



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL  
INSENERITEADUSKOND  
Instituudi nimetus

## **ÖKODUKTIDE TÜÜPLAHENDUSTE VÕRDLU**

### **COMPARISON OF ECODUCT STANDARD SOLUTIONS**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Karl Helgand

Üliõpilaskood 211497EAXM

Juhendaja: Juhan Idnurm

Tallinn 2023

(Tiitellehe pöördel)

## **AUTORIDEKLARATSIOON**

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

Lõputöö alusel ei ole varem kutse- või teaduskraadi või inseneridiplomit taotletud.

Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite tööd, olulised seisukohad,

kirjandusallikatest ja mujalt pärinevad andmed on viidatud.

"....." ..... 2023

Autor: Karl Helgand

/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

"....." ..... 2023

Juhendaja: Juhan Idnurm

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

".....".....2023.

Kaitsmiskomisjoni esimees .....

/ nimi ja allkiri /

## **Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks<sup>1</sup>**

Mina Karl Helgand

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose

Ökodukside tüüplahenduste võrdlus, mille juhendaja on Juhan Idnurm

1.1 reprodutseerimiseks lõputöö säilitamise ja elektroonse avaldamise eesmärgil, sh Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogusse lisamise eesmärgil kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

1.2 üldsusele kättesaadavaks tegemiseks Tallinna Tehnikaülikooli veebikeskkonna kaudu, sealhulgas Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogu kaudu kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni.

2. Olen teadlik, et käesoleva lihtlitsentsi punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile.

3. Kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest ning muudest õigusaktidest tulenevaid õigusi.

---

\_\_\_\_\_ (allkiri)

\_\_\_\_\_ (kuupäev)

---

<sup>1</sup> Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal vastavalt üliõpilase taotlusele lõputööle juurdepääsupiirangu kehtestamiseks, mis on allkirjastatud teaduskonna dekaani poolt, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil. Kui lõputöö on loonud kaks või enam isikut oma ühise loomingu tegevusega ning lõputöö kaas- või ühisautor(id) ei ole andnud lõputööd kaitsevale üliõpilasele kindlaksmääratud tähtajaks nõusolekut lõputöö reprodutseerimiseks ja avalikustamiseks vastavalt lihtlitsentsi punktidele 1.1. ja 1.2, siis lihtlitsents nimetatud tähtaja jooksul ei kehti.

## LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

**Üliõpilane:** Karl Helgand, 211497EXAM

Õppekava, peeriala: EAXM22/23 – Hooned ja rajatised

Juhendaja(d): Juhan Idnurm

**Lõputöö teema:** Ökoduktide tüüplahenduste võrdlus

Comparison of ecoduct standard solutions

### Lõputöö põhieesmärgid:

1. Gofreeritud terasest analoogse lahenduse projekteerimine
2. Ökoduktide tüüplahenduste võrdlemine neljal eri parameetril

### Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Lähtematerjali otsimine	20.04.2023
2.	Võrdluse teostamine	15.05.2023
3.	Magistritöö lõplik vormistamine	19.05.2023

**Töö keel:** eesti keel **Lõputöö esitamise tähtaeg:** ".....".....2023a

**Üliõpilane:** ..... ".....".....2023a  
/allkiri/

**Juhendaja:** ..... ".....".....2023a  
/allkiri/

**Konsultant:** ..... ".....".....2023a  
/allkiri/

**Programmijuht:** ..... ".....".....2023a  
/allkiri/

*Kinnise kaitsmise ja/või lõputöö avalikustamise piirangu tingimused formuleeritakse pöördel*

# SISUKORD

SISSEJUHATUS .....	6
1 ÖKODUKTID .....	7
1.1 Ökoduktid Eestis .....	8
1.2 Ökoduktide kasutus .....	11
2 ÖKODUKTIDE KONSTRUKTSIOONI TÜÜBID .....	14
2.1 Monteeritav betoonist kaarkonstruksioon.....	16
2.2 Monoliitne betoonist kaarkonstruksioon .....	17
2.3 Gofreeritud terasplaatidest monteeritav kaar konstruksioon.....	18
3 EHITUS JA MAKSUMUS .....	21
3.1 Monteeritavatest betoonkaartest ökodukti ehitamine .....	23
3.1.1 Ökodukti ehituse aeg ja maksumus .....	29
3.2 Monoliitbetoonist ökodukti ehitamine .....	30
3.2.1 Ökodukti ehituse aeg ja maksumus .....	30
3.3 Gofreeritud terasplaatidest monteeritava ökodukti ehitamine .....	31
3.3.1 Ökodukti ehituse aeg ja maksumus .....	35
4 CO2 EMISSIOON.....	37
5 ÜLEVAATUS JA HOOLDUS .....	41
5.1 Monteeritavatest kaartest kaarkonstruksiooni hooldamine .....	47
5.1.1 Ülevaatus.....	47
5.1.2 Hooldus .....	48
5.2 Monoliitse betoonist kaarkonstruksiooni hooldamine .....	48
5.2.1 Ülevaatus.....	48
5.2.2 Hooldus .....	49
5.3 Gofreeritud terasplaatidest monteeritava ökodukti hooldamine.....	50
5.3.1 Ülevaatus.....	50
5.3.2 Hooldus .....	51
ANALÜÜS (TÜÜPIDE VÕRDLUS).....	52
KOKKUVÕTE .....	54
SUMMARY.....	56
KASUTATUD KIRJANDUS .....	58
LISA 1. TERASKAARE KANDEVÕIME ARVUTUSED.....	61

# SISSEJUHATUS

Antud magistritöö eesmärk on võrrelda kolme erineva kaarkonstruksioonina rajatud ökodukti eeliseid ja puudusi neljal erineval parameetril.

Käesolevas magistritöös antakse ülevaade ökoduktist kui rajatisest, selle kasutamisest ja võrreldakse kolme erinevat ökodukti kaarkonstruksiooni neljal eri parameetril. Võrreldavateks ökodukti tüüpideks on monteeritavatest kaartest ökodukt, monoliitne betoonist ökodukt ja gofreeritud terasplaatidest ökodukt. Ökoduktide võrdluse aluseks on valitud ehituse maksumus, ehituse kestvus, hoolduse maksumus ja CO2 emissioon. Konstruksiooni võrdlusest on välja jäetud tagasitäite tööd, drenazi lahendused, aedade ehitus ning raudtee ja selle osade ehitust, kuna kaare lahenduse muutmine ei mõjuta eelmainitud ökodukti osade toimimist, ehitust, ehituse aega, ega maksumust.

Eesti taristuehituses on hetkel tavaks tellida kõige soodsam lahendus või äärmisel juhul kõige kiirem lahendus. Sellepärast on töö võrdluses kajastatud nii ehituse maksumust kui ehituse kestvust. Lisaks on kajastatud võrdluses erinevate konstruksioonide eeldatav CO2 emissioon, kuna antud teema leiab maailmas järjest enam kajastust ja suure tõenäosusega on varsti Eestis kohustuslik esitada lisaks projekti ehitusmaksumusele ka CO2 emissiooni arvutus.

Töös on ülevaade kolme erineva rajatise ülevaatuse etappidest, hooldusmeetodite võrdlus ja ennetava hooldusmeetodiga arvestatud hoolduskulude arvutus.

Teema on antud hetkel aktuaalne kuna töö valmimise hetkel käib ka Rail Baltica trassile kavandatud ökoduktide ehitus ja projekteerimine.

Töös on kasutatud järgnevaid arvutiprogramme: MS office, AutoCAD, ViaCon DesignIT ja Bentley STAAD.

Töö lisas on gofreeritud tersest kaarkonstruksiooni kandevõime ja kestvusea arvutused.

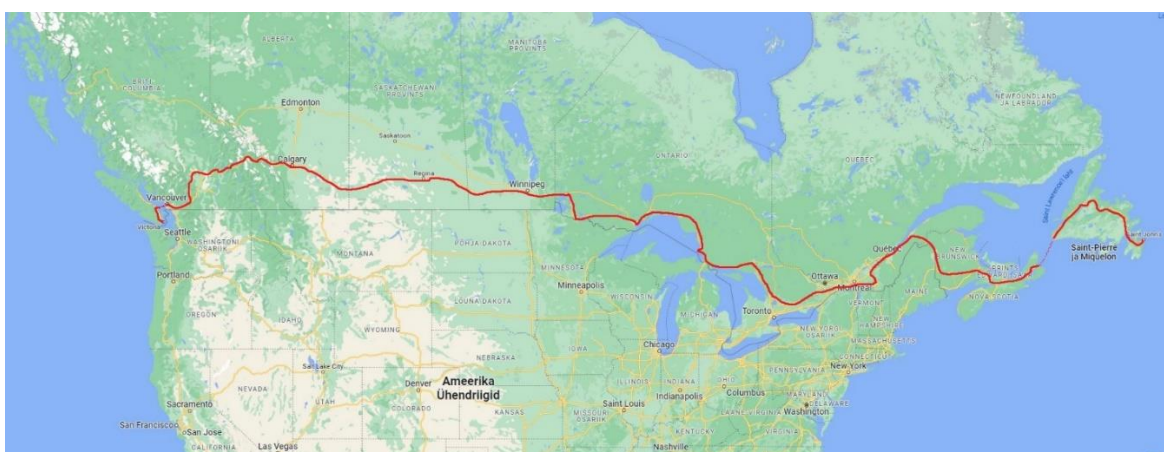
Võtmesõnad: Ökoduktid, rajatised, sillad, Rail Baltica, magistritöö

# 1 ÖKODUKTID

Ökoduktid on taristule ehitatud erirajatised, mis võimaldavad loomadel ületada teid ilma liiklust häirimata või oma elu ohtu seadmata. Ökoduktid peavad olema kaetud loodusliku taimestikuga või pinnase kihiga, ühendades mõlemal raudtee või tee küljel asuvad elupaigad ühtseks ökosüsteemiks. Need võivad olla sillad, tunnelid või muud konstruktsioonid, mis täidavad sarnast eesmärki ja lubavad loomadele liikuda ühest piirkonnast teise. Antud töös käsitletakse ökoduktina üle tee või raudtee ehitatud kaarkonstruktsioone. Ökodukti piirkonnas ei tohiks olla piirdeid ega teisi ehitisi/rajatisi, mis takistaksid loomade liikumist. Selleks, et tagada ökodukti toimimine on väga oluline säilitada looduslikku elupaika ökodukti naabruses ja mitte takistada loomade liikumist. [1]

Ökodukti eesmärk on tagada sidusus väga erinevate liigirühmade populatsioonide vahel, kelle hulka kuuluvad: suured ja väikesed imetajad, nahkhiired, linnud, roomajad, kahepaiksed ja puuvõrades elavad selgrootud, kes kõik on seotud pinnaseelustikuga. Nende konstruktsioonide ehitamine võib olla kulukas, kuid need on oluliseks vahendiks bioloogilise mitmekesisuse edendamisel ja looduslike ökosüsteemide säilitamisel. [1]

Üks polulaarsemaid kohti kus võib ökodukte kohata on Kanadas Trans-Canada maanteel. Vt. Joonis 1.1 Maantee kogu pikkus on 7476 km ja see kulgeb Põhja-Ameerika maailma jao idast läände, lõigates selle kaheks. Maanteel on kokku kuus loomatunnelit ja 35 ökodukti. Kokku teeb see ühe loomatunneli või ökodukti 182 km peale. [1]



Joonis 1.1 Trans-Canada Highway [2]



Foto 1.1 [3]

Yoho Rahvuspargis asuv 33,4 m pikkuse sildeavaga monteeritud betoonkaartest on maailma suurim monteeritud kaar elementidest ökodukt. Vt. Foto 1.1 Konstruktsiooni ehitamiseks polnud võimalik liiklust sulgeda, sest antud ökodukt ületab 3 + 3 sõidurajaga Trans Canadian kiirtee, mis on Kanada suurima liiklusega tee. Varasemalt on samal kiirteel rajatud kahe väiksema sildeavaga ökodukte, aga kuna antud projekt oli British Columbia ja Alberta osariigi piiril, siis tuli lahendada projekt ilma liiklust sulgemata. Antud projekti kohta võib öelda, et konstruktsiooni tüübi valikul on lähtutud eelkõige ehituse kiirusest. [3]

## 1.1 Ökoduktid Eestis

Eestis on ökoduktid veel suhteliselt uus nähtus ning neid on rajatud vaid mõned üksikud. Esimene ökodukt rajati 2014. aastal Tallinn – Tartu maanteel, et võimaldada metsloomadel tee ületus ning tagada nende liikumisvabadus. Lisaks ökoduktidele on Eestis rajatud ka loomadele mõeldud käiguteid ja tulleid, et tagada loomadele liikumisvõimalus maanteedega ristuvate alade alt. [4]

Kuigi ökoduktide rajamine on Eestis uus nähtus, on need olulised selleks, et vältida loomade ja inimeste vahelisi kokkupõrkeid ning tagada loomadele piisav liikumisvabadus nende looduslikus elupaigas. Ökoduktide rajamine on üks võimalus säilitada bioloogilist mitmekesisust ning tagada, et inimese ja looduse vahel oleks tasakaal.



Hetkel on rajatud riigiteedele kokku viis ökodukti, neist viimane valmis 2022 aastal. Riigiteedel ehitatud viiest ökoduktist neljal on kaarelemendiks gofreeritud teraskaar ja ühel juhul on ökodukt monoliitsest betoonist konstruktsioon. [5]

Kolu ökodukt on Eesti esimene ökodukt, mis valmis 2014 aastal. Ökodukt asub Tallinn – Tartu maanteel. Rajatis koosneb neljast gofreeritud teraskaarest ja ületab kokku kuus sõidurada. Rajatise laius pealt on 50 meetrit. [4]

Teine ökodukt valmis 2014. aastal Kohatu külas, Tallinn – Pärnu maanteel. Hetkel on see ainuke ökodukt mis on rajatud Tallinn- Pärnu maanteele. Kohatu ökodukt on kahe avaline gofreeritud kaartest konstruktsioon, mille alt jookseb läbi 2+1 maantee. Kohatu ökodukt on Eestis ainulaadne sellepolest, et rajatisel asub lisaks loomade ülekäigule veel autotee, mis on mõeldud kohalikele inimestele. [6]

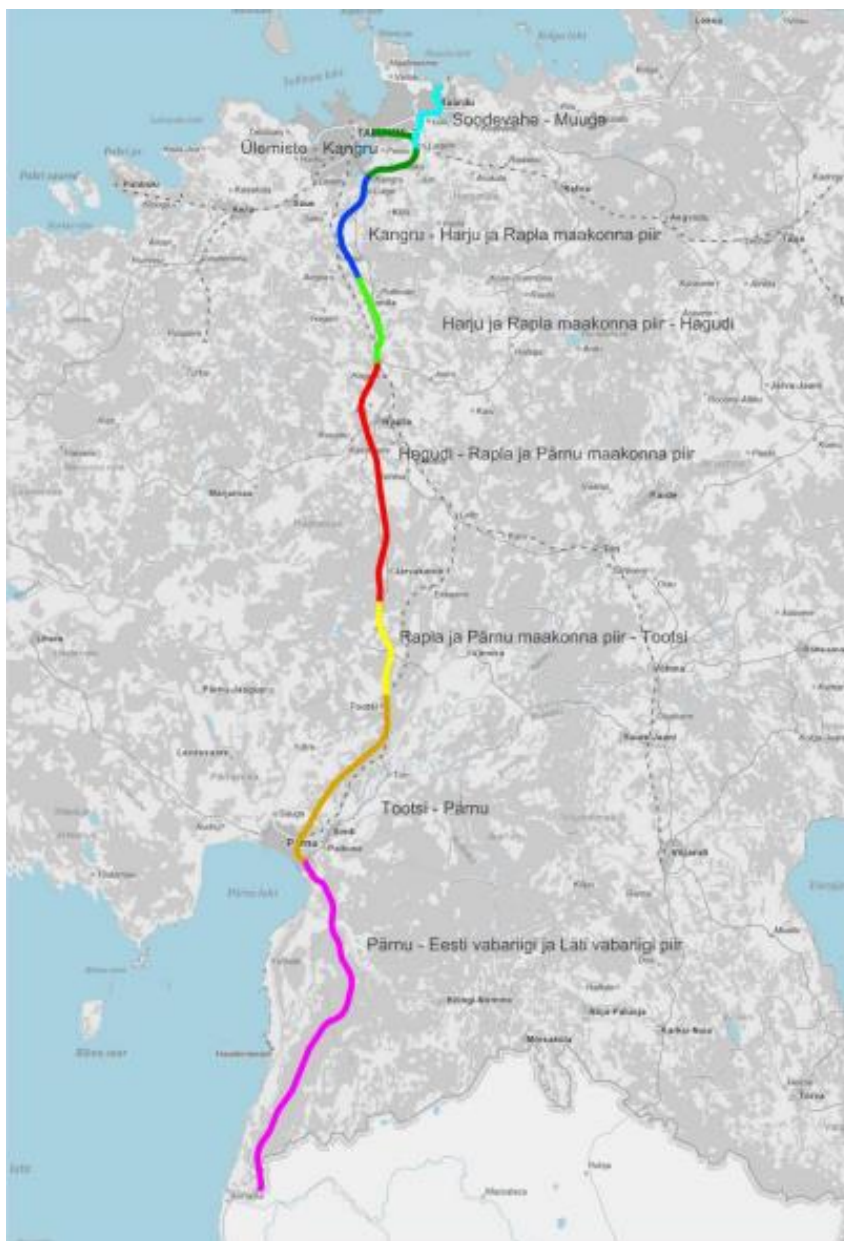
2020. aasta 14. augustil avati Tallinna–Tartu maanteel uus Kose-Võõbu 23 kilomeetri pikkune neljarajaline teelõik. Teelõigule jäävad Rõõsa ja Nõmmeri ökoduktid, mis on mõlemad kaheavalised gofreeritud teraskaartest. Terakaared ületavad 2+2 maanteed. [7]

Puiatu ökodukt on esimene Eesti ökodukt mis rajati üle nelja sõiduraja. Vt foto 1.2 Algselt oli kahe avaline Puiatu ökodukt projekteeritud gofreeritud teraskaartest, nagu ka eelnevad, aga töövõtja initsiatiivil projekteeriti lahendus ümber monoliitbetoon lahenduseks. Rajatise suurema kaare sildeavaks on 26.26m. Antud lahendus oleks olnud valmimisel Euroopa suurima sildeavaga gofreeritud teraskaar lahendus. Puiatu ökodukt valmis 2022. aasta lõpus. [8]



Foto 1.2 GRK eesti [5]

Hetkel käimasoleva RailBaltia raudteehituse projekti raames on plaanitud ehitada 213 km pikkuse raudtee trassile 24 ökodukti. See teeb keskmiselt ühe ökodukti ca 9 km lõigu peale. [9]



Joonis 1.2 [9]

Eelprojekti raames olid projekteeritud kõik ökoduktid gofreeritud terasest kaartega, kuid põhiprojekti valmides olid kõik monteeritavatest betoon kaartest. 2023.aasta esimese kvartali seisuga on lisaks monteeritavatele kaartele alternatiivse lahendusena lubatud ka monoliitne betoonist lahendus. Ainuke keelatud lahendus hetkel on gofreeritud terasest kaartest konstruktsioon. [10]

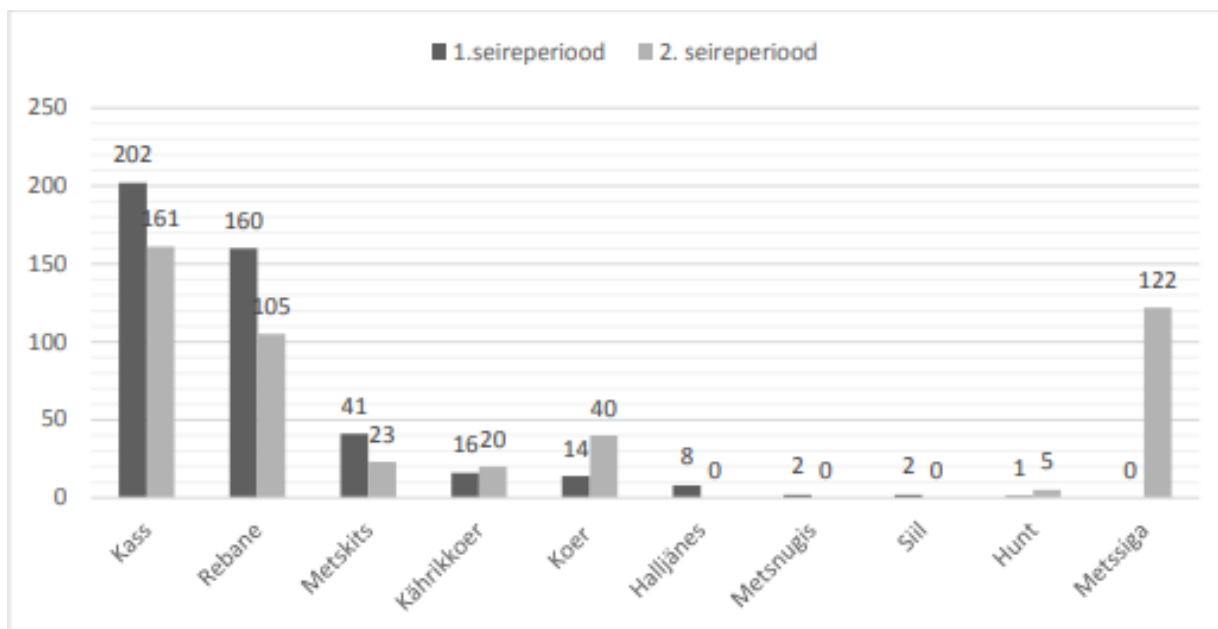
## 1.2 Ökoduktide kasutus

Ökoduktide toimivuse hindamiseks riigiteedel on Transpordiamet tellinud kaks loomadeseire uuringut, millest esimene koosnes kahest seirest ja teine viiest seirest. Esimene uuring teostati kaks aastat peale esimese Eesti ökodukti valmimist 20.01.2015 – 31.01.2016. Seired toimusid ainult Kolu ökoduktil. [11]

Seire eesmärgiks oli teha kindlaks ökodukti kasutatavad liigid, kasutamise arv ja esitada soovitusi puuduste kõrvaldamiseks uute rajatiste projekteerimisel ja ehitamisel. [11]

Seiret teostatakse jäljevaatluse ja rajakaamerate abil. Jäljetuvastuse on efektiivne talvisel perioodil, kui ökodukti pind on kaetud lumekattega. Muul ajal on loomade jälgi keeruline tuvastada. Kõige paremaks meetodiks on osutunud rajakaamerad, kuna need on statsionaarselt paigal terve seire perioodi ja nende efektiivsus ei sõltu ilmastikus. [11]

Peale esimese uuringu seiretulemuste avaldamist, ületasid selle tulemused mitmeid kordi uudiskünnise sellega, et ökoduktid suurulukite poolt siiski kasutust ei leia. Uuringust leitud andmete põhjal sai väita, et Kolu ökodukti kasutasid peamiselt ainult koduloomad ja väikeulukid.



Joonis 1.3 Ökodukti kasutamine [11]

Joonisel 1.3 on välja toodud andmed esimese loomaseire uuringu, esimene ja teine seireperiood. Andmetest saab välja lugeda, et kõige meelsamini on konstruktsiooni kasutanud kass ja rebane. [11]

Teine uuring Kolu ökoduktil viidi läbi November 2020 – Oktoober 2022. Teise uuringu teostamise ajaks oli Eesti riigiteedel asuvate ökoduktide arv kasvanud kolme võrra ja uuringu lõppemise aastal sai valmis ka viies ökodukt. [6]

Kolu ökodukti teine loomadeseire uuring toob välja, et ökoduktide kasutamise osakaal suurulukite poolt on kahekordistunud ja neid kasutavad kõik loomaliigid kes läheduses elavad. Lisaks toob uuring välja, et loomad kasutavad seda ka ajaveetmise paigana mitte pelgalt ainult ületuskohana. Loomaliikidest kõige rohkem tegevusi registreeriti metskitsede näol 728 korral ja rebaste näol 314 korral. [6]

Tabel 1.1 Loomaseire uuringu andmed [6]

Loomaliik	Tegevuste/summeeritud isendite arv (kui erineb)		
	Kirdesuunaline ületus	Edelasuunaline ületus	Konkreetselt suunata liikumine / muu
Metskits	335	338	55
Punarebane	153	112	49
Kodukass	39	44	31
Mäger	28	16	1
Kährikkoer	16	13	4
Pöder	12	11	
Hall- ja valgejänes	10		2
Koer	3	5	1
Metsnugis	2	4	
Ilves	2	3	
Metssiga	1	3	
Punahirv	1	2	
Karu		1	
Siil		1	
Nahkhiirlane			1
Määramata uluk	2	2	3

Tabelis 1.1 on välja toodud teise loomaseire uuringu kõikide seireperioodid andmed. Andmetest saab välja lugeda, et näiteks metskitsede ületuste arv võrreldes esimese loomaseire uuringuga on kasvanud viie kordselt.

Eesti teise, ehk Kohatu ökodukti esimesel loomaseirel olid vaatlusalustest liikidest kõige sagedasemad ülekäigukoha kasutajad metskitsed ja rebased, samas kui metssigu ja põtru täheldati ülekäigukoha kasutajatena ainult öisel ajal. Samuti täheldati hunte ja

ilveseid, kuid ainult üksikisikutena. Karu täheldati kordu, mis näitab nende võimalikku ülekäigukoha kasutust. Alguses tekkisid mured metsaraie negatiivse mõju kohta ülekäigukohale, kuid tundub, et metsloomaliigid on sellele kohanenud. Tulevikus oodatakse, et teised sihtliigid, nagu metssiga ja põder, hakkavad ülekäigukohta sagedamini kasutama. [6]

Paralleelselt Kolu ja Kohatu ökoduktide loomaseirega toimus ka Tallinn-Tartu-Võru-Luhamaa maanteel äsja valminutel ökoduktidel esmaseire. Rõõsa ja Nõmmeri ökoduktid valmisid 2020 aastal. Nõmmeri ökodukti loomaseire toimus perioodil 02.08.2021 – 13.11.2022 ja Rõõsa ökodukti loomaseire toimus perioodil 29.07.2021 – 19.11.2022. Mõlema ökodukti esmase loomaseire tulemused olid üsna sarnased. Enamasti kasutavad ökodukte metsskitsed, rebased, jänesed ja põdrad. [6]

Tabel 1.2 Rõõsa ja Nõmmeri ökodukti ületused [6]

Liik	Vaatluste/sumeeritud isendite arv				
	Liikumine kirdesse	Liikumine edelasse	Tagasipööre kirdesse	Tagasipööre edelasse	Suunata
metskits	676	704	51	36	135
rebane	108	97	0	1	11
jänes	58	66	1	2	19
põder	71	67	0	0	1
kährikkoer	49	55	0	0	0
metssiga	28	42	1	1	0
ilves	12	11	0	0	1
hunt	5	10	0	0	0
mäger	3	4	0	0	0
punahirv	4	0	0	0	0
Karu	4	5	0	0	0
koer	1	3	0	0	0
kass	1	2	0	0	2
kodukits	0	1	0	0	0
öösorr	0	0	0	0	1

Kõik piirkonna suurulukid kasutavad mõlemat ökodukti, kusjuures põtrade liikumissagedus on oluliselt suurem Rõõsa ja Nõmmeri ökoduktidel võrreldes Eestis varem valminud ökoduktidega. Nõmmeri ökodukt eristub teistest sellega, et see on seni teadaolevalt ainus ökodukt, mida regulaarselt kasutavad karud. Antud andmete põhjal saab väita, et konstruktsioonide ehitus on ennast Eestis õigustanud ja ökoduktide piirkonnas paiknevad loomad on rajatised omaks võtnud. [6]

## 2 ÖKODUKTIDE KONSTRUKTSIOONI TÜÜBID

Antud töös võrreldakse Rail Baltica Selja ökodukti projekti põhjal kolme kaarkonstruktiooni tüüplahendust. Töös ei kajastata tagasitäite töid dreenaži, aedasid, ega raudtee ja selle osade ehitust, kuna kaare lahenduse muutmine ei mõjuta elmainitud ökodukti osade toimimist, ehitust, ehituse aega, ega maksumust.

Töös käsitletava rajatisel lubatavaks maksimaalseks koormuseks on eriveok kogumassiga ~60t (600 kN). Eriveoki maksimaalne üksikteljekoormus on 15 t (150 kN) ja teljevahe minimaalselt 1,5 m. Ökodukti all oleva raudtee gabariidiks on 14,5 x 7,95 m. Ökodukti nõutud eluiga on 100 aastat. [12]

Ökoduktide puhul on kõige olulisemad mõõtmed ülekäigu laius, ökoduktile viiva tammi kalle ning laiuse ja pikkuse suhe, milliseid mõõtmeid tuleb järgida, et tagada ülekäigu toimimine. [12]

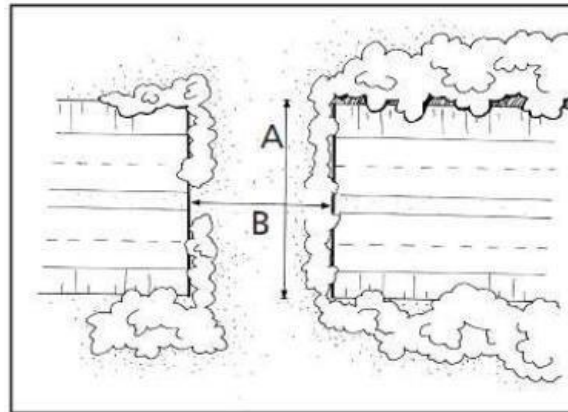
Tabelis 2.1 on toodud ettenähtud minimaalsed mõõtmed erinevat tüüpi ülekäikude jaoks erinevate loomaliikide korral.

Tabel 2.1 [12]

ÜLEKÄIGU TÜÜP	MINIMAALSED MÕÖTMED [M]					
	VÄGA SUURED IMETAJAD	SUURIMETAJAD	KESKMISE SUURUSEGA SÖRALISED	KESKMISE SUURUSEGA JA VÄIKESED IMETAJAD	POOL-VEELOOMAD	KAHEPAIKSED
	PÖDER	PUNAHIRV, PRUUNKARU, HUNT, ILVES	METSSIGA	REBANE, KÄHRIK, JÄNES, NUGIS, NIRK, NAHKHIRED, PUTUKTOIDULISED JT.	KOBRAS	
Ülekäigu laius (Ökodukt)	60–80	50	40		-	-
Mõõtmed [laius × kõrgus]	20 × 5–10	20 × 3,5–5	15 × 2,7–3,5	3,5 × 1,5	-	-
Suhtelise avatuse indeks [laius × kõrgus / pikkus]		> 1,5	> 0,7	> 0,07	-	-
Pikendatud sillad ja truubid jõgedel [laius × kõrgus]	20 × 5–10	20 × 3,5–5	10 × 3,5	3,5 × 1,5	6 × 2,7	3,5 × 1,5
Kahepaiksete ülekäigud [laius × kõrgus]	-	-	-	-	-	1,5 × 1

Töös käsitletava ökodukti peamised sihtliigid on põder ja metssiga, kuid üsna tihti kasutaksid seda ka metskitsed ja suured kiskjad. Seetõttu peab ülekäigu laius kitsaimas

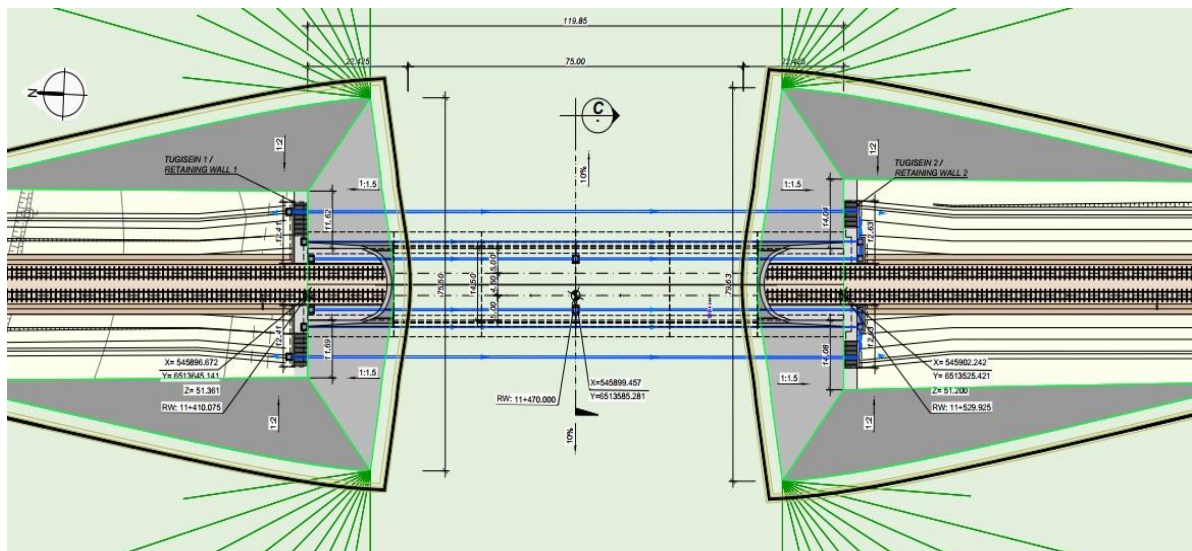
punktis jääma neile kõigile sobivuse tagamiseks vahemikku 60 kuni 80 m. Projekti seletuskirjas on välja toodud, et ökodukti minimaalne laius on 75 m. [9]



Joonis 2.1 Ökodukti pikkuse (A) ja laiuse (B) skemaatiline kujutis. [9]

Ökodukti ristlõike nõuded on esitatud järgmiselt. Ökodukti seinad asuvad rööbastiku lähimast keskjoonest 5,0 m kaugusel. Ökodukti platvorm asub 0,55 m kõrgusel ja on rööbastiku lähimast keskjoonest horisontaalselt 2 m kaugusel. Ökodukti ülemine osa on projekteeritud nii, et kontaktvõrgu kinnitused konstruktsioonil oleksid teostatavad. Kuna selle projekti reguleerimisala hõlmab ainult kontaktvõrgu süsteemi kontseptuaalset kujundust, on esitatud näidisprojekt, et tagada kontaktvõrgu kinnitamise võimalikkus selle ristlõikega. [9]

Ökodukti kogupikkus on 119,85 m ja metsloomade ülekäigu laius kõige kitsamas punktis on 75 m. [9]



Joonis 2.2 Ökodukti pealtvaade [9]

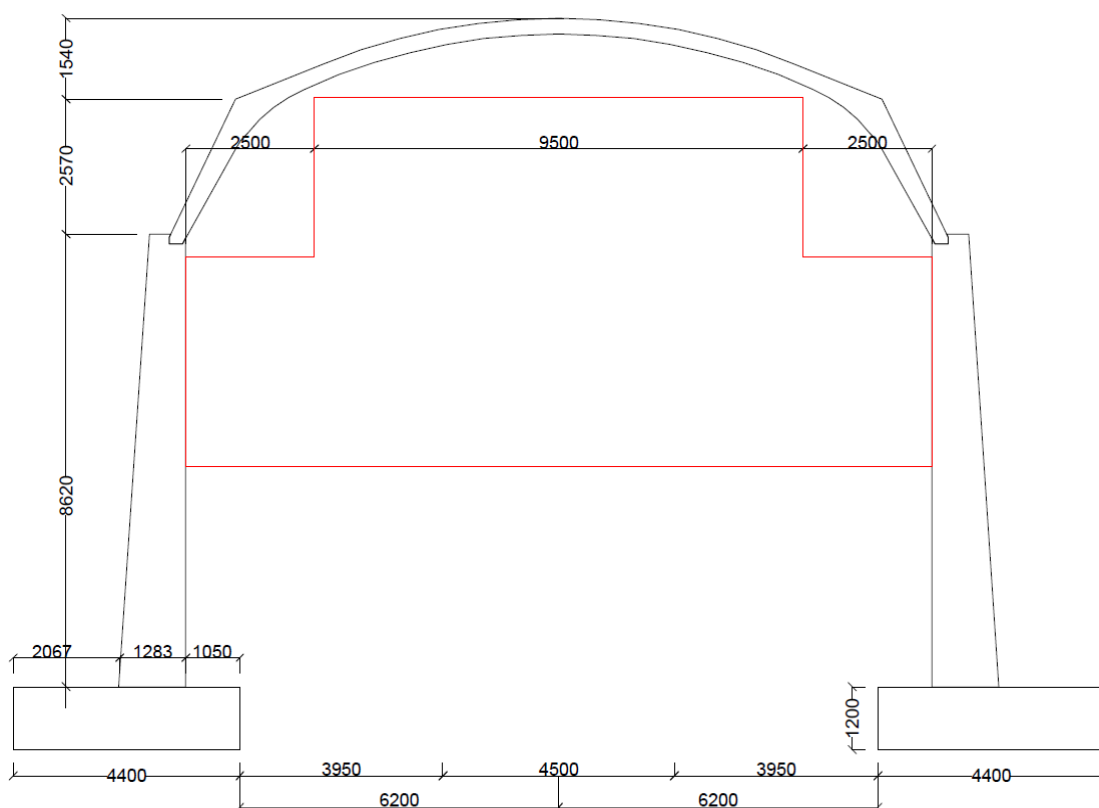
Töös võrreldakse Selja ökodukti projektis olevat esialgset monteeritavast betoonist kaare lahendust, mis toetab objektil valmistatud tugiseinadele. Inseneribüroo Järelinge OÜ poolt projekteeritud monoliitset lahendust, kus kogu rajatis valmistatakse kohapeal ja töö autori poolt välja pakutud gofreeritud terasest kaarlahendust, mis toetub samuti objektil valmistatud betoonist tugiseinadele.

## 2.1 Monteeritav betoonist kaarkonstruktsioon

Monteeritava lahenduse puhul on kõige suuremaks eeliseks paigalduskiirus. Sama aegselt saavad käia objektil muud tööd, kui tehases valmistatakse eelvalatud kaari. Eelkõige sobib monteeritav lahendus, kui projekti määravaks teguriks on ehitusaeg.

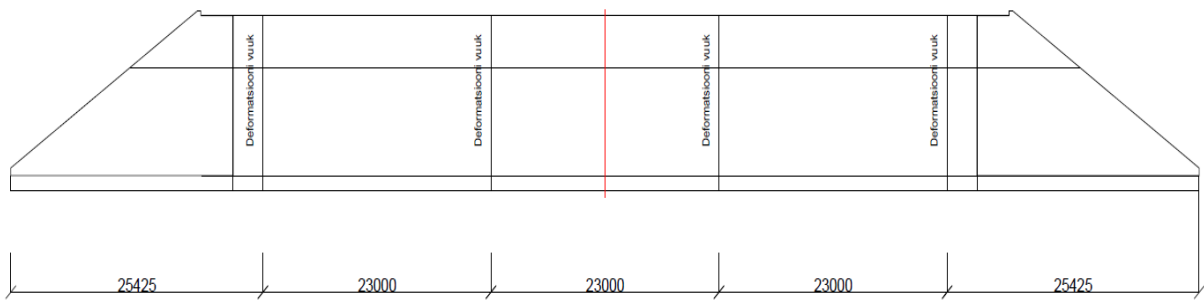
Monteeritavate kaare miinusteks on kaarte tootmise ebatäpsus. Kaarte valmistamisel peab tehase meeskond väga detailselt jälgima paigaldus protsessi, et toodetud kaared jääksid lubatud vahemikku. Antud töös on võrdluseks võetud RB raii poolt tellitud ja projekteerimise firma IDOM poolt projekteeritud kaarlahendus. Vt Joonis 2.3 ja 2.4

Rajatise ehituseks kulub: 3238,48 m<sup>3</sup> betooni, 425048 kg terasarmatuuri, 1635 m<sup>2</sup> rullhüdrosolatsiooni, 3731 m<sup>2</sup> vööphüdrosolatsiooni ja 130 jm vuugilinti. [12]



Joonis 2.3 Ristlõige joonis [12]





Joonis 2.4 Külgvaate joonis [12]

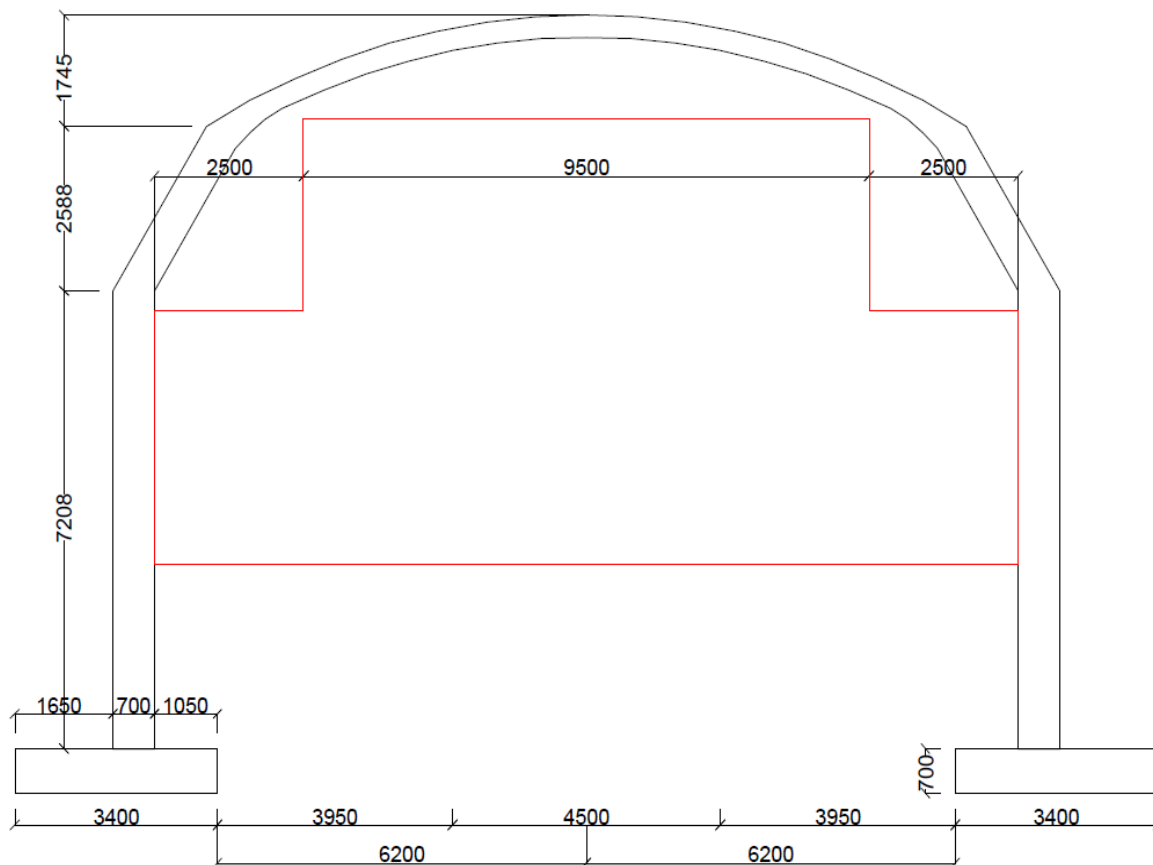
## 2.2 Monoliitne betoonist kaarkonstruksioon

Hetkel on Eestis valmistatud juba mitmeid monoliitseid betoonist ökodukte. Nende eeliseks on kindlasti Eestis kohapeal olev töäjõud, keda saab antud rajatiste valmistamisel rakendada. Monteeritavate kaarte puhul toodetakse need kas Eesti või välismaa tehases, aga kuna enamasti on kohalikel ehitusettevõtetel omad betooni meeskonnad, kellele oleks vaja tööd anda.

Antud töös on võrdluseks võetud Järelinge Inseneribüroo OÜ poolt projekteeritud monoliitne betoonist kaarkonstruksioon. Rajatise ehituseks kulub: 2359 m<sup>3</sup> betooni, 386956 kg terasarmatuuri, 1619 m<sup>2</sup> rullhüdrosolatsiooni, 3297 m<sup>2</sup> võõrhüdrosolatsiooni ja 115 jm vuugilinti. Vt Joonis 2.5 ja 2.6 [13]



Joonis 2.5 Külgvaate joonis [13]



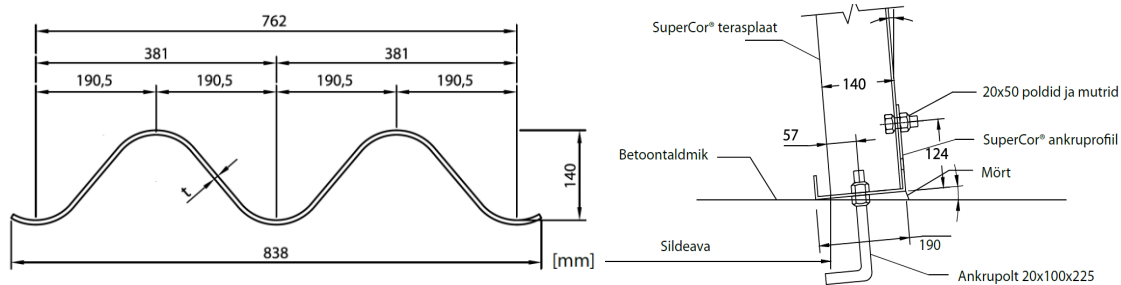
Joonis 2.6 Ristlõike joonis [13]

## 2.3 Gofreeritud terasplaatidest monteeritav kaar konstruktsioon

Gofreeritud terasplaatidest monteeritav lahendus on Rail Baltica projekteerimise juhiste järgi keelatud, seetõttu oli vaja välja arvutada teraskaare ja vundamendi kandevõime. Lisaks teostati teraskaare kestvuse arvutus Transpordiameti terastorusildade projekteerimise ja ehitamise juhise järgi, mis asuvad töö lisas.

Teraskaare kandevõime ja toereaktsioonid on arvatud terastorusildade arvutamiseks mõeldud "Swedish Design Method" arvutusmetoodikaga. Teraskaare vundamendid on arvatud vastavalt standardile EVS-EN 1997-1.

Gofreeritud lahenduseks osutus sobivaks ViaConi SuperCor profiil Special 52s. SuperCor tüüpi terase laine kõrgus on 140 mm ja pikkus on 381 mm. Vt joonis 2.7 ja 2.8



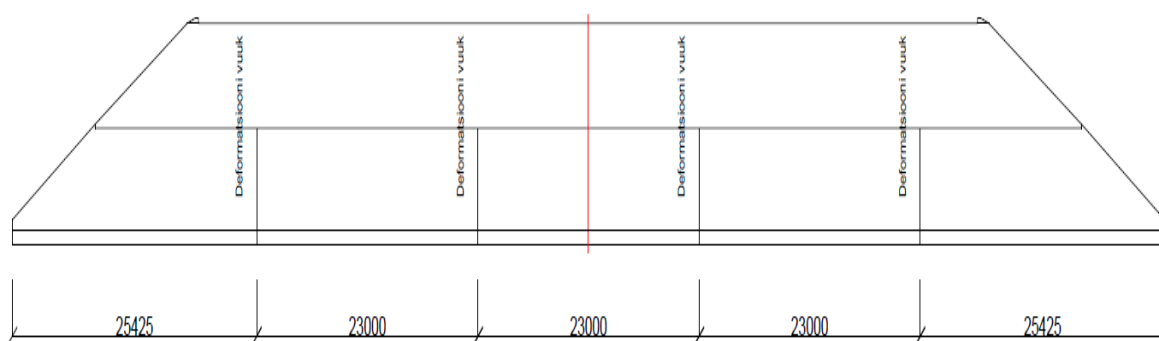
Joonis 2.7 ja 2.8. SuperCor joonised [14]

Kaare sildeavaks on 15,06 m ja kõrguseks on 5,64 m. Kaare valmistamiseks on vaja kasutada 8,0 mm paksust S420MC teraseklassiga terast. Terasest kaarkonstruktsiooni alumine pikkus on 101,29 m ja rajatise ehitamiseks tuleb toota umbes 730 terasplaati.

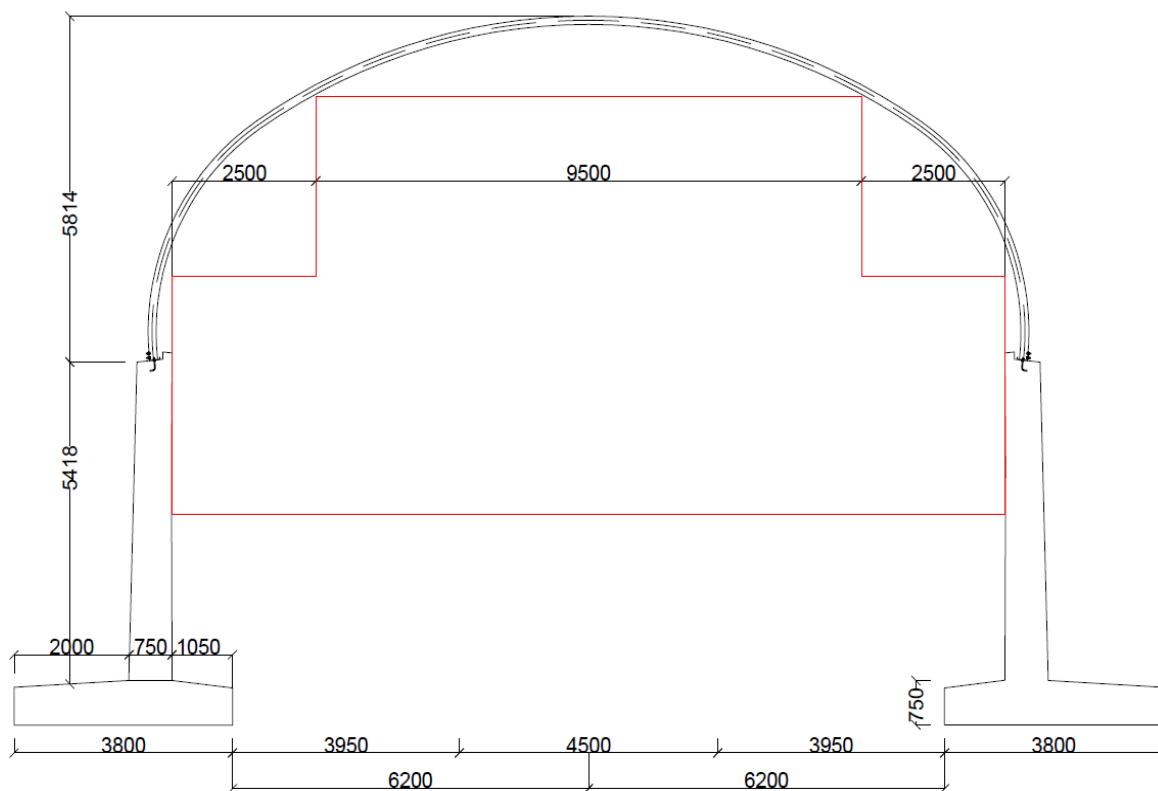
Selleks, et tagada 100 aastane kestvusiga tuleks Transpordiameti terastorusildade projekteerimise ja ehitamise juhise järgi katta teras täies ulatuses 70 µm paksuse tsingikihiga ja lisaks tuleks rajatise sisepinnale paigaldada 350 µm paksune ja välispinnale 150 µm paksune epoksiidvaiguga modifitseeritud värvikiht.

Gofreeritud teraskaare eelisteks on töökindlus, lihtsus ja paigalduskiirus. Lisaks sellele on gofreeritud teraskonstruktsioonil väiksem omakaal, mis on vajalik sarnase kandevõime ja funktsiooni saavutamiseks eeldatava eluea jooksul.

Rajatise ehituseks kulub: 1447 m<sup>3</sup> betooni, 125618 kg terasarmatuuri, 1557 m<sup>2</sup> geomembraani, 3091 m<sup>2</sup> võõrhüdrosolatsiooni ja 200 jm vuugilinti. Vt joonis 2.9 ja 2.10



Joonis. 2.9 Töö autori poolt koostatud külgvaate joonis



Joonis. 2.10 Töö autori poolt koostatud ristlõike joonis

### **3 EHITUS JA MAKSUMUS**

Antud peatükk käsitleb erinevate kaarlahenduste ehitust, ehituse kestvust ja maksmust Rail Baltica Selja ökodukti andmetel. Ökoduktide ehitamisel lähtutakse samast ehitusjärjekorrast, kuid erinevatel tüüpidel on omad eripärad.

Töös ei käsitleta järgnevaid töid:

- Raadamist;
- pinnase väljakaevet;
- pinnase sissevedu;
- aluste ehitust;
- dreenaazi paigaldust;
- tagasitäite pinnase paigaldust.

Eelnevalt nimetatud tööd on välja jäätud kuna, eelistatuima kaarkonstruksiooni tüübi leidmisel ei oma eelnimetatud tööde kajastamine olulist rolli.

Töös antakse ülevaade järgnevatest töödest:

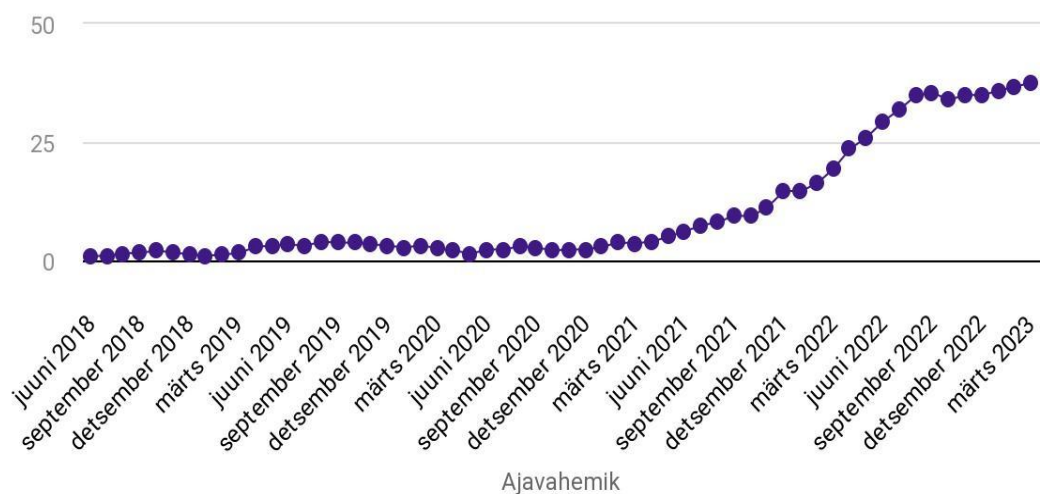
- Vundamentide ehitus;
- kaarte ehitus;
- hüdroisolatsiooni süsteemide paigaldus.

Lisaks on kajastatud tööde indikatiivne hind ja kestvus.

Ehituse maksumused on leitud Transpordiameti 2018 aasta tööde ühikhinna tabelist. [15] Saadud ühikhinnad on läbi korrutatud tarbijahinna indeksiga (37,6%) alates Transpordiameti ühikhindade tabeli ilmumisest 2018 mai kuni viimaste saada olevate andmeteni, ehk 2023 märts. [16] Vt joonis 3.1

Ehitustööde kestvused on arvestatud Rail Baltica referents objektidelt Loone ökodukt ja Kalevi ökodukt.

### Tarbijahinnaindeksi muutus võrreldes maiga 2018 (juuni 2018 – märts 2023)



Joonis.3.1 tarbijahinnaindeksi kalkulaator [16]

Tabel 3.1 Ehituse ühikhindade tabel [15]

Töö	Ühik	Ühikhind 2018	Ühikhind 2023
Monoliit raudbetoon materjal	m <sup>3</sup>	650	894
Monteeritav betoon (tala, plokk jne) tüüp nr.	m <sup>3</sup>	900	1238
Võõp hüdroisolatsioon	m <sup>2</sup>	9	12
Hüdroisolatsioon, süsteem 1	m <sup>2</sup>	23	32
Hüdroisolatsioon, süsteem 2	m <sup>2</sup>	30	41
Membraan	m <sup>2</sup>	8	11
Geotekstiil Klass	m <sup>2</sup>	2.5	3
Liitekohtade täitmine	jm	13	18

Teraselementidest kaarel pole 2018 aasta tabelis ühikhinda, kuna gofreeritud terase puhul võib iga väiksema detaili muutmine hinda oluliselt mõjutada. Töö tarbeks olen saanud terasest kaar konstruktsioonile ja selle paigaldusele hinna Multikor OÜ'lt ja Viacon Eesti AS'ist.

## **3.1 Monteeritavatest betoonkaartest ökodukti ehitamine**

### **Vundamendi ehitus**

Betoonist vundamendi ehitus toimub vastavalt standardile EVS-EN 13670 „Betoonkonstruktsioonide ehitamine“.

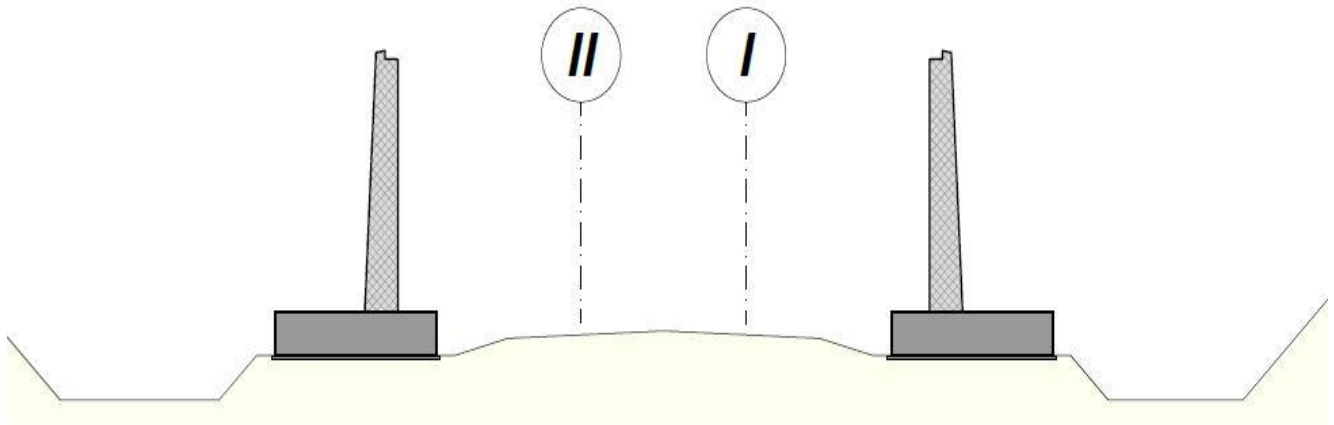
Betoonkonstruktsioonid armeeritakse vastavalt projektile. Kasutataval armatuuril ei tohi olla kihtidena eralduvat roostet. Armeerimistööd teostatakse viisil, millega tagatakse armatuurile projektis määratud asukoht, vajalikud ülekatte pikkused, tagatakse varraste piisav toetus, et vältida varraste nihkumist betoneerimise ajal ja oleks tagatud projektis määratud vajalik betoonist kaitsekiht. [17]

Rakestamisel kasutatakse raketiste süsteemi projekteerimise ja rendiga tegelevate teenuspakkujate poolt välja töötatud moodullahendusi. Erilahenduste puhul kasutatakse raketiste ehituseks vineerist ja puidust kohapeal valmistatud saalungeid. Raketisesüsteem peab tagama rajatava konstruktsiooniosa kuju vastavuse projektile. Enne konstruktsiooni betoneerimist teostatakse kontroll armeeringu ja raketiste sobivuse hindamiseks. Tööde korrektse teostamise ja kontrollimise kohta koostatakse kaetud tööde akt hiljem mitte näha jäävate konstruktsiooniosade sobivuse tõestamiseks. [17]

Valamistööde teostamisel jälgitakse betoonsegu vaba langemise kõrgust. Järgmist betoonikihti ei tohi peale kanda enne, kui alumine kiht on lõpuni tihendatud. Betoonsegu tihendamisel tuleb tagada piisavalt tihe betoonivibraatori kasutamine, vibreerimiraadius sõltub kasutatavast vibreerimisseadmest. Uue kihi paigaldamisel tuleb tihendaja lasta alumisse kihti, et tagada erinevate kihtide ühildumine. Betoonpinnad viimistletakse käsihõõrutitega, vajadusel kasutatakse betoonisilureid. [17]

Sõltuvalt ilmastikutingimustest kasutatakse sobivaid järelhooldusvõtteid. Kuumade ilmade puhul hoitakse betooni pind niiskena või kaetakse betooni järelhooldusvahendiga. Ööpäevase keskmise temperatuuri langedes alla 0° C rakendatakse talvistes tingimustes betoneerimise abinõusid. Lahtirakestamist tohib alustada, kui betoon on saavutanud piisava tugevuse omakaalukoormuse vastu võtmiseks. Konstruktsiooniosa koormamine on lubatud kui betoon on saavutanud 70% projektis määratud survetugevusest. Tööde käik fikseeritakse igapäevaselt

ehituspäevikus ning erinevate etappide üleandmisel koostatakse Kaetud tööde aktid koos vajalike lisadega [17]



Joonis. 3.2 Monteeritava lahenduse tugiseinad [12]

### **Monteeritavate kaarte paigaldus**

Enne konstruktsiooni kokkupanekut on vaja kontrollida vundamendi korrektsust, erilist tähelepanu peab pöörama:

- Vundamendi pikkusele,
- põikivahedele,
- vundamentide ülemise pinna kõrgustele,
- vundamentide ülemise pinna tasasusele,
- vundamendi kõrgustele,
- vundamendi omavahelisele kaugusele. [18]

### **Transport**

Monteeritavad betoonist elemendid transporditakse turvalisuse huvides ehitusplatsile horisontaalses asendis, seetõttu peab elemendid enne vundamendile paigaldamist need vertikaalsesse asendisse pöörama. Transpordi ja monteerimise ajal on elemendid kinnitatud terasest varda abil, varras paigaldatakse tehases. Varras eemaldatakse alles pärast elemendi alusele asetamist. [18]





Foto 3.1 Monteeritavate kaarte transport [18]

### Tõstetööd

Elementide tõste objektil teostatakse 220 t autokraanaga, kuid kuna element transporditakse objektile küllili asendis, siis elemendi ümber pööramiseks on vajalik ka teine kraana (60-70t.). [18]



Joonis 3.3 (Tõstmise kahe kraanaga) [18]

Elemendi tõstmisel kinnitatakse tõsteaasad elemendi tõsteankrute külge. Suure kraana tõsteaasad kinnitatakse elemendi pealmises pinnas olevate tõsteankrute külge. Väiksema kraana tõsteaasad kinnitatakse elemendi küljel paiknevate tõsteankrute külge. Elemendi tõstmisel eriveokilt töötavad suur ja väiksem kraana koos, jaotades koormuse omavahel. Koormuse ühtlaseks jaotamiseks tõsteankrute vahel tuleb tõsteaasad kasutada tõsteplokke/pöördplokke, mis tagavad elemendi pööramisel tõsteaasade vajaliku pikkuse koormuse ühtlaseks jagamiseks tõsteankrute vahel. Õige pikkusega troppide kasutamine on oluline, kuna vale troppide pikkus võib kahjustada /

lahti murda troppide tõstepunkte. Troppide pikkus valitakse nii, et troppide ja elemendi pinna vahel moodustuv nurk on  $> 60^\circ$ . Vt foto 3.2. [18]



Foto 3.2 [18]

### Elementide montaaž

Esimene element tuleks paigaldada eriti täpselt. Kontrollige esielemendi mõlemalt küljelt vahemaad ääre suhtes, samuti positsiooni konstruktsiooni telje suhtes. Pärast iga järgneva elemendi paigaldamist tuleb kontrollida selle astet eelneva elemendi suhtes. Ebakorrapärasuste korral tuleks elemendi all olevate klotside paksust reguleerida. Enne elementide mahalaadimist tuleb mõõta ja kontrollida projektis olevate mõõtmetega. [18]



Foto 3.3 Kaarte asetamine vundamendile [18]

Vundamendi pinna ebakorrapärasuste kompenseerimiseks asetatakse detailide vahele puidust või neopreenist klotsid, klotsid asetatakse iga elemendi alla kahte punkti (mõlemal küljel). Klotside paksuse reguleerimisega saadakse konstruktsiooni

elementide ühtlane pind. Klotside paigaldamine tekidab elementide ja vundamendi pinna vahel tühimiku. See tühimik täidetakse hilisemas tööetapis seguga. Vt: foto 3.4 ja 3.5



Foto 3.4 ja 3.5 [18]

Konstruksiooni kokkupanekut tuleks alustada konstruktsiooni servast, liikudes elementide kaupa vastas otsa poole, fikseerides iga kord klotside paksuse, et saada vundamendi kavandatud kõrgus. Külgnevate elementide vahele (vastavalt dokumentatsioonile) tuleks jätta umbes 1 cm vahe, mis täidetakse hilisemas tööetapis. [18]

Lubatud hälbed montaaži ajal:

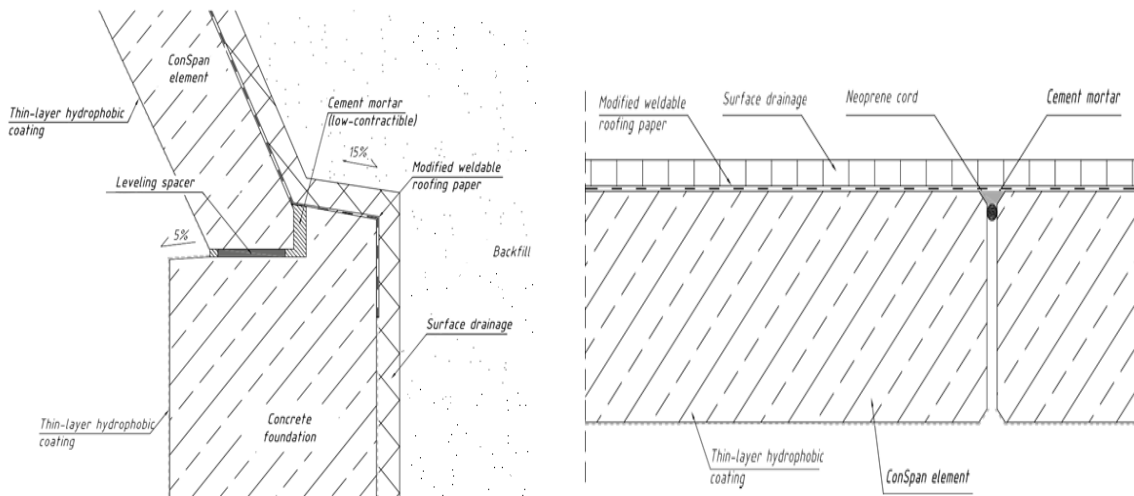
- Autol ja pärast paigaldamist saadud mõõdud võivad erineda maksimaalselt 13 mm
- Kui autol ja pärast paigaldamist saadud mõõtude vahe on maksimaalselt 13 mm, on montaažihälve 0 mm. [18]

### **Viimistlus**

Pärast eelementide asetamist vundamendile ja projekteerimismõõtmete kontrollimist peaksite alustama tsementeerimisega. Segu valmistamiseks kasutage tsementi, millel on väike kokkutõmbumine ja kõrge vastupidavus. Tuleks tagada, et kogu konstruktsiooni all ja selle taga (elemendi ja ääre vahel) olev ruum oleks täielikult täidetud. [18]

Segu kasutamisel tuleb jälgida tootja juhiseid materjali kohta. Pärast segu piisava tugevuse saavutamist saab terasest ühendusvardad monteeritavatest raudbetonelementidest eemaldada. [18]

Kuna külgnevate elementide vahele jäävad tühimikud, tuleks need täita. Vt joonis18 ja 19.



Joonis 3.4 ja 3.5 [18]

Standardlahendused hõlmavad:

Õhule avatud (sisemisest) küljest - täitmisel ei pea arvestama hüdroisolatsiooni paigaldusega

Tagasitäite (välimisest) küljest - Seguga täitmine peaks toimuma nii, et hiljem saaks paigaldada sellele hüdroisolatsiooni. [18]

### Hüdroisolatsioon

Enne mis tahes isolatsioonitööde alustamist tuleb terasest sidevarraste avad ja troppide kinnituskohad täita seguga. Standardlahendus on rull hüdroisolatsiooni kasutamine elementide peal, ning elementide ja vundamendi ühenduskohtades. Hüdroisolatsiooni paigaldus tööd tuleb teostada vastavalt materjalide tootja soovitustele. [18]



Foto 3.6 Monoliitsete kaarte hüdroisolatsioon.

### 3.1.1 Ökodukti ehituse aeg ja maksumus

Konstruksiooni mahud on leitud vastavalt joonisele 2.3 ja 2.4.

Monteeritava betoonlahenduse juures on arvestatud, et päevas valatakse 33 m<sup>3</sup> vundamendi kogumahust. Vundamendi ehituseks kulub kokku 84 päeva.

Monteeritavad kaared valmistatakse tehases paraleelselt vundamendi ehitusega ja nende valmistamise ajaga töös ei arvestata. Päevas paigaldatakse 8 monteeritavat kaart ja kaart.

Vööp hüdroisolatsiooni paigaldatakse 420m<sup>2</sup> päevas, kogu mahu paigaldamiseks kulub 9 päeva. Vuukide täitmisele kulub üks päev. päevas paigaldatakse 96jm. Rull hüdroisolatsiooni paigaldatakse 80m<sup>2</sup> päevas, kogu mahu paigaldamiseks kulub 20 päeva.

Ehituseks kulub kokku 122 päeva. Vt tabel3.2

Tabel 3.2 Monteeritava betoonilahenduse ehituse kestvus

Monteeritav betoonist lahendus			
Element	Maht	Kogus/päevas	päeva
Tugiseinad (m <sup>3</sup> )	2 785	33	84
Monteeritav kaar (tk)	58	8	7
Vööp hüdroisolatsioon (m <sup>2</sup> )	3 731	420	9
Vuukide täitmine (jm)	130	96	1
Rull hüdroisolatsioon (m <sup>2</sup> )	1 635	80	20
Kokku			122

Konstruksiooni tööde maksumused on leitud mahu ja ehituse ühikhinna korrutisena. Konstruksiooni kogumaksumus on 3 235 983€. Vt tabel 3.3.

Tabel 3.3 Monteeritava betoonistlahenduse ehituse maksumus

Monteeritav betoonist lahendus			
Element	Maht	€/ühik	€
Tugiseinad (m3)	2 785	894	2 490 914
Kaar (m3)	521	1238	644 771
Vööp hüdroisolatsioon (m2)	3 732	12	46 214
Vuukide täitmine (jm)	130	18	2 325
Rull hüdroisolatsioon (m2)	1 635	32	51 759
Kokku			3 235 983

## 3.2 Monoliitbetoonist ökodukti ehitamine

Monoliitbetoonist lahenduse puhul toimub ehitus vastavalt vastavalt standardile EVS-EN 13670 „Betonkonstruktsioonide ehitamine“. Betoonitööde tehnoloogia on kajastatud peatükis 3.2.

### 3.2.1 Ökodukti ehituse aeg ja maksumus

Konstruktsiooni mahud on leitud vastavalt joonisele 2.5 ja 2.6.

Monteeritava betoonlahenduse juures on arvestatud, et päevas valatakse 18 m<sup>3</sup> rajatise kogumahust, kuna objektil valatakse ka ökodukti kaar, siis kulub rajatise betoonist osade ehitamiseks kauem aega. Rajatise betoon konstruktsiooni ehituseks kulub kokku 107 päeva.

Vööp hüdroisolatsiooni paigaldatakse 420m<sup>2</sup> päevas, kogu mahu paigaldamiseks kulub kaheksa päeva. Vuukide täitmisele kulub kaks päeva. päevas paigaldatakse 96jm. Rull hüdroisolatsiooni paigaldatakse 80m<sup>2</sup> päevas, kogu mahu paigaldamiseks kulub 20 päeva. Ehituseks kulub kokku 137 päeva.Vt tabel 3.4

Tabel 3.4 Monoliitse betoonistlahenduse ehituse kestvus

Monoliitne betoonist lahendus			
Element	Maht	Kogus/päevas	päeva
Tugiseinad (m3)	1 633	22	74
Kaar (m3)	727	22	33
Vööp hüdroisolatsioon (m2)	3 297	420	8
Vuukide täitmine (jm)	154	96	2
Rull hüdroisolatsioon (m2)	1 619	80	20
Kokku			137

Konstruksiooni tööde maksumused on leitud mahu ja ehituse ühikhinna korrutisena.

Konstruksiooni kogumaksumus on 2 204 662€. Vt tabel 3.5

Tabel. 3.5 Monoliitse betoonistlahenduse ehituse maksumus

Monoliitne betoonist lahendus			
Element	Maht	€/ühik	€
Tugiseinad (m3)	1 633	894	1 460 528
Kaar (m3)	727	894	649 978
Vööp hüdroisolatsioon (m2)	3 297	12	40 832
Vuukide täitmine (jm)	116	18	2 069
Rull hüdroisolatsioon (m2)	1 619	32	51 254
	Kokku		2 204 662

### 3.3 Gofreeritud terasplaatidest monteeritava ökodukti ehitamine

#### Vundamendi ehitus

Tugiseinte ehitus toimub sarnaselt monteeritavatest kaartest lahendusele. Vt peatükk 3.1

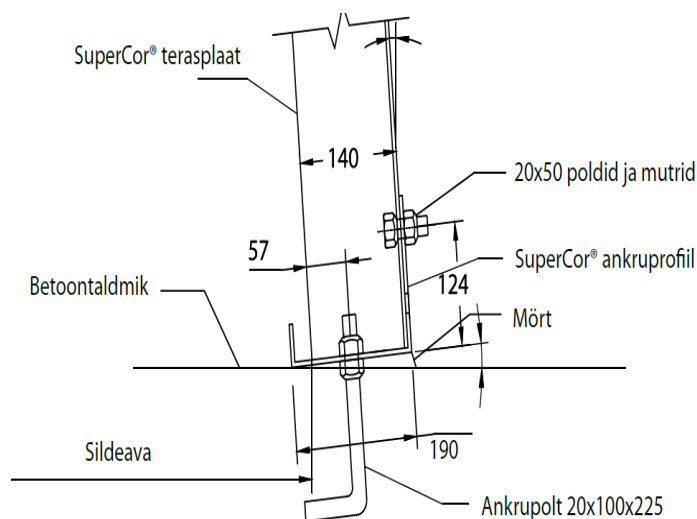
#### Ettevalmistus

Terasest kaarkonstruksioon fikseeritakse raudbetoonist vundamendi külge kinnitussiinide või ankrukanalite abil, mis monteeritakse eelnevalt vundamendi valamise käigus sinna paigutatud ankrupoltide külge. Vt Foto 3.7 [14]



Foto 3.7 Vundament koos ankrupoltidega [14]

Ankrupoltide omavaheline kaugus on 381 mm ning see ei sõltu konstruktsiooni tüübist. Ankrupoldid tuleks vundamenti paigutada selliselt, et need ulatuksid vundamendi pinnast välja ca 4 cm ulatuses. Ankrupoltide paigaldamisel tuleb meeles pidada, et ankrud peavad olema paigaldatud sirgjooneliselt ning kahe paralleelse vundamendi ankrupoltide vaheliste pikisuunaliste telgjoonte vahel olev nurk on alati  $90^\circ$ . [14]



Joonis. 3.6 ankrukanali paigaldamise näide. [14]

Kinnitusiinide erineva pikkuse tõttu, tuleks pöörata tähelepanu nende paigutusele (antud monteerimisjoonisel). Kinnitusiinid ei tohiks enne plaatide paigaldamist olla liigselt pingutatud. [14]

### Monteerimine ja järelhooldus

Monteerimist on võimalik teha kahel erineval viisil

#### Monteerimine plaat plaadiga meetod

Esimene täiskaar (välja arvatud need, millel on lõigatud plaadid) tuleks kokku panna horisontaalasendis, sihtkoha lähedal, et hiljem saaks selle kraana abil vundamentidele asetada.

Pärast esimese kaare paigaldust tuleks järgmised plaadid kinnitada ükshaaval, alustades külgmistest plaatidest. Ribidega tugevdatud konstruktsiooni puhul tuleb pöörata erilist tähelepanu poldide paigutusele. Konstruktsiooniga on kaasas joonis, mis näitab poldide paigutust. Plaadid tuleks paigaldada süstemaatiliselt piki põhikonstruktsiooni. [14]





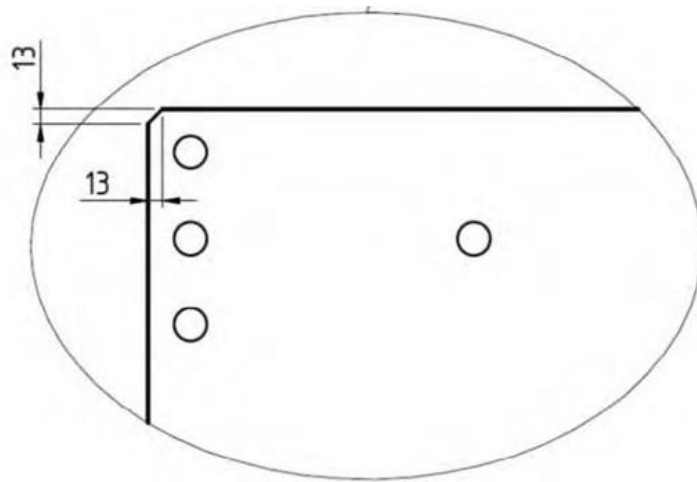
Foto 3.8. Plaadi paigaldamine vundamendile

### **Monteerimine välimise ja sisemise ringi meetodil**

Montaaži teostamisel peab lähtuma konstruktsiooniga kaasas oleva monteerimise skeemist. Esmalt tuleb vundamendi külge kinnitada kinnitussiin, eelnevalt vundamendi külge paigaldatud ankrute abil. Kinnitussiinid on erineva pikkusega, monteerimisel tuleb jälgida nende paigutust vundamendil, paigutus on toodud monteerimise skeemil (tüüp A, B jne.). [14]

SuperCor konstruktsioon koosneb gofreeritud teraselementidest, mis peale omavahelist ühendamist moodustavad poolringi. Eristatakse kahte tüüpi poolringe – välimised ning sisemised – nende paiknemine on märgitud monteerimis skeemil. [14]

Välimate ja sisemiste ringi plaatide lihtsamaks eristamiseks, on välimise ringi plaadid nurga lõikega märgistatud. Vt Joonis 3.7.



Joonis 3.7 Välamise ringi lõigatud nurk [14]

Monteerimist tuleks alustada kahe sisemise poolringi montaažiga (esimene ja kolmas ring). Sisemist ringi tuleks monteerida horisontaalses asendis vundamendi vahetus läheduses, ning hiljem tõsta see kraana abil vundamendile. Suureavaliste rajatiste puhul tuleb esimene ring ümberkukkumise vältimiseks toetada. Plaatide paigutusel peab järgima „kalasaba“ mustrit, et vältida vihmavee imbumist läbi ühenduskohtade. [14]

Välimised ringid monteeritakse kahe eelnevalt kokkupandud ja vundamendi külge kinnitatud sisemise ringi vahele, monteerimist alustatakse külgmistest plaatidest. Välamise ringi plaate monteeritakse vastavalt monteerimise skeemile. [14]

Lõigatud otstega konstruktsiooni puhul monteeritakse lõigatud otste plaadid kõige viimasena.



Foto. 3.9 ja 3.10 Kaks sisemist ringi vundamendil ja lõigatud otsaga konstruktsioon [14]

## **Poldid**

SuperCor konstruktsiooni plaadid ühendatakse omavahel poltidega. Poldipead peavad paiknema konstruktsioonil sissepoole ning mutrid väljapoole (tagasitäite poole). Juhul kui kasutatakse ka tugevdusribisid, siis jäetakse tugevdusribide ja põhielementide ühenduskohal poltide mutrid sissepoole. Sellisel juhul on võimalik põhielementide poltühendust peale konstruktsiooni täielikku montaaži vajadusel pingutada. [14]

Pärast monteerimist tuleks kontrollida poltide pingutusmomenti. Vajalik pingutusmoment - min. 360 Nm. Nõutavaid tugevusi tuleb kontrollida dünamomeeter võtmega. Kontroll tuleb teostada 5% kõikidest poltides. Kusjuures vähemalt 95 % kontrollitud poltidest peavad vastama nõutud keeramise momendile. [14]

Konstruktsiooni tagasitäitmise ajal tuleks poltide pingutamist kontrollida, kuna tagasitäitematerjali tihendamise käigus võivad poldid lahti tulla. Objekti insener peab tagama konstruktsiooni mõõtmete kontrollimise, rajatise ehitamise ajal. Suurte profiilide kokkupanemise ajal on loomulik, et konstruktsioon paindub oma raskuse all, mille tagajärjel võib konstruktsiooni kõrgus olla väiksem ning sildeava suurem, kui projektis toodud joonistel. Kui tagasitäide jõuab terastorusilla võlvi kõrgeima punktini, on protsess lõppenud, ning konstruktsioon saavutab enda alguspärase kuju. [14]

Pärast konstruktsiooni kokkupanekut ei tohiks konstruktsiooni laius ja kõrgus kalduda projekteeritud mõõtmetest rohkem kui  $\pm 2\%$ . [14]

## **Hüdroisolatsioon**

Gofreeritud lahenduse puhul koosneb hüdroisolatsioon kolmest erinevast süsteemist. Betooni taldmikud ja tugiseinad kaetakse võõp hüdroisolatsiooniga kogus ulatuses mis puutub kokku tagasitäite pinnasega. Teraskaarele paigaldatakse 1,5mm paksune geomembraan. Membraani asukoht on tagasitäite kihi sees, umbes 300mm kõrgemal kui teraskaare võlvi kroon. Geomembraani põik kalle on tavaliselt 3 – 5% ja piki kalle on sama mis rajatisel. Gofreeritud terase ja betooni vahelise vuugi isoleerimine toimub vuugi mastiksiga, mis võimaldab liikuvust, kannatab välistemperatuure ja niiskust. [14]

### **3.3.1 Ökodukti ehituse aeg ja maksumus**

Konstruktsiooni mahud on leitud vastavalt joonisele 2.9 ja 2.10.

Gofreeritud teraslahenduse juures on arvestatud, et päevas valatakse 33 m<sup>3</sup> vundamendi kogumahust. Vundamendi ehituseks kulub kokku 44 päeva.

Gofreeritud terasplaadid valmistatakse tehases paraleelselt vundamendi ehitusega ja nende valmistamise ajaga töös ei arvestata. Teraskaar paigaldatakse 30 tööpäevaga.

Vööp hüdroisolatsiooni paigaldatakse 420m<sup>2</sup> päevas, kogu mahu paigaldamiseks kulub seitse päeva. Vuukide täitmisele kulub kaks päeva. päevas paigaldatakse 96jm. Geomembraani paigaldatakse 80m<sup>2</sup> päevas, kogu mahu paigaldamiseks kulub 19 päeva. Vt tabel 3.6

Ehituseks kulub kokku 103 päeva.

Tabel 3.6 Gofreeritud terasest lahenduse ehituse kestvus

Gofreeritud terasest lahendus			
Element	Maht	Kogus/päevas	päeva
Tugiseinad (m <sup>3</sup> )	1447	33	44
Kaar (kokku)	30	1	30
Vööp hüdroisolatsioon (m <sup>2</sup> )	3091	420	7
Vuukide täitmine (jm)	200	96	2
Geomembraan (m <sup>2</sup> )	1558	80	19
Kokku			103

Konstruksiooni tööde maksumused on leitud mahu ja ehituse ühikhinna korrutisena. Konstuksiooni kogumaksumus on 2 165 011€. Vt tabel 3.7.

Tabel 3.7 Gofreeritud terasest lahenduse ehituse maksumus

Gofreeritud terasest lahendus			
Element	Maht	€/ühik	€
Tugiseinad (m <sup>3</sup> )	1 447	894	1 294 506
Kaar (tk)	1	804 512	804 512
Vööp hüdroisolatsioon (m <sup>2</sup> )	3 091	12.4	38 281
Vuukide täitmine (jm)	291	18	5 205
Geomembraan (m <sup>2</sup> )	1 558	14	22 506
Kokku			2 165 011

## 4 CO2 EMISSIOON

Süsinikdioksiidi (CO<sub>2</sub>) heitkogused on oluline kliimamuutuste põhjustaja ning ehitustööstus vastutab märkimisväärse osa globaalsete heitkoguste eest. On oluline juhtida tähelepanu CO<sub>2</sub> heitkogustele ehituses, sest nende heitkoguste vähendamine võib märkimisväärselt mõjutada kliimamuutuste tempot aeglustades. Ehitustööstus vastutab olulise osa globaalsete kasvuhoonegaaside heitkoguste eest, kus hooned ja infrastruktuur moodustavad ligikaudu 40% kõigist süsinikuheitmetest maailmas. Need heitkogused pärinevad erinevatest allikatest, nagu ehitusmaterjalide tootmine, materjalide ja seadmete transportimine ning energia, mis kulub ehitustehnika ja hoonete käitamiseks. [19]

CO<sub>2</sub> heitkoguste juhtimisega ehituses saame tõsta teadlikkust tööstuse mõjust keskkonnale ning julgustada sidusrühmi võtma meetmeid oma süsinikujalajälje vähendamiseks. See võib hõlmata säästlikumate ehituspraktikate kasutamist, näiteks taastuvenergiaallikate kasutamist, heitkoguste ja jäätmete vähendamist ehituse käigus ning energiatõhusamate hoonete projekteerimist. CO<sub>2</sub> heitkoguste vähendamine ehituses võib mitte ainult aidata aeglustada kliimamuutusi, vaid ka tuua kaasa teisi eeliseid, nagu kulude kokkuhoid ja hoonete kasutajate parem tervis ja heaolu. Seetõttu on oluline juhtida tähelepanu CO<sub>2</sub> heitkogustele ehituses ning töötada jätkusuutlikuma tuleviku nimel tööstuses. [19]

Antud töös on võrreldud CO<sub>2</sub> emissioonide hulka kolme erineva ökodukti kaarkonstruksiooni ehitamisel. Tabelis 4.1 on välja toodud kolme võrreldava ökodukti kaarkonstruksiooni ehitusesks vajaliku materjali elukaare lõpu stsenaariumid protsentides. Protsent tähistab, millist osa materjali täismahust on võimalik ümber töödelda, taaskasutada ja milline osa sobib ainult täielikult utiliseerimiseks.

Tabel 4.1 Materjalide elukaare lõpp [20]

Elukaare lõpu stsenaarium (%)	Betoon	Armatuur teras	Lehtteras
Taaskasutus	0%	0%	8%
Taaskasutus sekundaarse toorainena	80%	98%	90%
energia taaskasutamine	0%	0%	0%
Lõplik utiliseerimine	20%	2%	2%
Ohtlikud jäätmed	0%	0%	0%

Andmeid võrreldakse standardi EN 15804+A2:2019 keskkonnamõju hindamise raamistiku järgi, millest on välja valitud etapid A1 – A3, C1 – C4 ja D. [17]

A1 – A3 tähistab materjali tootmise etappi, mis omakorda sisaldab: A1 – Toormaterjalide tarnimise etappi, A2 – Transpordi etappi ja A3 – Toote valmistamise etappi.

C1 – C4 tähistab lõppkäitluse etappi, mis omakorda sisaldab: C1 – Demonteerimise või lammutamise etappi. C2 – Transpordi etappi, C3 – Jäätme töötamise etappi ja C4 – Utiliseerimise etappi.

D – Tähistab korduskasutus- taaskasutus, ringlusessevõtu potentsiaali

Tabel 4.2 EVS-EN 15804+A2:2019 [17]

A1 - A3			C1 - C4				D
TOOTMISE ETAPP			LÕPPKÄITLUSE ETAPP				TULU JA KOORMUSED VÄLJASPOOL SÜSTEEMI PIIRE
A1	A2	A3	C1	C2	C3	C4	D
Toormaterjalide tarnimine	Transport	Valmistamise protsess	Demonteerimine Lammutus	Transport	Jäätmetöötlus	Kõrvaldamine	Korduskasutus-taaskasutus, ringlusessevõtu potentsiaal

Töös võrreldakse CO2 emissiooni kuuest erinevast andmepangast kogutud andmete põhjal.

MKM on lühend nimest "Eesti Majandus- ja Kommunikatsiooniministerium". ICE on lühend nimest "Institution of Civil Engineers" mis on sõltumatu ehitusinseneride assotsiatsioon. Algselt ühendas Briti insenere, tänapäeval ühendab liikmeid enam kui 150 riigist. ViaCon on euroopa üks suurimaid gofreeritud terastoodete ja geosüntetikatootja ja tarnija. Tähistes LT ja PL tähistavad riike, kust andmed pärinevad, LT – Leedu

ja PL – Poola. Ympäristökeskus on Soome Keskkonnainstituut ja Tony Gee on ehitus ja projekteerimise ettevõtte Inglismaal.

Tabel 4.3 Tonni CO2 teket ühe tonni materjali kohta [21] [22] [23] [24] [25] [20]

Andmed	Materjal	A1 - A3	C1 -C4	D	Kokku
MKM	Lehtteras	3.32	0.003	-1.53	1.79
	Betoon	0.17	0.02	-0.06	0.13
	Armatuur teras	3.05	0.003	-1.55	1.50
ICE	Lehtteras	3.49	-	-1.21	2.28
	Betoon	0.149	-	0	0.15
	Armatuur teras	2.78	-	-0.79	1.99
ViaCon LT	Raudbetoon	0.294	-	-0.017	0.28
	Lehtteras	2.755	-	-0.76	2.00
ViaCon PL	Lehtteras	2.14	-	-	2.14
	Betoon	0.17	-	-	0.17
	Armatuur teras	2.01	-	-	2.01
Ympäristökeskus	Lehtteras	3	-	-1.3	1.70
	Betoon	0.18	-	-	0.18
	Armatuur teras	0.67	-	-	0.67
Tony Gee	Lehtteras	2.46	-	-	2.46
	Betoon	0.15	-	-	0.15
	Armatuur teras	1.99	-	-	1.99
Keskmine			Betoon		0.16
			Armatuur teras		1.87
			Lehtteras		2.06

Keskmiised väärtused on leitud erinevatest allikatest kogutud väärtuste summa jagatisena. Armatuur terase keskmise leidmisel jäeti andmetest välja Ympäristökeskus andmepangast saadud armatuuri CO2 ekvivalent, kuna see oli kordades väiksem võrreldes teiste allikatega

Järgnevalt on kasutatud ehitse peatükis kajastatud konstruktsiooni ehitusemahud, mis hõlmavad betooni, armatuur terast ja lehtterast. Rajatise arvestatav CO2 emissioon on leitud vastavalt konstruktsiooni mahtude ja keskmise ekvivalentide korrutisel.

Näiteks monteeritava betoonist lahenduse betooni ekvivalent on leitud järgnevalt:

$$1045293 \text{ kg} \times 0.16 = 162409 \text{ kg}$$

Monteeritavatest betoonkaartest lahenduse puhul eritab betoon 162409 kg ja armatuur teras 795925kg CO2te. Kogu monteeritava lahenduse elukaare CO2 emissioon on kokku 958334kg. Vt tabel 4.4.

Tabel 4.4

Monteeritav betoonist lahendus			
Materjal	Kaal kokku (kg)	CO2 ekvivalent	CO2 ekvivalent (kg)
Betoon	1 045 294	0.16	162 409
Armatuur teras	425 049	1.87	795 925
Lehtteras	-	-	-
Konstruktsiooni CO2 emissioon kokku:			958 334

Monoliitse betoonist lahenduse puhul eritab betoon 119503 kg ja armatuur teras 724594kg CO2te. Kogu monteeritava lahenduse elukaare CO2 emissioon on kokku 844097kg. Vt tabel 4.5.

Tabel 4.5

Monoliitne betoonist lahendus			
Materjal	Kaal kokku (kg)	CO2 ekvivalent	CO2 ekvivalent (kg)
Betoon	769 141	0.16	119 503
Armatuur teras	386 956	1.87	724 594
Lehtteras	-	-	-
Konstruktsiooni CO2 emissioon kokku:			844 097

Gofreeritud terasest lahenduse puhul eritab betoon 69017 kg, armatuur teras 235226kg ja lehtteras 412246kg CO2te. Kogu monteeritava lahenduse elukaare CO2 emissioon on kokku 716489kg. Vt tabel 4.6.

Tabel 4.6

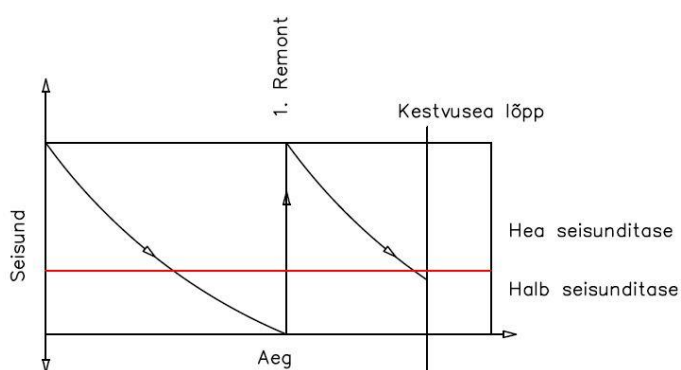
Gofreeritud terasest lahendus			
Materjal	Kaal kokku (kg)	CO2 ekvivalent	CO2 ekvivalent (kg)
Betoon	444 206	0.16	69 017
Armatuur teras	125 618	1.87	235 226
Lehtteras	200 000	2.06	412 246
Konstruktsiooni CO2 emissioon kokku:			716 489

CO2 arvutuse kokkuvõttes tuleb välja, et kõige suurema CO2 emissiooniga on monteeritavatest betoonkaartest lahendus ja kõige väiksema CO2 emissiooniga on gofreeritud terasplaatidest kaare lahendus.



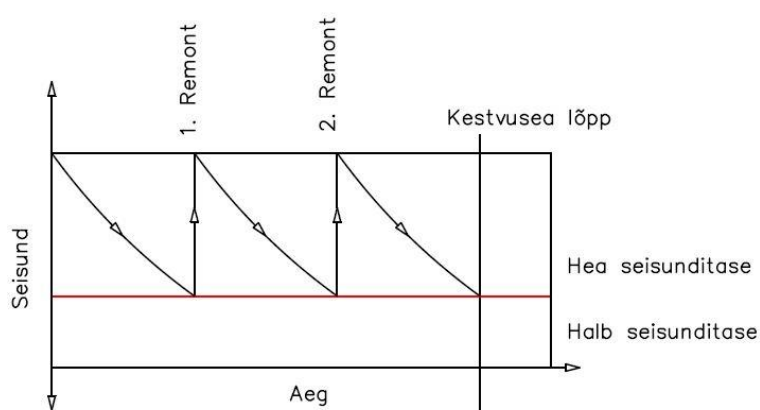
## 5 ÜLEVAATUS JA HOOLDUS

Sillad ja muud sarnast funktsiooni omavad rajatised on oluline osa transpordi infrastruktuurist, kuna need võimaldavad kaupade ja inimeste liikumist ning aitavad kogukondadel funktsioneerida. Nende ohutuse tagamine on äärmiselt oluline mitte ainult kasutajate elu ja tervise kaitsmiseks, vaid ka kulukate remondi- või asendamiskulude vältimiseks. Rajatise ohutuse ja kasutusea tagamiseks on kaks võimalikku viisi: hooldamine rikete ilmnemisel ja süstemaatiline hooldus. Esimese variandi puhul puudub rajatisel usaldusväärsus, kuna probleemidele juhitakse tähelepanu alles peale nende tekkimist. Sellest tulenevalt tekitab see ohtu taristu kasutajatele ja lisaks võib see olla kordades kallim kui süstemaatiline hooldus. [26]



Joonis 5.1 Hooldamine kahjustuste ilmnemisel

Süstemaatiline hooldus on aga ennetav ja hõlmab regulaarset kontrolli, et tuvastada potentsiaalsed probleemid ja need enne turvalisuse ohustamist lahendada.



Joonis 5.2 Ennetav hooldamine

See annab ühtse ülevaate rajatise seisundist, võimaldades analüüsida ja käsitleda muudatusi, andmeid ohutuse ja teenindatavuse hindamiseks, lisaks annab see teavet

potentsiaalsete probleemsete piirkondade kohta, loob ühtse hooldusstrateegia ja jälgib muudatusi rajatise seisunditasemes. Projektis on rajatiste kestvuseaks nõutud 100 aastat. See tähendab, et antud rajatise ehitusega kaasneb tellijale kohustus tegeleda 100 aasta jooksul selle ülevaatus ja hooldusega. [26]

Peamised punktid miks mantee ja raudteede rajatiste hooldus on oluline:

- Ohutus: Rajatised on raudtee infrastruktuuri kriitiline osa ning neid tuleb korras hoida selleks, et tagada rongioperaatorite ja reisijate ohutus. Halvasti hooldatud rajatised võivad põhjustada tõsist ohtu.
- Vastupidavus: Koormuste ja ilmastikuolude tagajärjel toimub kõikide konstruktsioonide kulumine. Regulaarne hooldus võib aidata pikendada silla eluiga ja vältida kalleid remondi- või asendamistöid.
- Tõhusus: Halvasti hooldatud rajatised võivad põhjustada rongide viivitusi ja katkestusi, mis võivad olla raudteetevõtetele kallid ja reisijatele ebamugavad.
- Vastavus: Raudteetevõtted peavad järgima eeskirju ja standardeid, mis nõuavad nende rajatiste ohutut ja usaldusväärset seisundit. Nende eeskirjade rikkumine võib kaasa tuua trahve või muid karistusi. [26]

Selleks, et rajatise seisukorras kindel olla, on vajalik konstruktsiooni ülevaatus. Ülevaatus liike on üldjuhul kolm; üldine ülevaatus, põhi ülevaatus ja eriülevaatus.

**Üldine ülevaatus** on rajatise osade visuaalne ülevaatus, mille käigus tehakse kindlaks rajatise seisukord ja märgitakse ära tähelepanu vajavad elemendid. [26] Tavaliselt tehakse üldist ülevaatus igal aastal. Ülevaatus toimub maapinnal ja info salvestatakse vajadusel kaamera või drooniga.

**Põhjalik ülevaatus** hõlmab kõikide rajatise osade põhjalikku ülevaatus ettevalmistatud kontrollnimekirja alusel. Esmane põhiülevaatus viiakse alati läbi uue rajatise üleandmise eel, kuid edaspidi tehakse neid tavaliselt iga kolme aasta tagant. Kõikide rajatise osade ülevaatomiseks on tavaliselt vaja kasutada spetsiaalset varustust ning liikluse korraldamist. Eestis on kontrollid piirdunud enamasti visuaalse kontrolliga, kuid arenenud maades on katsetatakse ja uuritakse näiteks kloriidide sisaldust ja armatuur terease karboniseerumist. [26]

**Erakorraline ülevaatus** on põhjalik inspeksioon konkreetse piirkonna või defekti suhtes, mis tekitab probleeme. Antud ülevaatus viiakse läbi järgnevatel põhjustel:

- varasemal ülevaatusel tuvastatud defekti jälgimine;
- sarnastel konstruktsioonidel avastatud konkreetse probleemi uurimine;

- pärast üleujutust;
- vajumine kivisöe või maavarade kaevandamise aladel;
- ebaühtlased vajumid rajatise muldkehas;
- rajatis, mis on ette nähtud lammutamiseks, kuid eeldatakse, et see kestab veel mõned aastad;
- terrassilad, kus võib probleemiks olla väsimus. [26]

#### **Põhilised kahjustused betoonist rajatiste puhul:**

- Murdumine surve all (näiteks külmumis-sulamisprotsessi tõttu) võivad betoonist kooruda tükid, jättes maha süviku. Põhjuseks on sageli armatuuri korrosioon, kus korrosioonisaaduste maht on palju suurem kui algne terase maht ja sellest tulenev rõhk põhjustab betooni lokaalset murdumist. Mõjupiirkond märgistatakse ja kui armatuur on paljandunud, siis mõõdetakse ja märgistatakse ka kaitsekihi paksus.
- Armatuuri korrosioon algstaadiumis saab seda tuvastada betoonpinna värvimuutusel, hilisemas staadiumis saab tuvastada kohtades kus petoon on murdunud.
- Leostumine, see on tingitud vee läbitungimisest läbi betooni ning betoonis olevate koostisosade, nagu kaltsiumhüdroksiidi, lahustumisest pragude asukohtades. Tulemuseks on väga inetu nähtus, mis põhjustab plekke, eforektsentsi, koorikuid või oma halvimas vormis stalaktiite. See põhjustab betooni leeliselisuse kaotuse, mis võib omakorda viia sisemise armeerimise või pingekaablite korrosioonini.
- Ebakvaliteetne betoon, see võib olla poorne, tühimikega või ebapiisava kaitsekihiga. Betooni tühimikud on tavaliselt kergesti märgatavad, kuid teised kahjustused mitte. Kahtlastes piirkondades tuleks teha katsed.
- Pragunemine, pragunemise muster annab tavaliselt aimu selle põhjusest. Kokkutõmbumispraod on tavaliselt vertikaalsed või peaaegu vertikaalsed. Horisontaalne pragunemine võib viidata vastupidisele paindumisele, mis võib olla tingitud pinnase tihenemisest kaldasamba läheduses asuvast koormusest. [26]

#### **Põhilised kahjustused terasest rajatiste puhul:**

- Korrosioon on teras konstruktsioonide puhul kriitiline ja selle kontrollimine on struktuuri terviklikkuse seisukohalt oluline. Haavatavad alad on ühenduskohad terasplaatide vahel ja terase ja betooni kokkupuute alad. Kinnituskohtade

korrosioon võib kaasa tuua plaatide nihkumise, kuna korrosiooni maht on kordades suurem kui terasel.

- Murdumine. Kuigi see on väga ebatavaline, võib teras puruneda üksikute elementide joonel või ühenduskohtades hapra purunemise, tootmisvigade või väsimuse tagajärjel. Kõikide pragude laius, pikkus ja nihke mõõtmed tuleb registreerida. See võib ilmned ka ühendus poltide puhul. Eelkõige tuleks kontrollida, kas rabedatest murdudest tekkinud praod on pärast tugevat külmaperioodi edasi levinud
- Deformatsioonid. Konstruktsiooni deformatsioone saab igas suunas mõõta mõõdistusseadmetega, mis näitavad ebatavalisi kõrvalekaldeid joonest ja tasemest nii piki- kui ka põikisuunas. Kohalikud deformatsioonid paindumise, kõverdumise või paindumise kujul viitavad tavaliselt kokkusurumise tõrkele. Need tuleks täpselt kirja panna ja hiljem vastavad liikmed üle kontrollida, kas ei ole toimunud tõsist stabiilsuse või kandevõimekaotust.
- Lahtised kinnitused. Pidev vibratsioon võib poldid ja needid lahti lasta. Lahtisi polte pole võimalik ilma ülevaatus tegemata tuvastada, kui need pole just välja kukkunud. [26]

Hüdroisolatsiooni puhul saab kahjustusi tuvastada niiskete laikude või kristalliseerunud soolalademete järgi. Lekke põhjuseks on kõige tõenäolisemalt halb konstruktsioon, kuna hüdroisolatsiooni süsteem ei olnud betooniga korralikult kleepunud või ehituse on see ehituse ajal vigastada saanud. [26]

Hoolduse võrdluses nagu ka ehituse protsessi võrdluses on arvesse võetud ainult konstruktsiooni kandevelemente ja hüdroisolatsiooni. Kuna hooldus käsitleb ennetavat meetodit, siis on ennetavalt paika pandud hoolduse alla kuuluvad tööd ja nende teostamise intervallid.

Monteeritud betoonist ja monoliitset betoonist lahenduste puhul on tööde graafik järgnev:

Tabel 5.1 Betoonist kaarkonstruktsiooni hoolduse graafik

Töö	Hoolde välp (aastates)	Korda	Maht
Betooni impregneerimine + survepesu	20	4	100%
Servaprussi parandus	30	3	100%
Vuukide parandus/vahetus	25	3	100%
Betoonist seinade remont + liivaprits	30	3	10%
Betoonist võlvi remont + liivaprits	30	3	10%

Töö täistab tehtavat tööd mingi aja järel. Hoolde välp tähistab mitme aasta tagant antud tööd teostatakse. Korduste arv tähistab mitu korda on rajatise kestvusea jooksul tarvis antud tööd teostada. Maht tähistab töö mahtu kindla konstruktsiooni osa kogumahust.

Betooni impregneerimisele tööle kaasneb ka survepesu ja betoon pindade remodile kaasneb liivapritsi kasutus. Gofreeritud terasest lahenduste puhul on tööde graafik järgnev:

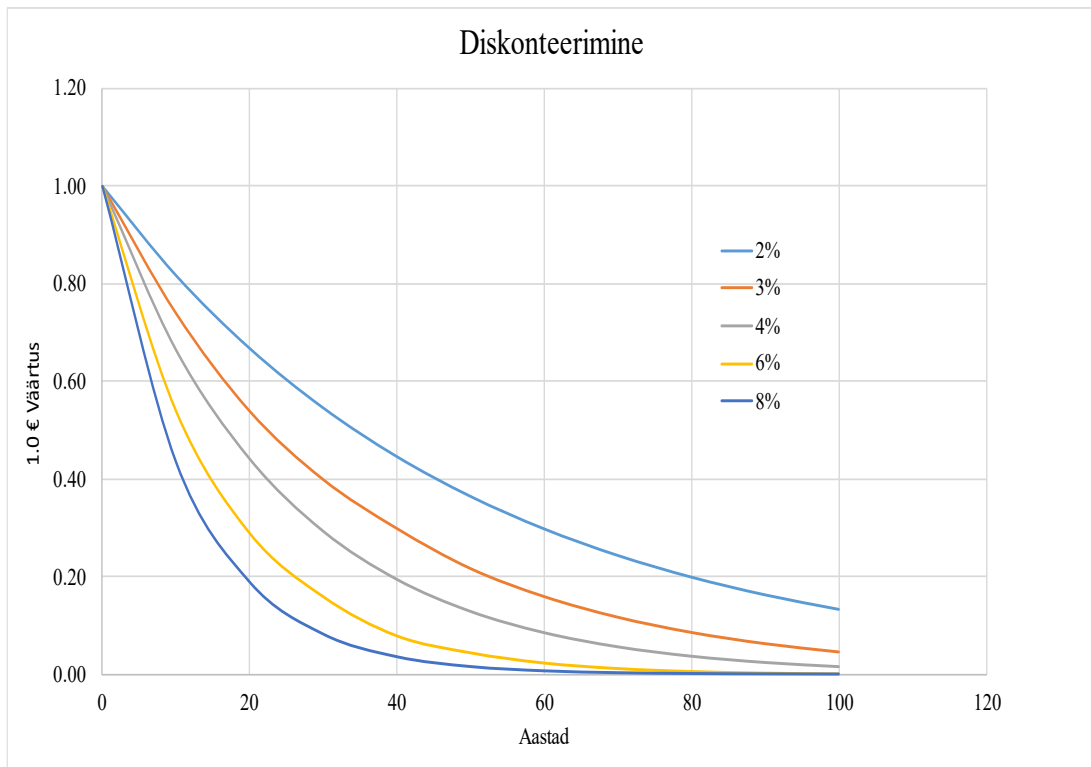
Tabel 5.2 Gofreeritud terasest kaarkonstruktsiooni hoolduse graafik

Töö	Hoolde välp (aastat)	Korda	Maht
Betooni impregneerimine + survepesu	20	4	100%
Servaprussi parandus	30	3	100%
Vuukide parandus	25	3	100%
Betoonist seinade remont + liivaprits	30	3	10%
Terasvõlvi värvimine	25	3	100%

Töö täistab tehtavat tööd mingi aja järel. Hoolde välp tähistab mitme aasta tagant antud tööd teostatakse. Korduste arv tähistab mitu korda on rajatise kestvusea jooksul tarvis antud tööd teostada. Maht tähistab töö mahtu kindla konstruktsiooni osa kogumahust.

Hooldustööde baashinnad on saadud Transpordiameti 2018 ühikhindade tabelist. Sellele on lisatud tarbijahinna indeks nagu ka ehituse maksumusele. Lisaks sellele on edaspidi arvestatud valuuta väärtuse kahanemisega, ehk diskonteeritud väärtusega.

Diskontomäär on intressimäär, mida kasutatakse finantsanalüüsis tulevaste rahavoogude nüüdisväärtuse arvutamiseks. See esindab alternatiivkulu, mis tekib raha investeerimisel ühte optsiooni teise, ja võtab arvesse selliseid tegureid nagu inflatsioon, risk ja raha ajaväärtus. Kõrgem diskontomäär tähendab suuremat alternatiivkulu ja seega tulevaste rahavoogude madalamat nüüdisväärtust. Seevastu madalam diskontomäär tähendab madalamat alternatiivkulu ja seega ka tulevaste rahavoogude suuremat nüüdisväärtust. Näiteks UK's arvestatakse diskonto määraks 8%, USAs 6%, Saksamaal 3%, Sveitsis 2% ja Eestis 4%. Töös on arvestatud diskonto määraks 4%. [27] [26]



Joonis 5.3 1€ Väärtuse vähenemine, erinevate diskontomääradega

Diskonteeritud väärtus mingil kindlal aastal arvutatakse järgnevalt:

$$\frac{1}{(1 + 4\%)^{10}} = 0,675$$

Kus:

*1 - Valuuta baas väärtus*

*4% - Diskontomäär*

*10 - Aastate vahemik praegusest aastast, kuni leitava aastani*

Hooldusremondi ühikhinna leidmine toimub järgnevalt:

$$28 - \left( 28 * \frac{1}{1+4\%^{10}} \right) + 28 = 42$$

Kus:

*28 - töö €/m2 hind aastal 2023*

*42 - töö €/m2 hind aastal 2043*

Tabel 5.3 Diskonteeritud tööde ühikhinnad

Betooni impreneerimine + survepesu	Aasta	2023	2043	2063	2083	2103
	€/m <sup>2</sup>	28	42	49	52	54
Servaprussi parandus	Aasta	2023	2053	2083	2113	
	€/m <sup>2</sup>	76	128	144	149	
Vuukide parandus/vahetus	Aasta	2023	2048	2073	2098	
	€/m <sup>2</sup>	18	29	33	35	
Betonist seinade remont + liivaprits	Aasta	2023	2053	2083	2113	
	€/m <sup>2</sup>	89	151	170	176	
Betonist võlvi remont + liivaprits	Aasta	2023	2053	2083	2113	
	€/m <sup>2</sup>	89	151	170	176	
Terasvõlvi värvimine	Aasta	2023	2048	2073	2098	
	€/m <sup>2</sup>	21	34	38	40	

## 5.1 Monteeritavatest kaartest kaarkonstruktsiooni hooldamine

### 5.1.1 Ülevaatus

Monteeritava betoon lahenduse puhul peaks tähelepanu pöörama vuukide kontrollimisele. Üldine ülevaatus võiks toimuda vähemalt üks kord aastas. Selle käigus võiks ülevaatus teostaja kontrollida järgnevat:

- Visuaalselt ei tohi betoonkonstruktsioonid olla deformeerunud, katki, armatuur paljandunud jne.
- Tuleb kontrollida betoonpindasid, et ei oleks ilminguid mitte töötavast hüdroisolatsioonist.

Põhjalik ülevaatus võiks toimuda iga kolme aasta järel. Selle käigus võiks ülevaatus teostaja kontrollida järgnevat:

- Kandekonstruktsioon tervikuna peab olema defektideta, ei tohi esineda elementide läbivajumisi ega omavahelisi nihkumisi, armatuur ei tohi olla nähtav, betoonkonstruktsioonides ei tohi olla rohkem kui 0,3 mm avanenud pragusid, betoonkonstruktsioonidest ei tohi olla märke vee läbijooksust.
- Hüdroisolatsioon ja deformatsioonivuugid peavad olema vettpidavad.

## 5.1.2 Hooldus

Rajatise hoolduse tüübiks on valitud ennetav hooldus. Antud konstruktsiooni ennetavaks hoolduse töödeks ja mahtudeks on:

Tabel 5.4 Monteeritavatest kaartest betoon konstruktsiooni hooldustööde mahud

Töö	Maht kokku m <sup>2</sup>	Tehtav tööde maht m <sup>2</sup>
Betooni impregneerimine + survepesu	3 396	3 396
Servaprussi parandus	103	103
Vuukide parandus/vahetus	130	130
Betoonist seinade remont + liivaprits	896	90
Betoonist võlvi remont + liivaprits	1 456	146

Hooldus teostatakse vastavalt tabelis 5.1 toodud hoolduse intervallile.

Hoolduse maksumuse leidmiseks korrutatakse hooldatav maht, tehtava töö diskonteeritud ühikhinnaga vastaval aastal. Monteeritava betoonkonstruktsiooni 100a hooldusmaksumus on järgmine:

Tabel 5.5 Hoolde maksumus

Töö	Maksumus kokku (€)
Betooni impregneerimine + survepesu	672 518
Servaprussi parandus	43 539
Vuukide parandus/vahetus	12 630
Betoonist seinade remont + liivaprits	44 630
Betoonist võlvi remont + liivaprits	72 477
Kokku	845 795

## 5.2 Monoliitse betoonist kaarkonstruktsiooni hooldamine

### 5.2.1 Ülevaatus

Monoliitse betoonist lahenduse puhul peaks rohkem tähelepanu pöörama betooni pragunemisele kontrollile. Üldine ülevaatus võiks toimuda vähemalt üks kord aastas. Selle käigus võiks ülevaatus teostaja kontrollida järgnevat:



- Visuaalselt ei tohi betoonkonstruktsioonid olla deformeerunud, katki, armatuur paljandunud jne.
- Tuleb kontrollida betoonpindasid, et ei oleks ilminguid mitte töötavast hüdroisolatsioonist.

Põhjalik ülevaatus võiks toimuda iga kolme aasta järel. Selle käigus võiks ülevaatuse teostaja kontrollida järgnevat:

- Kandekonstruktsioon tervikuna peab olema defektideta, ei tohi esineda elementide läbivajumisi ega omavahelisi nihkumisi, armatuur ei tohi olla nähtav, betoonkonstruktsioonides ei tohi olla rohkem kui 0,3 mm avanenud pragusid, betoonkonstruktsioonidest ei tohi olla märke vee läbijooksust.
- Hüdroisolatsioon ja deformatsioonivuugid peavad olema vettpidavad.

## 5.2.2 Hooldus

Rajatise hoolduse tüübiks on valitud ennetav hooldus. Antud konstruktsiooni ennetavaks hoolduse töödeks ja mahtudeks on

Tabel 5.6 Monoliise betoon konstruktsiooni hooldustööde mahud

Töö	Maht kokku m <sup>2</sup>	Tehtav tööde maht m <sup>2</sup>
Betooni impregneerimine + survepesu	3 070	3 070
Servaprussi parandus	100	100
Vuukide parandus/vahetus	116	116
Betoonist seinade remont + liivaprits	888	89
Betoonist võlvi remont + liivaprits	1 482	148

Hooldus teostatakse vastavalt tabelis 5.1 toodud hoolduse intervallile.

Hoolduse maksumuse leidmiseks korrutatakse hooldatav maht, tehtava töö diskonteeritud ühikhinnaga vastaval aastal. Monteeritava betoonkonstruktsiooni 100a hooldusmaksumus on järgmine:

Tabel 5.7 Hoolde maksumus

Töö	Maksumus kokku
Betooni impregneerimine + survepesu	608019
Servaprussi parandus	42022
Vuukide parandus/vahetus	11238
Betoonist seinade remont + liivaprits	44221
Betoonist võlvi remont + liivaprits	73817
Kokku	779316

## 5.3 Gofreeritud terasplaatidest monteeritava ökodukti hooldamine

### 5.3.1 Ülevaatus

Üldine ülevaatus peaks sisaldama järgnevat:

- Visuaalselt ei tohi betoonkonstruktsioonid olla deformeerunud, katki, armatuur paljandunud jne.
- Tuleb kontrollida betoonpindasid, et ei oleks ilminguid mitte töötavast hüdroisolatsioonist.
- Visuaalselt ei tohiks olla teraskaar deformeerunud
- Teras elementidel ei tohi olla korrosiooni, ega värvikahjustusi

Põhjalik ülevaatus peaks sisaldama:

- konstruktsiooni ristlõike kuju kontrollimist,
- korrosioonikaitsekatte seisukorra hindamist (katte mehaanilised kahjustused, korrosioonikaitsekihi paksuse mõõtmine),
- lehtmetailkonstruktsioonide seisukorra hindamist (kontrollitakse, kas on mehaanilisi kahjustusi),
- liidete seisukorra hindamist (kui elemendid on kinnitatud kruvide või klambritega),
- Betoonist kandekonstruktsioon tervikuna peab olema defektideta, ei tohi esineda elementide läbivajumisi ega omavahelisi nihkumisi, armatuur ei tohi olla nähtav, betoonkonstruktsioonides ei tohi olla rohkem kui 0,3 mm avanenud pragusid, betoonkonstruktsioonidest ei tohi olla märke vee läbijooksust.
- Hüdroisolatsioon ja deformatsioonivuugid peavad olema vettpidavad.

### 5.3.2 Hooldus

Rajatise hoolduse tüübiks on valitud ennetav hooldus. Antud konstruktsiooni ennetavaks hoolduse töödeks ja mahtudeks on

Tabel 5.8 Monoliise betoon konstruktsiooni hooldustööde mahud

Töö	Maht kokku m <sup>2</sup>	Tehtav tööde maht m <sup>2</sup>
Betooni impregnimine + survepesu	582	582
Servaprussi parandus	105	105
Vuukide parandus/vahetus	200	200
Betoonist seinade remont + liivaprits	582	58
Terasvõlvi värvimine	2 942	2 942

Hooldus teostatakse vastavalt tabelis 5.2 toodud hoolduse intervallile.

Hoolduse maksumuse leidmiseks korrutatakse hooldatav maht, tehtava töö diskonteeritud ühikhinnaga vastaval aastal. Monteeritava betoonkonstruktsiooni 100a hooldusmaksumus on järgmine:

Tabel 5.9 Hoolduse maksumus

Töö	Maksumus kokku (€)
Betooni impregnimine + survepesu	115 270
Servaprussi parandus	44 240
Vuukide parandus/vahetus	19 431
Betoonist seinade remont + liivaprits	28 988
Terasvõlvi värvimine	329 809
Kokku	537 739

## ANALÜÜS (TÜÜPIDE VÕRDLUS)

Töös teostatud arvutuste põhjal leiti kolme konstruktsiooni võrdlus nelja parameetri alusel.

Analüüsi tulemused on toodud tabelis 1.

Tabel 1.

Parameeter	Monteeritav betoonist lahendus	Monoliitne betoonist lahendus	Gofreeritud terasest lahendus
Ehituskulud (€)	3 235 983	2 204 662	2 223 742
Hoolduskulud (€)	845 795	779 316	537 739
Ehitusaeg (päeva)	122	137	103
CO2 emissioon (kg)	958 334	844 097	716 490

Ehituskuludest oli kõige kallim monteeritav betoonist lahendus. Selle põhjuseks on suur betooni maht mis kulub konstruktsiooni valmistamiseks. Ehituse maksumuselt keskmine on gofreeritud terasest lahendus, mille hind sõltub suuresti terase hinnast, kuna objektil on betooni tööde mahud võrdlismisi väikesed. Kindlasti mängis suurt rolli, et teraskaare hind oli ainuke hind mis oli võetud arvesse pakkumisena, mitte tuletatud tabelist. Kõige soodsam ehituse maksumuse osas on monoliitne betoonist lahendus. Monoliitse konstruktsiooni puhul teostatakse kõik tööd objektil kohapeal, mis tähendab, et oluliseks määrajaks on tööjõu hind. Kui riigis tööjõu hind tõuseb, siis mõjutab see otseselt valiku tegemist.

Hoolduskulude osas osutus kõige kallimaks monteeritav betoonist lahendus ja kõige soodsamaks gofreeritud terasest lahendus. Põhjuseks on see, et töös rakendatud ennetava hoolduse meetodiga on saadud teraskonstruktsioonile soodsamad hoolduskulud.

Ehituse kestvuses, osutus kõige kiiremaks gofreeritud terasest lahendus ja kõige aeglasemaks monoliitne betoonist lahendus. Monteeritava betoonist lahenduse paigalduseks kulub 122 päeva, millest 69% kulub tugiseinte ehitusele. Reaalsuses võiks kõige kiirem lahendus olla monteeritavatest kaartest, kuid töö on kasutatud üle dimensioneeritud standardlahendust. Kui monteeritava lahenduse puhul tugiseinasid väiksemaks dimensioneerida, siis on võimalik ka konstruktsiooni rutem valmis ehitada.

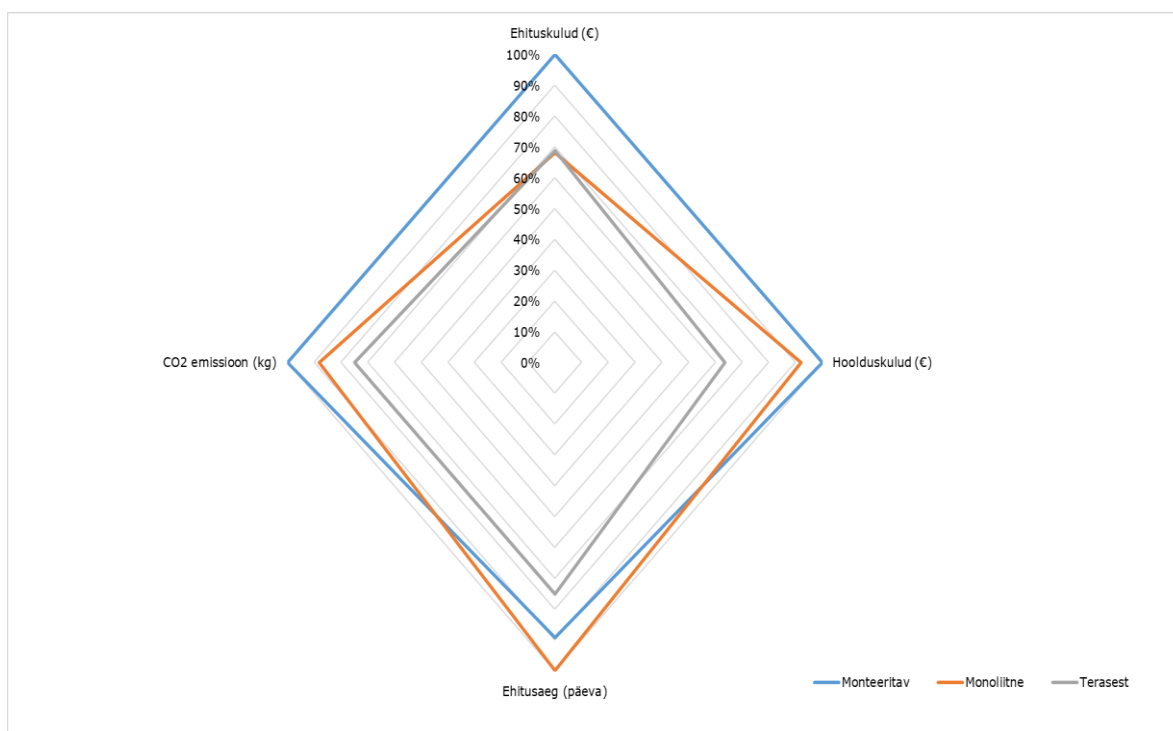
CO2 emissiooni poolest on kõige keskkonna sõbralikum gofreeritud terasest lahendus. Teras eeliseks on selle väike omakaal, mis tõttu on vaja sama kandevõime saavutamiseks vähem materjali. Lisaks on võimalik ka lehtterast paremini

taaskasutada. Kõige halvema tulemuse sai monteeritav betoonist konstruktsioon oma suure betooni koguse tõttu.

Tabelis 1 Välja toodud tulemuste põhjal teisendati töö paremaks visualiseerimiseks hindamise süsteemi 0 - 100%, kus 100% on kõige suurem tulemus tabelis, ehk mida väiksem on tulemus, seda eelistatum on konstruktsioon märgitud näitajal.

Tabel 2 Tulemused analüüsi alusel

Parameeter	Monteeritav	Monoliitne	Terasest
Ehituskulud (€)	100%	68%	69%
Hoolduskulud (€)	100%	92%	64%
Ehitusaeg (päeva)	89%	100%	75%
CO2 emissioon (kg)	100%	88%	75%



Joonis 1 Tööd analüüsiv radiaaldiagramm

Tulemused siiski erinevad kardinaalselt tänu betooni mahtu erinevusele. Esialgne RB rail AS poolt tellitud ja projekteerimise firma IDOM poolt projekteeritud kaarlahendus on üle dimensioneeritud ja seetõttu kulub selle valmistamiseks ka rohkem betooni ja armatuur terast. Töös saadud analüüsi tulemuse saaks täpsemaks, kui kõik lahendused maksimaalselt õhemaks dimensioneerida ja arvestada antud hetkes kehtivate hindadega.

## KOKKUVÕTE

Ökodukti eesmärk on tagada sidusus väga erinevate liigirühmade populatsioonide vahel. Nende konstruktsioonide ehitamine võib olla kulukas, kuid need on oluliseks vahendiks bioloogilise mitmekesisuse edendamisel ja looduslike ökosüsteemide säilitamisel. Tuginedes teostatud loomaseiretele saab väita, et eestis rajatud ökoduktid töötavad eesmärgipäraselt ja on väga vajalikud ökosüsteemi toimimiseks.

Ökoduکتide tüüplahenduste analüüsist selgub, et erinevad konstruktsioonid on head, erinevatel parameetritel ja ühtselt head rajatist ei ole. Töös on lisaks ehitusmaksumusele aga välja toodud kolm lisa parameetrit mille alusel on võimalik tellijal rajatist võrrelda.

Monteeritavatest betoonkaartest ökoduکتi ehitus kestab 122 tööpäeva. Konstruktsiooni kandev elementide ehitamiseks ja hüdroisolatsiooni paigalduseks kulub 3 235 982€. Rajatise hooldusmaksumuse hindamiseks tehtud ennetava hooldusmeetodi rakendamisel 100 aasta vältel, tuli rajatise hoolduse maksumuseks 845 795€. Rajatise tootmine ja ehitamine eritab 958 tonni CO<sub>2</sub>'te. Rajatise eeliseks kujunes ainult ehituse kestvus. Monteeritava konstruktsiooni kahjuks räägib see, et antud konstruktsioon on valmistatud tüüplahendusena ja sellest tulenevalt ka üle dimensioneeritud. Rajatise ehitamiseks kuluv suur betooni maht muudab ehitust ja hooldust kallimaks, muudab ehituse kestvust pikemaks ja eraldab ka rohkem CO<sub>2</sub>' te.

Monoliitse betoonist ökoduکتi ehitamine kestab 137 tööpäeva. Konstruktsiooni kandev elementide ehitamiseks ja hüdroisolatsiooni paigalduseks kulub 2 204 662€. Rajatise hooldusmaksumuse hindamiseks tehtud ennetava hooldusmeetodi rakendamisel 100 aasta vältel, tuli rajatise hoolduse maksumuseks 779 316€. Rajatise ehitamine eritab 844 tonni CO<sub>2</sub>'te. Monoliitse betoonist ökoduکتi ehitamise kindlaks eeliseks on ehituse maksumus.

Gofreeritud terasest ökoduکتi ehitamine kestab 103 tööpäeva. Konstruktsiooni kandev elementide ehitamiseks ja hüdroisolatsiooni paigalduseks kulub 2 223 742€. Rajatise hooldusmaksumuse hindamiseks tehtud ennetava hooldusmeetodi rakendamisel 100 aasta vältel, tuli rajatise hoolduse maksumuseks 527 739€. Rajatise tootmine ja ehitamine eritab 752 tonni CO<sub>2</sub>'te. Gofreeritud terasest monteeritava ökoduکتi kindlateks eelisteks on ehituse kestvus ja keskkonna sõbralikkus.

Ökoduktide ehitustööde maksumus varieerub ajas ning töös kajastatud ühikhinnad ei pruugi vastata hetke reaalsusele. Lisaks toob töösse moonutuse fakt, et godreeritud teraskaare puhul arvestati hetke hinnaga, mitte tabelist tuletatud hinnaga.

Töös olev ennetav hoolduse osa on hetkel teoreetiliselt tuletatud, ega pruugi vastata reaalsusele. RailBaltica projekti puhul oleks hea kasutada sarnastes oludes erinevaid lahendusi, et saaks neid ajas jooksvalt võrrelda ja sealt saaks edasi minna empiiriliste tulemustega. Lisaks oleks saanud ka välja töötada toimivad hooldusjuhendid erinevate kaar tüüpi ökoduktide hooldamiseks ja haldamiseks.

Edaspidi võiks rajatiste projektide hindamises olla lisaks makumusele veel teisigi parameetreid. Üheks parameetriks võiksid kindlasti olla ennetatavad hoolduskulud, et näha rajatise eeldatavat maksumust 100a jooksul, mitte ainult ehituse protsessis.

See annab parema pildi konstruktsioonitüübi valimisel, näiteks kas rajatist on ainult soodne ehitada, või on rajatis ka 100 aasta perspektiivis kõige soodsam lahendus.

Lisaks peaks olema arvestatud projekti rahastuse taotlemisel juba arvestada hooldekuludega ja võiks ka päriselt süstemaatilist hooldust rakendada. Rikke või probleemi ilmnemisel hoolduse teostamine paneb ohtu taristu kasutajad ja võib olla üldkokkuvõttes kallim ka taristu omanikule.

## SUMMARY

The aim of this master's thesis is to compare the pros and cons of three wildlife crossings that are constructed using different arch structures based on four different parameters. The thesis provides an overview of wildlife crossings as a structure, its usage, and compares three wildlife crossings that are constructed using arch structures across four parameters.

The three types of wildlife crossings that are compared are prefabricated concrete arch wildlife crossing structure, monolithic concrete wildlife crossing structure, and corrugated steel plate wildlife crossing structure. The four parameters used for comparison are construction cost, construction duration, maintenance cost, and CO2 emissions.

Backfill works, drainage solutions, fence construction, and railway and its parts construction, are excluded from the comparison since changing the arch solution does not affect their functioning, construction, construction time, or cost.

In Estonian infrastructure construction, the cheapest or fastest solution is often ordered. Therefore, this thesis reflects both construction cost and construction duration in the comparison. Additionally, the comparison includes the expected CO2 emissions of the different constructions, as this topic is increasingly being discussed worldwide and is likely to become mandatory in Estonia soon.

The comparison of the typical wildlife crossing solutions shows that different constructions have their advantages, but there is no uniformly superior facility for all parameters. The thesis highlights three additional parameters that the client can use to compare the facility, in addition to construction cost.

The construction of an ecoduct made from precast concrete arches lasts 122 working days, costs €3,235,982 for the construction of supporting elements and waterproofing, and €845,795 for preventive maintenance over 100 years. The production and construction of the facility releases 958 tons of CO2. The advantage of this type of ecoduct is its construction duration, but the disadvantage is that it is designed as a standard solution and is therefore oversized. The large amount of concrete required for construction makes it more expensive, longer-lasting, and emits more CO2.

The construction of a monolithic concrete ecoduct lasts 137 working days, costs €2,204,662 for the construction of supporting elements and waterproofing, and



€779,316 for preventive maintenance over 100 years. The production and construction of the facility releases 844 tons of CO<sub>2</sub>. The clear advantage of this type of ecoduct is its construction cost.

The construction of a corrugated steel ecoduct lasts 103 working days, costs €2,223,742 for the construction of supporting elements and waterproofing, and €527,739 for preventive maintenance over 100 years. The production and construction of the facility releases 752 tons of CO<sub>2</sub>. The clear advantages of this type of ecoduct are its construction duration and environmental friendliness.

The preventive maintenance part of the study is currently theoretically derived and may not reflect reality. For the Rail Baltica project, it would be beneficial to use different solutions in similar conditions to compare them over time and obtain empirical results. In addition, effective maintenance guidelines for different ecoduct types could be developed to ensure proper care and management. In the future, project assessments of such facilities could consider other parameters in addition to cost, such as preventive maintenance costs to determine the expected cost of the facility over 100 years.

## KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] R. v. Meeteren, „<https://www.researchgate.net>,“ 27 Oktoober 2015. [Võrgumaterjal]. Available: [https://www.researchgate.net/publication/283315702\\_Twenty\\_years\\_of\\_research\\_do\\_animals\\_use\\_wildlife\\_crossings](https://www.researchgate.net/publication/283315702_Twenty_years_of_research_do_animals_use_wildlife_crossings). [Kasutatud 27 Aprill 2023].
- [2] Google, „Google maps,“ Google, 30 jaanuar 2023. [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.google.com/maps/@49.1368832,-87.5610372,4.46z>. [Kasutatud 14 aprill 2023].
- [3] D. Gagnon, „[www.cowi.com](http://www.cowi.com),“ COWI, 1 mai 2017. [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.cowi.com/solutions/infrastructure/wildlife-overpass-in-yohonational-park>. [Kasutatud 2 mai 2023].
- [4] ERR, „err,“ Eesti Rahvusringhääling, 5 mai 2013. [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.err.ee/333220/tallinna-tartu-maanteele-ehitatakse-eesti-esimest-okodukti>. [Kasutatud 2 aprill 2023].
- [5] Delfi, „Delfi ärileht,“ Delfi, 1 detsember 2022. [Võrgumaterjal]. Available: <https://arileht.delfi.ee/artikkel/120107076/eesti-suurimad-taristuobjektid-rajab-grk>. [Kasutatud 2 aprill 2023].
- [6] R. E. J. E. A. T. M. K. Harri Valdmann, „KOLU JA KOHATU ÖKODUKTIDE NING NENDEGA SEOTUD,“ Transpordiamet, 2022.
- [7] E. j. P. OÜ, *E263 Tallinn-Tartu-Võru -Luhamaa maantee Kose-Võõbu teelõigu km 40,0...68,0 tehnilise projekti koostamine*, Maanteeamet, 2016.
- [8] M. OÜ, *E263 Tallinn-Tartu-Võru-Luhamaa maantee Võõbu- Mäo teelõigu km 68,0-85,0 põhiprojekti koostamine*, Tallinn: Maanteeamet, 2016.
- [9] R. Baltica, „RAIL BALTICU RAUDTEETRASSI LÕIGU „RAPLA JA PÄRNU MAAKONNA PIIR – TOOTSI“ EHITUSPROJEKTI KESKKONNAMÕJU HINDAMINE (KMH,“ Rail Baltica, Tallinn, 2020.
- [10] R. R. AS, „Railway substructure, Part 3 bridges, overpasses, tunnels and similar structures,“ 2 september 2022. [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.railbaltica.org/wp-content/uploads/2023/02/RBDG-MAN-017-0110-RailwaySubstructurePart3-BridgesOverpassesTunnels.pdf>. [Kasutatud 4 Aprill 2023].
- [11] M. H. BLOMERIUS, „LOOMADE LÄBIPÄÄSUTEED JA NENDE KASUTAMINE EESTIS,“ KUUSALU KESKKOOL, KUUSALU, 2016.

- [12] IDOM, *Põhiprojekt DPS4 SELJA-KÄRPLA ÖKODUKT BR1730 SELETUSKIRI*, Riga: RB Rail AS, 2021.
- [13] R. B. E. OÜ, *RBDTD-EE-DS1-DPS4\_TRF\_BR1730-ZZ\_0012\_D3\_BR-TS\_DTD\_000102*, Tallinn: Rail Baltic Estonia OÜ, 2023.
- [14] ViaCon, *SuperCor - Assembly & backfilling instruction*, Gdańsk: ViaCon, 2019.
- [15] Transpordiamet, „KESKMISED ÜHIKHINNAD RIIGITEE SILDADE TAASTUSREMONDI EELARVE KOOSTAMISEKS\*,” 2018. [Võrgumaterjal]. Available: <https://transpordiamet.ee/media/2765/download>. [Kasutatud 1 aprill 2023].
- [16] Statistikaamet, „tarbijahinnaindeksi lkulaator,” Statistikaamet, 1 aprill 2023. [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.stat.ee/et/tarbijahinnaindeksi-kalkulaator>. [Kasutatud 1 aprill 2023].
- [17] E. S.-. j. Akrediteerimiskeskus, „Ehitiste jätkusuutlikkus. Keskkonnadeklaratsioonid. Ehitustoodete tootekategooria üldreeglid,” 1 September 2021. [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.evs.ee/et/evs-en-15804-2012-a2-2019-consolidated>. [Kasutatud 16 Aprill 2023].
- [18] ViaCon, *ConSpan - Assembly & backfilling instruction*, Gdańsk: ViaCon, 2019.
- [19] I. E. Agency, „2019 Global Status Report for Buildings and Construction,” 2019. [Võrgumaterjal]. Available: [https://iea.blob.core.windows.net/assets/3da9daf9-ef75-4a37-b3da-a09224e299dc/2019\\_Global\\_Status\\_Report\\_for\\_Buildings\\_and\\_Construction.pdf#page=29&zoom=100,102,105](https://iea.blob.core.windows.net/assets/3da9daf9-ef75-4a37-b3da-a09224e299dc/2019_Global_Status_Report_for_Buildings_and_Construction.pdf#page=29&zoom=100,102,105). [Kasutatud 16 Aprill 2023].
- [20] S. ympäristökeskus, „Rakentamisen ja infrarakentamisen päästötietokannat,” Suomen ympäristökeskus, 16 Aprill 2023. [Võrgumaterjal]. Available: <https://co2data.fi/>. [Kasutatud 16 Aprill 2023].
- [21] N. Bereikis, „COMPARISON OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES CU6655, BR6170 AND BR1645 DESIGNED IN RAILBALTICA PROJECT WITH ANALOGUE CORRUGATED STEEL STRUCTURES,” ViaCon LT, Kaunas, 2022.
- [22] Circularecology, „Embodied Carbon - The ICE Database,” Circularecology, 10 November 2019. [Võrgumaterjal]. Available: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>. [Kasutatud 16 Aprill 2023].
- [23] Ecoinvent, „ecoinvent Database,” Ecoinvent, 16 Aprill 2023. [Võrgumaterjal]. Available: <https://ecoinvent.org/the-ecoinvent-database/>. [Kasutatud 16 Aprill 2023].

- [24] T. Gee, „Tony Gee Launches Carbon Calculator to SMEs,” Tony Gee, 16 Aprill 2023. [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.tonygee.com/tony-gee-launches-carbon-calculator-to-smes>. [Kasutatud 16 Aprill 2023].
- [25] M.-. j. Kommunikatsiooniministeerium, „Uuring ehituse süsinikujalajälje hindamisprintsipiide rakendamiseks Eestis,” Majandus- ja Kommunikatsiooniministeerium, 31 Detsember 2021. [Võrgumaterjal]. Available: <https://eehitus.ee/timeline-post/uuring-ehituse-susiniku-jalajalg/>. [Kasutatud 16 Aprill 2023].
- [26] M. Ryall, Bridge Management, Oxford: Butterworth-Heinemann, 2001.
- [27] T. Tehnokeskus, „RIIGITEEDE TEEHOIU RAHAVAJADUSE,” Transpordiamet, Tallinn, 2019.

# LISA 1. TERASKAARE KANDEVÕIME ARVUTUSED

**VIACON**

Constructing connections.  
Consciously.

## Design report

Calculation of soil-steel composite structure  
with use of Swedish Design Method

Structure ID	
Project	RB Ecoduct
Bridge	Selja Ecoduct
Structure	SC-Special 52S
Prepared by	Karl Helgand
Creation date	04.05.2023

## 1 Summary

This document illustrates design calculations performed in order to verify correctness of the assumed parameters of a soil-steel composite structure. The evaluation has been carried out with the use of the method described in the manual *Design of soil steel composite bridges* [1]. All the checks have been executed with respect to *Eurocodes* and other legal documents in force at the location of the designed facility. The verification included formation of a plastic hinge, global and local buckling and seam strength. Results of the design calculation have been presented in the *paragraph 6*.

## 2 Table of contents

1	Summary .....	1
2	Table of contents .....	1
3	Introduction .....	3
4	Input .....	4
4.1	Geometry .....	4
4.1.1	Structure's shape .....	4
4.1.2	Corrugated steel plate section .....	4
4.2	Materials .....	5
4.2.1	Steel .....	5
4.2.2	Engineered backfill .....	5
4.2.3	Connections .....	5
4.2.4	Material partial factors .....	5
4.3	Loads .....	5
4.3.1	Dead load .....	5
4.3.2	Live load .....	6
4.3.3	Combinations .....	6
5	Calculations .....	7
5.1	Software .....	7
5.2	Section properties .....	7
5.2.1	Geometric properties .....	7
5.2.2	Bearing capacity .....	7
5.3	Soil parameters .....	7
5.4	Structure properties .....	8
5.4.1	Stiffness parameter .....	8
5.4.2	Crown rise .....	8
5.4.3	Arching factor .....	9
5.4.4	Buckling load .....	9
5.4.5	Connection properties .....	10
5.5	Live load parameters .....	11
5.5.1	Equivalent line load .....	11
5.5.2	Dynamic amplification factor .....	11

5.6 Internal forces – characteristic values ..... 11

    5.6.1 Normal forces induced by dead load..... 11

    5.6.2 Normal forces induced by live load ..... 12

    5.6.3 Bending moments induced by dead load ..... 12

    5.6.4 Bending moments induced by live load ..... 13

5.7 Serviceability Limit State..... 14

    5.7.1 Internal forces ..... 14

    5.7.2 Stress in the structural shell ..... 14

5.8 Ultimate Limit State ..... 15

    5.8.1 Internal forces ..... 15

    5.8.2 Factor indicating risk of buckling (approach 1.) ..... 16

    5.8.3 Factor indicating risk of buckling combined with development of plastic hinge (approach 2.)..... 16

5.9 Connections ..... 18

    5.9.1 Internal forces in bolts..... 18

    5.9.2 Bolt utilization factor in interaction ..... 18

5.10 Rigidity during installation and handling ..... 19

6 Results ..... 20

    6.1 Internal forces – characteristic values ..... 20

    6.2 Verification..... 20

7 Conclusion ..... 21

8 References..... 21

### 3 Introduction

Correctness of the assumed parameters of a soil-steel composite structure are verified in the following limit states:

- SLS – the onset of yielding;
- ULS – development of a plastic hinge in the upper part of the structure;
- ULS – general buckling verification;
- ULS – capacity in the lower part of the structure;
- ULS – capacity of the bolted connections (tension on plate and interaction in the bolt);
- CON – rigidity during installation and handling;
- CON – check of the structure at zero cover depth.

Structure is verified in the two characteristic phases:

- peaking – when the upward deflection of the crown point achieves the maximum,
- operation.

The internal forces are calculated with the use of Swedish Design Method (SDM), which accounts for the fact that the structure is composite – the soil and the metal structure cooperate in withstanding the loads. The method is semiempirical, meaning that some values are determined theoretically, whereas other stem from statistical analysis of test and FEM results. The method takes into account the behavior of the structure during construction, the arching effect and the soil-structure interaction. It assumes that the geometrical parameters of the structure are uniform along its longitudinal axis and the most loaded cross section acting in the plane strain conditions is analyzed. Calculations yield internal forces induced by the dead load (both during construction and in the operation stage) and the live load.

The method is based on SCI method developed by J.M. Duncan basing on full-scale tests and numerous FEM calculations.



## 4 Input

### 4.1 Geometry

#### 4.1.1 Structure's shape

The portion of the profile above the springline (the widest horizontal line) is taken into consideration. The internal forces below that line are calculated using theoretical relationships.

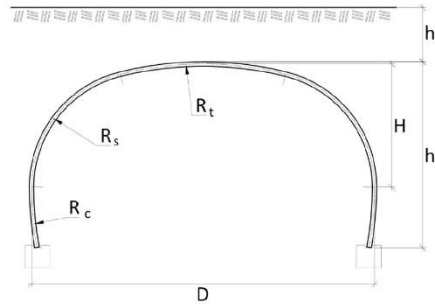


fig. 1 – calculation scheme

Parameter	symbol	unit	value
ID			SC-Special 52S
Type			G
Span	$D$	m	15.06
Height above springline	$H$	m	4.93
Total height	$h$	m	5.64
Top axial radius	$R_t$	m	10.00
Side axial radius	$R_s$	m	3.50
Corner axial radius	$R_c$	m	3.50
Maximum height of cover	$h_{c,max}$	m	1.00
Minimum height of cover	$h_{c,min}$	m	1.00

#### 4.1.2 Corrugated steel plate section

The section presented in the fig. 2 is uniform around the perimeter of the structure.



fig. 2 – corrugated steel plate section

Parameter	symbol	unit	value
Corrugation length	$c$	mm	381
Corrugation height	$h_{corr}$	mm	140
Corrugation curvature radius	$R$	mm	76.2
Plate thickness	$t$	mm	8.0

## 4.2 Materials

### 4.2.1 Steel

*tab. 3 – material parameters – steel*

<i>Parameter</i>	<i>symbol</i>	<i>unit</i>	<i>value</i>
Symbol			S420
Yield strength	$f_y$	MPa	420
Ultimate strength	$f_u$	MPa	480
Modulus of elasticity	$E$	GPa	210

### 4.2.2 Engineered backfill

*tab. 4 – material parameters – engineered backfill*

<i>Parameter</i>	<i>symbol</i>	<i>unit</i>	<i>value</i>
Optimum unit weight (Standard Proctor method)	$\rho_{opt}$	kN/m <sup>3</sup>	20
Relative degree of compaction	RP	%	98
Particle unit weight	$\rho_s$	kN/m <sup>3</sup>	26.00
Uniformity coefficient	$C_u$	-	3
Particle size passing 50% on gradation curve	$d_{50}$	mm	10

### 4.2.3 Connections

Parameters of the longitudinal bolted connections are presented in the table below.

*tab. 5 – material parameters – bolted connection*

<i>Parameter</i>	<i>symbol</i>	<i>unit</i>	<i>value</i>
Bolt grade			8.8
Bolt nominal size			M20
Row 1 – Number of bolts per meter	$n_1$	pcs/m	6.56
Row 1 – Distance to the plate edge	$a_1$	mm	38
Row 2 – Number of bolts per meter	$n_2$	pcs/m	6.56
Row 2 – Distance to the plate edge	$a_2$	mm	114
Row 3 – Number of bolts per meter	$n_3$	pcs/m	6.56
Row 3 – Distance to the plate edge	$a_3$	mm	190
Minimum depth of connection	$h_f$	m	1.00 / 1.00

### 4.2.4 Material partial factors

*tab. 6 – material parameters – partial factors*

<i>Material</i>	<i>symbol</i>	<i>unit</i>	<i>value</i>
Steel	$\gamma_{M1,steel}$	-	1.00
Engineered backfill	$\gamma_{M,soil}$	-	1.30
Bolted connections	$\gamma_{M2}$	-	1.25

## 4.3 Loads

The most unfavorably loaded cross section of the structure is analyzed.

### 4.3.1 Dead load

The structure is subjected to the dead loads induced mainly by the backfill material.

Two stages of loading is taken into account:

- dead load induced by the backfill below the structure's crown point,
- dead load induced by the backfill and other elements (such as paving) above the crown point.

Calculation of the loads basing on the parameters presented in the paragraph 4.2 is shown in the section 5.6.

4.3.2 Live load

Following live load models are applied:

4.3.3 Combinations

Load combinations are prepared according to EN 1990 [2] Annex A2. For ULS the approach presented in the formula (6.10) is applied. Combination parameters are presented in the *tab. 7*.

<i>tab. 7 – combination parameters</i>			
<i>Parameter</i>	<i>symbol</i>	<i>unit</i>	<i>value</i>
Load factor – Unfavorable permanent actions	$\gamma_{G,sup}$	-	1.35
Load factor – Favorable permanent actions	$\gamma_{G,inf}$	-	1
Load factor – Variable actions – custom	$\gamma_Q$	-	1.35

## 5 Calculations

### 5.1 Software

The analysis is held with the use of proprietary ViaCon software.

### 5.2 Section properties

#### 5.2.1 Geometric properties

Section parameters are calculated assuming the idealization of the section with an arc and a straight tangent segment. The calculations are performed with use of numerical integration.

Parameter	symbol	unit	value
Arc angle	$\alpha$	deg	101.47
Tangent segment length	$m_t$	mm	104.78
Section area	$A$	mm <sup>2</sup> /mm	10.36
Moment of inertia	$I$	mm <sup>4</sup> /mm	24375
Elastic section modulus	$W$	mm <sup>3</sup> /mm	329.4
Plastic section modulus	$Z$	mm <sup>3</sup> /mm	447.1

#### 5.2.2 Bearing capacity

Bearing capacity of the sections is calculated according to the section 5.3.1 and Appendix 1 in the handbook [1]:

$$N_{Rk} = f_y \cdot A$$

$$M_{y,Rk} = f_y \cdot W \leq M_{ucr}$$

where:

$W$  – section modulus assumed on the basis of the section class to be equal to  $Z$  (also denoted as  $W_{pl,y}$ ) for section class 1 and 2 and equal to  $W$  (also denoted as  $W_{el,y}$ ) for section class 3

$M_{ucr}$  – bending moment bearing capacity with respect to the risk of local buckling

$$M_{ucr} = \left( 1.429 - 0.156 \cdot \ln \left( \frac{m_t}{t} \cdot \left( \frac{f_{yk}}{227 \text{ MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) \cdot M_u$$

$$M_u = f_y \cdot W$$

Parameter	symbol	unit	value
Bearing capacity for axial force	$N_{Rk}$	kN/m	4353.15
Bearing capacity for local buckling	$M_{ucr}$	kNm/m	183.98
Bearing capacity for bending	$M_{y,Rk}$	kNm/m	183.98

### 5.3 Soil parameters

Unit weight of the engineered backfill surrounding the structure is determined as follows:

$$\rho_{surr} = \rho_{opt} \cdot \frac{RP}{100}$$

The unit weights of the materials covering the structure are averaged in order to determine  $\rho_{cover}$ .

Remaining necessary soil parameters are determined with the use of Method B presented in the Appendix 2 of the manual [1]. The angle of internal friction is derived from the relative degree of compaction and sieve parameters with the use of the following formula:

$$\varphi_k = 26^\circ + 10^\circ \cdot \frac{RP-75}{25} + 0.4 \cdot C_u + 1.6 \cdot \log_{10}(d_{50})$$

The tangent soil modulus is calculated with the use of the hyperbolic soil model assuming at rest horizontal soil pressure acting at the depth of the quarter point of the profile (at the half point of its height above the springline – H) using the following formula:

$$E_{soil,k} = 0.42 \cdot m \cdot 100 \text{ kPa} \cdot k_v \cdot \left[ \frac{(1-\sin \varphi_k) \cdot \rho_{hc+\frac{H}{2}} \cdot S_{ar} \left( hc+\frac{H}{2} \right)}{100 \text{ kPa}} \right]^{1-\beta}$$

where:

$$m - \text{modulus ratio } m = 282 \cdot C_u^{-0.77} \cdot e_0^{-2.83}$$

$$e_0 - \text{void ratio } e_0 = \frac{\rho_s}{\rho_{surr}} - 1$$

$$k_v = \frac{\sin k(3-2 \cdot \sin \varphi_k)}{2 - \sin \varphi_k}$$

$$\rho_{hc+\frac{H}{2}} - \text{mean unit weight of the materials above the quarter point } \rho_{hc+\frac{H}{2}} = \frac{\rho_{cover} \cdot hc + \rho_{surr} \cdot \frac{H}{2}}{hc + \frac{H}{2}}$$

$S_{ar}$  – arching factor calculated as shown in the paragraph 5.4.3

The design soil modulus used in checking the maximum wall stress  $E_{soil,SLS,d}$  is calculated by multiplication of the characteristic value by a factor  $f_5 = 1.5$ .

tab. 10 – calculated material parameters – engineered backfill

Parameter	symbol	unit	value	
			min. cover	max. cover
Unit weight of the material surrounding the structure	$\rho_{surr}$	$kN/m^3$		19.60
Mean unit weight of the material covering the structure	$\rho_{cover}$	$kN/m^3$	19.60	19.60
Void ratio	$e_0$	-		0.33
Modulus ratio	$m$	-		2873.83
Factor $k_v$	$k_v$	-		0.79
Mean unit weight of the materials above the quarter point	$\rho_{hc+\frac{H}{2}}$	$kN/m^3$	19.60	19.60
Arching factor	$S_{ar}$	-	0.95	0.95
Characteristic tangent soil modulus	$E_{soil,k}$	$MPa$	75.73	75.73
Tangent modulus – design value SLS	$E_{soil,SLS,d}$	$MPa$	113.60	113.60

## 5.4 Structure properties

### 5.4.1 Stiffness parameter

The stiffness parameter is calculated according to equation (4.p) in the handbook [1]:

$$\lambda_f = \frac{E_{soil,k} D^3}{(EI)_{steel} \gamma_{M,soil}}$$

tab. 11 – stiffness parameter

Parameter	symbol	unit	value
Stiffness parameter	$\lambda_f$	-	39495
Stiffness parameter – design value SLS	$\lambda_{f,SLS}$	-	50000

### 5.4.2 Crown rise

The crown rise is calculated according to the Appendix 3 in the handbook [1] with the use of the following formula:

$$\delta_{crown} = \frac{p_{surr} \cdot D^2}{E_{soil,k}} \cdot f_h$$

where:

$$f_h = 0.013 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^{2.8} \cdot \lambda_f^{0.56-0.2 \cdot \ln \frac{H}{D}}$$

In case of profiles with an inward sloping sheet metal wall connecting to the foundation slab, the rise of the crown is calculated as one quarter of the calculated value.

The height of cover is reduced as follows:

$$h_{c,red} = h_c - \delta_{crown}$$

tab. 12 – cover height reduction

Parameter	symbol	unit	value
Factor	$f_h$	-	2.27 / 2.27
Vertical displacement of the crown	$\delta_{crown}$	mm	34 / 34
Reduced height of cover – minimum height of cover	$h_{c,red}$	m	0.97
Reduced height of cover – maximum height of cover	$h_{c,red}$	m	0.97

#### 5.4.3 Arching factor

The arching factor takes into account the effect of arching of the soil above the culvert which occurs with large cover depths. It is calculated according to the Section 4.4.1 in the handbook [1] with the use of the following formula:

$$S_{ar} = \frac{1 - e^{-\kappa_1}}{\kappa_1}$$

where:

$$\kappa_1 = 2 \cdot S_v \cdot \frac{h_{c,red}}{D}$$

$$S_v = \frac{0.8 \cdot \tan \varphi_{cover,d}}{\left(\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_{cover,d} + 0.45 \cdot \tan \varphi_{cover,d}}\right)^2}$$

$\tan \varphi_{cover,d}$  – design value of tangent of the angle of internal friction of the covering soil

$$\tan \varphi_{cover,d} = \frac{\tan \varphi_{cover,k}}{Y_{M,soil}}$$

tab. 13 – arching factor

Parameter	symbol	unit	value	
			min. cover	max. cover
Tangent of angle of internal friction (design)	$\tan \varphi_{cover,d}$	-	0.56	0.56
Coefficient $S_v$	$S_v$	-	0.23	0.23
Coefficient $\kappa_1$	$\kappa_1$	-	0.03	0.03
Arching factor	$S_{ar}$	-	0.99	0.99

#### 5.4.4 Buckling load

The buckling load of the structure is calculated according to the Appendix 5 in the handbook [1] with the following formula:

$$N_{cr} = \omega \cdot N_u$$

where:

$N_u$  – section bearing capacity for axial force ( $N_u = N_{Rk}$ )

$$\omega = 1 - \frac{1}{4} \cdot \frac{N_{II}}{N_{cr,el}}$$

$N_{cr,el}$  – elastic buckling force with reduced support in the top part of the structure

$$N_{cr,el} = \frac{3\xi}{\mu} \sqrt{\frac{E_{soil,d}(EI)_{steel}}{R_t}}$$

$$\xi = \sqrt{\kappa_2} \leq 1.0$$

$$\kappa_2 = h_c/R_t$$

$$\mu = \left( 1.22 + 1.95 \cdot \left( \frac{(EI)_{steel}}{\eta_s \cdot E_{soil,d} R_t^2} \right)^{0.25} \right)^2 \cdot \frac{1}{\sqrt{\eta_s}}$$

$$\eta_s = 1 - \left( \frac{1}{1+\kappa_2} \right)^2$$

The calculation method presented in the handbook [1] evaluates the risk of buckling in the upper part of the structure with two independent approaches for accounting the difference between elastic buckling in pure ring compression (where the soil support stiffness around the structure is assumed to be constant) and the limited cover case, where the support stiffness above the structure is limited.

- 1) In the first approach, the buckling force is calculated with the reduction as in the equations presented above and usually denoted  $N_{cr,1}$ . The calculated buckling force is compared with the calculated axial force.
- 2) In the second approach, the influence of the limited support in the upper part of the structure is taken into consideration by introducing bending moment section utilization into the verification. The buckling risk is verified with the use of the interaction formula. In this case the buckling force neglecting the reduction effect is used – the  $\xi$  factor is set to 1.0. Buckling force calculated with this approach is usually denoted  $N_{cr,2}$ .

Risk of buckling in the remaining sections of the structure is evaluated with the above presented equations modified with  $\xi = \eta_s = 1.00$ ,  $\mu = 1.22$  and  $R_t$  replaced with the radius of the analyzed section.

Parameter	symbol	unit	value	
			min. cover	max. cover
			<i>top section</i>	
Coefficient $\kappa_2$	$\kappa_2$	-	0.28	0.28
Coefficient $\xi$	$\xi$	-	0.31	0.31
Coefficient $\eta_s$	$\eta_s$	-	0.17	0.17
Coefficient $\mu$	$\mu$	-	5.59	5.59
Buckling load under ideal elastic conditions	$N_{cr,el}$	kN/m	2930.91	2930.91
Factor $\omega$	$\omega$	-	0.21	0.21
Buckling load – approach 1	$N_{cr,1}$	kN/m	911.13	911.13
Buckling load – approach 2	$N_{cr,2}$	kN/m	2736.76	2736.76
<i>other sections</i>				
Buckling load for section with $R = 3.50$ m	$N_{cr,3}$	kN/m	4144	4144

#### 5.4.5 Connection properties

The bolted connection is verified according to the provisions of the section 5.3.3 in the handbook [1] with the use of following formulas for bearing capacity:

$$F_{t,Rd} \text{ – tension capacity of a single connector } F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{u,bolt} \cdot k \cdot A_{bolt}^{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} \text{ – shear capacity of a single connector } F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{u,bolt} \cdot k \cdot A_{bolt}^{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,Rd} - \text{bearing capacity of steel plate adjacent to a single connector } F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot f_{uk} \cdot d_{bolt} \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

*tab. 15 – bolted connectors bearing capacity*

Parameter	symbol	unit	value
Tensile strength of connectors	$f_{u,bolt,k}$	MPa	800
Bolt diameter	$d_{bolt}$	mm	20
Tensile stress area of bolt	$A_{bolt}^{net}$	mm <sup>2</sup>	245
Tension capacity of single connector	$F_{t,Rd}$	kN	141.12
Shear capacity of single connector	$F_{v,Rd}$	kN	94.08
Bearing capacity of steel plate adjacent to connector	$F_{b,Rd}$	kN	153.60

## 5.5 Live load parameters

### 5.5.1 Equivalent line load

According to the Section 4.4.4 in the handbook [1] the actual traffic load is converted, with the aid of the stress distribution in a semi-infinite body according to Boussinesq (1883), to the equivalent line load which yields the same vertical stress at the level of the crown of the structure as the traffic load itself, with use of the following equation:

$$p_{traffic} = \frac{\pi \cdot h_{c,red}}{2} \cdot \sigma_v$$

where:

$\sigma_v$  – maximum vertical pressure in soil under the vehicle at depth  $h_{c,red}$  calculated with Boussinesq theory for point loads  $\sigma_v = \frac{3 \cdot P \cdot h_{c,red}^3}{2 \cdot \pi \cdot s^5}$  where  $s$  is the sloping distance between the point load and the calculation point

Stresses under one of the applied live loads at the level of the crown are presented in the fig. 3.

*fig. 3 – stresses under the load LM3 Special 2*

*tab. 16 – equivalent live load*

Parameter	symbol	unit	value	
			min. cover	max. cover
<i>live load – LM3 Special 2</i>				
Maximum pressure	$\sigma_v$	kPa	80.22	80.22
Equivalent line load	$p_{traffic}$	kN/m	121.77	121.77

### 5.5.2 Dynamic amplification factor

The dynamic effects are included in the live load model, therefore the dynamic amplification factor is set to 1.0.

## 5.6 Internal forces – characteristic values

The internal forces are calculated according to sections 4.4 and 4.5 in the handbook [1].

### 5.6.1 Normal forces induced by dead load

The force induced by the soil surrounding the structure is determined according to the following formula:

$$N_{soil,surr,k} = 0.2 \cdot \frac{H}{D} \cdot \rho_{surr} \cdot D^2$$

The force induced by the soil covering the structure is determined according to the following formula:

$$N_{soil,cover,k} = S_{ar} \cdot \left( 0.9 \cdot \frac{h_{c,red}}{D} - 0.5 \cdot \frac{h_{c,red}}{D} \cdot \frac{H}{D} \right) \cdot \rho_{cover} \cdot D^2$$



tab. 17 – normal forces induced by dead load

Force induced by	symbol	unit	value
Soil surrounding the structure	$N_{soil,surr,k}$	kN/m	292.71
Soil covering the structure – maximum height of cover	$N_{soil,cover,k}$	kN/m	208.33
Soil covering the structure – minimum height of cover	$N_{soil,cover,k}$	kN/m	208.33

5.6.2 Normal forces induced by live load

The force induced by the uniformly distributed load (UDL) is determined according to the following formula:

$$N_{traffic,udl,k} = \frac{D}{2} \cdot q_k$$

The force induced by the vehicle load is determined according to the following formula:

$$N_{traffic,veh,k} = p_{traffic} \cdot \begin{cases} 1.0 & \text{if } \frac{h_{c,red}}{D} \leq 0.25 \\ \frac{1.25 - h_{c,red}}{D} & \text{if } 0.25 < \frac{h_{c,red}}{D} \leq 0.75 \\ 0.5 & \text{if } 0.75 < \frac{h_{c,red}}{D} \end{cases}$$

tab. 18 – normal forces induced by live load

Force induced by	symbol	unit	value	
			min. cover	max. cover
<i>live load – LM3 Special 2</i>				
Uniformly distributed load	$N_{traffic,udl,k}$	kN/m	0.00	0.00
Vehicle	$N_{traffic,veh,k}$	kN/m	121.77	121.77

5.6.3 Bending moments induced by dead load

The moment induced by the soil surrounding the structure is determined according to the following formula:

$$M_{soil,surr,k} = -\rho_{surr} \cdot f_1 \cdot f_3 \cdot f_{2,surr} \cdot D^3$$

The moment induced by the soil covering the structure is determined according to the following formula:

$$M_{soil,cover,k} = S_{ar} \cdot \rho_{cover} \cdot h_{c,red} \cdot \left(\frac{R_t}{R_s}\right)^{0.75} \cdot f_1 \cdot f_{2,cover} \cdot D^2$$

Where the coefficients  $f_1 \dots f_3$  are calculated as follows:

$$f_1 = \begin{cases} 0.67 + 0.87 \cdot \left(\frac{H}{D} - 0.20\right) & \text{if } 0.20 < \frac{H}{D} \leq 0.35 \\ 0.80 + 1.33 \cdot \left(\frac{H}{D} - 0.35\right) & \text{if } 0.35 < \frac{H}{D} \leq 0.50 \\ 2.00 \cdot \frac{H}{D} & \text{if } 0.50 < \frac{H}{D} \leq 0.60 \end{cases}$$

$$f_{2,surr} = \begin{cases} 0.0046 - 0.010 \cdot \log_{10} \lambda_f & \text{if } \lambda_f \leq 5000 \\ 0.0009 & \text{if } \lambda_f > 5000 \end{cases}$$

$$f_{2,cover} = \begin{cases} 0.0180 - 0.004 \cdot \log_{10} \lambda_f & \text{if } \lambda_f \leq 5000 \\ 0.0032 & \text{if } \lambda_f > 5000 \end{cases}$$

$$f_3 = 6.67 \cdot \frac{H}{D} - 1.33$$

tab. 19 – bending moments induced by dead load

Parameter	symbol	unit	value
Coefficient $f_1$	$f_1$	-	0.779
Coefficient $f_{2,surr}$	$f_{2,surr}$	-	0.00090
Coefficient $f_{2,cover}$	$f_{2,cover}$	-	0.00320
Coefficient $f_3$	$f_3$	-	0.843

Moment induced by	symbol	unit	value
Soil surrounding the structure – maximum cover	$M_{soil,surr,k}$	kNm/m	-40.21
Soil surrounding the structure – minimum cover	$M_{soil,surr,k}$	kNm/m	-40.21
Soil covering the structure – maximum cover	$M_{soil,cover,k}$	kNm/m	23.45
Soil covering the structure – minimum cover	$M_{soil,cover,k}$	kNm/m	23.45

5.6.4 Bending moments induced by live load

The moment induced by the uniformly distributed load is determined according to the following formula:

$$M_{traffic,udl,k} = S_{ar} \cdot \left(\frac{R_t}{R_s}\right)^{0.75} \cdot f_1 \cdot f_{2,cover} \cdot q_k \cdot D^2$$

The moment induced by the vehicle load is determined according to the following formula:

$$M_{traffic,veh,k} = f_4' \cdot f_4'' \cdot f_4''' \cdot f_4^{IV} \cdot D \cdot p_{traffic}$$

Where the coefficients  $f_1, f_{2,cover}$  are equal as for the bending moment induced by the covering soil and coefficients  $f_4' \dots f_4^{IV}$  are calculated as follows:

$$f_4' = 0.65 \cdot (1 - 0.20 \cdot \log_{10} \lambda_f)$$

$$f_4'' = 0.12 \cdot (1 - 0.15 \cdot \log_{10} \lambda_f)$$

$$f_4''' = 4 \cdot 0.01 \frac{h_{c,red}}{D} + 0.4$$

$$f_4^{IV} = \left(\frac{R_t}{R_s}\right)^{0.25}$$

$$f_4' \cdot f_4''' \leq 1.0$$

tab. 20 – normal forces induced by live load – parameters

Parameter	symbol	unit	value
Coefficient $f_1$	$f_1$	-	0.779
Coefficient $f_{2,cover}$	$f_{2,cover}$	-	0.00320
Coefficient $f_{2,cover}$ – SLS	$f_{2,cover}^{SLS}$	-	0.00320
Coefficient $f_4'$	$f_4'$	-	0.052
Coefficient $f_4'$ – SLS	$f_4'^{SLS}$	-	0.039
Coefficient $f_4''$	$f_4''$	-	0.037
Coefficient $f_4''$ – SLS	$f_4''^{SLS}$	-	0.035
Coefficient $f_4'''$ – minimum cover	$f_4'''$	-	3.381
Coefficient $f_4'''$ – maximum cover	$f_4'''$	-	3.381
Coefficient $f_4^{IV}$	$f_4^{IV}$	-	1.300

tab. 21 – bending moments induced by live load – values

Moment induced by	symbol	unit	value			
			SLS		ULS	
			min. cover	max. cover	min. cover	max. cover
live load – LM3 Special 2						
UDL	$M_{traffic,udl,k}$	kNm/m	0.00	0.00	0.00	0.00
Vehicle	$M_{traffic,veh,k}$	kNm/m	11.23	11.23	15.84	15.84

5.7 Serviceability Limit State

5.7.1 Internal forces

The normal force in Serviceability Limit State is given by:

$$N_{SLS} = \gamma_{soil,SLS} \cdot N_{soil,k} + \gamma_{traffic,SLS} \cdot N_{traffic,k} \cdot \begin{cases} \left(\frac{R_t}{R_s}\right)^{0.25} & \text{if } \frac{R_t}{R_s} > 1.0 \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

The bending moment in Serviceability Limit State is determined according to:

$$M_{SLS}^{max} = \gamma_{soil,surr,SLS} \cdot M_{soil,surr,k} + \gamma_{soil,cover,SLS} \cdot M_{soil,cover,k} + \gamma_{traffic,SLS} \cdot M_{traffic,k}$$

$$M_{SLS}^{min} = \gamma_{soil,surr,SLS} \cdot M_{soil,surr,k} + \gamma_{soil,cover,SLS} \cdot M_{soil,cover,k} - \gamma_{traffic,SLS} \cdot \frac{M_{traffic,k}}{2}$$

As the calculations are performed according to Eurocodes where the stress verification is held in the characteristic combination (comp. EN 1993-2 [5] para. 7.3), the partial load factors in Serviceability Limit State are taken as  $\gamma_{soil,SLS} = \gamma_{traffic,SLS} = 1.0$ .

*tab. 22 – internal forces in serviceability limit state*

Parameter	symbol	unit	value	
			min. cover	max. cover
<i>live load – LM3 Special 2</i>				
Normal force	$N_{SLS}$	$kN/m$	659.35	659.35
Maximum bending moment	$M_{SLS}^{max}$	$kNm/m$	-5.53	-5.53
Minimum bending moment	$M_{SLS}^{min}$	$kNm/m$	-22.38	-22.38

5.7.2 Stress in the structural shell

The maximum stress in the structural shell is calculated using Navier’s equation according to section 5.2.1 in the handbook [1]:

$$\sigma_{SLS} = \frac{N_{SLS}}{A} + \frac{|M_{SLS}|}{W}$$

Peaking

Calculated according to the section 5.5.2 in the handbook [1]. Stress in the wall at the peaking phase is presented in the *tab. 23*.

*tab. 23 – maximum stress in the structural shell – peaking phase*

Parameter	symbol	unit	value
Stress in shell at peaking	$\sigma_{peaking}$	$MPa$	150.32

Operation

Stress in the wall at the peaking phase induced by dead load and live load at different cover height values is presented in the *tab. 24*.

*tab. 24 – maximum stress in the structural shell – operation phase*

Live load	stress $\sigma_{SLS}$	
	$MPa$	
	min. cover	max. cover
LM3 Special 2	131.55	131.55

5.8 Ultimate Limit State

5.8.1 Internal forces

Definitions

The design values of internal forces are calculated according to the sections 4.4.5 and 4.5.5 in the handbook [1]. The axial force in Ultimate Limit State is given by:

$$N_{d,ULS} = \gamma_d \cdot (\gamma_{soil,ULS} \cdot N_{soil,k} + \gamma_{traffic,ULS} \cdot N_{traffic,k})$$

The bending moment in Ultimate Limit State is determined according to:

$$M_{d,ULS}^{max} = \gamma_d \cdot (\gamma_{soil,surr,ULS} \cdot M_{soil,surr,k} + \gamma_{soil,cover,ULS} \cdot M_{soil,cover,k} + \gamma_{traffic,ULS} \cdot M_{traffic,k})$$

$$M_{d,ULS}^{min} = \gamma_d \cdot (\gamma_{soil,surr,ULS} \cdot M_{soil,surr,k} + \gamma_{soil,cover,ULS} \cdot M_{soil,cover,k} - \gamma_{traffic,ULS} \cdot \frac{M_{traffic,k}}{2})$$

Combinations

The combinations are determined basing on the parameters presented in tab. 7. Presented factors incorporate the partial coefficient for safety class  $\gamma_d$ .  $M_{ULS}^{min}$  is calculated in separate combinations with a factor of -0,5 applied at  $M_{traffic,k}$ . The total partial load factors for the Ultimate Limit State, that incorporate all relevant coefficients, are presented in the tab. 25.

tab. 25 – ULS combinations – total partial factors

Combination identification	total load factors			
	dead load		live load	
	surrounding soil	covering soil and other	uniformly distributed load	vehicle load
	$\gamma_{soil,surr,ULS}$	$\gamma_{soil,cover,ULS}$	$\gamma_{traffic,ud,ULS}$	$\gamma_{traffic,veh,ULS}$
live load – LM3 Special 2				
1	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000
2	1.0000	1.0000	1.3500	1.3500
3	1.0000	1.3500	0.0000	0.0000
4	1.0000	1.3500	1.3500	1.3500
5	1.3500	1.0000	0.0000	0.0000
6	1.3500	1.0000	1.3500	1.3500
7	1.3500	1.3500	0.0000	0.0000
8	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500

Values

The design values of the internal forces are presented in the tab. 26.

tab. 26 – ULS combinations – values of internal forces

Combination identification	minimum cover		maximum cover	
	Axial force	Bending moment	Axial force	Bending moment
	$N_{d,ULS}$	$M_{d,ULS}$	$N_{d,ULS}$	$M_{d,ULS}$
	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m
live load – LM3 Special 2				
1	501.03	-16.76 / -30.83	501.03	-16.76 / -30.83
2	665.42	4.62 / -9.45	665.42	4.62 / -9.45
3	573.95	-8.55 / -22.63	573.95	-8.55 / -22.63

4	738.33	12.83 / -1.24	738.33	12.83 / -1.24
5	603.48	-30.83 / -16.76	603.48	-30.83 / -16.76
6	767.87	-9.45 / -27.45	767.87	-9.45 / -27.45
7	676.39	-22.63 / -8.55	676.39	-22.63 / -8.55
8	840.78	-1.24 / -19.24	840.78	-1.24 / -19.24

5.8.2 Factor indicating risk of buckling (approach 1.)

Calculated according to the section 5.3.1 in the handbook [1] with the use of the following formula:

$$u_{ULS,1} = \left( \frac{N_{d,ULS}}{\omega \cdot f_{yd} \cdot A} \right)^{\alpha_c}$$

where:

$$\alpha_c = \eta^2 \cdot \omega \geq 0.8$$

$$\eta = \frac{z}{W}$$

Parameters are presented in the tab. 27, calculated values are presented in the tab. 28.

*tab. 27 – factor indicating risk of buckling (approach 1.) – parameters*

Parameter	symbol	unit	value
Factor $\eta$	$\eta$	-	1.36
Factor $\alpha_c$	$\alpha_c$	-	0.80 / 0.80

*tab. 28 – factor indicating risk of buckling (approach 1.) – values*

Combination identification	factor $u_{ULS,1}$	
	min. cover	max. cover
<i>live load – LM3 Special 2</i>		
1	0.620 / 0.719	0.620 / 0.719
2	0.778 / 0.872	0.778 / 0.872
3	0.691 / 0.788	0.691 / 0.788
4	0.845 / 0.938	0.845 / 0.938
5	0.719 / 0.620	0.719 / 0.620
6	0.872 / 0.778	0.872 / 0.778
7	0.788 / 0.691	0.788 / 0.691
8	0.938 / 0.845	0.938 / 0.845

5.8.3 Factor indicating risk of buckling combined with development of plastic hinge (approach 2.)

Calculated according to the section 5.3.1 in the handbook [1] with the use of the following formula:

$$u_{ULS,2} = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$$

where:

$$\chi_y - \text{reduction factor for flexural buckling } \chi_y = \frac{N_{cr}}{N_u} \text{ assuming } N_{cr} = N_{cr,2}$$

$$k_{yy} - \text{interaction factor } k_{yy} = \frac{C_{my}}{\left(1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right) \cdot C_{yy}} \text{ assuming } C_{my} = 1.0 \text{ and } N_{cr,y} = N_{cr,el}$$

$$C_{yy} - \text{correction factor } C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - \frac{1.6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot (1 + \bar{\lambda}_y) \right) \cdot \eta_{pl} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

$w_y$  – quotient between plastic and elastic section modulus  $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1.5$

$\bar{\lambda}_y$  – relative slenderness  $\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_u}{N_{cr,el}}}$

$\eta_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M1,steel}}$

Parameters are presented in the *tab. 29*, calculated values are presented in the *tab. 30*.  
Ranges of the parameters taking variable input are presented.

*tab. 29 – factor indicating risk of buckling combined with development of plastic hinge (app. 2.) – parameters*

Parameter	symbol	unit	value
Relative slenderness – min. cover	$\bar{\lambda}_y$	-	1.22
Relative slenderness – max. cover	$\bar{\lambda}_y$	-	1.22
Quotient between plastic and elastic section modulus	$w_y$	-	1.36
Factor $\eta_{pl}$	$\eta_{pl}$	-	min.: 0.12 max.: 0.19
Correction factor	$C_{yy}$	-	min.: 0.92 max.: 0.95
Interaction factor	$k_{yy}$	-	min.: 1.18 max.: 1.33
Reduction factor for flexural buckling – min. cover	$\chi_y$	-	0.63
Reduction factor for flexural buckling – max. cover	$\chi_y$	-	0.63

*tab. 30 – factor indicating risk of buckling combined with development of plastic hinge (approach 2.) – values*

Combination identification	factor $u_{ULS,2}$	
	min. cover	max. cover
<i>live load – LM3 Special 2</i>		
1	0.290 / 0.425	0.290 / 0.425
2	0.274 / 0.347	0.274 / 0.347
3	0.266 / 0.401	0.266 / 0.401
4	0.359 / 0.316	0.359 / 0.316
5	0.425 / 0.290	0.425 / 0.290
6	0.347 / 0.429	0.347 / 0.429
7	0.401 / 0.266	0.401 / 0.266
8	0.316 / 0.404	0.316 / 0.404

5.9 Connections

5.9.1 Internal forces in bolts

Internal forces acting in the bolts are calculated according to the scheme presented in the fig. 4. A non-deforming pressure zone of width  $p_{zone} = 10\text{ mm}$  is assumed. Axial forces in the bolts induced by the bending moment are assumed to be proportional to the strains  $\varepsilon_1 \dots \varepsilon_n$  which are calculated based on the geometric relations to the distances  $(a_1 - p_{zone}) \dots (a_n - p_{zone})$ . The equations are presented below. The input parameters presented in the paragraph 4.2.3 are interpreted as vectors  $\vec{a} = [a_1 \dots a_n]$  and  $\vec{n} = [n_1 \dots n_n]$ .

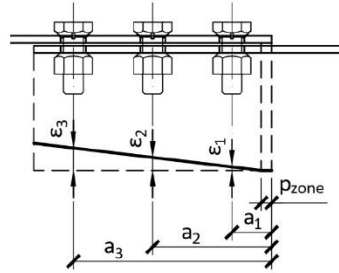


fig. 4 – calculation of internal forces in bolts

$$F_{v,ULS} - \text{shear force in the bolts } F_{v,ULS} = \frac{N_{d,ULS}}{\sum n}$$

$$F_{t,ULS,i} - \text{tensile force in the bolts on the } i\text{-th row } F_{t,ULS,i} = \frac{|M_{d,ULS,b}| \cdot (a_i - p_{zone})}{n_i \cdot \sum_j (a_j - p_{zone})^2}$$

$$M_{d,ULS,b}^{max} = \gamma_d \cdot \left[ \gamma_{soil,surr,ULS} \cdot M_{soil,surr,k} + \gamma_{soil,cover,ULS} \cdot M_{soil,cover,k} + \left( \gamma_{traffic,ULS} \cdot M_{traffic,k} \right) \cdot \frac{h_c}{h_f} \right]$$

$$M_{d,ULS,b}^{min} = \gamma_d \cdot \left[ \gamma_{soil,surr,ULS} \cdot M_{soil,surr,k} + \gamma_{soil,cover,ULS} \cdot M_{soil,cover,k} - \left( \gamma_{traffic,ULS} \cdot \frac{M_{traffic,k}}{2} \right) \cdot \frac{h_c}{h_f} \right]$$

tab. 31 – internal forces in bolts

Combination identification	minimum cover		maximum cover	
	Shear force	Max. tensile force	Shear force	Max. tensile force
	$F_{v,ULS}$ kN/m	$\max(F_{t,ULS})$ kNm/m	$F_{v,ULS}$ kN/m	$\max(F_{t,ULS})$ kNm/m
live load – LM3 Special 2				
1	25.46 / 30.66	10.45 / 19.23	25.46 / 30.66	10.45 / 19.23
2	33.81 / 39.02	2.88 / 5.89	33.81 / 39.02	2.88 / 5.89
3	29.16 / 34.37	5.33 / 14.11	29.16 / 34.37	5.33 / 14.11
4	37.52 / 42.72	8.00 / 0.78	37.52 / 42.72	8.00 / 0.78
5	30.66 / 25.46	19.23 / 10.45	30.66 / 25.46	19.23 / 10.45
6	39.02 / 33.81	5.89 / 17.12	39.02 / 33.81	5.89 / 17.12
7	34.37 / 29.16	14.11 / 5.33	34.37 / 29.16	14.11 / 5.33
8	42.72 / 37.52	0.78 / 12.00	42.72 / 37.52	0.78 / 12.00

5.9.2 Bolt utilization factor in interaction

The utilization factor is calculated according to the section 5.3.1 in the handbook [1] with the use of the following formula:

$$u_{ULS,bolt,i} = \frac{F_{v,ULS}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,ULS}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}}$$

tab. 32 – bolt utilization factor in interaction

Combination identification	factor $u_{ULS,bolt,t}$	
	min. cover	max. cover
<i>live load – LM3 Special 2</i>		
1	0.324 / 0.423	0.324 / 0.423
2	0.374 / 0.445	0.374 / 0.445
3	0.337 / 0.437	0.337 / 0.437
4	0.439 / 0.458	0.439 / 0.458
5	0.423 / 0.324	0.423 / 0.324
6	0.445 / 0.446	0.445 / 0.446
7	0.437 / 0.337	0.437 / 0.337
8	0.458 / 0.460	0.458 / 0.460

**5.10 Rigidity during installation and handling**

The rigidity is checked according to the paragraph 5.5.1 in handbook [1]. The handling stiffness parameter is calculated as follows:

$$\eta_m = \frac{D^2}{EI_{steel}}$$

<i>tab. 33 – material parameters – partial factors</i>			
Material	symbol	unit	value
Handling stiffness parameter	$\eta_m$	m/kN	0.04



## 6 Results

### 6.1 Internal forces – characteristic values

*tab. 34 – normal forces induced by live load*

Force induced by	symbol	axial force		bending moment	
		N		M	
		kN/m		kNm/m	
		min. cover	max. cover	min. cover	max. cover
Soil surrounding structure	$soil,surr,k$		292.71	-40.21	-40.21
Soil covering structure	$soil,cover,k$	208.33	208.33	23.45	23.45
<i>live load – LM3 Special 2</i>					
Uniformly distributed load	$traffic,udl,k$	0.00	0.00	0.00	0.00
Vehicle	$traffic,veh,k$	121.77	121.77	15.84	15.84

### 6.2 Verification

The verification of the structure is summarized in the *tab. 35*.

*tab. 35 – verification*

scope	condition		result
	extreme value	limitation	
INIT	stiffness parameter		OK
	$\lambda_f = 39495$	$100 \leq \lambda_f \leq 50\,000$	
SLS	onset of yielding		OK
	$\max(\sigma_{SLS}) = 150.32\text{ MPa}$	$\max(\sigma_{SLS}) \leq 420.00\text{ MPa}$	
ULS	general buckling verification		OK
	$\max(u_{ULS,1}) = 0.94$	$\max(u_{ULS,1}) \leq 1.00$	
ULS	development of a plastic hinge in the upper part of the structure		OK
	$\max(u_{ULS,2}) = 0.57$	$\max(u_{ULS,2}) \leq 1.00$	
ULS	capacity in the lower part of the structure – section $R = 3.50\text{ m}$		OK
	$\max(N_{d,ULS}) = 840.78\text{ kN}$ $N_{cr} = 4144.42\text{ kN}$	$\max(N_{d,ULS}) \leq N_{cr}$	
ULS	capacity of the bolted connections – tension on plate		OK
	$\max(F_{v,ULS}) = 42.72\text{ kN}$ $F_{b,Rd} = 153.60\text{ kN}$	$\max(F_{v,ULS}) \leq F_{b,Rd}$	
ULS	capacity of the bolted connections – interaction in the bolt		OK
	$\max(u_{ULS,bolt}) = 0.56$	$\max(u_{ULS,bolt}) \leq 1.00$	
CON	rigidity during installation and handling		OK
	$\eta_m = 0.04\text{ m/kN}$	$\eta_m \leq 0.20\text{ m/kN}$	
CON	check of the structure at zero cover depth		OK
	$\sigma_{peaking} = 150.32\text{ MPa}$	$\sigma_{peaking} \leq 420.00\text{ MPa}$	

## 7 Conclusion

The parameters of the structure have been assumed correctly. The calculations presented above prove correct structural behavior of the designed steel shell.

The verification included formation of a plastic hinge, global and local buckling and seam strength.

## 8 References

- [1] Pettersson, L., & Sundquist, H. (2014). Design of soil steel composite bridges. TRITA-BKN. Report 112, 5<sup>th</sup> Edition. Stockholm: KTH.
- [2] EN 1990:2002. Eurocode 0: Basis of structural design. Brussels: CEN.
- [3] EN 1991-2, 2003. Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels: CEN.
- [4] EN 1993-1-9, 2005. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue
- [5] EN 1993-2, 2006. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges. Brussels: CEN.

## REACTIONS TO FOUNDATION

### 1. DATA

Project name: Selja Ecoduct  
 Structure type: SC-Special 52S  
 Structure span (inside): 15,06 m  
 Structure height (inside): 5,64 m  
 Live load: RB accidental load  
 Height of cover: 1,00 m  
 Angle  $\alpha$  (see below): 6,49 deg

#### 1.1 Axial forces (unfactored values)

from dead load -  $N_s$  = 532,40 kN/m - acc. to SDM  
 from live load -  $N_t$  = 120,50 kN/m - acc. to SDM

#### 1.2 Safety factors

	Dead load (DL) factor	Live load (LL) factor
Serviceability limit state (SLS):	1,00	1,00
Ultimate limit state (ULS):	1,35	1,35

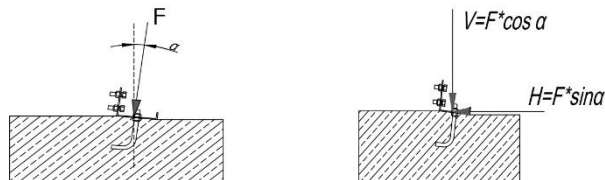
### 2. Reactions to foundation

#### 2.1 Serviceability limit state (SLS)

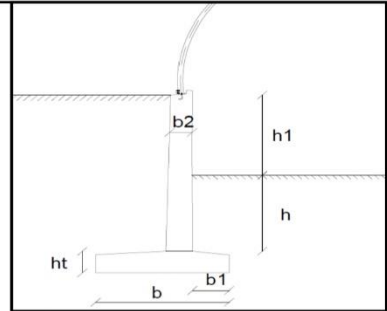
	Axial force (F) [kN/m]	Horizontal force (H) [kN/m]	Vertical force (V) [kN/m]
from dead load (DL):	532,40	60,18	528,99
from live load (LL):	120,50	13,62	119,73
SUM:	652,90	73,80	648,72

#### 2.2 Safety limit state (ULS)

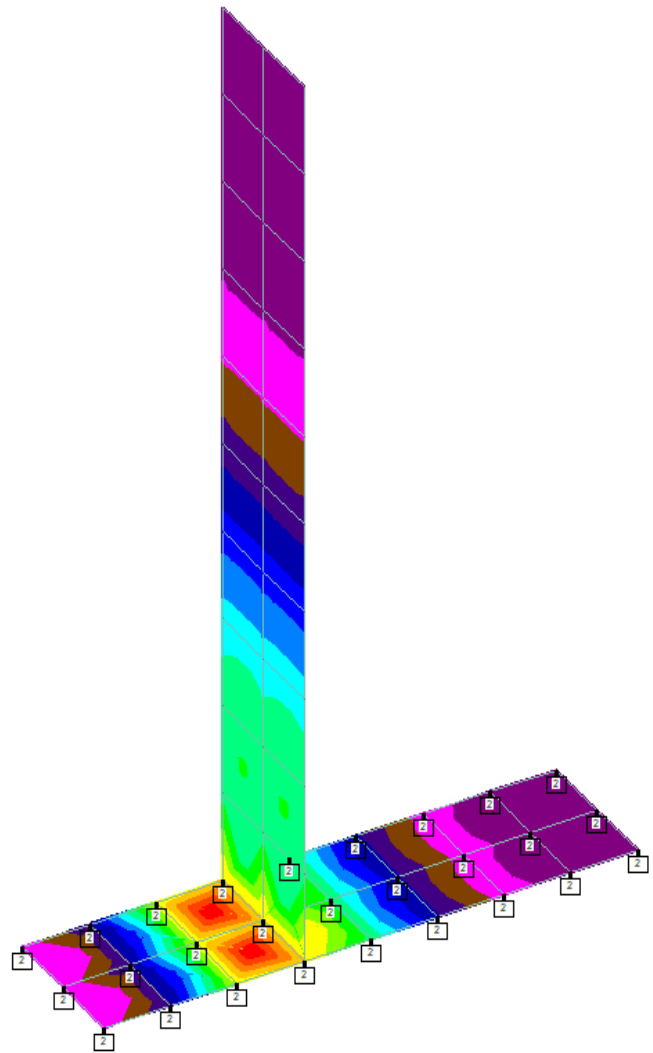
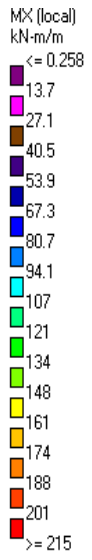
	Axial force (F) [kN/m]	Horizontal force (H) [kN/m]	Vertical force (V) [kN/m]
from dead load (DL):	718,74	81,24	714,13
from live load (LL):	162,68	18,39	161,63
SUM:	881,42	99,63	875,77



Tugisein			
<b>Andmed</b>			
Sisehõõrde nurk	$\varphi = 32^\circ$		
Pinnase mahukaal	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$		
Nidusus	$c = 16 \text{ kPa}$		
Lubatud pinge pinnasele	$\sigma = 200 \text{ kPa}$		
Hõõrdetegur	$\varphi = 0.4^\circ$		
Pinnase lisakoormus	$P_1 = 14.8 \text{ kPa}$		
Tugiseina kõrgus	$h_1 = 2.69 \text{ m}$		
Pinnase kõrgus tugiseina ninal	$h = 2.73 \text{ m}$		
Tugiseina kogukõrgus	$H = 5.418 \text{ m}$		
Taldmiku kogu pikkus võiks olla vahemikus 0,4H...0,8H	<b>2.17 - 4.33</b>	$b = 3.8 \text{ m}$	
Taldmiku ninamiku pikkus võiks olla $\sim 1/3b$ ,		$b_1 = 1.1 \text{ m}$	
Seina paksus $b_2$ võiks olla vahemikus $1/12H...1/18H$ .	<b>0.45 - 0.30</b>	$b_2 = 0.75 \text{ m}$	
Taldmiku paksus peaks olema vähemalt võrdne seina paksusega.		$ht = 0.75 \text{ m}$	
<b>Aktiivsurve suurus:</b>			
Aktiivsurvetegur		$K_a = 0.3$	
Aktiivsurvest põhjustatud maksimaalne rõhk		$P_a = 26.6$	$\text{kN/m}^2$
Aktiivsurvest põhjustatud jõud, mis mõjub $1/3H$ kõrgusel aktiivsurve epüüril		$P_a = 48.1$	$\text{kN/m}$
Koormusest pinnasele tuleneb rõhk		$P_{al} = 4.5$	$\text{kN/m}^2$
Koormusest pinnasele tuleneb horisontaaljõud		$P_{al} = 124.3$	$\text{kN/m}$
<b>Passiivsurve suurus:</b>			
Passiivsurvetegur		$K_p = 3.254588303$	
Passiivsurvest põhjustatud maksimaalne rõhk:		$P_p = 159.8718866$	$\text{kN/m}^2$
Passiivsurvest põhjustatud jõud, mis mõjub $1/3h$ kõrgusel aktiivsurve epüüril		$P_p = 218.1$	$\text{kN/m}$
Nidusest tulenev tugiseina takistav rõhk		$P_{pc} = 57.7$	$\text{kN/m}^2$
Nidusest tulenev horisontaaljõud		$P_{pc} = 157.5$	$\text{kN/m}$



<b>Vertikaalkoormused:</b>			
Tugiseina seina omakaal	$G_1 = 88$	$\text{kN/m}$	
Tugiseina taldmiku omakaal	$G_2 = 71$	$\text{kN/m}$	
Pinnase omakaal seina ees	$G_3 = 51.6$	$\text{kN/m}$	
Pinnase omakaal seina taga	$G_4 = 195.0$	$\text{kN/m}$	
Hajukoormusest p tulenev koormus	$P_1 = 29.6$	$\text{kN/m}$	
Vertikaalkoormus kokku	$G = 1310.8$	$\text{kN/m}$	
<b>Tugevuskontrollid:</b>			
Takistav jõud	$F_t = 900.0$	$\text{kN/m}$	
Nihutav jõud	$F_t = 172.4$	$\text{kN/m}$	
	Kontroll:	$F_t = 5.22$	$\geq 1,5$ <b>Korras!</b>
Ümberlukkavad momendid:	$M_1 = 336.6$	$\text{kN/m}$	
Moment aktiivsurvest	$M_2 = 86.9$		
Moment seina omakaalust	$M_3 = 124.7$		
Moment talla omakaalust	$M_4 = 135.4$		
M + Pinnase omakaal talla ninal	$M_5 = 27.1$		
M ok + kasus taldmiku kannal	$M_6 = 629.0$		
M passiivsurve põhiosast	$M_7 = 297.7$		
M passiivsurve niduse osast	$M_8 = 215.0$		
	Kontroll:	$3.4$	$\geq 1,5$ <b>Korras!</b>
Pinged taldmiku all		$-396.5$	
Kogu moment taldmiku keskme suhtes		$-307.4$	
Taldmiku geomeetriselised parameetrid, leituid ühis pikkuse kohta	$A = 455.43$		
		$W = 2.406667$	
Max pinge taldmiku all	Kontroll:	$130.59$	$\leq 200$ <b>Korras!</b>



Ekstsentriliselt surutud ristlõike kandevõime arvutus arvestades II järku momente vastavalt EVS-EN 1992-1-1:2007					
<b>Lähteandmed:</b>					
Ristlõike kõrgus h	750	mm			
Ristlõike laius B	1000	mm			
Töötava armatuuri kaitsekiht	50	mm			
Posti pikkus L0 (kui on teada)	5400	mm			
<b>Kriitiline sisejõudude komb. ristlõikes</b>					
Normaaljõud	735	kN			
Moment alguses	1	kNm			
Moment lõpus	277	kNm			
Max M	277	kNm			
Betooni fck	40	MPa			
Armatuuri fyk	390	MPa			
<b>Abisuunised</b>					
<b>Materjali osavarutegurid</b>					
Betoon	1.5				
Armatuur	1.15				
n	1				
posti lisaekstsentrilisus L / 200					
Lõplik roometegur	1.5				
Tõenäolise ja arvutusliku M suhe	0.77				
Kõveruse jaotust arvestav konstant	10				
Armatuurikihtide arv		2			
	d (kaugus y-lalt, mm)				
Kiht	n, tk	D, mm	As, mm <sup>2</sup>		
1	60	8	16	1608	
2	690	8	16	1608	
3				0	
4				0	
5				0	
6				0	
7				0	
8				0	
9				0	
10				0	
11				0	
12				0	
<b>M-N diagrammi punktid</b>					
x	kommentaär x väärtuse kohta	Nsd	Msd		
1	1 mm	-799.63	93.05		
60	d1	734.51	621.11		
116	xr	2253.63	1086.94		
465	xbal	9915.98	2218.53		
690	d2	15265.49	1629.11		
750	h	16635.57	1343.46		
1500	2*h	20987.68	32.54		
3750	5*h	21090.98	0.00		
18750	25*h	21090.98	0.00		
2500	5*h	4371.10	5.23		
12500	25*h	4375.90	0.97		
<b>Ristlõike kandevõime kriitilise N korral</b>					
Nrd		735.0			
Mrd		621.3			
x		60.0			
<b>Kogu moment ristlõikes arvestades ekstsentrilisusi</b>					
Msd		277			
M0ed		286.9			
II järku lisamoment M2		16.9			
Lõplik moment Med		303.8			
<b>Kandevõime on tagatud</b>					

## Selja ökodukti pinnakaitseüsteemi kestvuse arvutus.

Arvutus on teostatud vastavalt Maanteeameti juhendi "Torusillad: Riigiteedel terasprofiilist truupide ja sildade projekteerimise ja ehitamise juhised" alapunktis 2.3.9.6 esitatud arvutusmetoodikale.

Terastoru kestvuse arvutamisel on sisepinna puhul arvestatud tingimusklassiga 3 ja välispinna puhul tingimusklassiga 2

$$KI = T_1 + z * (T_2 + T_3)$$

kus: KI – kasutusiga,  
T1 – teraslehe eluiga,  
T2 – tsingikihi eluiga,  
T3 – lisakaitse eluiga;  
z - tegur - ( tehasevärvimisel 1,5; erijuhul objektil värvimisel 1,0);

Tunnel  
Tunnel soolatatav  
Sild, soolatatav,  $v \leq 1,5$  m/s  
Sild, soolatatav,  $v \leq 4,5$  m/s  
 $v$  = Vee voolukiirus

Tingimus- klass	Tingimus- tegur	Terase korrosioon fe (um)	Tsingi kulumine Zn ( μm)	Epoksiidi kulumine EH ( μm)	PE kile kulumine PE ( μm)
1	1	30	2	3	2.5
2	1.5	45	3	5	3.5
3	2.5	75	5	8	6
4	4	120	8	12	9.5

	Kulum	Tingimus- klass	Tegelik mm	Arvutuslik mm	Tsink μm	Pinne EP μm
Sisepind	10%	3	8	8	85	350
Välispind	10%	2	8	8	85	150
<b>Terase kulumine max 20%</b>						

Kestvusiga

Sisepind	$\frac{800\mu\text{m}}{75}$ +	1.5	⊗	$\left[ \frac{85\mu\text{m}}{5\mu\text{m}} + \frac{350\mu\text{m}}{8.0\mu\text{m}} \right]$	≡	102 aastat
Välispind	$\frac{800\mu\text{m}}{45\mu\text{m}}$ +	1.5	⊗	$\left[ \frac{85\mu\text{m}}{3\mu\text{m}} + \frac{150\mu\text{m}}{5.0\mu\text{m}} \right]$	≡	105 aastat

Koostas:  
Karl Helgand  
ViaCon Eesti AS  
Tel: +372 52 326 51  
E-post: karl.helgand@viacon.ee

04.05.2023

**Constructing connections.  
Consciously.**

ViaCon Eesti AS  
Meistri 12, Tallinn 13517  
Tel.: 66 44 500  
viacon@viacon.ee