AUTORITETI KONTRAKTOR:

Autoriteti Rrugor Shqiptar

RAPORT TEKNIK

(Faza Projekt Zbatim)

Titulli Projektit:

"Studim Projektim i urave të Leklit, Dragotit, Ura e Vorës, Tapizës, Ura e Drojës, Zemblakut; rikonstruksion i urës së Kaludhit dhe nyja në disnivel në Bushnesh dhe ura lidhëse e rrugëve Levan - Tepelenë me Dragot - Tepelenë

Objekti : Ura e Zemblakut

VOLUMI 1

KONSULENT :

Studio PNI-2001
Projektim
Ndërtim
Informatizim

G&K Studio
Projektim- Supervizim
Design Software
Projektim Supervizim

Tiranë, 2019

AUTORITETI KONTRAKTOR:

Autoriteti Rrugor Shqiptar

Përmbajtja e kapitujve dhe nën kapitujve

1 TË DHËNA TË PËRGJITHSHME 2
1.1 Qëllimi i raportit 2
1.2 Përshkrim i përgjithshëm 2
1.3 Njësitë 3
2 REFERENCA NORMATIVE 4
3 TË DHËNA TOPOGRAFIKE 5
4 TË DHËNA GJEOTEKNIKE 7
5 URA EKZISTUESE 8
5.1 Inspektimi dhe gjetjet 8
5.2 Nga inspektimi në vend 9
5.3 Projekti ekzistues (nga AQTN) 10
5.4 Ndërhyrjet përgjatë viteve 11
5.5 Problematikat 11
6 TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM 13
6.1 Jetëgjatësia projektuese dhe kërkesat e durueshmërisë 13
6.1.1 Kërkesat e durueshmërisë 13
6.1.2 Kushtet mjedisore 13
6.1.3 Jetëgjatësia projektuese 13
6.1.4 Përcaktimi i klasës së betonit 14
6.1.5 Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut 15
6.2 Vetitë fiziko – mekanike të materialeve 15
6.2.1 Betoni 15
6.2.2 Armatura e çelikut 16
6.2.3 Çeliku strukturorë 17
6.3 Ngarkesat, Veprimet dhe kombinimet e tyre 17
6.3.1 Pesha vetjake e elementëve 18
6.3.2 Pesha vetjake e shtresave rrugore 18
6.3.3 Pesha vetjake e shtresave në urë 18
6.3.4 Pesha vetjake e trotuarëve 19
6.3.5 Pesha vetjake e traut 19
6.3.6 Pesha vetjake e soletës 21
6.3.7 Pesha vetjake e trotuarit 21
6.3.8 Pesha vetjake e elementëve të tjerë 21
6.3.9 Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore 22
6.3.10 Veprimet vertikale të trafikut 23
6.3.11 Veprimet sizmike 25
6.3.12 Veprimet termike 28
6.3.13 Veprimet gjatë zbatimit 28
6.3.14 Veprimet aksidentale 28
6.3.15 Veprimet horizontale të trafikut 28
6.3.16 Materiali mbushës 29
6.3.17 Kombinimi i veprimeve 29
7 LLOGARITJET STRUKTURORE 32
7.1 Të përgjithshme 32
7.2 Metodologjia e kryerjes së analizës 32
7.3 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare 33
7.4 Analiza Modale 34
7.5 Analiza e ngarkesave të lëvizshme: vijat e influencës 37
7.6 Forcat e brendshme nëpër elementë strukturorë 37
7.7 Mbistruktura e urës 38
7.8 Llogaritja e trarëve të urës 39
7.9 Mbështetjet anësore (Ballnat) 42
7.10 Mbështetjet e mesit (Pilat) 45
7.11 Elementë të tjerë 49
8 STUDIMI I SIGURISË DHE SINJALISTIKËS RRUGORE 50
9 METODOLOGJIA E NDËRTIMIT 52
9.1 Të përgjithshme 52
9.2 Metodologjia e ndërtimit 52
9.3 Montimi i trarëve të parapërgatitur 53
10 RAPORTI I SHPRONËSIMEVE 55
11 MATERIALET TË TJERA REFERUESE 56

PËRMBAJTJA E FIGURAVE

Figura 1 Pamje 3 Dimensionale të urës së re ... 3
Figura 2 Paketa 2/2 e Eurokodeve – Pjesët që nevojiten për projektimin e urave betonarme ... 4
Figura 3 Fletë nga projekti origjinal i urës ... 7
Figura 4 Ura e Zemblakut (nga vizita në vend) ... 8
Figura 5 Të dhëna e përgjithshme ... 9
Figura 6 Pamje e përgjithshme ... 10
Figura 7 Ura e Zemblakut – 1983 (Dokument i Fondit Foto-Arkiv në AQTN) ... 10
Figura 8 Ura e Zemblakut, shënime teknike – 1983 (Dokument i Fondit Foto-Arkiv në AQTN) ... 11
Figura 9 Tabela 2.1 në EN 1990 jep vlerat indikativë të jetëgjatësisë projektuese ... 14
Figura 10 Tabela E.1N e EN 1992-1-1, përshkrimi i klasës së betonit për kategori të ndryshme ekspozimi ... 14
Figura 11 Karakteristikat e betonit C25/30 ... 15
Figura 12 Karakteristikat e betonit C30/37 ... 15
Figura 13 Diagramat sforcim – deformim për betonin ... 16
Figura 14 Tabela C.1 e EN 1998-1-1, përshkrimi I karakteristikave të armaturës së çelikut ... 16
Figura 15 Diagrama reale e Çelikut B500b (S500) ... 17
Figura 16 Karakteristikat e çelikut strukturorë S235 ... 17
Figura 17 Detaj i paketës së shtresave rrugore ... 18
Figura 18 Detaj i paketës së shtresave në urë ... 18
Figura 19 Prerja tërthore e trotuarit ... 19
Figura 20 Profili gjatësor i traut ... 20
Figura 21 Seksionet tip të traut në gjithë gjatësinë ... 20
Figura 22 Koeficienti i shpërndarjes tërthore për ngarkimin më të disfavorshëm ... 22
Figura 23 Tabela 4.2 - Skemë ngarkesa 1: Vlerat karakteristike (bazuar në EC1-2) ... 24
Figura 24 Aplikimi i skemë ngarkesës 1 (LM1) (bazuar në EC1-2) ... 24
Figura 25 Kapaku e botimit të referuar ... 26
Figura 26 Harta sizmike e Shqipërisë ... 26
Figura 27 Spektrat projektues të reagimit ... 27
Figura 28 Përmbledhje e faktorëve për veprimet dhe faktorëve pjesor për rezistencat. ... 31
Figura 29 Profil gjatësor i urës tip ... 32
Figura 30 Llogaritja e forcës prerëse në K1 dhe momenti përkulës në K2. ... 33
Figura 31 Përcaktimi I xM dhe xV ... 33
Figura 32 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare ... 34
Figura 33 Moda 1, T_1=0.8365sek ... 36
Figura 34 Moda 2, T_2=0.50sek ... 36
Figura 35 Moda 3, T_3=0.2323sek ... 36
Figura 36 Vija e influencës për momentin përkulës në mes të traut të mesit ... 37
Figura 37 Vija e influencës për forcën prerëse në mes të traut të mesit ... 37
Figura 38 Diagrama e momentit përkulës nga pesha vetjake ... 37
Figura 39 Diagrama e forces prerëse nga pesha vetjake ... 38
Figura 40 Diagrama e momentit përkulës nga kombinimi më I disfavorshëm ... 38
Figura 41 Seksioni tërthor i urës tip ... 39
Figura 42 Profili gjatësor i traut me HD=16.50m ... 40
Figura 43 Armimi i seksioneve tërthore ... 41
Figura 44 Armimi I soletës, Prerja tërthore ... 41
Figura 45 Armimi I soletës në plan ... 41
Figura 46 Prerja tërthore e mbështetjeve anësore (Ballnave) ... 42
Figura 47 Armimi i ballit në seksionin tërthore ... 44
Figura 48 Armimi i ballit në pamjen ballore ... 44
Figura 49 Armimi i ballit në pamjen ballor ... 44
Figura 50 Pamja 3D e pilës ... 45
Figura 51 Gjeometria e Pilës ... 46
Figura 52 Analiza e pilës nga modeli llogaritës ... 46
Figura 53 Armimi i murit vertikal të pilës ... 47
Figura 54 Armimi i pilës në lartësi (Blloku A1 dhe B) ... 47
Figura 55 Armimi i seksionit tërthor të jastëkut të pilës ... 48
Figura 56 Armimi në gjatësor i jastëkut të pilës ... 48
Figura 57 Detaj i neoprenit ... 49
Figura 58 Detaj i fugës delitacioni të urës ... 49
Figura 59 Pamje të trotuarit dhe kullimit të ujërave ... 49
Figura 60 Pajisje për menaxhimin e trafikut ... 50
Figura 61 Disa tabela dhe elementë që nevojiten për sigurinë rrugore ... 50
Figura 62 Sinjalistika për pengesë rrugore që tregon ngushtim karrëxhatës ... 51
Figura 63 Ndalimqarkullimi i mjeteve që kalojnë një masë/aks më të madhe se ....ton ... 51
Figura 64 Reflektorë në ura ... 51
Figura 65 Ngushtim simetrik në të dyja anët/majtas/djathtas ... 51
Figura 66 E drejtë përparësie, në drejtimet një kalimshe të alternuara ... 51
Figura 67 Plani i organizimit të punimeve ... 52
Figura 68 Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile <20.00m ... 54
Figura 69 Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile >20.00m ... 54

1 TË DHËNA TË PËRGJITHSHME

1.1 Qëllimi i raportit

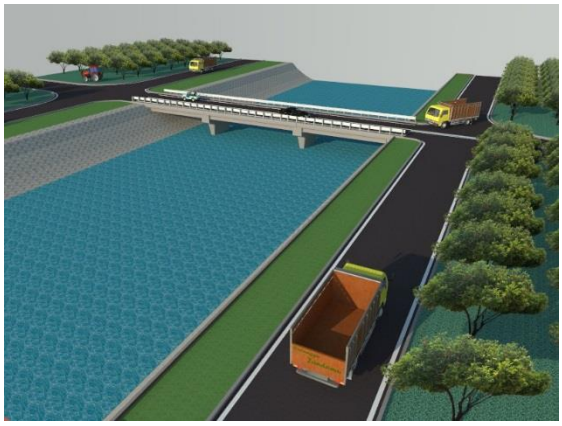
Ky raport prezanton në mënyrë të përmbledhur rrugën që është ndjekur për projektimin e elementëve strukturorë të urës automobilistike që do të ndërtohet në kuadër të projektit të rehabilitimit të urës së Zemblakut. Pozicioni i urës së re do të jetë në të njëjtin vend ku ndodhej ura ekzistuese (*shiko vizatimet për me shumë detaje*).

1.2 Përshkrim i përgjithshëm

Pas studimit të varianteve të propozuara për rehabilitimin apo ndërhyrjet që do të bëhen në urën e Zemblakut, këshilli teknik vendosi që zgjidhja përfundimtare të jetë ndërtimi i një ure të re pra "**Varianti I**", i propozuar në projekt idenë e dorëzuar nga ana jonë. Ky variant konsiston në ndërtimin e një ure të re me 3 hapësira dritë me gjatësi 16.50mdhe me mbistrukturë me dimensione në drejtimin tërthore më të mëdha sesa ajo ekzistuesja. Mbështetjet anësore do të përbëhen nga ballna betonarme të mbështetur në pilota të cilat do të mbështeten në shtresën numër 6 siç jepet ne vizatime dhe në studimin gjeologjik. Mbështetjet e mesit të urës do të përbëhen nga pila në formë drejtkëndore të cilat në kokë të tyre kanë jastëkun dhe poshtë kanë themelin në forme drejtkëndore, i cili mbështetet mbi pilota të cilat edhe këto mbështeten në shtresën numër 6 në përputhje me studimin dhe profilin gjeologjik. Për 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 3 hapësira dritë prej 3x16.50 m;*
- *Numri total i hapësirave dritë 3;*
- *Mbistrukturë e përbërë nga trarë të zakonshëm në formë T-je;*
- *Seksion tërthor me 7 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor 1.40m;*
- *Nënstrukturë 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:



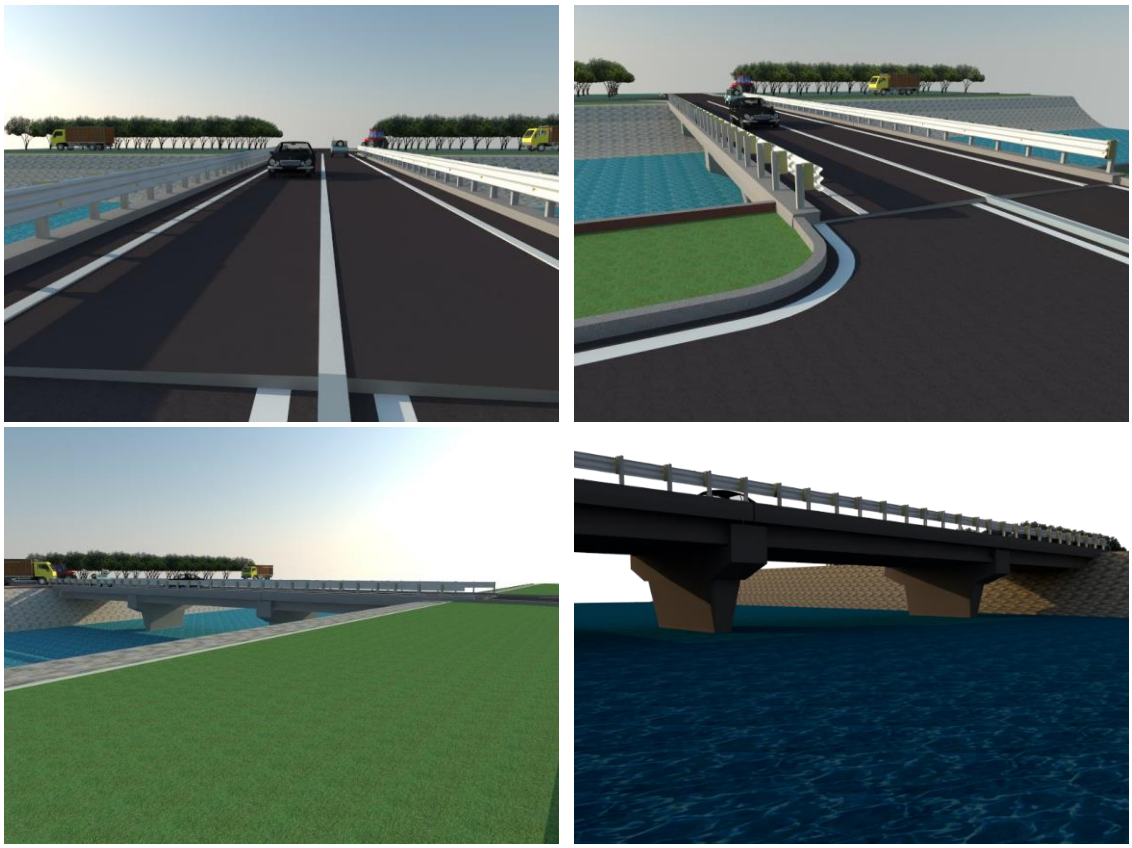


Figura 1 Pamje 3 Dimensionale të urës së re

1.3 Njësitë

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

- Forcat dhe Ngarkesat — kN, kN/m, kN/m²;
- Densiteti dhe masa — kg/m³, t/m³ kg, t;
- Pesha njësi (Pesha specifike) — kN/m³;
- Sforcimet dhe forcat — N/mm² (= MN/m² or MPa), kN/m2 (=kPa);
- Momentet — kNm;
- Nxitimi i truallit — m/s², g (= 9,81 m/s²);

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.*

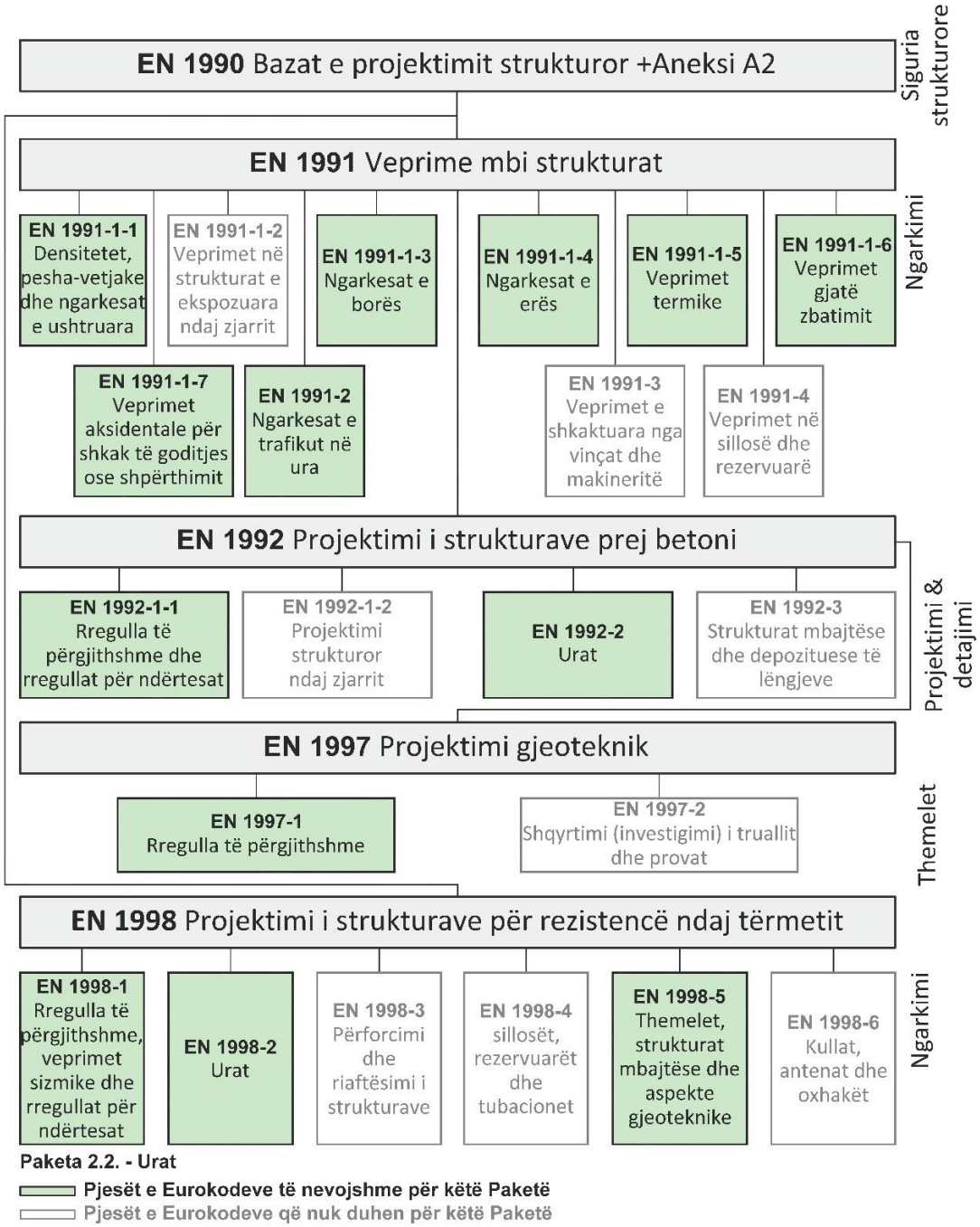


Figura 2 Paketa 2/2 e Eurokodeve – Pjesët që nevojiten për projektimin e urave betonarme

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 bëra në vendin ku do të ndërtohet ura. Më poshtë është paraqitur raport referues:

Mbi punimet topografike për hartimin e relievit për projektimin e objektit: "Ura e Zemblakut"

Duke u mbështetur në termat e referencës për objektin: "Ura e Zemblakut" kemi hartuar relievin topografik në të gjithë gjatësinë e aksit të kësaj ure.

Para fillimit të punimeve kemi bërë një rikonicion të hollësishëm në terren dhe kemi grumbulluar materialet e nevojshme topografike ekzistuese për të gjithë zonën ku shtrihet objekti.

Materialet topografike dhe hartografike ekzistuese që do të na ndihmojnë për kryerjen e rilevimit që përdoren janë:

- **Hartat topografike të shkallës 1:25.000 dhe 1:25.000**
- **Ortofotot (fotot aerofotogrametrike)**

Për të siguruar që të gjithë matjet topografike dhe hartimi i relievit të jetë i mbështetur në rrjetin shtetëror të koordinatave, ndërtuam një poligon të shtrirë në të gjithë gjatësinë e aksit të urës ekzistuese dhe të lidhur në dy pika të rrjetit të vjetër ekzistues shtetëror.

Fiksimi i pikave të poligonit në terren është bërë me shufra hekuri në beton dhe të qëndrueshme nga agjentët atmosferike dhe dëmtimet fizike. Ato janë vendosur në vende të dukshme dhe në afërsi të urës ekzistuese. Identiteti i tyre është fiksuar me ngjyrë të kuqe të shkruar në afërsi të pikave dhe në vende të dukshme. Pikat janë të vendosura në vende të qëndrueshme nga ana gjeologjike, kanë pamje të ndërsjellë, duke siguruar në këtë mënyrë lidhjen ndërmjet tyre dhe vazhdimësinë e punës, nga faza e projektimit dhe në fazën e zbatimit të projektit.

Sistemi i koordinatave ekzistuese në Republikën e Shqipërisë është i bazuar në projeksionin Gauss Kryger në elipsoidin Krasovsky. Matjet tona janë bërë në sistemin ndërkombëtar UTM 34N i projektuar në elipsoidin ËGS84. Me këtë sistem mund të përcaktohet lehtë koordinatat gjeodezike për çdo pikë në sipërfaqen e tokës përmes përdorimit të GPS.

Matjet e ***pikave të poligonit*** i kemi bërë me anë të kombinimit të dy metodave, asaj ***GPS*** dhe ***Total Station***. Kombinimi i dy metodave dhe përpunimi i të dhënave të marra nga matjet në terren bënë të mundur një saktësi ***1cm*** në plan dhe ***2cm*** në lartësi.

Relievi i detajuar (pikat detaje) është bërë me GPS (60% të sipërfaqes rilevuese) dhe me Stacion Total (40% të sipërfaqes rilevuese).

Pajisjet matëse gjeodezike që përdoren në këtë proces janë:

1. **GPS tipi SOKKIA GRX1**
2. **Instrumentin Station Total Leica tipi TM30**

Të dhënat e pikave detaje me GPS janë marr me metodën "'stop & go". Në çdo pike detaje marrësi i GPS qëndron 3÷5 sek.

Në rastet kur procesi i rilevimit është kryer me Instrumentin Station Total Leica tipi TM30, kemi shpeshtuar pikat e poligonit dhe saktësia e marrjes së pikave detaje është përsëri brenda saktësisë së shkallës së rilevimit. Saktësia e afruar nga Instrumentin Station Total Leica tipi TM30 është:

- **Saktësia e matjes këndit = 1 "**
- **Saktësia matjes së largësive = 0.6 mm + 1 ppm**
- **Distanca maksimale e matjes = 3500 m**

GPS tipi SOKKIA GRX1

Station Total Leica TM30

Procesi i rilevimit topografik të terrenit është bërë sipas metodës klasike duke marr si pika detaje të gjithë pikat e rrugës dhe urës ekzistuese, të rrjedhjes së lumit dhe të skarpatave, të kanaleve anësore të rrugës, kanalet e kullimit dhe të vaditjes në përdorim për bujqësinë, rrugët dytësore, ndërtesat dhe objektet e ndryshme në të dy anët e urës, pusetat, trotuaret, shtyllat etj. Për çdo pike detaje janë marr koordinatat X, Y, Z. Pra çdo pikë është e futur në dokument të programit AutoCad në 3d. Përpunimi i të dhënave të marra nga studimi në terren janë përpunuar fillimisht me programin e kompensimit të rrjeti me **sokkia spectrum survey**, dhe përpunimi i mëtejshëm është bërë me AutoCad Civil.

Lidhja e rrjetit të poligonometrisë me rrjetin shtetëror të koordinatave.

Për të bërë të mundur transformimin e koordinatave nga sistemi UTM (koordinatat e marra nga matjet e drejtpërdrejta në terren me GPS), lidhim këtë poligon me dy pika të rrjetit shtetëror të koordinatave. Lidhur me këtë transformim kemi shfrytëzuar pikat e triangulacionit shtetëror, pika e parë është pika e triangulacionit e rendit të III e ndodhur në perëndim të fshatit Pendavinj. Pika e dytë është pika në afërsi të fshatit Rembec. Edhe kjo pikë është pikë e triangulacionit të rendit të III.

Koordinatat e pikave jepen në tabelën e mëposhtme:

Pikat në afërsi të urës së Zemblakut:

Nr. i Pikës	X	Y	Z
1471	507230.64	485630.81	822.635
1464	508737.76	482992.11	819.585

Të gjitha pikat e poligonit mbështetës jepen të detajuar në dokumentin në formatin .dëg (AutoCAD) bashkëngjitur këtij relacioni.

Përgatiti:

Ing. **Sokol ALLARAJ**

Liç TZ 0332/3

4 TË DHËNA GJEOTEKNIKE

Për këtë urë, studimi gjeologjik do të merret duke u bazuar në studimin e paraqitur në projektin origjinal të urës hartuar ne vitin 1983. Më poshtë po japim disa fletë nga projekti ekzistues ku tregohen shtresat gjeologjike dhe përshkrimi i tyre:

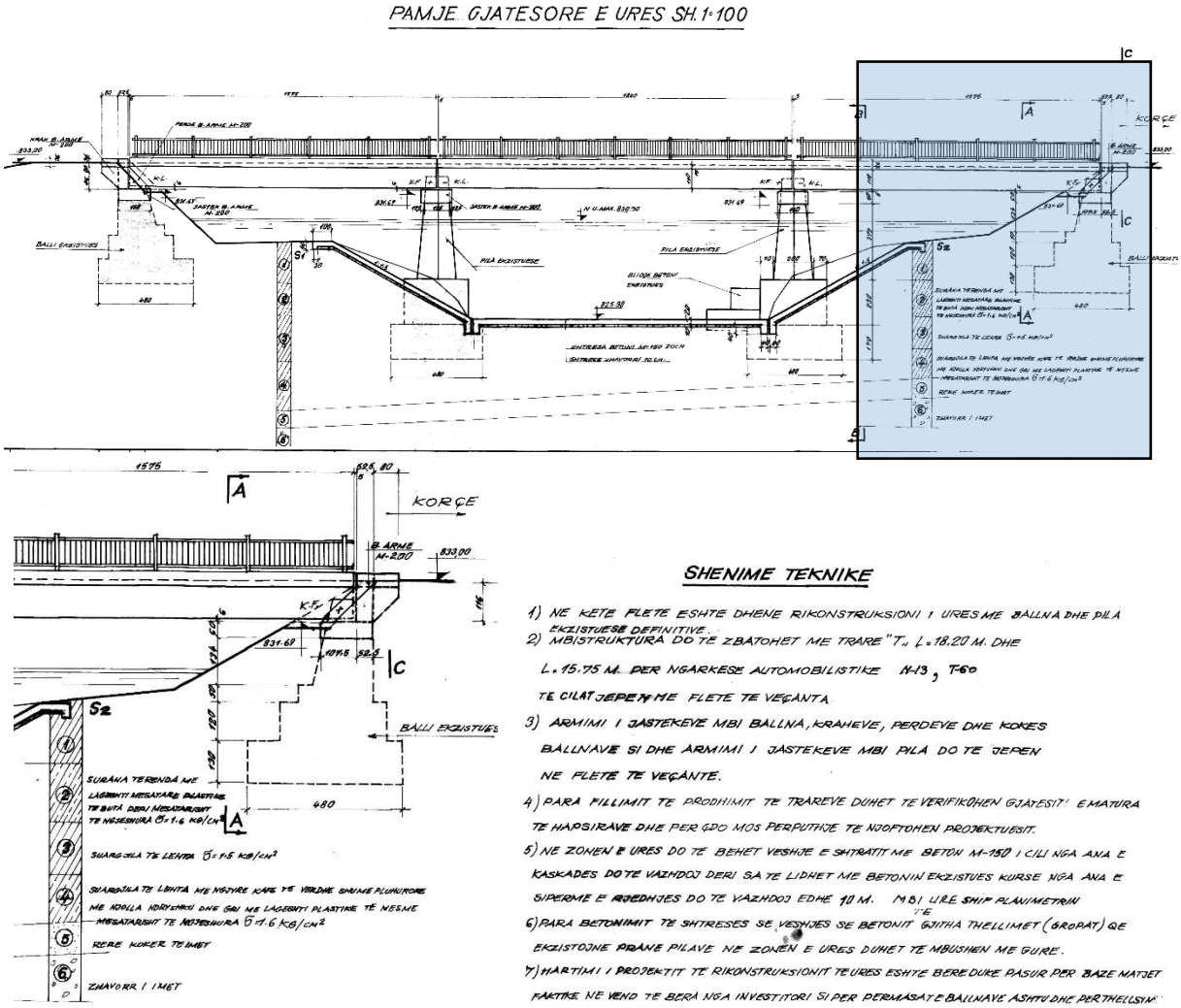


Figura 3 Fletë nga projekti origjinal i urës

5 URA EKZISTUESE

Ura e Zemblakut ndodhet mbi lumin Devoll, në afërsi të fshatit Zemblak, në rrugën nacionale Korçë - Pojan, afro 1.5km larg fshatit Zemblak.

Ura e Zemblakut është një urë me 3 hapësira drite nga të cilat 2 hapësira janë më H.D=15.75m dhe një me H.D=18.20m. Mbistruktura e urës përbëhet nga trarë b/a në formë T-je. Gjerësia kaluese e urës është 6.0m dhe në të dyja anët e saj ka trotuare me gjerësi 1.0m. Në të dyja anët e urës ndodhen parmakë betoni anësor. Mbështetjet anësore përbëhen nga ballna masiv prej betoni. Mbështetjet e mesit përbëhen nga jastëku b/a dhe çdo mbështetje përbëhet nga një pilë prej betoni masiv. Pila e urës mbështetet në themelin masiv i cili mbështetet direkt në formacionin natyror të zonës.

Figura 4 Ura e Zemblakut (nga vizita në vend)

5.1 Inspektimi dhe gjetjet

Inspektimi i Urës u krye në datën 20-09-2018, nga specialistët e konsulentit. Gjatë këtij inspektimi u realizuan matjet dhe u bënë foto për të gjithë elementët e urës. Investigimi u krye pas grumbullimit të materialeve nga AQTN.

Në paragrafin e mëposhtëm jepet një përshkrim i detajuar i urës që do të studiohet në këtë projekt.

5.2 Nga inspektimi në vend

Të dhënat e përgjithshme të urës po i paraqesim në tabelën e mëposhtme

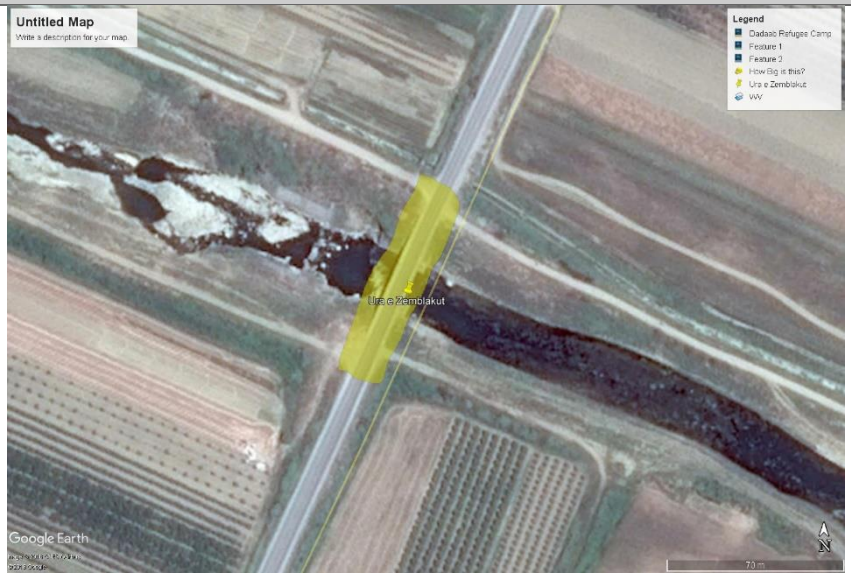
Të dhënat:	**Rezultatet**
Vendndodhja e urës:	Segmenti rrugor Korçë-Pojan
Fotografia ajrore dhe koordinatat e Urës në Sistemi i koordinatave: UTM (Universal Transverse Mercator:	 Zona: 34T 489220.33 m E 4506318.20 m N
Struktura::	Urë më konstruksion b/a me trarë të thjeshtë, ballna masiv dhe pila betoni masive, të mbështetur mbi themele masive. Mbistruktura e përbërë nga trarë b/a në formë T-je dhe diafragma b/a në drejtimin tërthor.
Gjatësia e përgjithshme:	49.70 ml
Gjerësia e strukturës:	8.0m
Numri i hapësirave:	3 H.D
Hapësira e kampatave:	2x15.75m dhe 1x18.20m
Numri i vijave të kalimit:	2
Gjerësia e kalimit:	2x3.0m
Gjerësia e trotuareve:	2x1.0m
Gjerësia e bankinave:	-
Sistem kufizues anësorë:	Parmakë betoni.
Viti i ndërhyrjes për rikonstruksion të urës:	1983
Data e hetimit :	20-09-2018

Figura 5 Të dhëna e përgjithshme

Figura 6 Pamje e përgjithshme

5.3 Projekti ekzistues (nga AQTN)

Të dhënat kryesore gjeometrike e gjeologjike të përgjithshme për urën, shih foton e më poshtme, jepen në projektin e rikonstruksionit të urës, informacione të marra në Arkivin Qendror Teknik i Ndërtimit (AQTN)[1], ndërsa të dhënat për projektin fillestar të urës mungojnë.

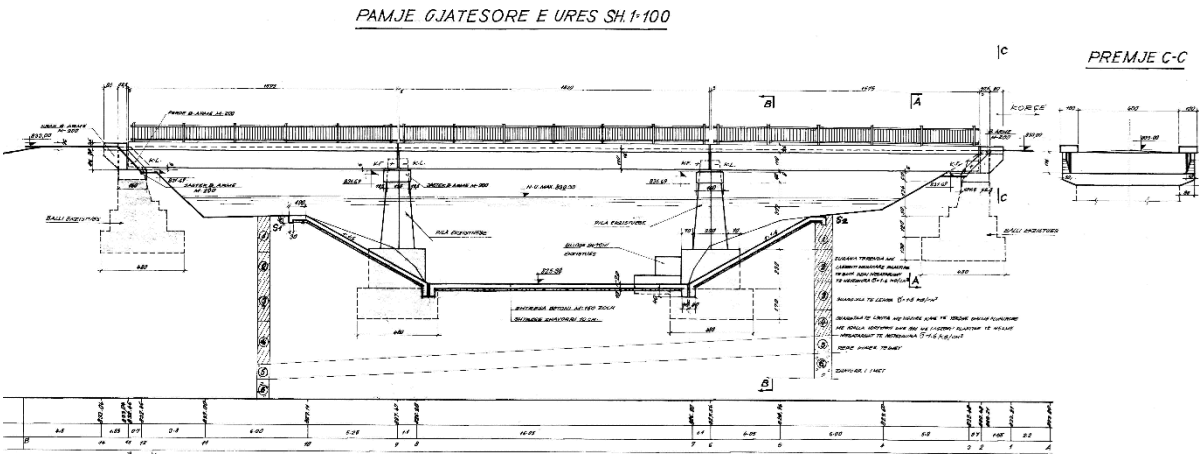


Figura 7 Ura e Zemblakut – 1983 (Dokument i Fondit Foto-Arkiv në AQTN)

Projekti i rikonstruksionit të urës është realizuar në vitin 1983.

Ura është me tre hapësira, prej të cilave dy anësoret kanë L_{aks} =15.75m dhe ajo e mesit L_{aks}=18.20m. Në projektin e rikonstruksionit të urës, mbistruktura, jastëkët e pilave dhe të ballnave janë ndërtuar të reja, ndërsa mbështetjet anësore (ballnat) dhe mbështetjet e mesit (pilat), janë ekzistuese.

Ura është llogaritur duke u bazuar në kushtet teknike të projektimit shqiptare dhe me skemë ngarkesën N-13 dhe T-60.

[1] Fletët janë marrë në Arkivin Qendror Teknik i Ndërtimit (AQTN)

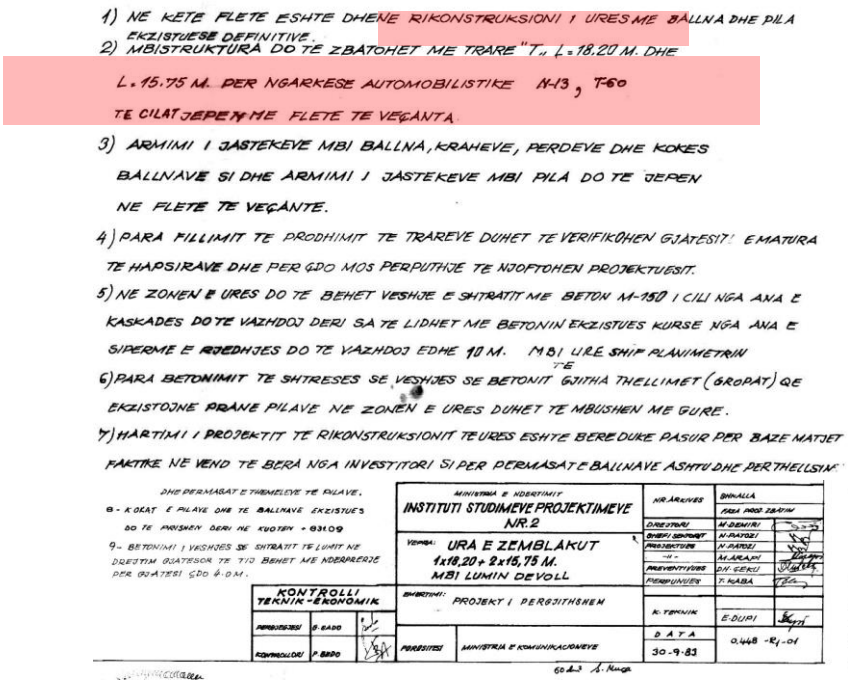

1) NE KETE FLETE ESHTE DHENE RIKONSTRUKSIONI I URES ME BALLNA DHE PILA EKZISTUESE DEFINITIVE.
2) MBISTRUKTURA DO TE ZBATOHET ME TRARE "T" L=18.20 M. DHE L=15.75 M. PER NGARKESE AUTOMOBILISTIKE N-13, T-60 TE CILAT JEPEN ME FLETE TE VEÇANTA.
3) ARMIMI I JASTEKEVE MBI BALLNA, KRAHEVE, PERDEVE DHE KOKES BALLNAVE SI DHE ARMIMI I JASTEKEVE MBI PILA DO TE JEPEN NE FLETE TE VEÇANTE.
4) PARA FILLIMIT TE PRODHIMIT TE TRAREVE DUHET TE VERIFIKOHEN GJATESITI E MATURA TE HAPSIRAVE DHE PER ÇDO MOS PERPUTHJE TE NJOFTOHEN PROJEKTUESIT.
5) NE ZONEN E URES DO TE BEHET VESHJE E SHTRATIT ME BETON M-150 I CILI NGA ANA E KASKADES DO TE VAZHDOJ DERI SA TE LIDHET ME BETONIN EKZISTUES KURSE NGA ANA E SIPERME E RJEDHJES DO TE VAZHDOJ EDHE 10 M. MBI URE SHIP PLANIMETRIN
6) PARA BETONIMIT TE SHTRESES SE VESHJES SE BETONIT TE GJITHA THELLIMET (GROPAT) QE EKZISTOJNE PRANE PILAVE NE ZONEN E URES DUHET TE MBUSHEN ME GURE.
7) HARTIMI I PROJEKTIT TE RIKONSTRUKSIONIT TE URES ESHTE BERE DUKE PASUR PER BAZE MATJET FAKTIKE NE VEND TE BERA NGA INVESTITORI SI PER PERMASAT E BALLNAVE ASHTU DHE PER THELLSIN
DHE PERMASAT E THEMELEVE TE PILAVE.
8 - KOLAT E PILAVE DHE TE BALLNAVE EKZISTUES DO TE PRISHEN DERI NE KUOTEN + 831.09
9 - BETONIMI I VESHJES SE SHTRATIT TE LUMIT NE DREJTIM GJATESOR TE TIJ BEHET ME NDERPRERJE PER GJATESI ÇDO 4.0 M.
MINISTRIA E NDERTIMIT
INSTITUTI STUDIMEVE PROJEKTIMEVE NR.2
VEPRA: URA E ZEMBLAKUT 1x18,20 + 2x15,75 M. MBI LUMIN DEVOLL
EMERTIMI: PROJEKT I PERGJITHSHEM
KONTROLLI TEKNIK-EKONOMIK
PERSITESI: MINISTRIA E KOMUNIKACIONEVE
NR. ARKIVES
SHKALLA
FAZA PROJ. ZBATIM
DREJTORI M. DEMIRI
SHEFI SEKTORIT N. PATOZI
PROJEKTUES N. PATOZI
M. ARAPI
PREVENTIVUES DH. ÇEKU
PERPUNUES T. KABA
K. TEKNIK E. DUPI
DATA 30-9-83
0.448 -R1-01

Figura 8 Ura e Zemblakut, shënime teknike – 1983 (Dokument i Fondit Foto-Arkiv në AQTN)

5.4 Ndërhyrjet përgjatë viteve

E vetmja ndërhyrje e dokumentuar te Ura e Zemblakut, është ajo e viteve '80 (1983) ku është bërë zbatimi i mbistrukturës së re me ballna dhe pila ekzistuese, shiko Figura 7 Ura e Zemblakut – 1983 (Dokument i Fondit Foto-Arkiv në AQTN) dhe Figura 8 Ura e Zemblakut, shënime teknike – 1983 (Dokument i Fondit Foto-Arkiv në AQTN)

5.5 Problematikat

Rezultatet kryesore për disa problematika që janë hasur gjatë investigimeve në vend të gjendjes së strukturës mund të përmblidhen si vijon:

1. Fugat janë të dëmtuara për shkak të dëmtimit të mbështetjeve të mesit;
2. Mbështetja e mesit nga ana e fshatit Pojan ka pësuar ulje të konsiderueshme në njërën anë, çka ka sjell që e gjithë mbështetja e urës do ketë rrotullim, që ka ndikuar në qëndrueshmërinë e përgjithshme të urës duke e bërë atë të pakalueshme; Mbështetja e mesit nga ana e Korçës duket në gjendje të mirë;
3. Mbështetjet anësore të urës, ballnat, në përgjithësi janë në gjendje të mirë, nuk u vunë re probleme që mund të sjellin humbjen e qëndrueshmërisë së urës. Verifikimi i tyre nuk u bë i plotë, kjo për shkak të mbushjeve anësore me materiale të ndryshme dhe pranisë së bimësisë;
4. Trarët e urës në përgjithësi janë mirë, përjashtuar në ndonjë vend disa ekspozime të shufrave të hekurit punues dhe korrodimi i tyre;
5. Po të shohim projektin ekzistues, si dhe gjatë inspektimit në vend, ura ka pasur një sistemim të skarpatave në të dyja anët e saj. Me kalimin e viteve këto veshje janë prishur nga prurjet mëdha, duke shkaktuar dhe gërryerjet në tabanin e themelit të mbështetjes së mesit. Kuota e rrjedhjes së lumit nga +825.20m (sipas projektit ekzistues) është në +823.75 m (gjendja aktuale e shtratit);
6. Parmaku anësor është i dëmtuar dhe nuk ofron sigurinë për mjetet apo këmbësorëve;

7. Sistemi i drenazhimit të ujërave të shiut, pothuajse nuk ekziston fare, kjo sjell që ura nuk ka një sistem të kontrolluar të largimit të ujërave të shiut, që sjell lagështi në elementët mbajtës të urës;

Më poshtë janë paraqitur disa foto të urës përgjatë investigimit në vend:

(Në foto është treguar defekti i vërejtur në elementët e urës)

 Dëmtimi i fugave	 Çedimi i mbështetjes së mesit
 Pila nga ana e Korçës	 Balli në anën e Korçës
 Balli nga ana e fshatit Pojan	 Pamje të trarëve
 Dëmtimi i veshjes së shtratit	 Dëmtimi i shtratit të sistemuar

6 TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM

6.1 Jetëgjatësia projektuese dhe kërkesat e durueshmërisë

6.1.1 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.

6.1.2 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).

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.***

6.1.3 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 9 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 dhe 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**.

6.1.4 Përcaktimi i klasës së betonit

Përcaktimi i duhur dhe më jetëgjatë i klasës së betonit bëhet për të mbrojtur betonin nga agjentët 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 10 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).
Përfundimisht, duke u bazuar në dy Euro kodet, Euro kodin 2 dhe Euro kodin 8, klasa minimale e betonit që do të përdoret është C20/25.

6.1.5 Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut

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

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

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

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

Në rastin tonë, vlera e $c_{min,b}$ është: 28mm

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

klasës së ekspozimit (Tab. 4.1) dhe 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.

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ Δc_{dev} = 10 mm (vlerë e rekomanduar 4.4.1.3 (1)P)

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

6.2 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).

6.2.1 Betoni

Klasat e betonit C25/30 dhe C30/37 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:

Figura 11 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

Figura 12 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

*densitetit mund të rritet me kN/m^3 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:

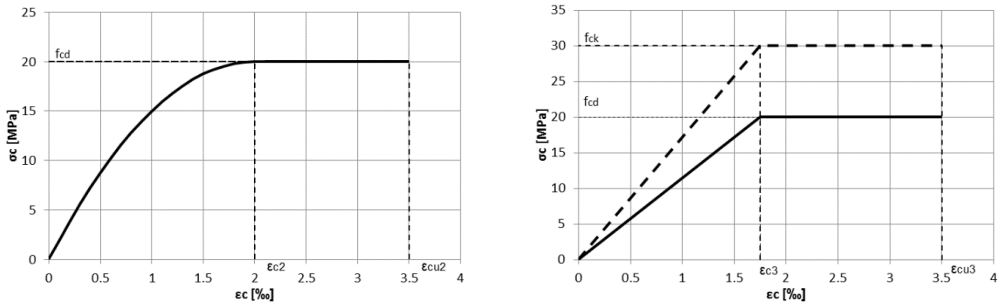


Figura 13 Diagramat sforcim – deformim për betonin

Klasat e betonit më të përdorshme për elementët e urave janë betoni C25/30 dhe C30/37.

6.2.2 Armatura e 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 14 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 përshkruara në tabelën e mësipërme. Vlera e rezistencës në rrjedhshmëri është f_{yk}**=500MPa.** 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).

$$\text{Çelik} - \text{S500}$$
$$f_{ys} = 50\,000\,\text{kN/m}^2$$
$$f_{us} = 60\,000\,\text{kN/m}^2$$
$$E = 20\,000\,000\,\text{kN/m}^2$$
$$\gamma_s = 1.15$$
$$\varepsilon_{sy} = 0.25\%$$
$$\varepsilon_{su} \geq 10.0\%$$

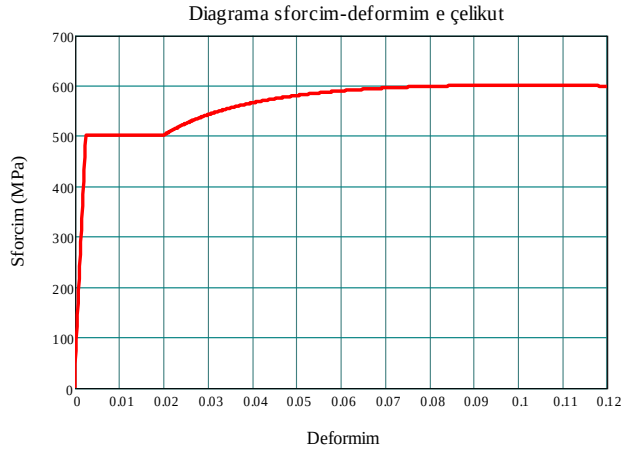


Figura 15 Diagrama reale e Çelikut B500b (S500)

6.2.3 Çeliku strukturorë

Çeliku strukturorë që do të përdoret për strukturat metalike që do të bëhen në kuadër të këtij projekti do të jetë i klasës **S235**, duke u bazuar në EN 10025-2. Në Tabelën e mëposhtme jepet në mënyrë të përmbledhur karakteristikat kryesore të çelikut strukturorë S235.

Figura 16 Karakteristikat e çelikut strukturorë S235

Çeliku strukturorël-**S235**		
f_y	MPa	235
f_u	MPa	430
E_s	GPa	210

Vlerat e dhëna në tabelën e mësipërme i korrespondojnë elementëve prej çeliku më trashësi nominal jo më të madhe se 40mm.

6.3 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;

6.3.1 Pesha vetjake e elementëve

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. Pesha vetjake e 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.

6.3.2 Pesha vetjake e shtresave rrugore

Më poshtë jepen paketa bazë e shtresave rrugore që përdoren:

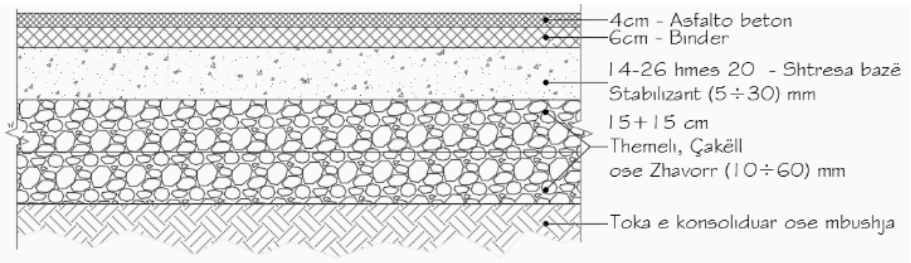


Figura 17 Detaj i paketës së shtresave rrugore

Llogaritja e shtresave rrugore:

	γ (kN/m³)	trashësi (m)	Pesha (kN/m²)
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/m²) =	**10.84**

6.3.3 Pesha vetjake e shtresave në urë

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

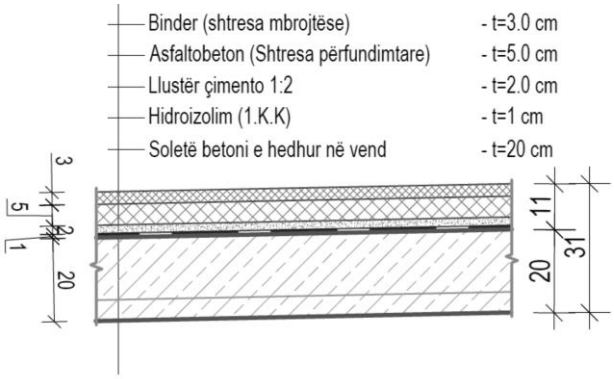


Figura 18 Detaj i paketës së shtresave në urë

Llogaritja e shtresave në urë:

Llojet e shtresave	γ (kN/m³)	trashësi (m)	Pesha (kN/m²)
Asfalto beton	25	0.03	0.75
Binder	25	0.05	1.25

Beton + zgarë	24	0.02	0.40
Hidroizolim	18	0.01	0.18
Shtresë betoni në të ardhmen	25	0.05	1.25
		SHUMA (kN/m^2) =	**3.83**
		SHUMA (kN/ml) =	**6.98**
		Koeficienti që merr parasysh që shtresat e urës do të ndërrohen ose jo në të ardhmen:	**1.2**
		SHUMA (kN/ml) =	**8.37**
** - pesha specifike e materialeve janë marrë nga Tabela A.1, EN1991, Pjesa 1-1*			

6.3.4 Pesha vetjake e trotuarëve

Më poshtë jepen paketa bazë e shtresave në trotuarin e urës.

Ngarkesat që vijnë nga trotuari do të jenë si kontribut i disa faktorëve, siç janë:

- *Pjesa kaluese e trotuarit;*
- *Kufizuesi anësor i trotuarit;*
- *Shtresat e trotuarit;*
- *Pesha vetjake e handreilit (Parmaku metalik anësorë);*
- Më poshtë po japim një figurë që tregon të gjithë këta elementë:

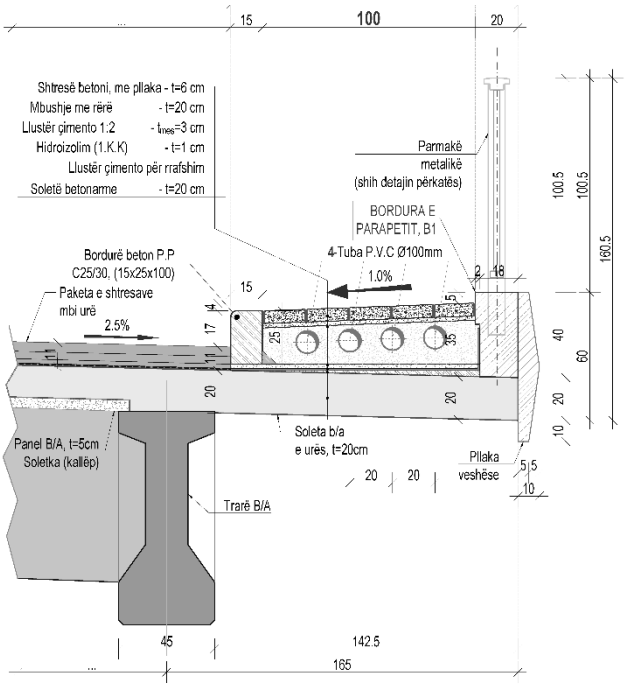


Figura 19 Prerja tërthore e trotuarit

6.3.5 Pesha vetjake e traut

Në llogaritjen e peshës vetjake të traut do të merret gjatësia dhe seksionet e paraqitura më poshtë:

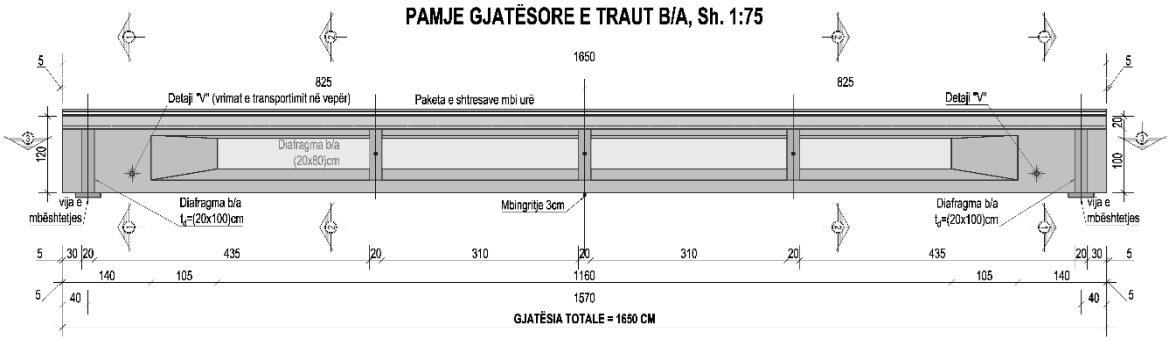


Figura 20 Profili gjatësor i traut

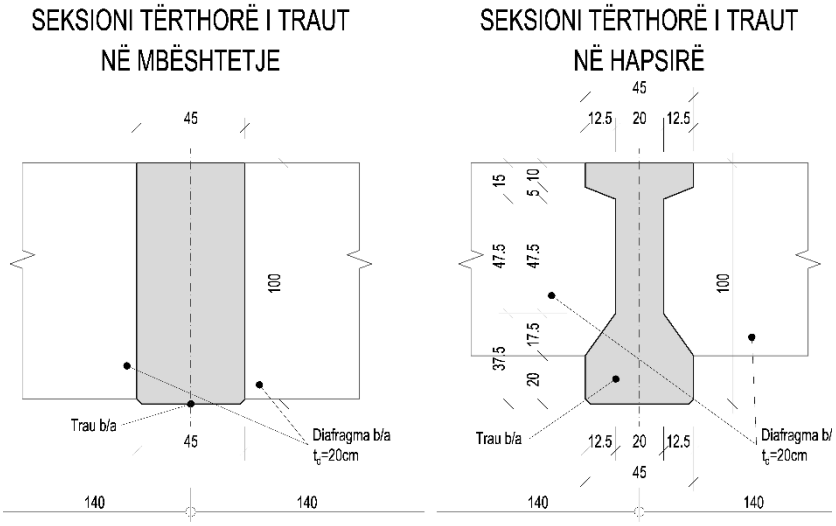
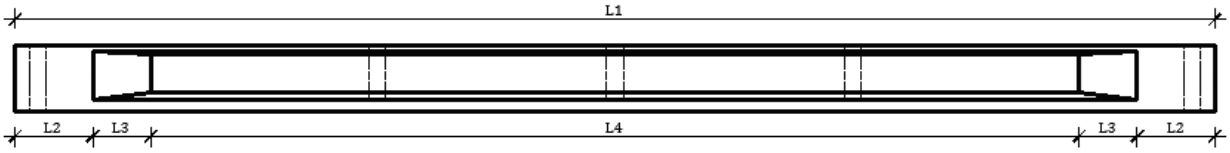


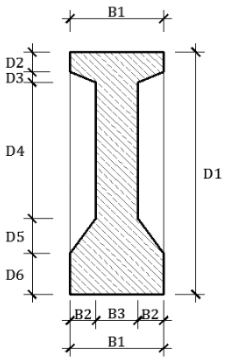
Figura 21 Seksionet tip të traut në gjithë gjatësinë

Llogaritjet:



Të dhënat gjeometrike:

L1=	**16.50**	(m)
L2=	**1.40**	(m)
L3=	**1.05**	(m)
L4=	**11.60**	(m)
B1=	**0.45**	(m)
B2=	**0.13**	(m)
B3=	**0.20**	(m)
D1=	**1.00**	(m)
D2=	**0.10**	(m)
D3=	**0.05**	(m)
D4=	**0.48**	(m)
D5=	**0.18**	(m)
D6=	**0.20**	(m)



Volumi:	=	**5.5**	(m3)
Gjatesia totale e traut:	=	**16.5**	(ml)
Pesha totale:	=	**138.4**	(kN)
Pesha e traut per 1 ml:	=	**8.4**	(kN/m)
Numri total i trareve:	=	**7.0**	(copë)
PESHA TOTAL:	=	**969**	(kN)

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

6.3.6 Pesha vetjake e soletës

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

Të dhënat gjeometrike:

Hs =	**0.20**	(m)	*Trashësia*
Ls=	**2.35**	(m)	*Hapësira ndërmjet trarëve (per traun e anes me te ngarkuarin)*
W=	**11.70**	(m)	*Gjerësia totale e urës*
Y=	25	(kN/m^3)	*Pesha vellimore*

Volumi total I soletes:	=	**38.6**	(m3)
Gjatesia totale e traut:	=	**16.5**	(ml)
Pesha totale e soletes (1HD):	=	**965.3**	(kN)
Pesha e sol mbi tra per 1 ml:	=	**11.8**	(kN/m)
PESHA TOTAL:	=	**965**	(kN)

6.3.7 Pesha vetjake e trotuarit

Të dhënat gjeometrike:

hTR =	**0.31**	(m)	*Trashësia*
bTR=	**1.15**	(m)	*Gjerësia*
L1=	**16.50**	(m)	*Gjatësia totale*
nTR=	**7.00**	(cope)	*Numri I trarëve*
Y=	20	(kN/m^3)	*Pesha vëllimore*

Volumi total I trotuarit:	=	**11.8**	(m3)
Gjatësia totale e traut:	=	**16.5**	(ml)
Pesha totale e trotuareve(1HD):	=	**294.1**	(kN)
Pesha e sol mbi tra per 1 ml:	=	**2.5**	(kN/m)
PESHA TOTAL:	=	**294**	(kN)

6.3.8 Pesha vetjake e elementëve të tjerë

LLOGARITJA E NGARKESAVE TE PERHERSHME

1	*Pesha vetjake e traut b/a*	qTR	=	8.4	(KN/ml)
2	*Pesha vetjake e soletës b/a*	qSOL	=	11.750	(KN/ml)
3	*Pesha vetjake e trotuarit*	qTRO	=	2.546	(KN/ml)
4	*Pesha vetjake e bordurave*	qBOR	=	0.571	(KN/ml)
5	*Pesha vetjake e parmakut metalik*	qPM	=	0.214	(KN/ml)
6	*Pesha vetjake e guardreilit metalik*	qGM	=	0.000	(KN/ml)
7	*Pesha vetjake e diafragmave b/a*	qDIA	=	1.745	(KN/ml)
8	*Pesha vetjake e pllakave veshëse anësore*	qPV	=	0.375	(KN/ml)

LLOGARITJA E SHTRESAVE

	Pesha vetjake e shtresave	qSHTRE	=	2.610	(KN/m^2)

Koeficienti që merr parasysh që shtresat e urës do të ndërrohen ose jo në të ardhmen:

	1.2 - n.q.s ndërrohen shtresat		1.2		
	1 - n.q.s nuk ndërrohen shtresat		1.4		
	Ngarkesa TOTALE nga shtresat do te jete:	qSHTRE	=	3.132	(KN/m^2)
	Ngarkesa TOTALE nga shtresat do te jete:	qSHTRE	=	5.235	(KN/ml)

NGARKESAT TOTALE TE PERHERSHME DO TE JENE:

qTOTALE	=	31	(KN/ml)

6.3.9 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, metoda e llogaritjes së koeficientit të shpërndarjes tërthore është pranuar "metoda e shtypjes jashtëqendrore".
Më poshtë jepen të dhënat dhe llogaritjet e kryera:

W	=	11.70	(m)	(Gjerësia e urës)
d	=	1.40	(m)	(Distanca aksiale ndërmjet trarëve)
n	=	7	(copë)	(Numri i trarëve)
L_r	=	2.00	(m)	(Distanca ndërmjet gomave në drejtimin tërthorë)
TRO	=	1.65	(m)	(Distanca që del trotuari nga trau anësorë)
E	=	0.50	(m)	(Hapësira ndërmjet gomës dhe bordurës së trotuarit)
G	=	-0.30	(m)	(Distanca nga aksi i traut të anës deri kur mbaron trotuari)
a_1	=	8.40	(m)	
a_2	=	5.60	(m)	
a_3	=	2.80	(m)	

Ordinata e vijës influente do të përcaktohet:

Për **traun e anës**, si traun më të ngarkuar : $y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$

Për **traun e dytë**, si tra të ngarkuar : $y_2 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1 \cdot a_2}{2 \cdot \sum a_i^2}$

Koeficienti i shpërndarjes tërthore do të jetë si shumë ordinatash për secilën forcë që vepron në urë: $\eta = \sum y_i$

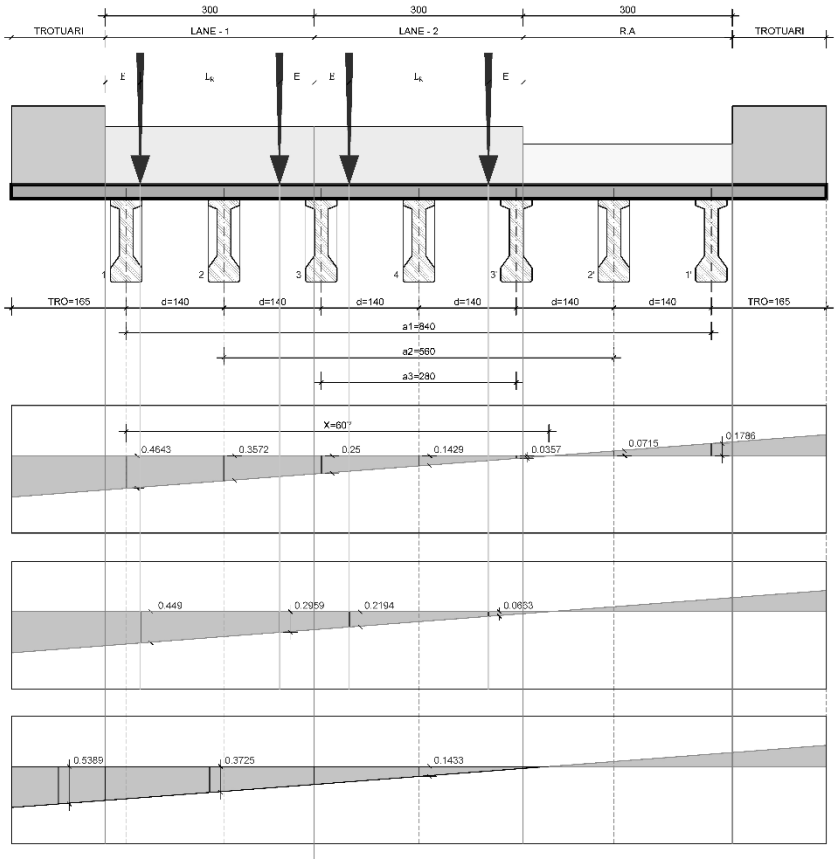


Figura 22 Koeficienti i shpërndarjes tërthore për ngarkimin më të disfavorshëm

Ndërtojme vijën influente, ku ordinatat do të jenë:

Nr.	Y
Trau 1	0.4643
Trau 2	0.3571
Trau 3	0.2500
Trau 3'	0.0357
Trau 2'	-0.0714
Trau 1'	-0.1786

Gjejmë distancën "x" ku grafiku bëhet zero:

x= 6.067 (m) ku $tg\alpha_1$ = 0.077

Koeficienti i shpërndarjës tërthore për ngarkesat piksore

Nr.	Forca Pi	Ordinatat Yi
1	P1=150 KN	0.4490
2	P1=150 KN	0.2959
3	P2=100 KN	0.2194
4	P2=100 KN	0.0663

Koeficienti i shpërndarjës tërthore për **LM1 (TS)** do të jetë:

η_{LM1-TS} = 0.9354

Koeficienti i shpërndarjës tërthore për **LM3 (SV900)** do të jetë:

η_{LM3-TS} = 0.7449

Koeficienti i shpërndarjës tërthore për ngarkesat uniformisht të shpërndara

N.q.s e marrim me sipërfaqe

Nr.	UDL	Sipërfaqja	
1	9	1.12000	10.08
2	2.5	0.43000	1.08

N.q.s e marrim me ordinatë

Nr.	UDL	Ordinatat Yi	
1	27	0.37245	10.06
2	7.5	0.14286	1.07

Koeficienti i shpërndarjës tërthore për **LM1 (UDL)** do të jetë: $\eta_{LM1-UDL}$ = 0.4121

Koeficienti i shpërndarjës tërthore për **LM4 (UDL)** do të jetë: $\eta_{LM4-UDL}$ = 0.1199

Koeficienti i shpërndarjës tërthore për ngarkesat ne trotuar

Koeficienti i shpërndarjës tërthore do të jetë: η_{TURMA} = 0.5274

6.3.10 Veprimet vertikale të trafikut

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:*

6.3.10.1 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 katrore dhe me përmasat (0.4x0.4)m;

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

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/m²)**
Korsia 1	300	9
Korsia 2	200	2,5
Korsia 3	100	2,5
Korsitë e tjera	0	2,5
Zona e mbetur (RA), q_{rk}	0	2,5

Figura 23 Tabela 4.2 - Skemë ngarkesa 1: Vlerat karakteristike (bazuar në EC1-2)

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

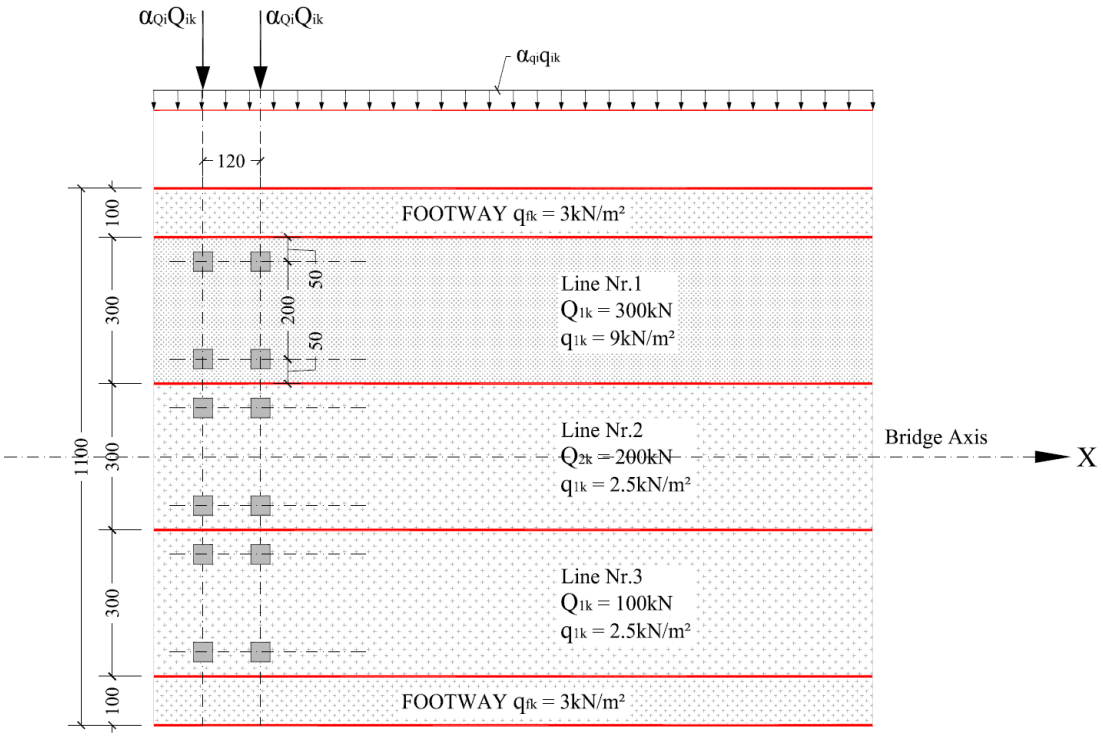


Figura 24 Aplikimi i skemë ngarkesës 1 (LM1) (bazuar në EC1-2)

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 sillën 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 Anekset 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 mjeti 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 modelet e ngarkimit LM1 dhe LM3.

6.3.11 Veprimet sizmike

6.3.11.1 Të përgjithshme

Struktura e marrë në analizë do të shqyrtohet si ramë hapësinore me 3 shkallë lirie në kat. Për të përcaktuar forcat sizmike në këtë rast është e domosdoshme që të llogariten masat e kateve, 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**: $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ 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.

6.3.11.2 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 botimin e 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.

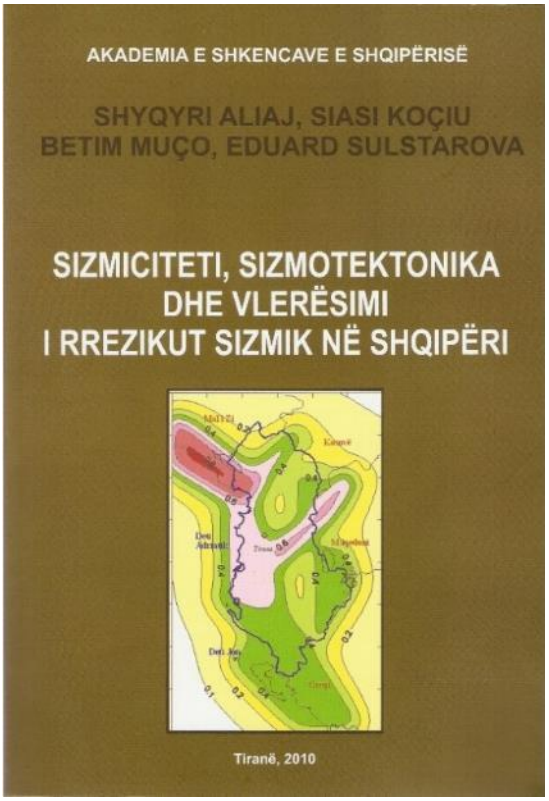


Figura 25 Kapaku e botimit të referuar

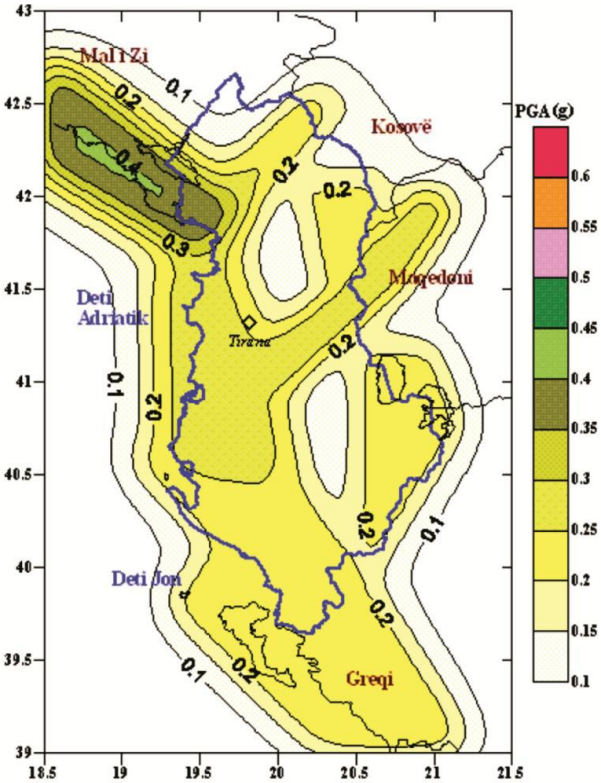


Figura 26 Harta sizmike e Shqipërisë

Shpejtimi maksimal i truallit referencë është sipas zonave përfaqësuese:

- PGA=0.22g (Pojan)

për një periudhë rikthimi 475 vjet, sipas EN 1998-1. Mbështetur në rezultatet e studimit gjeologjik dhe gjeoteknik, 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:

- *β=0.5 është koeficient reduktimi sipas Kodit Italian të projektimit për mure të cilat lejojnë spostime.*
- *S=1.2 është parametër i truallit i cili sipas EN 1998-1:2004, 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).*

6.3.11.3 Veprimi sizmik 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.

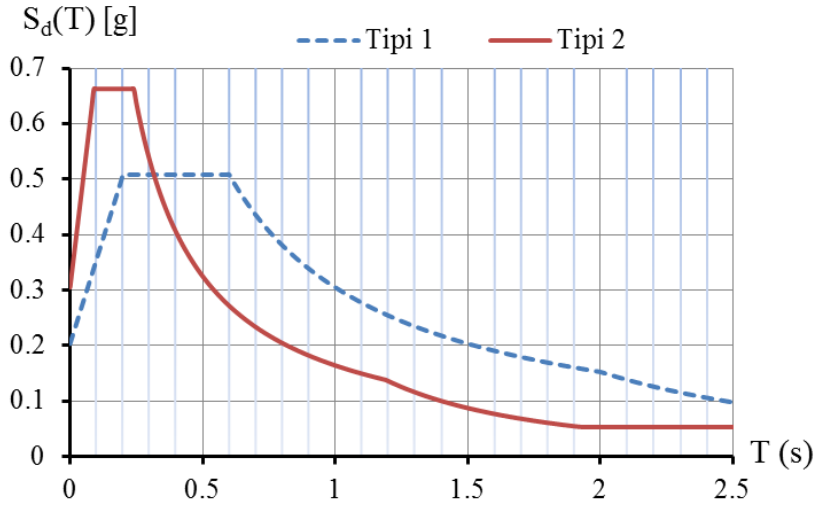


Figura 27 Spektrat projektues të reagimit

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.

6.3.11.4 Veprimi sizmik vertikal

Komponentja vertikale e veprimit sizmik nuk është marrë në konsideratë në projektimin e urës duke marr parasysh hapësirën e vogël drite dhe lartësinë e vogël të saj, efekti i veprimit sizmik 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.

6.3.11.5 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.

6.3.12 Veprimet termike

Për vlerësimin e veprimeve termike, u ndoqën rregullat e EN 1991-1-5, e veçanërisht Seksioni 6 – Ndryshimet e temperaturës në ura.
Në mungesë të dhënave, temperatura minimale dhe maksimale në hije u mor në ngjashmëri me Kodin Shqiptar:

$$T_{max} = 42^{o}C$$

$$T_{min} = -25^{o}C$$

Sipas EN 1991-1-5, duhet të merren parasysh dy komponentë:

- *Komponentja e temperaturës uniforme;*
- *Komponentja e temperaturës me ndryshim linear.*

6.3.13 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.

6.3.14 Veprimet aksidentale

6.3.14.1 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.

6.3.15 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:

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

Q_{lk}= 405 kN

6.3.16 Materiali mbushës

Materiali mbushës pas ballnave do të jetë material granular me kënd fërkimi të brendshëm φ≥35° dhe peshë volumore Y=19.00kN/m³.

6.3.17 Kombinimi i veprimeve

6.3.17.1 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:

$$\sum_{j\ge1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{\mathrm{k,1}} + \sum_{\mathrm{i}>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,\mathrm{i}} \cdot Q_{\mathrm{k,i}}$$

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

$$\gamma_{Gj} \cdot \left(G_S + G_P + G_F + G_{PS}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot \left(Q_{\mathrm{LM1}} + Q_F\right) + \gamma_{Fw} \cdot \psi_{0,\mathrm{F}_w^*} \cdot F_W^*$$

$$\gamma_{Gj} \cdot \left(G_S + G_P + G_F + G_{PS}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot \left(Q_{\mathrm{LM1}} + Q_F\right) + \gamma_T \cdot \psi_{0,\mathrm{T}} \cdot T$$

$$\gamma_{Gj} = \begin{cases} 1.35 \ \textit{për veprimet pafavorshme} \\ 1.00 \ \textit{për veprimet favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 \ \textit{për veprimet pafavorshme} \\ 1.00 \ \textit{për veprimet favorshme} \end{cases}$$

$$Q_c - Ngarkesat e ndërtimit$$

$$\gamma_{Gj} = \begin{cases} 1.05 \ \textit{për veprimet pafavorshme} \\ 0.95 \ \textit{për veprimet favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 \ \textit{për veprimet pafavorshme} \\ 0.00 \ \textit{për veprimet favorshme} \end{cases}$$

$$\gamma_{Fw*}, \gamma_T, \gamma_{Sn} = \begin{cases} 1.5 \ \textit{për veprimet pafavorshme} \\ 0 \ \textit{për veprimet favorshme} \end{cases}$$

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

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

6.3.17.2 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 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:

$$\sum_{j\ge1} G_{k,j} + A_d + \left(\psi_{11} \ or \ \psi_{21}\right) \cdot Q_{\mathrm{k,1}} + \sum_{\mathrm{i}>1} \psi_{2,\mathrm{i}} \cdot Q_{\mathrm{k,i}}$$

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

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

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

$Ad - veprim aksidental\,(goditje, zjarr, etj.)$

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

6.3.17.3 Kombinimet e veprimeve për situata sizmike projektuese

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

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

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

$A_{Ed} - veprimi\ sizmik$

$Q_2 - vlera\ thuajse\ e\ përhershme\ e\ veprimeve\ me\ veprim\ të\ gjatë$

$Q_{1,k} - vlera\ karakteristike\ e\ ngarkesës\ së\ trafikut$

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

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 ψ_{21}=0.

6.3.17.4 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 gjendet kufitare të shërbyeshmërisë paraqiten me shprehjet e mëposhtme, referuar paragrafit 6.5.3 të EN 1990:

6.3.17.4.1 Kombinimi karakteristik:

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

Kombinimi karakteristik përdoret normalisht për gjendet kufitare të pakthyeshme.

6.3.17.4.2 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 gjendet kufitare të pakthyeshme.

6.3.17.4.3 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.

6.3.17.4.4 Kombinimi jo-i-shpeshtë i veprimeve

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

Ky i fundit i referohet kombinimit jo të shpeshtë të veprimeve për disa kombinime të veprimeve për gjendje kufitare që lidhen me betonin në ura. Vlerat e rekomanduara të $\psi_{1,infq}$ janë:

0,80 për gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (ngarkesat e këmbësorëbe), gr4 (LM4, ngarkesa e turmës) dhe T (veprimet termike) ;

0,60 për F_W në situata projektuese të vazhdueshme

1,00 në raste të tjera (d.m.th. vlera karakteristike zëvendësohet me vlerën jo të shpeshtë).

Për vlerën përfaqësuese të veprimit të parasforcimit, duhet bërë referenca e duhur në Eurokodin përkatës në funksion të parasforcimit të konsideruar.

Kur është e nevojshme, duhet të konsiderohen edhe efektet e veprimeve nga deformimet e ushtruara. Në tabelën e mëposhtme është bërë një përmblëdhje 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 pafavorshme		Të favorshme	
Veprimet e përhershme	γ_G=	1.35		1.00	
Veprimet e ndryshueshme	γ_Q=	1.50		0.00	
Ngarkesat e ujit	γ_W=	1.35			
Faktorët pjesor për rezistencat (R)					
Situatë projektimi e përhershme					
Faktori pjesor për përmbysjen			γ_{Re}=	1.40	
Faktori pjesor për rezistencën në rrëshqitje			γ_{Rh}=	1.10	
Faktori pjesor për kapacitetin bearing (rezistenca e lejuar në tabanin e themelit)			γ_{Rh}=	1.40	
Faktorët e kombinimit për veprimet e përkohshme					
Situatë projektimi e përhershme					
Faktori për vlerën e kombinuar të një veprimi të ndryshueshëm			ψ_0=	0.70	
Faktori për vlerën e shpeshtë të një veprimi të ndryshueshëm			ψ_1=	0.50	
Faktori për vlerën e thuajse të përhershme të një veprimi të ndryshueshëm			ψ_2=	0.30	
Faktorët e kombinimit për veprimet (A)					
Situatë projektimi sizmike					
		Të pafavorshme		Të favorshme	
Veprimet e përhershme	γ_G=	1.00		1.00	
Veprimet e ndryshueshme	γ_Q=	1.00		0.00	
Ngarkesat e ujit	γ_W=	1.00			

Figura 28 Përmbledhje e faktorëve për veprimet dhe faktorëve pjesor për rezistencat.

7 LLOGARITJET STRUKTURORE

7.1 Të përgjithshme

Ura e re është projektuar me 3 hapësira dritë me trarë të zakonshëm të parapërgatitur b/a që montohen në vend dhe me dy mbështetjet anësore (ballnat) b/a dhe në dy pilat e mesit.
Më poshtë janë dhanë përshkrimi i përgjithshëm i urës:
Të dhënat kryesore të urës së re janë përshkruar më poshtë:

- *Urë me hapësire dritë prej HD=16.50 metra;*
- *Mbistrukturë e përbërë nga trarë të zakonshëm dhe soletë monolite të derdhur në vend;*
- *Seksion tërthor me 7 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor 1.40m;*
- *Nënstrukturë 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 drejtkëndore 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 drejtkëndore i cili do të mbështetur në pilota të cilat transmetojnë forcat në formacionet e fortë sipas studimit gjeologjik;*

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

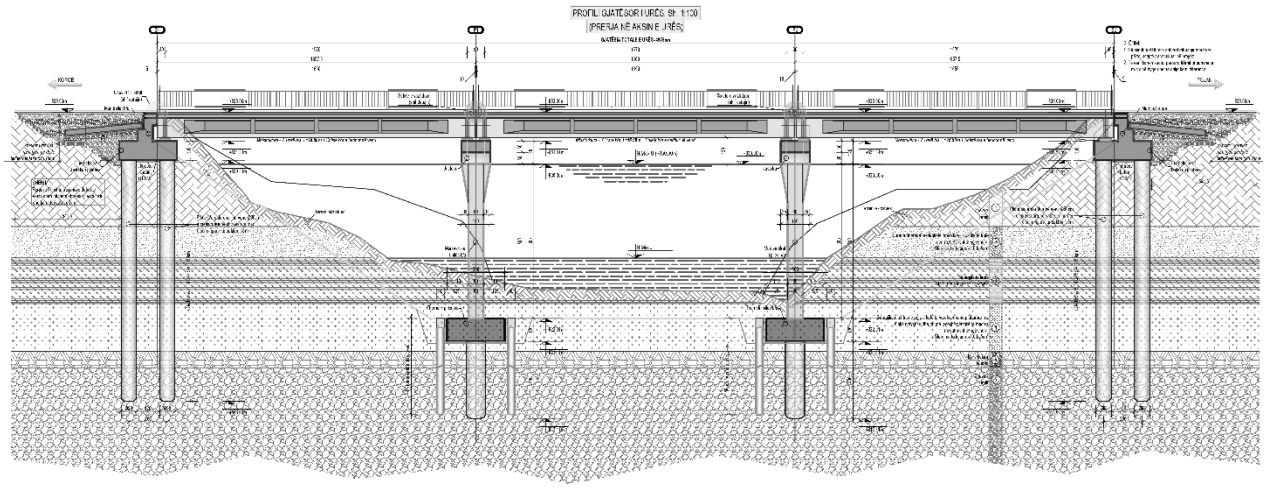


Figura 29 Profil gjatësor i urës tip

7.2 Metodologjia e kryerjes së analizës

Për shkak se trarët e zakoshëm të urës lidhen në mbështeje dhe në hapësirë me diafragma dhe në kokë të tyre me soletë b/a të derdhur nëvend, dhe për shkak se forma e urës është e rregullt (dmth 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 njeri tjetrit, pra në llogaritjen e trarëve do merret parasysh koeficienti i shpërndarjes tërthore. Momenti maksimal në mes të hapsirës dhe forca prerëse maksimale në mbështetje të traut janë llogaritur për një tra duke përdorur duke ndërtuar vijën influente për ngarkesat e levizhshme dhe marrjen parasysh të faktorëve të tjerë. Trarët janë

konsideruar që mbështeten lirisht në ballna dhe më poshtë është dhënë digramat e momentit përkules dhe forcës prerëse që merren për projektimin e traut:

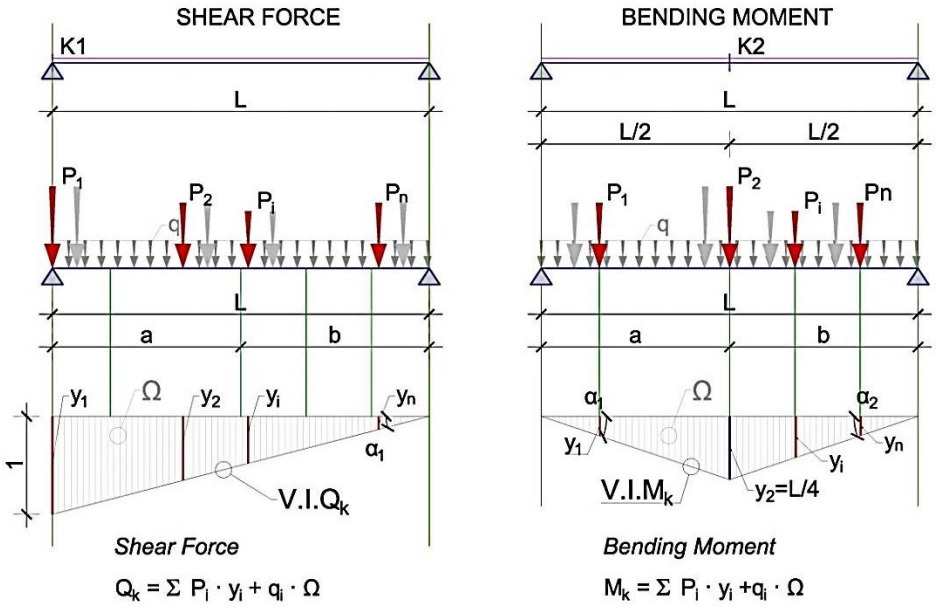


Figura 30 Llogaritja e forcës prerëse në K1 dhe momenti përkulës në K2.

Rezultatet janë llogaritur duke përdorur xM, xV, MMax and VMax siç tregohen më poshtë:

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

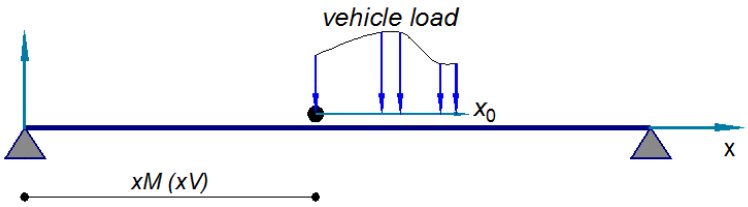


Figura 31 Përcaktimi I xM dhe xV

- 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

Modeli llogaritës është realizuar me ndihmën e SAP2000 & CSI Bridge.

7.3 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".

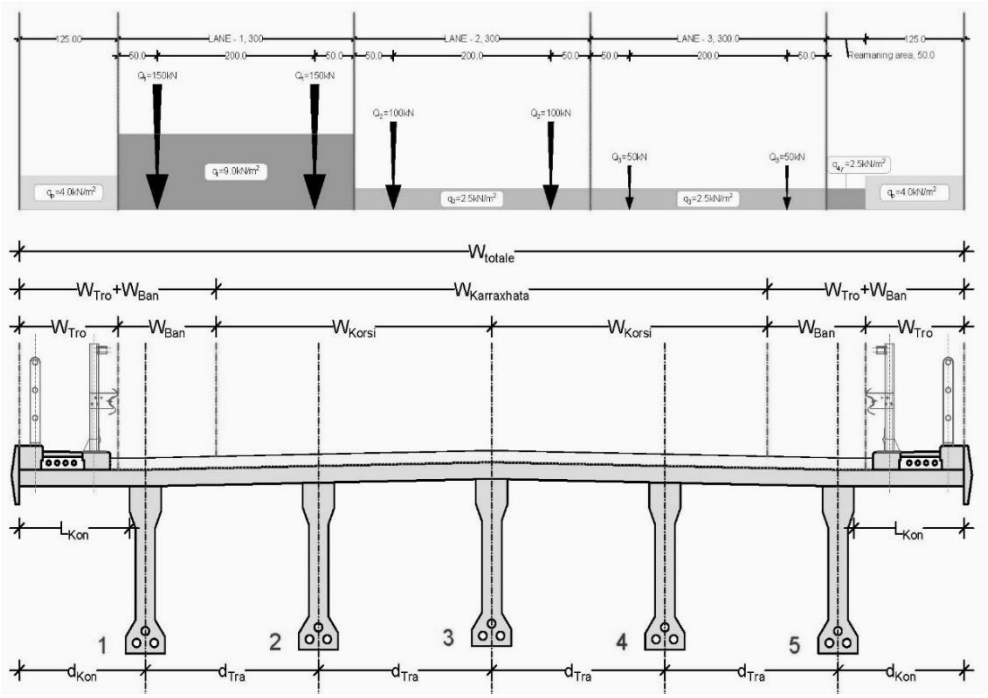
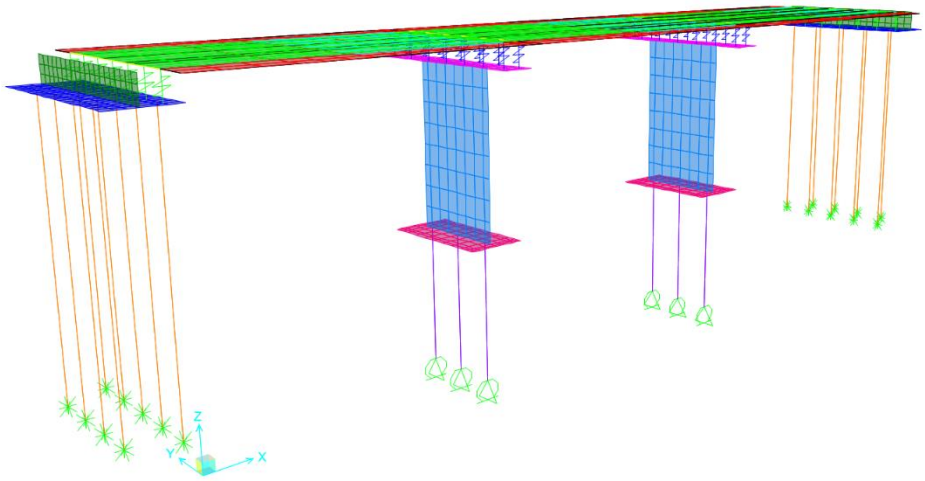


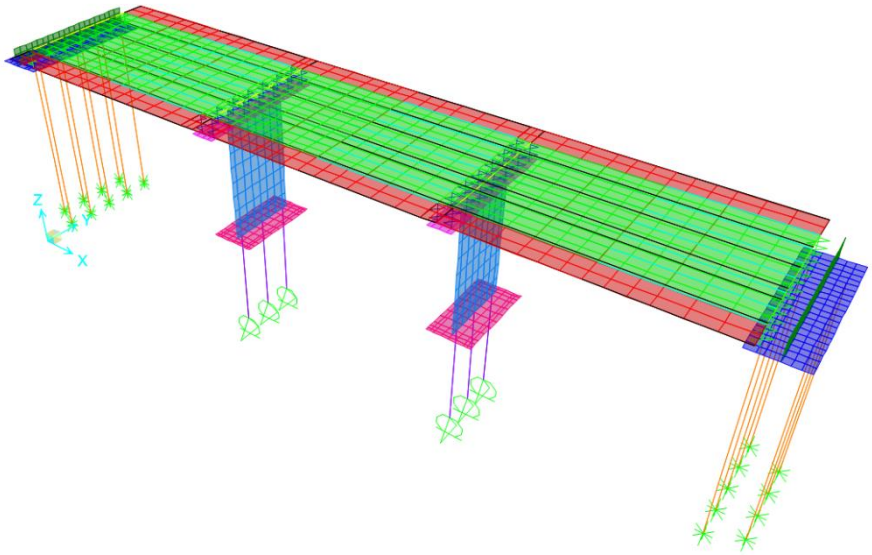
Figura 32 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare

7.4 Analiza Modale

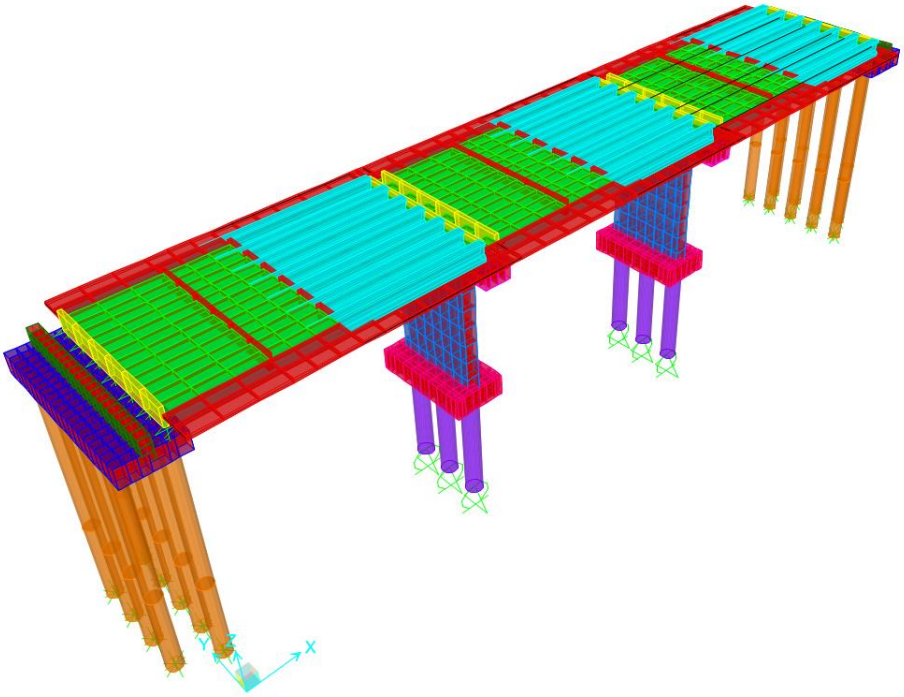
Ura është llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe kriteret bazë të Eurokodit. Të gjithë elementët e saj janë në përputhje me rregullat konstruktive që përmendën në Eurokode. Për llogaritjen e forcave të brendshme të elementeve kryesore të saj, ura është modeluar në programin SAP2000 siç tregohet në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



Pamje 3D e modelimit të urës në SAP2000



Pamje 3D e modelimit të urës në SAP2000



Pamje 3D e modelimit të urës në SAP2000

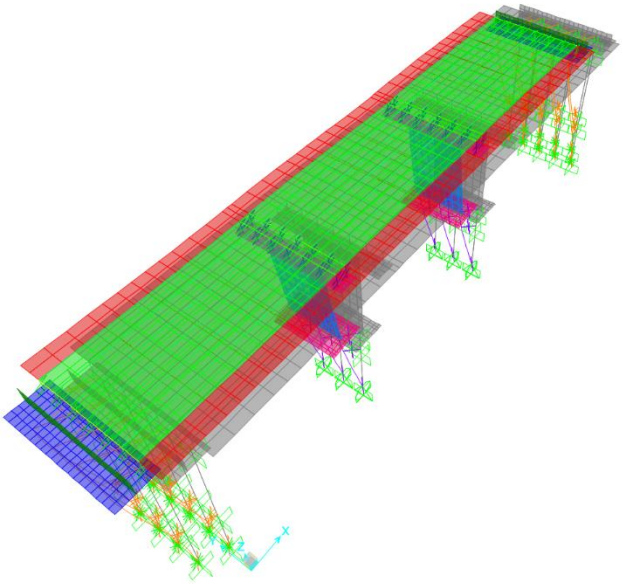


Figura 33 Moda 1, T_1=0.8365sek

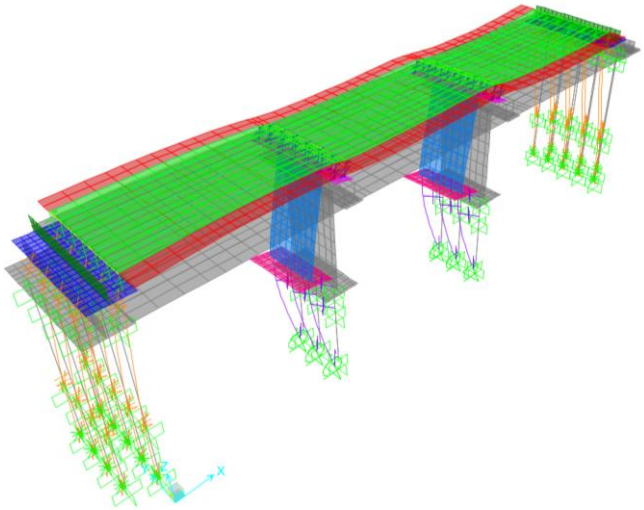


Figura 34 Moda 2, T_2=0.50sek

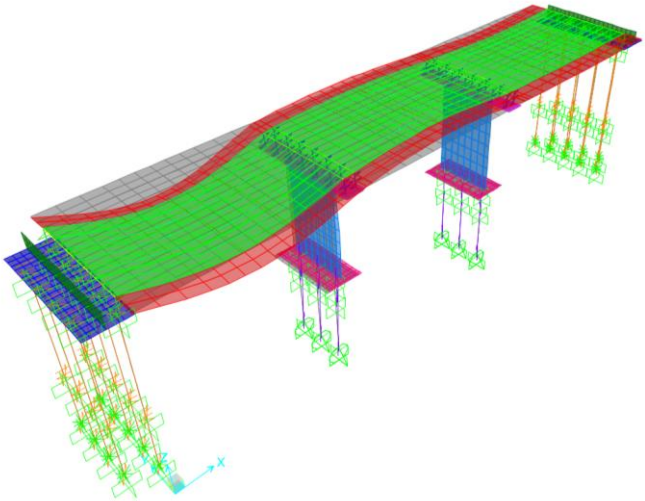


Figura 35 Moda 3, T_3=0.2323sek

7.5 Analiza e ngarkesave të lëvizshme: vijat e influencës

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

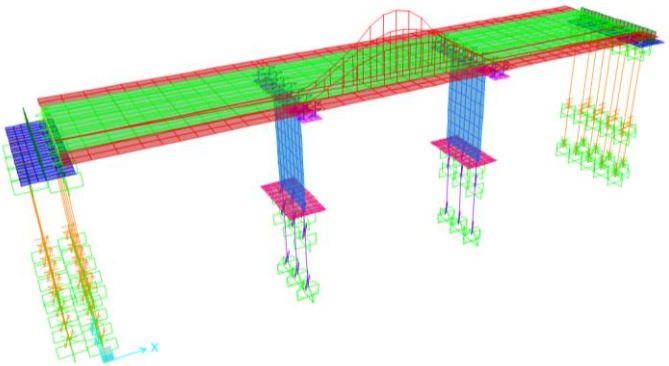


Figura 36 Vija e influencës për momentin përkulës në mes të traut të mesit

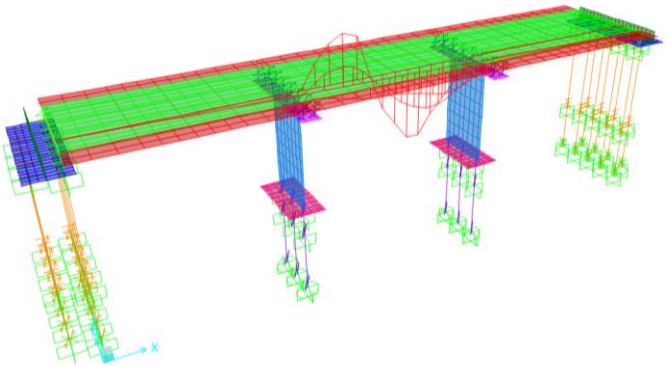


Figura 37 Vija e influencës për forcën prerëse në mes të traut të mesit

7.6 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.

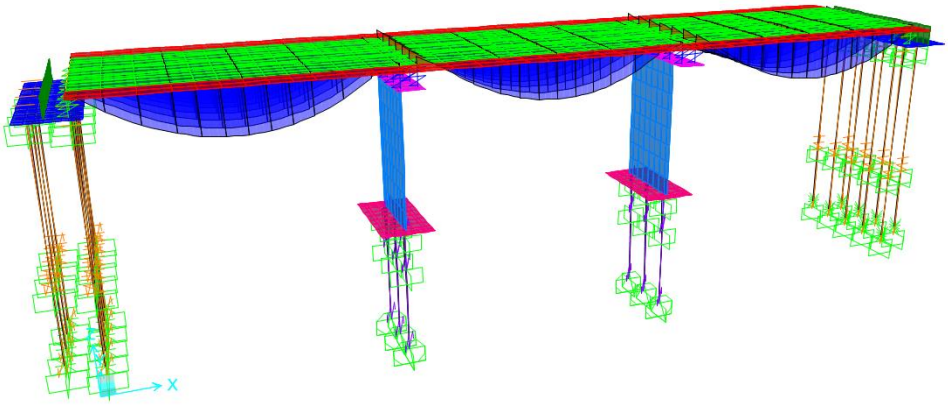


Figura 38 Diagrama e momentit përkulës nga pesha vetjake

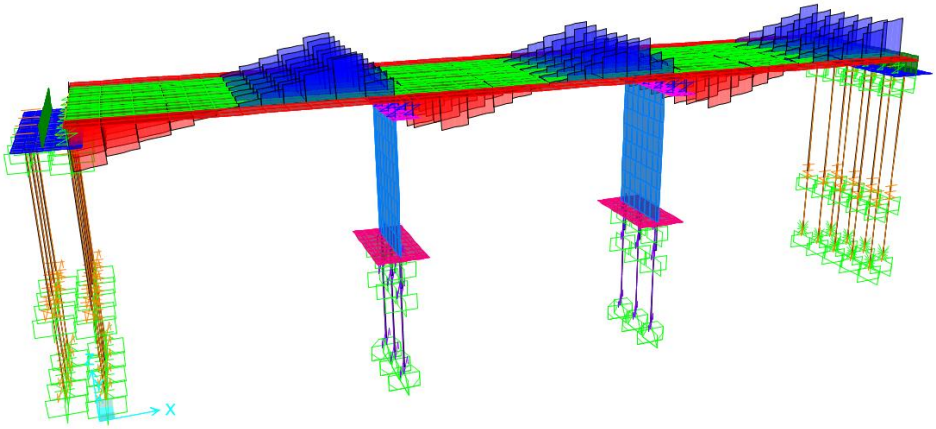


Figura 39 Diagrama e forces prerëse nga pesha vetjake

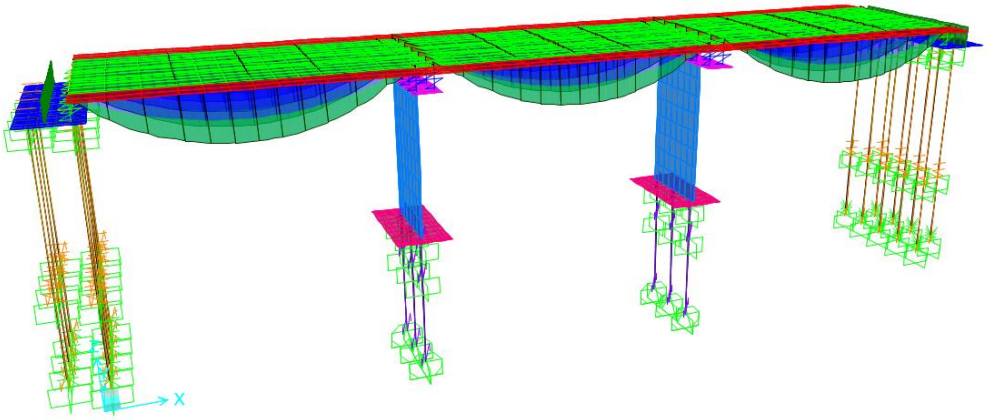


Figura 40 Diagrama e momentit përkulës nga kombinimi më I disfavorshëm

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

7.7 Mbistruktura e urës

Mbistruktura e urës përbëhet nga 7 trarë b/a me gjatësi të totale 16.50m 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 20cm dhe lartësi 80(100)cm dhe që në gjithë traun ka 5 copë (*shih vizatimet*). Lartësia e seksionit tërthor të trarëve kryesorë është 100cm dhe sipër trarëve ndodhet soleta b/a me trashësi 20cm 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. 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 11.70m, ku përfshihen (3.50+3.50)m janë pjesa kaluese e mjeteve lëvizëse, (1.0+1.0)m bankina dhe (1.35+1.35)m janë trotuaret e shërbimit në të dy anët e urës. 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 1.4m. Në të dyja anët e urës soleta del konsol 1.65m që është pjesa që i përket zonës

së trotuarit. 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.
Mbi soletën e urës do të vendosen direkt shtresat rrugore duke me pjerrësi në të dyja anët e urës me vlerë 2.50%. Për paketën e shtresave shih detajin në vizatimet e urës.
Më poshtë jepet seksioni tërthor i urës:

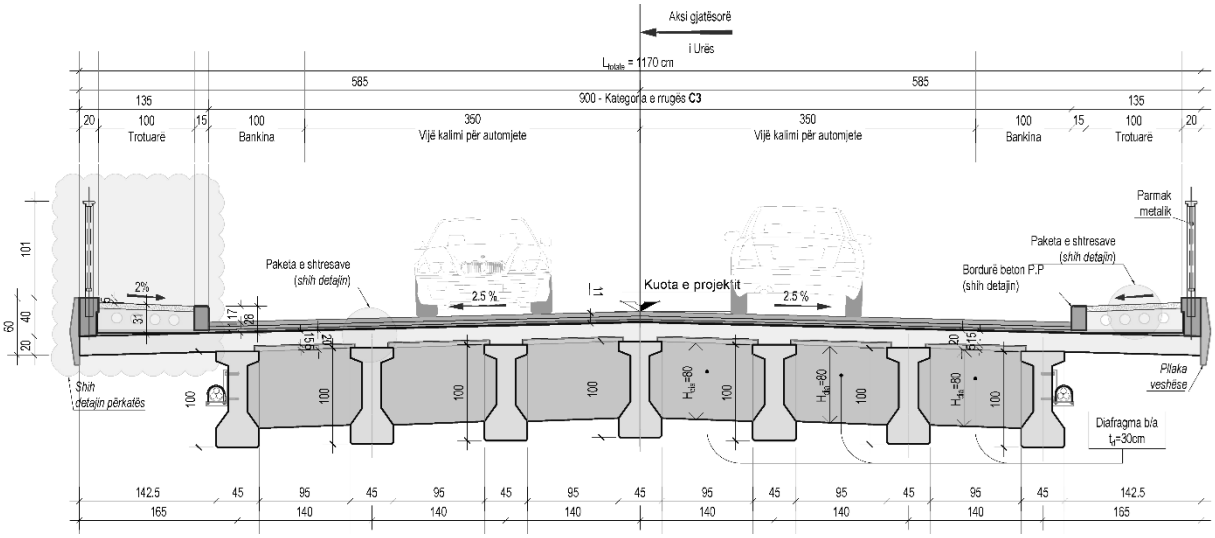


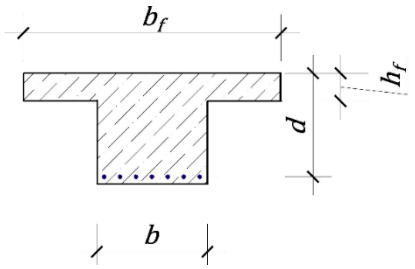
Figura 41 Seksioni tërthor i urës tip

Të dhënat:

- Gjerësia totale e seksionit tërthorë të urës	W_{totale}	=	11.70	(m)
- Gjerësia e karrexhatës	$W_{Karraxhata}$	=	7.00	(m)
- Gjerësia e korsisë (vijë kalimi)	W_{Korsi}	=	3.50	(m)
- Gjerësia e bankinës	W_{Ban}	=	1.00	(m)
- Gjerësia e trotuarit	W_{Tro}	=	1.35	(m)
- Gjatësia e konsolit të trotuarit	L_{Kon}	=	1.425	(m)
- Gjatësia e konsolit të trotuarit nga aksi i traut	d_{Kon}	=	1.65	(m)
- Hapësira ndërmjet trarëve	d_{Tra}	=	1.40	(m)

7.8 Llogaritja e trarëve të urës

Trarët dhe soleta e urës 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:
Seksioni tërthor ka karakteristikat e mëposhtme:



b (mm)	b_f (mm)	h_f (mm)	d (mm)	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_c (GPa)	f_{yk} *(MPa)*	E_s *(GPa)*
450	1,400.00	200.00	1,05.2	30.00	2.90	33.00	500.00	200.00

Trarët janë projektuar duke u bazuar në gjendjen e fundit kufitare duke u bazuar në EN 1992-1-1 (EC2). Trarët dhe soleta janë projektuar duke plotësuar të gjitha pikat e mëposhtme:

- ✓ *Minimumi dhe maksimumi i sasisë së armaturës gjatësore për kombinimin ULS (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 kundrejt kombinimit karakteristikë SLS të veprimeve (EC2))*
- ✓ *Kontrolli i uljeve dhe përcaktimi i koeficientit L/d (span/depth) (në përputhje me EC2).*

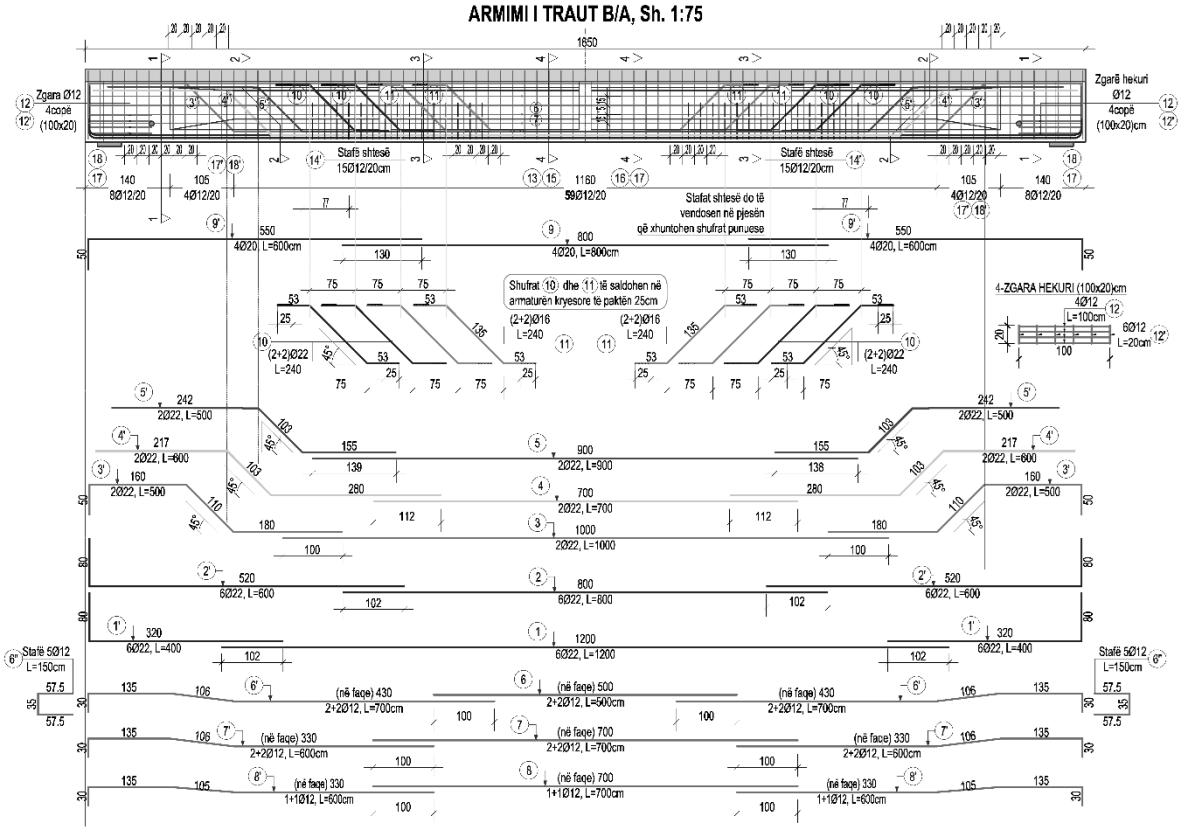


Figura 42 Profili gjatësor i traut me HD=16.50m

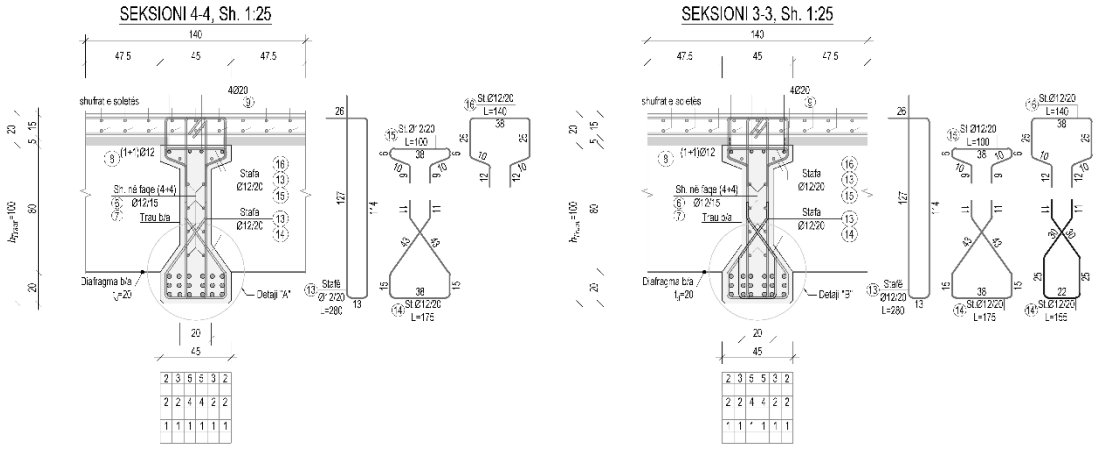


Figura 43 Armimi i seksioneve tërthore

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 b/a, që ndihmojnë në pozicionimin e hekurit, derdhjen e betonit dhe aftësinë mbajtëse të soletës.

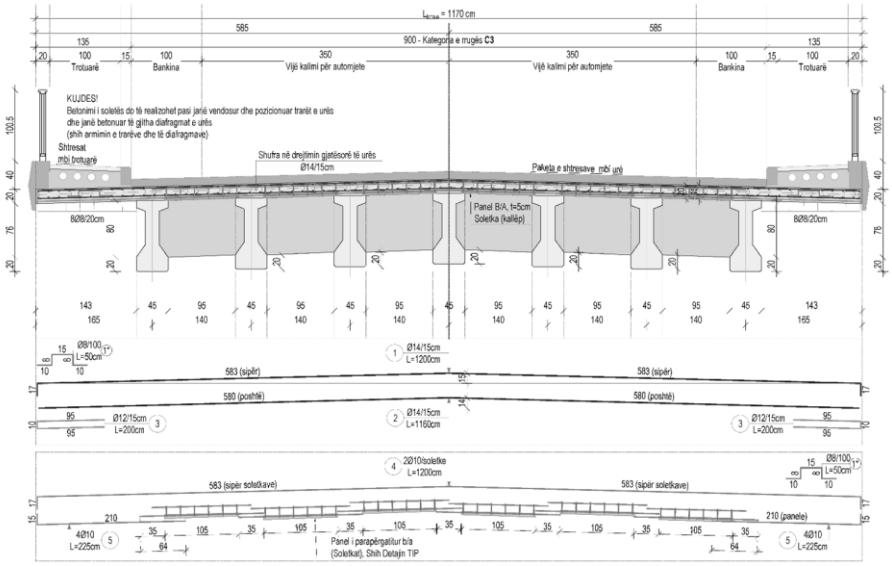


Figura 44 Armimi I soletës, Prerja tërthore

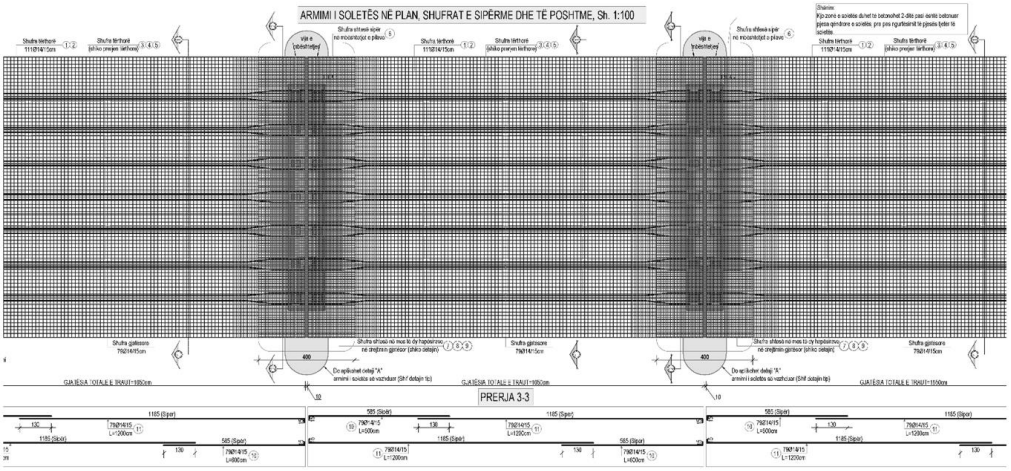


Figura 45 Armimi I soletës në plan

7.9 Mbështetjet anësore (Ballnat)

Mbështetjet anësore të urës janë parashikuar të bëhen me ballna b/a të cilët mbështeten mbi një grup pilotash që do të inkastrohen në shtresën numër 6 në përputhje me studimin gjeologjik përkatës. Kjo zgjedhje është dhënë bazuar në studimin gjeologjik dhe siguron qëndrueshmërinë e ballit kundrejt krijimit të mundshëm të planit rrëshqitës nën bazamentin e ballit. Në të dyja anët e ballit vendosen speronat (krahët anësorë) që bëjnë të mundur mbajtën e mbushjes në të dyja anët e ballit, këto sperona janë b/a dhe kanë një trashësi konstante nga koka deri në pjesën e inkastrimit në themelin e ballit, kjo për shkak të lartësisë së vogël të mbushjes. Në pjesën e pasme të ballit është vendosur soleta rakorduese, 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 që të plotësojë konditat dhe ngarkesat që jepen në projekt) të cilët janë të projektuar që të keni 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 anësore gjatë gjithë gjerësisë së ballit që do të shërbejë për largimin e ujërave të shiut. Pjesa e trotuarit do të vazhdojë edhe përgjatë ballnave duke dal konsol nga muri anësore. Duhet të kihet kujdes pjesa rakorduese e trotuarit të urës dhe pjesës së rrugës.

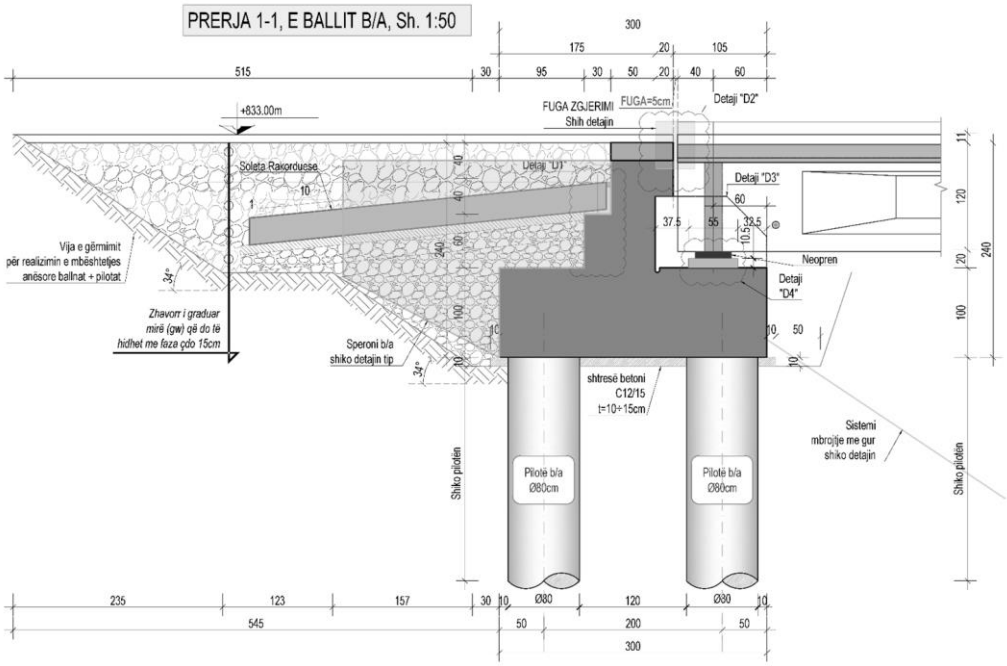
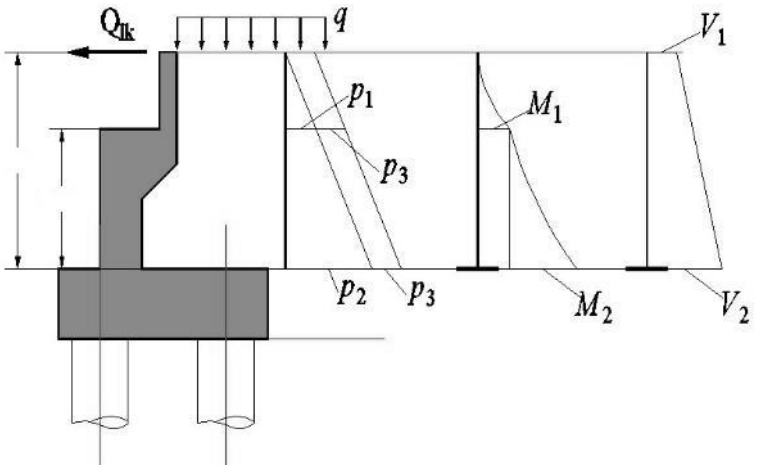


Figura 46 Prerja tërthore e mbështetjeve anësore (Ballnave)

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



Modeli llogaritës i ballit

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

Ballnat të pajisur 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 nëntokësorë 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). Koefiçinetët janë marrë në përputhje me EN 1992-1-1.

- Vlera e presionit akstiv është llogaritur sipas metodes së “Coulomb”.
- Vlera e presionit pasiv është llogaritur sipas metodës “Caquot-Kerisel”
- Analiza nën efektin e ngarkesave sizmike është llogaritur sipas “Mononobe-Okabe”
- Jashtëqendërsia 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)*

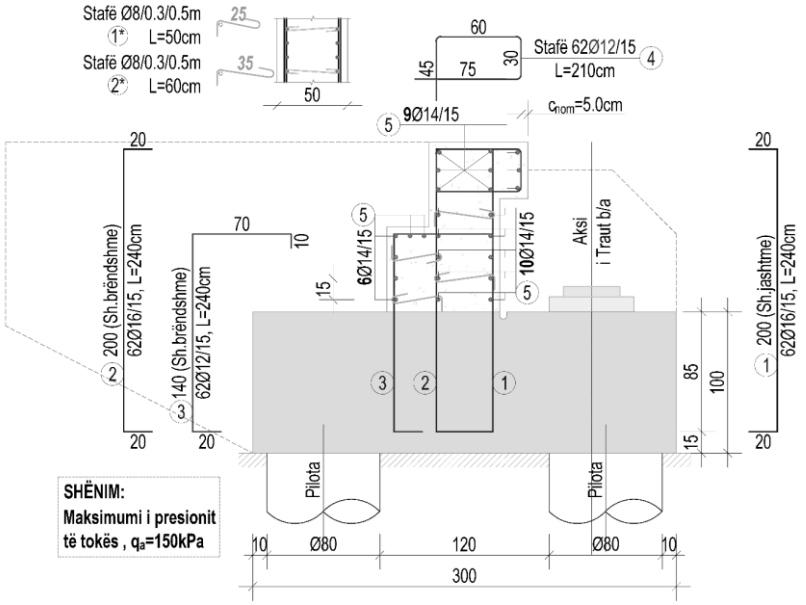


Figura 47 Armimi i ballit në seksionin tërthore

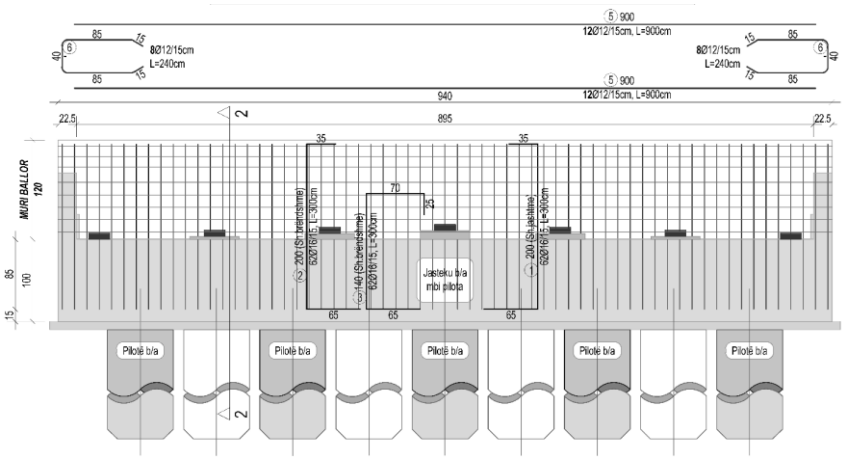


Figura 48 Armimi i ballit në pamjen ballore

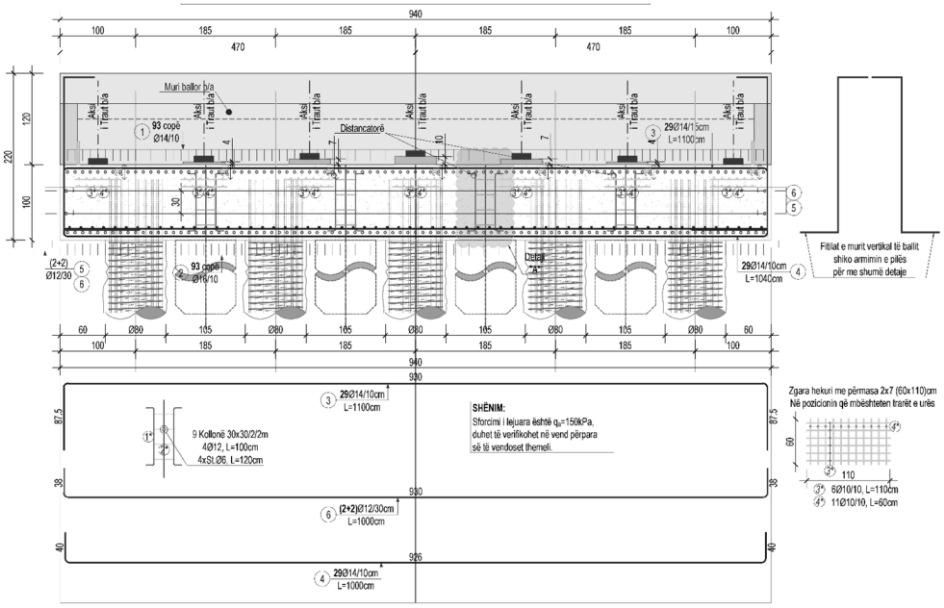


Figura 49 Armimi i ballit në pamjen ballor

7.10 Mbështetjet e mesit (Pilat)

Mbështetjet e mesit të urës (Pilat) janë të përbëra nga jastëkë b/a masiv i cili mbështet mbi pila në formë drejtkëndore dhe që kanë një trashësi të murit prej 80.0cm. Pilat e urës janë të njëjta për të gjithë urën. Pilat e urës mbështeten në themelin në formë pllake b/a në formë drejtkëndorë i cili mbështetet mbi pilotat të cilat inkastrohen në shtresën numër 6 në përputhje me studimin gjeologjik (*shih prerjet gjatësore të urave*). Në zonën e lidhjes së murit vertikal të pilës me jastëkun kemi një formë ovale lidhja ndërmjet tyre, në mënyrë që të kemi një paraqitje sa më të mire dhe elegante të mbështetjes. Themeli i poshtëm i pilave do të mbrohet në gjithë perimetrin me pilota 0.40m që të sigurohet nga gërryerjet e mundshme që mund të vijnë në të ardhmen.

Pilat 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.

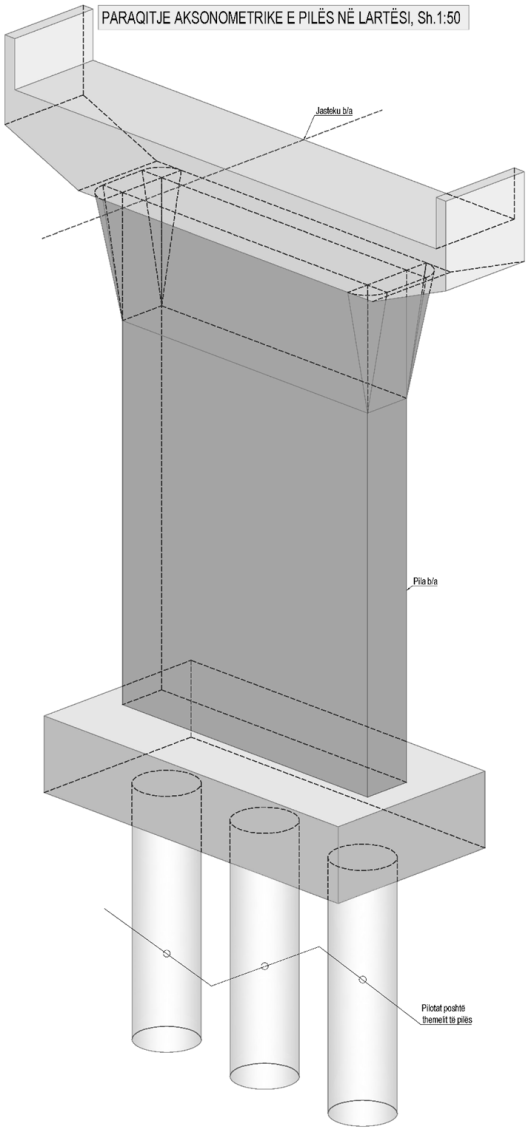


Figura 50 Pamja 3D e pilës

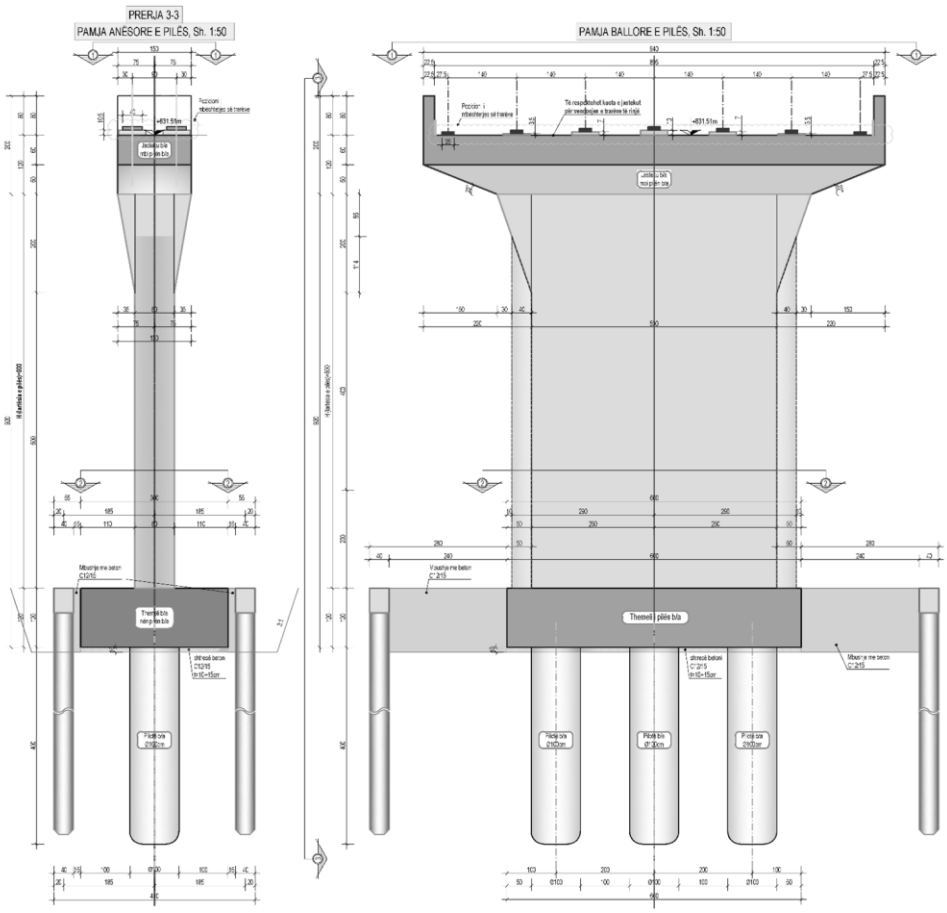


Figura 51 Gjeometria e Pilës

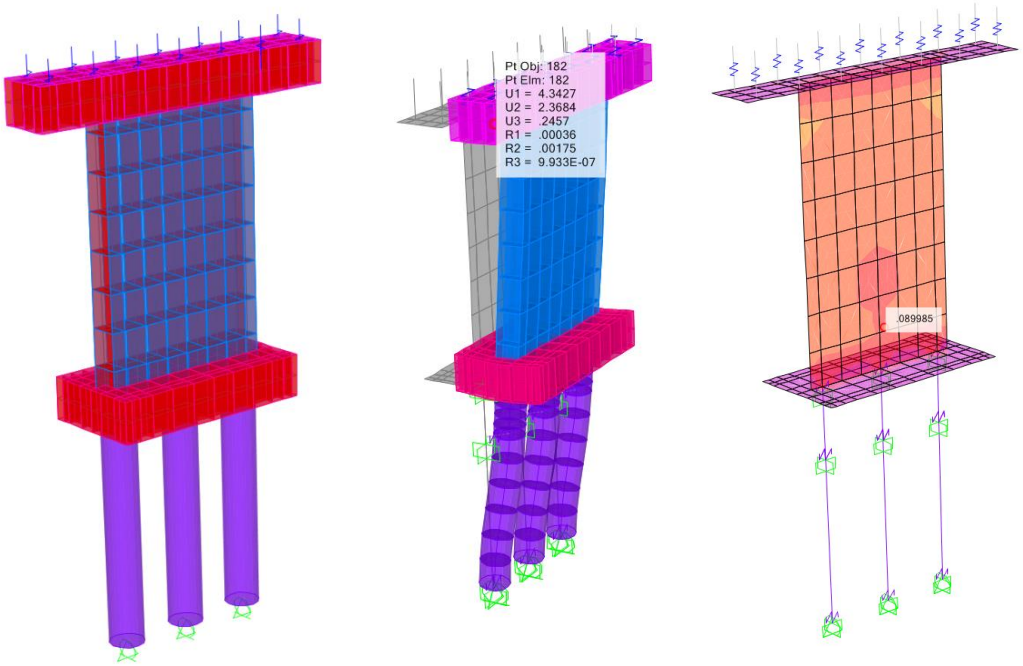


Figura 52 Analiza e pilës nga modeli llogaritës

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.

Pilat janë projektuar duke u bazuar në gjendjen e fundit kufitare duke u bazuar në EN 1992-1-1 (EC2). Pilat janë 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 (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).*

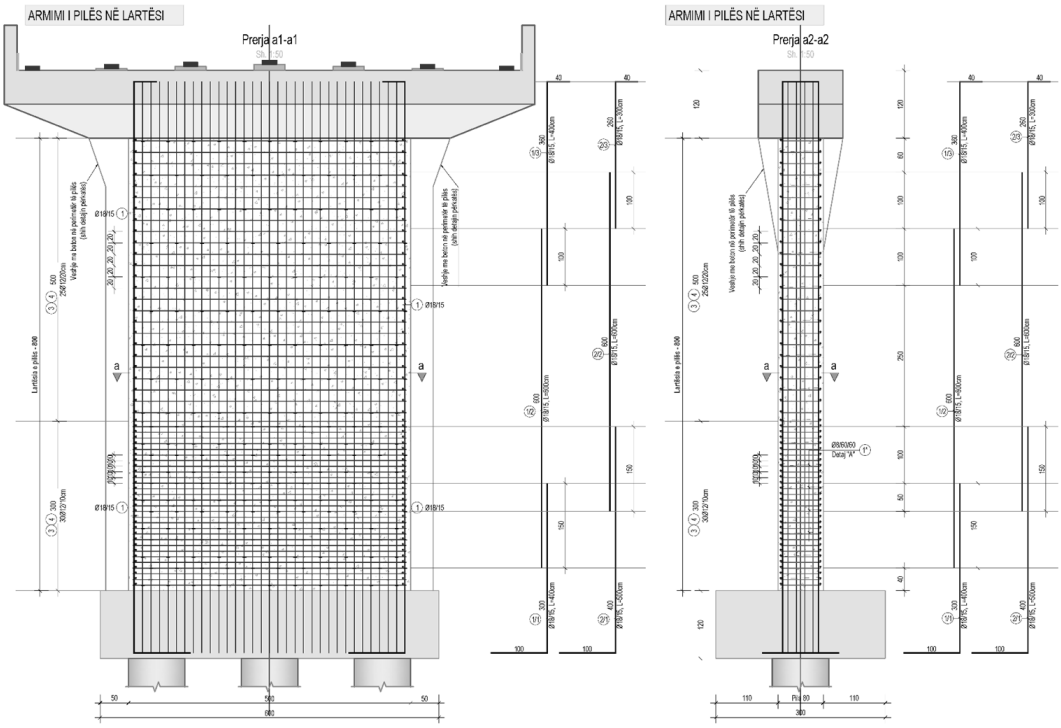


Figura 53 Armimi i murit vertikal të pilës

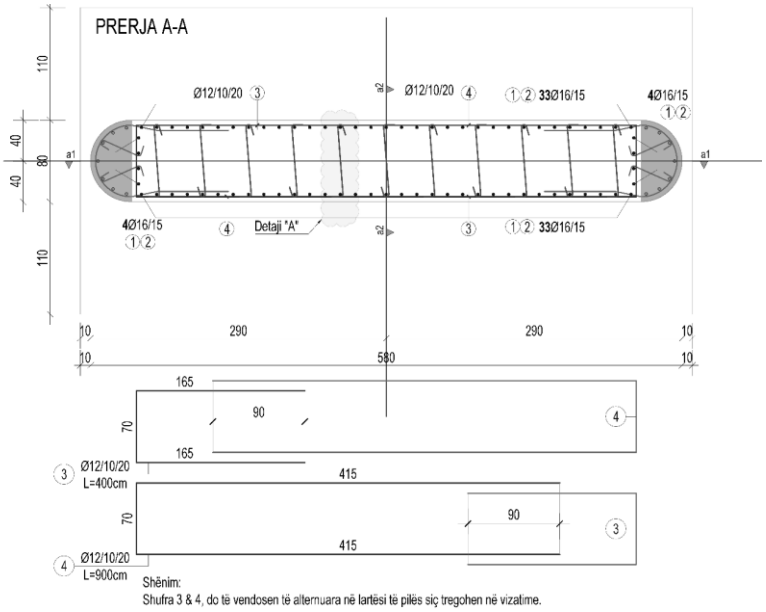


Figura 54 Armimi i pilës në lartësi (Blloku A1 dhe B)

Ura e Zemblakut

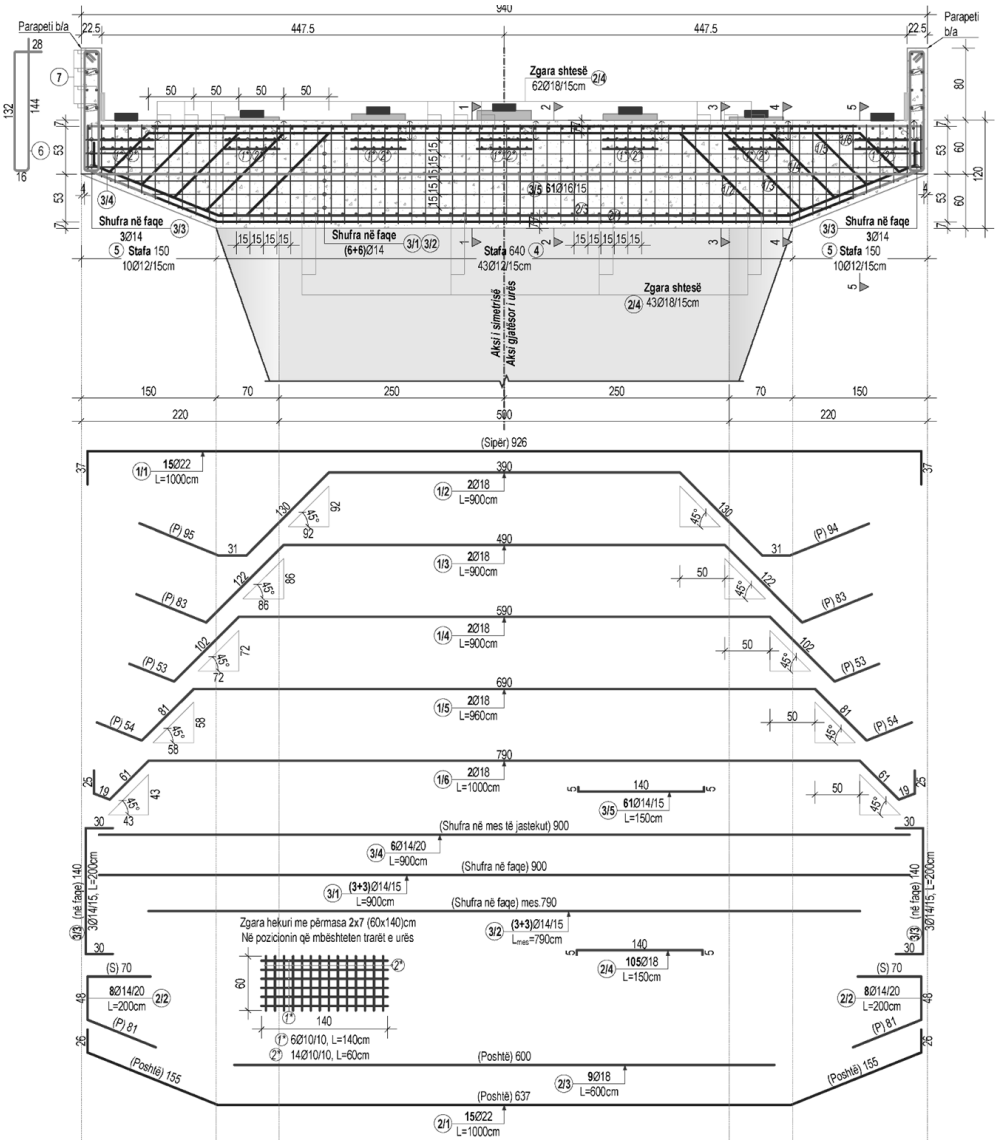


Figura 55 Armimi i seksionit tërthor të jastëkut të pilës

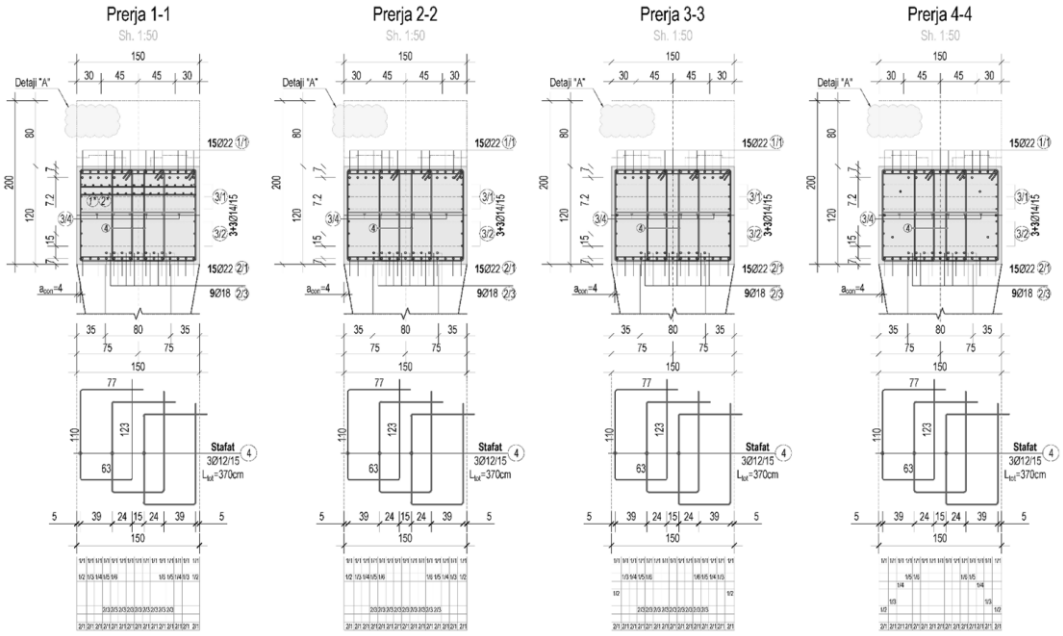


Figura 56 Armimi në gjatësor i jastëkut të pilës

7.11 Elementë të tjerë

Në trotuarin e urës me gjerësi 1.35m, janë të fiksuara kufizuesi vertikal metalik të njerëzve (parmaku metalikë anësorë për këmbësorët). Ndërmjet kufizuesit anësor dhe fundit të bankinës gjerësi të pastër prej prej 1.15m, gjerësi shërbimi (*shih prerjen tërthore të urës*), që shërben për hapësirën e duhur të shërbimit të urës. 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 250x400x74mm* 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 do të jetë e vazhduar për tre hapësira dritë, pastaj do të ketë fugë deliotacioni d.m.th në hyrje dhe në dalje dhe detaji i soletës së vazhduar do të aplikohet në dy mbështetjet e mesit të urës. 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=100mm dhe në drejtimin gjatësor d=250mm në mënyrë që të largohet në mbështetjet anësore të urës, për largimin e ujërave deri në sipërfaqen e tokës.

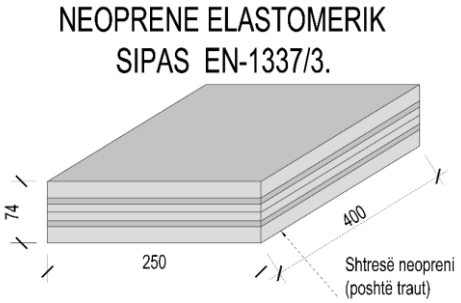


Figura 57 Detaj i neoprenit

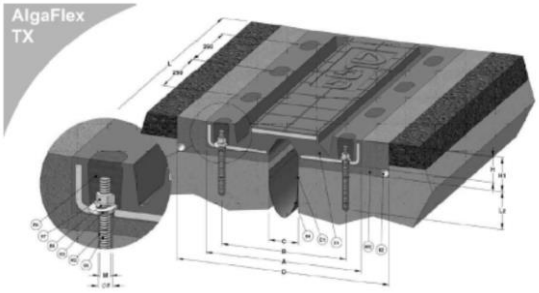


Figura 58 Detaj i fugës delitacioni të urës

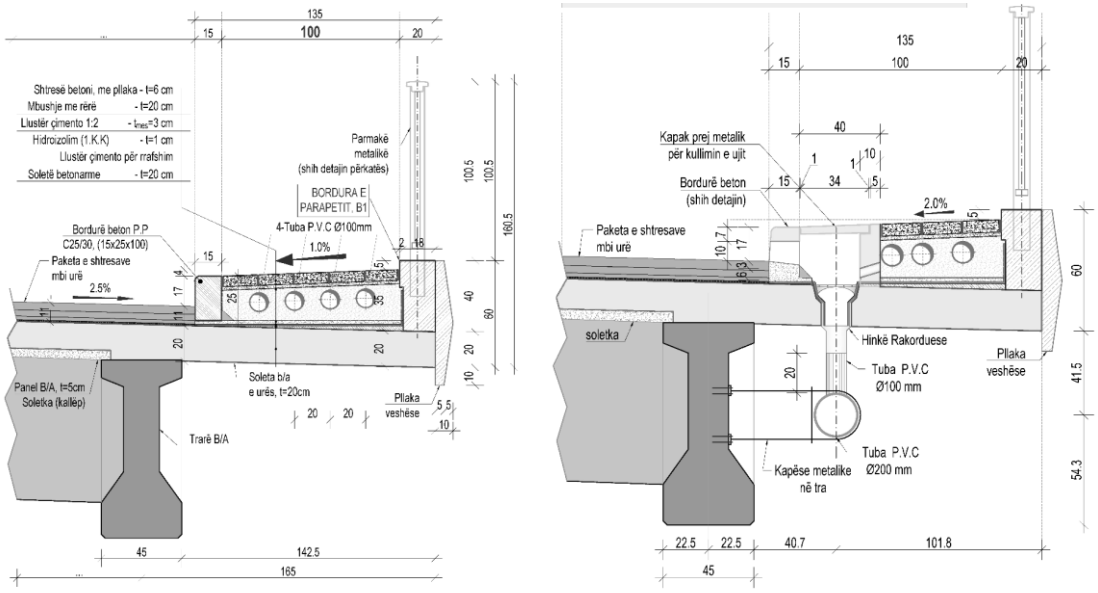


Figura 59 Pamje të trotuarit dhe kullimit të ujërave

8 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 par që pozicioni i veprës ndodhet në rrugë me intensitet të lartë të trafikut dhe sidomos të mjeteve të renda atëherë kontraktori duhet të vendos njerëz për menaxhimin e trafikut në hyrje dhe në dalje të veprës.

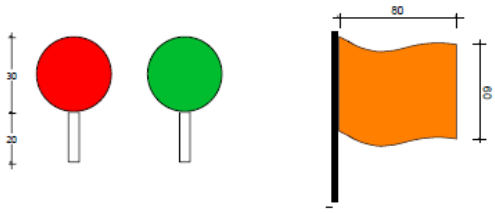


Figura 60 Pajisje për menaxhimin e trafikut

- *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 61 Disa tabela dhe elementë që nevojiten për sigurinë rrugore

- *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.

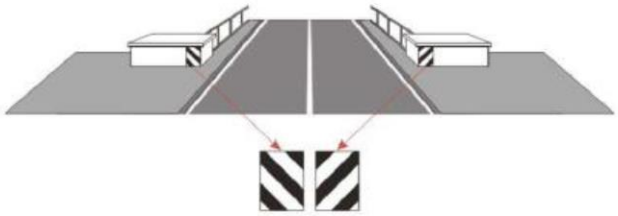


Figura 62 Sinjalistika për pengesë rrugore që tregon ngushtim karrëxhatës

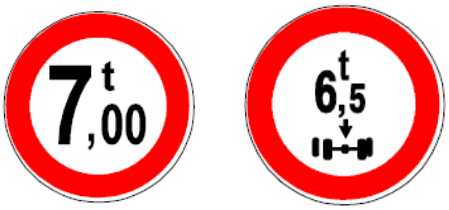


Figura 63 Ndalimqarkullimi i mjeteve që kalojnë një masë/aks më të madhe se ....ton

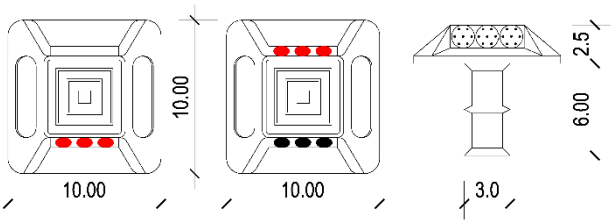


Figura 64 Reflektorë në ura

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

Figura 65 Ngushtim simetrik në të dyja anët/majtas/djathtas

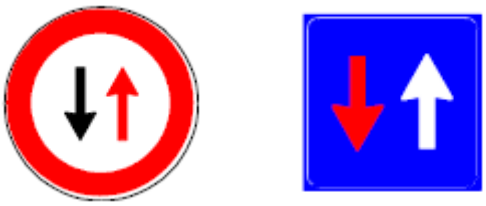


Figura 66 E drejtë përparësie, në drejtimet një kalimshe të alternuara

9 METODOLOGJIA E NDËRTIMIT

9.1 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 depozitimet te materialeve, fjetoret, mensa, gjeneratori, ambientet e tjera ndihmëse, etj.

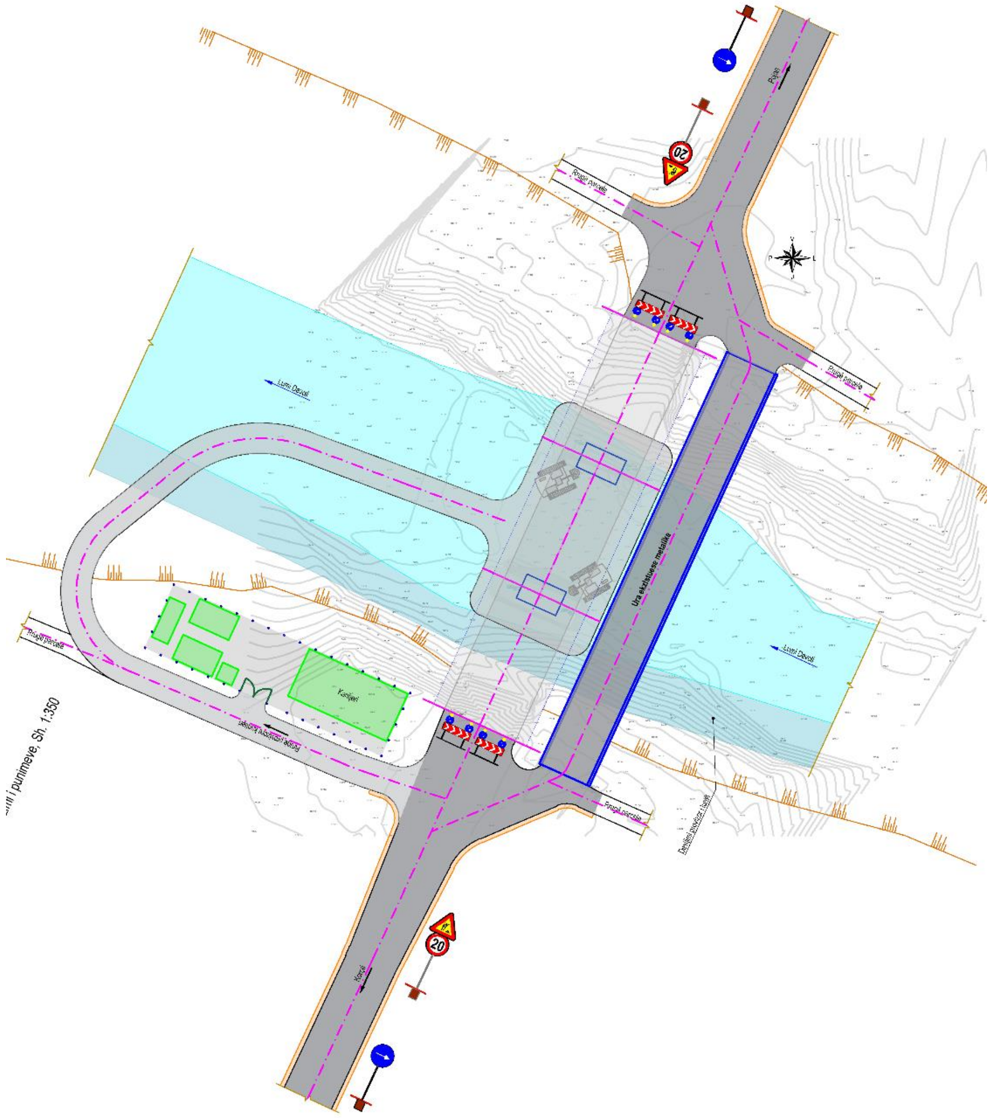


Figura 67 Plani i organizimit të punimeve

9.2 Metodologjia e ndërtimit

1) Punimet fillojnë më vendosjen e sinjalistikës së duhur të cilat tregojnë se në vend po kryhen punime. Gjatë periudhës së ndërtimit të urës së re sipas projektit, do të shfrytëzohet ura ekzistuese e përkohshme metalike, e cila është e pozicionuar në krah të urës që do të ndërtohet.
2) Prishja dhe çmontimi i gjithë shtresave të mbistrukturës ekzistuese. Trarët ekzistues, të cilët paraqiten në gjendje të mirë mund të riparohen dhe të ripërdoren nga ana e

konsulentit përkatës për vepra të tjera. Çmontimi i tyre do të bëhet me kujdes dhe do të përcaktohet nga ana e kontraktorit vend depozitimi i tyre deri në një njoftim nga ana e konsulentit përkatës.

3) Prishja dhe çmontimi i nënstrukturës ekzistuese. Në këtë fazë, do të prishen mbështetjet e mesit (pilat) e urës ekzistuese, dhe për kryerjen e këtyre punimeve, kontraktori më par duhet të realizojë rrugët ndihmëse për futjen e makinerive dhe mjeteve transportuese
4) Pasi janë çmontuar të gjithë trarët, dhe pasi janë prishur të gjitha shtresat dhe trotuaret anësore, çmontimi i fugave ekzistues, çmontimi i çernierave ekzistuese, duhet të bëhet pastrimi i gjithë nënstrukturës poshtë urës, nga mbeturinat dhe inertet e grumbulluara përgjatë viteve. Këtu do të përfshihen edhe punimet e prishjeve dhe çmontimit për elementët e nën strukturës në mbështetje (ballnat), duke qenë së janë të mbuluar nga depozitimet e materialeve dhe inerteve të ndryshme.
5) 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 si dhe nga dëmtimi i shtresave ekzistuese veshëse të shtratit të lumit.
6) Largimi i gjithë materialit në një vend të caktuar duhet përcaktuar më përpara nga ana e kontraktorit me miratimin e supërvizorit;
7) 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.
8) 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 urën. Montimi i trarëve do të bëhet me vinça të veçantë.
9) Pasi janë montuar trarët, bëhet betonimi i soletës b/a në kokë të tyre dhe realizimi i trotuareve anësore të urës.
10) Vendosja e shtresave rrugore mbi urë siç tregohen në projekt duke respektuar të gjithë pjerrësitë e urës.
11) Instalimi i fugave përgjatë gjithë urës siç tregohen në planimetri dhe në detajin e veçantë të fugave;
12) 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);

9.3 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 pilat janë struktura që ndërtohen në vend. Elementi që do të jenë të parapërgatitur janë trarët e mbistrukturës, 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.

Figura 68 Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile <20.00m

Figura 69 Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile >20.00m

10 RAPORTI I SHPRONËSIMEVE

Përgjatë hartimit të këtij projekti, nuk ka shpronësime pasi jemi në gjurmët e objektit ekzistues.

11 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 tombinot 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