



Studio PNI 2001

Projektim
Ndërtim
Informatizim

Adresa: Rruga "Themistokli Gërmenji", Pallati Nr.10, Ap.4, Tiranë

Kontakt: ☎ +355 4 238 414 e-mail : pni_2001@yahoo.com

RAPORT TEKNIK

(FAZA PROJEKT ZBATIM)



Objekti : Ura Automobilistike e Darzezës

Adresa: Rruga "Fier – Seman", Bashkia Fier, Shqipëri

POROSITËS : Bashkia FIER

PËRGATITI: Studio PNI-2001

Tiranë, 2020

PËRMBAJTJA E KAPITUJVE DHE NËN KAPITUJVE

1	TË DHËNA TË PËRGJITHSHME	2
1.1	QËLLIMI I RAPORTIT	2
1.2	TË DHËNAT REFERUESE	2
1.3	PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM	2
1.3.1	Të përgjithshme	2
1.3.2	Mbistruktura	4
1.3.3	Nënstruktura	6
1.4	NJËSITË	7
2	STRUKTURA EKZISTUESE	8
2.1	TË PËRGJITHSHME	8
2.2	FOTOT E URËS NGA INSPEKTIMI NË VEND	8
3	REFERENCA NORMATIVE	10
4	TË DHËNA TOPOGRAFIKE	11
5	TË DHËNA GJEOTEKNIKE	12
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	17
6.2.3	Çeliku i paranderjes	18
6.2.4	Çeliku strukturorë	18
6.2.5	Klasa e çimentos	18
6.3	NGARKESAT DHE VEPRIMET DHE KOMBINIMET E TYRE	19
6.3.1	Pesha vetjake e elementëve	19
6.3.2	Pesha vetjake e shtresave rrugore	19
6.3.3	Pesha vetjake e traut të pasndehur	20
6.3.4	Pesha vetjake e soletës	21
6.3.5	Pesha vetjake e shtresave mbi urë	22
6.3.6	Pesha vetjake e trotuareve	22
6.3.7	Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore	24
6.3.8	Veprimet vertikale të trafikut (EN 1991-2)	26
6.3.9	Veprimet sizmike	28
6.3.10	Veprimet termike	30
6.3.11	Veprimet gjatë zbatimit	30
6.3.12	Veprimet aksidentale	30
6.3.13	Veprimet horizontale të trafikut	31
6.3.14	Materiali mbushës pas ballnave	33
6.3.15	Kombinimi i veprimeve	33
7	LLOGARITJET STRUKTURE	36
7.1	TË PËRGJITHSHME	36
7.2	METODOLOGJIA E KRYERJES SË ANALIZËS	37
7.3	PËRCAKTIMI I VIJAVE TË KALIMIT IMAGJINARE	38
7.4	LLOGARITJA E TRARËVE	38
7.5	LLOGARITJA E MBËSHTETJEVE ANËSORË TË URËS (BALLNAT)	41
7.6	LLOGARITJA E THEMELEVE TË URËS AUTOMOBILISTIKE (PILOTAT)	43
7.6.1	Të dhënat gjeometrike dhe karakteristikat e ngarkesave	43
7.6.2	Hapësira ndërmjet pilotave, puna në grup e tyre	46
7.6.3	Projektimi i pilotave në grup	47
7.6.4	Llogaritja strukturore e pilotës	56
7.6.5	Llogaritjet strukturore të jastëkut të pilotave	58
7.7	ELEMENTË TË TJERË TË URËS	60
8	STUDIMI I SIGURISË DHE SINJALISTIKËS RRUGORE	61
9	METODOLOGJIA E NDËRTIMIT	63
9.1	TË PËRGJITHSHME	63
9.2	METODOLOGJIA E NDËRTIMIT	63
9.3	MONTIMI I TRARËVE TË RINJË	64
10	MATERIALET TË TJERA REFERUESE	65

PËRMBAJTJA E FIGURAVE

Figura 1 Pamje Tre-Dimensionale të urës së re	3
Figura 2 Seksioni Tërthor	4
Figura 3 Profili gjatësor	4
Figura 4 Planimetria e mbështetjeve anësore (ballnat dhe pilotat)	6
Figura 5 Planimetria e përgjithshme (pamje nga Google Earth)	7
Figura 6 Planimetria (gjysmë pamje-gjysmë prerje)	7
Figura 7 Pamje e urës nga “Google Earth”	8
Figura 8 Pamje të urës	9
Figura 9 Paketa 2/2 e Eurokodeve – Pjesët që nevojiten për projektimin e urave	10
Figura 10 Rilevimi Topografik i sheshit të ndërtimit dhe pozicioni i urës	11
Figura 11 Raporti gjeologu - inxhinierik	12
Figura 12 Diagramat sforcim – deformim për betonin	16
Figura 13 Detaj i paketës së shtresave rrugore	19
Figura 14 Profili gjatësor i traut	20
Figura 15 Seksionet tip të traut në gjithë gjatësinë	20
Figura 16 Prerja tërthore e soletën për traun e mesit	21
Figura 17 Prerja tërthore e soletën për traun e anës	21
Figura 18 Detaj i paketës së shtresave në urë	22
Figura 19 Prerja tërthore e trotuarit	23
Figura 20 Përcaktimi i koeficientit të shpërndarjes tërthore	24
Figura 21 Përcaktimi i koeficientit të shpërndarjes tërthore	25
Figura 22 Tabela 4.2 - Skemë ngarkesa 1: Vlerat karakteristike (bazuar në EC1-2)	26
Figura 23 Aplikimi i skemë ngarkesës 1 (LM1) (bazuar në EC1-2)	27
Figura 24 Kapaku e botimit të referuar	28
Figura 25 Harta sizmike e Shqipërisë	28
Figura 26 Spektrat projektues të reagimit	29
Figura 27 Përmbledhje e faktorëve për veprimet dhe faktorëve pjesor për rezistencat.	35
Figura 28 Profili gjatësor	36
Figura 29 Prerja tërthore	37
Figura 30 Llogaritja e forcës prerëse në K1 dhe momenti përkulës në K2.	37
Figura 31 Përcaktimi i xM dhe xV	38
Figura 32 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare	38
Figura 33 Profili gjatësor i traut me HD=30.00m	40
Figura 34 Armimi i seksioneve tërthore	40
Figura 35 Modeli llogaritës i ballit	41
Figura 36 Pamje ballore dhe prerje tërthore e ballit	42
Figura 37 Armimi i ballit në seksionin tërthore	42
Figura 38 Paraqitja në plan e themelit të pilotave	43
Figura 39 Themeli i pilotave + pilotat (në pamjen ballore dhe nga sipër)	44
Figura 40 Pamja 3 dimensionale e pilotave dhe jastëkut në kokë të tyre	45
Figura 41 Profili gjatësor i shtresave gjeologjike	48
Figura 42 Kurba e kapacitetit (Forcë – Zhvendosje)	50
Figura 43 Forcat e brendshme në të gjithë pilotat	52
Figura 44 Forca Normale	54
Figura 45 Momenti përkulës	54
Figura 46 Forca Prerëse	54
Figura 47 Zhvendosja sipas X	54
Figura 48 Zhvendosja sipas Z	55
Figura 49 Sustat Horizontale	55
Figura 50 Forcat e brendshme në pilota sipas projektimit sipas komb.1 në situatën e përhershme	55
Figura 51 Seksioni tërthor i pilotës së armuar	56
Figura 52 Diagrama e kurbës së interaksionit (Moment përkulës–Forcë aksiale)	56
Figura 53 Modeli 3 dimensionale i jastëkut të pilotave	58
Figura 54 Momenti përkulës sipas aksit Y, kombinimi më I disfavorshëm	58
Figura 55 Momenti përkulës sipas aksit Y, kombinimi thuajse I përhershëm	58
Figura 56 Momenti përkulës sipas aksit X, kombinimi më I disfavorshëm	59
Figura 57 Momenti përkulës përmbledhës për të gjithë drejtimet	59
Figura 58 Detaj i neoprenit	60
Figura 59 Detaj i fugës delitacioni të urës	60
Figura 60 Pamje të trotuarit dhe kullimit të ujërave	60
Figura 61 Pajisje për menaxhimin e trafikut	61
Figura 62 Disa tabela dhe elementë që nevojiten për sigurinë rrugore	61
Figura 63 Sinjalistika për pengesë rrugore që tregon ngushtim karrëxhatës	62
Figura 64 Ndalimqarkullimi i mjeteve që kalojnë një masë/aks më të madhe seton	62
Figura 65 Reflektorë në ura	62
Figura 66 Ngushtim simetrik në të dyja anët/majtas/djathtas	62
Figura 67 E drejtë përparësie, në drejtimet një kalimshe të alternuara	62
Figura 68 Plani i organizimit të punimeve	63
Figura 69 Vendosja e trarëve në vepër	64

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 ndërtimit të urës së re të Darzezës, Bashkia e Fier, Shqipëri. Pozicioni i njërës nga urat e reja do të jetë në të njëjtin vend ku ndodhej ura ekzistuese Bailey (*shiko vizatimet për me shumë detaje*).

1.2 TË DHËNAT REFERUESE

Për projektimin e elementëve strukturor mbajtës të urës u përdorën të dhënat e mëposhtme të ofruara nga Investitori (Bashkia Fier):

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

Rekomandojmë që përpara fillimit të punimeve, të verifikohen saktë shtresat gjeologjike ekzistuese dhe të krahasohen parametrat e shtresave të marra në projekt me ato ekzistuese si dhe të bëhet studimi hidrologjik (kuotat e sistemit) të kanalit që do të kalojë.

1.3 PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM

1.3.1 Të përgjithshme

Pas studimit të varianteve të ndryshëm, bazuar në rilevimin topografik të zonës, studimin gjeologjik të kryer dhe në funksion të parametrave gjeometrikë të rrugës, u pranua që të ndërtohet ura me një hapësirë dritë me H.D=30.00m. Ky variant i pranuar konsiston në ndërtimin e një ure të re me 1 hapësira dritë me gjatësi 30.00mdhe me mbistrukturë me dimensione në drejtimin tërthorë 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 2 dhe 3 siç jepet në vizatime dhe në studimin 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:

- Ure me hapësirë dritë prej 30.00 metra;
- Mbistrukturë e përbërë nga trarë të pasndehur në formë dopio- T-je;
- Seksion tërthor me 4 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor 2.20m;
- Nënstrukturë me ballna betonarme të derdhur në vend të mbështetur mbi pilota

Kjo zgjedhje u bazua në analizën e kostos, studimin topografik dhe veçanërisht në studimin gjeologjik. Në figurën e mëposhtme tregohet profili gjatësor i urës.



Figura 1 Pamje Tre-Dimensionale të urës së re

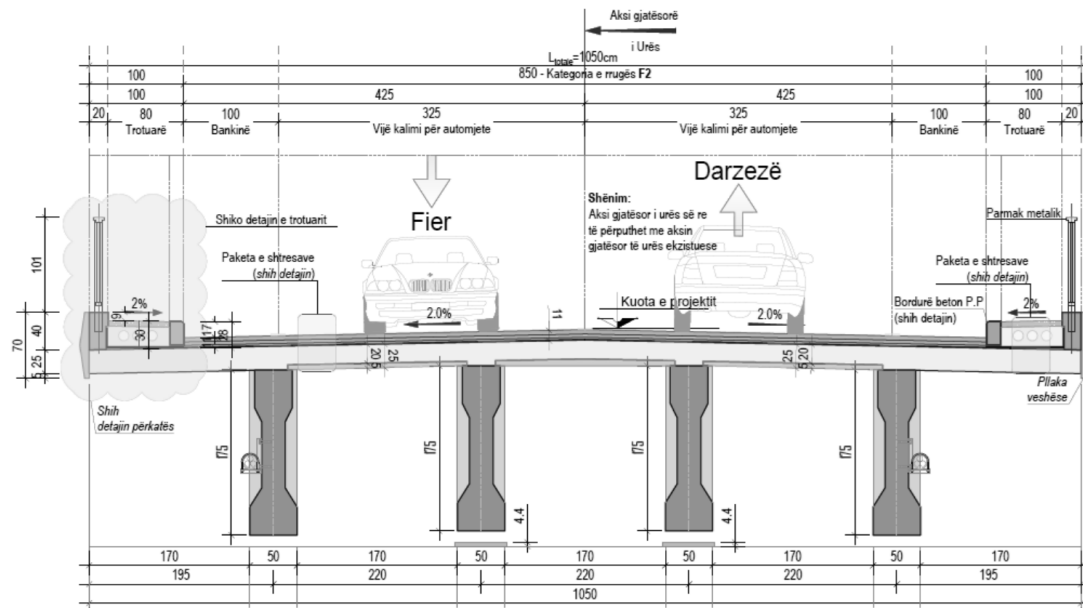


Figura 2 Seksioni Tërthor

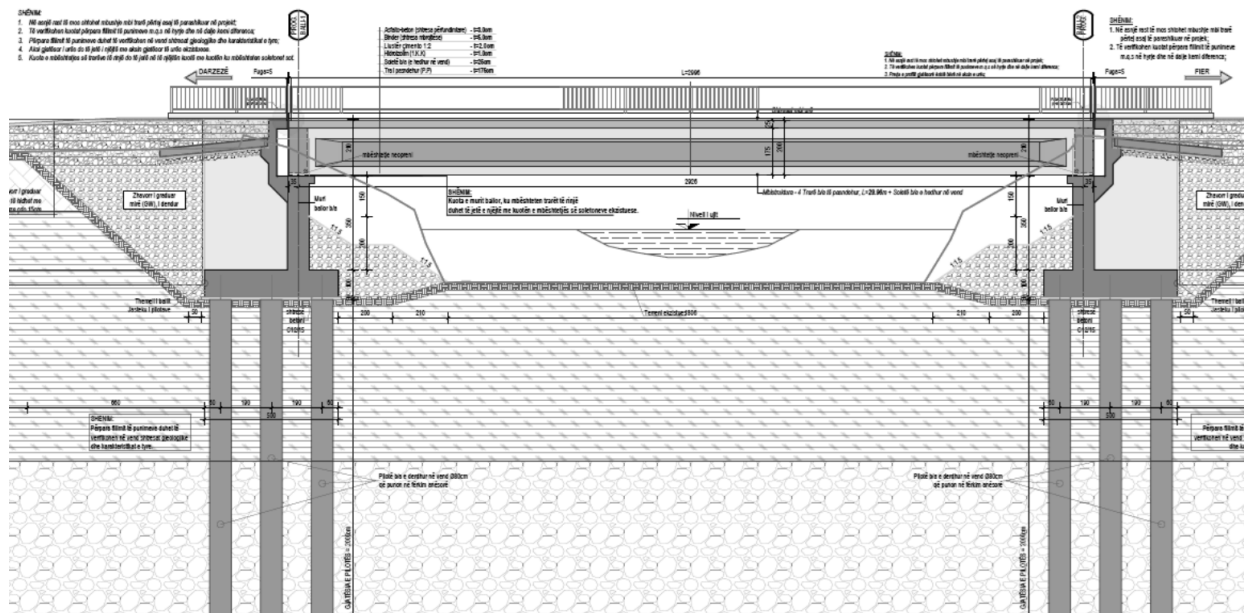
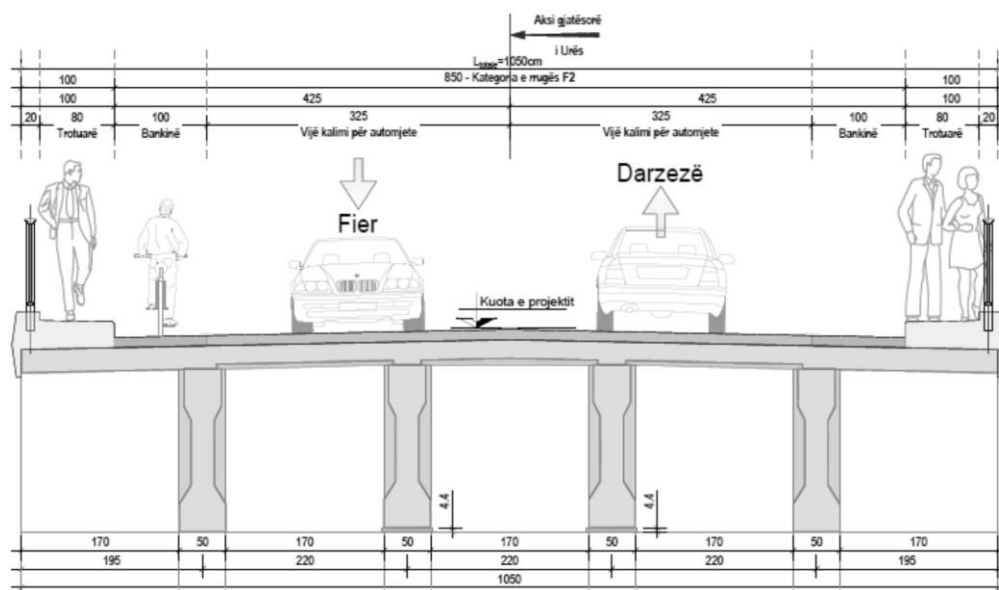


Figura 3 Profili gjatësor

1.3.2 Mbistruktura

Mbistruktura e urës përbëhet nga 4 trarë të pasndehur b/a me gjatësi të totale 30.00m simetrikë ndaj aksit të urës dhe që në drejtimin tërthorë lidhen me diafragma b/a. Diafragmat janë të pozicionuara vetëm në mbështetje të traut, me trashësi prej 70cm dhe lartësi 170cm dhe që në gjithë traun ka 2 copë (*shih vizatimet*) vetëm në mbështetje të urës. Lartësia e seksionit tërthor të trarëve kryesorë është 175cm dhe sipër trarëve ndodhet soleta b/a me trashësi 25cm e derdhur në vend. Gjatë procesit të hedhjes së betonit të soletës ndërmjet trarëve do të vendosen soletka, elementë të parapërgatitur që do të shërbejnë si kallëp për soletën. 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

10.50m, ku përfshihen (3.25+3.25)m janë pjesa kaluese e mjeteve lëvizëse, (1.0+1.0)m janë pjesa e bankinave dhe (1.0+1.0)m janë trotualet 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 2.20m. Në të dyja anët e urës soleta del konsol 1.95m që është pjesa që i përket zonës së trotuarit, nuk shkarkojnë ngarkesat vertikale pikore në pjesën që del konsol e soletës. Mbi pjesën e sipërme të trarëve dhe soletës vendosen shtresat e urës siç jepen në detajin e shtresave. Në mbështetjet e urës do të ketë fugë delitacioni siç tregohet në vizatime. Mbistruktura do të mbështetet në të dyja anët e saj mbi ballnat b/a, në hyrje dhe në dalje të saj siç tregohet në profilin gjatësor të urës. Trarët do të betonohen në poligon dhe më pas do të montohen në vepër, diafragmat dhe soleta e urës janë të derdhura në vend. Trarët e urës përbehen nga 3 kavo të pasndehura nga të cilat, 2 të parat do të tërhiqen në poligon, kurse kavoja e tretë do të tërhiqet pasi janë montuar trarët në vepër (siç tregohen edhe në vizatime). Mbi soletën e urës do të vendosen direkt shtresat rrugore duke me pjerrësi në të dyja anët e urës me vlerë 2.00%. Për paketën e shtresave shih detajin në vizatimet e urës. Më poshtë jepet seksioni tërthor i urës:



- Gjerësia totale e seksionit tërthorë të urës	W_{totale}	=	10.50	(m)
- Gjerësia e karrëxhatës	$W_{Karraxhata}$	=	8.50	(m)
- Gjerësia e korsisë (vijë kalimi)	W_{Korsi}	=	3.25	(m)
- Gjerësia e bankinës	W_{Ban}	=	1	(m)
- Gjerësia e trotuarit	W_{Tro}	=	1.0	(m)
- Gjatësia e konsolit të trotuarit	L_{Kon}	=	1.70	(m)
- Gjatësia e konsolit të trotuarit nga aksi i traut	d_{Kon}	=	1.95	(m)
- Hapësira ndërmjet trarëve	d_{Tra}	=	2.20	(m)

1.3.3 Nënstruktura

Mbështetjet anësore të urës janë parashikuar të bëhen me ballna b/a. Mbështetjet anësore të urave (Ballnat), janë projektuar ballna masiv b/a, që mbështeten direkt në pilota të cilat transmetojnë ngarkesën vertikale në formacion. 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 mbajtjen e mbushjes në të dyja anët e ballit. Speronat janë b/a do të ndërtohen si mure mbajtëse b/a dhe do të shoqërojnë dy anët e urës, në hyrje dhe dalje të urës, lartësia e tyre është e ndryshueshme në funksion të terrenit.

Në pjesën e pasme të ballit është vendosur soleta rakorduese, që mos të kemi cedime në hyrje. Mbi ballna do të mbështeten trarët e urës, trarët do të mbështeten mbi neoprenë (*kompania ALGA ose ekuivalent*) të cilët janë të projektuar që të kenë një zhvendosje maksimale të lejuar nën efektin e ngarkesave maksimale horizontale, në mënyrë që mos të cenohet fuga e urës. Në pjesën që mbështeten ballnat, do lihet një kanal anësorë gjatë gjithë gjerësisë së ballit që do të shërbejë për largimin e ujërave të shiut. Pjesa e trotuarit do të vazhdojë edhe përgjatë ballnave dhe speronave duke dalë konsol nga muri anësorë. Duhet të kihet kujdes pjesa rakorduese e trotuarit të urës dhe pjesës së rrugës.

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

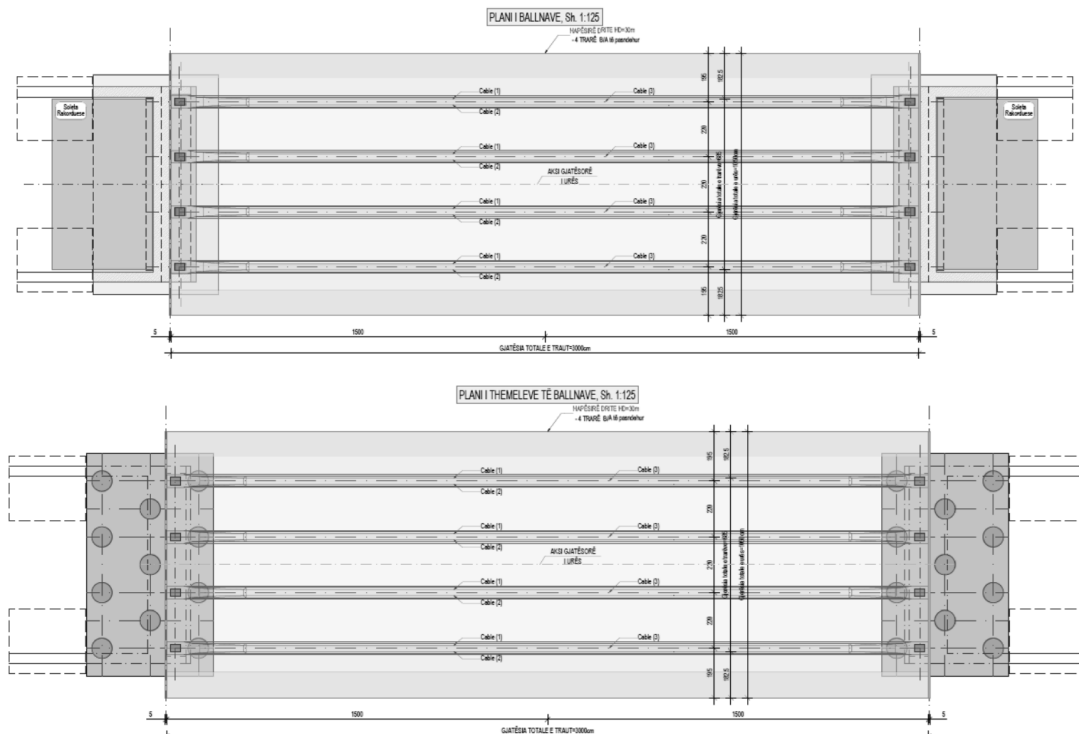


Figura 4 Planimetria e mbështetjeve anësorë (ballnat dhe pilotat)



Figura 5 Planimetria e përgjithshme (pamje nga Google Earth)

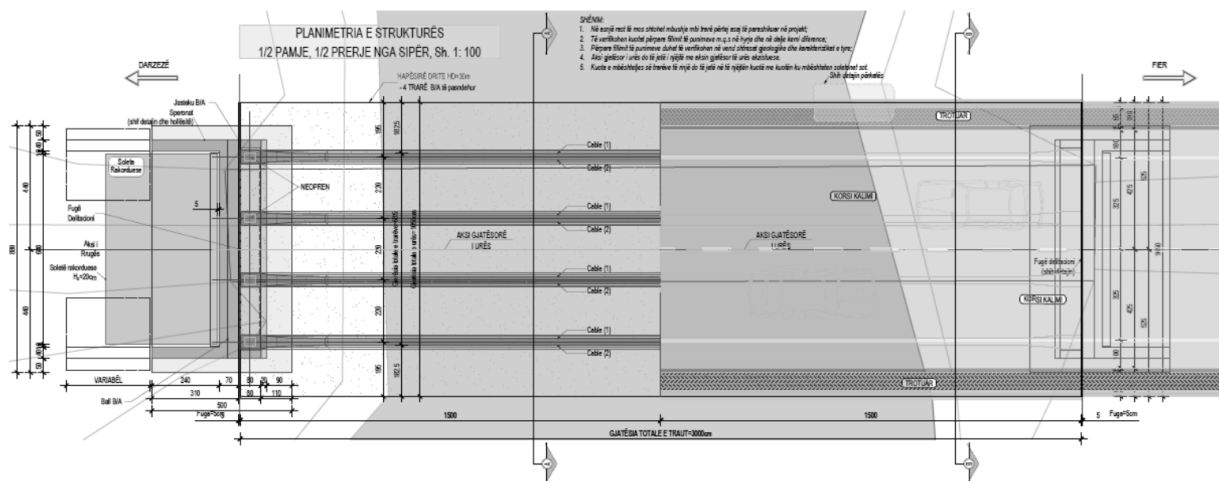


Figura 6 Planimetria (gjysmë pamje-gjysmë prerje)

1.4 NJËSITË

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

- Forcat dhe Ngarkesat $\text{kN}, \text{kN/m}, \text{kN/m}^2$;
- Densiteti dhe masa $\text{kg/m}^3, \text{t/m}^3, \text{kg}, \text{t}$;
- Peshja njësi (Peshja specifike) kN/m^3 ;
- Sforcimet dhe forcat $\text{N/mm}^2 (= \text{MN/m}^2 \text{ or } \text{MPa}), \text{kN/m}^2 (= \text{kPa})$;
- Momentet kNm ;
- Nxitimi i truallit $\text{m/s}^2, \text{g} (= 9,81 \text{ m/s}^2)$;

2 STRUKTURA EKZISTUESE

2.1 TË PËRGJITHSHME

Ura ekzistuese që ka humbur qëndrueshmërinë përbëhet nga një urë me 3 hapësira dritë, mbistruktura e saj përbëhet nga panale të parapërgatitura (“soletone”). Mbështetjet anësore në hyrje dhe dalje të urës përbëhen nga ballina të përbëra prej muraturë guri dhe në kokë të tyre ku mbështeten soletonet ka jastek prej betoni të armuar. Mbështetjet e mesit të urës përbëhen nga pila betoni masiv të cilat mbështeten mbi pilota. Humbja e qëndrueshmërisë së ballit në hyrje ka shkaktuar humbjen e qëndrueshmërisë së urës duke e bërë të pakalueshme, si pasojë që mos të ndërpritet komunikimi, autoriteti përkatës ka vendosur një urë të përkohshme metalike “Bailey” deri në ndërtimin e urës së re.

Kjo urë është ndërtuar përpara viteve 1990 dhe gjendja e saj nuk paraqitet e mirë, kjo edhe si pasojë e mungesës së punimeve të mirëmbajtjes.

Në kompleks përveç faktit që ura në hyrje të saj ka humbur qëndrueshmërinë, gjeomtria e përgjithshme e saj dhe gjendja e elementëve të tjerë mbajtës të saj nuk plotëson kriteret dhe normat e kohës, si pasojë ajo duhet të priset dhe të ndërtohet nga e para.

Duke marrë në konsideratë faktin që zona ku shtrihet kjo urë është zhvilluar nga ana urbane, industriale, tregtare etj. ka dalë si domosdoshmëri zgjerimi dhe ndërtimi i ri i saj i cili do të plotësojë kërkesat funksionale, arkitektonike, urbane si më poshtë:

1. Do të lidhë pjesën fshatin Darzezë me qytetin e Fierit.
2. Do të lehtësoj kalimin jo vetëm të njerëzve por edhe të automjeteve.
3. Struktura mbajtëse si dhe gjendja ekzistuese nuk garanton funksionimin për lëvizjen e mjeteve të lehta të transportit sipas studimit miratuar për rikonceptimi e qendrës së qytetit.
4. Ndërtimi i një ure të re të jetë estetikisht në përputhje me kërkesat e kohës

2.2 FOTOT E URËS NGA INSPEKTIMI NË VEND



Figura 7 Pamje e urës nga “Google Earth”



Figura 8 Pamje të urës

3 REFERENCA NORMATIVE

Për projektimin e elementëve strukturor 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.*

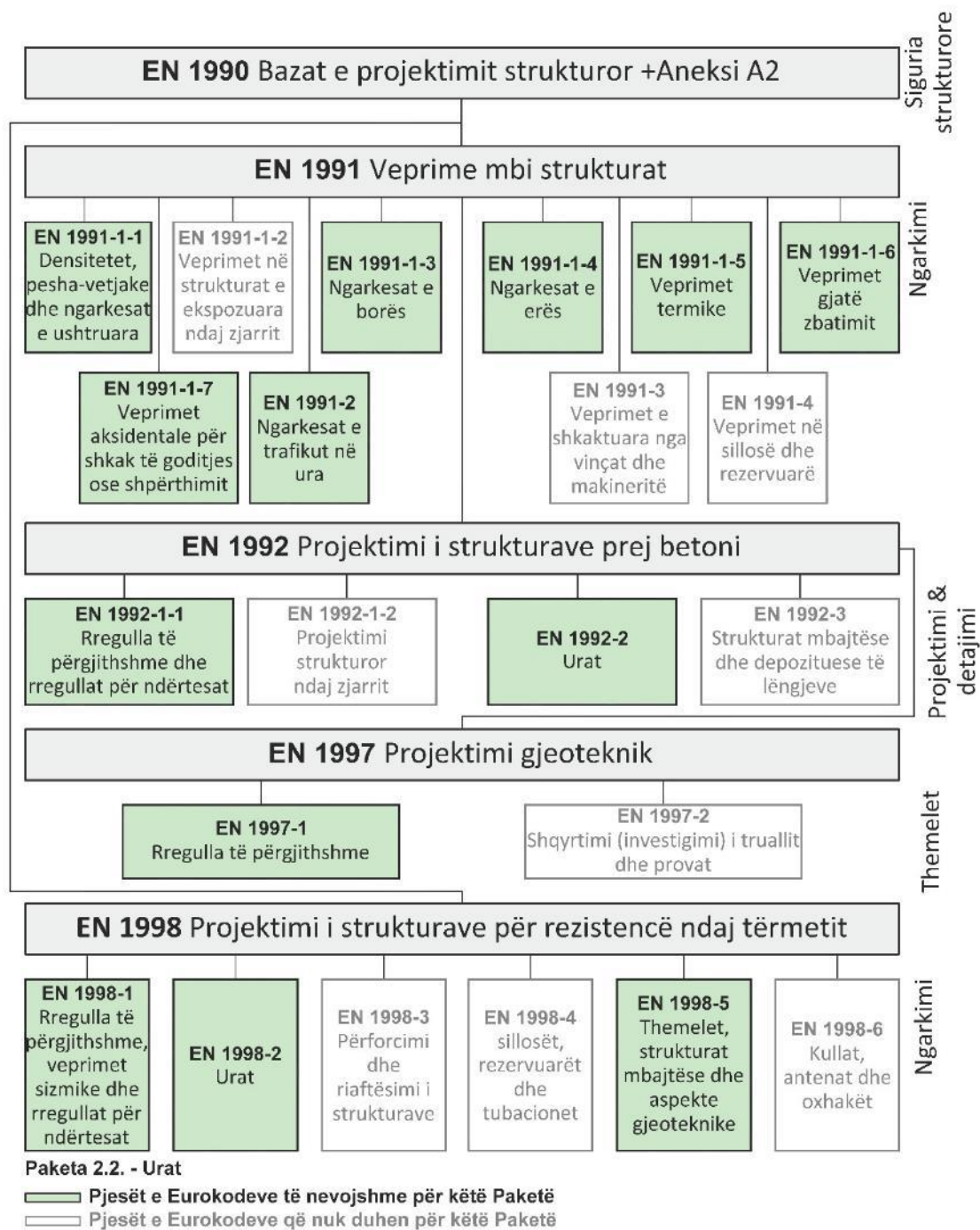


Figura 9 Paketa 2/2 e Eurokodeve – Pjesët që nevojiten për projektimin e urave

4 TË DHËNA TOPOGRAFIKE

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

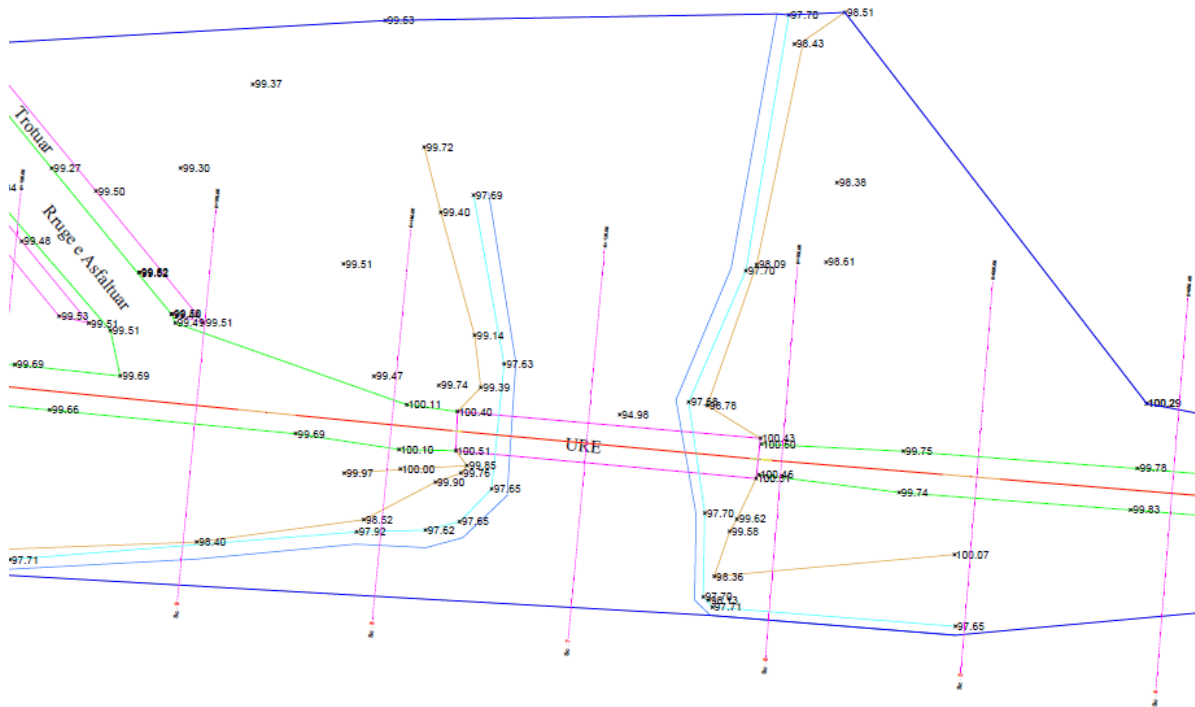


Figura 10 Rilevimi Topografik i sheshit të ndërtimit dhe pozicioni i urës

5 TË DHËNA GJEOTEKNIKE

Të dhënat gjeoteknike që u përdorën në këtë raport u morën nga raporti që është bërë nga Bashkia Fier. Raporti si mëposhtë:

MBI KUSHTET GJEOLIGO-INXHINIERIKE TE SHESHIT TE NDERTIMIT “URA E DARZEZES”, NE RRUGEN “FIER-SEMAN”, NE DARZEZE, FIER

- Autor: Inxh. Gjeolog Skender ALLKJA



LABORATORY TESTING for CONSTRUCTION MATERIALS
& GEOTECHNICAL STUDY
LABORATOR per KRYERJEN E PROVAVE TE MATERIALEVE TE NDERTIMIT
& STUDIMEVE GJEOTEKNIKE

RAPORT

MBI KUSHTET GJEOLIGO-INXHINIERIKE TE SHESHIT TE NDERTIMIT

“URA E DARZEZES”, NE RRUGEN “FIER-SEMAN”, NE DARZEZE, FIER



Lab P-12

QM 7,2,1

Lab D - 12,3
(624)

Tirane, Tetor 2020

Adresa: Autostrada Tirane-Durres km 12, Picar Vore
Kontakt, Tel: +355 4 4500 884; +355 4 4500 885
Mob: ++ 355 682074332; Mob: ++ 355 68 2031 906; Mob: ++ 355 684071577
E-mail: skender.allkja@alteageostudio.com
Website: www.alteageostudio.com

TÜV
AUSTRIA
HEILAS
EN ISO 9001:2015 No. 010140786
SC C* 2011 No. 20106 122017136
EN ISO 14001:2015 No. 04-0165006
OHSAS 18001:2007 No. 030120119
Prest 99:2012 No. 026130105



LT 067 21 03 17

Figura 11 Raporti gjeologu - inxhinierik

Shënim: Për llojin e shtresave dhe karakteristikat kryesore të tyre shih raportin përkatës.

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).*

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

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

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.

Tabela 6-1. Tab.2.1 në EN1990 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	

Tabela 2 - Tab.E.1N e EN 1992-1-1, përshkrimi i klasës së betonit për kategori të ndryshme

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 Eurokodet, Eurokodin 2 dhe Eurokodin 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:

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

- $c_{min,b}$ (lidhja e çelikut me betonin) jepet në Tab. 4.2 të EN 1992-1-1 si:
 $c_{min,b}$ = diametri i shufrës (përmasa maksimale e agregatëve ≤ 32 mm)

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

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

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

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

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

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

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 (sipas EN 1992-1-1).

6.2.1 Betoni

Klasat e betonit C25/30, C30/37 dhe C40/45 janë përdorur për disa elementë strukturore të urës (*shih elementët strukturore përkatëse*). Zgjedhja e klasës së betonit është bërë duke u bazuar mbi:

1. *Klasat indikative të rezistencës së betonit nga Eurocode 2 dhe Eurocode 8, minimi i kërkesave është dhënë në paragrafin e mësipërm;*
 2. *Projektimi paraprakë strukturore që çon në optimizmin e përdorimit të materialeve.*
- Karakteristikat mekanike për këtë rezistencë të klasës së betonit, marrë nga EN 1992-1-1, janë dhënë në tabelën e mëposhtme:

Tabela 3. 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

Tabela 4. 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

Tabela 5. Karakteristikat e betonit C40/45

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

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

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

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

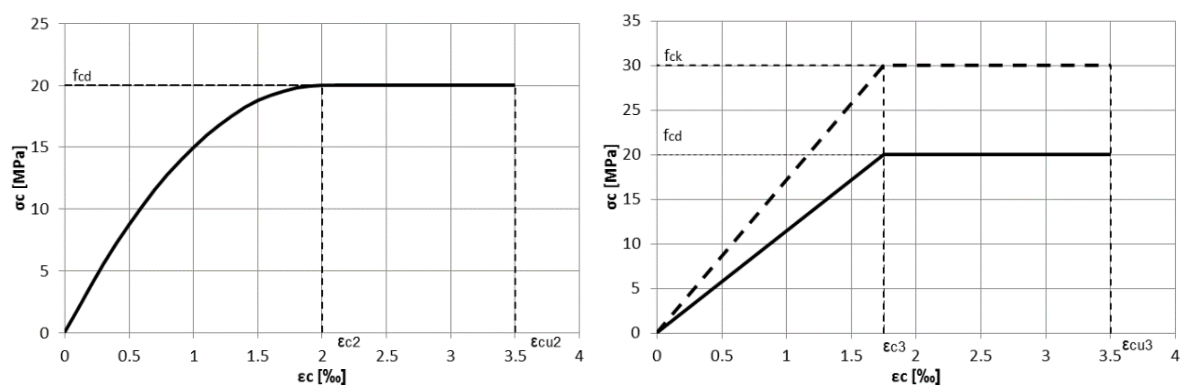


Figura 12 Diagramat sforcim – deformim për betonin

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

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						

Tabela 6. 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 $f_{yk}=500\text{MPa}$. Më poshtë jepen karakteristikat dhe diagrama e çelikut të përdorur në strukturën tonë. Referuar euro kodeve shufrat e çelikut duhet të jenë patjetër të vjaskuara (çelik periodik).

6.2.3 Çeliku i paranderjes

Çeliku i paranderjes që është përdorur për trarët me gjatësi 40.00m është me karakteristikat e mëposhtme:

Çeliku gërshetave	=	standard 0.6" (T15)	
Gërshet	=	7	(fije)
E_p	=	196	(GPa)
f_{pk}	=	1857	(MPa)
$f_{p0.1k}$	=	1642.9	(MPa)
γ_s	=	1.15	
f_{pd}	=	1614.8	(MPa)
	=	0.215	(%)
ε_{uk}	=	10.00	(%)
γ	=	78.5	(kN/m ³)

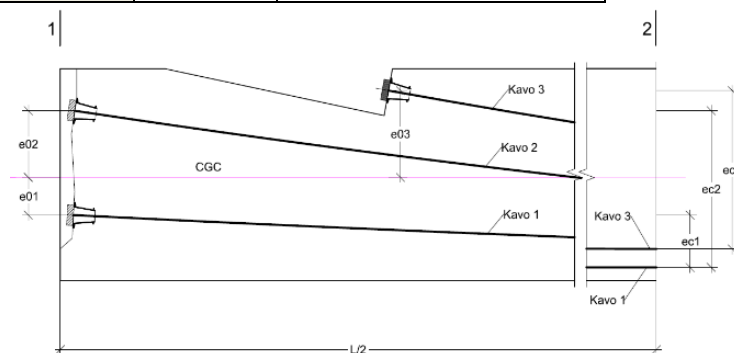


Tabela 7. Karakteristikat e çelikut të paranderjes dhe paraqitja e kavove në tra

6.2.4 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 përmblëdhur karakteristikat kryesore të çelikut strukturorë S235.

Tabela 8. Karakteristikat e çelikut strukturorë 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.

6.2.5 Klasa e çimentos

Klasa e çimentos që është përdorur në trarët e pasndehur do të ketë karakteristikat:

Tipi		CEM 42.5	
s	=	0.25	N

Shënim:

Për ngurtësim të shpejt çimento me rezistencë të lartë (R) (CEM 42.5R, CEM 52.5);

Për ngurtësim të shpejt çimento me rezistencë normale (N) (CEM 32.5R, CEM 42.5);

Për ngurtësim të ngadaltë (S) (CEM 32.5);

6.3 NGARKESAT DHE 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 elementeve strukturor 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:

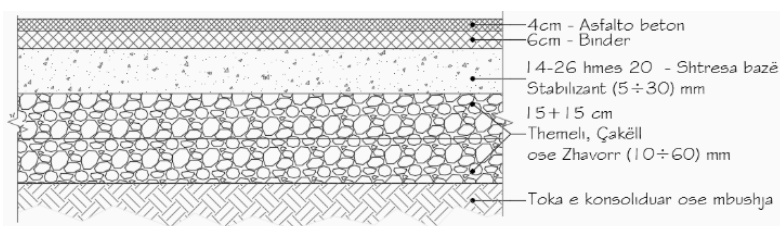


Figura 13 Detaj i paketës së shtresave rrugore

Llogaritja e shtresave rrugore:

	γ (kN/m ³)	trashësi (m)	Pesha (kN/m ²)
Asfaltobeton	25	0.04	1.00
Binder	24	0.06	1.44
Shtresë bazë, stabilizant	20	0.15	3.00
Themeli, Çakëll ose zhavorr	18	0.30	5.40
SHUMA (kN/m²) =			10.84

6.3.3 Pesha vetjake e traut të pasndehur

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

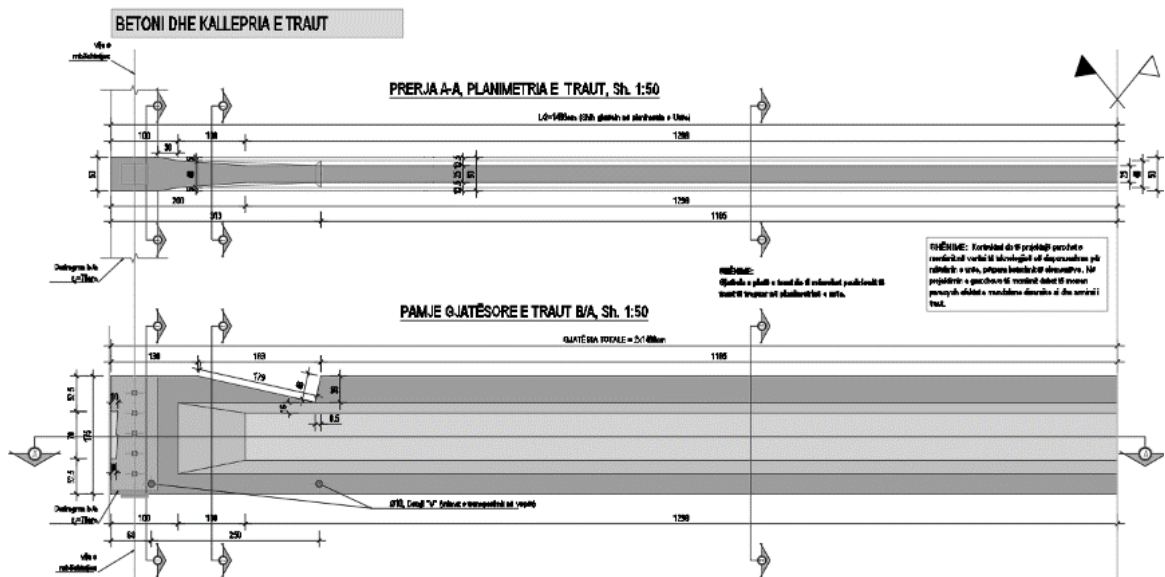


Figura 14 Profili gjatësor i traut

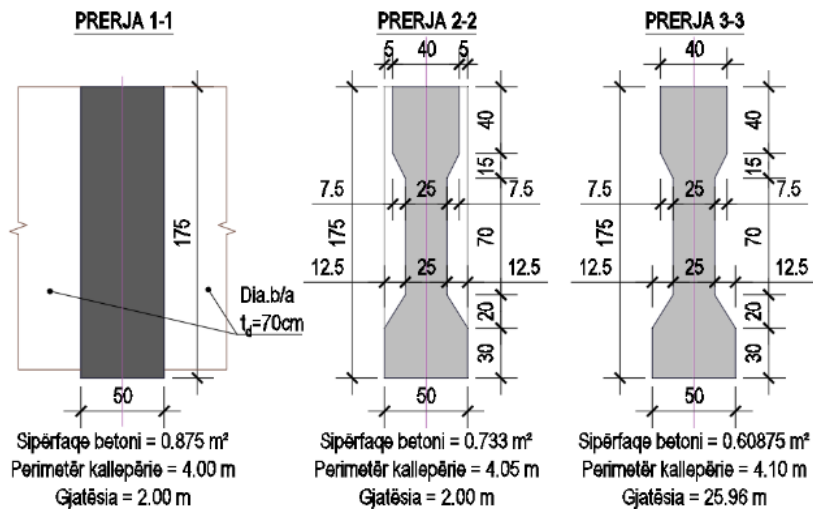


Figura 15 Seksionet tip të traut në gjithë gjatësinë

Llogaritjet:

Nr.	A (m ²)	L (m)	V (m ³)	γ* (kN/m ³)	Pesha (kN)
Sek 1-1	0.875	2.00	1.750	25.00	43.750
Sek 2-2	0.733	2.00	1.466	25.00	36.650
Sek 3-3	0.609	25.96	15.803	25.00	395.079

* - pesha specifike e betonit marrë nga Tabela A.1, EN1991, Pjesa 1-1
29.96

- Pesha totale e traut :	g_{traut}	=	475.48	(kN)
- Pesha e traut për 1ml :	g_1	=	15.87	(kN/m)

6.3.4 Pesha vetjake e soletës

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

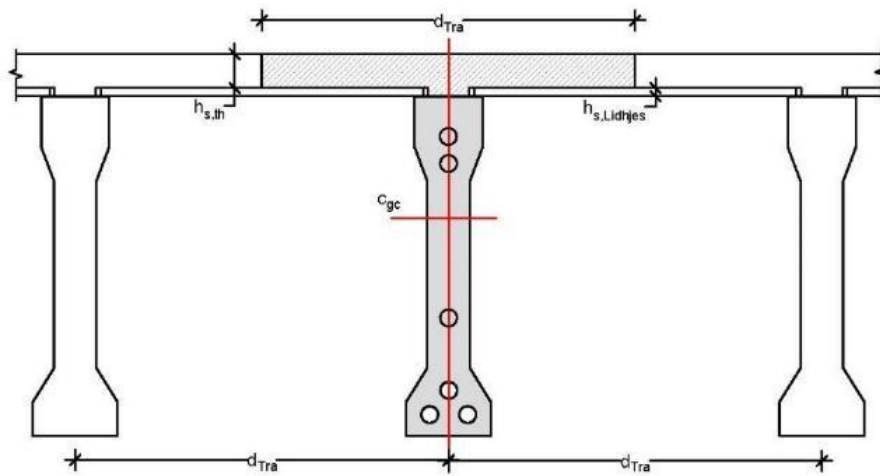


Figura 16 Prerja tërthore e soletës për traun e mesit

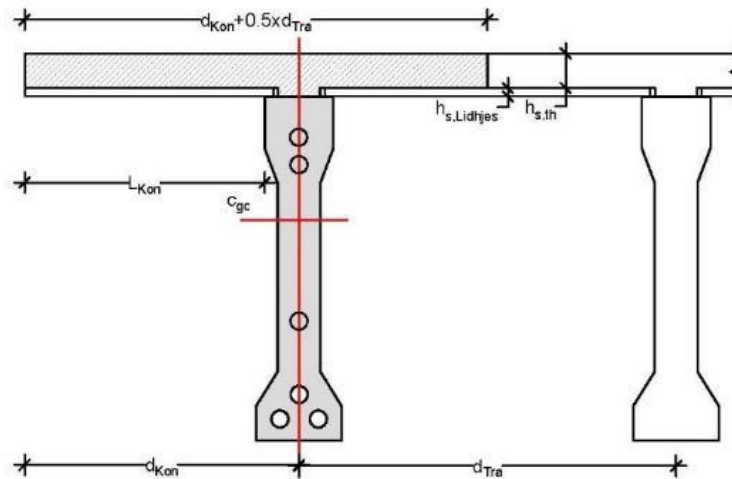


Figura 17 Prerja tërthore e soletës për traun e anës

Të dhënat:

$h_{s,th} =$	0.20	(m)	Trashësia e soletës që derdhet në vend
$h_{s,Lidhjes} =$	0.05	(m)	Trashësia e soletës kallëp (soletkat)
$L_{s,ta} = d_{Kon} + 0.5 \times d_{Tra} =$	3.05	(m)	Gjerësia e soletës për traun e anës
$L_{s,tm} = d_{Tra} =$	2.20	(m)	Gjerësia e soletës për traun e mesit
$\gamma =$	25.00	(kN/m ³)	Pesha volumore e b/a, Tabela A.1, EN1991-1-1)

Llogaritjet:

Pesha e soletës për m ² :	g_2	=	6.25	(kN/m ²)
Pesha e soletës në ml, për traun e anës:	g_2	=	18.125	(kN/m)
Pesha e soletës në ml, për traun e mesit:	g_2	=	13.75	(kN/m)

6.3.5 Pesha vetjake e shtresave mbi urë

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

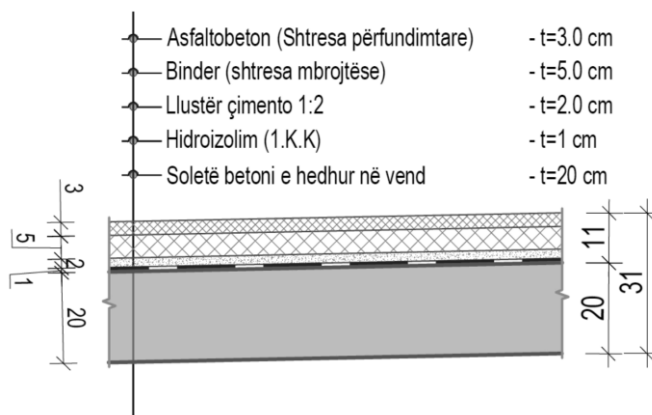


Figura 18 Detaj i paketës së shtresave në urë

Llogaritja e shtresave në urë:

Llojet e shtresave	γ (kN/m^3)	trashësi (m)	Pesha (kN/m^2)
Asfaltobeton	25	0.03	0.75
Binder	24	0.05	1.20
Beton + zgarë	24	0.02	0.48
Hidroizolim	18	0.01	0.18
Shtresë betoni në të ardhmen	25	0.05	1.25
SHUMA (kN/m^2) =			3.86
Koeficienti që merr parasysh që shtresat e urës do të ndërrohen ose jo në të ardhmen:			1.2
SHUMA (kN/m^2) =			4.632
* - pesha specifike e materialeve janë marrë nga Tabela A.1, EN1991, Pjesa 1-1			

6.3.6 Pesha vetjake e trotuareve

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:

- Bordura e handreilit (Parmakut metalik anësor)
- Shtresat e trotuarit
- Pesha vetjake e handreilit (Parmakut metalik anësor)
- Pllaka veshëse anësore

Më poshtë po japim një figurë që tregon të gjithë këta elementë:

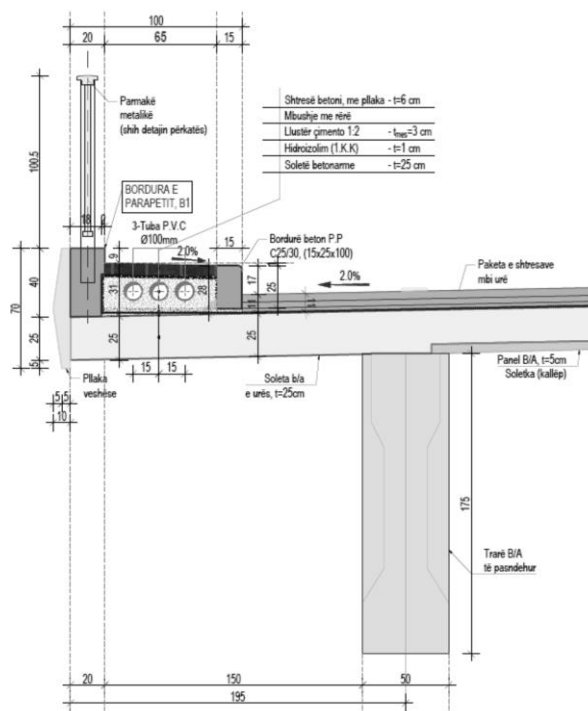


Figura 19 Prerja tërthore e trotuarit

Të dhënat:

$h_{Tro,m}$	=	0.30	(m)	Trashësia e trotuarit
$w_{Tro,m}$	=	1.00	(m)	Gjerësia e trotuarit
$h_{bor,h}$	=	0.65	(m)	Trashësia e bordurës së handreilit
$w_{bor,h}$	=	0.200	(m)	Gjerësia e bordurës së handreilit
$h_{pillaka,v}$	=	0.700	(m)	Trashësia e pllakës veshëse
$w_{pillaka,v}$	=	0.075	(m)	Gjerësia e pllakës veshëse
L	=	30.00	(m)	Gjatësia totale e traut
Y	=	22.00	(kN/m ³)	Pesha volumore mesatare e shtresave të trotuarit
Y	=	25.00	(kN/m ³)	Pesha volumore e betonit të armuar

Llogaritjet:

Volumi i trotuarit :	V_{TR}	=	14.38	(m³)
Pesha totale e trotuarit:	G_{TR}	=	316.40	(kN)
Pesha e trotuarit për 1ml/tra:	G_{TR}	=	2.60	(kN/m)

Volumi i bordurës handreilit:	V_{Handreilit}	=	4.7936	(m³)
Pesha totale e bordurës së handreilit:	G_{Handreilit}	=	120	(kN)
Pesha e bordurës handreilit për 1ml:	G_{Handreilit}	=	1.00	(kN/m)

Volumi i pllakës veshëse:	V_{Plaka Veshëse}	=	3.1458	(m³)
Pesha totale e pllakës veshëse:	G_{Plaka Veshëse}	=	75	(kN)
Pesha e pllakës veshëse për 1ml:	G_{Plaka Veshëse}	=	0.630	(kN/m)

Pesha e handreilit metalikë për 1ml: $G_{P.Y-hand} = 0.75 \text{ (kN/m)}$

Pesha totale nga të gjitha ngarkesat në urë (kN):

$$\Sigma G = 6118 \text{ (kN)}$$

Pesha totale nga të gjitha ngarkesat në urë (kN/ml):

$$\Sigma G = 51 \text{ (kN/ml)}$$

6.3.7 Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore

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

Më qënë se trarët e urës lidhen në drejtimin tërthor me diafragma vetëm në mbështetje të tyre, metoda e llogaritjes së koeficientit të shpërndarjes tërthore është pranuar “metoda e levës”. Më poshtë jepen të dhënat dhe llogaritjet e kryera:

W	=	10.50	(m)	(Gjerësia e urës)
d	=	2.20	(m)	(Distanca aksiale ndërmjet trarëve)
n	=	4.00	(copë)	(Numri i trarëve)
L _r	=	2.00	(m)	(Distanca ndërmjet gomave në drejtimin tërthorë)
TRO	=	1.95	(m)	(Distanca që del trotuari nga trau anësorë)
E	=	0.50	(m)	(Hapësira ndërmjet gomës dhe bordurës së trotuarit)
G	=	-0.10	(m)	(Distanca nga aksi i traut të anës deri kur mbaron trotuari)
a ₁	=	6.60	(m)	
a ₂	=	2.20	(m)	

Ordinata e vijës influente do të përcaktohet:

Për trauin e anës, si trauin më të ngarkuar :

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Koeficienti i shpërndarjes tërthore do të jetë si shumë ordonatash për secilën forcë që vepron në urë:

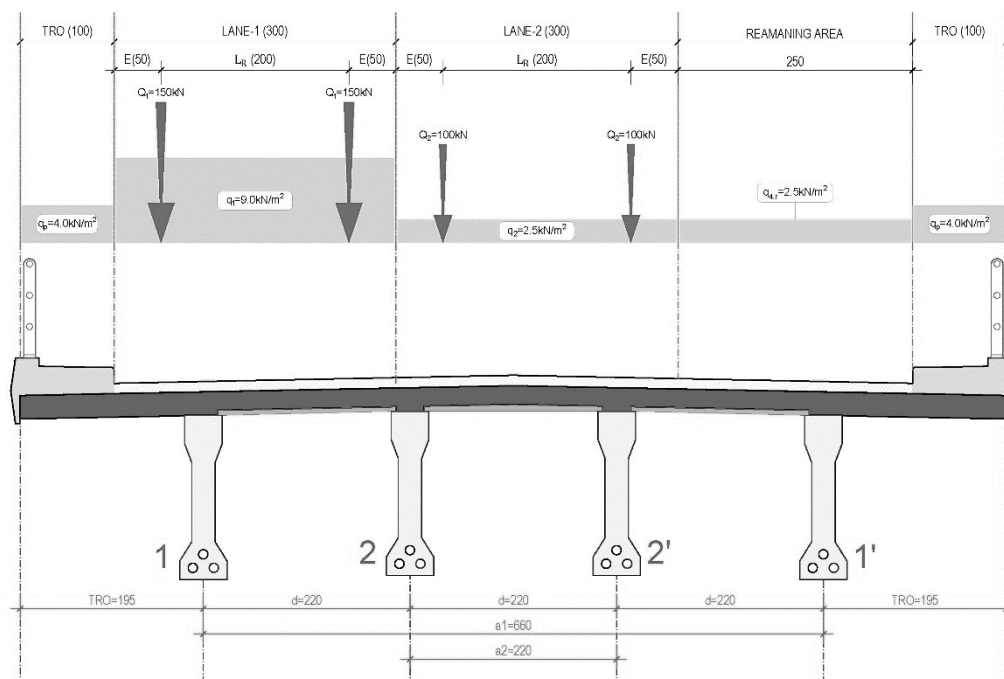


Figura 20 Përcaktimi i koeficientit të shpërndarjes tërthore

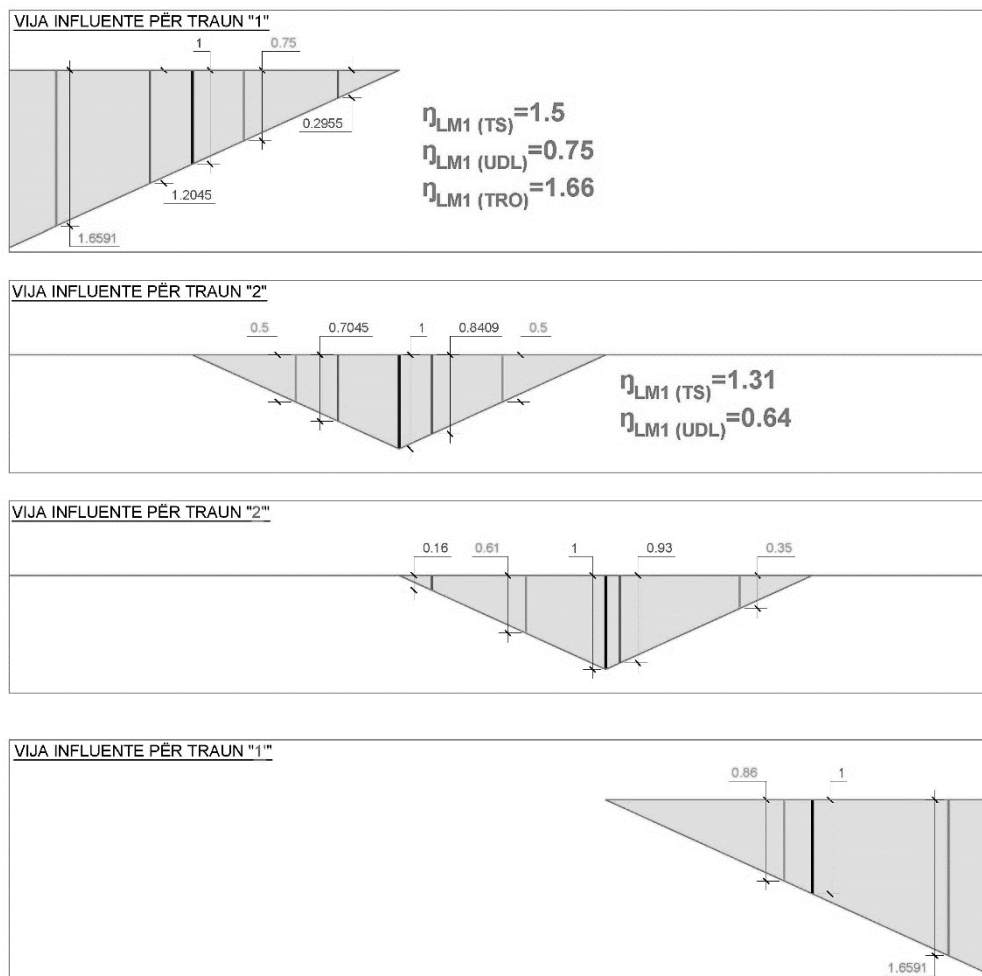


Figura 21 Përcaktimi i koeficientit të shpërndarjes tërthore

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për ngarkesat e lëvizshme do të jetë:

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (TS) do të jetë:	$\eta_{LM1-TS}=1.50$
Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (UDL) do të jetë:	$\eta_{LM1-UDL}=0.75$
Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM3 (SV900) do të jetë:	$\eta_{LM3-TS}=1.50$
Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM4 (UDL) do të jetë:	$\eta_{LM4-UDL}=1.00$
Koeficienti i shpërndarjes tërthore për TURMËN do të jetë:	$\eta_{TURMA}=1.66$

6.3.8 Veprimet vertikale të trafikut (EN 1991-2)

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:*

Veprimet vertikale të trafikut të zakonshëm janë:

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: $\alpha_Q Q_k$
- α_Q – janë faktorët rregullues;

Jo më shumë se 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 lëviz 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: $\alpha_Q q_k$
- α_Q – janë faktorët rregullues;

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

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

Pozicioni	Sistemi varg (TS)	Sistemi UDL
	Ngarkesa aksiale Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ose q_{ik}) (kN/m ²)
Korsia 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 22 Tabela 4.2 - Skemë ngarkesa 1: Vlerat karakteristike (bazuar në EC1-2)

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

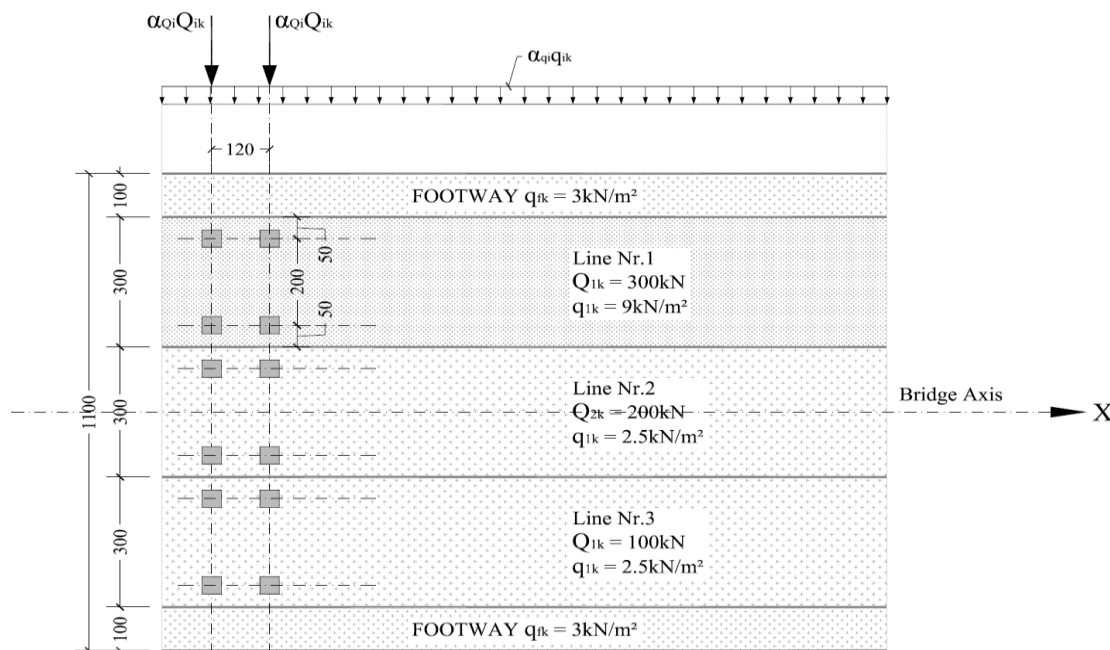


Figura 23 Aplikimi i skemë ngarkesës 1 (LM1) (bazuar në EC1-2)

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

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

- Skemë ngarkesa 2 (LM2):

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

- Skemë ngarkesa 3 (LM3):

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

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

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

- Skemë ngarkesa 4 (LM4):

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

Shënim: Në llogaritjen e traut, janë marrë parasysht modelet e LM1, LM3 dhe LM4.

6.3.9 Veprimet sizmike

6.3.9.1 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.

6.3.9.2 Shpejtimi maksimal referencë i truallit

Vlera e shpejtimit maksimal referencë të truallit për zonën ku do të ndërtohet ura është marrë duke u bazuar në studimet sizmike të kohëve të fundit, veçanërisht sipas publikimit 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.

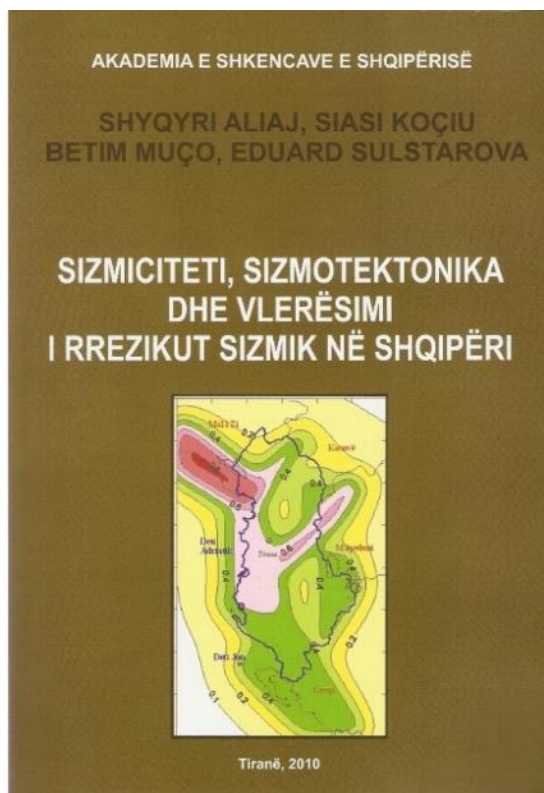


Figura 24 Kapaku e botimit të referuar

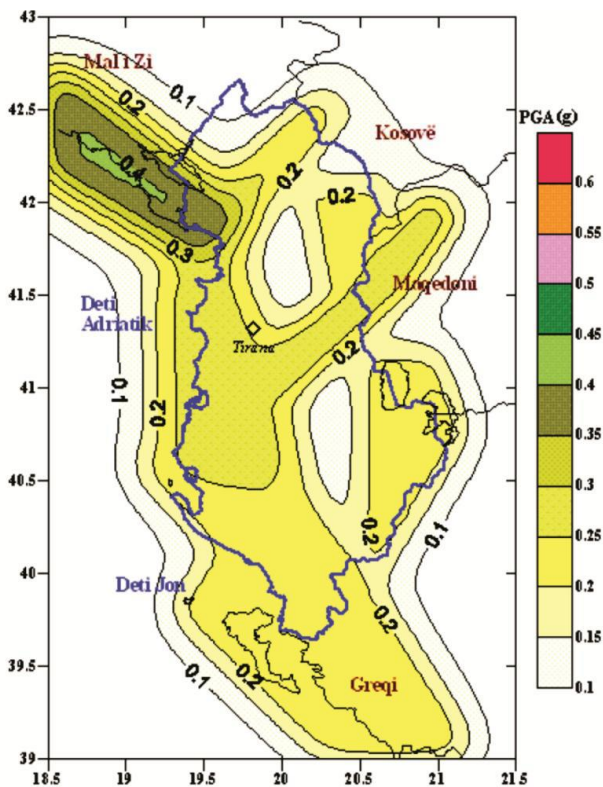


Figura 25 Harta sizmike e Shqipërisë

Shpejtimi maksimal i truallit referencë për Fierin është **PGA=0.271g** për një periudhë rikthimi 475 vjet, sipas EN 1998-1. Mbështetur në rezultatet e studimit gjeologjik dhe gjeoteknike, trualli është i tipit D 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:

- $\beta=0.5$ 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).

6.3.9.3 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 duktiliteti të limituar.

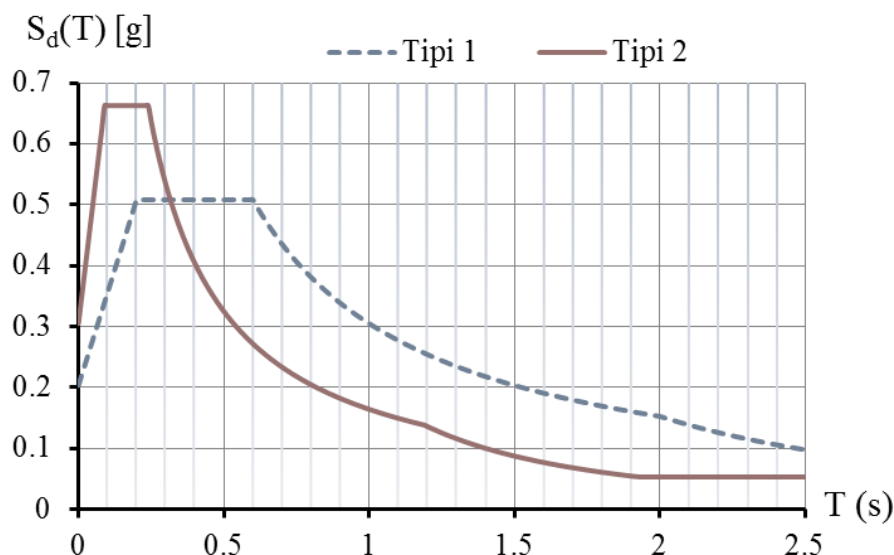


Figura 26 Spektrat projektues të reagimit

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

6.3.9.4 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.

6.3.9.5 Kombinimi i komponentëve të veprimit sizmik

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

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + 0,30E_{Edz}$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30E_{Edz}$$

$$0,30E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + E_{Edz}$$

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.

6.3.10 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:

$$T_{max} = 42^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -25^{\circ}\text{C}$$

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

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

6.3.11 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 $1,0 \text{ kN/m}^2$.

6.3.12 Veprimet aksidentale

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.

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

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

6.3.13 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:

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

$Q_{lk} = 353 \text{ kN}$

Horizontal forces - Characteristic values

Braking and acceleration forces, Q_{lk}

Based in EN 1991-2

Date 11/7/2020 15:41

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

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

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

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

where:

$L =$	29.96	(m)	is the length of the deck or of the part of it under considerations.
$w_1 =$	3.00	(m)	is the width of a notional lane for a road bridge
$\alpha_{Q1} =$	0.80	(-)	is the adjustment factors of some load models on lanes
$\alpha_{q1} =$	0.80	(-)	is the adjustment factors of some load models on lanes
$Q_{lk} =$	300.00	(kN)	is the magnitude of characteristic axle load (LM1) on national lane number i ($i=1, 2 \dots$) of a road bridge.
$q_{lk} =$	9.00	(kN/m ²)	is the magnitude of characteristic vertical distributed load (LM1) on national lane number i ($i=1, 2 \dots$) of a road bridge.
$Q_{lk,max} =$	900	(kN)	is the maximum of the braking force
$Q_{lk,min} =$	180	(kN)	is the minimum of the braking force

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

$$Q_{lk} = 353 \text{ (kN)}$$

NOTE:

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

6.3.14 Materiali mbushës pas ballnave

Materiali mbushës pas ballnave do të jetë material granular me kënd fërkimi të brendshëm $\varphi \geq 35^\circ$ dhe peshë volumore $Y = 19.00 \text{ kN/m}^3$.

6.3.15 Kombinimi i veprimeve

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

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

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

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

$$\begin{aligned} & \gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \gamma_{Fw} \cdot \psi_{0,Fw} \cdot F_W^* \\ & \gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \gamma_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T \\ \gamma_{Gj} = & \begin{cases} 1.35 & \text{për veprimet e pafavorshme} \\ 1.00 & \text{për veprimet e favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 & \text{për veprimet e pafavorshme} \\ 1.00 & \text{për veprimet e favorshme} \end{cases} \\ & Q_c - \text{Ngarkesat e ndërtimit} \\ \gamma_{Gj} = & \begin{cases} 1.05 & \text{për veprimet e pafavorshme} \\ 0.95 & \text{për veprimet e favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 & \text{për veprimet e pafavorshme} \\ 0.00 & \text{për veprimet e favorshme} \end{cases} \\ \gamma_{Fw}, \gamma_T, \gamma_{Sn} = & \begin{cases} 1.5 & \text{për veprimet e pafavorshme} \\ 0 & \text{për veprimet e favorshme} \end{cases} \\ & \psi_{0,Fw} = 1; \psi_{0,T} = 1, \psi_{0,Sn} = 1 \end{aligned}$$

6.3.15.2 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:

$$\begin{aligned} & \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{11} \text{ or } \psi_{21}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \\ & (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + A_d + (\psi_{11} \text{ or } \psi_{21}) \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \psi_{2,T} \cdot T \end{aligned}$$

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

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

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

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

6.3.15.3 Kombinimet e veprimeve për situata sizmike projektuese

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

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

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

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 $\psi_{2,1}=0$.

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

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

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

6.3.15.4.1 Kombinimi karakteristik:

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

Kombinimi karakteristik përdoret normalisht për gjendjet kufitare të pakthyeshme.

6.3.15.4.2 Kombinimi i shpeshtë:

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

Kombinimi i shpeshtë përdoret normalisht për gjendjet kufitare të pakthyeshme.

6.3.15.4.3 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 të strukturës.

6.3.15.4 Kombinimi jo-i-shpeshtë i veprimeve

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

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 këmbësoreve), 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 përmbledhje e faktorëve të kombinimeve dhe faktorëve pjesor të rezistencave për projektimin e ballnave të urës.

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

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

7 LLOGARITJET STRUKTURE

7.1 TË PËRGJITHSHME

Ura e re është projektuar me një hapësirë të vetme dhe me trarë të pasndehur të parapërgatitur b/a që montohen në vend dhe me dy mbështetjet anësore (ballnat) b/a. Më poshtë janë dhënë përshkrimi i përgjithshëm i urës:

- *Urë me hapësirë dritë prej $HD=30.00$ metra, nuk ka nevojë për mbështetje të mesit (pila);*
- *Mbistrukturë e përbërë nga trarë të pasndehur dhe soletë monolite të derdhur në vend;*
- *Seksion tërthor me 4 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor $2.20m$;*
- *Nënstrukturë me ballna b/a të derdhur në vend të mbështetur në pilota të cilat transmetojnë forcat në formacionet e fortë sipas studimit gjeologjik;*
- *Bazuar në studimin gjeologjik, mbështetjet anësore, ballnat do të mbështeten mbi pilota b/a me një thellësi deri në $20.0m$;*
- *Lartësia e mbistrukturës nga niveli maksimal i ujit në kanal nuk përmban problematika;*
- *Kuota e vendosjes së trarëve të rinjë do të jetë e njëjtë me kuotën e vendosjes së soletoneve ekzistuese, në hyrje dhe në dalje të urës do të ketë mbingritje me pjerrësi 5% .*

Kjo zgjedhje u bazua në analizën e kostos, studimin topografik dhe veçanërisht në studimin gjeologjik. Në figurën e mëposhtme tregohet profili gjatësor dhe seksioni tërthor i një ure tip.

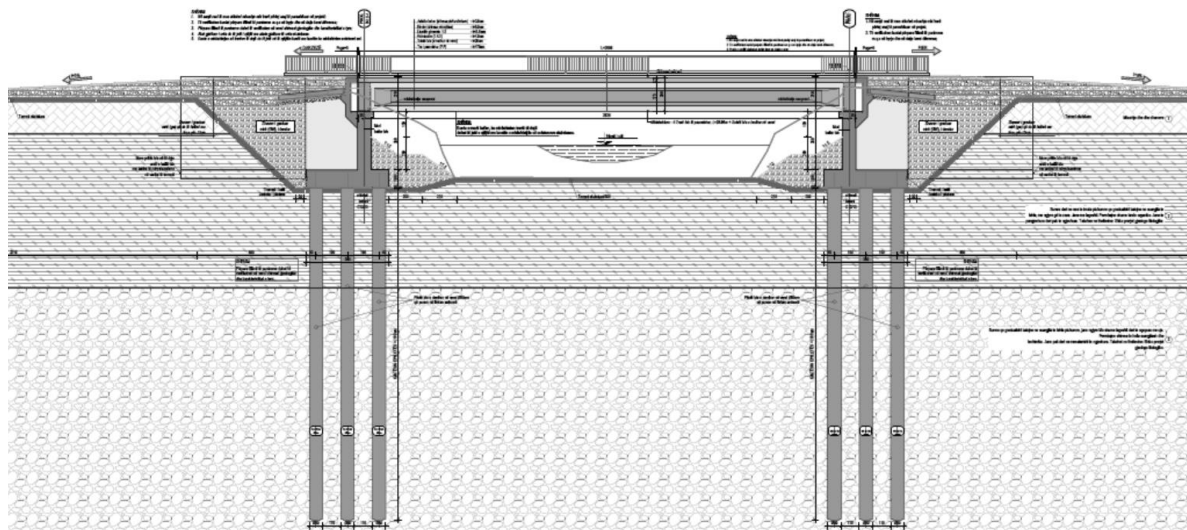


Figura 28 Profili gjatësor

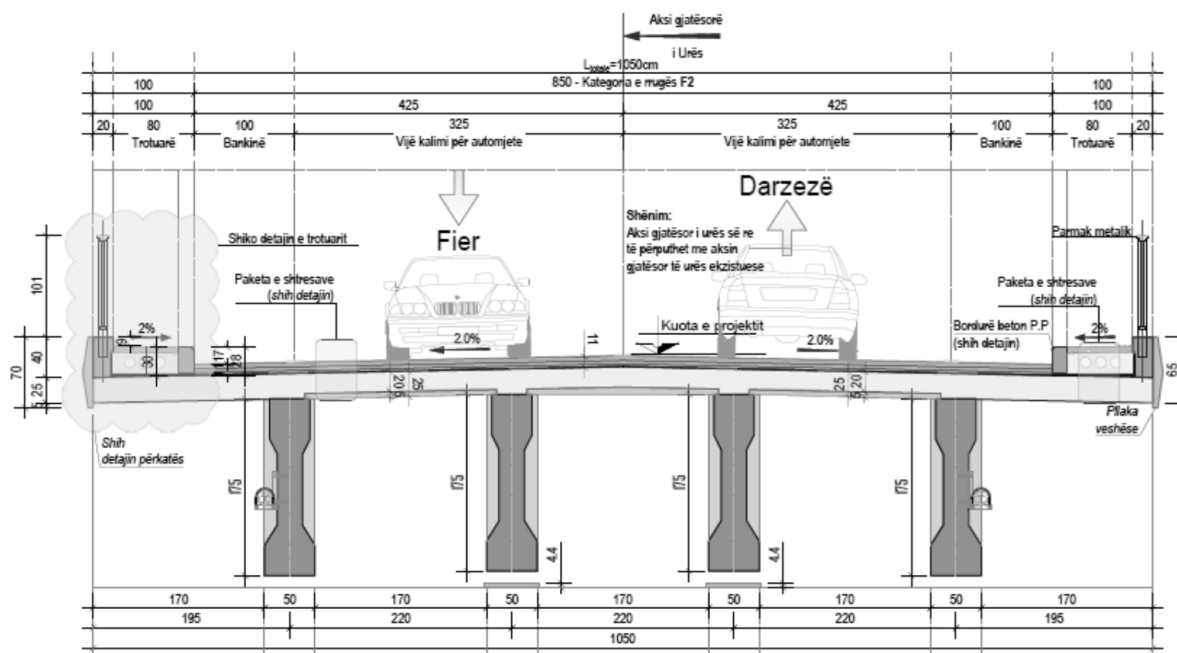


Figura 29 Prerje tërthore

7.2 METODOLOGJIA E KRYERJES SË ANALIZËS

Për shkak se trarët e pasndehur lidhen në mbështetje me diafragma dhe në kokë të tyre me soletë b/a të derdhur 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 levizshme 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:

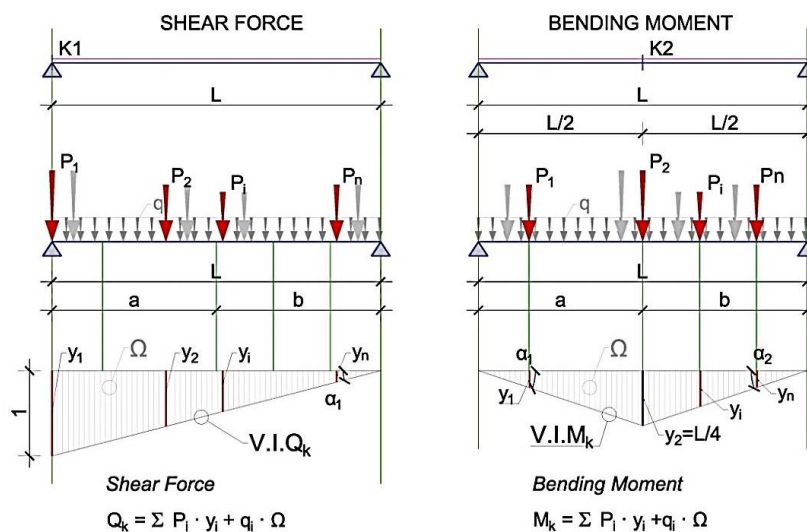


Figura 30 Llogaritja e forcës prerëse në K1 dhe momenti përkulës në K2.

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:

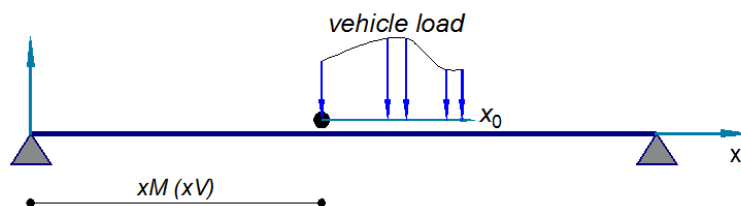


Figura 31 Përcaktimi i xM dhe xV

- $MMax$ – është momenti përkulës maksimal, i cili i korrespondon pozicionit “ xM ” të skemë ngarkesës
- $VMax$ – 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".

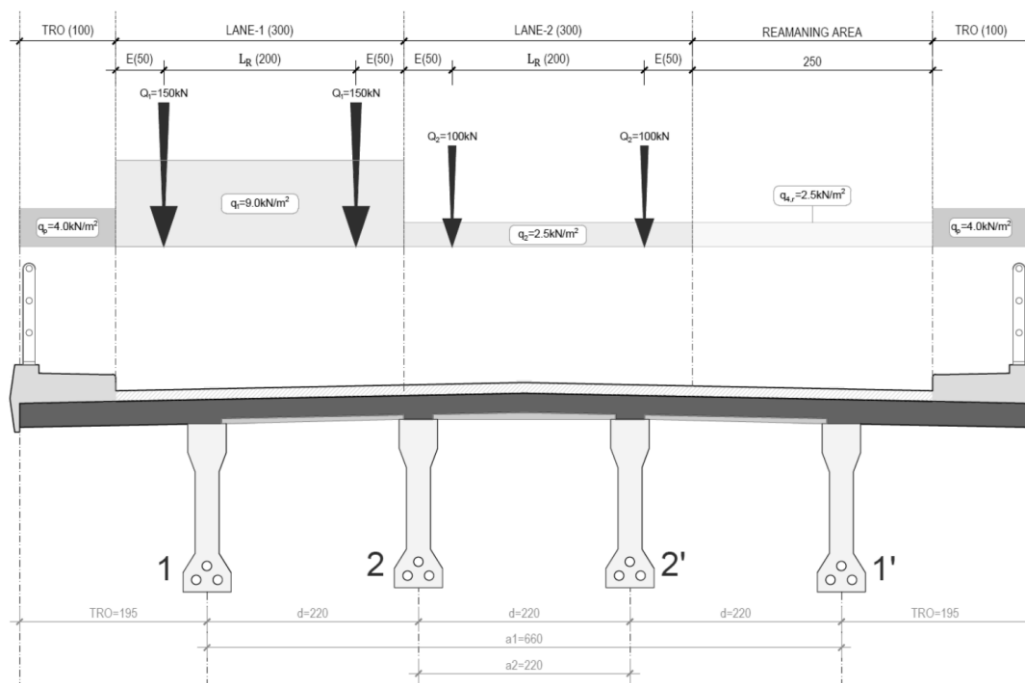


Figura 32 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare

7.4 LLOGARITJA E TRARËVE

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

1. Përcaktohen në mënyrë të saktë karakteristikat gjeometrike të traut
 - *Sipërfaqja tërthore;*
 - *Distancat nga qendra e gravitetit në fibrat e sipërme/poshtme;*
 - *Momentin e inercisë i seksionit të traut;*
 - *Moduli i seksionit;*
 - *Distancat Kern;*
2. Përcaktohen forcat e brendshme në tra nga ngarkesat e përhershme
 - *Momenti përkulës dhe forca prerëse në mes të hapësirës, për traun e anës;*
 - *Forca prerëse në mbështetje, për traun e anës;*
 - *Momenti përkulës dhe forca prerëse në mes të hapësirës, për traun e mesit;*
 - *Forca prerëse në mbështetje, për traun e mesit;*
3. Përcaktohen forcat e brendshme në tra nga ngarkesat e përkohshme;
 - *Momenti përkulës në mes të hapësirës nga LM1;*
 - *Momenti përkulës në mes të hapësirës nga SV900 (LM3);*
 - *Momenti përkulës në mes të hapësirës nga turma në trotuare (LM4);*
 - *Forca prerëse në mbështetje të traut nga LM1;*
 - *Forca prerëse në mbështetje të traut nga SV900 (LM3);*
 - *Forca prerëse në mbështetje të traut nga turma në trotuare (LM4);*
4. Koeficienti dinamik i ngarkesave të lëvizshme
 - Për skemë ngarkesën LM1 (Load Model 1)
 - Për skemë ngarkesën LM3 (Load Model 3)
5. Kombinimi i ngarkesave për secilin rast
 - *Kombinimi themelor (ULS);*
 - *Kombinimi karakteristikë (SLS-CH);*
 - *Kombinimi i shpeshtë (SLS-Fre);*
 - *Kombinimi thuaje i përhershëm (SLS-Quazi);*
6. Llogaritja e forcës së paranderjes P-së (Faza 1)
 - *Kontrolli i sforcimeve në beton, në hapësirë nën efektin e M_{min} ;*
 - *Kontrolli i sforcimeve në beton, në mbështetje;*
7. Llogaritja e humbjeve fillestare në forcën së paranderjes P-së (Faza 1)
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të shkurtimit elastik të betonit;*
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të fërkimit të shufrave;*
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të ankorimit;*
8. Llogaritja e humbjeve afatgjatë në forcën së paranderjes P-së (Faza 2)
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të tkurrjes së betonit;*
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të deform-kohës;*
 - *Llogaritja e humbjes për tkurrjes së çelikut (relaksacione);*
9. Humbjet totale në forcën e paranderjes
10. Llogaritja dhe kontrolli i blloqeve fundore të traut (End blocks)

11. Llogaritja e traut nga forca prerëse;
12. Kontrolli i uljeve në tra;

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

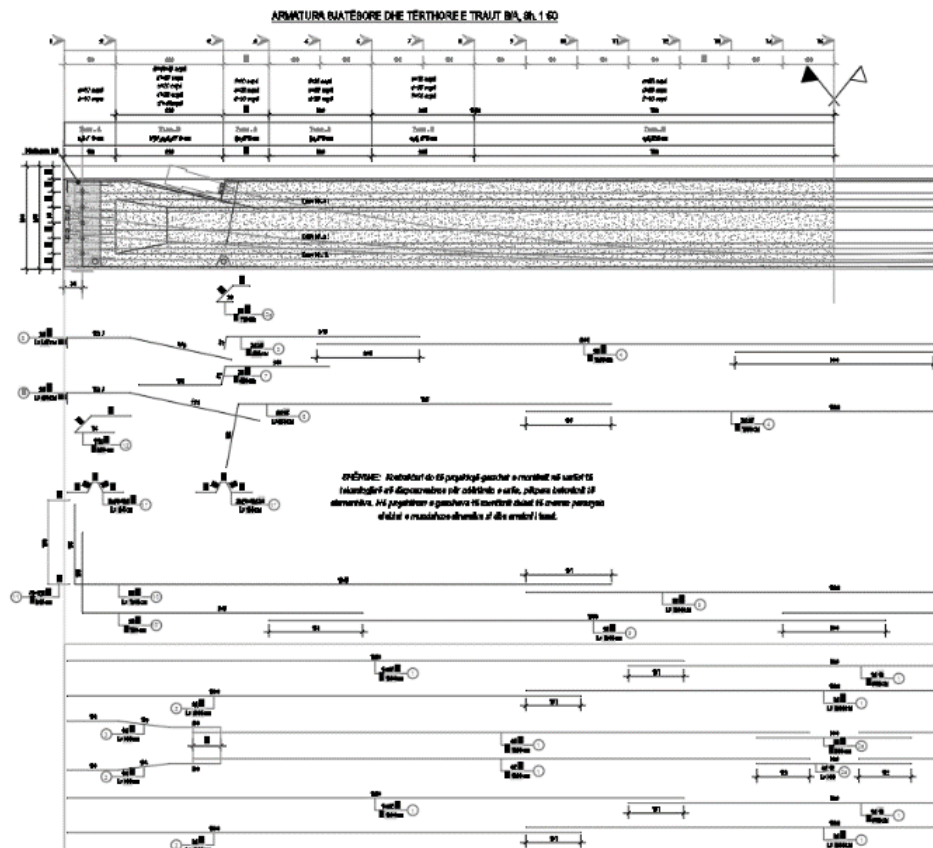


Figura 33 Profili gjatësor i traut me HD=30.00m

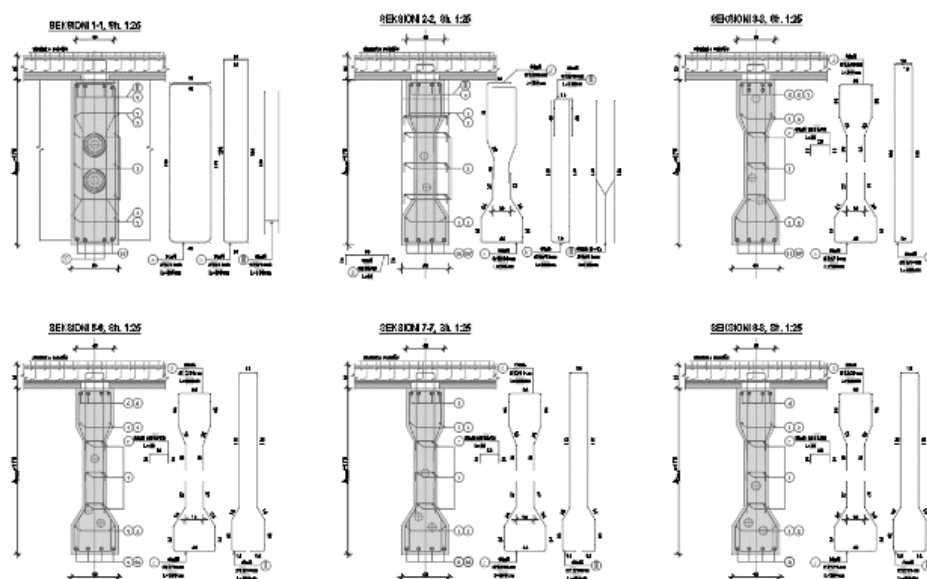


Figura 34 Armimi i seksioneve tërthore

7.5 LLOGARITJA E MBËSHTETJEVE ANËSORË TË URËS (BALLNAT)

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.

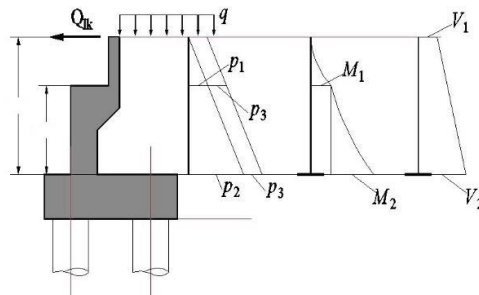


Figura 35 Modeli llogaritës i ballit

Materiali mbushës pas ballnave do të jetë material zhavorr i granular mirë, me densitet të lartë (*Well graded gravel (GW), dense*), me peshë volumore $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ dhe kënd fërkimi të brendshëm $\varphi \geq 35^\circ$. Këndi fërkimit strukturë-material i përdorur në llogaritje është $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 23.3^\circ$. 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 ujërash nëntokësor, për këtë arsye niveli maksimal i ujërave 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). Koeficientet janë marrë në përputhje me EN 1992-1-1.

- Vlera e presionit aktiv është llogaritur sipas metodës së “Coulomb”.
- Vlera e presionit pasiv është llogaritur sipas metodës “Caquot-Kerisel”
- Analiza nën efektin e ngarkesave sizmike 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 dhe 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);
- ✓ Dimensionimi 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 karakteristik SLS të veprimeve (në përputhje me EC2)
- ✓ Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EC2)
- ✓ Verifikimet e shpimit (Punching shear) (në përputhje me EC2)

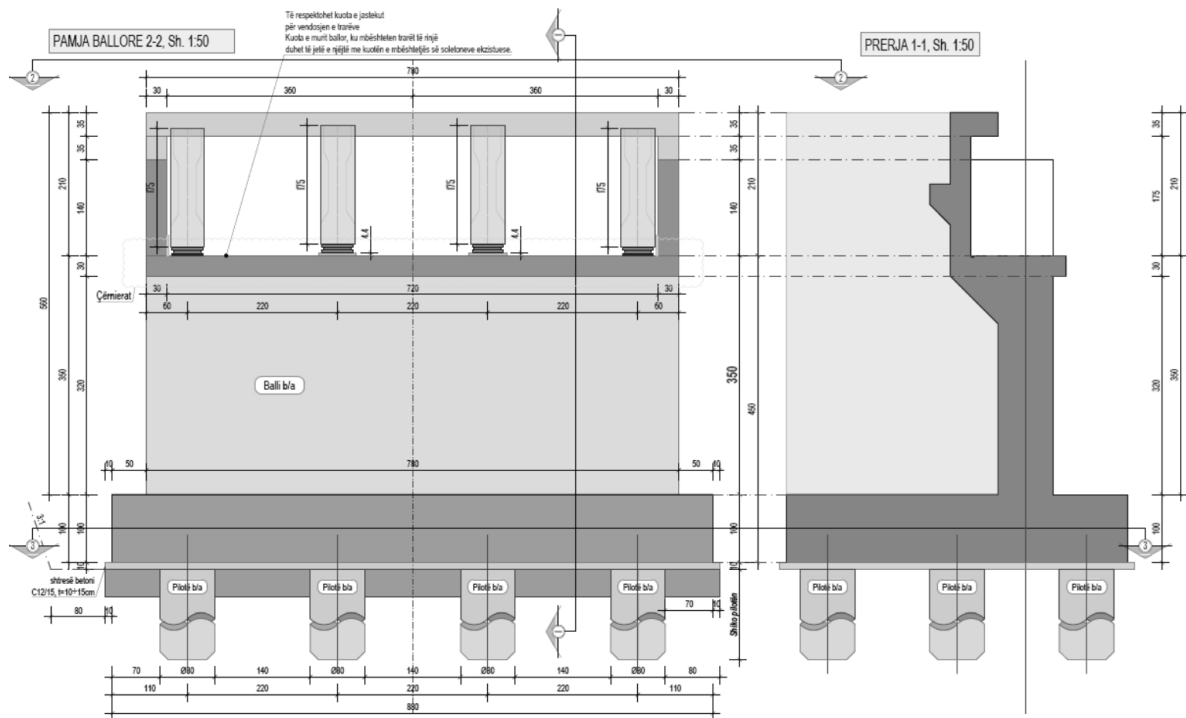


Figura 36 Pamje ballore dhe prerje tërthore e ballit

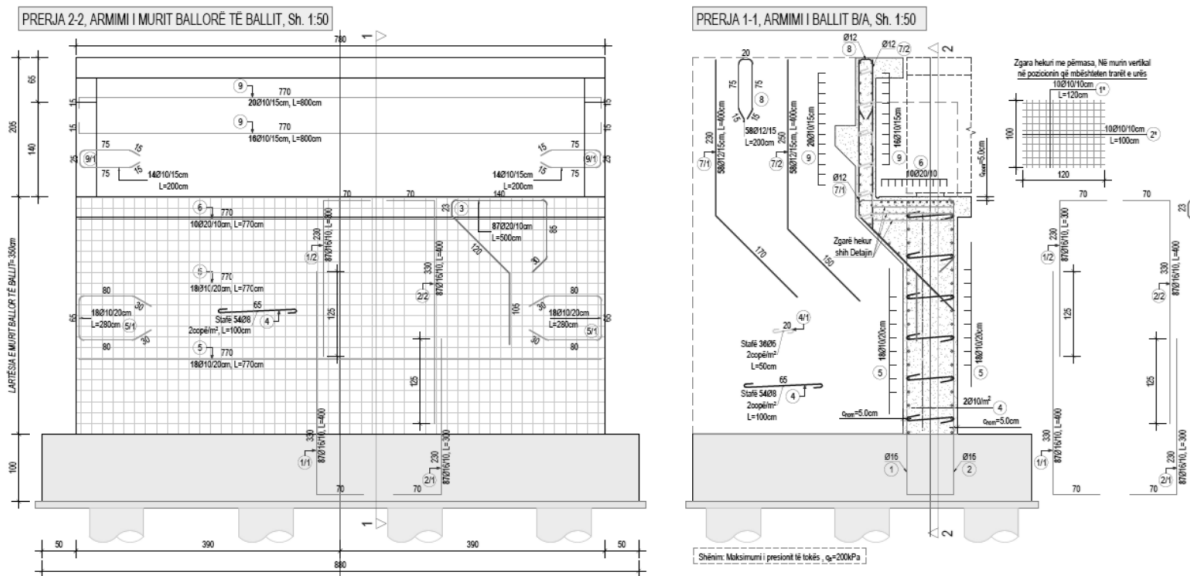


Figura 37 Armimi i ballit në seksionin tërthore

7.6 LLOGARITJA E THEMELEVE TË URËS AUTOMOBILISTIKE (PILOTAT)

Nën ballnat anësorë të urës janë vendosur pilotat me gjatësi 20.00m dhe me diametër 80cm të cilat punojnë si pilota të varura që rezistenca e tyre mbajtëse është nga kontributi i tyre në kokë dhe në fërkimin anësorë. Pilotat janë llogaritur bazuar në studimin gjeologjik të sheshit të ndërtimit dhe ngarkesave që vijnë nga mbistruktura e urës.

Kjo zgjedhje është dhënë bazuar në studimin gjeologjik dhe siguron qëndrueshmërinë e pilotave.

Pilotat janë projektuar me ndihmën e programit **GeoStructural Analysis (GEO5)**.

Më poshtë janë paraqitur llogaritja e pilotave nga programi analizues:

7.6.1 Të dhënat gjeometrike dhe karakteristikat e ngarkesave

Gjeometria e themelit të ballit (mbështetjes anësore të urës) është paraqitur në figurën e mëposhtme, janë bërë emërtimet e akseve X dhe Y. Trarët janë emërtuar nga G1 to G4, pilotat janë emërtuar nga P1-1 në P1-4 dhe P3-1 në P3-4 siç edhe tregohen në figurën mëposhtme:

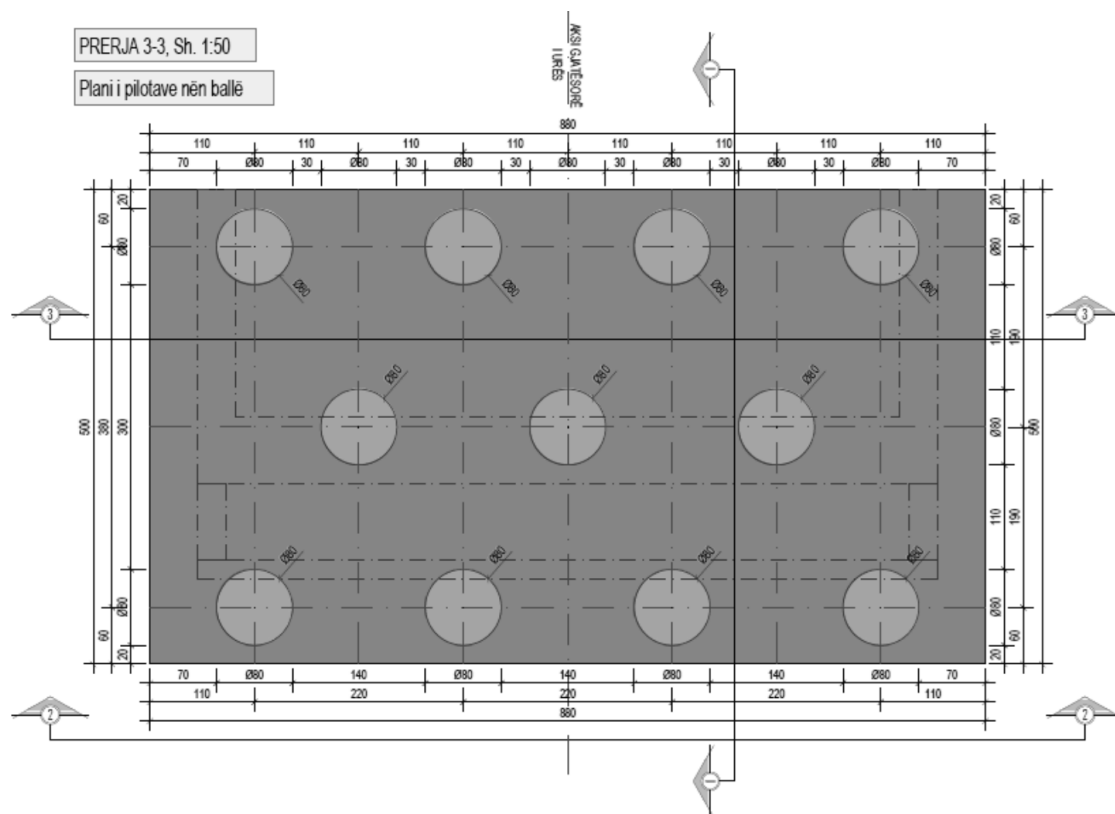


Figura 38 Paraqitja në plan e themelit të pilotave

Themeli i ballit (jastëku i pilotave) përbëhet nga 11 pilota b/a, të vendosura në 3 rreshta dhe në 7 kolona në formë shahu siç tregohen në vizatimin e mësipërm. Distanca aksiale e kolonave është 2.20m dhe e rreshtave të tyre është 1.90m.

Përmasat e themelit të pilotave janë:

$$b_x = 8.80 \text{ m}$$

$$b_y = 5.00 \text{ m}$$

Diametri i pilotave

$$d = 0.80 \text{ m}$$

Numri i pilotave	n_x	=	7
	n_y	=	3
Hapësirat e pilotave	s_x	=	2.20 m
	s_y	=	1.90 m
Trashësia e jastëkut të pilotave	t	=	1.00 m
Gjatësia e pilotave nëntokë	l	=	20.00 m

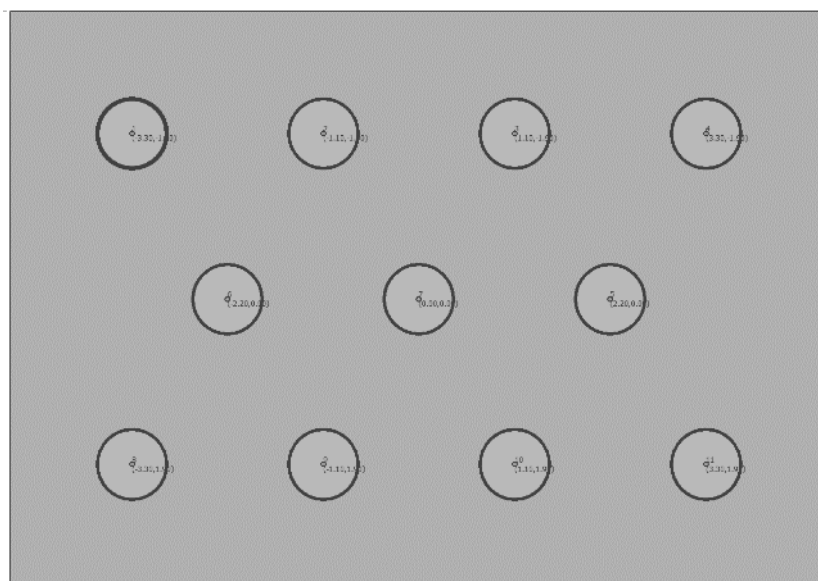
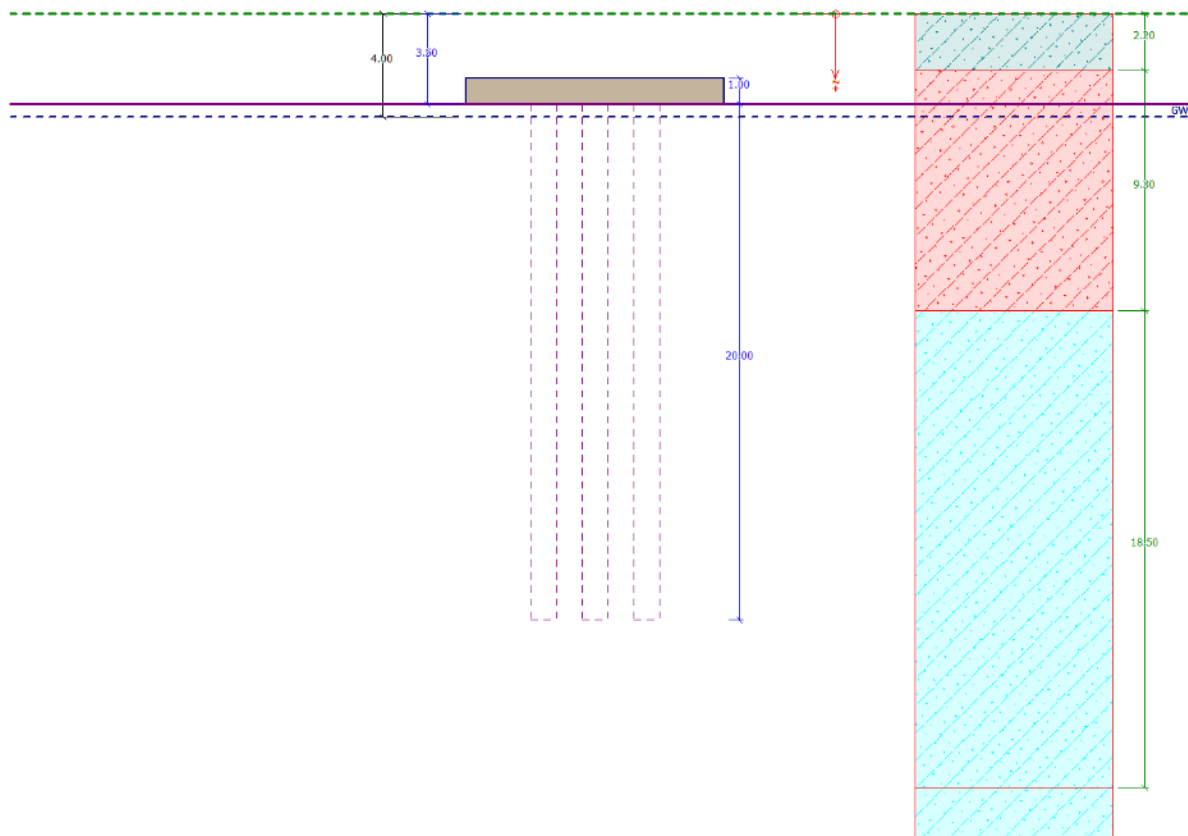


Figura 39 Themeli i pilotave + pilotat (në pamjen ballore dhe nga sipër)

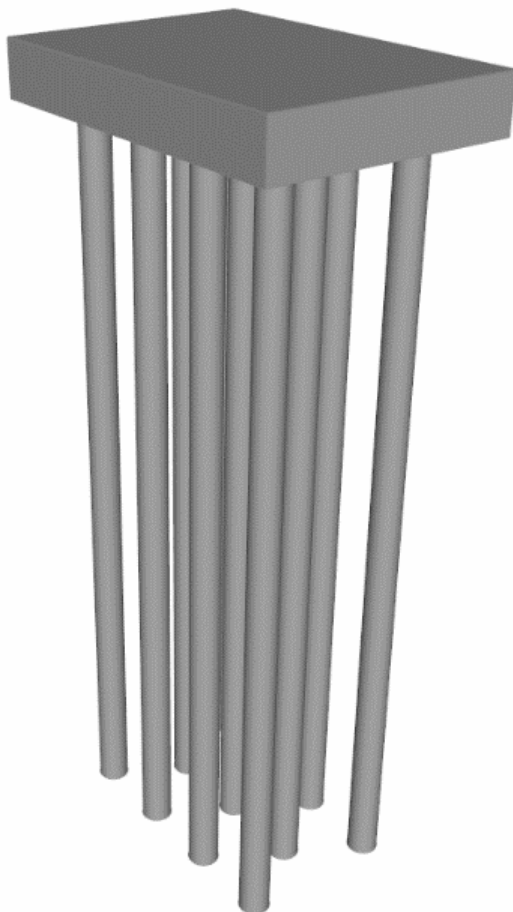


Figura 40 Pamja 3 dimensionale e pilotave dhe jastëkut në kokë të tyre

Ngarkesat karakteristike që veprojnë në jastëkun e pilotave, në qendrën (O) janë përmbledhur siç tregohen në tabelën e mëposhtme:

Tabela 1. Forcat karakteristike që veprojnë mbi jastëkun e pilotave

ELEMENTI	R.V (kN)	Jashtëqëndërsia		Resultantet e forcave (kN; kNm)					
	R (kN)	e_x (m)	e_y (m)	N_G	N_L	M_{xG}	M_{yG}	M_{xL}	M_{yL}
Traut G1	237.74	3.3	1	3824	1427	0	3212.4	1806.5	1426.9
Traut G2	237.74	1.1	1						
Traut G3	237.74	0	1						
Traut G4	237.74	-1.1	1						
Soleta	983.06	-3.3	1						
Shtresat në urë	332.33	0	1						
Shtresave e trotuarit	79.09	0	1						
Shtresave e trotuarit	79.09	4.75	1						
Diafragmave	151.73	-4.75	1						
Parmakut metalike + Bordura b/a	82.39	0	1						
Pllakat veshëse anësore	37.75	0	1						
Muri ballor I ballit	822.00	0	1						
Speronat anësore	306.0	0	-1						
TS-1 (Lane 1)	240.00	3.7	1						
TS-2 (Lane 1)	240.00	1.75	1						
UDL (Lane 1)	323.57	2.75	1						
TS-1 (Lane 2)	160.00	0.75	1						
TS-2 (Lane 2)	160.00	-1.30	1						
UDL (Lane 2)	89.88	-0.25	1						
R.A (Pjesa e mbetur)	93.63	-3	1						
UDL (Trotuare)	119.84	0	1						

Në tabelën e mësipërme janë përfshirë ngarkesat e përhershme që veprojnë në urën por edhe ngarkesat e lëvizshme, siç tregohen në përshkrimin e tyre në tabelë.

Ngarkesa horizontale maksimale (sizmike ose e frenimit) është konsideruar që do të veprojë në qendrën e vijës së kalimin 1 (Lane 1), dhe vlerat për efekt të veprimt të saj paraqiten më poshtë:

Tabela 2 Përcaktimi i efektit të forcës aksidentale të frenimit ose sizmike

Q_{ik} (kN) ^(sizmike)	e_x (m)	e_z (m)	M_z (kNm)	M_x (kNm)
674	2.75	3.5	1853.5	2359

7.6.2 Hapësira ndërmjet pilotave, puna në grup e tyre

Distanca nga qendra në qendër për pilotat është më pak së $3 \times \text{Diametër}$ ($=2.40\text{m}$ për pilotat më diametër 0.80m). Distanca e rreshtave është 1.90m dhe distanca e kolonave të pilotave është 2.2m . Kështu që në llogaritjet e pilotave duhet të merret në konsideratë efekti i tyre i punës në grup, dhe reduktimi i kapacitetit të tyre për shkak të distancës së afërt. Ka disa rekomandime në lidhur me koeficientit e reduktimit të grupit të pilotave në funksion të formës dhe distancës së pilotave në plan.

Për shembull, duke u bazuar në *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units 4th Edition*, për themelet në dhera me kohezion (paragrafi 10.8.3.6.3):

Pavarësisht kontaktit të jastëkut të pilotave (siç është në rastin tonë) me tokën, rezistenca nominale e çdo pilote duhet të reduktohet nga një faktor reduktimi duke e marr me vlerat e mëposhtme:

$\eta = 0.65$ për distancën nga qendra në qendër në 2.5 diametra;

$\eta = 1.0$ për distancën nga qendra në qendër 4.0 diametra ose më shumë;

Për distanca të mesme nga vlerat e dhëna më sipër, vlera e koeficientit të reduktimit përcaktohet duke kryer interpolimin linearë.

Në projektimin e urës është konsideruar rekomandimi i La Barré. Duke u bazuar në rekomandimin e La Barré, koeficienti i reduktimit të rezistencës së pilotave par efekt të punës në grup të tyre llogaritet si më poshtë:

$$\eta_g = 1 - \psi \left[\frac{(n_x - 1)n_y + (n_y - 1)n_x}{90n_x n_y} \right]$$

$$\psi = \arctg \frac{d}{s}$$

ku n_x – numri i pilotave në drejtimin “x”;
 n_y – numri i pilotave në drejtimin “y”;
 s – hapi i pilotave;
 d – diametri i pilotave;

7.6.3 Projektimi i pilotave në grup

7.6.3.1 Zgjidhja analitike

Zgjidhja analitike është bazuar në normat dhe teoritë siç jepen mëposhtë:

Materialet e strukturës:	në përputhje me EN 1992-1-1 (EC2)
Analiza për kushtet e drenimit:	Sforcimet efektive
Efiçensa e pilotave në grup:	La Barré
Metodologjia e verifikimit:	në përputhje me EN 1997
Metoda e projektimit:	1 – reduktimi i veprimeve dhe parametrave të dheut

Faktorët pjesorë janë përmbledhur në tabelën në vijim:

Tabela 3. Faktorët pjesorë për projektimin e pilotave në grup

Faktorët pjesorë në veprime/ngarkesa (A)									
Situata e përhershme e projektimit									
		Kombinimi 1				Kombinimi 2			
		Pafavorshme		Favorshme		Pafavorshme		Favorshme	
Veprimet e përhershme:	$\gamma_G =$	1.35	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Faktorët pjesorë në parametrat e dheut (M)									
Situata e përhershme e projektimit									
		Kombinimi 1				Kombinimi 2			
Faktorët pjesorë në këndin e fërkimit:	$\gamma_\phi =$	1.00	[-]	1.25	[-]	1.00	[-]	1.25	[-]
Faktorët pjesorë në kohezionin efektiv:	$\gamma_c =$	1.00	[-]	1.25	[-]	1.00	[-]	1.25	[-]
Faktorët pjesorë në rezistencën në prerje pa drenim:	$\gamma_{cu} =$	1.00	[-]	1.40	[-]	1.00	[-]	1.40	[-]
Faktorët pjesorë për rezistencën (R)									
Situata e përhershme e projektimit									
		Kombinimi 1				Kombinimi 2			
Faktorët pjesorë në rezistencën e shaftit:	$\gamma_s =$	1.00	[-]	1.30	[-]	1.00	[-]	1.30	[-]
Faktorët pjesorë në rezistencën në bazë:	$\gamma_b =$	1.25	[-]	1.60	[-]	1.00	[-]	1.60	[-]

Faktorët pjesorë në veprime/ngarkesa (A)									
Situata aksidentale e projektimit									
		Kombinimi 1				Kombinimi 2			
		Pafavorshme		Favorshme		Pafavorshme		Favorshme	
Veprimet e përhershme:	$\gamma_G =$	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Faktorët pjesorë në parametrat e dheut (M)									
Situata aksidentale e projektimit									
		Kombinimi 1				Kombinimi 2			
Faktorët pjesorë në këndin e fërkimit:	$\gamma_\phi =$	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Faktorët pjesorë në kohezionin efektiv:	$\gamma_c =$	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Faktorët pjesorë në rezistencën në prerje pa drenim:	$\gamma_{cu} =$	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Faktorët pjesorë për rezistencën (R)									
Situata aksidentale e projektimit									
		Kombinimi 1				Kombinimi 2			
Faktorët pjesorë në rezistencën e shaftit:	$\gamma_s =$	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Faktorët pjesorë në rezistencën në bazë:	$\gamma_b =$	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]

Parametrat e dheut përkatësisht për projektimin e grupit të pilotave janë përmbledhur siç tregohen mëposhtë:

SHTRESA 1

Pesha vëllimore :	γ	=	18.80	kN/m ³
Moduli i deformimit:	E_{def}	=	9.60	MPa
Koef. Puansonit:	ν	=	0.20	
Solid Pesha vëllimore :	γ_s	=	22.56	kN/m ³
Poroziteti <0.0 - 1.0> :	n	=	0.45	
Koef. sforcimeve në taban:	β_p	=	0.35	

SHTRESA 2

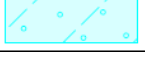
Pesha vëllimore :	γ	=	26.90	kN/m ³
Moduli i deformimit:	E_{def}	=	8.34	MPa
Koef. Puansonit:	ν	=	0.15	
Solid Pesha vëllimore :	γ_s	=	26.90	kN/m ³
Poroziteti <0.0 - 1.0> :	n	=	0.40	
Koef. sforcimeve në taban:	β_p	=	0.30	

SHTRESA 3

Pesha vëllimore :	γ	=	26.55	kN/m ³
Moduli i deformimit:	E_{def}	=	8.74	MPa
Koef. Puansonit:	ν	=	0.15	
Solid Pesha vëllimore :	γ_s	=	26.55	kN/m ³
Poroziteti <0.0 - 1.0> :	n	=	0.41	
Koef. sforcimeve në taban:	β_p	=	0.30	

Profili gjeologjik është përmbledhur në tabelën e mëposhtme (shih studimin gjeologjik).

Profili gjeologjikë

Nr.	Shtresat	Emërtimi i shtresës sipas thellësisë	Modeli
	[m]		
1	2.2	Shtresa 1	
2	9.3	Shtresa 2	
3	18.50	Shtresa 3	
4	-	Shtresa 3	

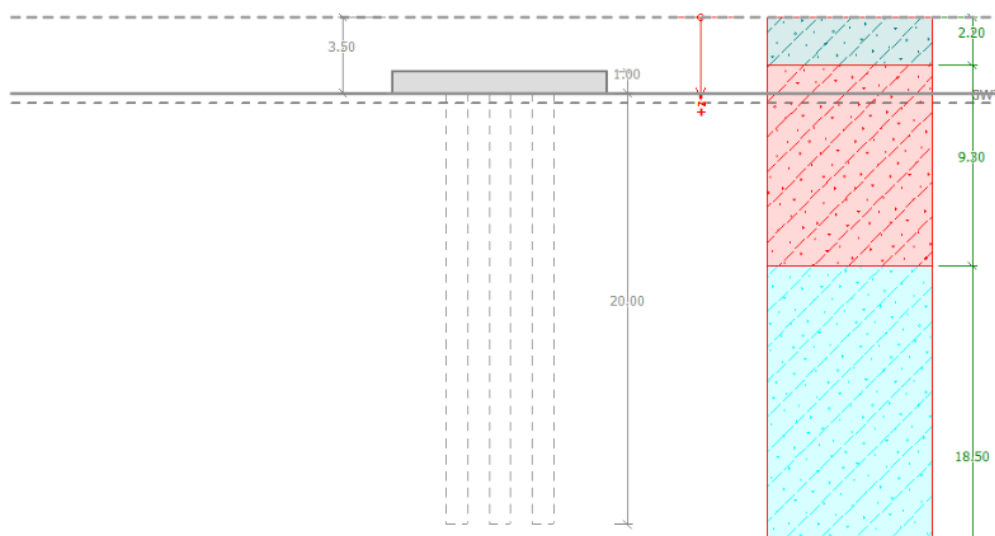


Figura 41 Profili gjatësor i shtresave gjeologjike

Materialet e përdorura për projektimin e pilotave dhe jastëkut të tyre janë siç tregohen më poshtë:

<i>Betoni i pilotave:</i>	<i>C 25/30</i>
<i>Rezistenca cilindrike në shtypje:</i>	$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
<i>Rezistenca në tërheqje:</i>	$f_{ctm} = 2.60 \text{ MPa}$
<i>Moduli i elasticitetit:</i>	$E_{cm} = 31000.00 \text{ MPa}$
<i>Modeli në prerje:</i>	$G = 12917.00 \text{ MPa}$
<i>Klasa e përdorur për shufrat gjatësorë:</i>	<i>B500c</i>
<i>Rezistenca në rrjedhshmëri:</i>	$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
<i>Moduli i reaksionit të tokës është supozuar linear.</i>	

Niveli i ujit nën tokësor është marr me thellësi 2.50m nga kuota e terrenit origjinal.

- Verifikimi për “Projektimi sipas kombinimit 1” – Situata e përhershme e projektimit

Ngarkesat veprojnë në qendër të grupit të pilotave dhe për situatë e projektimit sipas kombinimit 1 janë paraqitur si mëposhtë:

Tabela 4. Projektimi sipas kombinimit 1 – Ngarkesat (përhershme + ndryshueshme)

Nr.	Emërtimi	Tipi	N	M_x	M_y	H_x	H_y	M_z
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	ULS	Design	7089.00	2915.00	6263.00	355.00	0.00	0.00
2	SLS	Service	5251.11	2159.26	4639.26	262.96	0.00	0.00

Koeficienti për sforcimet e lejuara “bearing capacity”: $N_p = 2.00$ (vlerë konservative)

Në llogaritjen e forcës vertikale është përfshirë dhe pesha vetjake e pilotave dhe jastëkut.

Nga llogaritjet e kryera kemi rezultatet e mëposhtme:

<i>Kapaciteti mbajtës anësor i pilotave:</i>	R_s	=	1633.48 kN
<i>Kapaciteti mbajtës në kokë i pilotave:</i>	R_b	=	166.22 kN
<i>Kapaciteti mbajtës vertikal për një pilot:</i>	R_c	=	1799.70 kN
<i>Efikasiteti i punës në grup:</i>	n_g	=	0.69
<i>Kapaciteti mbajtës vertikal për pilotat në grup</i>	R_g	=	13659.69 kN
<i>Forca maksimale vertikale:</i>	V_d	=	12580.21 kN

$R_g = 13659.69 \text{ kN} > 12580.21 \text{ kN} = V_d$

Kapaciteti mbajtës vertikal për grupin e pilotave është i kënaqshëm.

Llogaritja e kurbës së kapacitetit të grupit të pilotave, d.m.th. kurba forcë – zhvendosje.

Maksimumi i zhvendosje së pilotave është pranuar $s_{lim} = 25.00 \text{ mm}$

Tipi i pilotave: Pilota të varura + me mbështetje në kokë

The load – settlement curve is calculated for the following values of Modulus E_s (second modulus of deformation).

Tabela 5. Values of the secant modulus of deformation for deformation analysis

Layer Nr.	E_s [MPa]
1	15.00
10	15.00

Rezultatet e pjesshme të analizës së përcaktimit të kurbës së kapacitetit:

<i>Correction factor for pile compressibility:</i>	$C_k = 0.93$
<i>Correction factor for Koef. Puansonit of soil:</i>	$C_v = 0.76$

Correction factor for stiffness of bearing startuam:	$C_b = 1.07$
Base-load proportion for incompressible pile:	$\beta_0 = 0.06$
Proportion of applied load transferred to pile basë:	$\beta = 0.05$
Influence Koef.s of settlement :	
Basic - dependent on ratio l/d	$I_0 = 0.07$
Koef. of pile stiffness influence	$R_k = 1.12$
Koef. of incompressible layer influence	$R_h = 1.00$
Correction factor on Poisson's ratio	$R_v = 0.84$
Group settlement factor	$g_f = 2.87$
Load at the onset of mobilization of skin friction	$R_{yu} = 17286.89 \text{ kN}$
The settlement for the force R_{yu}	$s_y = 25.0 \text{ mm}$
Total resistance	$R_c = 17286.89 \text{ kN}$
Maximum settlement	$s_{lim} = 25.0 \text{ mm}$
The settlement for maximum service load $V = 5320.74 \text{ kN}$ is 7.7 mm .	

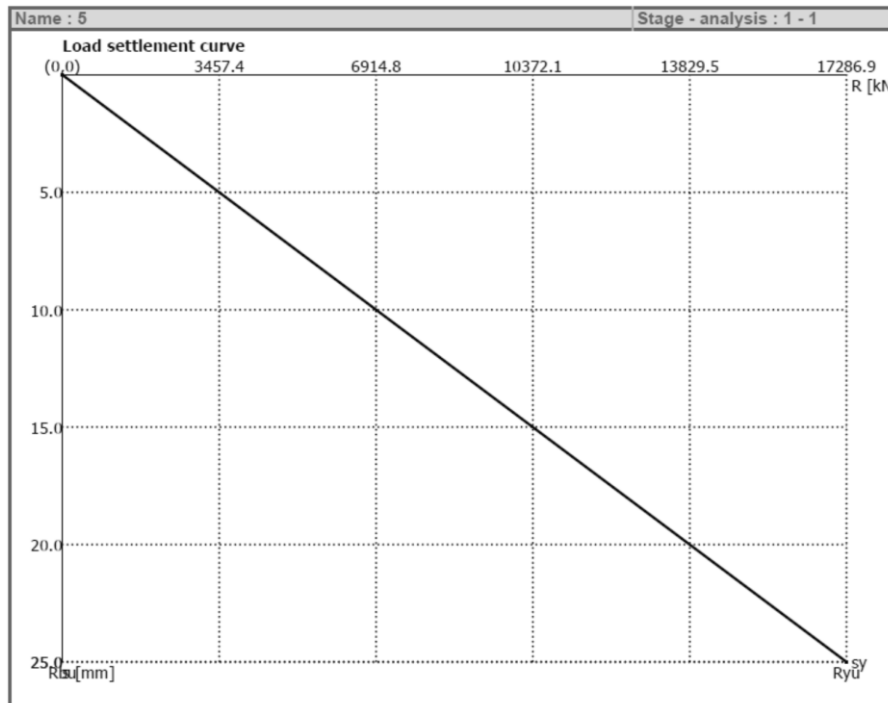


Figura 42 Kurba e kapacitetit (Forcë – Zhvendosje)

7.6.3.2 Zgjidhja me metodën e sustave

Metoda e sustave është përdorur për verifikimin e rezultateve. Parametrat përkatës të dheut për projektimin e grupit të pilotave duke përdorur metodën e sustave janë përmbledhur si më poshtë:

Shtresa 1

<i>Pesha vëllimore :</i>	γ	=	18.80 kN/m ³
<i>Këndi i fërkimit të brendshëm:</i>	φ_{ef}	=	16.00°
<i>Kohezioni i dheut:</i>	c_{ef}	=	25.00 kPa
<i>Moduli i deformimit:</i>	E_{def}	=	9.60 MPa
<i>Koef. Puansonit:</i>	ν	=	0.10
<i>Solid Pesha vëllimore :</i>	γ_s	=	22.56 kN/m ³
<i>Poroziteti <0.0 - 1.0> :</i>	n	=	0.45
<i>Koef. :</i>	k	=	24.00 MN/m ³
<i>Këndi i shpërndarjes:</i>	θ	=	10.00°

Shtresa 2

<i>Pesha vëllimore :</i>	γ	=	26.90 kN/m ³
<i>Këndi i fërkimit të brendshëm:</i>	φ_{ef}	=	20.25°
<i>Kohezioni i dheut:</i>	c_{ef}	=	16.88 kPa
<i>Moduli i deformimit:</i>	E_{def}	=	8.34 MPa
<i>Koef. Puansonit:</i>	ν	=	0.15
<i>Solid Pesha vëllimore :</i>	γ_s	=	26.90 kN/m ³
<i>Poroziteti <0.0 - 1.0> :</i>	n	=	0.40
<i>Koef. :</i>	k	=	24.00 MN/m ³
<i>Këndi i shpërndarjes:</i>	θ	=	12.50°

Shtresa 3

<i>Pesha vëllimore :</i>	γ	=	26.55 kN/m ³
<i>Këndi i fërkimit të brendshëm:</i>	φ_{ef}	=	21.34°
<i>Kohezioni i dheut:</i>	c_{ef}	=	14.60 kPa
<i>Moduli i deformimit:</i>	E_{def}	=	8.74 MPa
<i>Koef. Puansonit:</i>	ν	=	0.15
<i>Solid Pesha vëllimore :</i>	γ_s	=	26.55 kN/m ³
<i>Poroziteti <0.0 - 1.0> :</i>	n	=	0.41
<i>Koef. :</i>	k	=	21.00 MN/m ³
<i>Këndi i shpërndarjes:</i>	θ	=	13.30°

Ngarkesat dhe kombinimet e ngarkesave dhe veprimeve janë njehsoj si në rastin e zgjidhjes analitike që pamë më sipër.

Tipi i pilotave, puna që do të kryhej: pilotë e varur, që punon në fërkimin anësor dhe shtangësia e sustave anësore do të llogaritet nga të dhënat e dheut që u dhanë më sipër. Njya e takimit të pilotave dhe jastëkut të pilotave është marr çernierë.

Moduli i reaksionit të tokës është supozuar linear rreth gjatë gjithë gjatësisë së pilotes.

Verifikimi për “Projektimi sipas kombinimit 1” – Situata e përhershme e projektimit

Nga analiza e kryer jepen rezultatet e mëposhtme:

Forcat e brendshëm maksimale (për të gjitha rastet e ngarkimit) janë si më poshtë:

Forca normale maksimale = -1956.83 kN

Forca normale minimale = 60.83 kN

Momenti përkulës maksimal = 173.73 kNm

Forca prerëse maksimale = 51.20 kN

Zhvendosjet maksimale (vetëm në rastin e ngarkesave të shërbimit)

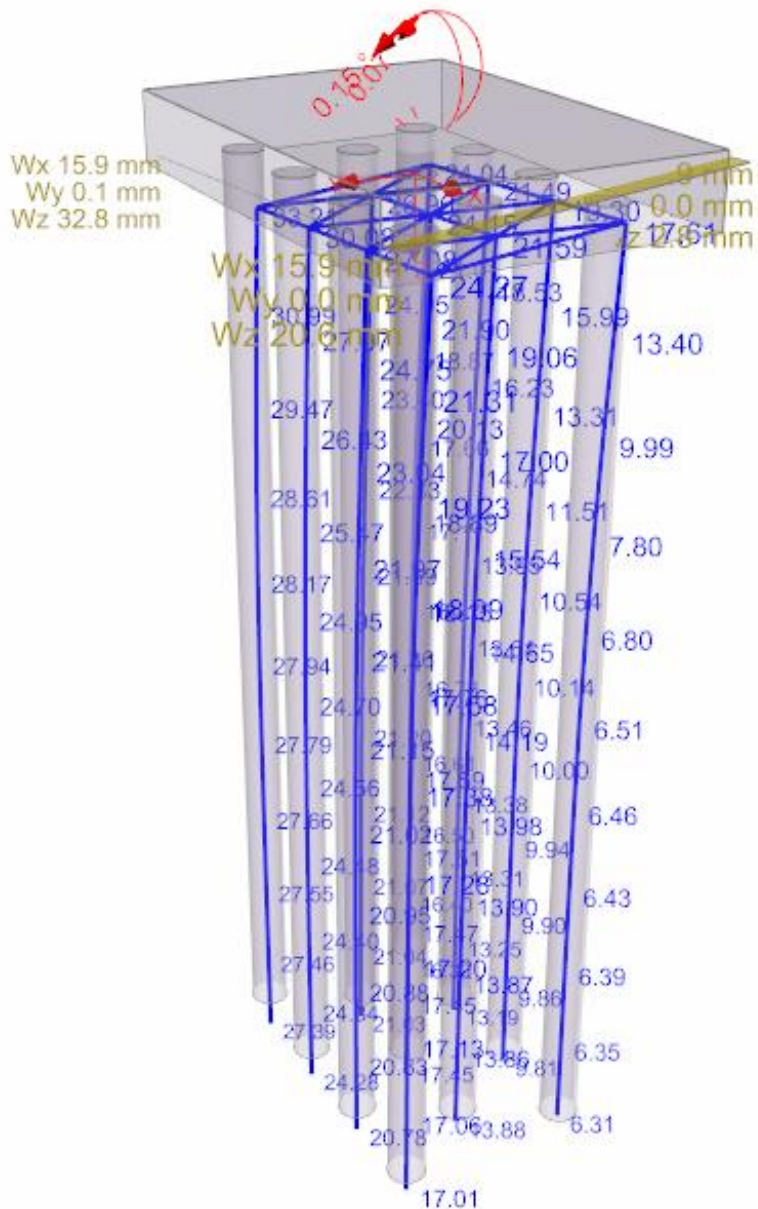
Ulja maksimale = 5.80 mm

Zhvendosja maksimale në kokë të pilotave = 13.9 mm
 Rrotullimi maksimale në kokë të pilotave = 3.7E-02°

Maximum internal forces (all load cases)

Load : 1	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	M _{max} [kNm]	Q _{max} [kN]
pile 1 - 1	-1484.43	-187.50	173.73	51.20
pile 1 - 2	-804.17	-115.52	126.48	33.07
pile 1 - 3	-603.21	-92.91	126.48	33.07
pile 1 - 4	-644.26	-95.48	173.73	51.20
pile 1 - 5	35.16	-23.69	88.25	20.64
pile 2 - 1	-90.82	-28.04	88.25	20.64
pile 2 - 2	-50.48	-11.20	88.25	20.64
pile 2 - 3	-1927.54	-235.85	173.73	51.20
pile 2 - 4	-1120.93	-151.16	126.48	33.07
pile 2 - 5	-919.97	-128.55	126.48	33.07
pile 3 - 1	-1085.70	-143.83	173.73	51.20
Load : 2	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	M _{max} [kNm]	Q _{max} [kN]
pile 1 - 1	-1006.36	-135.14	173.73	51.20
pile 1 - 2	-568.55	-89.01	126.48	33.07
pile 1 - 3	-475.02	-78.49	126.48	33.07
pile 1 - 4	-615.32	-92.31	173.73	51.20
pile 1 - 5	-31.71	10.38	88.25	20.64
pile 2 - 1	-69.25	-23.71	88.25	20.64
pile 2 - 2	-50.48	-11.20	88.25	20.64
pile 2 - 3	-1956.83	-239.02	173.73	51.20
pile 2 - 4	-1249.12	-165.58	126.48	33.07
pile 2 - 5	-1155.59	-155.06	126.48	33.07
pile 3 - 1	-1563.77	-196.19	173.73	51.20
Load : 3	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	M _{max} [kNm]	Q _{max} [kN]
pile 1 - 1	-1218.76	-158.40	133.64	39.38
pile 1 - 2	-659.91	-99.29	97.29	25.44
pile 1 - 3	-505.33	-81.90	97.29	25.44
pile 1 - 4	-572.48	-87.62	133.64	39.38
pile 1 - 5	60.83	-20.70	67.88	15.88
pile 2 - 1	-49.87	-10.50	67.88	15.88
pile 2 - 2	25.17	-24.85	67.88	15.88
pile 2 - 3	-1558.33	-195.60	133.64	39.38
pile 2 - 4	-903.57	-126.71	97.29	25.44
pile 2 - 5	-748.99	-109.31	97.29	25.44
pile 3 - 1	-912.05	-124.81	133.64	39.38
Load : 4	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	M _{max} [kNm]	Q _{max} [kN]
pile 1 - 1	-851.02	-118.12	133.64	39.38
pile 1 - 2	-478.67	-78.90	97.29	25.44
pile 1 - 3	-406.72	-70.81	97.29	25.44
Load : 4	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	M _{max} [kNm]	Q _{max} [kN]
pile 1 - 4	-550.21	-85.18	133.64	39.38
pile 1 - 5	41.76	-22.92	67.88	15.88
pile 2 - 1	-33.29	8.57	67.88	15.88
pile 2 - 2	25.17	-24.85	67.88	15.88
pile 2 - 3	-1580.60	-198.04	133.64	39.38
pile 2 - 4	-1002.18	-137.80	97.29	25.44
pile 2 - 5	-930.24	-129.71	97.29	25.44
pile 3 - 1	-1279.79	-165.09	133.64	39.38

Figura 43 Forcat e brendshme në të gjithë pilotat



Maximum internal forces (all load cases)

Maximum compressive force = -1787.88 kN
 Minimum compressive force = -187.44 kN
 Max. bending moment = 154.40 kNm
 Max. shear force = 45.20 kN

Maximum displacements (only service load cases)

Max. settlement = 27.0 mm
 Maximum horizontal displacement of pile cap = 11.8 mm
 Max. rotation of pile cap = 1.8E-01 °

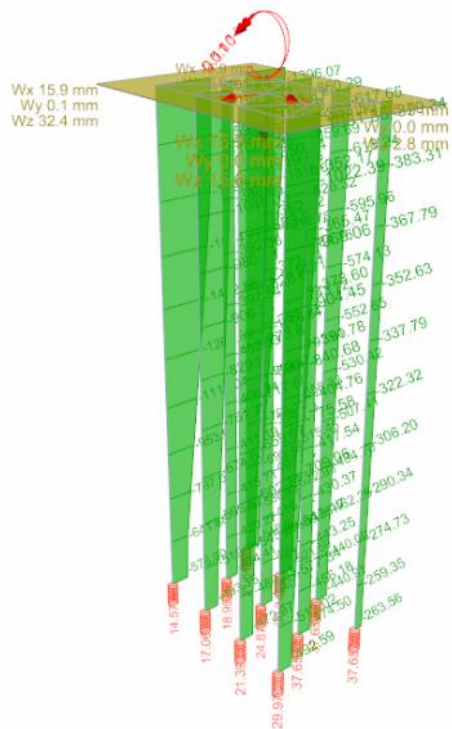


Figura 44 Forca Normale

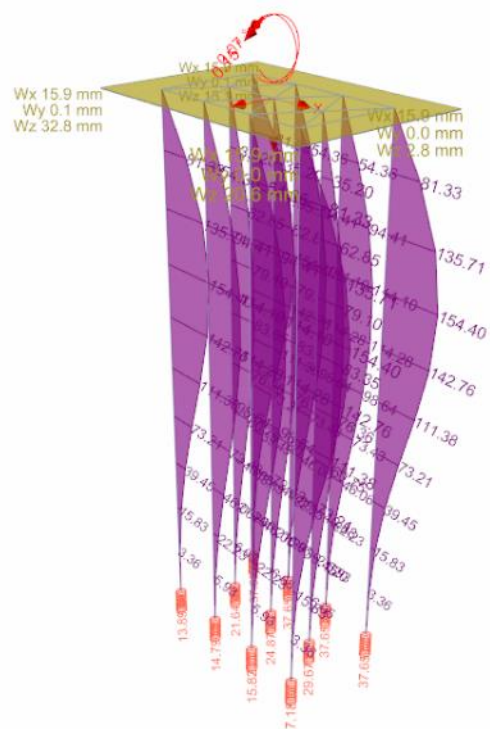


Figura 45 Momenti pērkulēs

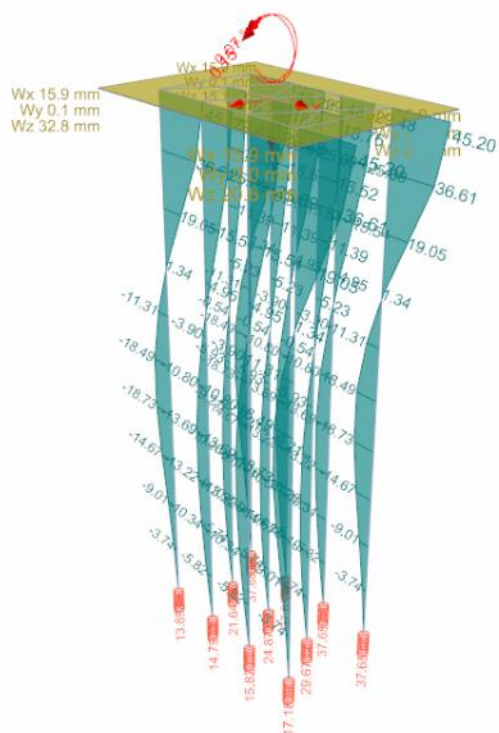


Figura 46 Forca Prerëse

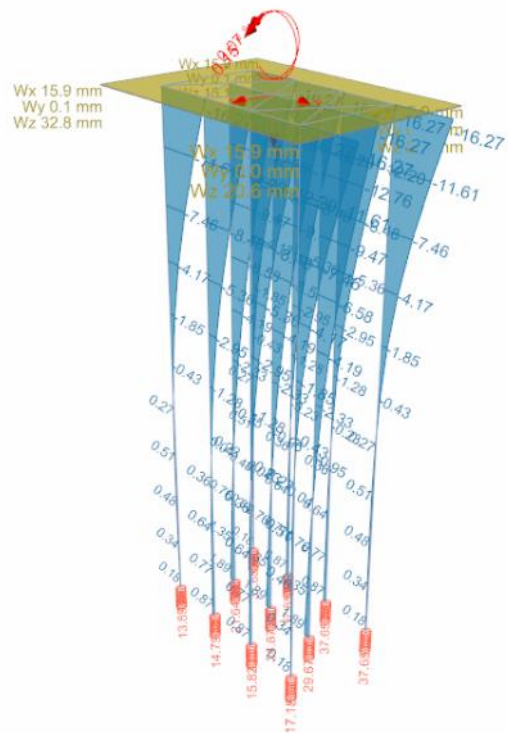


Figura 47 Zhvendosja sipas X

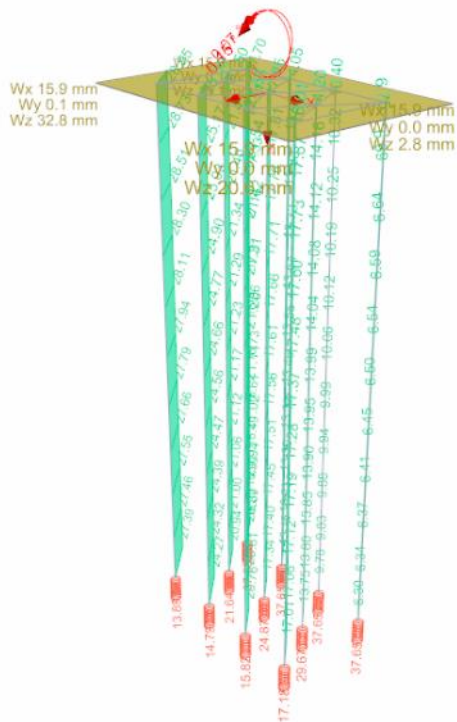


Figura 48 Zhvendosja sipas Z

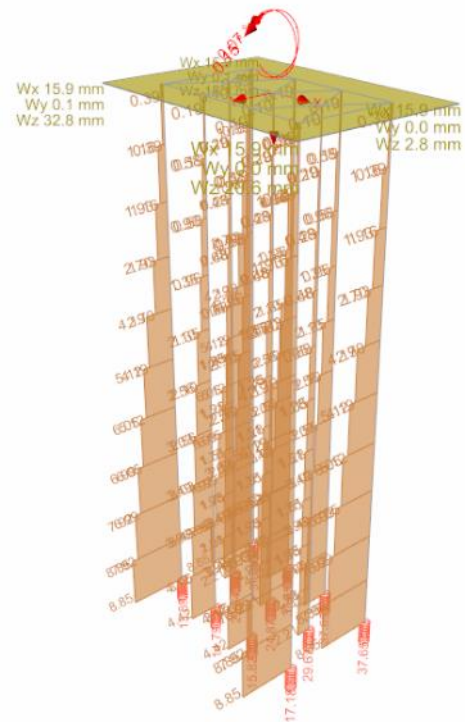


Figura 49 Sustat Horizontale

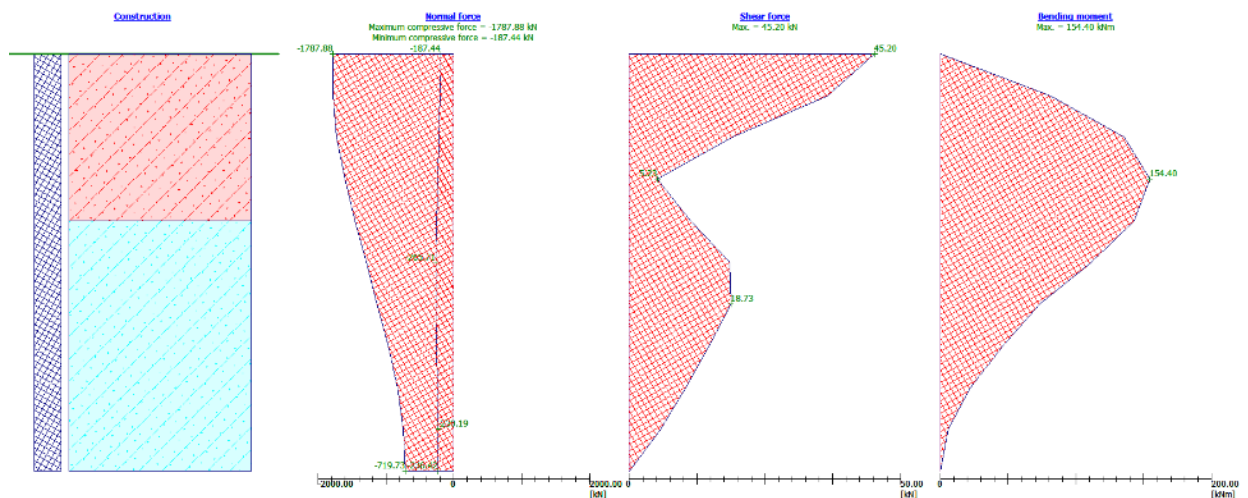
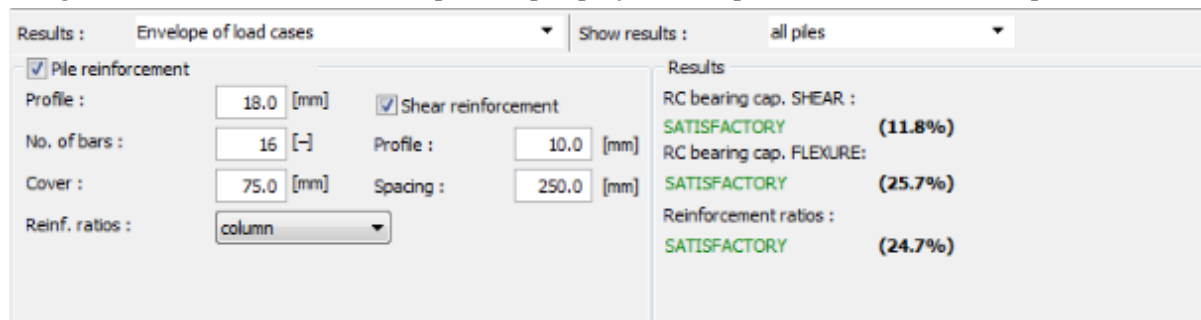


Figura 50 Forcat e brendshme në pilota sipas projektimit sipas komb.1 në situatën e përhershme



7.6.4 Llogaritja strukturore e pilotës

Pilotat poshtë mbështetjeje anësorë janë projektuar me seksionin tërthorë siç tregohet në figurën e mposhtme:

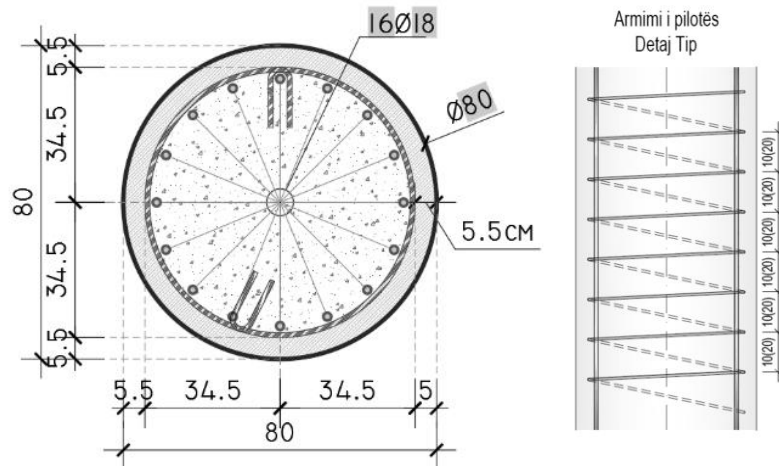


Figura 51 Seksioni tërthor i pilotës së armuar

Armatura përfundimtare e zgjedhur është **16Ø18** (40.72 cm²) siç jepet në figurë. Për betonin e klasës C25/30, gjeometrinë dhe armimin siç tregohet në figurën e mësipërme, më poshtë është dhënë kurba e interaksionit M-N për rastin më të disfavorshëm që llogaritet më përpara:

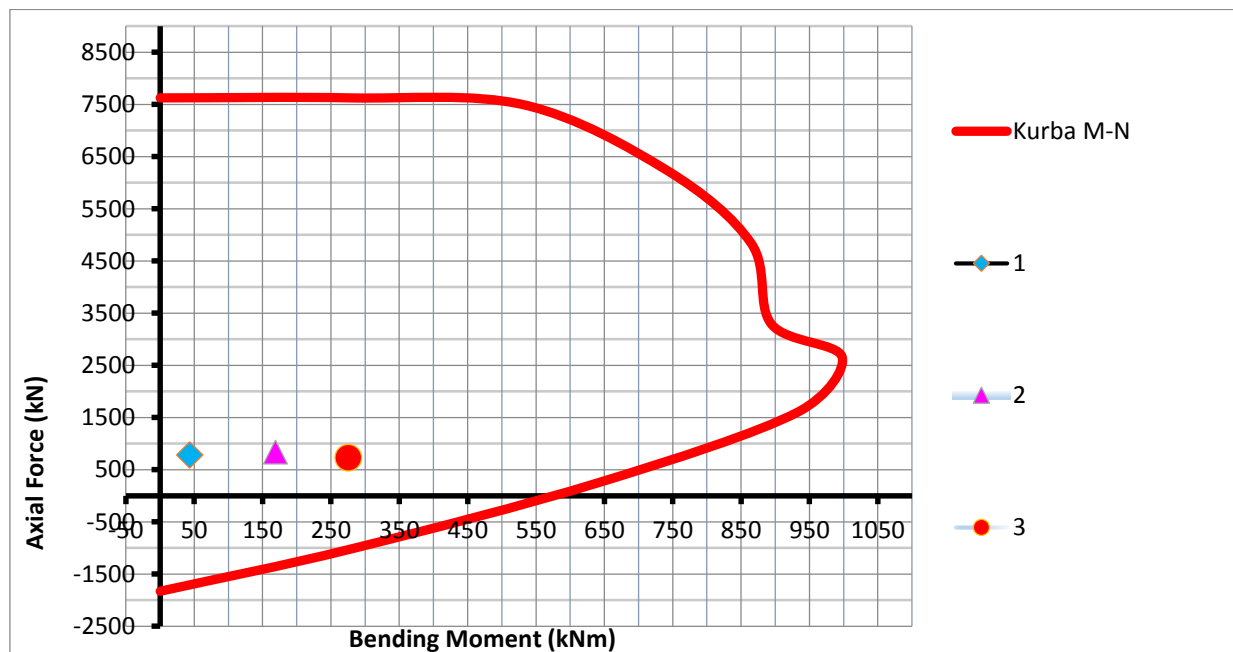


Figura 52 Diagrama e kurbës së interaksionit (Moment përkulës–Forcë aksiale)

Përqindja e armimit për pilotën është: $\rho_L = A_s / A_b = 0.81\%$.

Në kurbën e interaksionit në figurën e mësipërme, janë treguar 3 pika me ngjyra të ndryshme të cilat përfaqësojnë kombinimin e momentit përkulës dhe forcës normale për 3 rastet e studiara me lart. Të gjitha pikat (M-N) ndodhen brenda kurbës së interaksionit, kështu që kapaciteti strukturorë i pilotës është i kënaqshëm.

7.6.4.1 Minimumi i sasisë së armimit

Nuk ka kërkesa specifike për një vlerë minimale të armaturës gjatësore që është specifikuar në EN 1998-2. Armatura minimale për kolonat është specifikuar si në EN1992-1-1: 2004, 9.5.2 (2) dhe është e barabartë me:

$$A_{s,min} = \max (0.1N_{Ed}/f_{yd}; 0,002 A_c) \quad A_{s,min} = 10.0531 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{min} = 0.20\%$$

7.6.4.2 Analiza në prerje

Vlera projektuese $V_{Rd,c}$ për rezistencën në prerje do jepet :

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (N) \quad (EQ-2-2, 6.2.a)$$

Ku :

$$C_{Rd,c} = 0.12$$

$$(EN 1998-2:2005, 5.6.3.3 (2)) \quad d_e = r + (2 \cdot r_s / \pi) = 0.61 \text{ (m)}$$

Krahu i çiftit të forcave të brendshme do të jetë : $z = 0.9 \cdot d_e = 0.55 \text{ (m)}$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 = 1.61$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]} = 1.66$$

$$\rho_l = A_{sl}/b_w d \leq 0,02 = 0.0084$$

$$b_w = 0.80 \text{ (m)}$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.39 \text{ (6.3N)}$$

Forca prerëse në seksionin e pilës do të jetë : $V_{Ed} = 51.7 \text{ (kN)}$

Minimumi i rezistencës projektuese: $V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 310 \text{ (kN)}$

Rezistenca projektuese : $V_{Rd,c} = 394.74 \text{ (kN)}$

Nuk kërkohet armaturë tërthore

7.6.5 Llogaritjet strukturore të jastëkut të pilotave

7.6.5.1 Llogaritja e forcave të brendshëm

Duke përdorur tabelën (Tabela 1. Forcat karakteristike që veprojnë mbi jastëkun e pilotave) ngarkesat më të disfavorshëm që veprojnë në qendër të jastëkut të pilotave do të jenë (kombinimi më I rrezikshëm):

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 1.35 (N_G + N_{Traffic}) = & 7089 \text{ kN;} \\ M_{x,Ed} &= 1.35 (M_{xG} + M_{xTraffic} + M_{xQlk}) = & 2915 \text{ kNm;} \\ M_{y,Ed} &= 1.35 (M_{yG} + M_{yTraffic}) = & 6263 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Për situatën e kombinimit thuaje të përhershëm, ngarkesat që veprojnë në qendër të jastëkut të pilotave jepen si më poshtë:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= (N_G) = & 5251.05 \text{ kN;} \\ M_{x,Ed} &= (M_{xG}) = & 2160 \text{ kNm;} \\ M_{y,Ed} &= (M_{yG}) = - & 4390 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Jasteku u pilotave është modeluar në programin CSI SAP2000 dhe momenti përkulës nga të dyja kombinimet e mësipërme është dhënë në figurat e mëposhtme:

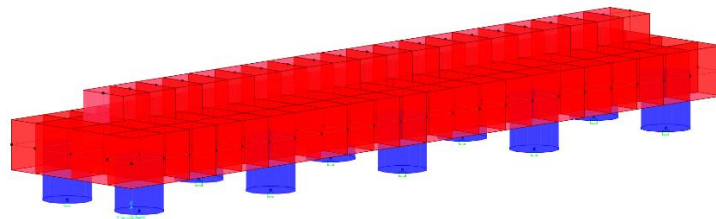


Figura 53 Modeli 3 dimensionale i jastëkut të pilotave

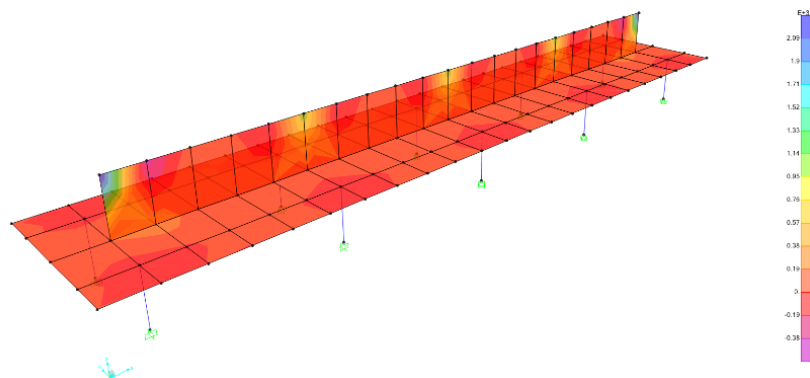


Figura 54 Momenti përkulës sipas aksit Y, kombinimi më I disfavorshëm

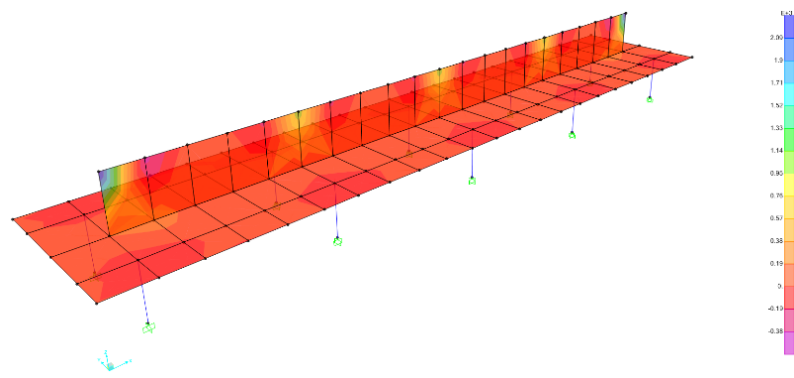


Figura 55 Momenti përkulës sipas aksit Y, kombinimi thuajse I përhershëm

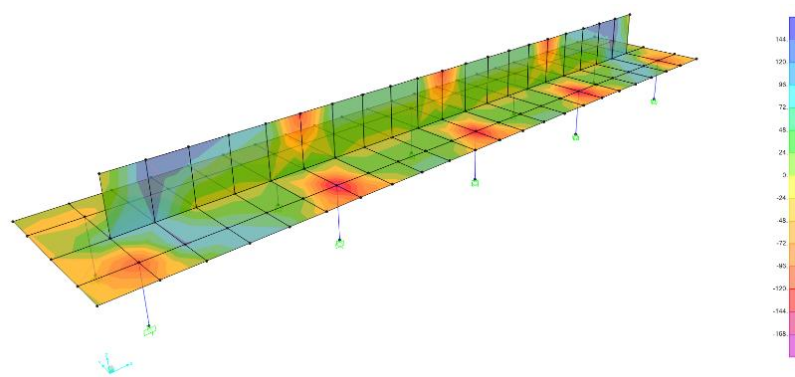


Figura 56 Momenti përkulës sipas aksit X, kombinimi më I disfavorshëm

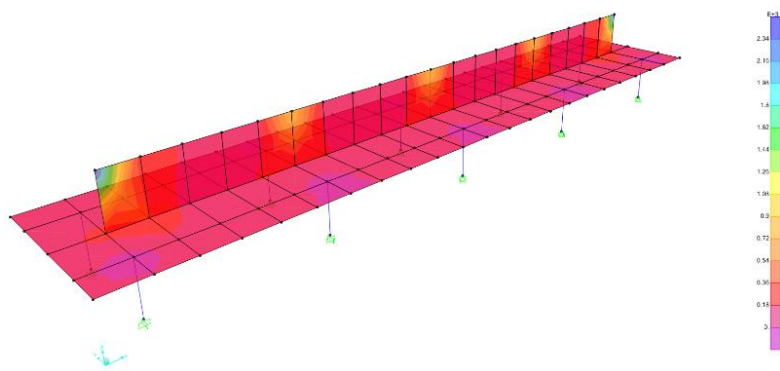


Figura 57 Momenti përkulës përmblendhës për të gjithë drejtimet

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

- ✓ Minimumi dhe maksimumi i sasisë së armaturës gjatësore për kombinimin ULS (në përputhje me EN 1992-1-1)
- ✓ Projektimi dhe kontrolli për forcën prerëse për shkak të ULS (në përputhje me EN 1992-1-1 6.2)
- ✓ Kufizimi i sforcimeve në beton dhe çelik kundrejt kombinimit karakteristikë SLS të veprimeve (në përputhje me EN 1992-1-1)
- ✓ Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EN 1992-1-1)
- ✓ Kontrolli i uljeve dhe përcaktimi i koeficientit L/d (span/depth) (në përputhje me EN 1992)
- ✓ Kontrolli i çpimit të pilotës në jastëkun e pilotave (në përputhje me EN 1992-1-1 (4.10.2.2))

7.7 ELEMENTË TË TJERË TË URËS

Në trotuarin e urës me gjerësi 1.0m, janë të fiksuara kufizuesi vertikal, parmaku metalikë anësorë për këmbësorët. Ndërmjet bordurës së trotuarit dhe parmakut metalik ka një gjerësi prej 0.85m, gjerësi trotuari për kalimin e njerëzve (*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 shumë të shihen detajet në fletët e vizatim përkatëse. Trarët mbështeten në ballna. Mbështetjet e trarëve janë parashikuar prej neoprenësh të tipit *NB 300x400x52mm* të kompanisë ALGA ose ekuivalente. Në hyrje dhe në dalje të urës janë parashikuar vendosja e fugave të delitacionit shih prerjen gjatësore 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 $d=100\text{mm}$, për largimin e ujërave deri në sipërfaqen e tokës.

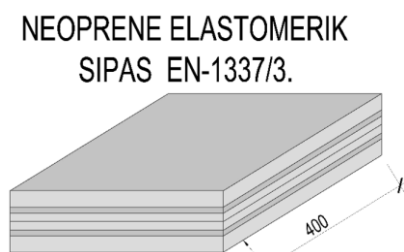


Figura 58 Detaj i neoprenit

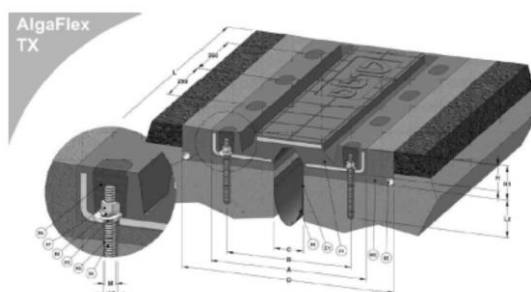


Figura 59 Detaj i fugës delitacioni të urës

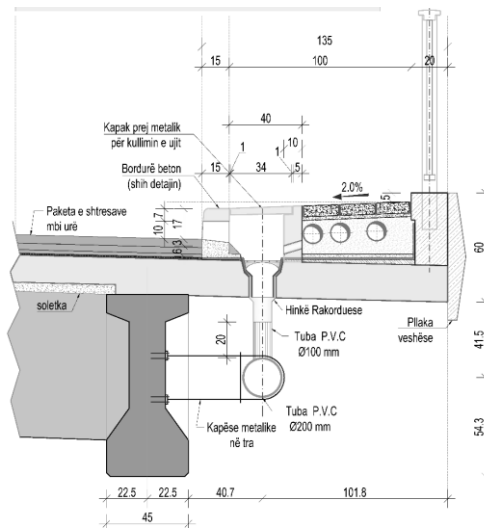
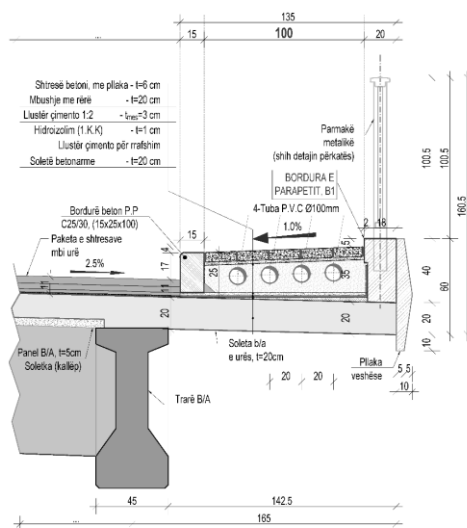


Figura 60 Pamje të trotuarit dhe kullimit të ujërave

8 STUDIMI I SIGURISË DHE SINJALISTIKËS RRUGORE

Studimi i sigurisë rrugore gjatë ndërtimit të urës është një proces shumë i rëndësishëm. Pasi është zgjedhur varianti përfundimtar për ndërtimin e urës së re me 1 hapësira dritë me trarë të pasndehur 30.00m do të bëhet edhe rifreskimi i gjithë sinjalistikës rrugore në përputhje me kërkesat e Kodit Rrugor “Rregullores për Zbatimin e Kodit Rrugor” si dhe Manualit të Sinjalizimit Rrugor.

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

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

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

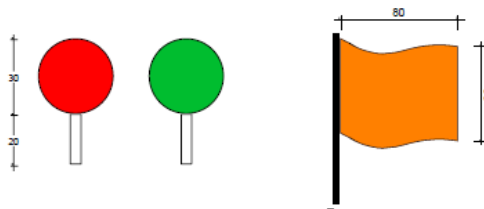


Figura 61 Pajisje për menaxhimin e trafikut

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

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



Figura 62 Disa tabela dhe elementë që nevojiten për sigurinë rrugore

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

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

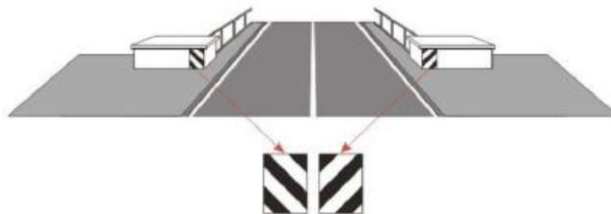


Figura 63 Sinjalistika për pengesë rrugore që tregon ngushtim karrëxhatës



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

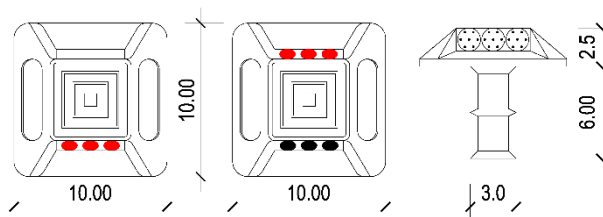


Figura 65 Reflektorë në ura

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



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



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

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 depozitimit të materialeve, fjetoret, mensa, ambientet e tjera ndihmëse, gjeneratori, etj.

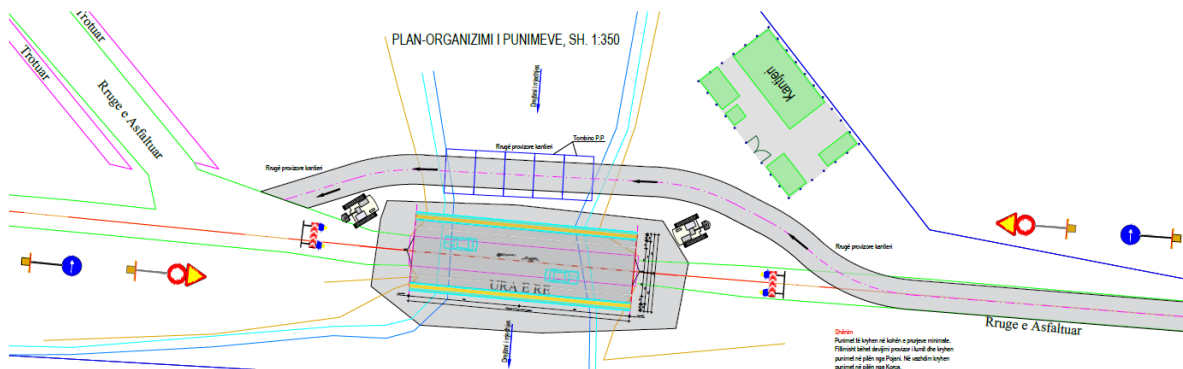


Figura 68 Plani i organizimit të punimeve

9.2 METODOLOGJIA E NDËRTIMIT

1. Ndërtimi i rrugëve të reja ndihmëse për kalimit e mjeteve të punës që do të duhen për ndërtimin e elementëve të rinj të urës siç janë mbështetjet e urës (Ballnat);
2. Prishja dhe çmontimi i gjithë mbistrukturës dhe nënstrukturës ekzistuese. Trarët ekzistuese, ata që paraqiten në gjendje të mirë mund të ripërdoren nga ana e konsulentit përkatës për vepra të tjera pasi gjendja e tyre nuk paraqitet e keqe.
3. Largimi i gjithë materialit në një vend që duhet përcaktuar më përpara nga ana e kontraktorit;
4. Pasi janë çmontuar të gjithë trarët, dhe pasi janë prishur të gjitha mbështetjet e mesit dhe ato anësore, duhet të bëhet pastrimi i shtratit të lumit në hyrje dhe në dalje të urës, nga mbeturinat dhe inertet e grumbulluara përgjatë viteve dhe zhblokimi dhe pastrimi i hapësirave të bllokuara. Për kryerjen e këtyre punimeve, të cilat do të realizohen në kohën e **prurjeve minimale**, kontraktori më parë duhet të realizoj rrugët ndihmëse për futjen e makinerive e materialeve. Pastrimi dhe zhblokimi i hapësirave do të bëhet me ekskavator një kovësh me krah të gjatë në mënyrë që mos të cenohet asnjë element i urës. Pasi është pastruar dhe larguar sasia më e madhe e materialeve, duhet bërë pastrime me mjete më të vogla dhe me krah duke arritur kuotën e parashikuar në projektin fillestar, që bën të mundur funksionimin total të hapësirave të urës.
5. Pas pastrimit fillohet me realizimin e mbështetjeve të reja të urës, ballnat duke respektuar të gjitha dimensionet dhe kuotat që tregohen në projekt.
6. Pas realizimit të mbështetjeve të urës, bëhet vendosja e çernierave të trarëve dhe bëhet montimi i tyre pasi janë betonuar në poligonin e ndërtuar ngjitur me urë. Montimi i trarëve do të bëhet me vinça të veçantë.

7. Pasi janë montuar trarët, bëhet betonimi i soletës b/a në kokë të tyre dhe realizimi i trotuareve anësore të urës;
8. Vendosja e shtresave rrugore mbi urë siç tregohen në projekt duke respektuar të gjithë pjerrësitë e urës.
9. Instalimi i fugave përgjatë gjithë urës siç tregohen në planimetri dhe në detajin e veçantë të fugave;
10. Instalimi i sistemit të plotë të drenazhimit dhe kullimit për largimin e ujërave të shiut, duke vendosur pileta të reja dhe largimi i ujërave do të bëhet nga mbistruktura dhe përgjatë gjithë urës dhe në fund të derdhet në pjesët anësore të urës (ballnat);

9.3 MONTIMI I TRARËVE TË RINJË

Pozicioni i urës është në pozicionin e urës ekzistuese.

Nga pikëpamja gjeologjike vendi i zgjedhur për ndërtimin e urave është i përshtatshëm në kuptimin e vendosjes së ballnave + pilotave që do të mbështeten mbi formacion rrënjësor. Mbështetjet anësore të urës janë elementë b/a me beton të derdhur në vend, që do të thotë që ballnat, themeli i ballnave, pilotat poshtë themelit të ballnave janë struktura që ndërtohen në vend. Elementi që do të jenë të parapërgatitur janë trarët e pasndehur, 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.

SHËNIM: 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.



Për lartësi pile <20.00m



Për lartësi pile >20.00m

Figura 69 Vendosja e trarëve në vepër

10 MATERIALET TË TJERA REFERUESE

Kodi Rrugor i Republikës së Shqipërisë

Rregullore për zbatimin e Kodit Rrugor (2010)

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

Vëllimi 1: Udhëzuesi

Vëllimi 2: Projektimi gjeometrik

Vëllimi 3: Projektimi i dyshemesë

Vëllimi 4: Kullimi

Vëllimi 5: Urat dhe Tunelet, Pjesa I – Urat

Vëllimi 6: Sinjalistika Rrugore

Manuali i Sinjalizimit Rrugor (2007)

Arkivi Qendror Teknik i Ndërtimit (AQTN)

KTP - Kushtet Teknike të Projektimit Shqiptare

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

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

Eurocode 0 (EN 1990) – Bazat e projektimit strukturor

Eurocode 1 (EN 1991): Veprime mbi strukturat

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

Pjesa 1-3: Ngarkesat e dëborës

Pjesa 1-4: Ngarkesat e erës

Pjesa 1-5: Veprimet termike

Pjesa 1-6: Veprimet gjatë zbatimit

Pjesa 1-7: Veprimet aksidentale nga goditjet dhe shpërthimet

Pjesa 2: Ngarkesat të trafikut në ura

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

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

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

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

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

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

Pjesa 1-4: Strukturat prej çeliku të pandryshkshëm

Pjesa 1-5: Elementët strukturorë realizuar me pllaka

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

Pjesa 1-10: 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