS

Më poshtë paraqiten vijat e influencës për disa nga forcat e brendshme për elementët kryesorë strukturorë.

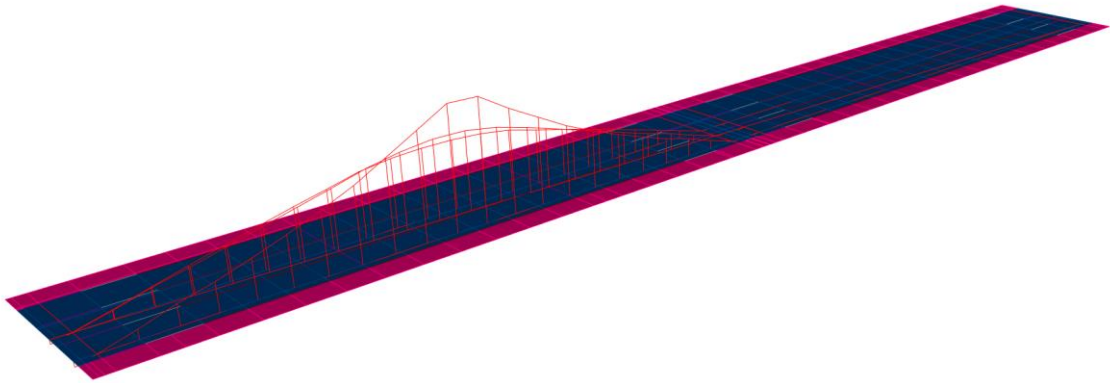


Figura 36 Vija e influencës për momentin përkulës në mes të traut të anës

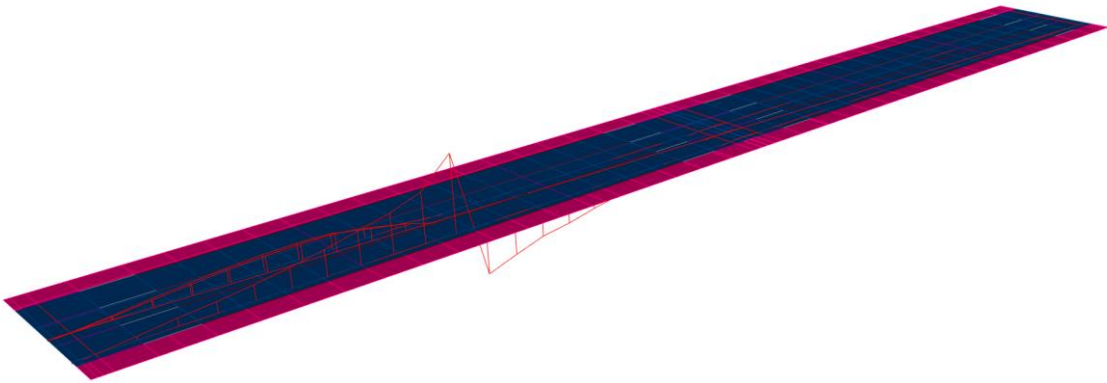


Figura 37 Vija e influencës për forcën prerëse në mes të traut të anës

6.7 FORCAT E BRENDSHME NËPËR ELEMENTË STRUKTURORË

Forcat e brendshme projektuese për secilin element do përshkruhen në vijim në paragrafin korrespondues në këtë raport. Më poshtë paraqiten vetëm disa diagrama të përgjithshme të forcave të brendshme.

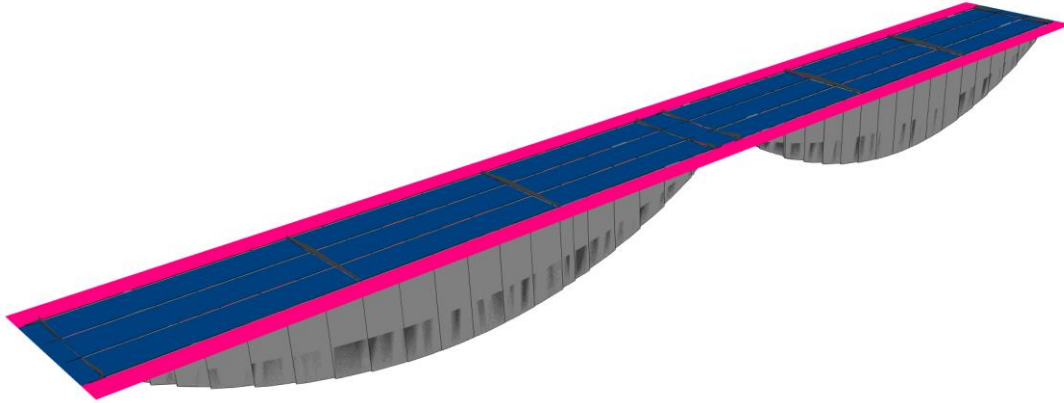


Figura 38 Momenti përkulës për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

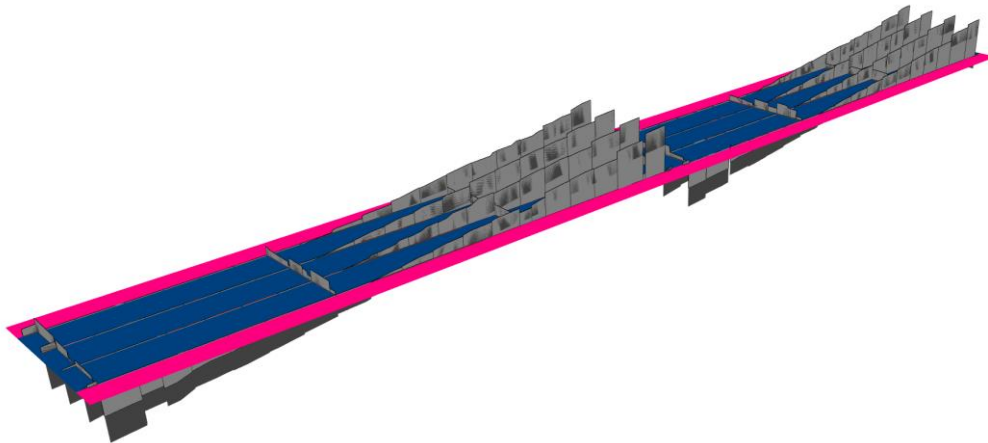


Figura 39 Diagrama e forces prerëse nga pesha vetjake

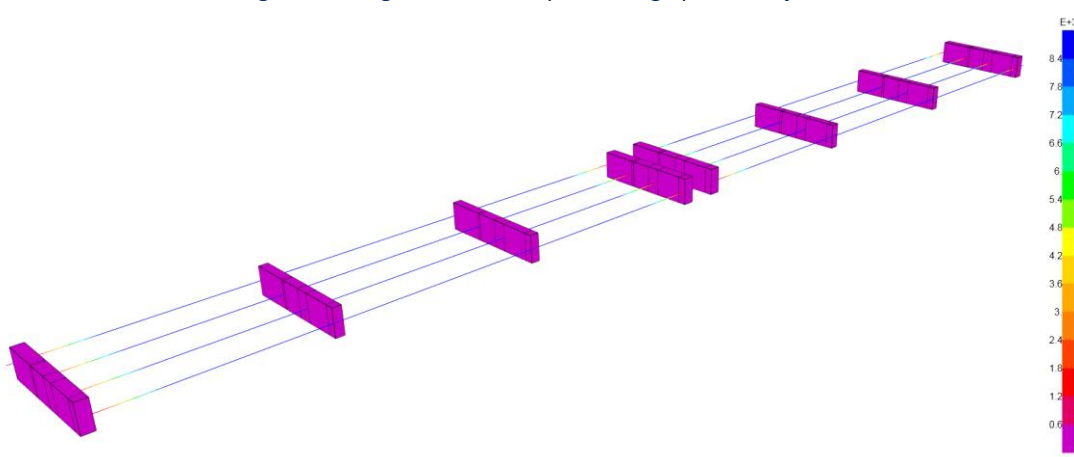


Figura 40 Diagrama e sforcimeve në beton

Në bazë të analizës së mësipërme, janë projektuar të gjithë elementët strukturorë të urës siç do të tregohen më poshtë.

6.8 LLOGARITJA E MBISTRUKTURËS

Mbi struktura e urës është llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe normat evropiane (EN).

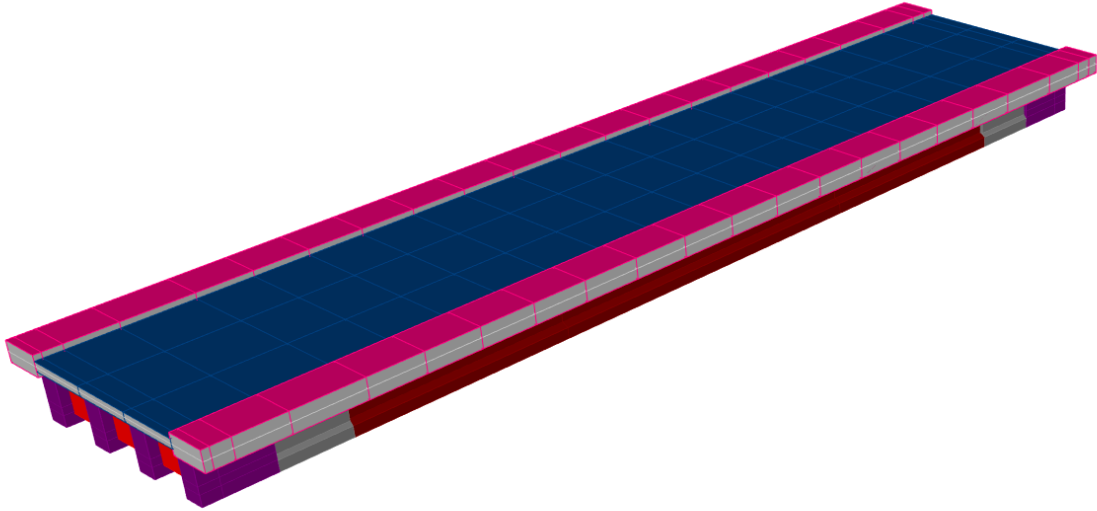


Figura 41 Pamje 3D e mbistrukturës

6.8.1 Të përgjithshme

Mbistruktura e urës përbëhet nga 4 trarë të pasndehur b/a me gjatësi të totale 29.00m simetrikë ndaj aksit të urës dhe që në drejtimin tërthorë lidhen me diafragma b/a. Diafragmat janë të pozicionuara në mbështetje dhe në hapësirë të traut, me trashësi prej 50(40)cm dhe lartësi 122cm dhe që në gjithë traun ka 4 copë (*shih vizatimet*). Lartësia e seksionit tërthor të trarëve kryesorë është 150cm dhe sipër trarëve ndodhet soleta b/a me trashësi 25cm e derdhur në vend. Gjatë procesit të hedhjes së betonit të soletës ndërmjet trarëve do të vendosen soletka, elementë të parapërgatitur që do të shërbejnë si kallëp për soletën gjatë procesit të betonimit. Soletkat janë të përhershme, do qëndrojnë në pozicionet e përcaktuara në vizatime gjatë gjithë jetëgjatësinë së urës. Trashësia e tyre është 5cm (për shumë shih detajet përkatëse). Gjerësia totale e mbistrukturës është 7.50m, ku përfshihen (3.0+3.0)m janë pjesa kaluese e mjeteve lëvizëse dhe (1.00+0.50)m janë trotuari në njërin anë dhe bordura e Guardreilit në anën tjetër. Trarët janë në formë dopio T-je, ku seksioni në mes të hapësirës është ndryshe dhe në zonat e mbështetjes bëhet seksion i plotë drejtkëndorë. Distanca ndërmjet trarëve është 1.75m. Në të dyja anët e urës soleta del konsol 1.125m që është pjesa që i përket zonës së trotuarit dhe bordurës së guardreilit. Mbi pjesën e sipërme të trarëve dhe soletës vendosen shtresat e urës siç jepen në detajin e shtresave. Në mbështetjet e urës (ballnat) do të ketë fugë delitacioni siç tregohet në vizatime. Mbistruktura do të mbështetet në të dyja anët e saj mbi ballnat b/a, në hyrje dhe në dalje të saj siç tregohet në profilin gjatësor të urës. Trarët do të betonohen në poligon dhe më pas do të montohen në vepër, diafragmat dhe soleta e urës janë të derdhura në vend. Trarët e urës përbehen nga disa kavo të parandehura të cilat do të tërhiqen në poligon dhe në momentin që betoni i traut ka arritur markën e tij në vlerën 80% atëherë, do të montohen në vepër (siç tregohen edhe në vizatime).

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

Mbi soletën e urës do të vendosen direkt shtresat rrugore, me pjerrësi në njërën anë të urës me vlerë 2.00%. Për paketën e shtresave shih detajin në vizatimet e urës.

Më poshtë jepet seksioni tërthor i urës:

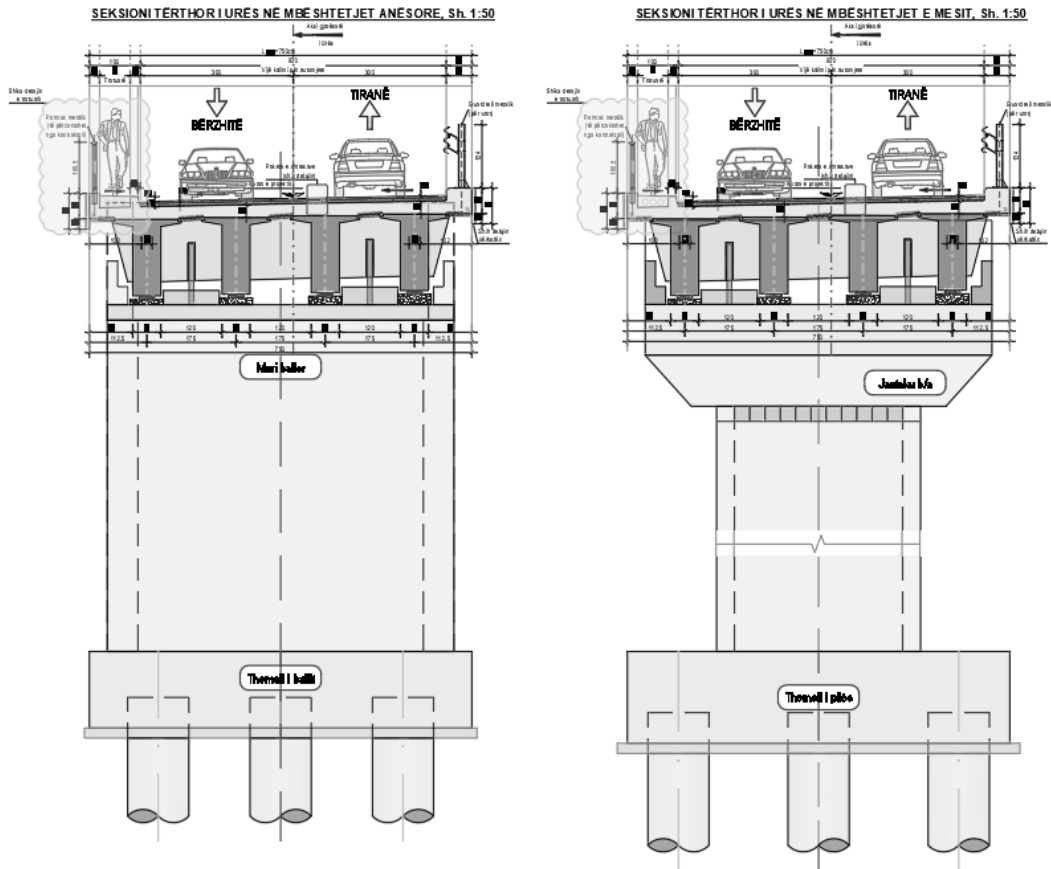


Figura 42 Seksioni tërthor i urës tip

Të dhënat:

- Gjerësia totale e seksionit tërthorë të urës	W_{totale}	=	7.50	(m)
- Gjerësia e karrexhatës	$W_{\text{Karraxhata}}$	=	6.00	(m)
- Gjerësia e korsisë (vijë kalimi)	W_{Korsi}	=	3.00	(m)
- Gjerësia e bankinës	W_{Ban}	=	0.00	(m)
- Gjerësia e trotuarit	W_{Tro}	=	1.00	(m)
- Gjatësia e konsolit të trotuarit nga aksi i traut	d_{Kon}	=	1.125	(m)
- Hapësira ndërmjet trarëve	d_{Tra}	=	1.75	(m)

Shënim: Në tabelën e mësipërme jepen të dhënat gjeometrike për njërën anë të urës.

6.8.2 Llogaritja e trarëve të urës

Trarët e urave janë llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe normat evropiane (Eurocode). Me poshtë po japim në mënyrë të përmbledhur hapat e ndjekur për projektimin e trarëve:

1. Përcaktohen në mënyrë të saktë karakteristikat gjeometrike të traut
 - *Sipërfaqja tërthore;*
 - *Distancat nga qendra e gravitetit në fibrat e sipërme/poshtme;*
 - *Momentin e inercisë i seksionit të traut;*
 - *Moduli i seksionit;*
 - *Distancat KERN;*
2. Përcaktohen forcat e brendshme në tra nga ngarkesat e përhershme
 - *Momenti përkulës dhe forca prerëse në mes të hapësirës, për traun e anës;*
 - *Forca prerëse në mbështetje, për traun e anës;*
 - *Momenti përkulës dhe forca prerëse në mes të hapësirës, për traun e mesit;*
 - *Forca prerëse në mbështetje, për traun e mesit;*
3. Përcaktohen forcat e brendshme në tra nga ngarkesat e përkohshme;
 - *Momenti përkulës në mes të hapësirës nga LM1;*
 - *Momenti përkulës në mes të hapësirës nga SV600 (LM3);*
 - *Momenti përkulës në mes të hapësirës nga turma në trotuare (LM4);*
 - *Forca prerëse në mbështetje të traut nga LM1;*
 - *Forca prerëse në mbështetje të traut nga SV600 (LM3);*
 - *Forca prerëse në mbështetje të traut nga turma në trotuare (LM4);*
4. Koeficienti dinamik i ngarkesave të lëvizshme
 - Për skemë ngarkesën LM1 (Load Model 1)
 - Për skemë ngarkesën LM3 (Load Model 3)
5. Kombinimi i ngarkesave për secilin rast
 - *Kombinimi themelor (ULS);*
 - *Kombinimi karakteristikë (SLS-CH);*
 - *Kombinimi i shpeshtë (SLS-Fre);*
 - *Kombinimi thuaje i përhershëm (SLS-Quazi);*
6. Llogaritja e forcës së paranderjes P-së (Faza 1)
 - *Kontrolli i sforcimeve në beton, në hapësirë nën efektin e M_{min} ;*
 - *Kontrolli i sforcimeve në beton, në mbështetje;*
7. Llogaritja e humbjeve fillestare në forcën së paranderjes P-së (Faza 1)
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të shkurtimit elastik të betonit;*
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të fërkimit të shufrave;*
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të ankorimit;*
8. Llogaritja e humbjeve afatgjatë në forcën së paranderjes P-së (Faza 2)
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të tkurrjes së betonit;*
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të deform-kohës;*
 - *Llogaritja e humbjes për tkurrjes së çelikut (relaksacione);*

9. Humbjet totale në forcën e paranderjes
10. Llogaritja dhe kontrolli i blloqeve fundore të traut (End blocks)
11. Llogaritja e traut nga forca prerëse;
12. Kontrolli i uljeve në tra;

Soleta është parashikuar të derdhet në vend me beton C30/37 dhe armaturë çeliku të markës B500 ose ekuivalente. Soleta betonarme e mbi strukturës është konceptuar të mbështetet mbi elemente të parapërgatitur (soletkat) dhe trarët e pasndehur, që ndihmojnë në pozicionimin e hekurit, derdhjen e betonit dhe aftësinë mbajtëse të soletës.

Bazuar në të dhënat e treguara më sipër si dhe në llogaritjet e elementëve strukturorë të mbistrukturës, më poshtë janë paraqitur vlera e forcave të brendshme për të cilat trarët e urës duhet të sigurojnë gjatë punës së tyre.

Forcat e brendshme për të cilat është llogaritur trau kryesorë janë:

- | | |
|---------------------------|--------------------------|
| - Momenti përkulës ULS | $M = 10,089 \text{ kNm}$ |
| - Forca prerëse ULS | $V = 1,924 \text{ kN}$ |
| - Momenti përkulës SLS-CH | $M = 7,474 \text{ kNm}$ |
| - Momenti përkulës SLS-Q | $M = 4,763 \text{ kNm}$ |

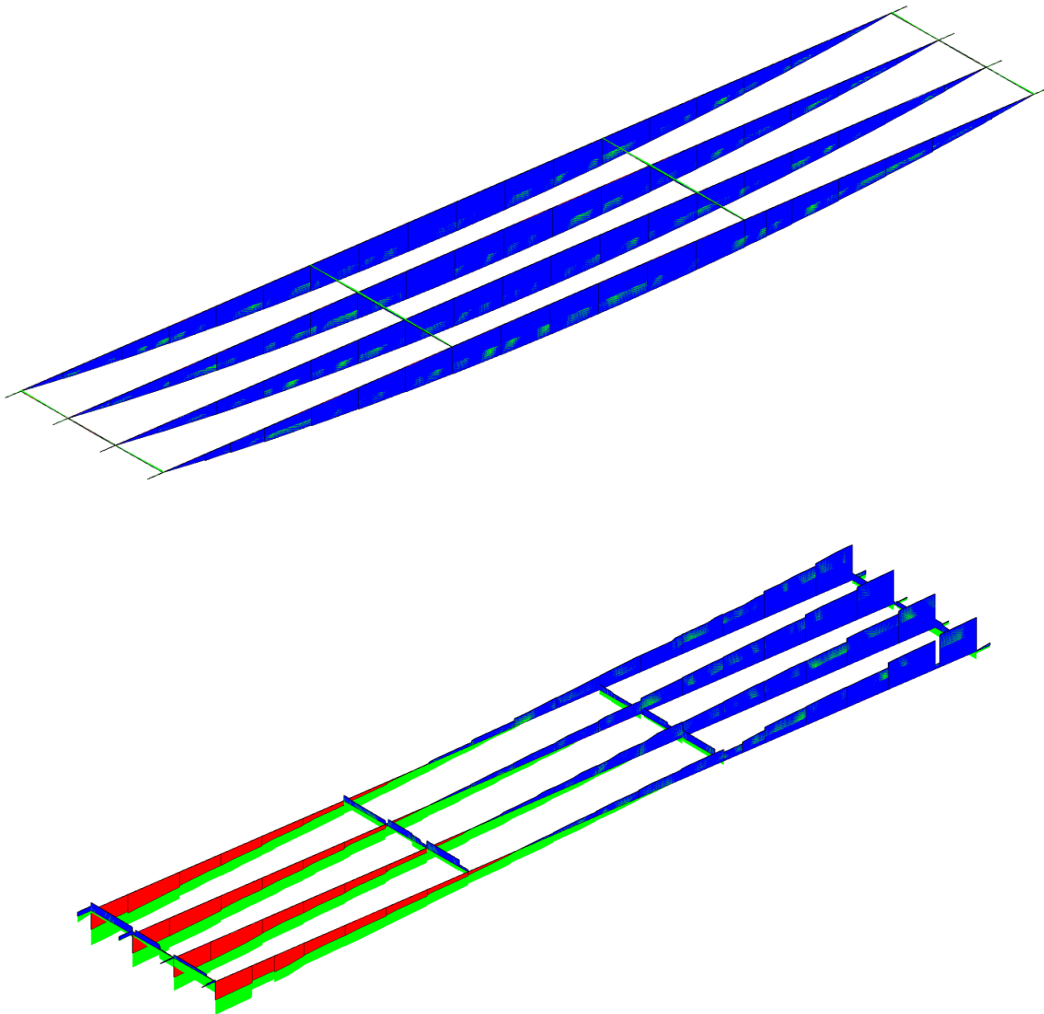


Figura 43 Diagrama e momentit përkulës dhe forcës prerëse sipas kombinimit ULS

6.8.3 Llogaritja e soletës monolite të hedhur në vend

Bazuar në të dhënat e treguara më sipër si dhe në llogaritjet e elementëve strukturorë të mbistrukturës, më poshtë janë paraqitur vlera e forcave të brendshme dhe diafragma e tyre për të cilat soleta e urës duhet të sigurojnë gjatë punës së tyre.

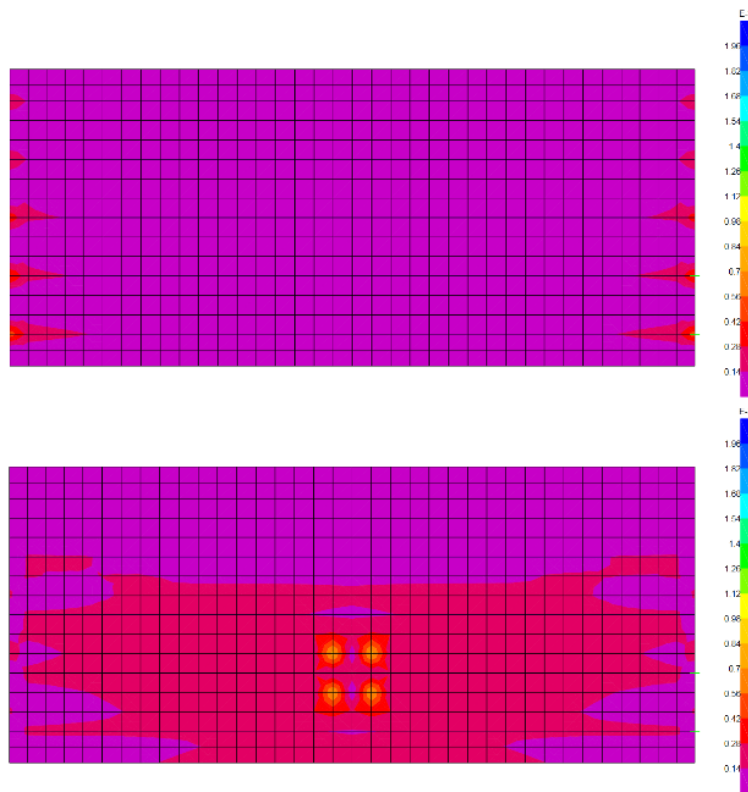


Figura 46 Sasia e kërkuar e armaturës punuese, Drejtimi X pjesa e sipërme dhe poshtme (sipas kombinimit ULS)

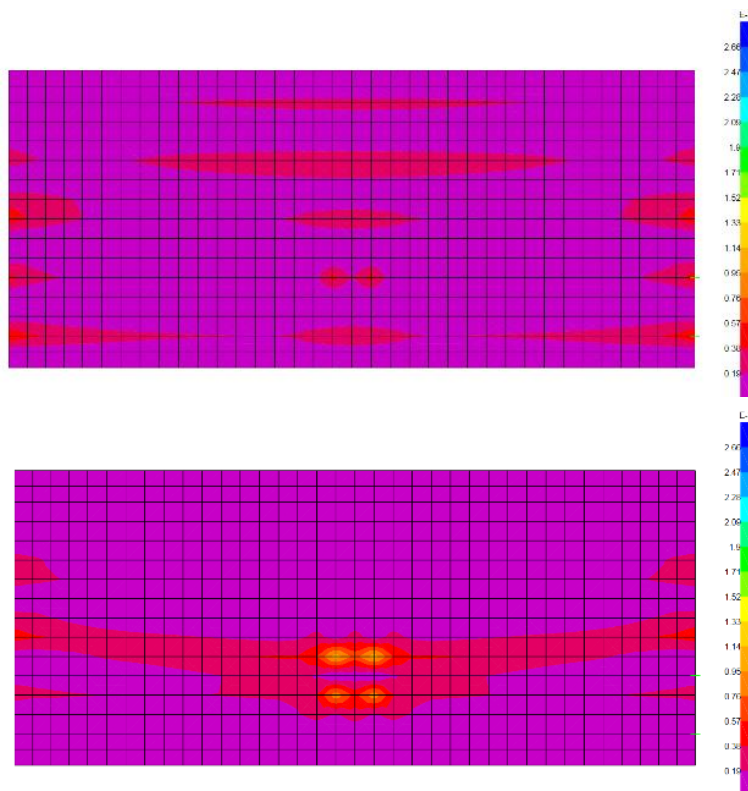


Figura 47 Sasia e kërkuar e armaturës punuese, Drejtimi Y pjesa e sipërme dhe poshtme (sipas kombinimit ULS)

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

Në vlerën e forcave të brendshme të dhëna më sipër dhe sasitë e kërkuar të armaturës punuese, janë të përfshira ngarkesat e përhershme dhe ngarkesat e përkohshme që veprojnë në urë.

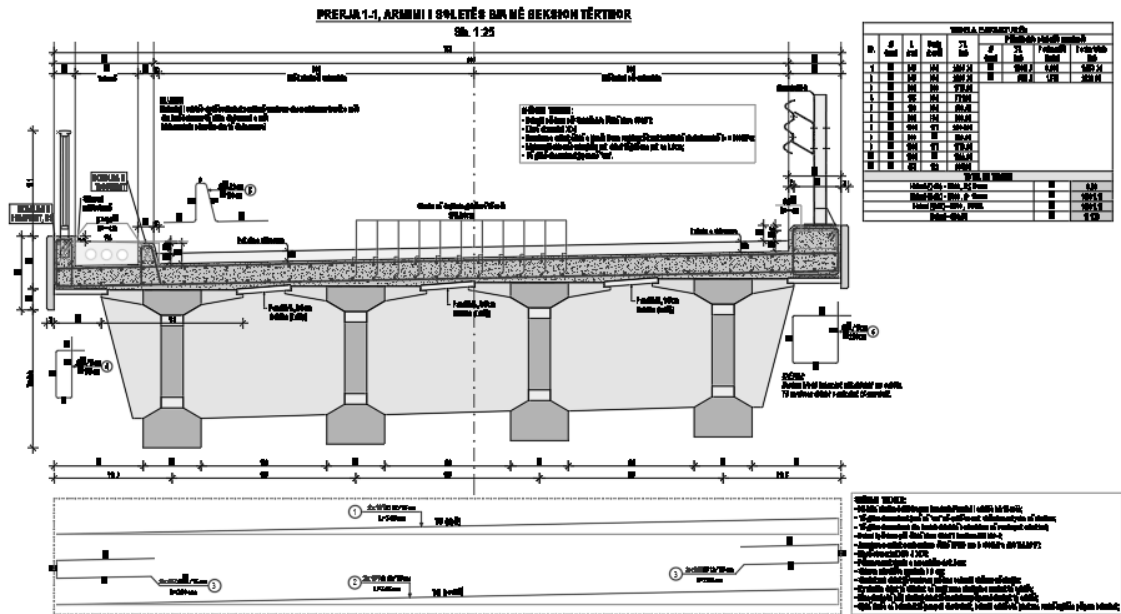


Figura 48 Armimi i soletës, Prerja Tërthore

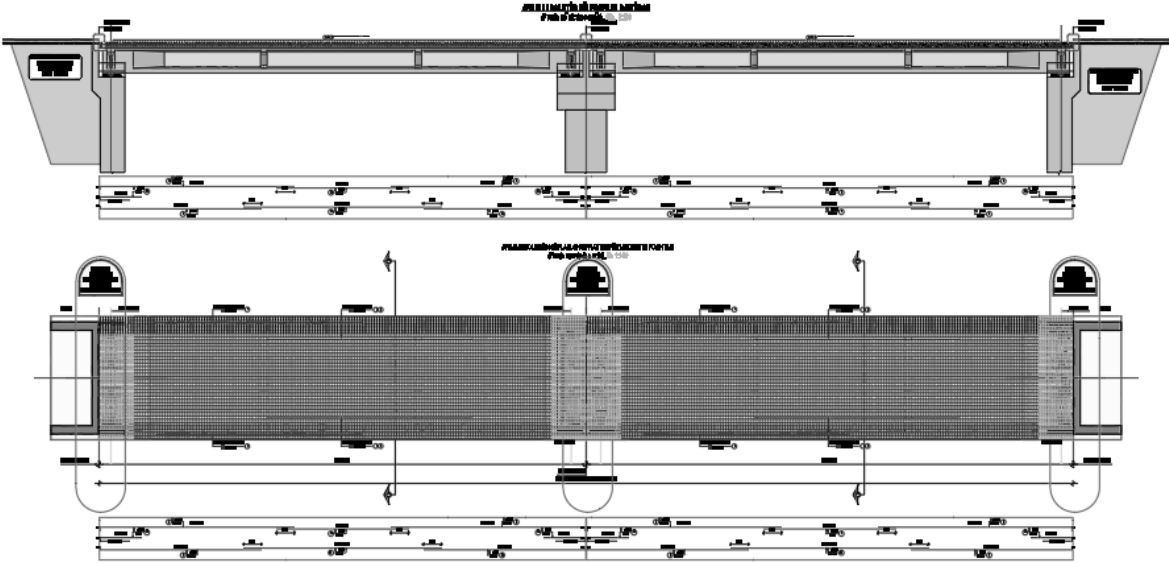


Figura 49 Armimi i soletës në plan dhe në prerjen gjatësore

6.9 MBËSHTETJET ANËSORE (BALLNAT)

Mbështetjet anësore të urës janë parashikuar të bëhen me ballna b/a me lartësi të njëjtë në hyrje dhe në dalje të urës. Mbështetjet anësore të urave (Ballnat), janë projektuar ballna masiv b/a, që mbështeten në pilota të cilat transmetojnë ngarkesën vertikale në formacion e dhënë në studimin gjeologjikë, shtresa Nr.6 ose 7. Kjo zgjedhje është dhënë bazuar në studimin gjeologjik dhe siguron qëndrueshmërinë e ballit kundrejt krijimit të mundshëm të planit rrëshqitës nën bazamentin e ballit, kundrejt veprimit sizmikë dhe kundrejt veprimit të ngarkesave të lëvizshme në anë të ballit. Në të dyja anët e ballit vendosen speronat (krahët anësorë) që bëjnë të mundur mbajtjen e mbushjes në të dyja anët e ballit, këto sperona janë b/a dhe kanë një trashësi të ndryshueshme nga koka deri në pjesën e inkastrimit në themelin e ballit, kjo për shkak të lartësisë së madhe të mbushjes. Në pjesën e pasme të ballit është vendosur një mbushje me stabilizant të çimentuar (sasia e çimentos 75kg/m^3), që mos të kemi cedime në hyrje dhe në dalje të urës. Mbi ballna do të mbështeten trarët e urës, trarët do të mbështeten mbi neoprenë (*kompania ALGA ose ekuivalent*) të cilët janë të projektuar që të kenë një zhvendosje maksimale të lejuar nën efektin e ngarkesave maksimale horizontale, në mënyrë që mos të cenohet fuga e urës. Në pjesën që mbështeten ballnat, do lihet një kanal anësorë gjatë gjithë gjerësisë së ballit që do të shërbejë për largimin e ujërave të shiut. Duhet të kihet kujdes pjesa rakorduese e trotuarit të urës dhe pjesës së rrugës.

Ballnat janë projektuar me ndihmën e programit *GeoStructural Analysis (GEO5) dhe SAP2000*. Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje dy dimensionale e modelit llogaritës:

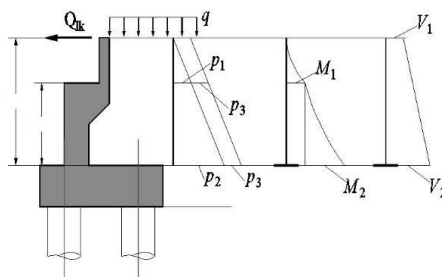


Figura 50 Modeli llogaritës i ballit

Materiali mbushës pas ballnave do të jetë material granular me peshë volumore $\gamma=19.00\text{kN/m}^3$ dhe kënd fërkimi të brendshëm $\phi \geq 35^\circ$. Këndi fërkimit strukturë-material i përdorur në llogaritje është $\delta = \frac{2}{3}\phi = 23.3^\circ$. Ky material është konsideruar pa kohezion.

Ballnat të pajisur me tuba plastik të vendosur në formë shahu për të larguar ujin në qoftë se do të ketë prezencë ujërash nëntokësor, për këtë arsye niveli maksimal i ujërave nëntokësore është konsideruar poshtë nivelit të murit të ballit dhe nuk është marrë në konsideratë në llogaritje.

Ballnat janë projektuar duke u bazuar në gjendjen e fundit kufitare duke u bazuar në EN 1992-1-1 (EC2). Koeficientet janë marrë në përputhje me EN 1992-1-1.

- Vlera e presionit aktiv është llogaritur sipas metodës së "Coulomb".
- Vlera e presionit pasiv është llogaritur sipas metodës "Caquot-Kerisel"
- Analiza nën efektin e ngarkesave sizmike është llogaritur "Mononobe-Okabe"
- Jashtë qëndërsia e lejuar e pranuar në program është $e=0.333$

Kontrollet që janë kryer për projektimin e ballnave:

- ✓ Kontrolli në përmbysje;
- ✓ Kontrolli në rrëshqitje (Nuk është kryer, pasi mbështetemi në pilota);
- ✓ Kontrolli i sforcimeve të lejuar në tabanin e themelit (Nuk është kryer, pasi mbështetemi në pilota);;
- ✓ Dimensioni i elementëve të ballit duke plotësuar pikat e mëposhtme:
- ✓ Minimumi dhe maksimumi i sasisë së armaturës gjatësore për kombinimin ULS (në përputhje me EC2)
- ✓ Projektimi dhe kontrolli për forcën prerëse për shkak të ULS (në përputhje me EC2)
- ✓ Kufizimi i sforcimeve në beton dhe çelik kundrejt kombinimit karakteristikë SLS të veprimeve (EC2)
- ✓ Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EC2)
- ✓ Verifikimet e shpimit (Punching shear) (në përputhje me EC2)

Bazuar në të dhënat e mësipërme, ngarkesat që do të shkarkojnë në njërin nga ballnat anësore, janë dhënë në tabelën e mëposhtme:

Nr.	Ngarkesat e përhershme	Ngarkesa totale (kN)
1	Trarët kryesorë T-1	236.13
2	Trarët kryesorë T-2	236.13
3	Trarët kryesorë T-3	236.13
4	Trarët kryesorë T-4	236.13
5	Soleta b/a	693.75
6	Kufizuesi anësor	148.00
7	Diafragmat	232.50
8	Shtresat mbi soletë	232.66
Nr.	Ngarkesat e përkohshme	Ngarkesa totale (kN)
1	Pesha totale nga TS-1 (LM1)	300
2	Pesha totale nga TS-2 (LM1)	300
3	Pesha totale nga UDL (LM1)	399.60
4	Pesha totale nga TS-1 (LM2)	200
5	Pesha totale nga TS-2 (LM2)	200
6	Pesha totale nga UDL (LM2)	111.00
7	Pesha në trotuare	88.80

- ✓ Forca e frenimit që vepron në njërin nga ballnat H = 438 kN
- ✓ Forca sizmike e mbistrukturës që vepron në njërin nga ballnat H = 601 kN
- ✓ Atëherë, ngarkesat që veprojnë në kokë të murit ballor, për të cilat do të llogaritet balli do të jenë:
- ✓ **Ngarkesat karakteristike:**
- ✓ $N_G = 353.00$ kN/ml reaksioni nga ngarkesat e përhershme;
- ✓ $N_Q = 235.00$ kN/ml reaksioni nga ngarkesat e përkohshme;
- ✓ $H = 88.00$ kN/ml forca horizontale në kokë të ballit;
- ✓ **Ngarkesat llogaritëse:**
- ✓ $N_G = 477.00$ kN/ml reaksioni nga ngarkesat e përhershme;
- ✓ $N_Q = 318.00$ kN/ml reaksioni nga ngarkesat e përkohshme;
- ✓ $H = 119.00$ kN/ml forca horizontale në kokë të ballit;

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

Në funksion të reaksioneve të dhëna më sipër, të dhënave gjeologjike dhe sizmike për zonën ku pozicionohet balli dhe të dhëna të tjera të paraqitura në kapitujt e mëparshëm, do të llogariten mbështetjet anësore të urave.

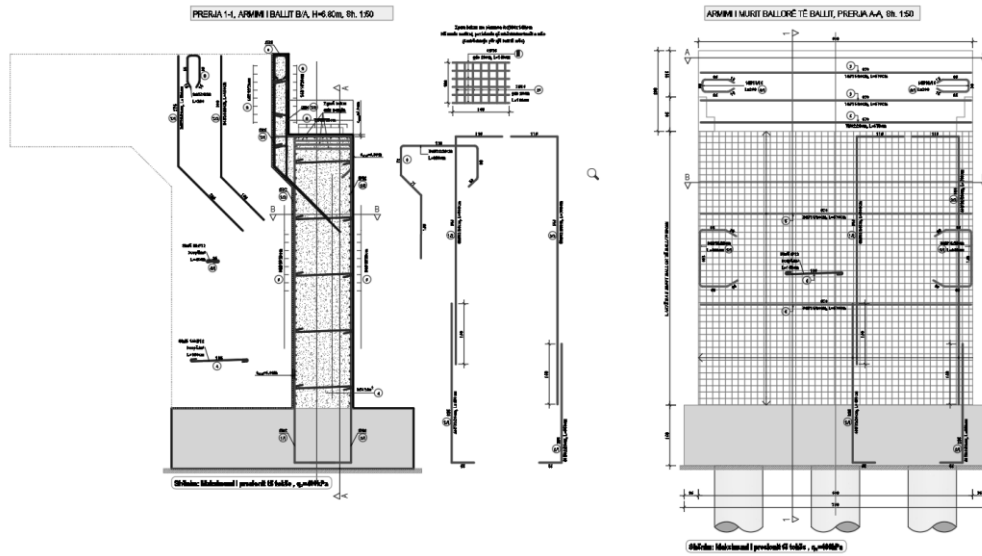


Figura 51 Armimi i murit ballor

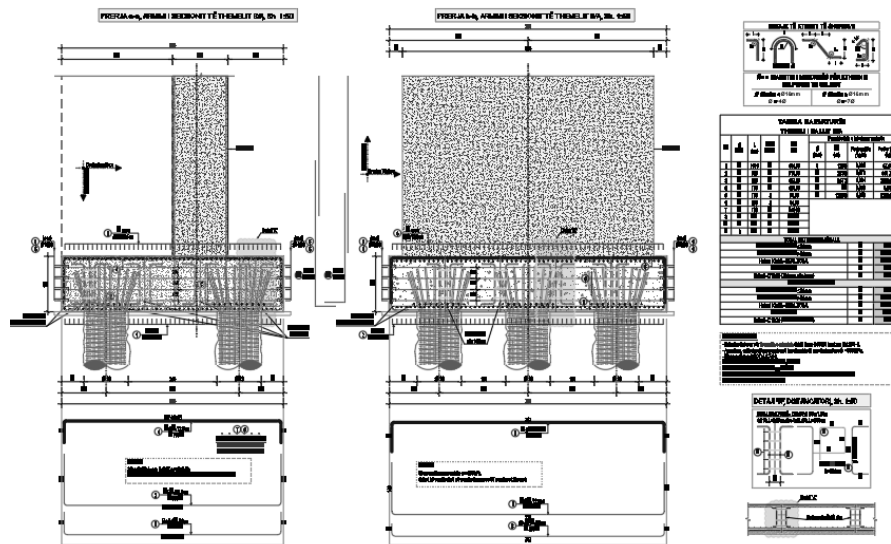


Figura 52 Armimi themelit të ballit

6.10 MBËSHTETJET E MESIT (PILA)

Mbështetjet e mesit të urës (Pila) është e përbëra nga jastëkë b/a masiv i cili mbështet mbi pilën në formë drejtkëndore me dimensione (2.50x4.0)m dhe që ruan të njëjtin seksion nga themelit deri në jastëkun në kokë të saj. Pila e urës mbështetet në themelin në formë pllake b/a në formë drejtkëndore i cili mbështetet mbi pilota të cilat transmetojnë ngarkesën në formacion shkëmborë (*shih prerjen gjatësore të urës*). Në pilën e mesit m.q.s kemi praninë e nivele të mëdha të ujërave të lumit Erzen, edhe për shkak të gërryerjes, pila duhet të vishet me një shtresë mbrojtëse ose mund t'ju bëhet një mbrojtje ndaj gërryerjeve.

Pila janë projektuar me ndihmën e programit *SAP2000 & CDSWin*. Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje tre dimensionale e modelit llogaritës të një pile b/a.

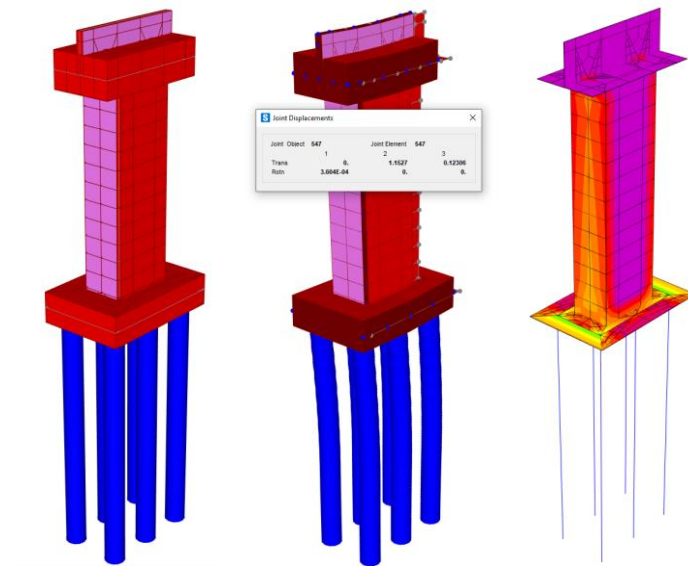


Figura 53 Pamja 3D e pilës nga modeli llogaritës

Nga analiza në programin analizues, merren forcat e brendshme në pilë nga kombinimi i ngarkesave të përhershme, të përkohshme dhe sipas analizës sizmike. Kombinimet janë kryer duke u bazuar në EN1990 siç tregohet në kapitullin e mësipërm.

Pila është projektuar duke u bazuar në gjendjen e fundit kufitare duke u bazuar në EN 1992-1-1 (EC2). Pila është projektuar duke plotësuar të gjitha pikat e mëposhtme:

- ✓ *Minimumi dhe maksimumi i sasisë së armaturës gjatësore për kombinimin ULS (në përputhje me EC2)*
- ✓ *Projektimi dhe kontrolli për forcën prerëse për shkak të ULS (në përputhje me EC2)*
- ✓ *Kufizimi i sforcimeve në beton dhe çelik kundrejt kombinimit karakteristikë SLS të veprimeve (në përputhje me EC2)*
- ✓ *Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EC2)*
- ✓ *Kontrolli i uljeve dhe përcaktimi i koeficientit L/d (span/depth) (në përputhje me EC2)*
- ✓ *Kontrolli i zhvendosjes maksimale në kokë të pilës;*
- ✓ *Verifikimet e shpimit (Punching shear) (në përputhje me EC2).*

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

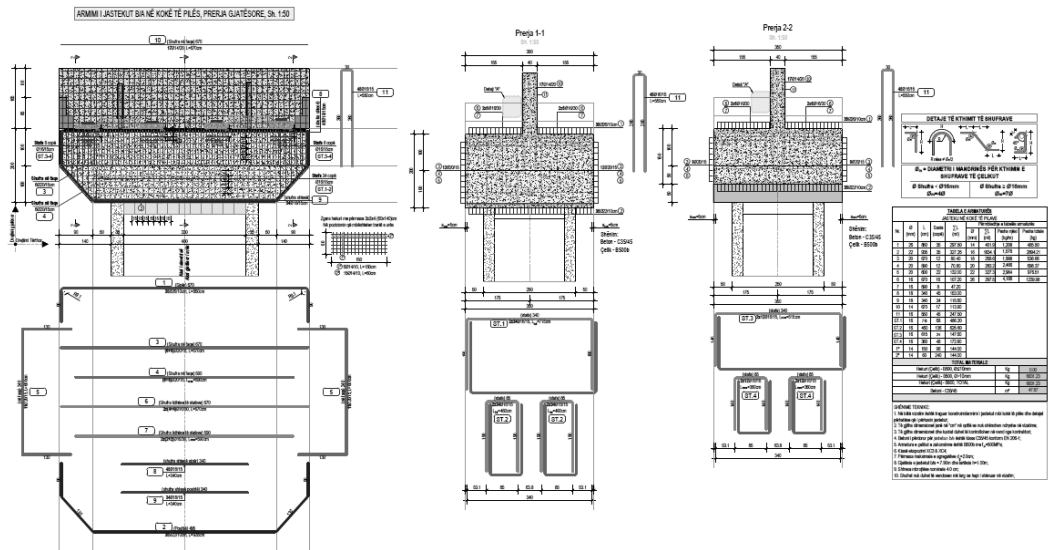


Figura 56 Armimi i jastëkut në kokë të pilës

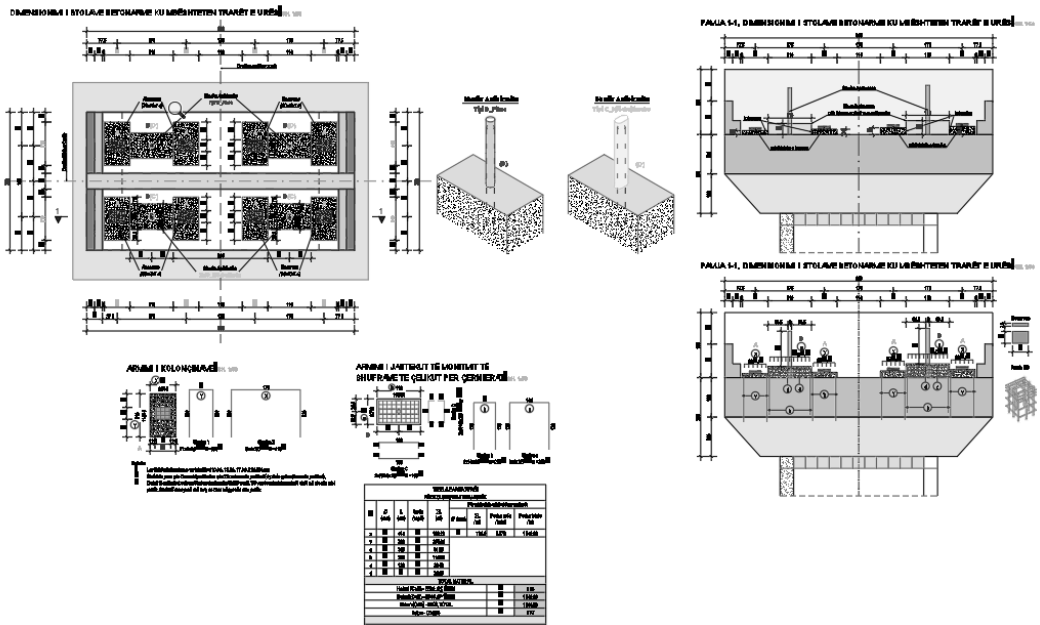


Figura 57 Armimi i stolave betonarme

6.11 ELEMENTË TË TJERË

Në trotuarin e urës me gjerësi 1.00m dhe në bordurën anësore me gjerësi 0.50m, janë të fiksuara kufizuesi vertikal i mjeteve (Guardreili metalikë) për urat dhe parmaku metalikë anësorë për këmbësorët. Ndërmjet kufizuesit anësor të këmbësorëve dhe bordurës anësore ka një gjerësi të pastër prej 0.80m, si gjerësi shërbimi dhe kalimi (*shih prerjen tërthore të urës*), që shërben për hapësirën e duhur të shërbimit të urës dhe për kalimin e këmbësorëve. Në pjesën e trotuarit janë lënë hapësirat e kalimit të kabujve të rrjeteve të ndryshme (si për shembull të telefonisë, internetit, elektrikë, fibra optike etj.), për më shume të shihen detajet në fletët e vizatim përkatëse. Trarët mbështeten në ballna dhe në jastëkun e pilave. Mbështetjet e trarëve janë parashikuar prej neoprenësh të tipit *NB 300x400x74mm* të kompanisë ALGA ose ekuivalente por që të plotësojnë karakteristikat e forcave të brendshme dhe zhvendosjeve siç jepen në fletët e veçanta të vizatimeve. Për urën në fjalë, soleta nuk do të jetë e vazhduar për të dy hapësirat dritë, por do të ketë fugë delitacioni në çdo mbështetje d.m.th në hyrje dhe në dalje dhe në mbështetjen e mesit (pilën). Fugat janë parashikuar të jenë të pajisura me një pajisje speciale të gomuar të tipi "ALGAFLEX" ose ekuivalente. Për kullimin e ujërave është parashikuar vendosja e tubave P.V.C me diametër $d=100\text{mm}$ dhe në drejtimin gjatësor $d=120\text{mm}$ në mënyrë që të largohet në mbështetjet anësore të urës, për largimin e ujërave deri në sipërfaqen e tokës.

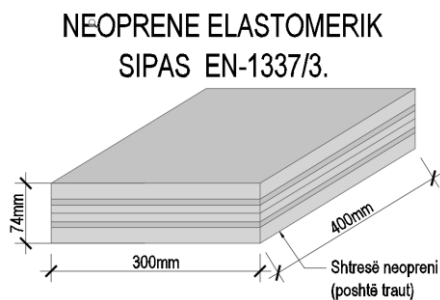


Figura 58 Detaj i neoprenit

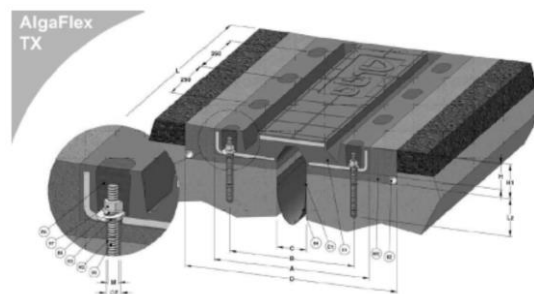


Figura 59 Detaj i fugës delitacioni të urës

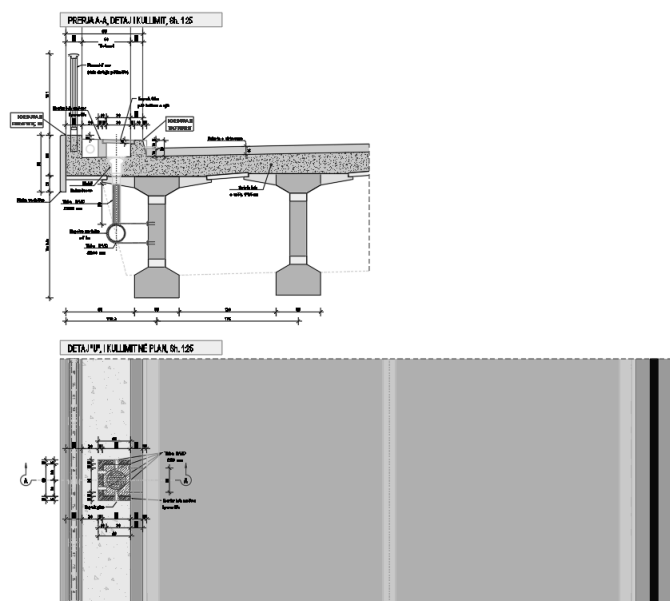


Figura 60 Pamje të trotuarit dhe kullimit të ujërave

7 STUDIMI I SIGURISË DHE SINJALISTIKËS RRUGORE

Studimi i sigurisë rrugore gjatë ndërtimit të urës është një proces shumë i rëndësishëm. Përpara fillimit të punimeve duhet të bëhet rifreskimi i gjithë sinjalistikës rrugore në përputhje me kërkesat e Kodit Rrugor "Rregullores për Zbatimin e Kodit Rrugor" si dhe Manualit të Sinjalizimit Rrugor.

Pikat kryesore të sigurisë rrugore që do të përfshihen në këtë projekt janë:

- *Menaxhimi i trafikut gjatë ndërtimit/rehabilitimit të veprës;*

Menaxhimi i trafikut do të bëhet nga ana e kontraktorit duke krijuar një sistem menaxhimi korrekt, duke vendosur shenja paralajmëruese, shenja informuese dhe njerëz me flamuj që do të bëjnë të mundur kalimin e sigurt të mjeteve dhe njerëzve gjatë kryerjes së punimeve në vepër. Duke parë që pozicioni i veprës ndodhet në rrugë me intensitet të lartë të trafikut dhe sidomos të mjeteve të rënda atëherë kontraktori duhet të vendos njerëz për menaxhimin e trafikut në hyrje dhe në dalje të veprës.

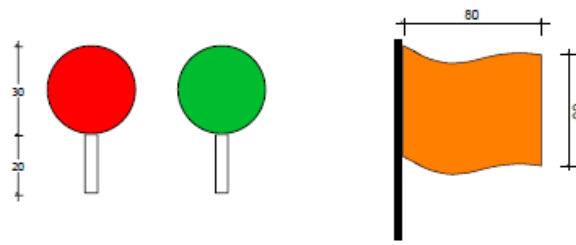


Figura 61 Pajisje për menaxhimin e trafikut

- *Vendosja e tabelave dhe elementëve që nevojiten për sigurinë në kantier;*

Gjatë kryerjes së punimeve, kontraktori duhet të marr masa gjatë fazës së ndërtimit/rehabilitimit në mënyrë që të garantoj minimizimin e pengesave dhe ndërprerjeve të rrjedhjes së trafikut dhe sigurinë rrugore. Tabelat, dritat dhe pajisjet e sigurisë duhet të vendosen në mënyrë të sigurt, për të qënë të mbrojtura nga erërat ose trafiku lëvizës. Tabelat në kantier duhet të vendosen në largësi të mjaftueshme prej punimeve, në mënyrë që të bëjë paralajmërimin e duhur për trafikun në rrezik.



Figura 62 Disa tabela dhe elementë që nevojiten për sigurinë rrugore

"URA E BONARAKËVE, IBE E POSHTME"

- *Vendosja e tabelave rrugore dhe reflektorë për përvijimin e urës;*

Në mënyrë që kalimi në urë të jetë sa më i sigurt dhe mos të paraqes rrezikshmëri për përdoruesit e saj, ura duhet të shoqërohet me disa tabela të cilat do të bëjnë të mundur dallimin nga ana e përdoruesit të rrugës për masat dhe kujdesin që duhet të ketë gjatë kalimit në të.

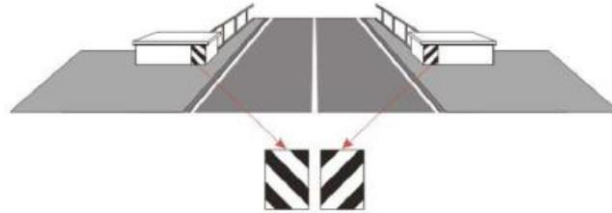


Figura 63 Sinjalistika për pengesë rrugore që tregon ngushtim karrëxhatës



Figura 64 Ndalimqarkullimi i mjeteve që kalojnë një masë/aks më të madhe seton

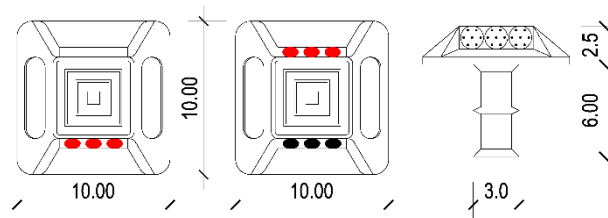


Figura 65 Reflektorë në ura

- *Vendosja e sinjalistikës vertikale tabelare lidhur me kufizimin e ngarkesave dhe dhënies së drejtës së përparësisë së kalimit;*



Figura 66 Ngushtim simetrik në të dyja anët/majtas/djathtas

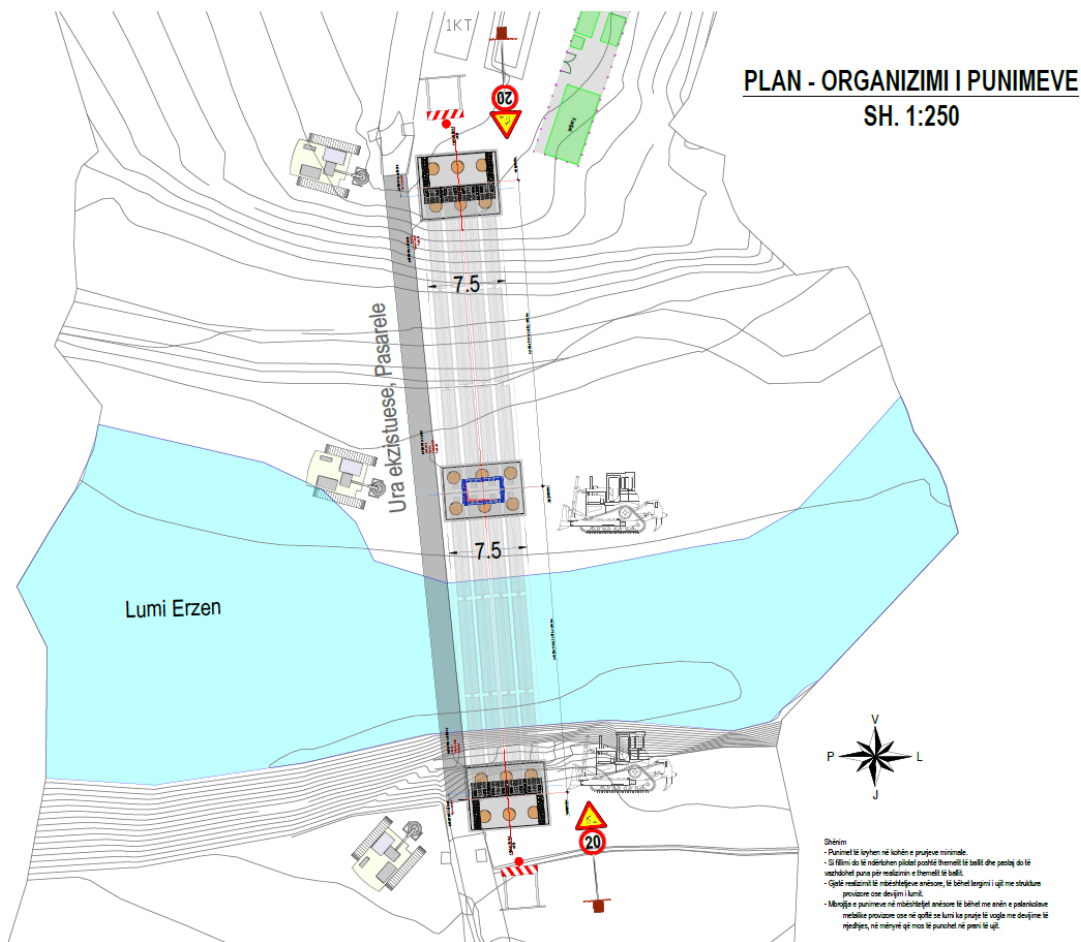


Figura 67 E drejtë përparësie, në drejtimet një kalimshe të alternuara

8 METODOLOGJIA E NDËRTIMIT

8.1 TË PËRGJITHSHME

Në këtë paragraf po paraqesim përshkrimin e metodologjisë së punimeve të ndërtimit të këtij objekti, ku përfshihet pozicioni i ngritjes së kantierit të ndërtimit dhe elementeve përbërës të tij. Brenda zonë së rrethimit duhet të jenë të organizuar zyrat e kontraktorit, mbikëqyrësit të punimeve, parkimet, vendet e depozitimit të materialeve, fjetoret, mensa, ambientet e tjera ndihmëse, gjeneratori, etj.



8.2 METODOLOGJIA E NDËRTIMIT

1. Ndërtimi i rrugëve të reja ndihmëse për kalimit e mjeteve të punës që do të duhen për ndërtimin e elementëve të rinj të urës siç janë mbështetjet e urës (Ballnat dhe pilat);
2. Prishja dhe çmontimi i gjithë mbistrukturës dhe nën-strukturën ekzistuese. Trarët ekzistuese, ata që paraqiten në gjendje të mirë mund të ripërdoren nga ana e konsulentit përkatës për vepra të tjera pasi gjendja e tyre nuk paraqitet e keqe.
3. Largimi i gjithë materialit në një vend që duhet përcaktuar më përpara nga ana e kontraktorit;
4. Pasi janë çmontuar të gjithë trarët, dhe pasi janë prishur të gjitha mbështetjet e mesit dhe ato anësore, duhet të bëhet pastrimi i shtratit të lumit në hyrje dhe në dalje të urës, nga mbeturinat dhe inertet e grumbulluara përgjatë viteve dhe zhblllokimi dhe pastrimi i hapësirave të bllokuara. Për kryerjen e këtyre punimeve, të

cilat do të realizohen në kohën e prurjeve minimale, kontraktori më parë duhet të realizoj rrugët ndihmëse për futjen e makinerive e materialeve. Pastrimi dhe zhblllokimi i hapësirave do të bëhet me ekskavator një kovësh me krah të gjatë në mënyrë që mos të cenohet asnjë element i urës. Pasi është pastruar dhe larguar sasia më e madhe e materialeve, duhet bërë pastrime me mjete më të vogla dhe me krah duke arritur kuotën e parashikuar në projektin fillestar, që bën të mundur funksionimin total të hapësirave të urës.

5. Pas pastrimit fillohet me realizimin e mbështetjeve të reja të urës, ballnat dhe pilat e mesit duke respektuar të gjitha dimensionet dhe kuotat që tregohen në projekt.
6. Pas realizimit të mbështetjeve të urës, bëhet vendosja e çernierave të trarëve dhe bëhet montimi i tyre pasi janë betonuar në poligonin e ndërtuar ngjitur me urë. Montimi i trarëve do të bëhet me vinça të veçantë.
7. Pasi janë montuar trarët, bëhet betonimi i soletës b/a në kokë të tyre dhe realizimi i trotuareve anësore të urës;
8. Vendosja e shtresave rrugore mbi urë siç tregohen në projekt duke respektuar të gjithë pjerrësitë e urës.
9. Instalimi i fugave përgjatë gjithë urës siç tregohen në planimetri dhe në detajin e veçantë të fugave;
10. Instalimi i sistemit të plotë të drenazhimit dhe kullimit për largimin e ujërave të shiut, duke vendosur pileta të reja dhe largimi i ujërave do të bëhet nga mbistruktura dhe përgjatë gjithë urës dhe në fund të derdhet në pjesët anësore të urës (ballnat);

8.3 MONTIMI I TRARËVE TË PARAPËRGATITUR

Shumica e elementëve të urës janë elementë b/a me beton të derdhur në vend, që do të thotë që ballnat, themelet e ballnave, pilotat poshtë themeleve, pilotat e pilave, themelit i pilave dhe pilot janë struktura që ndërtohen në vend. Elementi që do të jenë të parapërgatitur janë trarët e pasndehur ose trarët e zakonshëm, të cilët duhet të ndërtohen në poligonin e prodhimit duke u ndërtuar me kujdes, në mënyrë që të plotësojnë të gjithë kriteret e projektimit, dhe do të transportohen në kantier me anë të makinerive transportuese.

Për lartësi të pilave deri në 20.00m, montimi i trarëve bëhet duke përdorur vinça të fuqishëm dhe për pila më lartësi mbi 20.00m është parashikuar të bëhet me metodën e rrëshqitjes (*launching*) nga njëra anë ose nga të dyja anët e urës, në funksion të terrenit dhe lehtësi të ekzekutimit të procesit. Për këtë është menduar që në hyrje të urës të urave të ndërtohen sheshet e montimit të trarëve nga ku mund të bëhet montimi dhe vendosja e trarëve në pozicionin përfundimtar. Për sa i përket detajeve në fazën e montimit shiko metodologjinë e punimeve.



Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile <20.00m



Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile >20.00m

9 MATERIALET TË TJERA REFERUESE

Kodi Rrugor i Republikës së Shqipërisë

Rregullore për zbatimin e Kodit Rrugor (2010)

Rregulli Teknik për Projektimin e Rrugëve (RrTPRr-1), (2015)

Vëllimi 1: Udhëzuesi

Vëllimi 2: Projektimi gjeometrik

Vëllimi 3: Projektimi i dyshemesë

Vëllimi 4: Kullimi

Vëllimi 5: Urat dhe Tunelet, Pjesa I – Urat

Vëllimi 6: Sinjalistika Rrugore

Manuali i Sinjalizimit Rrugor (2007)

Arkivi Qendror Teknik i Ndërtimit (AQTN)

KTP - Kushtet Teknike të Projektimit Shqiptare

KTP-23-78 – *Urat dhe tombinat prej betoni dhe b/a në rrugët automobilistike* (1979)

KTP-N.2-89 – Kusht Teknik Projektimi për ndërtimet antisizmike (1989)

Eurocode 0 (EN 1990) – Bazat e projektimit strukturor

Eurocode 1 (EN 1991): Veprime mbi strukturat

Pjesa 1-1: Densitetet, pesha-vetjake dhe ngarkesat e ushtruara

Pjesa 1-3: Ngarkesat e dëborës

Pjesa 1-4: Ngarkesat e erës

Pjesa 1-5: Veprimet termike

Pjesa 1-6: Veprimet gjatë zbatimit

Pjesa 1-7: Veprimet aksidentale nga goditjet dhe shpërthimet

Pjesa 2: Ngarkesat të trafikut në ura

Eurocode 2 (EN 1992) – Projektimi i strukturave prej betoni

Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme dhe rregullat për ndërtesat

Pjesa 2: Urat prej betoni – Projektimi dhe rregulla të përgjithshme

Eurocode 3 (EN 1993) – Projektimi i strukturave prej çeliku

Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme dhe rregullat për ndërtesat

Pjesa 1-3: Elementët dhe llamarina me spesor të hollë të formuar në të ftohtë

Pjesa 1-4: Strukturat prej çeliku të pandryshkshëm

Pjesa 1-5: Elementët strukturorë realizuar me pllaka

Pjesa 1-7: Elementët strukturorë realizuar me pllaka plane ndaj ngarkesave tërthore

Pjesa 1-8: Projektimi i nyjeve

Pjesa 1-9: Rezistenca në lodhje

Pjesa 1-10: Fortësia e materialit dhe vetitë në drejtimin e trashësisë

Pjesa 1-11: Projektimi i strukturave me elementë të tërhequr

Pjesa 2-1: Urat prej çeliku

Eurocode 7 (EN 1997) – Projektimi gjeoteknike

Pjesa 1: Rregulla të përgjithshme

Eurocode 8 (EN 1998) – Projektimi i strukturave rezistence ndaj tërmeti

Pjesa 1: Rregulla të përgjithshme, veprimet sizmike dhe rregullat për ndërtesat

Pjesa 2: Urat

Pjesa 3: Përforcimi dhe riaftësimi i strukturave

Pjesa 5: Themelet, strukturat mbajtëse dhe aspekte gjeoteknike

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, 4th Edition (2007)

Reinforced Concrete Design to Eurocode 2, Sixth Edition - *B. Mosley, J. Bungey and R. Hulse*, 2007