

TALLINN-NARVA MNT ASUVA LOOBU SILLA KATSEKOORMAMINE

Lõpparuanne



Teedeinstituut

Leping nr 12161



MAANTEEAMET

Tallinn 2013

SISUKORD

1. Sissejuhatus	3
2. Lähteandmed.....	5
3. Sildade seisundiindeksi määramise metoodika	8
3. Loobu silla 2013 a seisundid	11
4. Loobu silla Sisejõudude arvutus	12
5. Loobu silla Paindekandevõime kontrollarvutus.....	18
6. Loobu silla tehnilise ülevaatuse tulemused.....	25
7. Katse kirjeldus	39
8. Katse tulemused	42
9. Kokkuvõte.....	45
10. Ettepanekud sildade katsetamise juhiste koostamiseks	46
Lisa 1.	56
Sissejuhatus ja lühikokkuvõte	57
Silladeki deformatsioonide määramine nivelliiriga	58
Nivelleerimisel kasutatud instrumendid ja tarvikud	58
Meteoroloogiliste tingimuste mõju	60
Nivelliiri ja lattide kontrollid	62
Vertikaalsuunaliste deformatsioonide geomeetrilise nivelleerimisega määramise metoodika	63
Lähtepunktid ja nivelleerimisjaamade paigutus	66
Nivelleerimistulemused	68
Sillatalade läbipainete määramine lasertahhümeetriga	75
Kasutatud instrumendid ja töövahendid	75
Koordinaatsüsteem ja mõõtmismetoodika.....	76
Mõõdistusobjekti geomeetriline kuju koormamisel	85
Sillatalade geomeetrilise kuju ja läbipainete määramine terrestilise laserskanneriga.....	92
Kasutatud instrument ja töövahendid	92
Mõõtmismetoodika	93
Mõõdistusobjekti kuju (üldine)	94
Sillatalade kuju (üldine), eeltõus.....	96
Mõõdistusobjekti geomeetriline kuju koormamisel	97

1. SISSEJUHATUS

Eesti teedel senini teostatud kaalumistulemuste järgi on paljudel juhtudel probleemiks ülekaalulised veokid. Kohati ületab autorongide tegelik mass lubatud maksimaalset 44t kümneid tonne, mis põhjustab teedele ja sildadele liialt suuri deformatsioone. Eriti kriitiliseks võivad liialt suured koormused osutuda vanade sildade korral. Nimelt senini ei ole täpselt teada kui palju võtavad NSVL ajal rajatud sillad vastu tegelikult koormust võrreldes projekteeritud teoreetilisega.

Tallinn-Narva mnt asuva Loobu II silla katsekoormamise teadus- ja arendustöö eesmärgiks on välja selgitada kui palju tegelikult Loobu sild koormuse all deformeerub ning võrrelda seda sillale ette nähtud koormusmudeli poolt nõutavaga.

Käesoleva katsetustööst võtsid osa TTÜ teedeinstituudist sillaehituse õppetooli juhataja professor Siim Idnurm, dotsent Juhan Idnurm; geodeesia õppetoolist Artu Ellmann – geodeetiliste mõõtmiste juht ja vaatleja (nivelliir); Innar Metsala – vaatleja abi (nivelliir); Tarvo Mill – vaatleja (laserskanner); Silja Talvik – vaatleja (elektrontahhümeeter); Hannes Lõhmus – vaatleja abi (elektrontahhümeeter); Annika Urbel – vaatleja abi (elektrontahhümeeter); Taavi Talver – vaatleja abi (elektrontahhümeeter); Tallinna Tehnikakõrgkooli professor Martti Kiisa ja AS Teede REV-2 sillaehituse üksuse juht Kristjan Tõnstein, kes abistas silla katsetamiseks vajalike mehhanismide (kraana, plokid, sillaalune praam jne) muretsemisel ja töö organiseerimisel.

Katsetustööd toimusid laupäeval 13. ja pühapäeval 14. aprillil 2013 a. Katsetustööde jaoks vajalik koormus – malmplokid toodi reedel 12. aprillil ja viidi objektile 15. aprillil. Sellejärel alustati Loobu II silla lammutustöödega. Ilm katsetuste ajal oli sompus, temperatuur 0 kraadi juures. Loobu jõe kaldad oli lumised, kuid jõgi oli jääst vaba.

Katsetamise aluseks oli:

1. Maanteeameti ja TTÜ Teedeinstituudi vaheline töövõtuleping lep12161 „Silla katsetused ja vuukide uuring“ , Tallinn 2013

Katsetulemuste aruande koostamisel kasutati täiendavalt järgmisi materjale:

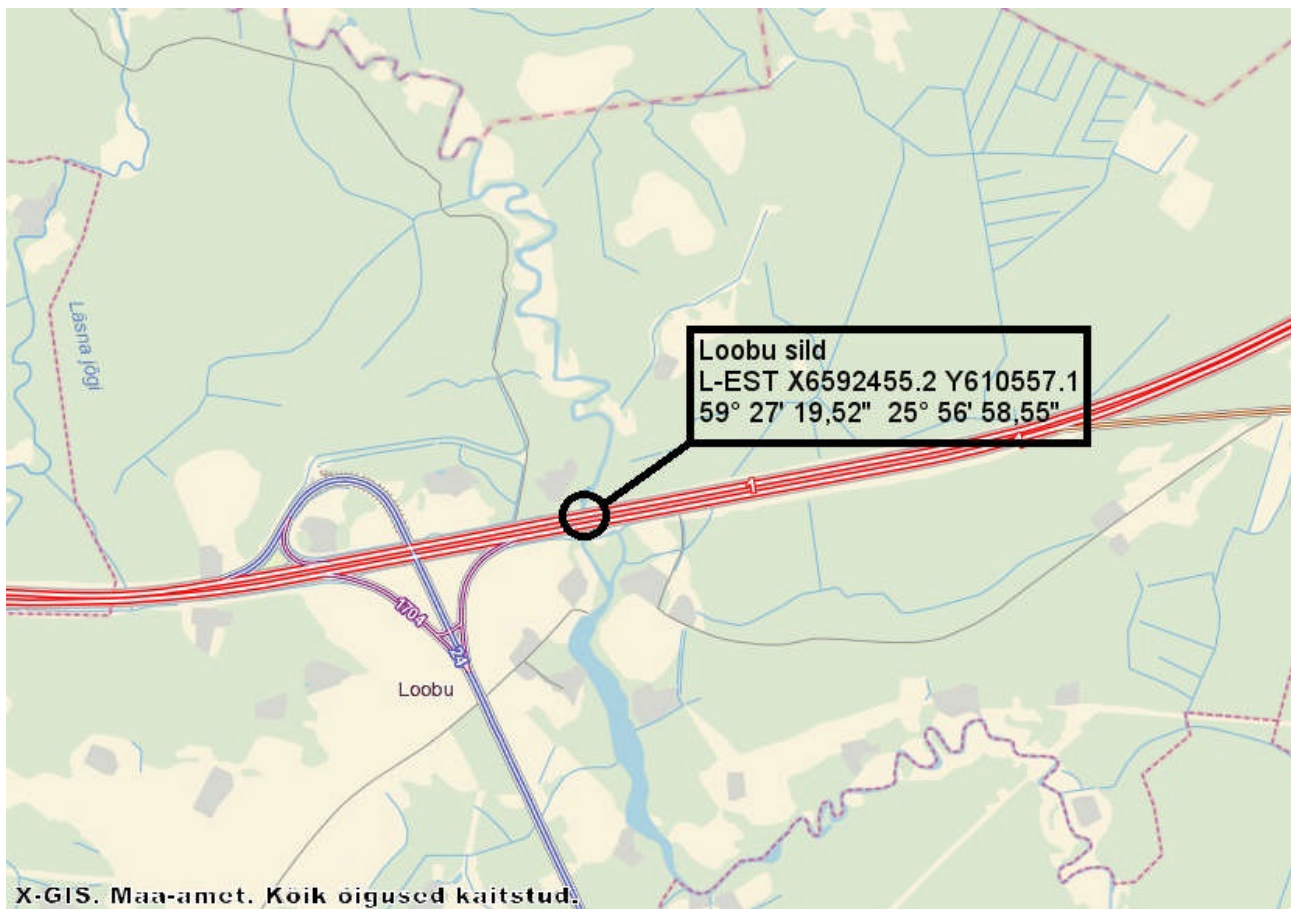
1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы/ Госстрой СССР. – М.: 1990
2. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследования и испытаний/ Госстрой СССР. – М.: 1999
3. Сборник типовых проектов железобетонных и каменных искусственных сооружений. Выпуск 6. Железобетонные балочно-консольные пролетные строения. Пролеты L_0 - 12,16,20,25 и 30 м. Габарит Г-7. Нагрузка Н-10 и Н-60. Дориздат, Москва, 1947
4. EVS-EN 1991-2:2007. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 2: Sildade liikluskoormused.
5. EVS-EN 1990:2002/A1:2006+NA:2009. Eurokoodeks: Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. Muudatus A1. Lisa A2: Rakendamine sildade puhul.
6. EVS-EN 1992-1-1:2007 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele
7. EVS-EN 1992-2:2005+NA:2008. Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 2: Betoonsillad. Arvutus- ja konstrueerimisreeglid.

Enne katsetuste algust tehti Loobu II silla ülevaatus. Silla konstruksioonide tehniline ülevaatusel määrati Loobu II silla elementide tehniline seisund, arvutati sillaindeks, mõõdeti reaalsed silla mõõdud, registreeriti elementide vigastused ja praod.

Katsetuste käigus fikseeriti silla esialgne seisukord, kaardistati praod ning jälgiti nende avanemist, mõõdistati terrestilise laserskanneri abil silla esialgne kuju ja erinevad deformeerunud kujud eri koormusetappide ajal, vertikaalsiirded fikseeriti nii kõrgtäpsusega nivelleerimise kui lasertahhümeetrite kaudu. Geodeetiliste uuringute kokkuvõtte on toodud käesoleva aruande lisa 1. Pärast silla lammutamist võeti silla taladest proovikehad nii betooni survetugevuse kui armatuuri tõmbetugevuse määramiseks.

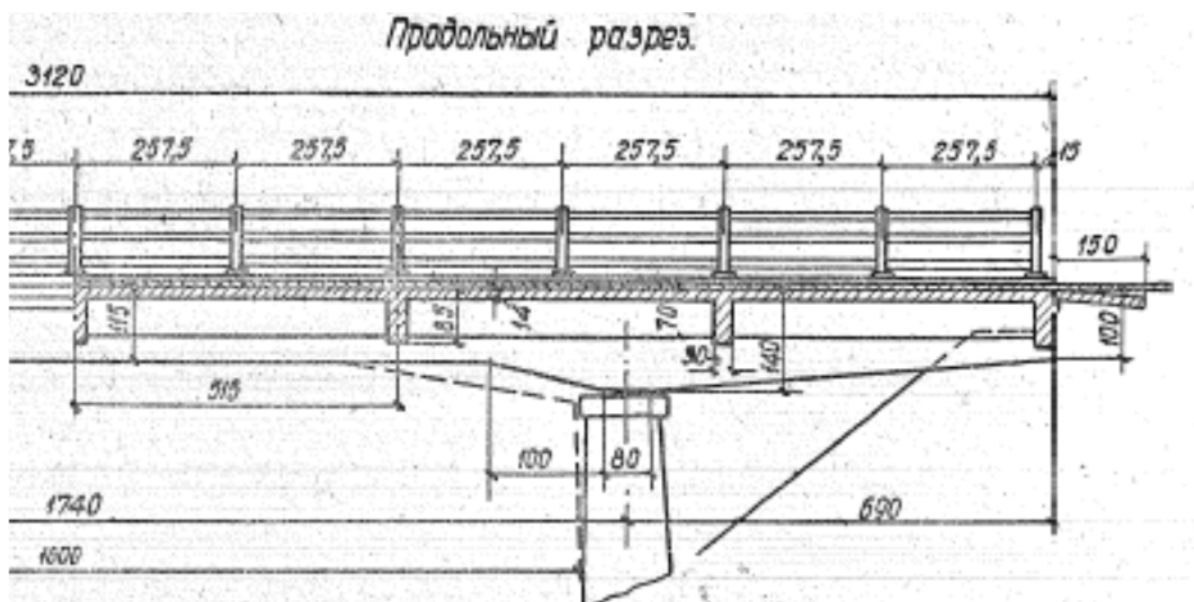
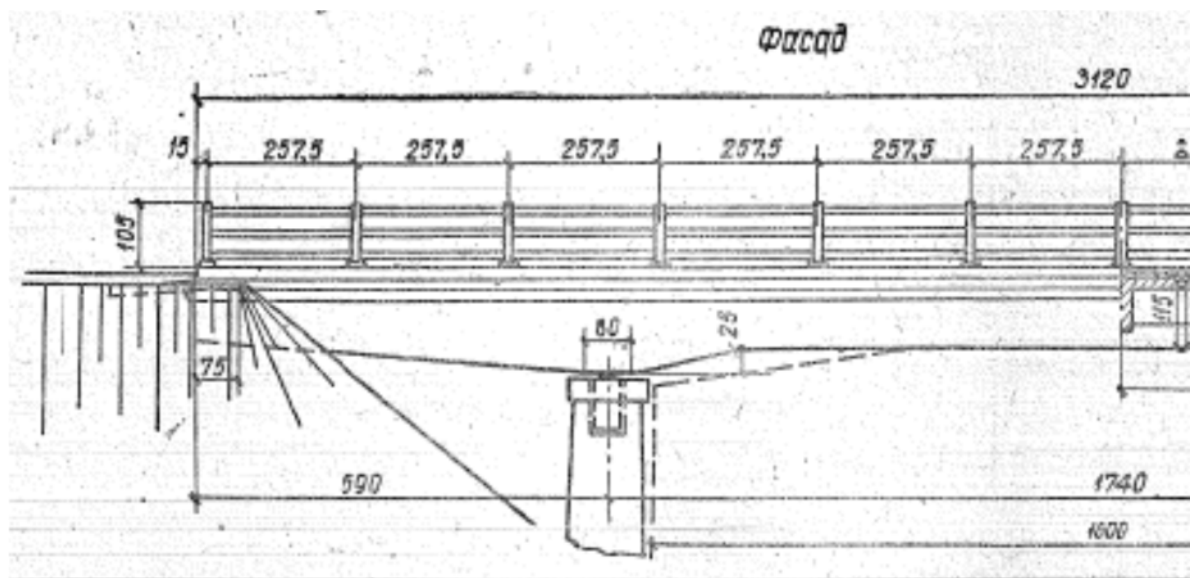
2. LÄHTEANDMED

Staatilised katsetamised viidi läbi Loobu II sillal, mis asetses E20 (T1) Tallinn-Narva maantee km 69,8 üle Loobu jõe.

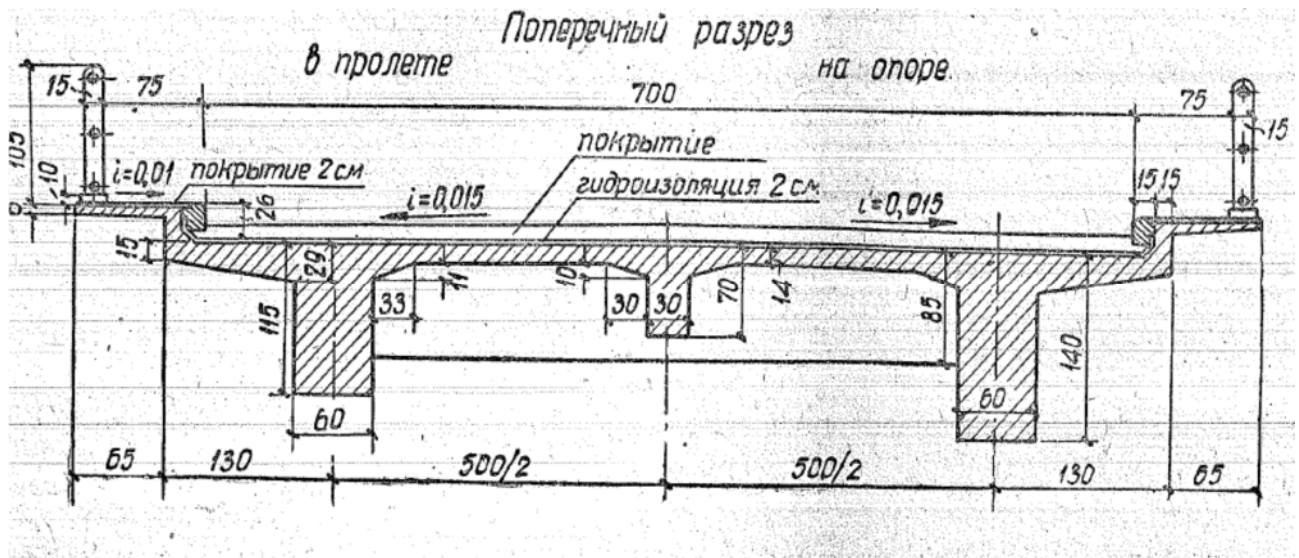


Joonis 1. Loobu II silla asukoht

Loobu II sild oli ehitatud 1953 aastal 1947 a tüüpprojekti „Сборник типовых проектов железобетонных и каменных искусственных сооружений. Выпуск 6. Железобетонные балочно-консольные пролетные строения. Пролеты L_0 - 12,16,20,25 и 30 м. Габарит Г-7. Нагрузка Н-10 и Н-60. Дориздат, Москва, 1947“ kohaselt. Sild on üheavaline konsoolidega, mõõtudega 6,9+17,4+6,9m, kogupikkus 31,2m.



Joonis 2. Loobu II silla aluseks olnud tüüpprojekt



Joonis 3. Loobu II silla tüüpprojekti kohane põiklõige

Tüüpprojekti kohaselt ehitatud silla sõidutee laius oli 7 m ja sillal oli mõlemal küljel kõnnitee laius 0,75m. Sillaplaadi kogu laius oli 8,9 m. 1995 a laiendati silla sõiduteed 8,5m-ni, eemaldati kõnniteed ja muudeti konsoolide geomeetriat. Remonditud Loobu II silla sõidutee laiuks sai - 8m, sõiduradade arv 2. Sillaplaadi üldlaius 8,5 m.

Loobu II sild on konsoolidega lihttala sild. Raudbetoonist peatalad on muutuva kõrgusega, sammastel kõrgus 1,4 m, ava keskel 1,15 m . Peatalade vahekaugus on 5 m, nende vahel asetseb pikitala , mille kõrgus on 0,7 m. Silla dekiplaadi paksus oli 14 cm. Koormus pikitalalt peatalade anti põiktalade kaudu, põiktalade samm 5,15 m, põiktala kõrgus 0,85 m.

Puttbetoonist (kivikbetoonist) valmistatud sillasambad toetuvad paekivile.

3. SILDADE SEISUNDIINDEKSI MÄÄRAMISE METOODIKA

Selleks, et võrrelda omavahel sildade tehnilist olukorda ja hinnata nende remondivajadusi, määrata remonti vajavate sildade prioriteetid ja seetõttu otstarbekalt jagada nappe rahalisi vahendeid, kasutatakse mitmesuguseid sildade haldussüsteeme. Alates 2005. aastast on Eestis juurutatud sildade ühtset haldussüsteemi (Bridge Management System - BMS) eesmärgiga saada ülevaade Maanteeameti poolt hallatavate sildade seisukorrast ja määrata kindlaks põhjendatud optimaalne investeeringute vajadus sillavõrgule.

Kuigi siiani selles haldussüsteemis puuduvad kohalike omavalitsuste sillad, sobib see haldussüsteem ka nende sildade remondivajaduse ja tehnilise olukorra hindamiseks ja võimaldab võrrelda tulemusi riigi halduses või ka omavalitsuses olevate teiste sildadega.

Eesti maantee sillaregistri koostamiseks võeti Maanteeameti tellimusel AS Teede Tehnokeskuse poolt kasutusele maailmas laialdaselt kasutamist leidnud tarkvara Pontis, mille tulemusena töötati välja seisunditasemete hindamiskriteeriumid, mida on kasutatud kasutati ka käesolevas aruandes seisundiindeksi määramisel.

Sildade seisukorra analüüs tehakse Pontises elementide tasemel ja seetõttu tuleb igale elemendile ja elemendi seisunditasemele määrata ühikhind ja võimalikud tegevused. Tarkvaras Pontis kasutatavad ühikhinnad põhinevad viimastel aastatel remonditud või ehitatud sildade projektidele ja neid samu hindu kasutatakse ka käesolevas töös.

Sillakonstruktsioon jaotakse üksikuteks elementideks – sambad, plaad, talad, piirded jne. Igale elemendile antakse hinnang 4 pallilises hindamissüsteemis, milles 1 vastab korrasolevale elemendile ja 4 raskete kahjustustega elemendile. Üksikute elementide seisundi alusel (arvestades nende tähtsust ja asendamise maksumust) arvutatakse kogu silla seisundiindeks (*healthindex*). Seisundiindeksi arvutamisel ei arvestata silla gabariitide ja kandevõime piiranguid, selleks on ette nähtud piisavusindeks, mida siin ei kasutata.

Seisundiindeksi mudelit kasutatakse üksiku integraalse (tervikliku) näitaja arvutamiseks, mis väljendab ehituslikku seisundit. See näitaja avaldatakse protsentuaalse suurusena. See suurus võib varieeruda nullist, mis vastab halvimale võimalikule seisundile, kuni saja protsendini, parim seisund. Seisundiindeks arvutatakse kui funktsioon silla osade hulga jaotumisest üle rakendatavate seisundite. Üksiku elemendi seisundiindeks arvutatakse järgneva valemiga

$$H_e = \frac{\sum_s k_s q_s}{\sum_s q_s} * 100\% \quad (1)$$

kus

H_e - üksikelemendi seisundiindeks,

s - seisunditase (näiteks 1,2,3..jne),

q_s - elemendi hulk/kogus (määratakse näiteks jooksevmeetrina, ruutmeetrina, protsendina) s-ndas seisunditasemes,

k_s - seisundindeksi koefitsient vastavalt s-ndale seisunditasemele.

Vastavalt seisunditasemele on seisundiindeksi koefitsient murdväärtus, mis arvutatakse järgnevalt

$$k_s = \frac{n-s}{n-1}, \quad s=1,2,\dots,n \quad s=3|4|5 \quad (2)$$

kus

n - rakendatavate seisunditasemete arv, Eestis kasutusel 4.

Seega vastavalt valemile (2) on seisundiindeksi koefitsientidel järgnevad väärtused:

$\{k_1 = 1; k_2 = 0,6(6); k_3 = 0,3(3); k_4 = 0\}$ - 4 seisunditasemega elementidele;

Kogu silla seisundiindeks arvutatakse üksik elementide seisundiindeksite kaalutud keskmisena, kus elemendi osatähtsus sõltub nende kogu hulgast ja suhtelisest tähtsusest

$$H = SI = \frac{\sum_e H_e Q_e W_e}{\sum_e Q_e W_e} \quad (3)$$

kus

e - elemendi indeks,

Q_e - elemendi e kogu hulk/maht sillal,

W_e - element e kaalufaktor (ehk suhteline tähtsus).

Kaalufaktorina W_e kasutatakse Eestis kaalukoefitsient(*weightcoefficient*) otseselt määratud elemendile, mis korrutatakse kõige kallima määratud tegevusega(sellele silla elemendi remondiks – tavaliselt asendusmaksumus, sest iga seisundi jaoks on see kalleim tegevus).

Silla seisundiindeksi SI arvutamise näol on tegemist suhtarvuga, võrdlemaks erinevaid sildu, saame objektiivsema ülevaate, kui kasutame kalleima määratud tegevusena asendamist (kõigi elementide puhul ei pruugi kasutada remonti). Näiteks pörkepiire on S3 (avarii tagajärjel mõlkunud, aga täidab siiski veel oma funktsiooni), mida tõenäoliselt ei hakata parandama, vaid remondi vajaduse korral vahetatakse välja.

Asendades üksikelemendi seisundiindeksi (1) valemisse (3), võib viimase teisendada kogu silla seisundiindeksi määramiseks sobivale kujule

$$SI = H = \frac{\sum_e CEV_e}{\sum_e TEV_e} * 100\% \quad (4)$$

kus

CEV_e - elemendi e hetkeväärtus (summeerimismärk annab silla hetkeväärtuse),

TEV_e - elemendi e koguväärtus (summeerimismärk annab silla koguväärtuse).

ja

$$CEV_e = W_e \sum_s k_s q_s \quad (5)$$

$$TEV_e = W_e \sum_s q_s \quad (6)$$

Loobu silla elementide seisundid ja kogu silla seisundiindeksi arvutus on alljärgnevas tabelites. Arvutused on tehtud eespool kirjeldatud metoodika alusel kasutades avaldis (4) – (6). Kogu sild jaotati üksikuteks konstruktsioonelementideks ja nende seisundit hinnati 4-pallise skaala kohaselt. Seisund S1 kirjeldab praktiliselt korras või väikest remonti vajavat elementi; seisund S4 kirjeldab elemendi tugevaid kahjustusi; sellises seisundis olev element vajab ulatuslikku remonti või vajab välja vahetamist. Selleks et võrrelda sillaindeksi

muutumist, eelnevalt (2006 a ülevaatusel kasutusel olnud) BMS hindajate poolt silla jaotust elementideks.

Tabel 1.

[illegible]

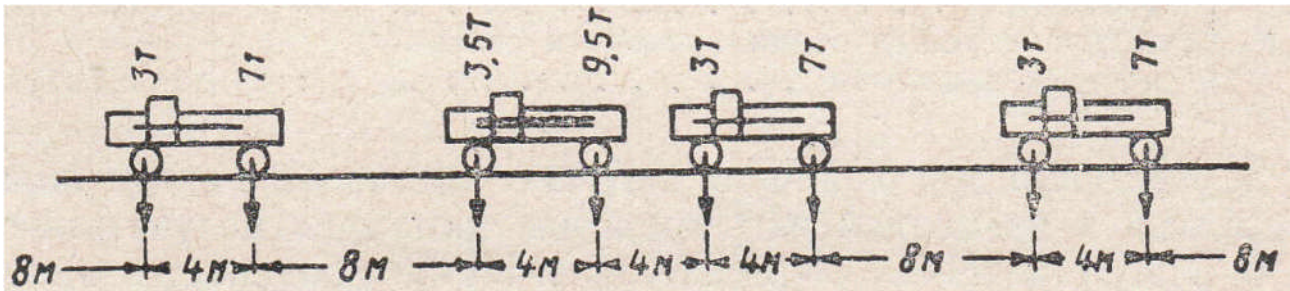
3. LOOBUSILLA 2013 A SEISUNDID

2006 aasta ülevaatuse põhjal oli koostatud Loobu silla seisundiindeks $SI = 73\%$. 2013 a 13.aprilli ülevaatuse andmete põhjal koostati sama silla elementide jaotamise alusel uus Loobu seisundiindeks. Tulemuseks oli, et Loobu sillaindeks on viimase 7 a jooksul vähenenud 73% -lt 63 %-ni. Selline kiire sillaindeksi vähenemine näitab silla olukorra olulist halvenemist, ja sellistes olukordades olevad sillad vajavad põhjalikku remonti või arvestades silla asukohta ja tema projekteerimisel kasutatud liikluskoormuse suurust ja sõidutee gabariiti – remondi asemel oleks mõistlikum selline sild asendada uue kaasaja nõuetele vastava sillaga.

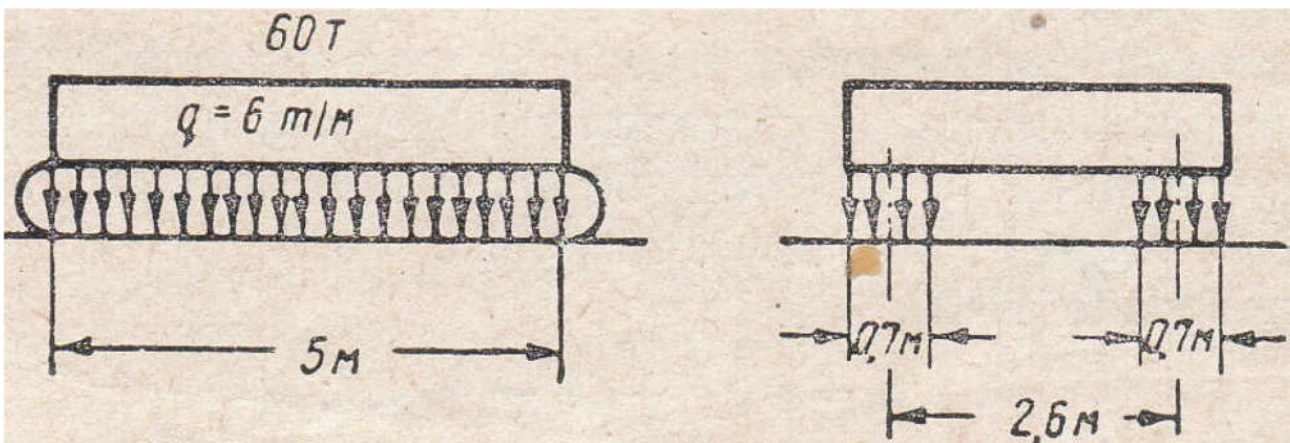
4. LOOBU SILLA SISEJÕUDUDE ARVUTUS

Loobu II sild oli projekteeritud liikluskoormusele H-10 ja HG-60.

Liikluskoormus H-10 kujutab 10t autode kolonni, mille hulgas on üks 13 t auto. Eriveok HG-60 on roomikveok(traktor, tank) kogukaaluga 60t ja koormus jaotub kahele 5 m pikkusele roomikule. Liikluskoormuse skeemid on joonistel 4 ja 5.



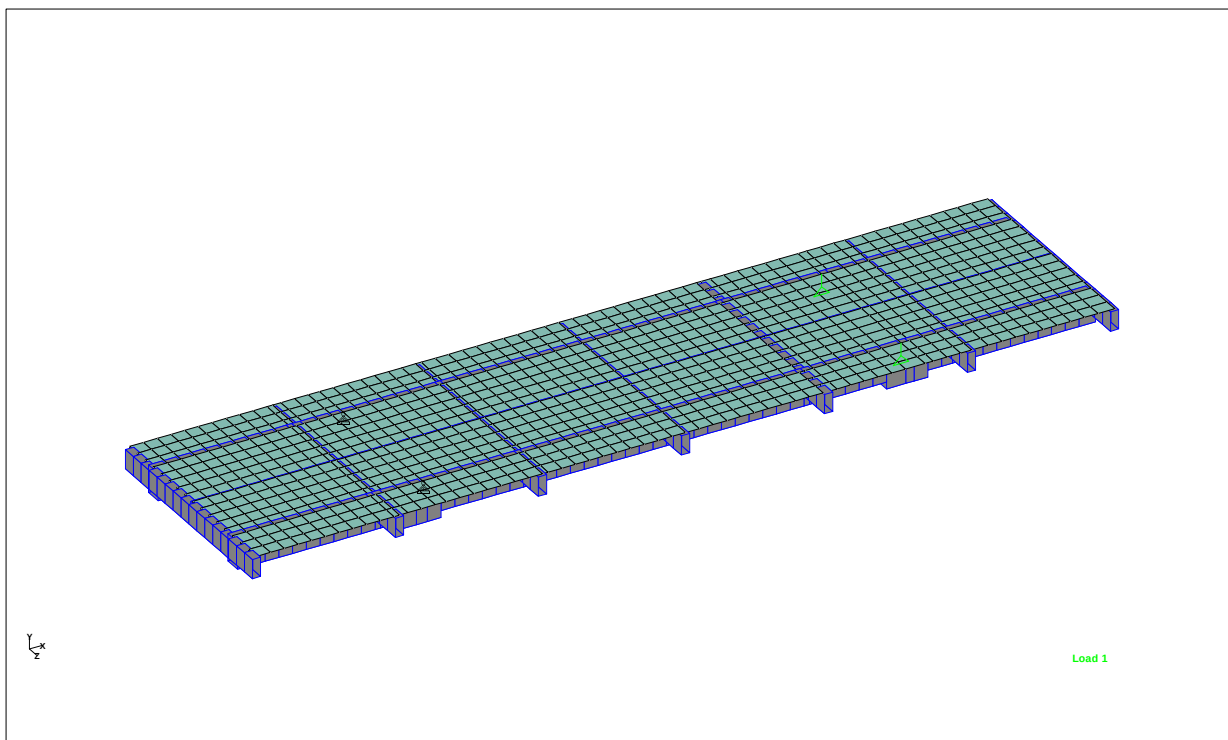
Joonis 4. Autokolonn H-10



Joonis 5. Eriveok HG-60

Tüüpprojekti kohta sooritatud arvutustes selgub, et sellise geomeetriaga silla piirkoormuseks on eriveok HG-60, kui see liigub sõidutee servas. Suurimad paindemomendid tekivad peatalas olukorras, kus eriveok asetseb keskmise ava keskel, sõidutee servas.

Loobu II silla paindekandevõime kontrollarvutuste jaoks teostati silla elementide sisejõudude määramine lõplike elementide programmis Staad/Pro koostatud 3D mudeli abil.



Joonis 6. Lõplike elementide mudel, arvestatud on talade muutuva kõrgusega

Sillakonstruktsioonide omakaalukoormuse arvutati programmi abiga, võttes elementide mõõtmeteks projekti kohased suurused. Katendi omakaal $p = 2,5 \text{ kN/m}^2$ lisati plaadi koormusena.

Kasutati järgmisi koormusolukordi:

Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	07-Mar-13		

Structure Type	SPACE FRAME
----------------	-------------

Number of Nodes	1122	Highest Node	1122
Number of Elements	307	Highest Beam	1333
Number of Plates	1024	Highest Plate	1024

Number of Basic Load Cases	8
Number of Combination Load Cases	10

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Basic Load Cases

Number	Name
1	OMAKAAL
2	KOORMUS KESKEL 2X6 M
3	KOORMUS 2X6 M TALAL
4	KOORMUS 6X2 RISTI KESKEL
5	NG-60
6	3-REAGA TRAKTOR SERVAS
7	4X1 M PIKI
8	6X1 M PIKISIÕGA

Combination Load Cases

Comb.	Combination L/C Name	Primary	Primary L/C Name	Factor
9	OMAKAAL+NG60	1	OMAKAAL	1.00
		5	NG-60	1.00
10	OMAKAAL+ 60 T 3RIDA	1	OMAKAAL	1.00
		6	3-REAGA TRAKTOR SERVAS	1.00
11	OMAKAAL+120 T 3RIDA	1	OMAKAAL	1.00
		6	3-REAGA TRAKTOR SERVAS	2.00
12	OMAKAAL+180 T 3 RIDA	1	OMAKAAL	1.00
		6	3-REAGA TRAKTOR SERVAS	3.00
13	OMA+1X4X1M	1	OMAKAAL	1.00
		7	4X1 M PIKI	1.00
14	OMA+2X4X1M	1	OMAKAAL	1.00
		7	4X1 M PIKI	2.00
15	OMA+3X4X1M	1	OMAKAAL	1.00
		7	4X1 M PIKI	3.00
16	OMA+1X6X1M	1	OMAKAAL	1.00
		8	6X1 M PIKISIÕGA	1.00

Loobu II sild oli konstrueeritud tasakaalustavate konsoolidega selliselt, et omakaalust keskmise ava läbipaine tasakaalustati konsoolide raskusega. Kui kasutati betooni

elastsusmoodulit, mis vastas ligikaudu tüüpprojektiga ettenähtud betoonile ja eeldati, et betooni koormamisel läbivaid, ristlõiget nõrgestavaid pragusid ei teki (elastne käitumine,

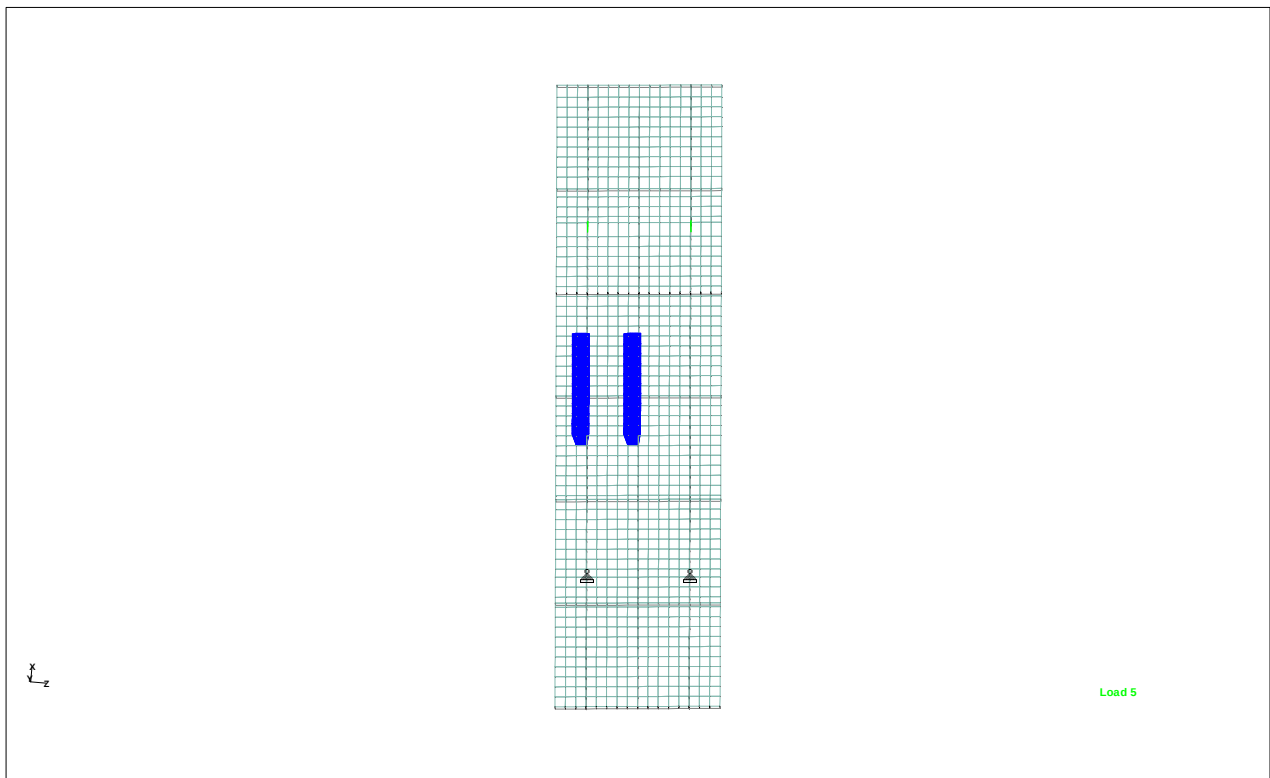
$E_{bet} = 22000 \text{ MPa}$), siis

suurim läbipaine omakaalukoormusest:

keskmise ava keskel $w = 3,987 \text{ mm}$ (2,5 mm)

konsooli otsas $w = 3,941 \text{ mm}$ (2,5 mm)

Sulgudes on läbipainded, kui kasutada arvutustel proovikehade katsetamisel saadud betooni tugevusklassile C40/50 vastavat betooni elastsusmoodulit $E_{bet} = 35\,000 \text{ MPa}$)



Joonis 7. Eriveok HG-60 sõidutee servas

Kontrollarvutustel kasutati silla projekteerimise aegseid varutegureid:

omakaalu ülekoormustegur $n = 1,1$

autokolonni ülekoormustegur $n = 1,4$

eriveoki ülekoormustegur $n = 1,1$

dünaamikategur autokolonnile 32,1 m silla korral $1+\mu = 1,1$

Tüüpprojekti kohase Loobu II silla lõplike elementide meetodiga arvatud suurimad arvutuslikud paindemomendid ja läbipaine normkoormustest peatala keskmises avas:

1. omakaalust (konstruktsioon, katend)

$$M_{Ed, \text{omakaal}} = 538,0 \text{ kNm}$$

suurim läbipaine (koos katendiga)

$$w = 3,6 \text{ mm};$$

2. eriveok HG-60 sõiduteeservas

$$M_{Ed, \text{eriveok}} = 1378,5 \text{ kNm}$$

suurim läbipaine

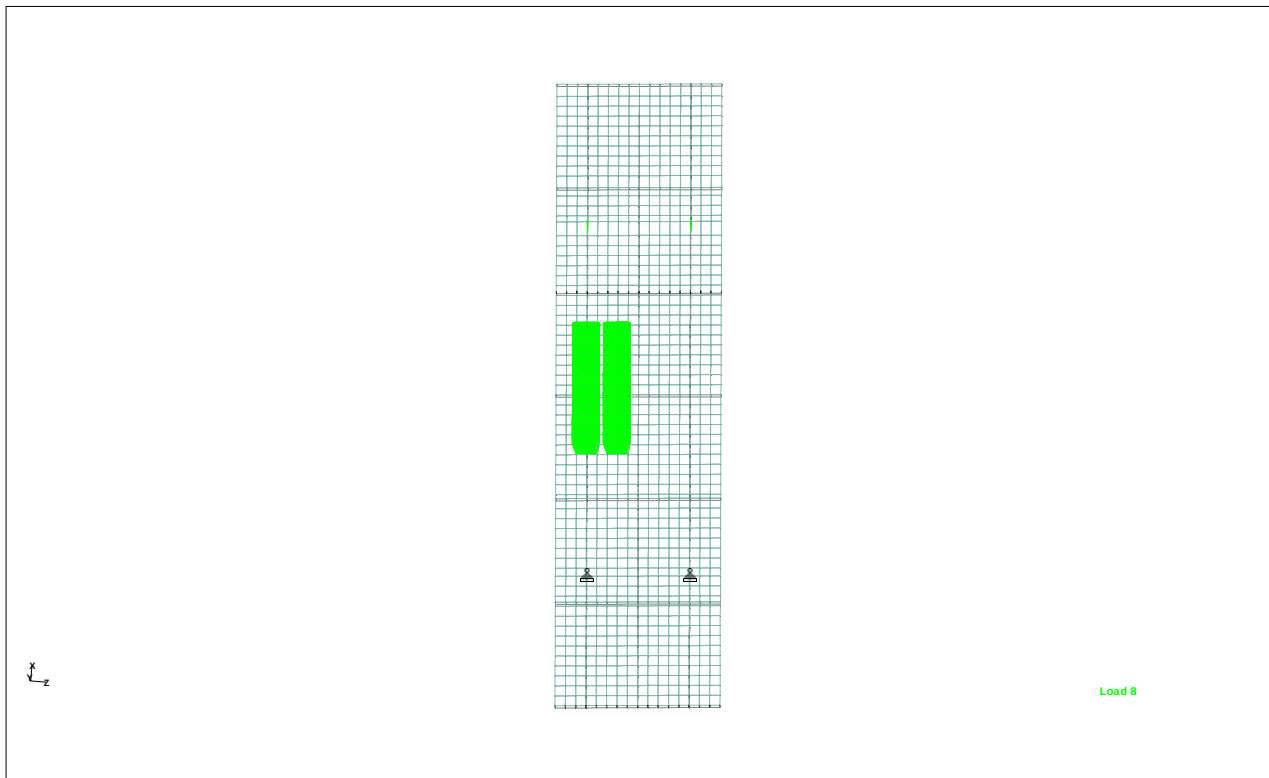
$$w = 13,6 \text{ mm}.$$

Silla projekteerimisel kandevõimele oli aluseks arvutuslik paindemoment

$$M_{Ed} = 538,0 + 1378,5 = 1916,5 \text{ kNm}.$$

Silla staatilisel koormamisel kasutati malmplokke mõõtudega $0,35 \times 0,38 \times 2$ m, mille kaal oli 2 t.

Kontrollarvutusel arvutati mitmeid võimalikke plokkide asetust, püüdes silmas pidada projekteerimisel kasutatud eriveoki poolt sillale rakendatud koormus (roomikute koormus, roomiku pikkus 5 m, laius 0,7 m) ja prooviti saavutada sama suure koormuse väärtuse korral samasuurt paindemomenti peatalas. Kõige lähedasemad tulemused saadi järgmise plokkide jaotusega – piki silda 3 plokki ($3 \times 2 = 6$ m), põiki silda 2 plokki kõrvuti ($2 \times 0,35 = 0,7$ m) , siis vahe 0,6 m ja jälle kaks plokki kõrvuti. Sellise asetuse korral oli põiksuunas plokkide koormuse laius 2 m, ja see võimaldas plokkide pikisuunas olevale rea peale laduda põikirea. Arvutusel võeti betooni elastsumooduliks $E = 22000 \text{ MPa}$.



Joonis 8. Eriveokit imiteeriv plokkide koormus

Suurimad sisejõud eriveoki mudelina kasutatud ülal kirjeldatud asetusega plokkidest (koos silla omakaaluga):

$M_{\text{plokk, 60t}} = 1914,15 \text{ kNm}$ (NG -60 korral 1916,5 kNm.)

$w_{\text{plokk, 60t}} = 17,6 \text{ mm};$ (NG -60 korral 17,2 mm)

Siit järeldub, ülalkirjeldatud plokkide paigutus imiteerib piisava täpsusega eriveoki koormust.

$M_{\text{plokk, 80t}} = 2373 \text{ kNm}$

$w_{\text{plokk, 80t}} = 22,3 \text{ mm};$ (14 mm)

$M_{\text{plokk, 164t}} = 4299 \text{ kNm}$

$w_{\text{plokk, 164t}} = 41,9 \text{ mm};$ (26,3 mm)

$M_{\text{plokk, 200t}} = 5124,7 \text{ kNm}$

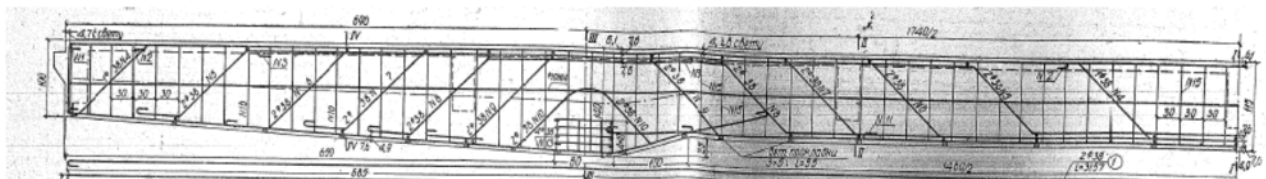
$w_{\text{plokk, 200t}} = 50,3 \text{ mm};$ (31,6 mm)

Sulgudes on läbipainded, kui kasutada arvutustel proovikehade katsetamisel saadud betooni tugevusklassile C40/50 vastavat betooni elastsusmoodulit $E_{\text{bet}} = 35\,000 \text{ MPa}$)

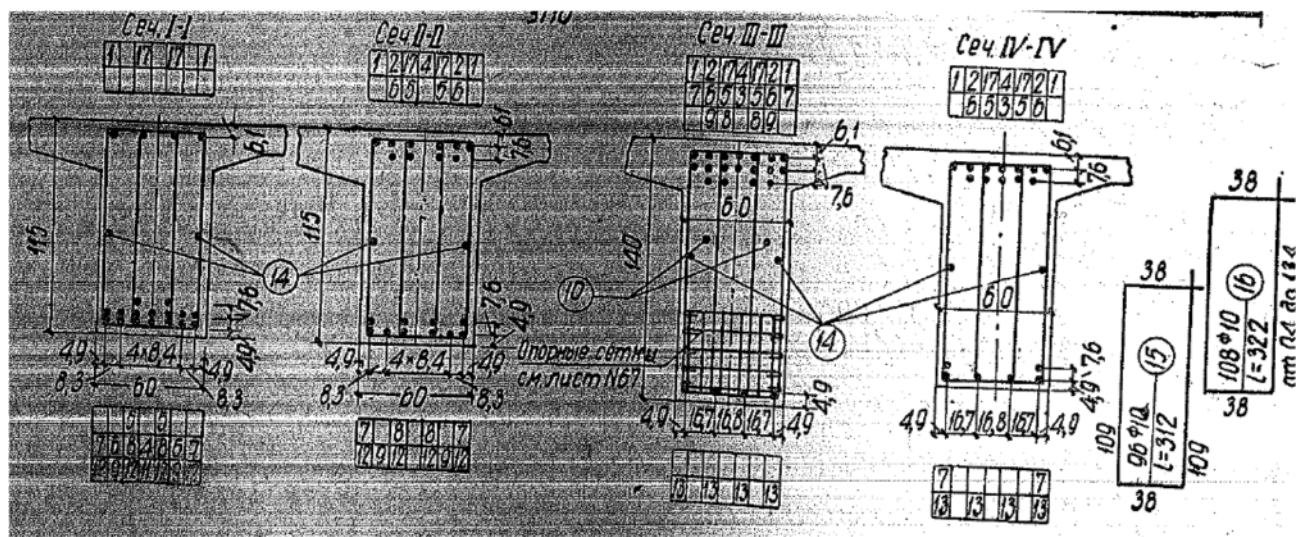
5. LOOBU SILLA PAINDEKANDEVÕIME KONTROLLARVUTUS

Loobu II silla peatalaga koostõotava dekiplaadi laius on 5 m. Arvutustel kasutatakse tüüpprojekti kohaseid andmeid.

3. Нагрузка и габариты	
Нагрузка Н-10 и Н-60; габарит Г-7.	
4. Материалы	
Бетон для железобетонных конструкций:	
а) однопролётных и двухпролётных строений $l=13,3$ и $17,4$ м марки М-140 и остальных — марки М-170;	
б) валковых опорных частей марки М-300;	
в) переходных (береговых) плит марки М-140.	
Арматура — сталь Ст. 3.	
Металлические опорные части — Ст. 3 мостовая и сталь Л2.	
Лесоматериал опалубки и подмостей: сосна полусухая.	



Спецификация арматуры						
№ строки	Диаметр в мм	Длина в м	Количество		Общая длина в м	Объем железобетона в м³
			на одну балку шт.	на все пролётные строения шт.		
1	38	31,57	4	4	126,28	
2	38	12,97	4	4	103,76	
3	38	6,37	4	4	25,48	
4	38	34,22	2	2	68,44	
5	38	30,95	2	2	123,80	
6	38	28,79	2	2	115,16	
7	38	26,69	2	2	106,76	
8	38	24,81	2	2	99,24	
9	38	23,37	2	2	93,48	
10	38	8,94	4	4	31,62	
11	38	10,47	1	2	29,94	
12	38	17,27	4	4	138,16	
13	38	9,93	8	16	158,88	
14	10	31,10	2	4	124,40	
15	10	3,12	96	192	599,04	
16	10	3,22	112	224	721,38	
17	38	33,28	2	4	133,12	
18	38	0,54	52	104	56,16	Прокладки



Peatala keskel asetsev lõige on I-I. Tõmbetsoonis on 3 kihti armatuurvardaid, Ø38 mm.

Alumises kahes kihis a'7 rauda, kolmandas kihis 2 rauda. Survetsoonis üks kiht (4 rauda Ø38). Armatuurterase mark Ct3. Betooni mark M140.

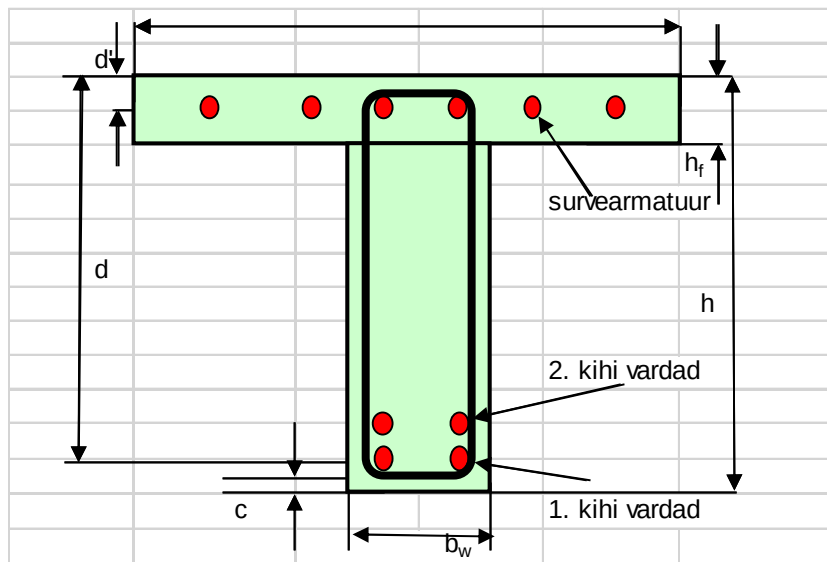
Tala kõrgus keskmise ava ohtlikumas lõikes on 1150 mm, plaadi paksus 150 mm, tala paksus 600 mm.

Ct3 arvutuslik voolupiir $f_y = 190$ MPa

Betooni margi M140 vastavust kaasajal kasutatavatele betooni tugevusklassidele pole võimalik täpselt määrata, sest betooni marki määrati proovikehade keskmise tugevuse järgi, tugevusklassi aga tugevuse tõenäosuse alusel. Arvutustes kasutati betooni normsurvetugevust $f_{ck} = 15$ MPa.

Vajalik paindearmatuur eriveoki ja omakaalukoormuse vastuvõtmiseks:

Raudbetoonist T-kujulise põiklõike paindekandevõime



Arvutuslik paindemoment

$$M_{Ed} = 1917 \text{ kNm}$$

RISTLÕIKE MÕÕDUD:

Kõrgus $h = 1150 \text{ mm}$

Vöö laius $b_f = 2500 \text{ mm}$

Vöö paksus $h_f = 150 \text{ mm}$

Seina laius $b_w = 600 \text{ mm}$

ARMATUURI ASETUS:

Tõmbevarda läbimõõt $d_b(1) = 38 \text{ mm}$

1. kihi vardad: varraste arv $N1 = 7$

2. kihi vardad: varraste arv $N2 = 7$

3. kihi vardad: varraste arv $N3 = 2$

Survevarda läbimõõt $d_b(\text{surve}) = 38 \text{ mm}$

varraste arv $Ns = 4$

RANGI LÄBIMÕÕT $d_b(\text{rang}) = 0 \text{ mm}$

MATERJALID:

ARMATUUR $f_{yk} = 190 \text{ MPa}$

$g_s = 1,15$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

BETOON $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$

$g_c = 1,5$

$\alpha_c = 1$

$E_c = 27016 \text{ MPa}$

KAITSEKIHT $c = 30 \text{ mm}$

1. ja 2. kihi vahe $c1 = 38,0 \text{ mm}$

2. ja 3. kihi vahe $c2 = 38,0 \text{ mm}$

EELDUSED

$\xi_{bal} = 0,45$ kui $f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$ ja $\xi_{bal} = 0,35$ kui $f_{ck} > 35 \text{ MPa}$;

$x_{bal} = \xi_{bal} \cdot d$; $\alpha_c = 1,0$; $z_{bal} = d(1 - 0,4 \cdot \xi_{bal})$

Keskmine tõmbetugevus $f_{ctm} = 3,210 \text{ MPa}$

$x_{bal} = 0,450$

TULEMUSED

Raskuskeskme kaugus alt	a =	65,889	mm
Kasuskõrgused	d =	1084,111	mm
	d' =	0,000	mm

Vööga vastuvõetav paindemoment

$$M_f = \frac{\alpha_c f_{ck}}{\gamma_c} b_f h_f (d - 0,5 h_f) \quad M_f = 3784,167 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 1917 \text{ kNm} < M_f = 3784,167 \text{ kNm}$$

$$K_{bal} = \frac{\alpha_c}{\gamma_c} 0,8 \xi_{bal} (1 - 0,4 \xi_{bal})$$

Survetsoon on vöös!

$$K_{bal} = 0,197$$

$$M_{bal} = K_{bal} f_{ck} b_f d^2$$

$$M_{bal} = 8673,691 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{M_{Ed}}{f_{ck} b_f d^2}$$

$$K = 0,043$$

$$K = 0,043 < K_{bal} = 0,197 \quad \text{Piisab tõmbearmatuurist!}$$

Sisejõudude õlg

$$z = d \left(0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{K \gamma_c}{2 \alpha_c}} \right) \quad z = 1047,510 \text{ mm}$$

Vajalik tõmbearmatuuri pind

$$A_s = \frac{\gamma_s M_{Ed}}{f_{yk} z} \quad A_s = 9788,661 \text{ mm}^2$$

Tegelik tõmbearmatuuri pind

$$A_{s,teg} = 10207,035 \text{ mm}^2$$

$$1.\text{kihi varraste arv} \quad n_1 = 7,000$$

$$2.\text{kihi varraste arv} \quad n_2 = 2,000$$

$$3.\text{kihi varraste arv} \quad n_3 = 0,000$$

Armatuuri koguse kontrollid:

$$A_{s,min} = \frac{0,26 f_{ctm} b_t d}{f_{yk}} \geq 0,0013 b_t d$$

Minimaalne tõmbearmatuuri pind

$$A_{s,min} = 1435,295 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,teg} = 10207,035 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 1435,295 \text{ mm}^2$$

Korras!

Maksimaalne armatuuri kogus

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c$$

$$A_{s,max} = 27600,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,teg} = 10207,035 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 27600,000 \text{ mm}^2$$

Korras!

Tüüpprojektis oleva armatuuriga raudbetoonristlõike piirkandevõime M_{Rd} arvutus.

RISTLÕIKE MÕÕDUD:

Kõrgus	$h =$	1150	mm
Vöö laius	$b_f =$	2500	mm
Vöö paksus	$h_f =$	150	mm
Seina laius	$b_w =$	600	mm

ARMATUURI ASETUS:

Tõmbevarda läbimõõt	$d_{b(1)} =$	38	mm
1. kihi vardad:	varrast e arv $N_1 =$	7	
2. kihi vardad:	varrast e arv $N_2 =$	7	
3. kihi vardad:	varrast e arv $N_3 =$	2	

Survevarda läbimõõt

	$d_{b(surv)} =$	38	mm
	varrast e arv $N_s =$	4	
	$d_{b(rang)} =$	0	mm

RANGI LÄBIMÕÕT

MATERJALID:

ARMATUUR

$f_{yk} =$	215	MPa
$\gamma_s =$	1,15	
$E_s =$	200000	MPa

BETOON

$f_{ck} =$	15	MPa
$\gamma_c =$	1,5	
$\alpha_c =$	1	
	27016,7	
$E_c =$	4	MPa

KAITSEKIHT

1. ja 2. kihi vahe	$c_1 =$	38,0	mm
2. ja 3. kihi vahe	$c_2 =$	38,0	mm

EELDUSED

$\xi_{bal} = 0,45$ kui $f_{ck} \leq 35$ MPa ja $\xi_{bal} = 0,35$ kui $f_{ck} > 35$ MPa;
 $x_{bal} = \xi_{bal} * d$; $\alpha_c = 1,0$; $z_{bal} = d(1 - 0,4 * \xi_{bal})$

Keskmine tõmbetugevus

$$f_{ctm} = 1,825 \text{ MPa}$$

$$\xi_{bal} = 0,450$$

TULEMUSED

Raskuskeskme kaugus alt	$a =$	101,250	mm
Kasuskõrgused	$d =$	1048,750	mm
	$d' =$	49,000	mm

Tõmbearmatuuri pindala
Survearmatuuri
pindala

$$A_s = 18145,839 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 4536,460 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{(A_s - A'_s) f_{yk} \gamma_c}{\alpha_c f_{ck} b_f \gamma_s}$$

$$s = 101,774 \text{ mm}$$

$$x = \frac{s}{0,8}$$

$$x = 127,218 \text{ mm}$$

$$x \leq x_c = \frac{0,0035d}{0,0035 + \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s}}$$

$$x_c = 827,690 \text{ mm}$$

$$x_{bal} = 471,938 \text{ mm}$$

$$x = 127,218 \text{ mm} <$$

$$x_c = 827,690 \text{ mm}$$

Tõmbearmatuur voolab!

$$x = 127,218 \text{ mm} <$$

$$x_{bal} = 471,938 \text{ mm}$$

Purunemine tõmbetsoonist!

$$d_{piir} = \xi_{bal} \left(1 - \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s 0,0035} \right)$$

$$d'/d = 0,047$$

$$d_{piir} = 0,330$$

$$d'/d = 0,047 <$$

$$d_{piir} = 0,330$$

Survearmatuur oolab!

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \{ A_s (d - 0,5s) + A'_s (0,5s - d') \}$$

Piirkandevõime

$$M_{Rd} = 3386,833 \text{ kNm}$$

Arvutustulemused näitavad, et arvutusliku paindemomendi $M_{Ed} = 1917 \text{ kNm}$ vastvõtmiseks piisaks oluliselt vähemast armatuuri kogusest – tõmbearmatuuri ainult kahes kihis, $A_s = 10\,207 \text{ mm}^2$. Tegelikult oli armatuuri hulk suurem $A_s = 18145 \text{ mm}^2$, mille põhjuseks oli vajadus piirata pragude avanemist. Siin tuleb rõhutada, et tüüpprojekti konstruktsioonide arvutused olid tehtud lubatavate pingete meetodil, eeldades lineaarset pingeaotust, kuid aruandes tehtud arvutus kasutas kaasajal kehtivat piirseisundite metoodikat, lubades piirseisundis betoonis plastset pingeaotust.

Arvutuste kohaselt on Loobu II silla peatala keskmise ava kesklõike piirkandevõime

$M_{Rd} = 3386,8 \text{ kNm}$, mis on ca 1,76 korda suurem, kui vajalik liikluskoormuse ja omakaalukoormuse vastuvõtmiseks $M_{Ed} = 1917 \text{ kNm}$.

Katsetamisel oli suurimaks koormuseks 200 t, millest tekkinud paindemoment $M_{\text{plokki, 200 t}} = 5124,7 \text{ kNm}$, mis ületab tüüpprojekti andmetega arvutatud piirkandevõime $M_{Rd} = 3386,8 \text{ kNm}$, ca 1,5 korda.

6. LOOBU SILLA TEHNILISE ÜLEVAATUSE TULEMUSED

Ülevaatuse käigus kasutati järgnevaid mõõteriistu:

1. Firma PROCEQ Scmidti vasar N - 34 nr 149396 betooni survetugevuse määramiseks
2. Mõõtemikroskoop МПБ – 2 (tehase nr 734144), maksimaalne suurendus 24 korda, skaala jaotis 0,05 mm pragude uurimiseks;
3. Firma PROCEQprofoskoop betoonis asuva armatuuri asukoha ja kaitsekihi määramiseks
4. Trimble nivelliir DiNi03 läbivajumiste mõõtmiseks
5. Lasertahhümeetrid Trimble M3 ja S6 sillal tähistatud punktide liikumiste mõõtmiseks
6. Terrestriline laserskänner LeicaScanStation C-10 silla geomeetria ülesmõõdistamiseks.

Enne katsetusi teostati silla ülevaatus mille käigus kontrolliti silla mõõtmete vastavust projektikohasele ning tähistati olemasolevad praod.

Mõõdetud silla avade pikkused:

lõunapoolne tala 6,91+17,4+6,89m

põhjapoolne tala 6,9+17,4+6,91m;

Mõõdetud peakandja ristlõige:

tala kõrgus ava keskel $h = 90$ cm, laius $b = 61$ cm

tala kõrgus toel $h = 112$ cm , laius $b = 58$ cm;

Mõõdetud peakandjate telgede vahe $a = 4,98$ m;

tala kõrgus ava keskel $h = 90$ cm, laius $b = 61$ cm;

Mõõdetud pikitala mõõdud $= 42$ cm, laius 31 cm

Mõõdetud peakandja ja pikitala telgede vahe $a_1 = 2,49$ m;

Mõõdetud põiktala (diafragma) mõõdud

tala kõrgus $h = 60$ cm, laius $b = 32$ cm;

Mõõdetud põiktalade vahed alates konsooli istetala teljest

5,13+5,15+5,16+5,16+5,14+5,14 m .

Silla dekiplaadi paksus (mõõdetud peale lammutamist) $t = 14$ -16 cm

Dekiplaadi armatuuri $\varnothing 8$ mm, samm ca 150 mm



Foto 1. Armatuur dekiplaadis)



Foto 2. Armatuur peatalas. Armatuuri varraste paigutus vastas tüüpprojektile.



Foto 3. Proovikehadeks kasutatud varraste seisund, Ø 36 – 38 mm.

Armatuurvarraste katsetamine toimus TTÜ ehitusteaduskonna tugevuse teadus- ja katselaboratooriumis. Valmistati tõmbekatseks standardised proovikehad, määrati voolupiir, tõmbetugevused ja katkevenivus. Järgnevalt on esitatud väljavõtte katseprotokollist:

KATSEPROTOKOLL nr 17-6/EMK/13/22

14.05.2013

Tellija: TTÜ teedeinstituudi sillaehituse õppetool

Töö ülesanne: Armatuurvarraste tõmbekatsed.

Materjali kirjeldus: Armatuurvarda lõigud Ø 38 mm (2 tk) ja Ø 36 mm (1 tk)

Materjali vastuvõtt: saadi tellijalt 07.05.2013.a.

Katsetuse aeg: 08.05.2013.a.

Katsemeetodi kirjeldus: Vastavalt standardile EVS-EN ISO 15630-1:2002

Katseseadmed: Katsemasin Zwick/Roell 250 (kalibr. tunnistus 181716), katsemasin EU-100 (kalibr. tunnistus ATLF-07/0280), nihik nr. 7224 (L027-K-08-053).

Katsetulemused:

Armatuuri läbimõõt	Katsekeha läbimõõt	Katsekeha pindala	Ülemine voolavuspiir	Tõmbetugevus	Katkevenivus
d_n , mm	d_0 , mm	mm ²	R_{eH} MPa	R_m MPa	A_5 %
38	20,12	317,9	287	427	0,327
38	20,11	317,6	293	426	0,321
36	19,9	311,0	305	426	0,326

Armatuurvarraste terase keskmine voolupiir

$f_y = 295$ MPa

keskmine tõmbetugevus

$f_u = 426$ MPa

ja keskmine katkevenivus

$$A_s = 0,324\%$$

Tegelik Loobu II silla talade armatuurterase tugevusomadused ületasid tüüpprojekti arvutustel kasutatud terase tugevusomadusi - Ct3 arvutuslik voolupiir on 190 MPa.



Foto 4. Loobu II silla peatala armatuuri proovikehad peale katsetamist



Foto 5. Peatalast väljapuuritud südamikud betooni survetugevus määramiseks



Foto 6. . Peatalast väljapuuritud südamikud betooni survetugevus määramiseks(pikkus 310 mm, läbimõõt 103,4 mm)



Foto 7. Peatalade karboniseerimise sügavus ei olnud üle 5 mm.

Betooni survetugevus määrati kahel meetodil – kohapealsete katsetustega Schmidt'i vasaraga ning silla lammutuse ajal betoonist välja puuritud proovikehade laborikatsetega.

Laborikatsetuste jaoks puuriti proovikehad peataladest, sisemisest piirkonnast kus puudus segav pikiarmatuur. Peataladest väljapuuritud südamikest valmistati proovikehad betooni survetugevuse (proovikehade kõrgus ja läbimõõt olid võrdsed = 100 mm) ja tõmbetugevuse määramiseks (proovikeha kõrgus oli kaks läbimõõtu). Proovikehad katsetati TTÜ ehitustootluse instituudi ehitusmaterjalide teadus- ja katselaboratooriumis. Väljavõtted katseprotokollidest:

Katseprotokoll N° 199/13 Betoonpuursüdamikest katsekehade-silindrite väljasaagimine ja survetugevuse määramine, **Loobu sild**.

Tööülesanne:

Proovi kirjeldus: Betoonpuursüdamikud $\varnothing \sim 10$ cm, $h \sim 30$ cm, tähistusega **Nr. 1** ja **2** – à 1 tk.

Toodud laborisse 29.04.2013 tellija poolt.

Katsetamine: Igast betoonpuursüdamikust saeti välja 2 katsekeha-silindrit $\varnothing \sim h$.
Saadud katsekehade-silindrite survetugevus määrati EVS-EN 12390-3:2009 nõuete kohaselt.

Katsetulemused: Betoonpuursüdamikest väljasaetud katsekehade-silindrite survetugevused on esitatud järgnevas tabelis.

Katsekeha-silindri tähistus		Katsetamise kuupäev	Mõõtmed, mm		A, cm ²	Mass, g	Näiv-tihedus kg/m ³	F, kN	Survetugevus, N/mm ²	
			$\varnothing$	h					üksik	keskm
Nr. 1	1	30.04.13	102,0	100,0	81,7	1909	2340	363	44,4	40,4
	2		102,0	100,0	81,7	1919	2350	297	36,4	
Nr. 2	1	30.04.13	102,0	101,0	81,7	1933	2340	350	42,8	43,0
	2		102,0	101,0	81,7	1931	2340	353	43,2	

Katseprotokoll N° 200/13

Tööülesanne: Betoonpuursüdamikest katsekeha-silindri väljasaagimine ja lõhestustõmbetugevuse määramine, **Loobu sild**.

Proovi kirjeldus: Betoonpuursüdamik $\varnothing \sim 10$ cm, $h \sim 30$ cm, tähistusega **Nr. 3**, 1 tk.

Toodud laborisse 29.04.2013 tellija poolt.

Katsetamine: Betoonpuursüdamikust saeti välja katsekeha-silinder $h \sim 2 \cdot \varnothing$.
Saadud katsekeha-silindri lõhestustõmbetugevus määrati EVS-EN 12390-6:2009 nõuete kohaselt.

Katsetulemused:

Katsekeha- silindri tähistus	Katse- tamisekuu päev	Mõõtmed, mm		F, kN	Lõhestus- tõmbetugevus f_{ct} , N/mm ²
		L	d		
3	30.04.13	200,0	102,0	90,4	2,82

Nelja proovikeha betooni keskmine silindriline survetugevus

$$f_{ck} = 41,7 \text{ MPa}$$

jaühe proovikeha tõmbetugevus

$$f_{ct} = 2,82 \text{ MPa.}$$

Selliste tugevusomadustega betooni saab statistiliselt lugeda kuuluvaks betoonitugevusklassi C35/45 kuna betooni tugevus antakse 95% garantiiga. Tegelik proovikeha andmed vastavad tugevusklassile C40/50 mille standardi EVS-EN 1992-1-1:2007 Eurokoodeks 2 kohane silindriline survetugevus on $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$, ja tõmbetugevus $f_{ctk} = 2,5 \text{ MPa}$.

Silla kontrollmõõdistamisel selgus et sild vastab projektile, mõõtmete erinevus projektikohasest oli kuni 1-2 cm mis ei avalda märgatavat mõju arvutustele.

Profoskoobiga määrati ära armatuuri kaitsekihid, mis jäid uuritud piirkondades tala küljel 50 mm ja tala all 35 mm ümbrusesse.

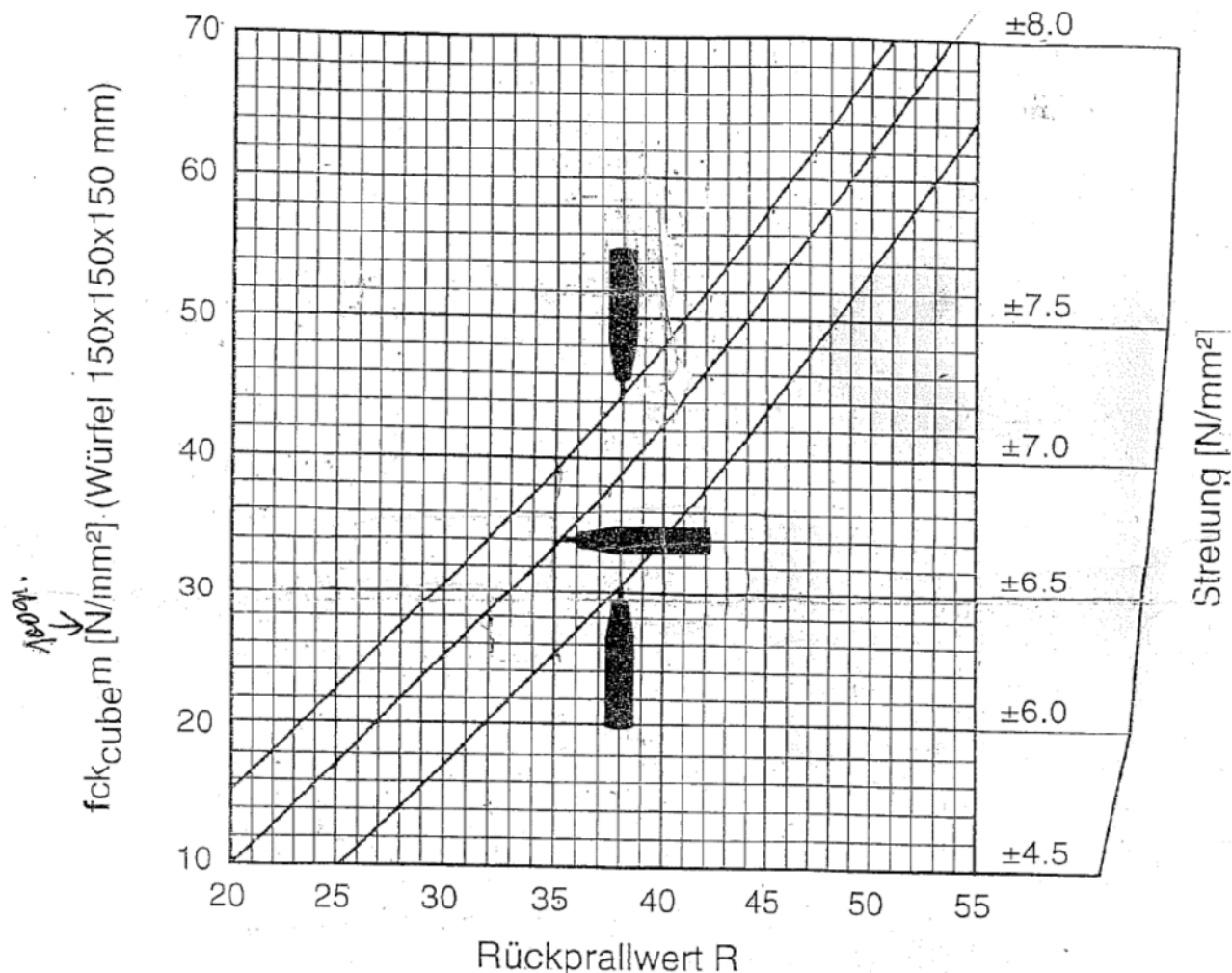
Schmidti vasaraga betooni tugevuse kontroll teostati katsetamise päeval. Metoodika baseerub dunaamilise koormusega betoonpinna kõvaduse hindamisel. Kuna betoonpinna kõvaduse ja betooni survetugevuse vahel on otsene seos siis on selliselt võimalik kindlaks määrata betooni survetugevust ja sellele vastavat betooni tugevusklassi. Lisaks survetugevusele sõltub betooni pinna kõvadus veel mitmetest asjaoludest nagu sellest kas vasara löök tabab betooni või täiteainet, kuidas on betoon vastavas piirkonnas kivistunud ja kuidas on väliskeskkond vastavat katsetuskohta mõjutanud. Selle tulemusena tehakse uuritavas piirkonnas vähemalt 10 katsetust ning tulemused leitakse vasara tehniliste andmetega hulgas olevalt graafikult.

Betooni survetugevuse mõõtmisel kasutatava vasara andmed:

Firma PROCEQ Schmidt vasar N - 34 nr 149396

Löögi energia: 0,735 Nm

Mõõtmispiirkond: 10 – 70 N/mm²



Joonis 10. Schmidt vasara ja betooni kuubikulise survetugevuse vaheline seos.

Betooni survetugevust määrati eelnevalt smirgliga puhastatud piirkonnas, mille läbimõõt oli ca 10 cm. Selles piirkonnas tehti 10 lööki ja seadme gradueerimistabelist leiti vastavus tagasipõrke suuruse ja betooni kuubikulise survetugevuse 10 mõõtmistulemuse aritmeetilise keskmise vahel:

$$f_{c, \text{cube}} = 1/10 \sum w_{m,i}$$

kus

$f_{c, \text{cube}}$ - 150x150x150 kuupide survetugevus, MPa

$\sum w_{m,i}$ – Schmidt vasara mõõtetulemused, MPa

Betooni ehitusaegse survetugevuse määramiseks Schmidt'i vasaraga tuleb kasutada ka betooni kivilinemise ajast sõltuvat tegurit α_t , mis juhul kui kivilinemisaeg on alla 1 a võetakse $\alpha_t = 1,0$ ja juhul kui kivilinemisaeg on üle 10 aasta võetakse $\alpha_t = 0,6$.

Tabel 2. Schmidt'i vasara katsetuste tulemused

Loobu peatala keskelt										
Katse	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Näit	36	44	40	41	38	38	41	41	43	41
Keskmine										40,3

Loobu peatala Tallinna poolse konsooli otsa piirkonnast										
Katse	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Näit	38	43	40	40	36	35	44	39	42	42
Keskmine										39,9

Loobu peatala Tallinna poolse samba kohalt piirkonnast										
Katse	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Näit	41	39	37	44	41	42	40	38	42	40
Keskmine										40,4

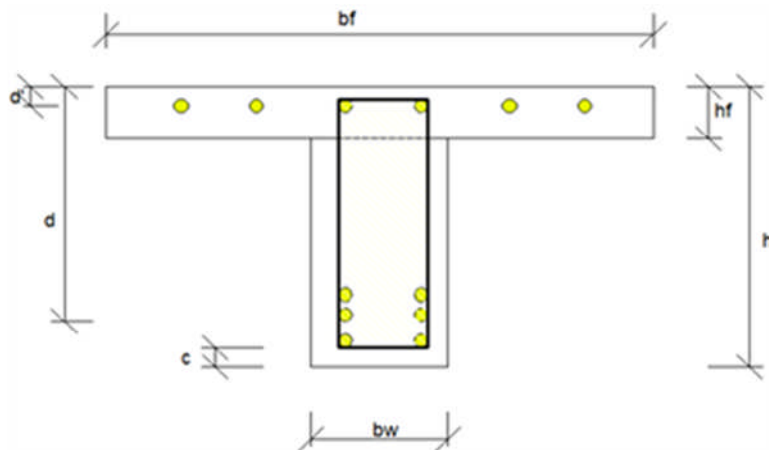
Loobu silla Tallinna poolne sammas										
Katse	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Näit	36	34	33	40	36	37	36	39	35	37
Keskmine										36,3

Talade katsetuste keskmine näit on 40,2 MPa. Vastavalt küljelt mõõdistamise graafikule on kuubikuline survetugevus $f_{ck,cube}$ 42 MPa ning tulemuse täpsus on ± 7 MPa. Katse tulemusena võib öelda et katsetusaegne betooni tugevusklass on C25/30 kuni C35/45, tõenäoline tugevusklass vastab C30/37. Laborikatsetuste tulemusena saadud näitajad vastavad tugevusklassile C35/45 mis jääb Schmidt'i vasara mõõtevea piirkonda. Tugevusarvutustes kasutati laborikatsele vastavaid reaalseid näitajaid.

Proovikehade katsetamisest saadud betooni ja armatuurterase tugevusparameetritega tuleb Loobu II silla peatala keskkoha ristlõike piirkandevõime:

Tõmbearmatuur kuni 3 kihiti
Survearmatuuri 1 kiht

Raudbetoonist T-kujulise põiklõike paindekandevõime



RISTLÕIKE MÕÕDUD:

Kõrgus	$h =$	1150	mm
Vöö laius	$b_f =$	2500	mm
Vöö paksus	$h_f =$	150	mm
Seina laius	$b_w =$	600	mm

ARMATUURI ASETUS:

Tõmbevarda läbimõõt	$d_{b(1)} =$	38	mm
1. kihi vardad:	varrast e arv	$N_1 =$	7
2. kihi vardad:	varrast e arv	$N_2 =$	7
3. kihi vardad:	varrast e arv	$N_3 =$	2
Survevarda läbimõõt	$d_{b(surve)} =$	38	mm
	varrast e arv	$N_s =$	4

RANGI LÄBIMÕÕT

$d_{b(rang)} =$	0	mm
-----------------	---	----

MATERJALID:

ARMATUUR	$f_{yk} =$	340	MPa
	$\gamma_s =$	1,15	
	$E_s =$	200000	MPa
BEToon	$f_{ck} =$	40	MPa
	$\gamma_c =$	1,5	
	$\alpha_c =$	1	
	$E_c =$	34525,2 9	MPa

KAITSEKIHT

1. ja 2. kihi vahe

2. ja 3. kihi vahe

c = 30 mm

c₁ = 38,0 mmc₂ = 38,0 mm**EELDUSED**

$$\xi_{bal} = 0,45 \text{ kui}$$

 $f_{ck} \leq 35 \text{ MPa ja } \xi_{bal} = 0,35 \text{ kui } f_{ck} > 35 \text{ MPa;}$

$$x_{bal} = \xi_{bal} \cdot d; \alpha_c =$$

1,0; $z_{bal} = d(1 - 0,4 \cdot \xi_{bal})$

Keskmise tõmbetugevus

f_{ctm} = 3,509 MPaξ_{bal} = 0,350**TULEMUSED**

Raskuskeskme kaugus alt

a = 101,250 mm

Kasuskõrgused

d = 1048,750 mm

d' = 49,000 mm

Tõmbearmatuuri pindala

A_s = 18145,83
9 mm²

Survearmatuuri pindala

A'_s = 4536,460 mm²

$$s = \frac{(A_s - A'_s) f_{yk} \gamma_c}{\alpha_c f_{ck} b_f \gamma_s}$$

s = 60,355 mm

$$x = \frac{s}{0,8}$$

x = 75,443 mm

$$x \leq x_c = \frac{0,0035d}{0,0035 + \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s}}$$

x_c = 737,331 mm

x = 75,443 mm <

x_{bal} = 367,063 mmx_c = 737,331 mm

Tõmbearmatuur voolab!

x = 75,443 mm <

x_{bal} = 367,063 mm

Purunemine tõmbetsoonist!

$$d_{piir} = \xi_{bal} \left(1 - \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s 0,0035} \right)$$

d'/d = 0,047

d_{piir} = 0,202

d'/d

= 0,047

<

d_{piir} = 0,202

Survearmatuur voolab!

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \{ A_s (d - 0,5s) + A'_s (0,5s - d') \}$$

Piirkandevõime

M_{Rd} = 5439,2 kNm

Betooni ja armatuurterase katsetamise andmetega saadud piirkandevõime

$M_{Rd}=5439,2$ kNm on suurem, kui saadi kasutades projektikohaseid näitajaid.

Silla kasutuspiiriseisundi arvutused tehti Exceli VBA keskkonnas koostatud makroprogrammiga mis on koostatud vastavalt standardis EVS-EN 1992-1-1:2007 kirjeldatud metoodikale. Näide programmi arvutustulemustest on toodud joonisel 11:

Pragude avanemise arvutamine ristiküliku ja T kujulistele ristlõigetele vastavalt EVS-EN 1992-1-1:2007					
Ristlõige			Betoon		
Plaadi laius b_f	2500	mm	f_{ctm}	2,90	MPa
Plaadi paksus h_f	150	mm	E_{ct}	33000	MPa
Ribi paksus b_r	600	mm	α	6,0606061	
Tala kogu kõrgus h	1150	mm	Teras		
			E	200000	MPa
Armatuurikihtide arv	4	(maksimaalselt 10 kihti)			
Kiht	D, mm	n	d	As	
1	38	4	60	4536	
2	38	2	1010	2268	
3	38	7	1050	7939	
4	38	7	1090	7939	
5				0	
6					
7					
8					
9					
10					
Paindemoment tõenäolisest koormusolukorrast M_s			5125		
Arvuta Puhasta ☒ Lühiajaline koormus ☐ Pikaajaline koormus					
Betoonristlõike pindala			975000	mm ²	
Pragudeta nulljoone kaugus alt			667,6	mm	
Pragudeta inertsimoment nulljoone suhtes			1,718E+11	mm ⁴	
Pragudeta alumine vastupanumoment			2,573E+08	mm ³	
Pragusid avav paindemoment			746,223	kNm	
Praod avanevad					
Täispragunenud ristlõike nulljoone kaugus ülaservast			276,71	mm	
Täispragunenud ristlõike inertsimoment			8,565E+10	mm ⁴	
Pinged alumises armatuuris pragunemata olukorrast σ_{sr}			42,9	MPa	
Pinged alumises armatuuris täispragunenud olukorrast σ_s			294,9	MPa	
Koeffitsient ξ			0,989		
$\Delta \epsilon$			0,001323		
Pragude samm s_{rmax}			285,9	mm	
Pragude avanemise laius			0,378	mm	
Pinged betooni survetsoonis			16,6	MPa	

Joonis 11: Pragude arvutamise tulemused

Kasutuspiiriseisundi arvutustest selgub et katsetuskoormuse korral on pragude avanemine (0,378 mm) suurem kui kehtiva standardi kohane 0,3 mm. Pragude samm maksimaalse paindemomendi piirkonnas on ~29 cm. Tegelikud katsetulemused näitasid kuni 0,5 mm laiust pragude avanemist ja pragude sammu 15...20 cm. Katse tulemusena saadud suuremate näitajate põhjuseks on ilmselt silla pikaajalisest koormamisest tekkinud roomedeformatsioonid – kui praeguste näitajate kohaselt ei oleks pidanud omakaalu mõjul üldse pragunemist esinema siis esialgsete betooni näitajate kohaselt avanesid praod ka omakaalu korral ning need võimendused katsetuse käigus toimunud ülekoormamisel. Pragude samm alla 20 cm näitab et hoolimata armatuuri siledast pinnast on armatuuri ja betooni vaheline nake hea ja võrreldav profileeritud armatuuri nakkega – ilmselt on nakketugevus kasvanud sarnaselt ka teiste tugevusnäitajatega.

Silla ülevaatusel selgus et kandetalastiku olukord oli halb. Piki ja põikarmatuur roostetas ja betoonkaitsekihis olid sellest tingituna märgatavad praod, osaliselt oli armatuur paljastunud. Silla keskel olid omakaalu ja liikluskoormuse mõjust vertikaalsed praod laiusega ~0,1 mm, sammuga ~45 cm. (Foto 8). Silla plaadi alapinnal olid näha vee läbijooksujäljed, põhjustatud lagunenenud hüdroisolatsioonist (Foto 9).



Foto 8. Enne katsekoormamist olemasolevad praod



.Foto 9. Silla altvaade. Vee läbijooksujäljed dekiplaadi alapinnas.

7. KATSE KIRJELDUS

Silla koormamisega alustati kell 10:25. Katse käigus rakendati sillale 3 koormusetappi. Spetsiaalsete tõstekohtadega varustatud plokid monteeriti kraanaga. Esimeses etapis koormati silda vastavalt esialgsele plaanile plokkidega kogu koormusega 80 t (vastav koormus on lähedane traktori NG-60 arvutuslikule koormusele) ning seejärel lasti sillal seista 15 minutit. Seismise kestel teostati vajumite mõõdistused ning fikseeriti pragude avanemised. 80 tonni koormuse saamiseks asetati 6x2 m ala sisse piki silda 12 2 tonni raskust plokki, ning nendele risti kahes kihis 28 plokki. (Foto 10)



Foto 10. Pragude vaatlemine pärast sillale asetatud 80 t suurust koormust.

Kuna läbivajumid jäid märgatavalt alla eeldatud läbivajumistele (teoreetiliselt arvatatud siire oli 22,6 mm, mõõtmiste tulemusena saavutati 8 mm, otsustati teises etapis kolme täiendava 14 plokiga kihi lisamisega katsekoormust suurendada 164 t-ni. Plokkide paigaldamise ajal teostati pidevat vajumite jälgimist lasertahhümeetrite abil et probleemide tekkimisel oleks võimalik katse peatada. Vastavate koormuste ja vajumite kokkuvõtte on toodud tabelis 3 katse tulemuste all. Kuna vajumite areng sõltuvalt koormusest oli lineaarne ja jäi alla teoreetiliste vajumite, lõpetati koormamine 164 tonni paigaldamise järel ning lasti sillal 1 tund seista. Pragude arenemine ja deformatsioonid fikseeriti nii kohe peale koormamise lõppu kui ka 1 tund peale koormamist.



Foto 11. Purunenud ja üles kerkinud asfalt silla talade konsoolide lõpus peale maksimumkoormuse 200t rakendamist

Pärast 164 t deformatsioonide mõõdistamist suurendati viimases etapis sillale mõjuvat koormust 200 tonnini ning tehti viimased mõõdistused. Silla peakandurite purunemist ei toimunud, mõõdistatud pragude avanemine oli üle lubatava ja silla konsoolsed otsad kergitasid asfaldi üles (Foto 11).

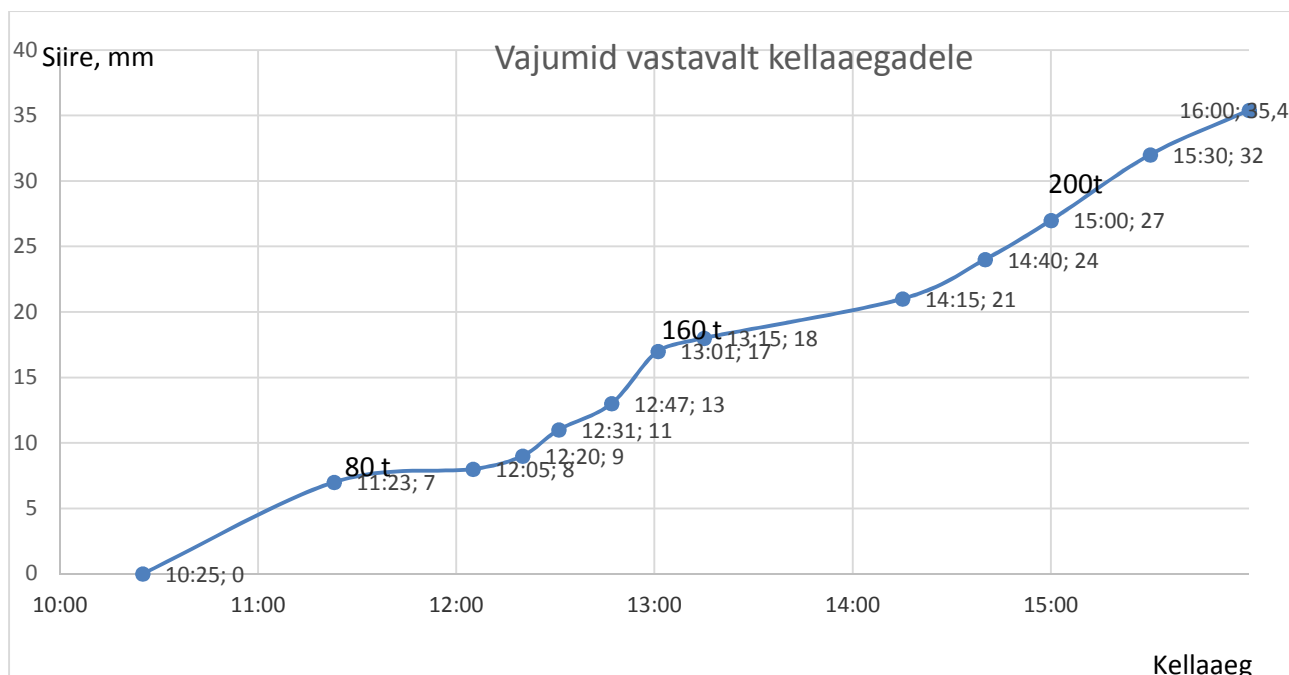
8. KATSE TULEMUSED

Katsetuste ajakava, mõõdetud deformatsioonid ja teoreetilised deformatsioonid on esitatud tabelis 3.

Tabel 3. Koormamise ja mõõdistuse kokkuvõte

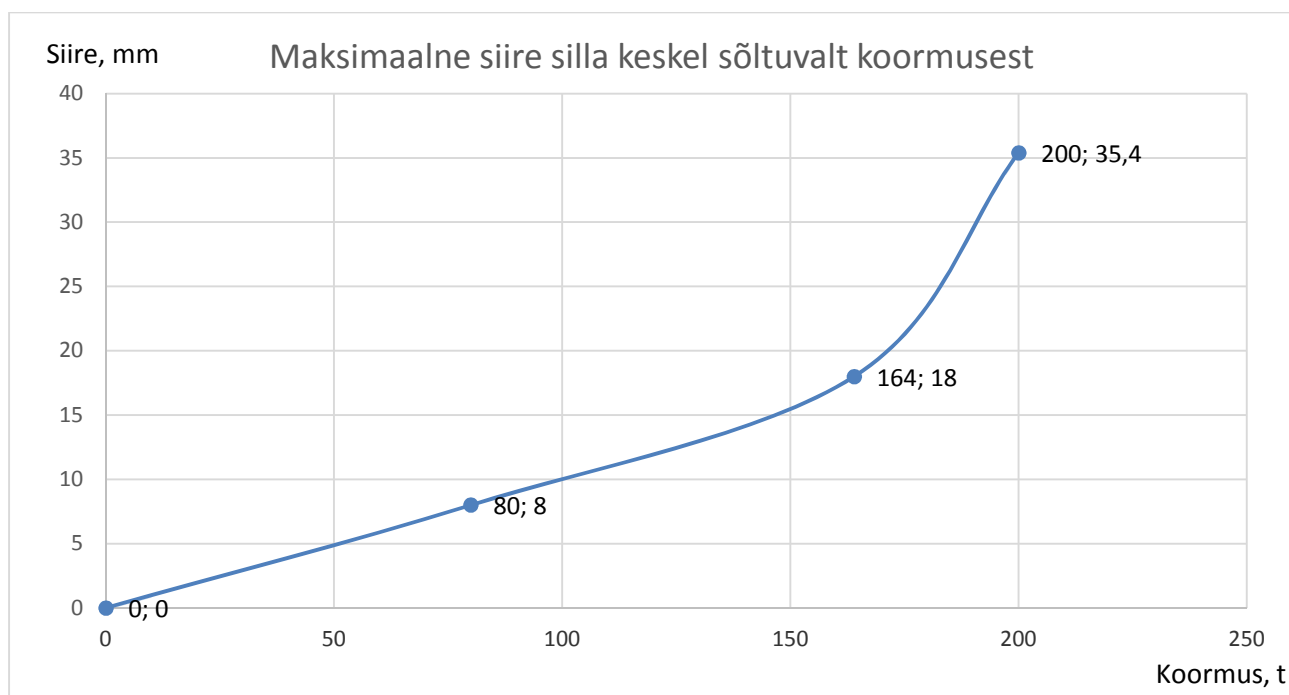
Etapp:	Aeg	Koormus, t	Vajum,mm	Teoreetiline vajum, mm	Teoreetiline ilma pragunemiseta, mm
Koormamise algus	10:25	0	0	0	0
I etapp peal	11:23	80	7		
II etapi koormamise algus	12:05	80	8	22,3	14
... vahemõõtmine	12:20	96	9		
... vahemõõtmine	12:31	112	11		
... vahemõõtmine	12:47	128	13		
... vahemõõtmine	13:01	160	17		
II etapp peal, Vahepaus	13:15	164	18	41,9	26,3
... vahemõõtmine	14:15	164	21		
... vahemõõtmine	14:40	180	24		
III etapp peal	15:00	200	27		
III etapp peal 30 min	15:30	200	32		
Lõpp	16:00	200	35,4	50,3	31,6

Tabelist nähtub et realselt mõõdetud deformatsioonid jäävad väiksemaks kui teoreetilised, lisaks käitus sild kuni koormuseni 164 t lineaar-elastselt. Deformatsioonide suurus koos ajalise arenguga on toodud joonisel 12 ja deformatsioonide-koormuste sõltuvus on esitatud joonisel 13.

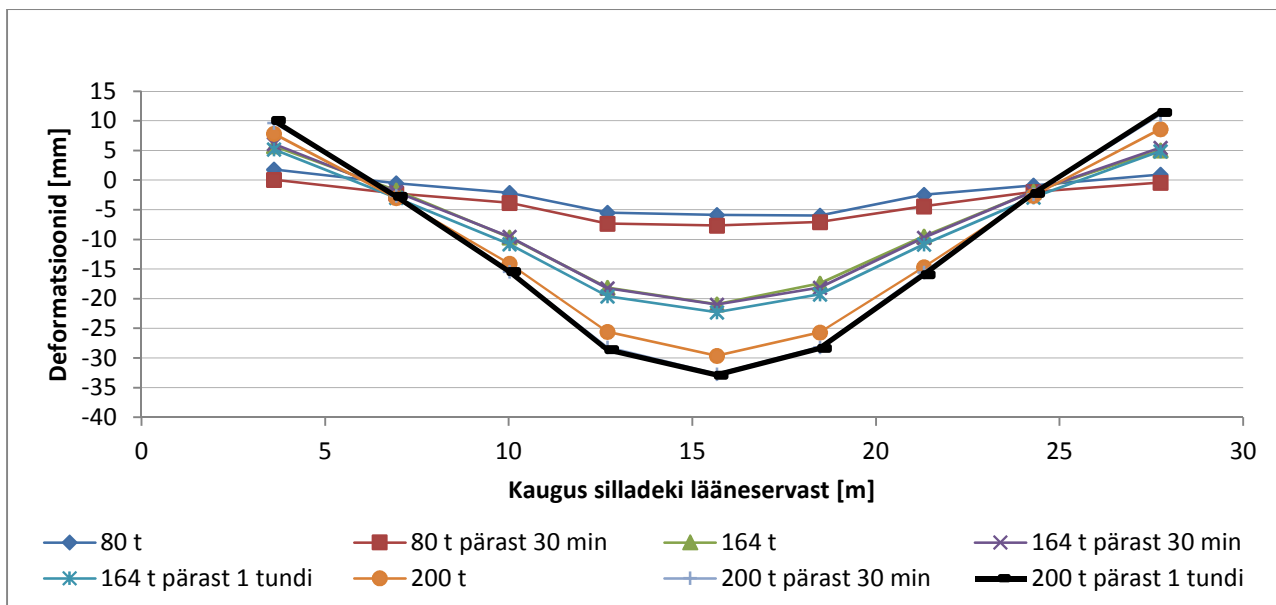


Joonis 12. Vajumid vastavalt katse kellaaegadele.

Esitatud graafikul on toodud mõõdetud deformatsioonid millimeetrites vastavate kellaaegadega. Graafikul on toodud ka ära olukorrad kus silla koormus saavutas ette antud suuruse. Kuna seejärel oli koormamises paus siis vahepealsed horisontaalsemad osad (11:23...12:05 ja 13:15...14:15) näitavad vahepause kus koormus ei muutunud. Sellest hoolimata, juba teise vahepausi ajal toimus deformatsioonide mõningane areng ja viimasel vahepausil – 15:00-16:00 on näha selget siirete kasvu ka siis kui koormus ei muutunud, selline areng oleks viinud sillakonstruktsioonide lubamatule läbivajumisele ja silla kandevõimet võib lugeda ületatuks.



Joonis 13. Silla keskosa siirded sõltuvalt koormusest.



Joonis 14. Silla deformeerunud kuju vastavalt koormustele.

Tegelikus olukorras jäid deformatsioonid lõpus ~1,5 korda allapoole teoreetiliste deformatsioonide. Samas, toodud graafikutelt on näha jätkuv deformatsioonide arenemine mis on jõudnud mittelineaarsesse faasi ning oli oodata et pikaajalise koormuse mõjul saavutavad siirded ka teoreetilised väärtused. Pragude avanemine ületas kasutuspiirseisundile kehtestatud väärtused. 200 tonni koormuse järel tuvastati enim koormatud talal 19 pragu sammuga 10...30, lõpus kuni 100 cm. Tala keskele jäävate pragude avanemise laius oli 0,5 mm.



Foto 12. Praod peatalas silla keskel. Must värv näitab pragu enne koormamist, sinine värv pragusid 160 t juures ja punane värv pragunemist 200 t juures.

9. KOKKUVÕTE

Silla ülesmõõdistamisel selgus et tekiehituse ja talastiku mõõtmed vastavad enam-vähem projektikohasele. Ristlõigete mõõtmiste käigus oli erinevus kuni 1 cm mis ei muuda oluliselt vastavate elementide kandevõimet. Armatuuri kaitsekiht oli tala all ~35-40 mm ja külgedel 45...50 mm. Talade tugiosad olid töökorras, silla tegelik töötamine vastas arvutuste staatilisele skeemile.

Silla betoon oli projektikohaselt M140 mis praeguse klassifikatsiooni järgi betooni tugevusklassiks C12/15. Vastavalt katsetustulemustele oli betooni survetugevuseks keskmiselt üle 40 MPa ning lõhestamiskatse kohaselt betoon keskmiseks tõmbetugevuseks 2,82 MPa mis vastab kas silla rajamise hetkel kehtivate normide järgi margi M500 suurusele või hetkel kehtiva klassifikatsiooni kohaselt C30/37 väärtustele. Tulemus on loogiline sest betooni tugevusomadused aja lõikes kasvavad. Kirjanduse andmetel on täheldatud 20 a jooksul betooni survetugevuse kasvu 2-3 korda. Sellise kasvu tingimuseks on vajalik küllaldase niiskusega keskkond, oluline on ka vesi/tsement tegur. Loobu II silla betooni survetugevus oli 60 a jooksul suurenenud ca 3,3 korda võrreldes projektikohase betooni survetugevusega. Silla talade tõmbearmatuur oli heas seisundis, korrosioon puudus või oli vähe arenenud. Tõmbevarraste läbimõõdud olid projektikohased, kuid terase voolupiir ja tõmbetugevus olid ca 1,5 korda suuremad projektikohasest väärtustest.

Sillale rakendatud maksimaalse koormuse 200t korral, mis ületas projektikohase eriveoki kaalu üle 3 korra, silla tegelikku purunemist ei toimunud. Oodatav purunemispilt oli suurte deformatsioonide arenemine talade tõmbetsoonis, tõmbearmatuuri voolamine, pragude avanemine ja nende levik survetsoonini, tõmbetsooni betooni pudenemine ning sild jääb armatuurvarraste külge rippuma. Kuni 164t koormuseni talade keskkoha deformatsioonide graafik oli praktiliselt lineaarne, kuid selle graafiku muutumine mittelineaarseks viimase koormuse 200t korral ja deformatsioonide suurenemine ajas viitab piirkoormuse lähenemisele. Tõenäoliselt sild puruneks 250 -300 t koormuse rakendamisel, mis on projektikohasest koormusest ca 4-5 korda suurem. Loobu II silla katsetamine andis väärtuslikke kogemusi selliste purustava koormusega katsetamise läbiviimise kohta ja tõestas järjekordselt asjaolu, et väga sageli alahinnatakse vanade sildade tegelikku kandevõimet.

10. ETTEPANEKUD SILDADE KATSETAMISE JUHISTE KOOSTAMISEKS

Enamasti on sildade staatilisel katsetamisel kasutusel kolm meetodit:

1. lisatava koormuse katse;
2. tõestava koormuse katse;
3. purustava koormuse katse.

Esimene meetod on enamlevinud, sest kasutatakse koormusi, mis ei ületa tegelikke ja arvutuslikke liikluskoormusi ja seetõttu on ohutu ning ei põhjusta sillakonstruktsioonidele vigastusi või purunemist. Kasutatava liikluskoormuse suurus on kuni 70% arvutuslikust koormusest. Katsetamisel mõõdetakse deformatsioone (pingeid) ja tulemusi võrreldakse matemaatilise mudeliga saadud tulemustega.

Teise meetodi korral koormatakse silda koormusega, mis teoreetiliselt vastab purustavale koormusele (kandevõimele). Sellise koormuskatse korral saadakse küll vahetu tõestus silla kandevõime kohta, kuid suur risk on kahjustada konstruktsioone.

Kolmandat meetodit kasutatakse olukordadel, kui silda enam ei kasutata ja kuulub lammutamisele. Sellise purustava katsega saadakse hinnalist informatsiooni silla tegeliku kandevõime kohta, mis sageli osutub mitmetel põhjustel suuremaks kui arvatakse.

Järgnevalt käsitletakse peamiselt lisatava koormusega katsetamist, kuna see on levinuim kasutusel olev meetod. Tõestava koormusega katsetamist ei käsitleta.

Ettepanekute koostajad:

- Siim Idnurm (TTÜ teedeinstituudi professor)

- Juhan Idnurm (TTÜ teedeinstituudi dotsent)
- Martti Kiisa (TTK hoonete õppetooli professor)

Ettepanekute koostamisel kasutati järgnevaid õigusakte, norme ja standardeid:

СНП 3.06.07-86	Мосты и трубы: правила обследований и испытаний.
EVS-ISO 13822:2011	Ehituskonstruktsoonide projekteerimise alused. Olemasolevate konstruktsoonide seisukorra hindamine.
EVS-EN 1990:2002+NA:2002	Eurokoodeks. Ehituskonstruktsoonide projekteerimise alused.
EVS-EN 1990:2002/A1:2006+NA:2009 EVS-EN 1990:2002/A1:2006/AC:2008 EVS-EN 1990:2002/A1:2006/AC:2010	Eurokoodeks: Ehituskonstruktsoonide projekteerimise alused. Muudatus A1. Lisa A2: Rakendamine sildade puhul.
EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 EVS-EN 1991-1-1:2002/AC:2009	Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsoonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused.
EVS-EN 1991-2:2004+NA:2007 EVS-EN 1991-2:2004/AC:2010	Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsoonide koormused. Osa 2: Sildade liikluskoormused.
MKM määrus nr 15 (20.02.2012) Avaldamismärge: RT I, 23.02.2012, 4 Redaktsiooni jõustumise kp: 26.02.2012	Ehitise ekspertiisi tegemise kord.

10.1 ÜLDNÕUDED

10.1.1 Nõuded katsetamise läbiviijatele

- Katsetamist valmistab ette ja viib läbi ehituskonstruksioonide uurimisega tegelev teaduslik instituut või kõrgkooli teaduskond, mis ei tohi olla seotud katsetatava ehitise projekteerimisega, ehitamisega ega järelevalve teostamisega. Katsetaja võib olla teostanud katsetatava ehitise ehitusprojekti ekspertiisi ja/või seisukorra ekspertiisi. Katsetajal peab olema tegevusluba järgmisel tegevusalal: sildade projekteerimine, sillaprojektide ekspertiis ja sildade seisukorra ekspertiis.
- Katsetaja määrab tööde eest vastutava isiku (edaspidi: *katsejuht*). Katsejuht peab vastama järgmistele kutsekvalifikatsiooni nõuetele: volitatud teedeinsener (EKR 8. tase) või volitatud ehitusinsener (EKR 8. tase). Katsejuht peab olema varasemalt tööde läbiviijana osalenud vähemalt 2 ehitise katsetamises.

10.1.2 Katsetamise organiseerimine ja läbiviimine

- Ehitise katsetamise organiseerimise ja läbiviimise aluseks on ehitise omaniku poolt väljastatud lähteülesanne.
- Katsetamisele peab eelnema ehitise tehniline ülevaatus.
- Katsetamist tohib läbi viia ainult eelnevalt valminud katsetamise kava alusel.
- Katsetamise kohta koostatakse aruanne. Aruanne peab olema koostatud selliselt, et see on loetav, vastuoludeta ning erialaspetsialistile arusaadav ja üheselt mõistetav. Aruande loetavuse ja arusaadavuse tagamiseks esitatakse aruande koosseisus asjakohane foto- või graafiline materjal.

10.2 EHITISE TEHNILINE ÜLEVAATUS

10.2.1 Üldnõuded ehitise tehnilisele ülevaatusle

- Tehnilise ülevaatusle tulemused esitatakse katsetamise aruande koosseisus.
- Tehnilise ülevaatusle detailsuse ja ulatuse määrab kindlaks katsejuht.
- Materjaliomaduste määramine (tugevus- ja jäikusparameetrid). Omadusi võib määrata nii otseste kui ka kaudsete meetoditega. Võimalusel tuleks eelistada mittepurustavaid meetodeid, kui nende täpsus on piisav. Proovikehad laboratoorsete katsetuste jaoks tuleb võtta selliselt, et need ei mõjutaks ehitise kandevõimet.
- Kahjustuste detailne fikseerimine (nt praod, tühimikud, kõrvalekalded geomeetrisest kujust, nihkumised) ja põhjuste määramine. Defektid tuleb muuhulgas fikseerida ning esitada ka graafiliselt.
- Tehnilise ülevaatusle käigus fikseeritakse kõrvalekalded võrreldes projektdokumentatsiooniga ning teostatakse ehitise ülesmõõdistamine.
- Vajalik välja selgitada, kas katsetatav sild saab töötada projektikohaselt (nt. tugiosade ettenähtud liikumised, võimalik koostöö pinnasega jne.)

10.3 KATSETAMISE KAVA JA PLANEERIMINE

10.3.1 Üldnõuded katsetamise kavale

- Katsetamise aluseks on katsetamise kava, mille töötab välja katsetamise eest vastutav asutus.
- Katsetamise kava esitatakse katsetamise aruande koosseisus. Kui katsetamise käigus tehti muudatusi võrreldes kavaga, siis tuleb need eraldi välja tuua.
- Kõrvalekaldeid kavast saab teha vaid katsetamise eest katsejuhi nõusolekul ja käsul.
- Kavas peavad detailselt olema kirjeldatud katsetamise eesmärgid ning ulatus, oodatavad tulemused, katsekäigu kirjeldus (sh koormuste spetsifikatsioon ja mõõtmine) ning juhised olukorra jaoks, kui katsetulemused ei vasta eeldatutele.

- Kava tuleb kooskõlastada ehitise omaniku või omaniku poolt volitatud esindaja(te)ga.

10.3.2 Arvutused

- Katsetamise kava koosseisus teostatakse kõik vajalikud arvutused kande- ja kasutuspiirseisundis.
- Arvutuste aluseks on tehnilises (projekt-)dokumentatsioonis esitatud materjaliomadused, kui dokumentatsioon on säilinud.
- Arvutused teostatakse eurokoodeksite põhjal.
- Arvutustega määratakse kõik vajalikud koormustulemid: koormuste toime konstruktsioonelementidele (nt sisejõud, moment, pinge suhteline deformatsioon) ja kogu konstruktsioonile (nt läbipaine, pööre).
- Arvesse tuleb võtta erinevad arvutusolukorrad ning kindlaks määrata kriitilised koormusjuhtumid. Iga kriitilise koormusjuhtumi jaoks tuleb määrata arvutuslik koormuskombinatsioon.

10.3.3 Mõõtmine

- Mõõtevahendite paiknemise kohta koostatakse joonis detailsuses, mis võimaldab ka hiljem mõõtevahendeid võimalike kontrollmõõtmiste jaoks uuesti üles seada.
- Täppismõõtevahendid peavad olema taadeldud.
- Üldjuhul mõõdetakse ehitise konstruktsioonelementide kuju- ja asukohamuutusi. Lisaks tuleb mõõta lokaalseid deformatsioone (nt praod). Mõõdetavad parameetrid ja mõõtevahendid on kirjeldatud katsetamise kavas.
- Mõõtevahendite täpsus, stabiilsus ja ilmastikukindlus peab olema piisav usaldusväärsete tulemuste saavutamiseks.
- Katsetamise kavas peab olema ära toodud iga mõõtevahendi lühikirjeldus ning mõõtevahendite jälgimise ning tulemuste fikseerimise meetoodika katsetamise ajal.

10.4 LIIKLUKORRALDUS

- Vajadusel tuleb ära näidatud katsetamiseaegne liikluskorraldus.

10.5 TÖÖOHUTUS

- Katsetamisega seotud ohutus peab olema kooskõlas õigusaktides tooduga.
- Katsetamisega seotud territoorium peab olema ohutuslintidega eraldatud ulatuses, mis võimaldab katset lindi tagant ohutult jälgida.
- Katsetamisega seotud territooriumil võivad viibida vaid katsetamisega otseselt seotud isikud. Teiste isikute viibimine katsetamisega seotud territooriumil on lubatud vaid katsejuhi loal.
- Kõiki katsetamises osalejaid tuleb ohutusnõuetest instrueerida. Instrueeritavad peavad allkirjaga tõestama, et on ohutusnõuetest teadlikud.
- Kõik katsetamises osalejad peavad kandma nõuetekohaseid isikukaitsevahendeid.
- Katsetamise kavas peavad olema toodud juhised käitumise kohta ekstreemsetes olukordades (nt konstruktsiooni või –elemendi purunemine).

10.6 KATSETAMISE LÄBIVIIMINE

- Katsetamise ajal on ehitise peal, sees või all lubatud viibida vaid selleks ettenähtud isikutel.
- Kõik kasutatavad koormusvariandid (konstruktsioonile mõjuva vabakoormuse asendi, suuruse ja suuna määrang) peavad olema piisava detailsusega kirjeldatud katsetamise kavas.
- Edasine katsetamine tuleb lõpetada, kui katsetulemused ületavad prognoositud tulemusi. Loa katsetamist jätkata tohib anda ainult katsejuht, kui tulemuste erinevuste põhjused on määratud ja ohutus on tagatud.
- Üldjuhul valitakse koormuse suurus, asukoht ja kuju selliselt, et katsetatud koormustulemid (sisejõud, pinged, siirded jne) moodustaksid teoreetilistest kuni 70%.
- Mõõdistamist korratakse 1 tunni möödudes. Kui suurima deformatsiooni erinevus ületab 10% varem mõõdetust, siis on vajalik korrata mõõdistamist 1 tunni pärast. Koos mõõdistamisega toimub silla elementide jälgimine ja tekkinud defektide,

pragude asukoha fikseerimine, nende avanemise laiuse mõõtmine koos fotografeerimisega. Vajadusel tuleb koormamisi korrata. Vajaduse otsustab katsejuht.

- Mõõteseadme näit loetakse näit usaldusväärseks, kui 5 min möödudes näidu erinevus pole üle 5%.
- Katsetamiseks kasutatavad koormused tuleb kaaluda enne katsetamist. Tegelik koormus katsetamise ajal ei tohi ettenähtust erineda üle 5%.
- Katsejuht peab olema rietatud teistest erinevalt nii, et kõik katsetamises osalejad peavad olema võimelised teda ära tundma ka nägu nägemata. Katsejuht peab olema varustatud vahenditega, mis võimaldab vajadusel kõikidele katsetamises osalejatele edastada käsklusi.

10.7 TÄIENDAVID NÕUDED DÜNAAMILISELE KATSETAMISELE

- Dünaamilise katsetamise eesmärgiks on määrata konstruktsiooni või selle elementide omavõnkesagedused ja vertikaal- ning horisontaalkiirendused (sagedused, amplituudid).
- Katsetulemusi tuleb võrrelda arvutusmudeli abil saadud tulemustega.
- Silla vibratsioonimõõtmiste tarvis ergutavaks koormuseks (s.o. sildu võnkuma/vibreerima panevaks koormuseks) võib kasutada staatilistel koormamisel kasutatavaid veokeid, mis ületavad silla katsetuste programmis ettenähtud kiirustel ja tingimustel.
- Enne proovikoormamist märgitakse katsetusobjektile mõõtepunktide (s.o. ruumipunktid, kuhu mõõtmiste ajal paigutatakse kiirendusandurid) asukohad.
- Mõõtepunktide asukohad määratakse katsetustööde programmis.
- Katsetulemused peavad võimaldama määrata konstruktsiooni omavõnkevormid (eristades painde- ja väändevorme) ja vertikaalsed ning horisontaalsed võnkekiirendused.
- Määratakse paindevormidele vastavad omavõnkesagedused.
- Katsetulemuste võrdlus eurokoodeksi nõuetega.

10.8 ERINÕUDED PURUSTAVALE KATSETAMISELE

Märkus: Sellist katsetamist kasutatakse reeglina vanade maha kantud sildade või uuemate vigastatud sildade korral, mille remont ei ole otstarbekas.

- Koormus tuleb rakendada järk-järgult
- Kasutada vaid sellised koormamise viise, mis tagavad katseläbiviijate ohutuse ja ei reosta keskkonda.
- Iga koormusastme korral mõõta katsetusprogrammiga ettenähtud kohtades siirdeid (deformatsioone) võrreldes neid arvutusmudeli tulemustega
- Iga vastuvõetamatu mõõtetulemuse kõrge väärtus, ootamatu suurenemine või konstruktsiooni mittelineaarne käitumine võib osutada lähenevat purunemist

10.9 KATSETAMISE ARUANNE

10.9.1 Miinimumnõuded aruande koosseisule

- Sissejuhatav osa.
- Ehitise kirjeldus.
- Ehitise tehnilise ülevaatuse tulemused.
- Katsetamise läbiviimise kirjeldus (mis oma sisult ja detailsuselt vastab katsetamise kavale).
- Tulemuste analüüs.
- Kokkuvõte.
- Lisad.

10.9.2 Aruande tiitellehel esitatavad andmed

- Töö number.
- Töö nimetus.
- Katsetamise objektiks oleva ehitise aadress või aadressid.

- Katsetamise aruande koostanud asutuse ärinimi, kontaktandmed, äriregistri kood ja vajalikud tegevusload.
- Katsejuhi nimi ja allkiri ning asutuse vastava tegevusloa vastutava spetsialisti nimi ja allkiri (kui need isikud ei ole samad).
- Kaasatud spetsialistide nimed ning allkirjad (nende olemasolul korral).
- Aruande allkirjastamise aeg.
- Ehitise katsetamise tellija nimi ja kontaktandmed.

10.9.3 Aruande igal lehel esitatavad andmed

- Töö number.
- Töö nimetus.
- Katsetamise objektiks oleva ehitise aadress või aadressid.
- Aruande koostanud asutuse ärinimi.
- Katsejuhi nimi ja allkiri ning asutuse vastava tegevusloa vastutava spetsialisti nimi ja allkiri (kui need isikud ei ole samad).
- Aruande allkirjastamise aeg.
- Lehekülje number ja lehekülgede arv dokumendis.

10.9.4 Miinimumnõuded aruande sissejuhatavale osale

- Töö eesmärk.
- Katsetamise läbiviimise aeg.
- Katsetamisega seotud asutuste ja spetsialistide nimed.
- Aluseks võetud normatiivdokumendid.
- Kasutatavad arvutiprogrammid.
- Ilmastikuolude kirjeldus.

10.9.5 Ehitise kirjeldus

- Ehitise üldine kirjeldus (asukoht, konstruktsiooniline lahendus jne).
- Ülevaade olemasolevast (säilinud) tehnilisest dokumentatsioonist.
- Kokkuvõtte varasemate ekspertiisidest.
- Kokkuvõtte varasematest remont- ja ümberehitustöödest.

10.9.6 Tulemuste analüüs

- Teoreetiliste arvutus- ja mõõdetud katsetulemuste võrdlus ning analüüs.
- Kui arvutus- ja katsetulemused erinevad teineteisest olulisel määral, tuleb sellele leida objektiivne põhjendus.

10.9.7 Kokkuvõte

- Kokkuvõte peab muuhulgas sisaldama kõiki olulisi järeldusi katsetamisest ning soovitusi edasise tegevuskava osas (koormuste piiramine, vajalikud remondid jne).

10.9.8 Aruande juurde kuuluvad lisad

- Aruande lisades tuleb ära tuua vähemalt järgmised andmed: kohapeal tehtud mõõtmiste protokollid, materjaliomaduste määramise katseprotokollid, koormusena kasutatud seadmete ja vahendite kontrollmõõtmiste protokollid.

TTÜ TEEDEINSTITUUT

**LOOBU MAANTEESILLA KOORMUSKATSETUSE
GEODEETILISED UURINGUD 14.04.2013**

ARUANNE

Koostasid:

Artu Ellmann

Silja Talvik

Tallinn 2013

SISSEJUHATUS JA LÜHIKOKKUVÕTE

Käesolev aruanne käsitleb Tallinn-Narva maantee 66. kilomeetril Loobu jõe ületava maantee silla koormuskatsetuste programmi raames tehtud geodeetilisi mõõtmisi. Kolmeavalise, 31 m pikkuse silla deformatsioonide suurus määrati primaarselt kindlaks geomeetrilise nivelleerimise teel nn. vahevaadete meetodil. Mõõtmiste metoodika oli valitud selliselt, et vertikaalsuunaliste deformatsioonide määramise täpsus oleks vähemalt 0.3 mm. Ilmnes, et silla lõunapoolse sõidurea täiskoormamisel (200 t) maksimaalne vajum küündis silla lõunaservas 35 mm.

Lisaks määrati silla talade alumise pinna geomeetriline kuju ning läbipainded terrestrilise laserskänneriga ning kahe lasertahhümeetriga. Nendega saadud tulemused kinnitasid nivelleerimisel saadud vajumite väärtusi. Skaneerimise eeliseks punktmõõtmiste (nivelleerimine ning tahhümeetria) ees on deformatsioonide väärtuste saamine terve sillatala ulatuses.

Koormuskatsetusel kasutatud terrestriline laserskanner Leica ScanStation C-10 ja lasertahhümeetrid Trimble M3 ja S6 ning järgnevas andmetöötuses rakendatud litsentseeritud tarkvarad (Leica Cyclone ja Trimble Business Centre) on soetatud Eesti teaduse infrastruktuuride teekaardi objekti „Eesti Keskkonnaobservatoorium“ (finantseerimisallikas 3.2.0304.11-0395, projekt AR12019) poolt eraldatud vahenditest. Tehnoloogia juurutamisega seondub ka Euroopa Liidu struktuurivahendite programmi "Keskkonnakaitse ja -tehnoloogia teadus- ja arendustegevuse programm (KESTA)" projekt ERMAS, alam-projekt AR12052).

Rekognostseerimis- ja ettevalmistustööd toimusid vastavalt 09.04.2013 ja 13.04.2013 ning koormuskatsetus koos geodeetiliste mõõtmistega viidi läbi 14.04.2013. Mõõtmised viis läbi TTÜ Teedeinstituudi töögrupp järgmises koosseisus:

Artu Ellmann – geodeetiliste mõõtmiste juht ja vaatleja (nivelliir)

Innar Metsala – vaatleja abi (nivelliir)

Tarvo Mill - – vaatleja (laserskanner)

Silja Talvik – vaatleja (elektrontahhümeeter)

Hannes Lõhmus - vaatleja abi (elektrontahhümeeter)

Annika Urbel - vaatleja abi (elektrontahhümeeter)

Taavi Talver - vaatleja abi (elektrontahhümeeter)

Terrestrilise laserskaneerimise ning tahhümeetria andmetöötuse viis läbi S. Talvik, nivelleerimise andmetöötuse viis läbi A. Ellmann, kes visualiseerisid (Matlab, skaneerimistarkvara Cyclone, tabelarvutustarkvaraga Excel) tulemused ja koostasid ka käesoleva aruande.

SILLADEKI DEFORMATSIOONIDE MÄÄRAMINE NIVELLIIRIGA

NIVELLEERIMISEL KASUTATUD INSTRUMENDID JA TARVIKUD

Nivelleerimiskomplekti kuulus:

- Trimble nivelliir DiNi03 ja 1 statiiv
- 2 invarlatti LD12 (2 m pikkused)
- 2 latituge Seco
- mõõdulint nivelleerimismärkide asukohtade määramiseks
- vihmavari koos tugistatiiviga
- välilehed

Nivelleerimisel kasutatud digitaalnivelliiri Trimble DiNi03 (seerianumber 730171) kujutab joonis 1.



Joonis 1. Nivelleerimisel kasutatud digitaalnivelliir Trimble DiNi03

Digitaalnivelliiri Trimble DiNi03 peamised tehnilised spetsifikatsioonid on järgnevad:

Täpsus (DIN 18723 kohaselt):

- 1 km edasi-tagasisuunalise nivelleerimiskäigu kõrguskasv ± 0.3 mm
- Vahemaade mõõtmine ca' ± 2 cm

Väikseim mõõtühik:

- kõrguskasvud 0.01 mm
- vahemaad 1 mm

Pikksilma suurendus: 30×

Kompensaator (vaatekiire horisontaalsuse tagamiseks):

- horisonteerimistäpsus $\pm 0.2''$

- tööpiirkond ca $\pm 15'$ kaareminutit

Vajalik latikujutise vahemik latilugemi võtmisel: 30 cm

Komplektis Trimble DiNi03 nivelliiriga kasutati täppisnivelleerimiseks kahte 2 m pikkust invarribaga koodlatti LD12 seerianumbritega 037800 ja 037648, vt. joonis 2.



Joonis 2. Nivelleerimisel kasutatud 2 m pikkune invarribaga koodlatt LD12 (foto pärineb ühelt varasemalt sillakatsetuselt).

Invarlattide tootjafirmaks on NEDO GmbH ning need on kohandatud vastavaks Trimble lugemisüsteemile. Deformatsioonide mõõtmisel kasutati mõõtelatti nr 037800 statsionaarselt lähtepunktil (ajutine reeper viadukti lääneservast ca 12 m kaugusel) ning mõõtelatiga nr. 037648 liikudes määrati kõikide nivelleerimismärkide vertikaalliikumised. Lähtepunktil oleva invarlati vertikaalsus tagati latitugede (mark Seco) ning latile kinnitatud kahe ümarvesiloodi (skaalajaotis 12 kaareminutit) abiga. Nivelleerimismärkidele asetatud lati lugemite võtmise ajal tagati invarlati vertikaalsus latile kinnitatud kahe ümarvesiloodi (skaalajaotis 12 kaareminutit) abiga.

Iga invarlati ümarvesiloodi telje paralleelsust latiga kontrolliti ja justeeriti perpendikulaarselt paigutatud kahe elektron-tahhümeetri abil enne välitööde algust, vt. joonis 3.



Joonis 3. Invarlati ja ümarvesiloodi telgede paralleelsuse kontroll ja justeerimine kahe elektron-tahhümeetriga

Invarlattice transportimisel tööobjektile kasutati spetsiaalset transporditaarat, mis kaitseb raputuste ja löökide eest, vt. joonis 4.



Joonis 4. Plastikust transporditaara, millesse sisestamisel invarlatid ka polsterdati

Nivelliiri alusena kasutati jalgade pikkuse reguleerimisvõimalusega puidust statiivi.

METEOROLOOGILISTE TINGIMUSTE MÕJU

Mõõtelati materjali joonpaisumistegur

Täppisnivelleerimisel tuleb arvesse võtta ka joonpaisumisest tingitud mõõtelattide pikkuse varieerumist välistemperatuuri muutudes. Teadupärast iseloomustab iga materjali vastav joonpaisumistegur, mille abil saab arvutada mõõtelati kogupikkuse muudu järgmise valemiga:

$$\frac{\Delta L}{L_0} = \alpha \cdot \Delta T \quad (1)$$

kus, L_0 on lati nominaalpikkus (tavaliselt laboritingimustes 20°C juures), ΔL on lati pikkuse muut, ΔT mõõtmistemperatuuri ning kompareerimistemperatuuri erinevus, α latimaterjali joonpaisumistegur.

Latiskaala valmistamiseks kasutatud invarmaterjal on terase ja nikli sulam, mille joonpaisumistegur 20°C juures on ca $1.5 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ (NEDO veebilehe andmetel). Ilmne, et nivelleerimisel on joonpaisumisteguri mõju lisaks eelkirjeldatud asjaoludele ka sõltuvuses latilugemist. Mida väiksem lugem, seda väiksem on ka antud latiosas lati pikkuse muut. Antud mõõtmistel ei ületanud invarlati lugem 1.7 m, seega siis invarriba maksimaalseks pikkuseks tuleks eeltoodud valemis arvestada $L_0 = 1.7$ m.

Mõõtmiste ajal varieerus õhutemperatuur vahemikus ca +3...+4 °C, olles seega mõnevõrra erinev eeldatavast kompareerimistemperatuurist, +20°C. Kuigi $\Delta T \approx -16^\circ$ on korduvmõõtmistes joonpaisumisteguri arvestamata jätmise mõju lõpptulemusele üsna tühine. See on tingitud asjaolust, et kuna temperatuurimuutused järjestikuste mõõtettsüklike vältel olid üsna väikesed, siis omavahelistes võrdlustes elimineerub invarlati joonpaisumise mõju täielikult.

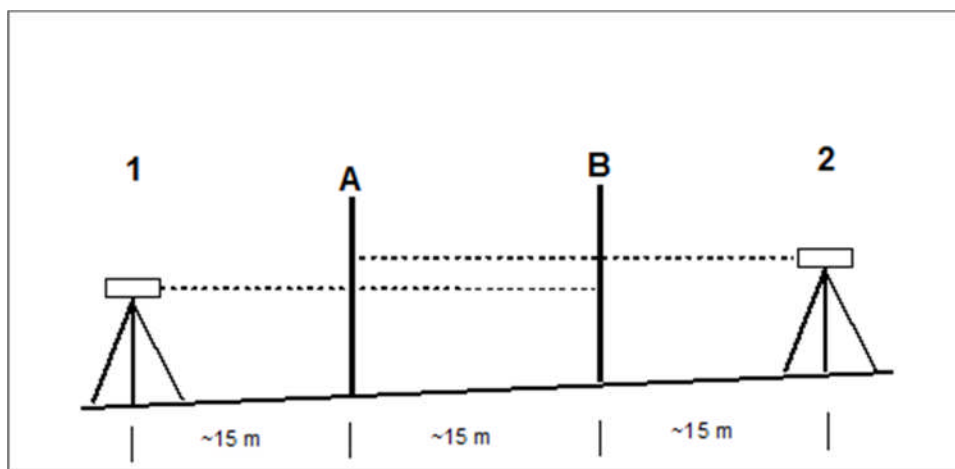
NIVELLIIRI JA LATTIDE KONTROLLID

Invarlattide kompareerimine

Kasutatud invarlati normidele vastavust on sertifitseeritud Müncheneri Tehnikaülikooli katselaboris 2009 a alguses. 2010 aasta detsembris kompareeriti käesolevas töös kasutatud invarlatt ja nivelliir süsteemina Soome Geodeesia Instituudis Helsingi lähedal Masalas. Kompareerimise tulemused esitatakse vajadusel ka käesoleva töö tellijale. Seejärel saab vajadusel mõõtmistulemustesse sisse viia asjakohased (suhteliselt väikesed, mikromeetrites) parandid. Siiski, ka siin elimineerub omavahelistes võrdlustes võimalike vigade mõju täielikult.

Nivelliiri vaatekiire horisontaalsuse kontroll

Nivelliiri viseerimiskiire ja horisontaaltasapinna vahelist nurka, i , kontrolliti enne mõõtmiste algust *Nähbauer* meetodil. Selle kontrollimeetodi kohaselt paigutatakse nivelleerimislatid (A ja B) teineteisest ca 15 m kaugusele, vt joonis 5.



Joonis 5. Nivelliiri viseerimiskiire horisontaalsuse kontroll *Nähbauer*'i meetodil

Nivelliir asetati esimesse seisupunkti (~15 m kaugusel latist A) ning võeti lugemid mõlemalt latilt (esalt A siis B). Seejärel pöörati latid vastassuunda ning teises seisupunktis (~15 m kaugusel latist B) võetakse lugemid vastupidises järjekorras (nüüd B, siis A). Kontrolli käigus võeti järjestikku kolm väärtust. Kontrolli tulemusena saadud visiirkiire kõrvalekalde keskmine väärtus (-12.4" kaare-sekundit, vt tabel 1) salvestati nivelliiri andmekandjale ja kasutati seda nivelleerimistulemuste parandina.

Tabel 1. Nivelliiri viseerimiskiire horisontaalsuse kontrolli tulemused

Kontroll			Vaatekiire kõrvalekalde horisontaal- asendist, c ["]
kuupäev	Kellaaeg vööndiaeg (suveaeg GMT +3h)	Temperatuur C	
2013-04-14	09:50	+3	-12.4

Vaatekiire kõrvalekalde horisontaalasendist c_{-} ["] arvutati järgmise valemi kohaselt:

$$c_{-} = \frac{(a_2 - b_2) - (a_1 - b_1)}{(d_{a2} - d_{b2}) - (d_{a1} - d_{b1})} \rho'' \quad (2)$$

kus a_1 on lähima lati lugem esimesest seisust ja b_1 on kaugema lati lugem esimesest seisust ning a_2 on kaugema lati lugem teisest seisust ja b_2 on lähima lati lugem teisest seisust, vastavad kaugused on tähistatud d -ga.

Nivelliiri tarkvara arvestab saadud kõrvalekalde parandit latilugemi võtmisel. Seega ka koodlattice tulemused on vastavalt korrigeeritud. Ilma selle parandita tooks näiteks 10" kaaresekundit ületav vaatekiire mittehorisontaalsus kaasa 4 mm vea 75 m õlapikkuse juures ($\tan(i) \cdot 30 \text{ m}$). Et silla deformatsioonid määratigi nn. vahevaadetena, siis on vaatekiire mittehorisontaalsuse korrektne arvessevõtmine siin väga vajalik. Vahevaadete puhul määratakse esmalt instrumendi horisondi kõrgus kindelpunkti suhtes, seejärel määratakse nivelleerimismärkide kõrgused/liikumised instrumendi horisondi suhtes.

VERTIKAALSUUNALISTE DEFORMATSIOONIDE GEOMEETRILISE NIVELLEERIMISEGA MÄÄRAMISE METOODIKA

Nivelleerimismärgid

Kolmeavalise maantee silla (vt. joonis 6) nii lõuna- kui põhjapoolse serva kogupikkuseks mõõdeti 50 m pikkuse mõõdulindiga 31 m. Olgu märgitud, et sild oli kogu ulatuses praktiliselt samal nivoopinnal. Sillakatsetuse üldjuhi S. Idnurme sõnul oli silla (ehitatud 1953.a) kandevõimeks projekteeritud 60 tonni.



Joonis 6. Katsetatav Loobu maantee-sild, metallkoormused on laotud silla keskmise ava kohale lõunapoolsele sõidurajale. Vaade lõunasuunda, esiplaanil paremal põhjapoolne lasertahhümeetria jaam

Mõõdulati asetamine vahetult silla asfaltkatendile ei tagaks vajalikku täpsust. On ju mõõtelati tald suhteliselt suuregabariidiline, mistõttu kordusmõõtmistel ei osutuks võimalikuks tagada selle täpset asetamist eelmises mõõtetsükklis mõõdetud asukohta. Kõrgusliku asendi muutuseid saaks tuvastada nivelleerimismärkidega, mis ühtlasi peaksid olema silla konstruktsiooniga kindlas ühenduses.

Objekti ülevaatusel ilmnas, et nivelleerimiseks sobilikke märke sillal (näit. piirdetara kinnituspolidid) ei leidu. Selle asemel otsustati silla põhja- ja lõunaserva asfaltkattesse akudrelliga sisestada kuuskantpeaga kruvid (vt. joonist 7) , mis tähistati roheka markervärviga, vt ka joonis 8.



Joonis 7. Silla koormuskatsetusel kasutatud mõõtepunkt (kuuskantpeaga kruvi sisestatud asfaltkatendisse)



Joonis 8. Mõõtepunktide (markeeritud neonrohelistega) asukohad silla põhja- (vasakul) ja lõunaservas (paremal)

Silla koormuskatsetuse üldjuhi S. Idnurme nõusolekul otsustatigi määrata sillatalade deformatsioonid asfaltkattesse sisestatud mõõtepunktide jälgimise kaudu. Mõõtepunktide omavahelised vahemaad ning paigutuse silla põhikonstruktsioonid suhtes on toodud tabelis 2.

Mõõtepunktid nummerdati kasvavalt alates silla läänepoolsest servast. Näiteks SP.1 tähistab esimest idapoolset punkti põhjapoolisel sillatalal, SL.2 aga järjekorras teist mõõtmispunkti lõunapoolisel sillatalal. Nivelleerimismärgid mõõdeti samuti numeratsiooni kasvavas järjekorras, vt. tabel 2.

LÄHTEPUNKTID JA NIVELLEERIMISJAAMADE PAIGUTUS

Kõrgtäpse nivelleerimise lähtepunktiks kasutati ajutist reeperit (ca 0.6 m pikkune armatuurraud), mis paigutati viadukti läänepoolsest otsast ca 12 m kaugusele, vt. joonis 9. Eeldatavalt oli ajutise reeperi kõrguslik asend piisavalt stabiilne terve koormustesti ajal.



Joonis 9. Loobu maanteevilla põhjapoolse serva nivelleerimisjaama asukoht (vaade läänesuunale), tagaplaanil ajutisele reeperile asetatud mõõdulatt

Ajutisele reeperile asetatud invarlatti (#37800) kasutati kõrgtäpse nivelleerimisel instrumendi horisondi määramiseks ja kontrolliks. See võimaldas ka erinevate nivelleerimisjaamade instrumentide horisontide omavahelist kõrguslikku sidumist. Maanteevilla deformatsioone mõõdeti kahest vaatlusjaamast – mõlemad jaamad paiknesid silla läänepoolses otsas. Nivelleerimise nulltsükkel ja I-tsükkel tehti põhjapoolsest vaatlusjaamast, järgnevad tsüklid lõunapoolsest nivelleerimisjaamast.

Tabel 2. Loobu silla nivelleerimismärkide paigutus silla läänepoolse serva suhtes (toonimist on kasutatud keskmise sillaava esiletoomiseks)

kaugus		Tähis lõunapoolisel sillaserval
SL.1-st	silladeki läänepoolisel servast	
0.00 m	-1.7	SL.1 (silladekist väljapool, arvatavalt pealesõiduplaadi kohal)
1.70 m	0.0	Silladeki läänepoolne serv
1.95 m	0.3	SL.2
5.25 m	3.6	SL.3
8.54 m	6.8	SL4 (ühtlasi läänepoolne tugisammas)
11.47 m	9.8	SL.5
14.20 m	12.5	Koormuse läänepoolne serv
14.36 m	12.7	SL.6
17.25 m	15.6	SL.7 (sillaava keskkoht, ühtlasi koormuse keskkoht)
20.17 m	18.5	SL.8 (koormuse idapoolse serva lähedal)
20.30 m	18.6	Koormuse idapoolne serv
23.05 m	21.4	SL.9
25.93 m	24.2	SL.10 (ühtlasi idapoolne tugisammas)
29.27 m	27.6	SL.11
32.55 m	30.9	SL.12

32.85 m	31.2	Silladeki idapoolne serv
34.55 m	32.9	SL.13 silladekist väljapool, arvatavalt pealesõiduplaadi kohal)

kaugus		Tähis põhjapoolisel sillaserval
SP.1-st	silladeki läänepoolisel servast	
0.00 m	-1.7	SP.1 (silladekist väljapool, arvatavalt pealesõiduplaadi kohal)
1.70 m	0.0	Silladeki läänepoolne serv
1.95 m	0.3	SP.2
5.25 m	3.6	SP.3
8.55 m	6.8	SP4 (ühtlasi läänepoolne tugisammas)
11.45 m	9.8	SP.5
14.35 m	12.7	SP.6
17.25 m	15.6	SP.7 (sillaava keskkoht)
20.15 m	18.5	SP.8 (koormuse idapoolse serva lähedal)
23.05 m	21.4	SP.9

25.93 m	24.2	SP.10 (ühtlasi idapoolne tugisammas)
29.26 m	27.6	SP.11
32.53 m	30.9	SP.12

32.85 m	31.2	Silladeki idapoolne serv
34.53 m	32.9	SP.13 silladekist väljapool, arvatavalt pealesõiduplaadi kohal)

NIVELLEERIMISTULEMUSED

Kõikide nivelleerimismärkide kõrgused määrati (eeldatava mõõtmismääramatusega ± 0.3 mm) igas mõõtetsükli.

Nn. 0 tsükkel tehti (ca kell 09.55...10.05) vahetult enne viadukti esimest koormamist (alustatud ca kell 10.25, lõpp kell 11.25) 80 tonniga keskmise sillaava keskele lõunapoolsele sõidurajale,

I tsükkel tehti (ca kell 11.52...12.06) peale 80-tonnise koormuse 0.5-tunnist viibimist viadukti keskmisel aval,

II tsükkel tehti (ca kell 13.18...13.26) kohe peale täiendava 84 tonnise (kokku seega 80+84 = 164 tonni) koormuse paigaldamist (alates kell 12.18 kuni 13.18)

III tsükkel tehti (kl 14.16...14.26) üks tund peale 164 tonnise koormuse viibimist sillaaval

Kell 14.30 - 15.00 toimus täiendava 36 tonnise koormuse paigutamine sillaava lõunapoolsele sõidurajale, seega kell 15 saavutati täiskoormus (200 t).

IV tsükkel tehti (kl 15.58...16.08) 1 tund peale täiskoormuse (200 tonni) saavutamist.

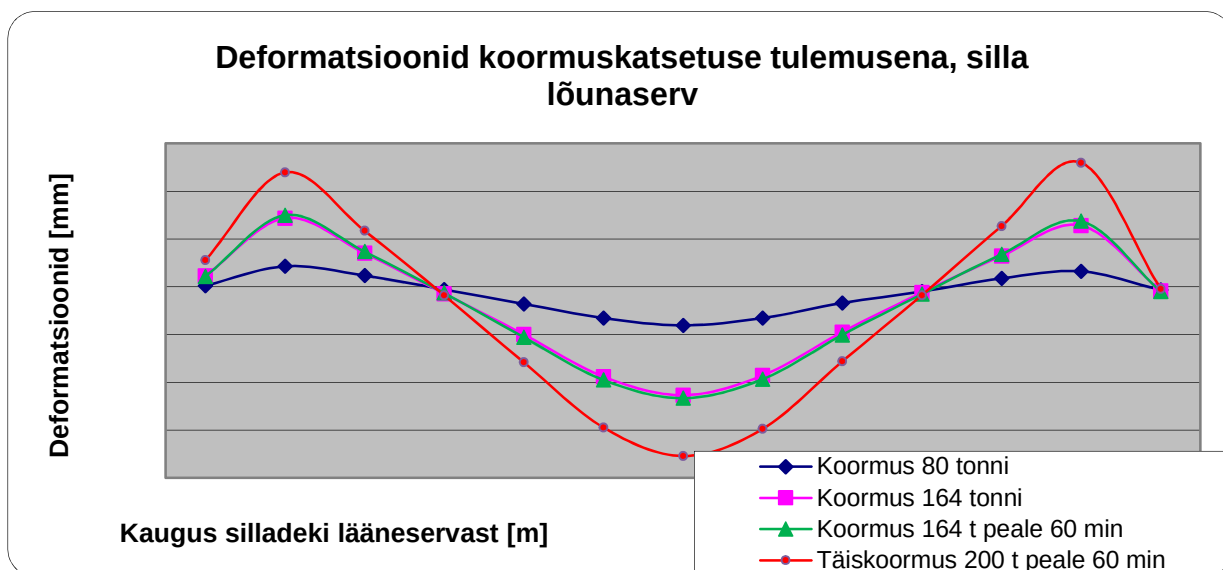
Loobu maantee silla deformatsioonivaatluste tulemused on toodud tabelites 3 ja 4 ning visualiseeritud joonistel 10, 11 ja 12.

Graafikutelt on tuvastatav, et silla lõunapoolse sõiduraja koormamisel maksimaalne vajum küünib lõunaservas kuni 37

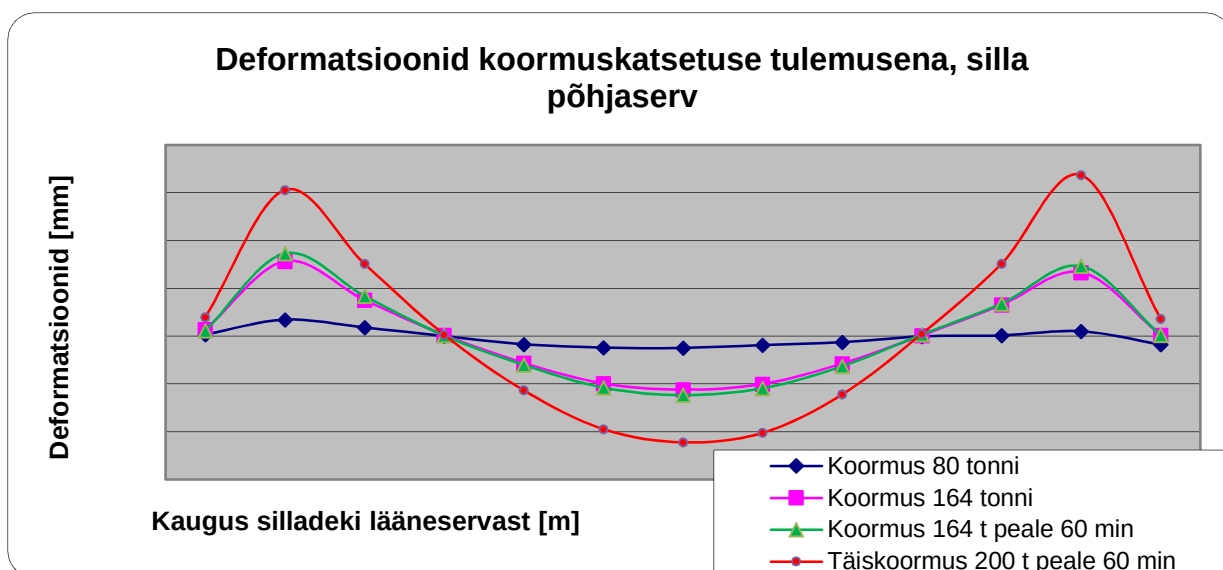
millimeetrini (vt. joonis 10). Kuna koormus oli viaduktile paigutatud ebasümmeetriliselt, siis vajumid silla põhjaservas on „vaid“ 17 mm, vt. joonis 11.

Tugisammaste kohal ettearvatult on deformatsioonid tühised, samas kui silla otstes (lõunaservas) on täheldatav kuni 25 mm tõus. Arvatavalt oli see ka silla idapoolses otsas koormuskatsetuse lõpus asfaltkattesse tekkinud pragude põhjuseks.

164 t koormuse mõju 60 minutilise sillal (staatilise) oleku vältel tõi kaasa vaid kuni 1 mm täiendavad deformatsioonid, vt. joonis 12.

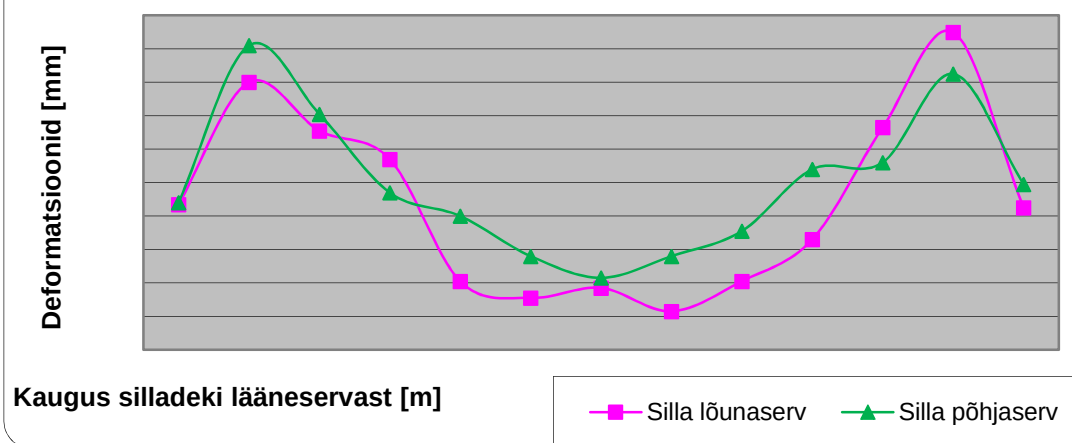


Joonis 10. Loobu maantee silla lõunaserva deformatsioonivaatluste tulemused nivelleerimisest



Joonis 11. Loobu maantee silla põhjaserva deformatsioonivaatluste tulemused nivelleerimisest

164 t põhjustatud deformatsioonid 60 min jooksul



Joonis 12. Loobu sillal 164 t koormuse mõju 60 minutilise (staatilise) oleku mõju

Tabel 3. Loobu maantee silla lõunaserva deformatsioonivaatluste tulemused (toonimist on kasutatud keskmise ava esiletoomiseks)

kaugus		Tähis lõunapoolsel sillatalal	Koordinaadid		Enne koormust (0 epohh)		80 t koormus silla keskel lõunaküljel (I epohh)		Erinevus I-0 [mm]	164 t koormus sillal (II epohh)		Erinevus II-0 [mm]	164 t koormus sillal peale 1 tundi (III epohh) peale 1 tundi		Erinevus III-0 [mm]	Täiskoormus (200 t) sillal peale 1 tundi (IV epohh)		Erinevus IV-0 [mm]	164 tonni koormuse põh- justatud deformatsioonid 60 min jooksul
Kaugus SL1-st	kaugus silladeki		X	Y	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus -kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus -kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus -kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus -kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus -kasv reeperi suhtes		
0	-1,7	SL.1			10:01:4 1	9,7502	11:58:2 4	9,7504	0,22	13:24:2 7	9,7525	2,31	14:22:2 3	9,7524	2,18	16:04:5 4	9,7558	5,55	-0,13
1,95	0,3	SL.2	113,56	91,68	10:02:0 4	9,7669	11:58:4 5	9,7712	4,28	13:25:1 1	9,7813	14,37	14:22:4 0	9,7819	14,97	16:05:1 7	9,7909	23,94	0,60
5,25	3,6	SL.3	113,38	94,96	10:02:2 6	9,7616	12:00:1 6	9,7639	2,35	13:25:3 4	9,7686	7,05	14:23:0 0	9,7689	7,36	16:05:3 6	9,7733	11,72	0,31
8,54	6,8	SL.4	113,22	98,25	10:02:4 6	9,7634	12:00:4 2	9,7628	-0,58	13:25:5 3	9,7619	-1,43	14:23:1 5	9,7621	-1,29	16:05:5 6	9,7616	-1,79	0,14
11,47	9,8	SL.5	113,07	101,17	10:03:0 7	9,7714	12:01:0 8	9,7678	-3,59	13:26:1 1	9,7614	-9,98	14:23:3 1	9,7608	-10,57	16:06:1 4	9,7555	-15,82	-0,59
14,36	12,7	SL.6	112,95	104,06	10:03:2 4	9,7856	12:01:3 0	9,7791	-6,55	13:26:3 1	9,7668	-18,81	14:23:5 5	9,7661	-19,50	16:06:3 1	9,7562	-29,45	-0,69
17,25	15,6	SL.7	112,79	106,94	10:03:4 3	9,7949	12:02:1 9	9,7868	-8,08	13:26:5 7	9,7722	-22,69	14:24:1 4	9,7716	-23,32	16:06:4 9	9,7595	-35,42	-0,63
20,17	18,5	SL.8	112,67	109,86	10:03:5 8	9,7925	12:02:5 3	9,7860	-6,54	13:27:4 1	9,7739	-18,57	14:24:3 2	9,7732	-19,34	16:07:0 8	9,7627	-29,77	-0,77

23,05	21,4	SL.9	112,54	112,73	10:04:15	9,7770	12:03:19	9,7736	-3,40	13:27:58	9,7675	-9,49	14:24:46	9,7669	-10,08	16:07:26	9,7614	-15,63	-0,59
25,93	24,2	SL.10	112,44	115,62	10:04:36	9,7786	12:03:42	9,7776	-1,01	13:28:17	9,7774	-1,21	14:25:08	9,7771	-1,55	16:07:45	9,7769	-1,77	-0,34
29,27	27,6	SL.11	112,28	118,95	10:04:59	9,7643	12:03:59	9,7660	1,75	13:28:33	9,7707	6,44	14:25:30	9,7710	6,77	16:08:07	9,7769	12,68	0,33
32,55	30,9	SL.12	112,06	122,21	10:05:14	9,7523	12:04:16	9,7556	3,23	13:28:49	9,7652	12,82	14:25:49	9,7661	13,72	16:08:26	9,7783	25,97	0,90
34,55	32,9	SL.13	111,97	124,21	10:05:32	9,7320	12:05:55	9,7313	-0,67	13:29:08	9,7311	-0,87	14:26:03	9,7310	-1,02	16:08:44	9,7315	-0,46	-0,15

Ristkoordinaadid x ja y on objekti koordinaatide süsteemis (määratletud vaid selle töö läbiviimiseks), vt jaotis 0

Tabel 4. Loobu maantee silla põhjaserva deformatsioonivaatluste tulemused (toonimist on kasutatud keskmise ava esiletoomiseks)

kaugus		Tähis põhjapoolisel sillatatal	Koordinaadid		Enne koormust (0 epohh)		80 t koormus silla keskel lõunaküljel (I epohh)		Erinevus I-0 [mm]	164 t koormus sillal (II epohh)		Erinevus II-0 [mm]	164 t koormus sillal peale 1 tundi (III epohh)		Erinevus III-0 [mm]	Täiskoormus (200 t) sillal peale 1 tundi (IV epohh)		Erinevus IV-0 [mm]	164 tonni koormuse põh- justatud deformatsioonid 60 min jooksul Erinevus III-II
Kaugus SP1-st	kaugus silladeki altpoolsele servale		X	Y	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus- kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus- kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus- kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus- kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus- kasv reeperi suhtes		
0	-1,7	SP.1	120,51	89,90	9:57:21	9,7570	11:53:09	9,7572	0,18	13:19:16	9,7577	0,70	14:16:50	9,7576	0,58	15:58:46	9,7590	2,00	-0,12
1,95	0,3	SP.2	120,38	91,88	9:57:37	9,7776	11:53:29	9,7793	1,72	13:19:44	9,7854	7,84	14:17:06	9,7862	8,66	15:59:05	9,7929	15,30	0,82
5,25	3,6	SP.3	120,33	95,18	9:57:52	9,7724	11:53:53	9,7733	0,91	13:20:05	9,7762	3,79	14:17:28	9,7766	4,20	15:59:27	9,7800	7,57	0,41
8,55	6,9	SP.4	120,26	98,49	9:58:06	9,7705	11:54:09	9,7705	0,01	13:20:29	9,7706	0,12	14:17:48	9,7706	0,06	15:59:54	9,7707	0,15	-0,06
11,45	9,8	SP.5	120,12	101,38	9:58:23	9,7529	11:54:28	9,7521	-0,85	13:20:50	9,7501	-2,80	14:18:56	9,7499	-3,00	16:00:43	9,7473	-5,67	-0,20
14,35	12,7	SP.6	120,00	104,28	9:58:43	9,7532	11:54:44	9,7520	-1,20	13:21:08	9,7482	-4,95	14:19:24	9,7478	-5,39	16:01:54	9,7434	-9,73	-0,44
17,25	15,6	SP.7	119,86	107,16	9:58:58	9,7685	11:55:05	9,7673	-1,23	13:21:26	9,7629	-5,60	14:19:40	9,7624	-6,17	16:02:16	9,7574	-11,11	-0,57
20,15	18,5	SP.8	119,70	110,07	9:59:13	9,7634	11:55:23	9,7625	-0,94	13:21:41	9,7584	-5,01	14:19:54	9,7579	-5,45	16:02:46	9,7533	-10,12	-0,44
23,05	21,4	SP.9	119,59	112,97	9:59:31	9,7569	11:55:41	9,7563	-0,64	13:22:02	9,7540	-2,86	14:20:08	9,7538	-3,15	16:03:06	9,7508	-6,10	-0,29
25,93	24,2	SP.10	119,48	115,84	10:00:04	9,7428	11:56:08	9,7428	-0,02	13:22:26	9,7429	0,08	14:20:24	9,7429	0,16	16:03:22	9,7430	0,23	0,08
29,26	27,6	SP.11	119,35	119,14	10:00:23	9,7371	11:56:27	9,7372	0,08	13:22:44	9,7404	3,28	14:20:40	9,7405	3,40	16:03:39	9,7447	7,57	0,12

väljas-
pool

tugi-
samma

kesk-
koht

tugi-
samma

32,53	30,8	SP.12	119,20	122,42	10:00:40	9,7474	11:56:47	9,7479	0,51	13:23:29	9,7541	6,68	14:21:02	9,7547	7,33	16:03:58	9,7643	16,86	0,65	väljas- pool
34,53	32,8	SP.13	119,01	124,41	10:00:56	9,7394	11:57:05	9,7385	-0,87	13:23:46	9,7395	0,11	14:21:18	9,7395	0,10	16:04:14	9,7412	1,80	-0,01	

Ristkoordinaadid x ja y on objekti koordinaatide süsteemis (määratletud vaid selle töö läbiviimiseks), vt jaotis 0

SILLATALADE LÄBIPAINETE MÄÄRAMINE LASERTAHHÜMEETRIGA

KASUTATUD INSTRUMENDID JA TÖÖVAHENDID

Silla lõunapoolsel küljel sooritati deformatsioonide mõõtmised lasertahhümeetriga Trimble S6, vt. joonis 13. Tahhümeetri tehnilised näitajad on järgmised:

- Vertikaal- ja horisontaalnurga mõõtmise täpsus (standardhälve vastavalt DIN 18723) 2"
- Kaheteljeline automaatne horisontaalsuse kompenseerimine täpsusega 0,5" ning ulatusega 5,4'
- Kauguse mõõtmise täpsus (ruutkeskmise viga) prismaga mõõtes 2 mm + 2 ppm ning laserkiirega mõõtes samuti 2 mm + 2 ppm
- Mõõteaeg prismale mõõtes 1,2 s ning laserkiirega mõõtes 1-5 s
- Mõõteulatus prismale mõõtes kuni 2500 m, laserkiirega mõõtes kuni 1300 m (peegelduvusel 90 %), kiirega betoonile mõõtes 600-800 m
- Laserkiire hajumine horisontaalsuunas 4 cm/100 m ning vertikaalsuunas 8cm/100 m
- Optiline suurendus 30 kordne
- Fookuskauguse vahemik: 1,5 m kuni lõpmatuseni
- Servomootoriga, automaatse pööramisega

Silla põhjapoolsel küljel sooritati mõõtmised lasertahhümeetriga Trimble M3, vt. joonis 13. Tahhümeetri tehnilised näitajad on järgmised:

- Vertikaal- ja horisontaalnurga mõõtmise täpsus (standardhälve vastavalt DIN 18723) 2"
- Kaheteljeline kompensaator ulatusega 3,5'
- Kauguse mõõtmise täpsus (ruutkeskmise viga) prismaga mõõtes 2 mm + 2 ppm ning laserkiirega mõõtes 3 mm + 2 ppm
- Mõõteaeg prismale mõõtes 1,5 s ning laserkiirega mõõtes 1,8 s
- Mõõteulatus prismale mõõtes kuni 5000 m, laserkiirega mõõtes kuni 400 m (peegelduvusel 90 %)
- Optiline suurendus 30 kordne
- Fookuskauguse vahemik: 1,5 m kuni lõpmatuseni



Joonis 13. Loobu sillamõõtmistel kasutatud laser-tahhümeetrid Trimble S6 (vasakul) ja M3 (paremal)

KOORDINAATSÜSTEEM JA MÕÕTMISMETOODIKA

Kõik mõõtmised lasertahhümeetriga sooritati lokaalses koordinaatsüsteemis, mille ligikaudu ida-läänesuunaline Y-telg pandi enam-vähem ühilduma silla pikiteljega, ning X-telg suunati sellega ortogonaalselt.

Lokaalse süsteemi määramiseks märgiti nn. uue silla Narva poolsele tugiseinale markeriga kolm lähtepunkti (punktid m1-m3, joonis 15 ning 17). Tahhümeeter Trimble S6 seati uue silla serva alla jõe Tallinna poolsele kaldale (vt. joonis 14), sellele seisupunktile omistati koordinaadid $X=100$ m, $Y=100$ m ning $H=10$ m ning esimesele lähtepunktile (m1) omistati direktsiooninurgaks $90^{\circ}00'00''$. Seejärel mõõdeti märgitud kolm lähtepunkti (m1-m3) nurgamõõtmiste ühe täisvõttega ning kasutades kauguse mõõtmiseks laserkiirt. Hiljem sai lähtepunktidele mõõdetud koordinaate kasutada koordinaatsüsteemi taastamiseks instrumendi asukoha muutmisel kasutades täisvõttega mõõdetud vastulõiget.

Tahhümeetritega määratavate mõõtmispunktide asukohad ühildati vertikaalsihis sillapealsete nivelleerimismärkidega. Mõõtmispunktid tähistati talal markeri ning võimalusel pihustatava värviga (joonis 16). Algsest ning hiljem ka lähtepunktidelt uuesti määratud seisust tehti instrumendiga Trimble S6 mõõtmised silla lõunapoolisel talal (joonis 19, punktid L1-L9).



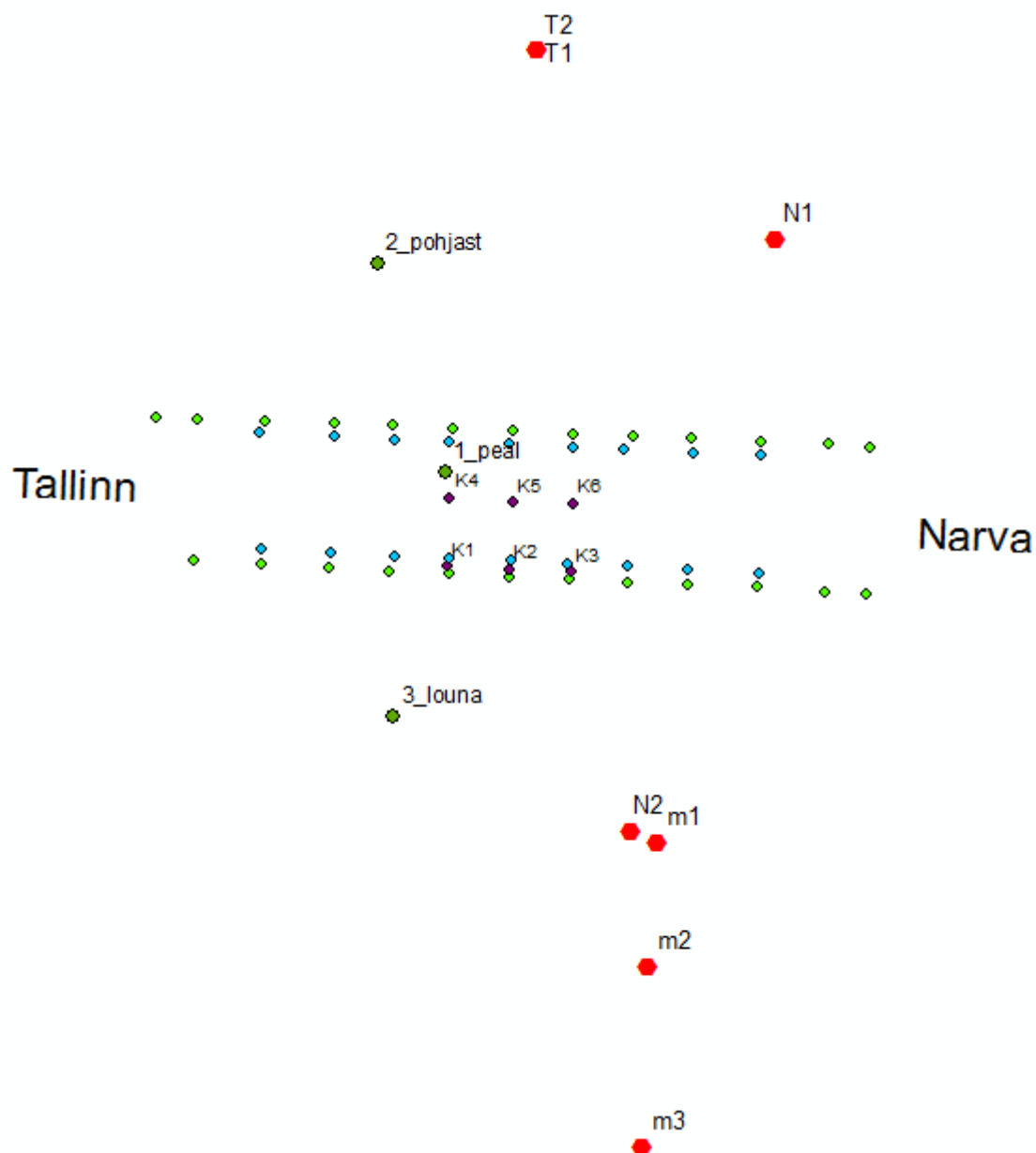
Joonis 14. Tahhümeeter Trimble S6 ning terrestriline laserskanner silla lõunapoolsel küljel



Joonis 15. Skaneerimistähis N2 ja lähtepunktid m1-m3 (kollaka markeriga ümbritsetuna paistab üks statiivile paigutatud skaneerimistähisest vasakul üleval, betooni serval)



Joonis 16. Mõõtmispunkt sillatalal

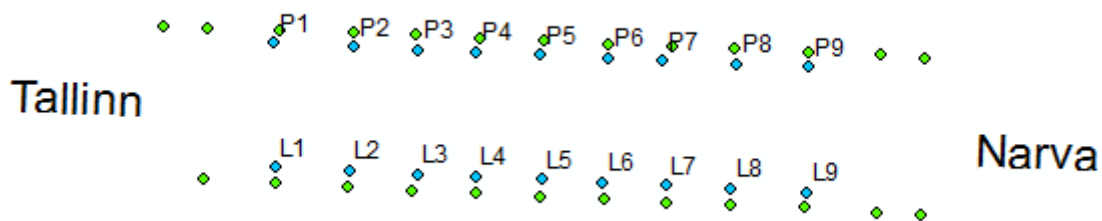


Joonis 17. Lähte- ja mõõtmispunktid skeem, punktide kirjeldused on toodud tekstis

Samuti mõõdeti laserskaneerimise tarvis paigaldatud tähised (joonis 17, punktid N1, N2, T1 ja T2) lokaalses süsteemis. Nende tähiste koordinaate kasutati seejärel teise lasertahhümeetri, Trimble M3 orienteerimiseks samas lokaalses süsteemis, mõõdetavast sillast põhjapool, jõe Tallinna poolsel kaldal (joonis 18). Sellest seisust sooritati kõik mõõtmised põhjapoolsel talal (joonis 19, punktid P1-P9). Lähte- ja mõõtmispunktid koordinaadid on toodud tabelis 5.

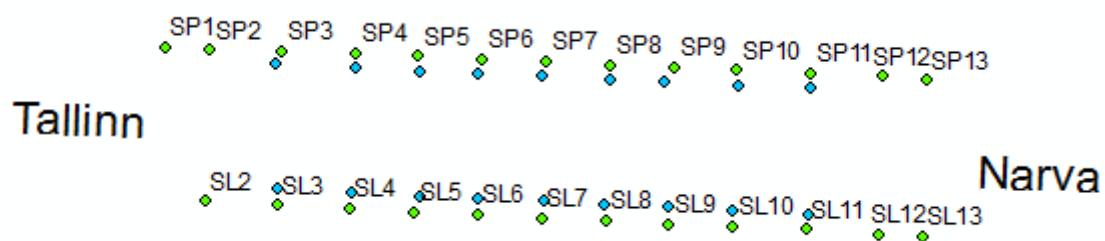


Joonis 18. Tahhümeeter M3 ning tähised T1, T2 ja N1 põhjapoolisel küljel

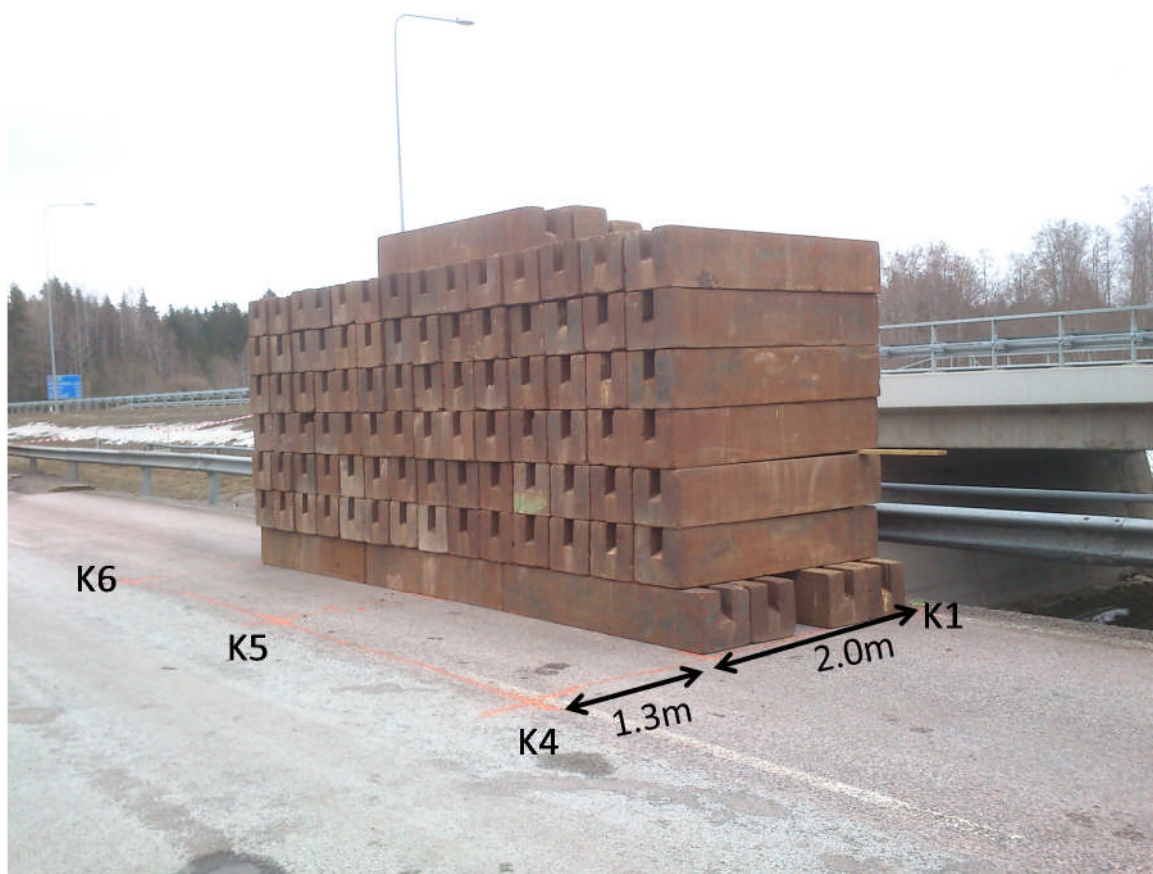


Joonis 19. Tahhümeetrilise mõõdistamise punktide asukohad (sinisega)

Tahhümeetritega S6 ja M3 määrati mõõteprismaga samas lokaalses koordinaatsüsteemis ka nivelleerimispunktide koordinaadid (joonis 20, punktid SL1-SL13 ja SP1-SP13) ning koormuse planeeritud asukoht (joonis 17, punktid K1-K6). Koormuse tegelik asukoht kujunes planeeritust mõnevõrra erinevaks, vt. joonis 21.



Joonis 20. Nivelleerimispunktide asukohad (rohelisega)



Joonis 21. Täiskoormuse (200t) paigutus koormuskatsetusel. Koormusena kasutatud metallraskuste (mõõtmed 2m x 0.4m x 0.35m) virna kogukõrguseks kujunes 2.55 m (+ 4 raskust virna otsas), laiuseks 2.0 m, kogupikkus 6 m

Tabel 5. Lähte- ja mõõtmispunktide koordinaadid

ID	X	Y	Z	ID	X	Y	Z
T1	138,296	108,353	10,288	SP1	120,506	89,903	12,532
T2	138,296	108,356	8,587	SP2	120,379	91,883	12,554
N1	129,160	119,864	9,743	SP3	120,330	95,182	12,549
N2	100,508	112,876	10,292	SP4	120,255	98,493	12,541
1_peal	117,897	103,847	14,240	SP5	120,124	101,380	12,527
2_pohjast	127,980	100,565	9,633	SP6	120,001	104,280	12,529
3_louna	106,023	101,378	9,828	SP7	119,857	107,164	12,547
m1	100,000	114,199	10,637	SP8	119,702	110,068	12,539
m2	93,972	113,723	9,989	SP9	119,591	112,974	12,536
m3	85,225	113,439	10,413	SP10	119,476	115,836	12,521
P1	119,736	94,888	11,162	SP11	119,351	119,144	12,512
P2	119,577	98,501	11,168	SP12	119,198	122,423	12,526
P3	119,454	101,392	11,184	SP13	119,012	124,410	12,517
P4	119,333	104,070	11,299	SL2	113,558	91,679	12,542
P5	119,192	107,018	11,526	SL3	113,380	94,961	12,538
P6	119,061	110,046	11,290	SL4	113,223	98,253	12,539
P7	118,944	112,550	11,243	SL5	113,070	101,174	12,546
P8	118,794	115,878	11,346	SL6	112,947	104,062	12,561
P9	118,646	119,148	11,177	SL7	112,789	106,945	12,570
L1	114,099	94,981	11,138	SL8	112,674	109,862	12,568
L2	113,945	98,304	11,199	SL9	112,539	112,734	12,553
L3	113,812	101,388	11,243	SL10	112,444	115,618	12,555
L4	113,688	104,050	11,269	SL11	112,281	118,948	12,541
L5	113,550	107,028	11,313	SL12	112,065	122,208	12,530
L6	113,422	109,837	11,293	SL13	111,974	124,208	12,511

L7	113,293	112,660	11,258	K1	113,292	103,955	12,567
L8	113,158	115,642	11,102	K2	113,166	106,975	12,574
L9	112,999	119,098	11,218	K3	113,009	109,998	12,569
				K4	116,599	104,099	12,599
				K5	116,382	107,155	12,611
				K6	116,320	110,028	12,603

MÕÕDISTUSOBJEKTI GEOMEETRILINE KUJU KOORMAMISEL

Tabelites 6-9 on toodud tahhümeetriga mõõdistatud punktide koordinaadid ning kõrgused erinevatel epohhidel, samuti koormatud epohhidel mõõdetud kõrguste erinevus null-tsüklis mõõdetud kõrgustest. Tahhümeetrilise mõõdistamise tulemusi iseloomustavad joonised 22-24.

Jooniselt 23 on näha, et tõenäoliselt on esinenud juhuslik mõõtmisviga punkti P7 nulltsükli ehk lähteolukorra fikseerimisel, sest kui nulltsükli kõrgusväärtust korrigeerida, annavad järgmiste tsüklite kõrgusväärtused mõistliku deformatsiooni. Joonisel 24 ongi punkti P7 nulltsükli kõrgusväärtust korrigeeritud selliselt (9 mm võrra), et punkti P7 vajum esimeses tsüklis oleks võrdne punkti P3 vajumiga samas tsüklis.

NB: Tahhümeetrilise mõõtmise tulemuste kirjeldamisel toodud epohhid ei ühti nimetuste poolest nivelleerimise epohhidega, sest tahhümeetrilise mõõtmise sagedus oli suurem.

Tabel 6. Silla lõunapoolsel talal asunud mõõtmispunktide koordinaadid ja kõrgused (lokaalses süsteemis) erinevatel epohhidel ning lugemite erinevus nulltsüklist.

Kaugus			Tähis lõunapoolsel sillatalal	Koordinaadid		Enne koormust (0 epohh)		80 t koormus (I epohh)		Erinevus I-0 [mm]	80 t koormus pärast 30 min (II epohh)		Erinevus II-0 [mm]	164 t koormus (III epohh)		Erinevus III-0 [mm]
Kaugus L1-st	Kaugus silladeki läänepool-	Asukoht		X	Y	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgu s	
0,00	3,6	väljaspoo l	L1	114,10	94,98	10:40:0 9	11,138	11:23:2 5	11,140	1,8	11:59:3 3	11,138	0,1	13:23:0 0	11,144	5,7
3,33	6,9	t.samma s	L2	113,94	98,30	10:40:0 9	11,199	11:23:5 0	11,198	-0,5	11:59:3 3	11,197	-2,3	13:23:0 0	11,197	-1,7
6,41	10,0		L3	113,81	101,39	10:40:0 9	11,243	11:24:1 5	11,241	-2,1	11:59:3 3	11,239	-3,8	13:23:0 0	11,233	-9,6
9,08	12,7		L4	113,69	104,05	10:40:0 9	11,269	11:24:3 7	11,263	-5,5	11:59:3 3	11,261	-7,3	13:23:0 0	11,251	-18,1
12,06	15,7	keskkoht	L5	113,55	107,03	10:40:0 9	11,313	11:25:1 9	11,308	-5,9	11:59:3 3	11,306	-7,7	13:23:0 0	11,293	-20,9
14,87	18,5		L6	113,42	109,84	10:40:0 9	11,293	11:25:4 1	11,287	-6,0	11:59:3 3	11,286	-7,1	13:23:0 0	11,276	-17,4
17,70	21,3		L7	113,29	112,66	10:40:0 9	11,258	11:26:0 3	11,256	-2,5	11:59:3 3	11,254	-4,4	13:23:0 0	11,249	-9,5
20,68	24,3	t.samma s	L8	113,16	115,64	10:40:0 9	11,102	11:26:2 9	11,101	-0,9	11:59:3 3	11,100	-2,0	13:23:0 0	11,100	-1,9

24,14	27,7	väljaspool I	L9	113,00	119,10	10:40:0 9	11,218	11:27:0 8	11,219	0,9	11:59:3 3	11,218	-0,4	13:23:0 0	11,223	5,0
-------	------	-----------------	-----------	--------	--------	--------------	--------	--------------	--------	------------	--------------	--------	-------------	--------------	--------	------------

Tabel 7. Silla lõunapoolisel talal asunud mõõtmispunktide koordinaadid ja kõrgused (lokaalses süsteemis) erinevatel epohhidel ning lugemite erinevus nulltsüklist (järg)

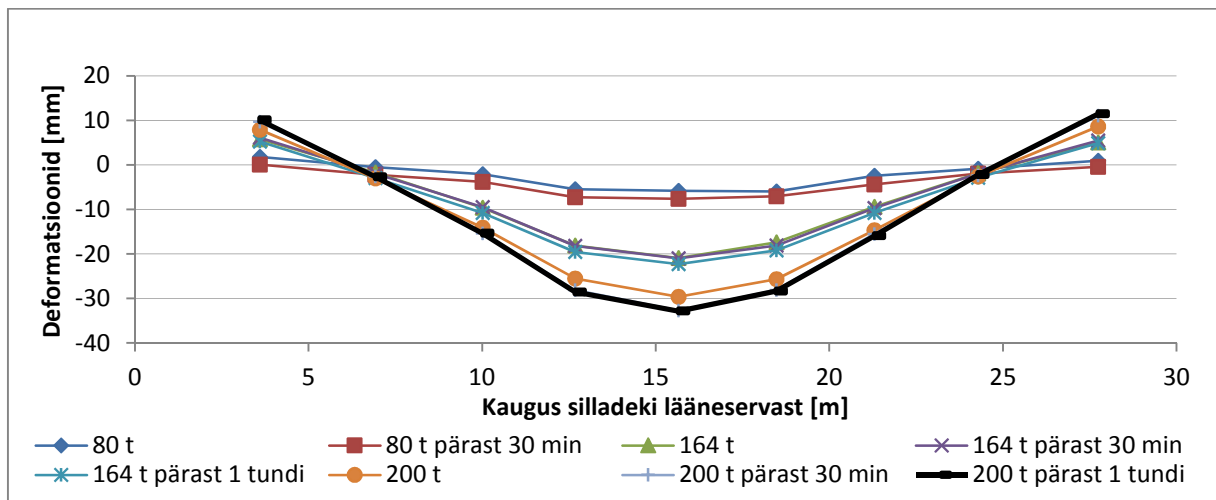
Tähis lõunapoolisel sillatalal	164 t koormus pärast 30 min (IV epohh)		Erinevus IV-0 [mm]	164 t koormus pärast 1 tundi (V epohh)		Erinevus V-0 [mm]	200 t koormus (VI epohh)		Erinevus VI-0 [mm]	200 t koormus pärast 30 min (VII epohh)		Erinevus VII-0 [mm]	200 t koormus pärast 1 tundi (VIII epohh)		Erinevus VIII-0 [mm]
	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus	
L1	13:55:10	11,144	6,1	14:22:32	11,143	5,2	15:03:53	11,146	7,9	15:38:38	11,148	9,7	16:03:10	11,148	10,1
L2	13:55:10	11,197	-2,0	14:22:32	11,196	-2,9	15:03:53	11,196	-3,0	15:38:38	11,196	-2,6	16:03:10	11,196	-2,7
L3	13:55:10	11,233	-9,5	14:22:32	11,232	-10,8	15:03:53	11,229	-14,1	15:38:38	11,227	-15,4	16:03:10	11,227	-15,4
L4	13:55:10	11,251	-18,2	14:22:32	11,249	-19,6	15:03:53	11,243	-25,6	15:38:38	11,241	-28,1	16:03:10	11,240	-28,6
L5	13:55:10	11,292	-21,0	14:22:32	11,291	-22,3	15:03:53	11,284	-29,6	15:38:38	11,281	-32,7	16:03:10	11,281	-32,9
L6	13:55:10	11,275	-18,1	14:22:32	11,274	-19,2	15:03:53	11,268	-25,7	15:38:38	11,265	-28,2	16:03:10	11,265	-28,4
L7	13:55:10	11,248	-9,7	14:22:32	11,247	-10,8	15:03:53	11,243	-14,7	15:38:38	11,243	-15,5	16:03:10	11,242	-16,0
L8	13:55:10	11,100	-1,9	14:22:32	11,099	-2,9	15:03:53	11,099	-2,6	15:38:38	11,099	-2,4	16:03:10	11,099	-2,2
L9	13:55:10	11,224	5,5	14:22:32	11,223	4,9	15:03:53	11,227	8,6	15:38:38	11,229	11,0	16:03:10	11,230	11,4

Tabel 8. Silla põhjapoolisel talal asunud mõõtmispunktide koordinaadid ja kõrgused (lokaalses süsteemis) erinevatel epohhidel ning lugemite erinevus nulltsüklist. Epohhide numbrid ühtivad lõunapoolisel talal sooritatud mõõtmistega.

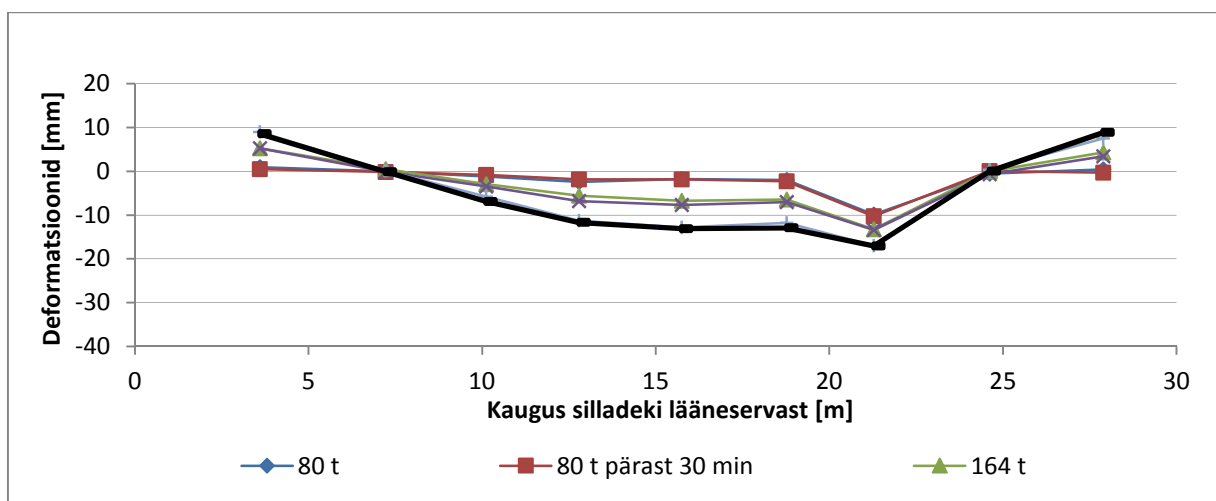
Kaugus			Tähis põhjapoolisel sillatalal	Koordinaadid		Enne koormust (0 epohh)		80 t koormus (I epohh)		Erinevus I-0	80 t koormus pärast 30 min (II epohh)		Erinevus II-0
Kaugus P1-st	Kaugus silladeki läänepool-	Asukoht		X	Y	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus	
0,0	3,6	väljaspool	P1	119,74	94,89	10:26:01	11,162	11:23:46	11,163	0,9	11:50:10	11,162	0,47
3,6	7,2	t.sammas	P2	119,58	98,50	10:26:18	11,168	11:24:20	11,168	0,0	11:50:34	11,168	-0,17
6,5	10,1		P3	119,45	101,39	10:27:17	11,184	11:24:52	11,183	-1,2	11:51:14	11,183	-0,82
9,2	12,8		P4	119,33	104,07	10:28:17	11,299	11:25:23	11,297	-2,4	11:51:42	11,297	-1,87
12,1	15,7	keskkoht	P5	119,19	107,02	10:28:56	11,526	11:25:55	11,524	-1,7	11:52:13	11,524	-1,82
15,2	18,8		P6	119,06	110,05	10:30:34	11,290	11:27:11	11,288	-2,0	11:53:15	11,288	-2,31
17,7	21,3		P7	118,94	112,55	10:31:27	11,243	11:29:35	11,233	-9,9	11:54:22	11,233	-10,28
21,0	24,6	t.sammas	P8	118,79	115,88	10:32:03	11,346	11:30:05	11,346	-0,5	11:54:54	11,347	0,03
24,3	27,9	väljaspool	P9	118,65	119,15	10:32:27	11,177	11:30:38	11,177	0,4	11:55:29	11,176	-0,28

Tabel 9. Silla põhjapoolisel talal asunud mõõtmispunktide koordinaadid ja kõrgused (lokaalses süsteemis) erinevatel epohhidel ning lugemite erinevus nulltsüklist. Epohhide numbrid ühtivad lõunapoolisel talal sooritatud mõõtmistega.

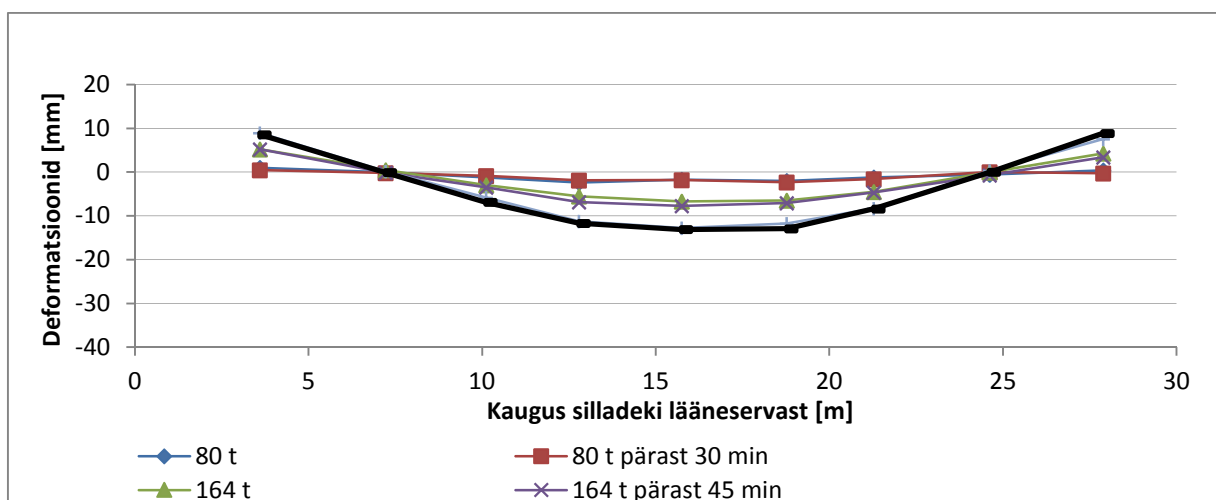
Tähis põhjapoolisel sillatalal	164 t koormus (III epohh)		Erinevus III-0	164 t koormus pärast 1 tundi (V epohh)		Erinevus V-0	200 t koormus pärast 30 min (VII epohh)		Erinevus VII-0 [mm]	200 t koormus pärast 1 tundi (VIII epohh)		Erinevus VIII-0 [mm]
	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus	
P1	13:27:15	11,167	5,24	14:26:00	11,167	5,2	15:31:00	11,1708	9,0	15:57:13	11,170	8,6
P2	13:27:34	11,168	0,47	14:26:28	11,168	-0,1	15:31:20	11,1678	0,1	15:57:45	11,168	-0,1
P3	13:27:51	11,181	-2,96	14:26:49	11,181	-3,5	15:31:44	11,1784	-5,8	15:58:08	11,177	-6,9
P4	13:28:16	11,294	-5,55	14:27:10	11,292	-6,8	15:32:01	11,2880	-11,3	15:58:42	11,288	-11,7
P5	13:29:00	11,519	-6,73	14:27:32	11,518	-7,7	15:41:47	11,5133	-12,8	15:59:11	11,513	-13,1
P6	13:29:31	11,284	-6,46	14:27:55	11,283	-7,0	15:35:21	11,2784	-11,8	15:59:40	11,277	-12,9
P7	13:35:50	11,230	-13,21	14:28:40	11,229	-13,4	15:37:26	11,2258	-17,0	16:00:17	11,226	-17,1
P8	13:36:18	11,346	-0,05	14:29:28	11,346	-0,7	15:37:32	11,3468	0,4	16:01:02	11,346	0,0
P9	13:36:42	11,181	4,30	14:29:53	11,180	3,4	15:37:52	11,1841	7,5	16:01:32	11,185	8,9



Joonis 22. Deformatsioonid koormuskatsel, lõunapoolne tala



Joonis 23. Deformatsioonid koormuskatsel, põhjapoolne tala



Joonis 24. Deformatsioonid koormuskatsel, põhjapoolne tala, P7 korrigeeritud 9 mm võrra

SILLATALADE GEOMEETRILISE KUJU JA LÄBIPAINETE MÄÄRAMINE TERRESTRILISE LASERSKANNERIGA

KASUTATUD INSTRUMENT JA TÖÖVAHENDID

Mõõtmine sooritati terrestrilise laserskanneriga Leica ScanStation C10 (vt. Joonis 25). Instrumendi peamised tehnilised spetsifikatsioonid on järgnevad:

- Skaneerimise ulatus alates 0.5-300 m (90% peegeldumiskoeffitsiendiga pinnalt)
- Skaneerimise tööpiirkond horisontaalsuunaliselt 360 kraadi, vertikaalsuunaliselt vähemalt 270 kraadi (vt. Joonis 25)
- Skaneerimise sagedus vähemalt 50000 Hz (50 000 punkti sekundis)
- Lasertäpi läbimõõt mitte suurem kui 7 mm 50 m kaugusel
- Individuaalse skaneerimispunkti kauguse täpsus 4 mm vähemalt 50 m kaugusel
- Individuaalse punkti 3D asukoha määramise täpsus 6 mm vähemalt 50 m kaugusel
- Punktipilve statistiline modelleerimistäpsus 2 mm
- Kaheteljelise 2" täpsusega kompensaatori olemasolu
- Punktipilve resolutsioon kuni 2x2 cm 100 meetri kaugusele
- Sisseehitatud digitaalne foto- ja videokaamera mõõdistusobjektide välisilme salvestamiseks (zoomi võimalusega), fotokujutise resolutsioon kuni 4 megapiksli, iga pildi ulatus on 17 x 17 kraadi. Kaamera on kaugusmõõtjaga koaksiaalne.
- Tähiste mõõtmistäpsus vähemalt 2 mm 50 m peale

Erinevate skaneeringute ühendamiseks kasutati spetsiaalsed tähiseid (vt. Joonis 25), mille keskpunkt määrati spetsiaalsest tihedast skaneeringust automaatselt. Andmetöötluseks kasutati peamiselt tarkvarapaketti Cyclone.



Joonis 25. Laserskanner, tähised ning mõõtmisulatus

MÕÕTMISMETOODIKA

Esmalt sooritati laserskaneerimine kolmest erinevast asukohast (1_peal, 2_pohjast ja 3_louna), et jäädvustada silla üldine geomeetiline kuju enne katsetuste algust. Jaamade koordinaadid on toodud tabelis 5 ning asukohad on näha joonisel 17. Viimasena mõõdeti jaamas 3_louna, kust sooritati ka koormuskatsel tekkivate deformatsioonide uurimine (Jaam1, Jaam2 ja Jaam3). Tabelis 10 on toodud skaneeringute nimetused ja kellaajad.

NB: Skaneerimise tulemuste kirjeldamisel toodud epohhid ei ühti nimetuste poolest nivelleerimise ega tahhümeetria epohhidega, sest mõõtmise sagedus oli väiksem.

Tabel 10. Loobu sillatalade skaneeringute tabel. Hallil foonil seisud, millest teostati pildistamine.

Seis	Algus	Epohh	Märkused
1_peal	9:10		Sooritatud ainult üldpildi jäädvustamiseks
2_pohjast	9:43		Sooritatud ainult üldpildi jäädvustamiseks
3_louna	10:08	0-epohh	Enne koormust
Jaam1	12:00	1-epohh	Koormus 80 t
Jaam2	13:54	2-epohh	Koormus 164 t (pärast 30 min)
Jaam3	16:03	3-epohh	Koormus 200 t (pärast 60 min)

Skaneeringute ühendamiseks ning skanneri vajumise kontrollimiseks paigaldati tähised N1, N2, T1 ja T2 (näha joonistel 15 ja 18). Tähiste koordinaadid on samuti esitatud tabelis 5 ning asukohad joonisel 17.

Koormuskatse deformatsioonide uurimiseks kasutati resolutsiooni 1 cm/10 m, mis andis sillatala küljel punktandmestiku tiheduseks u. 1x1 cm, tala alumisel pinnal u. 1,5x5 cm (tala suhtes diagonaalsuundades). Üheks skaneeringuks kulus umbes 7-8 minutit. Pildistamisel kasutati resolutsiooni 640x640 px.

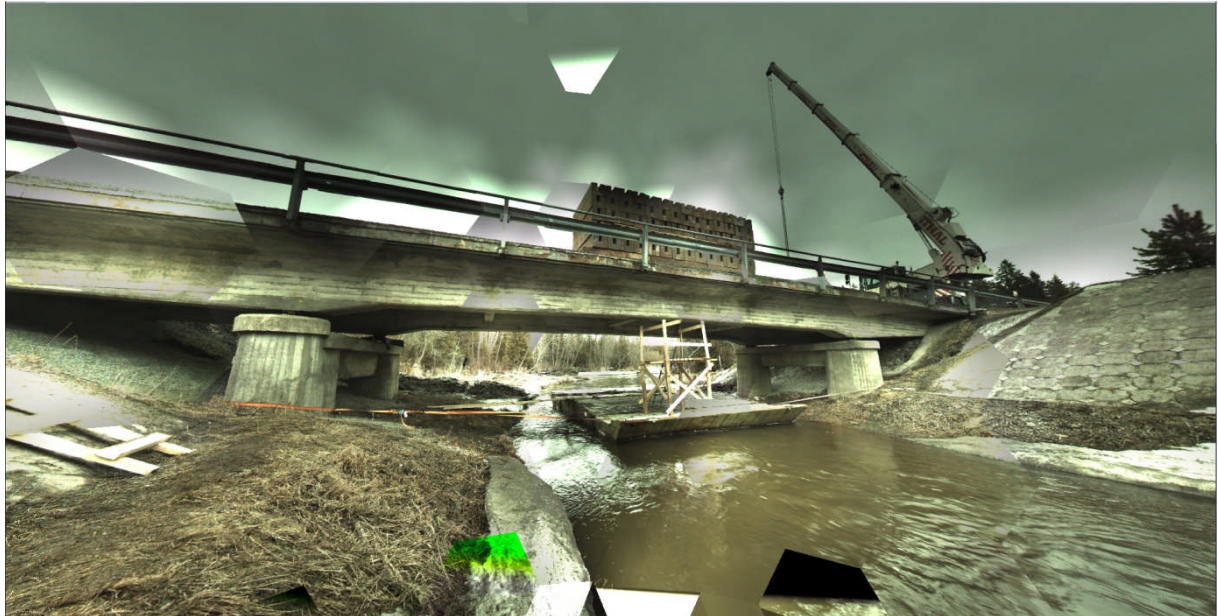
Kuna koormuskatse alguses ei olnud kellelegi veel selge, kui ohtlik antud katse on, ei olnud võimalik mõõteinstrumente paigutada silla alla. Seetõttu jäi skaneerimisel ja tahhümeetriga mõõdistamisel nähtavusulatusest välja (põhitalade varju) silla põhitalast telje poole jääv situatsioon (vt. joonis 26).



Joonis 26. Põhitalade varju jäänud situatsioon silla all

MÕÕDISTUSOBJEKTI KUJU (ÜLDINE)

Laserskanneri poolt pildistatuna on koormuskatse näha joonisel 27.

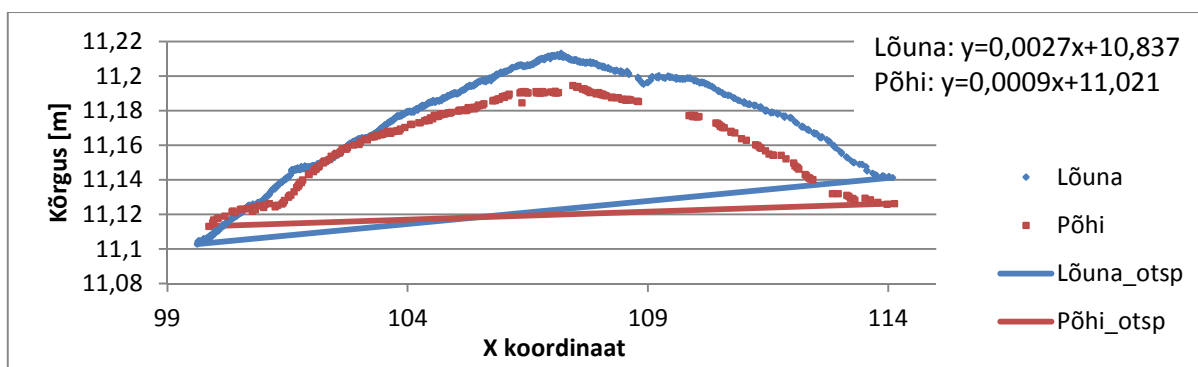


Joonis 27. Koormuskatse vaadelduna skanneri juurest

Terviklik mudel sillast on TruView keskkonnas vaadeldav: http://gece.ttu.ee/~silja/C10/Loobu_mudel_truview/SiteMap.htm TruView vaatlemiseks tuleb link avada Internet Exploreriga. Eelnevalt peab olema installeeritud TruView plug-in, mille saab siit: http://hds.leica-geosystems.com/en/Leica-TruView_63960.htm Detailsemad juhised TruView installeerimiseks ja keskkonna kasutamiseks saab siit: <http://gece.ttu.ee/~silja/TruView%20installeerimine%20ja%20kasutamine.pdf>

SILLATALADE KUJU (ÜLDINE), EELTÕUS

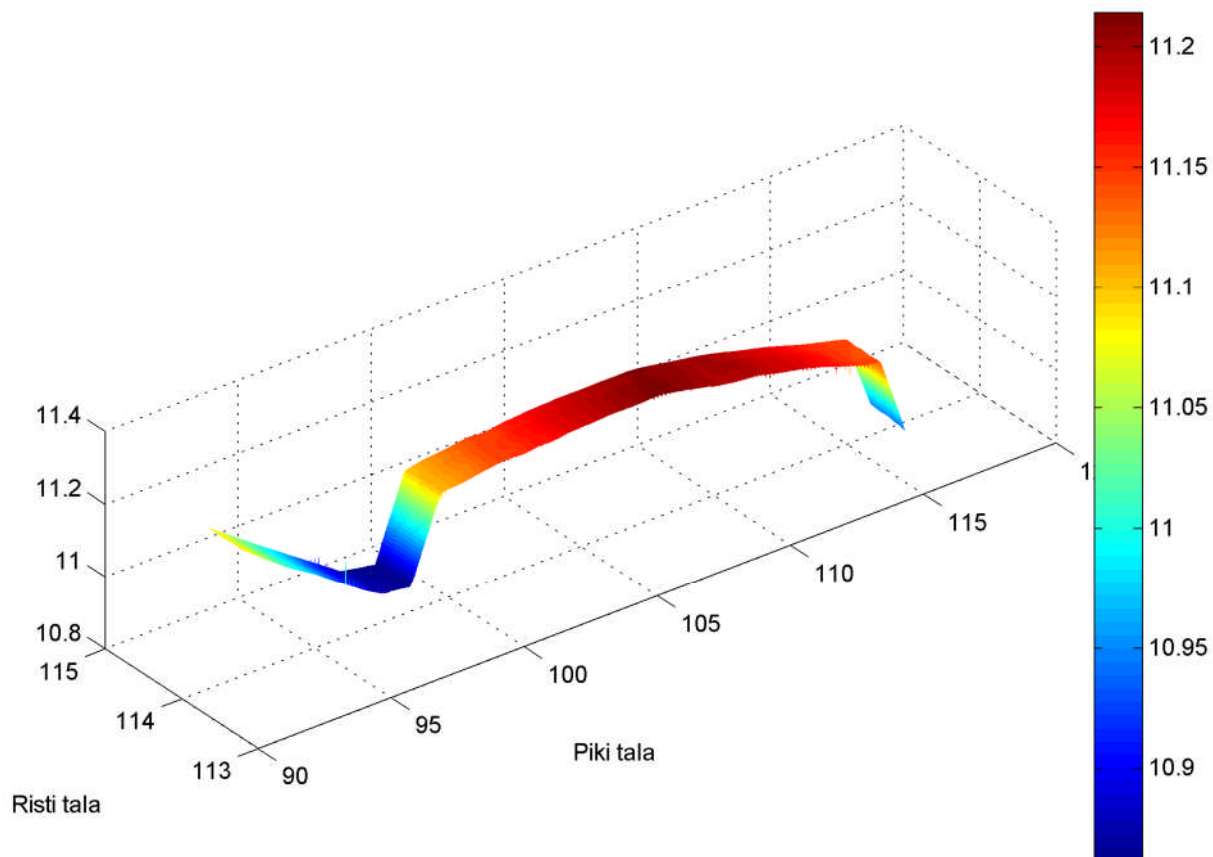
Joonisel 28 on toodud sillatalade kuju saaduna 5 cm laiuste profiilidena laserskaneerimise andmetest. Sinna juurde on kuvatud ava otspunkte ühendavad sirged nii lõuna- kui põhjapoolsel talal, toodud on sirge võrrandid. Siit on näha, et lõunapoolsel talal on idapoolne ots läänepoolsest u. 3 cm kõrgemal, põhjapoolsel talal vähem kui sentrimeetri võrra kõrgemal. Sisuliselt võib silla lugeda horisontaalselt asetsevaks. Eeltõus on sillal 1 dm.



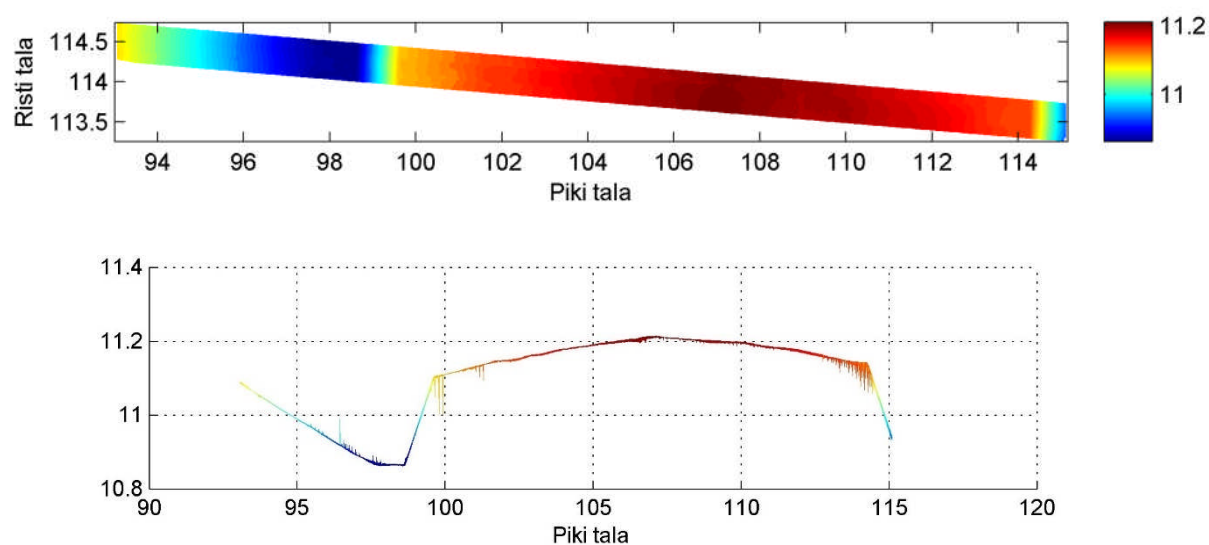
Joonis 28. Sillatalade kuju (5 cm laiuste profiilidena laserskaneerimise andmetest)

MÕÕDISTUSOBJEKTI GEOMEETRILINE KUJU KOORMAMISEL

Järgnevalt on toodud maapealse laserskaneerimise tulemusel saadud andmed sillatalade kuju ning selle muutumise kohta koormuskatsel.



Joonis 29. Lõunapoolse tala kuju enne koormamist (3D)

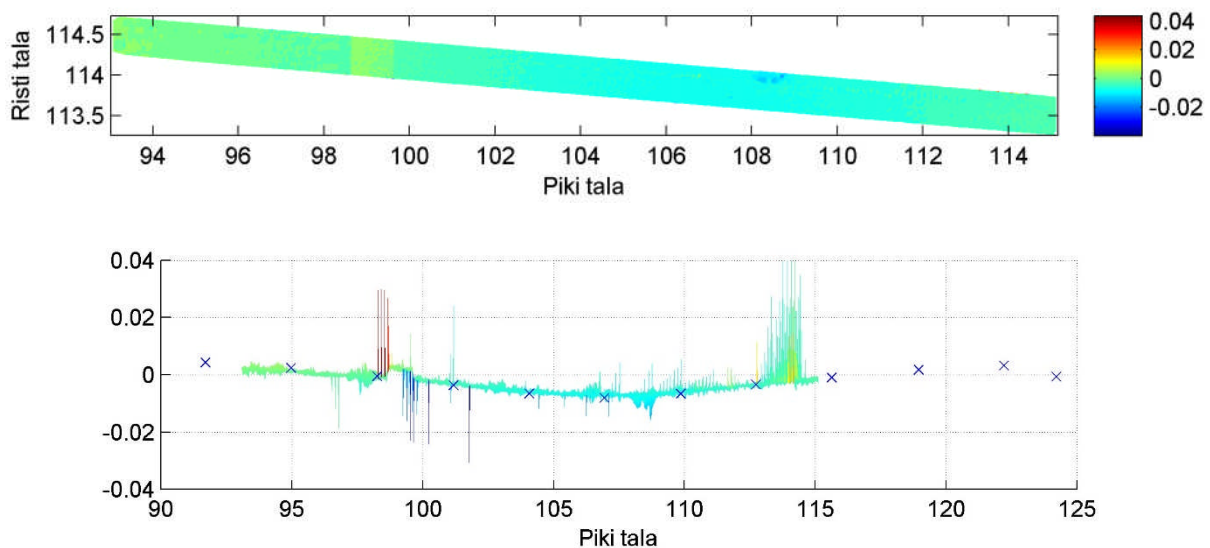


Joonis 30. Lõunapoolse tala kuju enne koormamist pealt- ja külgvaates (2D)

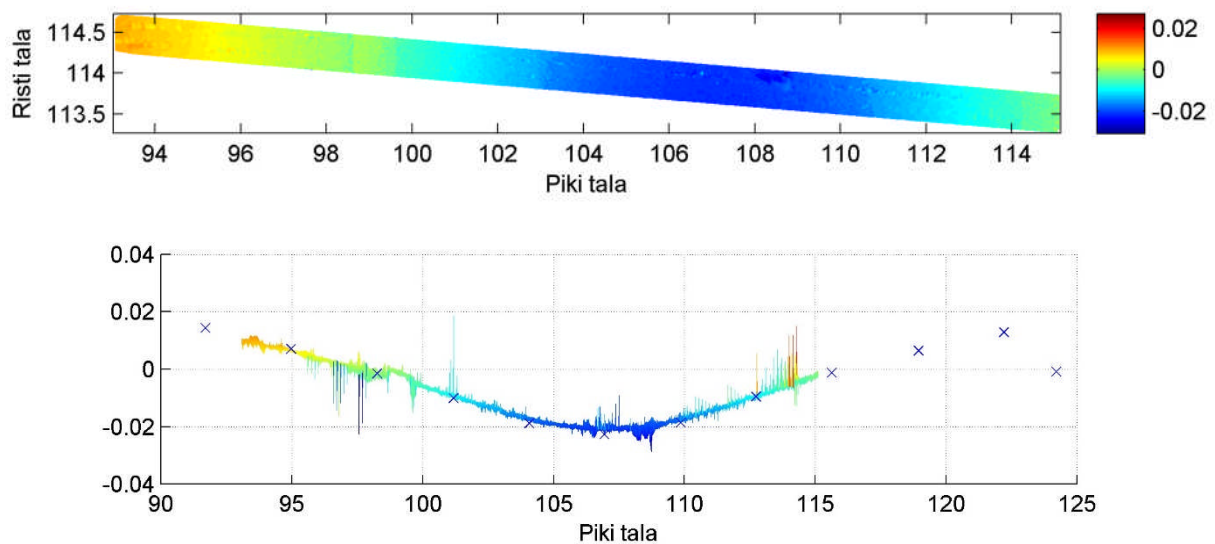
Joonisel 29 on näidatud lõunapoolse tala kuju. Tala andmed on välja lõigatud selliselt, et täielikult on olemas silla keskmise ava osa (joonisel punane osa) ning lisaks on osaliselt olemas ka Tallinna poolsest toest serva poole jääv osa. Narva poolses otsas ei olnud andmestik piisavalt kvaliteetne, et sealseid deformatsioone vaadelda. Samas ulatuses on lõigatud välja ka põhjapoolse tala andmed. Joonis 30 kujutab lõunapoolse tala kuju kahemõõtmeliselt.

Joonistel 31-36 on toodud kahemõõtmelised joonised nii lõuna- kui põhjapoolse tala deformatsioonidega erinevatel koormustel koos nivelleerimise andmetega samast (või lähedasest) epohhist. Deformatsioonid ning koordinaadid on antud meetrites.

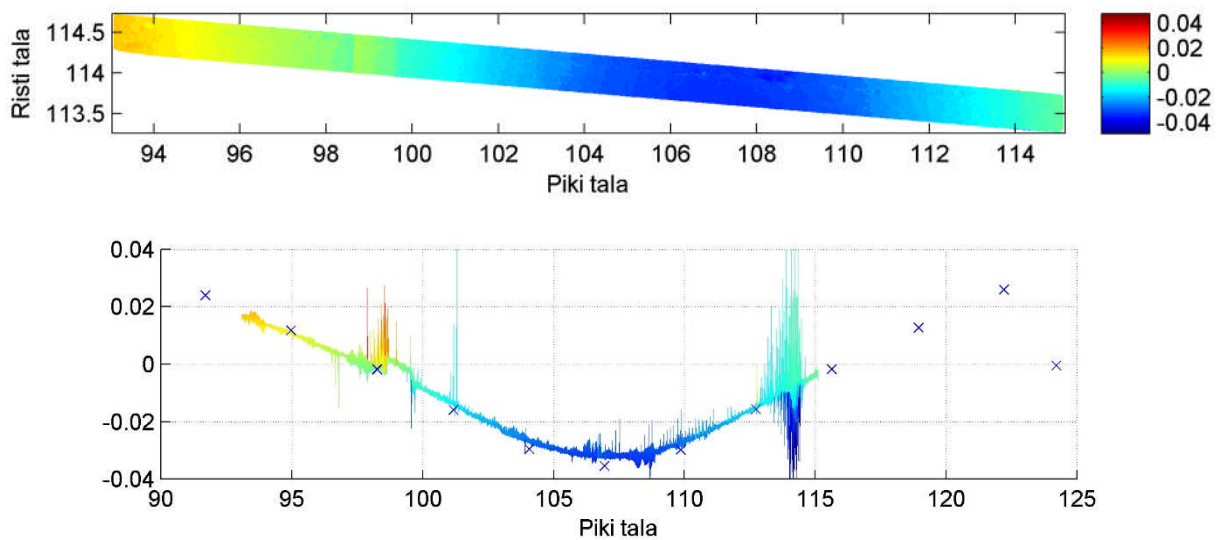
On oluline märkida, et nivelleerimine ja skaneerimine toimusid erinevates kohtades. Nivelleeriti silladeki pealt, skaneeriti sillatalasid altpoolt, seega päris üks-ühele ei pruugi mõõtmistulemused võrreldavad olla. Üldiselt on mõõtmistulemused siiski äärmiselt sarnased.



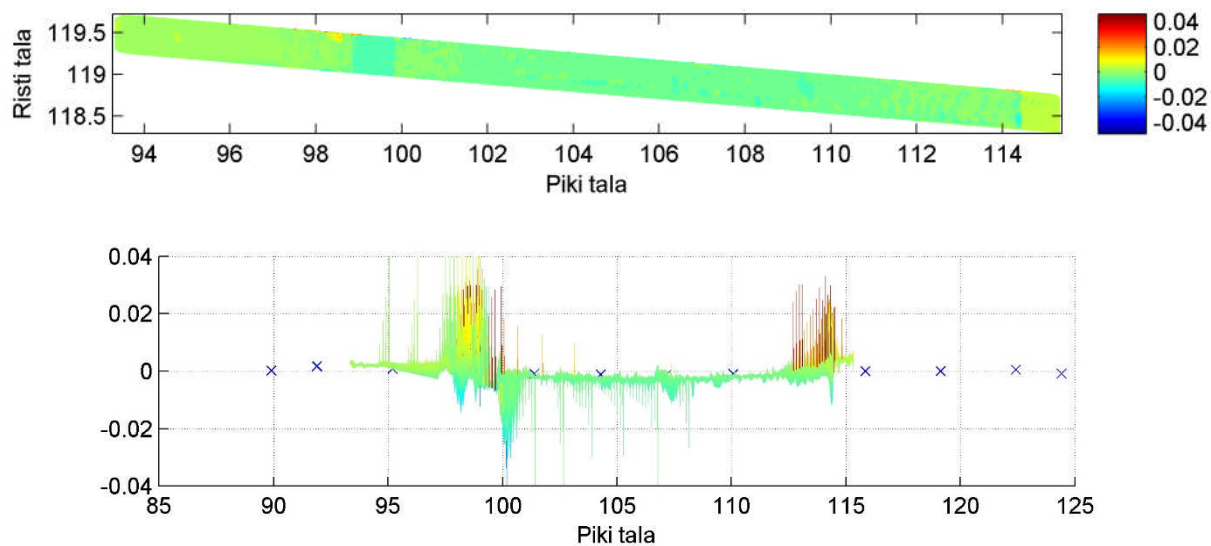
Joonis 31. Lõunapoolse tala deformatsioonid koormusel 80 t (epohh 1) pealt- ja külgsuunas koos nivelleerimistulemustega (tähistatud x)



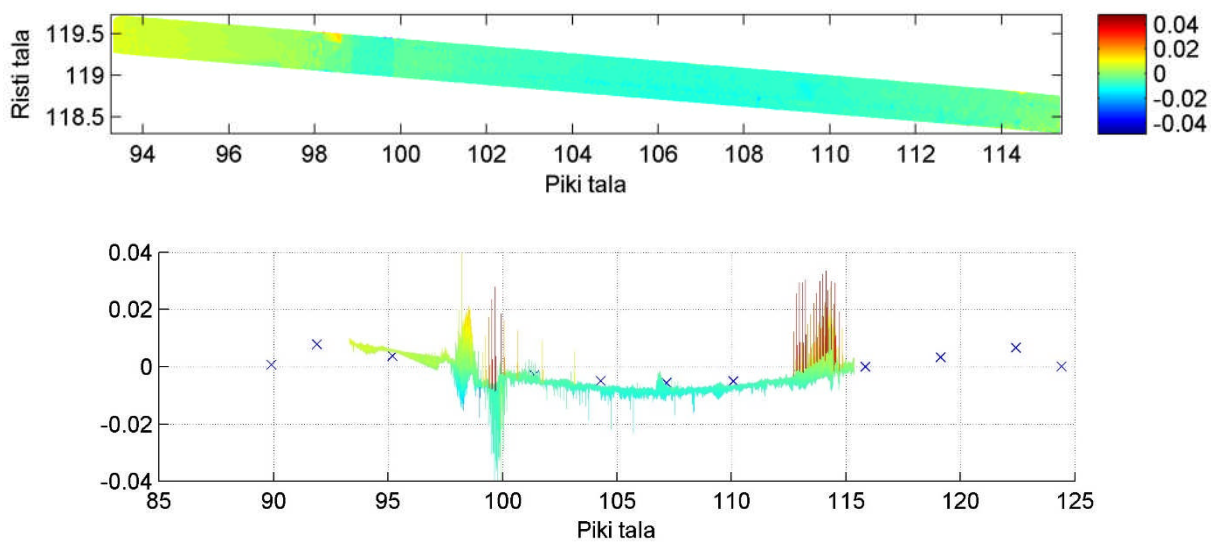
Joonis 32. Lõunapoolse tala deformatsioonid koormusel 160 t (epohh 2) pealt- ja külgvaates koos nivelleerimistulemustega (tähistatud x)



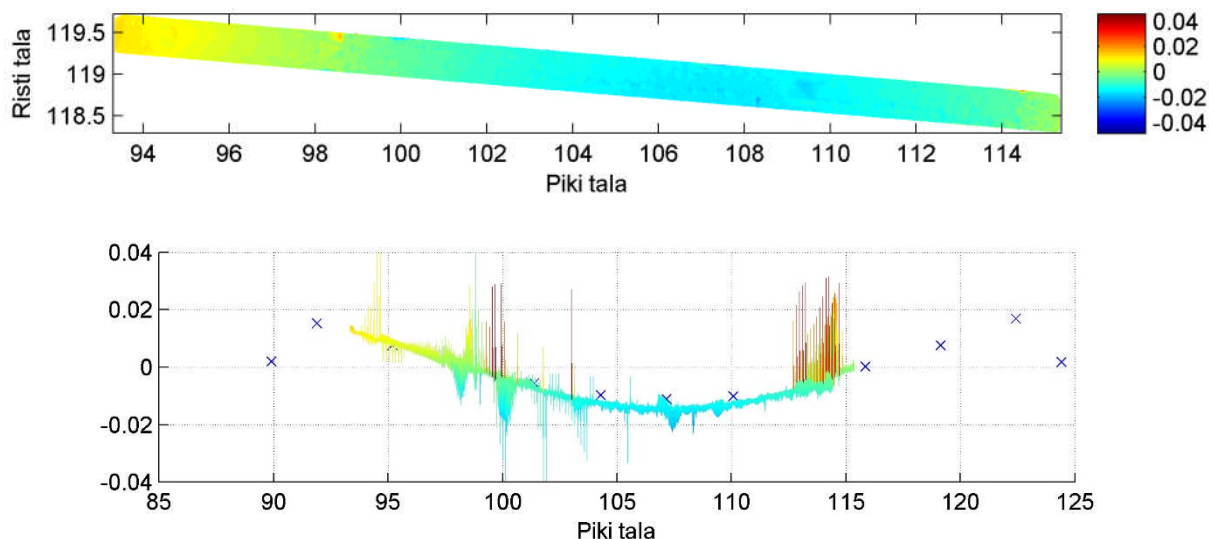
Joonis 33. Lõunapoolse tala deformatsioonid koormusel 200 t (epohh 3) pealt- ja külgvaates koos nivelleerimistulemustega (tähistatud x)



Joonis 34. Põhjapoolse tala deformatsioonid koormusel 80 t (epohh 1) pealt- ja külgvaates koos nivelleerimistulemustega (tähistatud x)

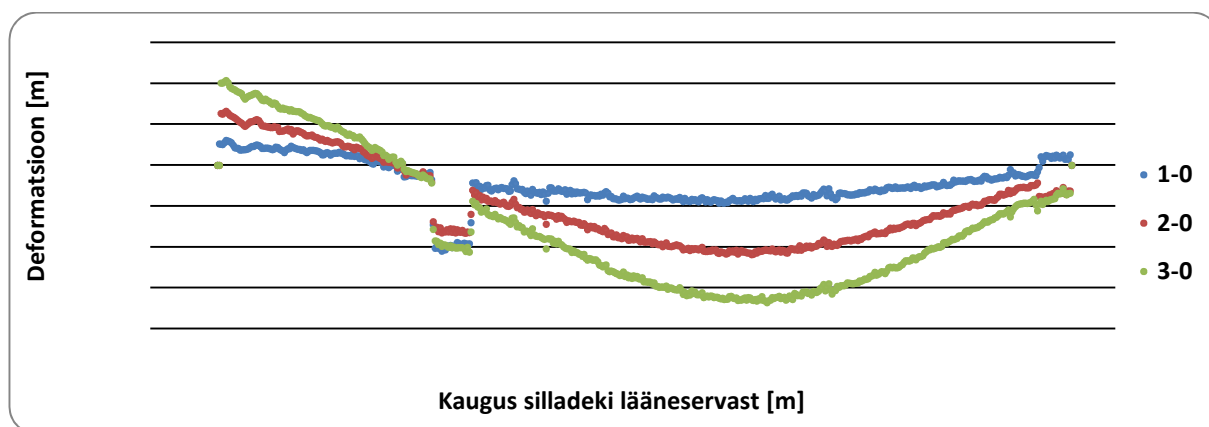


Joonis 35. Põhjapoolse tala deformatsioonid koormusel 160 t (epohh 2) pealt- ja külgvaates koos nivelleerimistulemustega (tähistatud x)

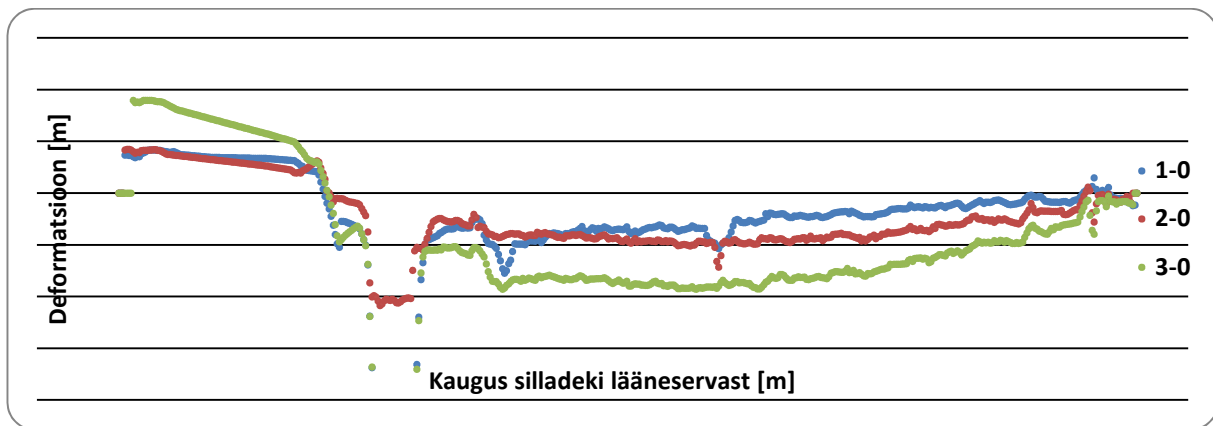


Joonis 36. Põhjapoolse tala deformatsioonid koormusel 200 t (epohh 3) pealt- ja külgsuunas koos nivelleerimistulemustega (tähistatud x)

Nivelleerimise ja tahhümeetrilise mõõtmise andmetega hästivõrreldavad on laserskaneerimise andmestikust lõigatud profiilid. Profiilide saamiseks on laserskaneerimise andmestikust umbes tala keskelt lõigatud välja 5 cm laiune riba punktandmeid. Punktandmed on võrgustatud selliselt, et terve tala on jagatud 500-ks osalõiguks, mis teeb ühe osalõigu pikkuseks umbes 2 cm. Võrgustamine on vajalik, et oleks erinevatest tsüklitest mõõdetud heterogeenset punktandmestikku omavahel võrrelda. Võrgustamise tulemusena saadud profiilid on toodud joonistel 37 ja 38. Kaugusel u. 7-8 meetrit esinev anomaalne lõik on sillatõe asukoht, mis antud joonisel ei anna edasi olulist informatsiooni.



Joonis 37. Lõunapoolse tala profiil koormamisel (skaneerimise andmestikust), sinisega 1. epohh, punasega 2. epohh ja rohelisega 3. epohh



Joonis 38. Põhjapoolse tala profiil koormamisel (skaneerimise andmestikust) , sinisega 1. epohh, punasega 2. epohh ja rohelisega 3. epohh

