

Ville Järviö

**SILTOJEN VAHVENTAMINEN JÄLKI-
JÄNNITTÄMÄLLÄ**
Diplomityö

Rakennetun ympäristön tiedekunta
Diplomityö
Helmikuu 2019

TIIVISTELMÄ

Ville Järviö: Siltojen vahventaminen jälkijännittämällä
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Helmikuu 2019

Siltojen kantavuusvajetta ovat luoneet historian saatossa ja uusien ajoneuvoasetusten myötä kasvaneet tieliikennekuormat sekä ajan ja käytön aiheuttamat siltojen kantavien rakenteiden vauriot. Ongelmaan on reagoitu siltakohtaisilla painorajoituksilla ja peruskorjauksen yhteydessä tehtävällä vahventamisella. Eräänä siltojen vahventamismenetelmänä on käytetty sillan pituussuuntaisilla ulkoisilla teräsjänneillä jälkijännittämällä tehtävää vahventamista. Tämän diplomityön tavoitteena on tutustua ulkoisilla teräsjänneillä tehtävään jälkijännittämiseen vahvennusmenetelmänä ja luoda selvitys jälkijännittämällä vahvennettujen siltojen mitoitusmenetelmiin ja jännegeometrian suunnitteluun liittyvistä käytännöistä. Työssä tutkitaan, miten jälkijännittämällä tehtävä vahventaminen pystytään suunnittelemaan nykyisten suunnitteluohjeiden perusteella.

Päätutkimusmenetelmänä oli alan suunnitteluohjeisiin, määräyksiin ja muuhun kirjallisuuteen tehtävä kirjallisuusselvitys. Kirjallisuustutkimuksen pohjalta suoritettiin esimerkkilaskelma BD/22 päällysrakenteen vahventamiselle pituussuuntaisilla ulkoisilla jänneillä. Tutkimuksessa suoritettiin katsaus jälkijännittämällä vahvennettuihin siltakohteisiin haastattelemalla jälkijännittämistä tehneitä urakoitsijoita sekä peruskorjauskohteiden rakennuttamisesta vastanneita paikallisten ELY-keskusten insinöörejä.

Laskennallisessa tarkastelussa tutkittiin vahventamisen vaikutusta sillan pituussuunnan murtorajatilassa mitoittaviin kestävyysiin, taivutuskestävyyteen ja leikkauskestävyyteen, sekä käytörajatilassa halkeiluun ja taipumaan. Lisäksi vahvennetun rakenteen paikalliset rasiot tarkastettiin sekä rakenteen reunajännitykset. Laskennallisen tarkastelun mitoitusrasitukset määritettiin LUSAS -FEM-laskentaohjelmaan luodulla rakennemallilla ja varsinainen rakenteen mitoitus Mathcad 15 ohjelmalla.

Kirjallisuustutkimuksen ja laskelmien perusteella pituussuuntaisilla ulkoisilla teräsjänneillä pystytään parantamaan rakenteen taivutuskestävyyttä huomattavasti sillan jokaisella taivutuskestävyyden kannalta kriittisellä alueella. Lisäksi rakenteen taipumakäyttäytymiseen saadaan merkittävää parannusta ulkoisilla jänneillä jälkijännittämällä. Mahdollinen leikkauskestävyyden paraneminen pituussuuntaan jälkijännittämällä vahvennetuissa rakenteissa perustuu jännevoiman rakenteeseen aiheuttamaan leikkausvoiman muutokseen. Jatkuvilla rakenteilla jännevoimasta rakenteeseen aiheutuva leikkausvoima on välitukialueella yleensä saman suuntainen kuin ulkoisista kuormista aiheutuva leikkausvoima, jolloin jännittämällä voi olla epäedullinen vaikutus rakenteen leikkauskestävyyteen.

Avainsanat: vahventaminen, jälkijännittäminen, taivutus, leikkaus, halkeilu, taipuma

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Ville Järviö: Strengthening bridges with post-tensioning
Master of Science Thesis
Tampere University
Master's Degree Programme in Department of Civil Engineering
February 2019

The lack of bridge load capacity has been caused by throughout history increased traffic loads and damages caused by time and use in load-bearing structures. Response to the problem has been setting bridge specific load limitations and strengthening the bridge during renovation. One of the strengthening methods used is post-tensioning the bridge with external steel tendons. The objective of this Thesis is to get familiar with this strengthening method and create a report about design methods and the design of tendon geometry involved in post-tensioning with external steel tendons. Another prime objective is to clarify how post-tensioning with external steel tendons can be designed using current standards and regulations.

The main research method used is a literature review of current standards and regulations involved with bridge design and other literature on prestressed concrete. After the literature review, this study includes bearing capacity calculations for one specific bridge case. As a part of the study a review was made of previously strengthened bridges using post-tensioning with external steel tendons. The review included interviewing post-tensioning contractors and engineers responsible for bridge renovation projects in regional Centers for Economic Development, Transport and the Environment.

The bearing capacity calculations included comparison before and after strengthening in bending and shear calculations in the ultimate limit state (ULS) and cracking and deflection calculations in the service limit state (SLS). In addition, the local stresses caused by post-tensioning and the edge strains of the strengthened structure were examined. The stresses used in calculations were defined with LUSAS FEM software and cross-section design was made with Mathcad 15 software.

Based on the results from the literature review and the calculations, post-tensioning with external steel tendons is an efficient strengthening method for improving bridges bending capacity on every critical area on the bridge. In addition, structures deflection behavior is improved substantially when post-tensioned with external steel tendons. Possible improvement in shear capacity with longitudinal post-tensioning is based on the change in shear force caused by prestressing force. For continuous members the shear force caused by prestressing force is often to the same direction in intermediate support areas as the shear force caused by external loading. This leads to a situation where prestressing can have a disadvantageous effect on structures shear capacity.

Keywords: strengthening, post-tensioning, bending, shear, cracking, deflection

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty osana Tampereen yliopiston maisterivaiheen opintoja yhteistyössä Ramboll Finlandin Tampereen Sillat-yksikön ja Väyläviraston kanssa. Aloitimme Mikko Hyyrysen kanssa diplomityön aiheen kartoittamisen yhdessä Timo Tirkkosen ja Ilkka Vilosen kanssa joulukuussa 2017. Diplomityön aiheeksi valikoitui Siltojen vahventaminen jälkijännittämällä ja varsinainen työn tekeminen alkoi maaliskuussa 2018 jatkuen helmikuulle 2019 asti. Työn loppuvaiheilla diplomityö eriytettiin Väyläviraston ja Rambollin välisestä konsulttitoimeksiannosta ja saatettiin loppuun Anssi Laaksosen ohjauksessa.

Työnohjausryhmään kuuluivat Timo Tirkkonen (Väylävirasto), Heini Raunio (Väylävirasto), Mikko Hyyrynen (Ramboll Finland Oy), Ilkka Vilonen (Ramboll Finland Oy), Seppo Kokko (Ramboll Finland Oy), Hanne Vesterinen (Ramboll Finland Oy) sekä professori Anssi Laaksonen (Tampereen yliopisto). Haluan kiittää kaikkia diplomityön ohjaukseen osallistuneita panoksestaan työn valmistumisessa vaikeassa projektissa.

Aloitin maisteriopintoni Tampereen teknillisessä yliopistossa syksyllä 2016 tavoitteenani kehittää rakennusteknillistä osaamistani, jalostaa ammattikorkeakoulussa oppimiani tietoja ja taitoja sekä haastaa itseäni tavalla, jota en aikaisemmissa opinnoissani ollut kohdannut. Uusia tietoja ja taitoja on näiden opintojen aikana karttunut valtavasti ja haasteet ovat todella koetelleet kykyjäni ja tahdonvoimaani. Palkinto opintojen saattamisesta loppuun on kuitenkin kaiken sen työn arvoinen: Diplomi-insinööriin tutkinto!

Vuosien varrella suorittamieni opintojen tärkeimpänä antina voikin varmasti pitää tietoa siitä, että matka sivistykseen on loppumaton tie. Sokrateen sanoin, ”Tiedän vain sen, etten tiedä mitään”. Tämä toimikoon jatkossakin tulevien haasteiden ja tehtävien edessä ohjenuorana, joka muistuttaa pysymään nöyränä ja pitämään mielen avoimena uusille asioille ja näkökulmille.

Suurin kiitos vaimolleni Kaisalle, joka on jaksanut kulkea kanssani, auttanut jaksamaan ja luottanut läpi diplomi-insinööriopintojeni karikot. Ilman sinua tämä prosessi tuskin olisi ollut läpikäymisen arvoinen!

Tampereella, 27.2.2019

Ville Järviö

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO	1
1.1 Tutkimuksen tausta	1
1.2 Tutkimuksen tavoitteet	1
1.3 Tutkimuksen rajaukset	1
1.4 Tutkimuksen suoritus	2
2. JÄLKIJÄNNITTÄMINEN VAHVENTAMISMENETELMÄNÄ	3
2.1 Jännittämisen periaate	3
2.2 Jälkijännitysjärjestelmän osat	4
2.2.1 Jännteet, punokset	4
2.2.2 Suojaputki ja korroosiosuojamateriaali	4
2.2.3 Jänneankkurit	5
2.2.4 Halkaisuraudoitus ankkurialueella	6
2.2.5 Ohjaimet	8
2.3 Soveltuvat siltatyypit	11
2.4 Jälkijännittämällä tehtävän vahventamisen edut ja haitat	11
2.5 Vahventamistarve Suomessa	12
2.5.1 Liikenneviraston sillat 2018	12
2.5.2 Suurten erikoiskuljetusten tavoitetieverkosto	15
2.5.3 Taitorakennerekisterin potentiaaliset vahvennuskohteet	17
3. JÄLKIJÄNNITTÄMÄLLÄ VAHVENNETUN RAKENTEEN TOIMINTA	18
3.1 Jänneteräksen ominaisuudet	18
3.2 Jännitetyn rakenteen jännitysrajat	19
3.3 Halkeilu	20
3.4 Taipuma	23
3.5 Jännityshäviöt	23
3.5.1 Betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta johtuvat häviöt	24
3.5.2 Jänneankkurien häviöt	24
3.5.3 Kitkahäviöt	26
3.5.4 Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt	27
3.5.5 Mitoitusjännevoima	27
3.6 Taivutus	28
3.7 Ohjausvoima ja pakkomomentti	30
3.8 Leikkaus	31
3.9 Paikallinen puristus	32
4. JÄLKIJÄNNITTÄMÄLLÄ VAHVENNETUN RAKENTEEN JÄNNEGEOMETRIAN SUUNNITTELU	35
4.1 Jännegeometrian suunnittelun haasteet	35
4.2 Jälkijännittämällä vahvennettavan rakenteen suunnittelun vaiheet	35
4.3 Jännegeometrian määrittäminen	36

4.4	Jännevoiman määrittäminen	37
4.4.1	Graafinen menetelmä	37
4.4.2	Poikkileikkauksen sydänkuvio	38
4.4.3	Staattisesti määräämättömän rakenteen jännevoiman määrittäminen ..	39
4.5	Jänteen valinta	39
4.6	Ohjaimien suunnittelu	40
4.6.1	Väliseinäohjaimet	40
4.6.2	Pilasterit ja konsolit	40
4.6.3	Terässatulat	40
4.7	Ankkuroinnin suunnittelu	41
4.8	Jännitystyön asettamat rajoitukset jännegeometrialle	42
5.	ESIMERKKIKOHTTEET	43
6.	NORMAALIPÄÄLLYSRAKENNE BD/22 VAHVENTAMINEN	45
6.1	Tyyppirakenteen esittely	45
6.2	Käytettävät kuormat	45
6.2.1	Pysyvät kuormat	45
6.2.2	Muuttuvat kuormat	46
6.2.3	Kuormitusyhdistelyt	48
6.3	Rakennemalli	49
6.4	Jännegeometrian ja jännevoiman määrittäminen	53
6.5	Mitoittavat rasitukset	56
6.6	Vahventamattoman rakenteen mitoitus	58
6.6.1	Taivutusmitoitus	58
6.6.2	Leikkausmitoitus	58
6.6.3	Halkeilu	58
6.6.4	Taipuma	58
6.7	Vahvennetun rakenteen mitoitus	59
6.7.1	Taivutus	59
6.7.2	Leikkaus	60
6.7.3	Halkeilu	60
6.7.4	Taipuma	60
6.7.5	Jännitykset	61
6.8	Paikalliset rasitukset	61
6.8.1	Väliseinät ja ohjaimet	61
6.8.2	Päätypalkit	62
6.9	Yhteenveto vahventamisen tuloksista	63
7.	JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUSEHDOTUKSET	64
7.1	Johtopäätökset	64
7.2	Jatkotutkimusehdotukset	65
	LÄHTEET	66
	LIITELUETTELO	69

KUVALUETTELO

Kuva 1.	<i>Vertailu teräsbetonin ja jännebetonin käyttäytymisestä kuormitettuna yksinkertaisilla palkeilla [2].....</i>	3
Kuva 2.	<i>Lupajan silta, seitsemästä 7-lankaisesta jännepunoksesta koostuva jänne [5].....</i>	4
Kuva 3.	<i>Tyypillinen esimerkki rasvapunosjätteestä [9].....</i>	5
Kuva 4.	<i>Levyankkuri [6].....</i>	5
Kuva 5.	<i>Ruukkumallinen ankkurirunko [6].....</i>	6
Kuva 6.	<i>Esimerkki jänneankkurin kierre- ja hakaraidoituksesta sivusta katsottuna [6].....</i>	7
Kuva 7.	<i>Esimerkki jänneankkurin kierre- ja hakaraidoituksesta päästä katsottuna [6].....</i>	7
Kuva 8.	<i>Jänteen ankkuroinnin detaljikuva, Loimijoen silta [11].....</i>	8
Kuva 9.	<i>Betonikonsolihjaimia [12].....</i>	9
Kuva 10.	<i>Pilasterihjaimia [12].....</i>	9
Kuva 11.	<i>Jänteen ohjauksen detaljikuva, Lupajan silta [13].....</i>	10
Kuva 12.	<i>Väliseinäohjain, Lupajan silta [5].....</i>	10
Kuva 13.	<i>Terässatulaohjain, Versova bridge [14].....</i>	11
Kuva 14.	<i>Varsinaisten tiesiltojen ikäjakauma [16].....</i>	13
Kuva 15.	<i>Painorajoitettujen tiesiltojen määrä [16].....</i>	13
Kuva 16.	<i>Siltojen kuntojakauma luokittain [16].....</i>	14
Kuva 17.	<i>Vuonna 2017 peruskorjattujen siltojen ikäjakauma [16].....</i>	15
Kuva 18.	<i>SEKV-reitistö 2013 [17].....</i>	16
Kuva 19.	<i>SK-1001 Syrjäsalmen silta [19].....</i>	17
Kuva 20.	<i>Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat [4].....</i>	19
Kuva 21.	<i>EC2 mukainen palkin tehollinen vetoalue [21].....</i>	22
Kuva 22.	<i>Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijänteellä [4].....</i>	26
Kuva 23.	<i>Jännitetyn poikkileikkauksen taivutuskestävyys [23].....</i>	30
Kuva 24.	<i>Esimerkki rakenteen sisäisillä jänteillä jännevoimasta aiheutuvasta ohjausvoimasta 2-aukkoisella jatkuvalla palkilla [24].....</i>	30
Kuva 25.	<i>Esimerkki rakenteen ulkoisilla jänteillä jännevoimasta aiheutuvasta ohjausvoimasta 2-aukkoisella jatkuvalla palkilla.....</i>	30
Kuva 26.	<i>3-aukkoiselle jatkuvalla palkille kaarevasta jänteestä aiheutuva tyypillinen pakkomomenttipinta [24].....</i>	31
Kuva 27.	<i>Paikallisen puristuksen jakautuminen rakenteessa [4].....</i>	33
Kuva 28.	<i>Jännityksen puristus- ja vetojännitysten jakauma [4].....</i>	33
Kuva 29.	<i>Jännevoiman graafinen määrittäminen jännitysrajojen avulla [10].....</i>	38
Kuva 30.	<i>Esimerkki päätypalkin vahventamisen yhteydessä valupintaan sijoitettavasta eristeestä, Lupajan silta [5].....</i>	41
Kuva 31.	<i>Pituussuuntaisilla ulkoisilla jänteillä vahvennetut sillat kartalla [19].....</i>	44
Kuva 32.	<i>Ajoneuvoasetuksen 2013 mukaiset kuormakaaviot [20].....</i>	46
Kuva 33.	<i>Ajoneuvoasetuksen mukaisten kuormien sijoittelu sillalla [20].....</i>	47
Kuva 34.	<i>BD/22 sillan päärakennemalli.....</i>	50
Kuva 35.	<i>LUSAS BMX21-elementti.....</i>	50
Kuva 36.	<i>Poikkileikkaus päätytuella.....</i>	51
Kuva 37.	<i>Poikkileikkaus välituella.....</i>	51
Kuva 38.	<i>Poikkileikkaus välittömästi tukien vierellä.....</i>	51
Kuva 39.	<i>Poikkileikkaus tukien vierellä, kun kenttäalue alkaa.....</i>	51
Kuva 40.	<i>Poikkileikkaus kentän väliseinien kohdalla.....</i>	52
Kuva 41.	<i>Poikkileikkaus välittömästi kentän väliseinien vierellä.....</i>	52
Kuva 42.	<i>Poikkileikkaus kentässä.....</i>	52
Kuva 43.	<i>LUSAS QTS4-elementti.....</i>	53

Kuva 44.	<i>BD/22 päätypalkin rakennemalli</i>	53
Kuva 45.	<i>BD/22 jännegeometria versio 1</i>	54
Kuva 46.	<i>BD/22 jännegeometria versio 2</i>	54
Kuva 47.	<i>BD/22 jännevoima P_0 välittömien häviöiden jälkeen</i>	55
Kuva 48.	<i>BD/22 jännevoima P_∞ kaikkien häviöiden jälkeen</i>	55
Kuva 49.	<i>BD/22 jännevoimasta aiheutuvat ohjausvoimat</i>	55
Kuva 50.	<i>BD/22 murtorajatila taivutusmomentti max ja min</i>	56
Kuva 51.	<i>BD/22 murtorajatila leikkausvoima max ja min</i>	56
Kuva 52.	<i>BD/22 käyttörajatila taivutusmomentti ennen vahventamista, max ja min</i>	57
Kuva 53.	<i>BD/22 käyttörajatila taivutusmomentti vahventamisen jälkeen, max ja min</i>	57
Kuva 54.	<i>BD/22 käyttörajatila taipuma ennen vahventamista, max ja min</i>	59
Kuva 55.	<i>BD/22 päällysrakenteen käyttöaste taivutukselle</i>	59
Kuva 56.	<i>BD/22 mitoitusleikkausvoima</i>	60
Kuva 57.	<i>BD/22 käyttörajatila vahvennetun rakenteen taipuma, max ja min</i>	61
Kuva 58.	<i>BD/22 päätypalkin mitoitus taivutusmomentit murtorajatilassa, M_x ja M_y</i>	62

TAULUKKOLUETTELO

Taulukko 1.	<i>Siltarakenteiden jännittämisessä yleisimmin käytetyt jänneteräksien ominaisuudet NCCI2 mukaan [4].....</i>	4
Taulukko 2.	<i>Jänneteräksen relaksaatioluokat [4].....</i>	18
Taulukko 3.	<i>NCCI2 halkeamaleveydet [4].....</i>	21
Taulukko 4.	<i>Betonisiltojen sallitut taipumat kantavuuslaskentaohjeen mukaan [20].....</i>	23
Taulukko 5.	<i>Dywidag ulkoisten jänteiden ankkurikiilojen liukumät [6].....</i>	25
Taulukko 6.	<i>Dywidag ulkoisten jänteiden pienimpiä sallittuja kaarevuuksia ohjaimien kohdalla [6]</i>	42
Taulukko 7.	<i>Pituussuuntaisilla ulkoisilla jänteillä vahvennetut sillat Suomessa</i>	43
Taulukko 8.	<i>Kantavuuslaskennan kuormien osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet [20]</i>	48
Taulukko 9.	<i>Kantavuuslaskennan murtorajatilayhdistelmät.....</i>	49
Taulukko 10.	<i>Kantavuuslaskennan käyttörajatilayhdistelmät</i>	49

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Latinalaiset kirjaimet

A_c	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
A_{c0}	paikallisen puristuksen kuormittama ala
A_{c1}	ala, jolle paikallinen puristus voi jakautua
A_p	jänneteräksen poikkipinta-ala
A_s	betoniteräksen poikkipinta-ala
A_{sl}	poikkileikkauksen pääterästen poikkipinta-ala
b	puristetun betonipoikkileikkauksen leveys
b_w	leikkaantuvan poikkileikkauksen leveys
c	vetoraudoituksen betonipeite
BD/22	Tie- ja Vesirakennushallituksen vuonna 1966 laatima tyyppipiirustus teräsbetoniselle jatkuvalla laatikkopalkkisillalle
CFRP	carbon fiber reinforced polymer, hiilikuitulujitettu muovi
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
e	jännevoiman epäkeskisyyys poikkileikkauksen painopisteestä
E_{cm}	betonin kimmokerroin
EC2	betonirakenteiden suunnittelua koskeva eurokoodi 2, EN 1992-1-1
E_p	jänneteräksen kimmokerroin
E_s	betoniteräksen kimmokerroin
ETA	European Technical Approval, Eurooppalainen tekninen hyväksyntä
F_c	puristetun betoniosan voimaresultantti
F_d	puristusvoiman mitoitusarvo halkaisua tarkasteltaessa
F_p	vedetyn jänneteräksen voimaresultantti
F_s	vedetyn betoniteräksen voimaresultantti
f_{cd}	betonin mitoituspuristuslujuus
f_{ck}	betonin ominaispuristuslujuus
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctk,0,05}$	betonin vetolujuuden 5% fraktiili, betonin vetolujuuden ominaisarvo
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
f_{pd}	Jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo
f_{pk}	jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo
$f_{p0,1k}$	jänneteräksen 0,1-raja
F_{Rdu}	betonirakenteen paikallinen puristuskestävyys
FRP	fiber reinforced polymer, lujitemuovi
f_{yd}	betoniteräksen mitoituslujuus
HDPE	high-density polyethylene, suuritiheysinen polyeteeni
I	poikkileikkauksen neliömomentti
NCCI2	Liikenneviraston laatima betonirakenteiden suunnittelua koskeva eurokoodin soveltamisohje
k	suojaputken tukipisteiden välille syntyviä riippumia vastaavien suunnanmuutosten aaltoisuusluku
l	jänteen kokonaispituus
M_{bal}	jännevoimasta aiheutuva taivutusmomentti
M_{cr}	rakenteen halkeilumomentti
M_g	rakenteen omasta painosta aiheutuva taivutusmomentti
M_{Ed}	mitoitustaivutusmomentti murtorajatilassa
M_{Ek}	mitoitustaivutusmomentti käyttörajatilassa
M_{Rd}	rakenteen taivutuskestävyys murtorajatilassa
M_p	jännevoimasta aiheutuva primäärimomentti

M_{tot}	rakenteen pitkäaikaisista kuormista aiheutuva kokonaistaivutusmomentti
M_2	jännevoimasta aiheutuva sekundäärimomentti, hyperstaattinen momentti, pakkomomentti
$P_{d,t}$	jännevoiman mitoitusarvo
$P_{(l)}$	jännevoima passiivipäässä kitkahäviöiden jälkeen
P_{max}	jännitysvoima
P_{∞}	jännevoiman arvo häviöiden tapahduttua
s	leikkausraudoituksen jakoväli tarkasteltavassa suunnassa
$s_{r,max}$	suurin halkeamaväli
SEKV	suurten erikoiskuljetusten tavoitetieverkko
V_{c0}	leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys
V_p	jännevoimasta aiheutuva leikkausvoima
V_{pd}	jännevoimasta aiheutuva leikkausvoiman mitoitusarvo
$V_{Rd,c}$	betonin leikkauskapasiteetti leikkausraudoitetussa poikkileikkauksessa
$V_{Rd,s}$	leikkausraudoituksen leikkauskapasiteetti leikkausraudoitetussa poikkileikkauksessa
V_u	leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys
$V_{u,max}$	leikkauskestävyyden yläraja
w	ankkurointiliukuman vaikutuspituus
w_k	halkeamaleveys
W	poikkileikkauksen taivutusvastus
W_c	poikkileikkauksen taivutusvastus puristetun pinnan suhteen
W_t	poikkileikkauksen taivutusvastus vedetyn pinnan suhteen
x	jänneteräksiä pitkin mitattu etäisyys kohdasta, jossa jännevoima on P_{max}
y	puristetun betonipoikkileikkauksen tehollinen korkeus
z_{cp}	betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys
z_p	jänneteräksen sisäinen momenttivarsi
z_s	betoniteräksen sisäinen momenttivarsi

Kreikkalaiset kirjaimet

α	leikkausraudoituksen ja rakenteen pituusakselin välinen kaltevuuskulma
γ_P	jännevoiman osavarmuusluku
$\gamma_{P,fav}$	jännevoiman osavarmuusluku, kun jännevoiman vaikutus on rakenteen tarkasteltavan kestävyuden kannalta edullinen
$\gamma_{P,unfav}$	jännevoiman osavarmuusluku, kun jännevoiman vaikutus on rakenteen tarkasteltavan kestävyuden kannalta epäedullinen
γ_s	jänneteräksen osavarmuusluku
Δ	jänneankkurin käyttöselosteen mukainen ankkurointiliukuma
ΔP	jännevoiman ankkurointiliukumasta aiheutuva häviö
Δ_p	kitkasta aiheutuva keskimääräinen jännityshäviö
ΔP_{c+s+r}	jännevoiman ajasta riippuvat häviöt
ΔP_{el}	jännevoiman kimmoisesta kokoopuristumasta aiheutuva häviö
ΔP_{μ}	jännevoiman kitkasta aiheutuva häviö
$\Delta \sigma_c$	betonin jännityksen muutos jänneterästen painopisteessä
$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$	virumasta, kutistumasta ja relaksaatiosta kohdassa x ajanhetkellä t aiheutuva jänneteräksen jännityksen vaihtelun itseisarvo

$\Delta\sigma_{pr}$	jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvan jännityksen muutoksen itseisarvo kohdassa x ajan hetkellä t
ε_{cm}	betonin keskimääräinen venymä halkeilumitoituksessa
ε_{cs}	betonin kutistuman itseisarvo
ε_{pd}	jänneteräksen mitoitusmyötövenymä
ε_{sm}	betoniraudoituksen keskimääräinen venymä halkeilumitoituksessa
ε_{ud}	jänneteräksen mitoitusmurtovenymä
ε_{yd}	betoniteräksen mitoitusmyötövenymä
θ	ankkurijänteen suunnan muutosten summa radiaaneina
μ	jänneteräksen ja sen suojausputken välinen kitkakerroin
$\rho_{p,eff}$	tehollinen raudoitussuhde halkeilutarkastelussa
σ_c	betonin puristusjännitys
$\sigma_{c,QP}$	omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneterästen kohdalla vaikuttava betonin jännitys
$\sigma_{c\infty}$	betonin suurin sallittu puristusjännitys lopputilanteessa pitkäaikaisilla kuormilla
σ_{c0}	betonin suurin sallittu puristusjännitys jännevoiman siirron yhteydessä
σ_{gc}	rakenteen omasta painosta aiheutuva puristusjännitys puristetussa pinnassa
$\sigma_{(g+q)c}$	rakenteen pitkäaikaiskuormista aiheutuva puristusjännitys lopputilanteessa puristetussa pinnassa
σ_{gt}	rakenteen omasta painosta aiheutuva vetojännitys vedetyssä pinnassa
σ_p	jänneteräksen jännitys
$\sigma_{p,max}$	jänneteräksen jännittämistyön aikainen hetkellinen suurin sallittu jännitys
σ_{pm0}	jänneteräksen jännittämistyön jälkeinen suurin sallittu jännitys
σ_s	betoniteräksen jännitys
σ_t	betonin vetojännitys
$\sigma_{t\infty}$	betonin suurin sallittu vetojännitys lopputilanteessa pitkäaikaisilla kuormilla
σ_{t0}	betonin suurin sallittu vetojännitys jännevoiman siirron yhteydessä
σ_{ymax}	rakenteessa esiintyvä suurin vetojännitys halkaisua tarkasteltaessa
σ_1	suurin sallittu puristusjännitys poikkileikkauksen kuormituksesta vedetyssä pinnassa jännevoiman siirron yhteydessä
σ_2	suurin sallittu jännevoimasta aiheutuva vetojännitys poikkileikkauksen kuormituksesta puristetussa pinnassa jännevoiman siirron yhteydessä
σ_3	suurin sallittu jännevoimasta aiheutuva puristusjännitys poikkileikkauksen kuormituksesta puristetussa pinnassa lopputilanteessa
σ_4	pienin sallittu jännevoimasta aiheutuva puristusjännitys poikkileikkauksen kuormituksesta vedetyssä pinnassa lopputilanteessa
σ_5	poikkileikkauksen neutraaliakselilla vaikuttava suurin sallittu jännitys
ϕ_{eq}	raudoitustankojen ekvivalentti halkaisija halkeilumitoituksessa

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Suomen nykyinen siltakanta on keskimäärin 42 vuoden ikäistä. Siltojen kantavuusvajetta ovat luoneet historian saatossa ja uusien ajoneuvoasetusten myötä kasvaneet tieliikennekuormat sekä ajan ja käytön aiheuttamat siltojen kantavien rakenteiden vauriot. Ongelmaan on reagoitu silta-kohtaisilla painorajoituksilla ja peruskorjauksen yhteydessä tehtävällä vahventamisella. Sillan vahventamiseen voidaan joutua ryhtyä myös sillan käyttötarkoituksen muutoksen takia, esimerkiksi sillan hyötyleveyttä on voitu joutua kasvattamaan vastaamaan väylän liikenteen tarpeisiin. Vahventamistarvetta silloille luo myös erikoiskuljetusten tarpeet. Erikoiskuljetukset luovat normaaleihin sillan suunnittelukuormiin nähden poikkeavan suuren rasituksen sillalle. Aikanaan sillan suunnittelussa myöskään betonin ominaisuuksien käyttäytymistä pitkäaikaisessa kuormituksessa ei olla tunnettu yhtä tarkasti. On suunniteltu ns. ylipitkiä teräsbetonisia siltajännteitä, jotka ovat ajan saatossa viruneet ja halkeilleet, kasvattaen mm. sillan taipumaa.

Eräänä siltojen vahventamismenetelmänä on käytetty sillan pituussuuntaisilla ulkoisilla teräsjännteillä jälkijännittämällä tehtävää vahventamista. Ulkoisilla jännteillä jälkijännittämällä tehtävään siltojen vahventamiseen löytyy rajallisesti ohjeistusta Väyläviraston puolesta ja uusi vahventamista koskeva ohje on suunnitteilla. Ulkoisilla teräsjännteillä tehtävää siltojen vahventamista on kuitenkin käytetty menestyksellisesti sekä maailmalla, että Suomessa.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Tutkimuksen tavoitteena on tutustua ulkoisilla teräsjännteillä tehtävään jälkijännittämiseen vahvennusmenetelmänä ja luoda selvitys jälkijännittämällä vahvennettujen siltojen mitoitusmenetelmiin ja jännegeometrian suunnitteluun liittyvistä käytännöistä. Työssä tutkitaan, miten jälkijännittämällä tehtävä vahventaminen pystytään suunnittelemaan hyödyntäen nykyisiä pääosin uudisrakenteille suunnattuja suunnitteluohjeita. Osana tutkimusta selvitetään, minkälaisia kohteita Suomessa on vahvennettu jälkijännittämällä ja minkälainen tarve sekä soveltuvuus kyseisellä vahventamismenetelmällä on lähivuosina peruskorjattavassa siltakannassa. Tutkimuksen tavoitteena on selvittää Väyläviraston uuden jälkijännittämällä vahventamista koskevan suunnitteluohjeen tarvetta ja luoda pohjaa suunnitteluohjeen valmistelulle.

1.3 Tutkimuksen rajaukset

Tutkimuksessa keskitytään ulkoisilla teräsjännteillä tehtävään betonisiltojen vahventamiseen jälkijännittämällä sillan pituussuunnassa ja jännegeometrian suunnitteluun. Ulkoisilla jännteillä tehtävän vahventamisen vaikutusta sillan poikkisuuntaiseen kestävyys- ja vääntökestävyyteen ei tämän työn puitteissa tutkita. Työssä tarkastellaan ensisijaisesti tieliikennesiltoja.

Työn laskentaosuudessa tehdään esimerkkilaskelmat normaalipäällysrakenne BD/22 mukaisen sillan vahventamiselle. Normaalipäällysrakenne BD/22 on Tie- ja Vesirakennushallituksen vuonna 1966 laatima tyyppiirustus teräsbetoniselle jatkuvalla laatikko- eli kotelopalkkisillalle. Laskelmissa käydään läpi rakenteen mitoittaminen käyttö- ja murtorajatiloissa ja tarkastellaan vahventamisen vaikutusta mitoittaviin kestävyysksiin.

1.4 Tutkimuksen suoritus

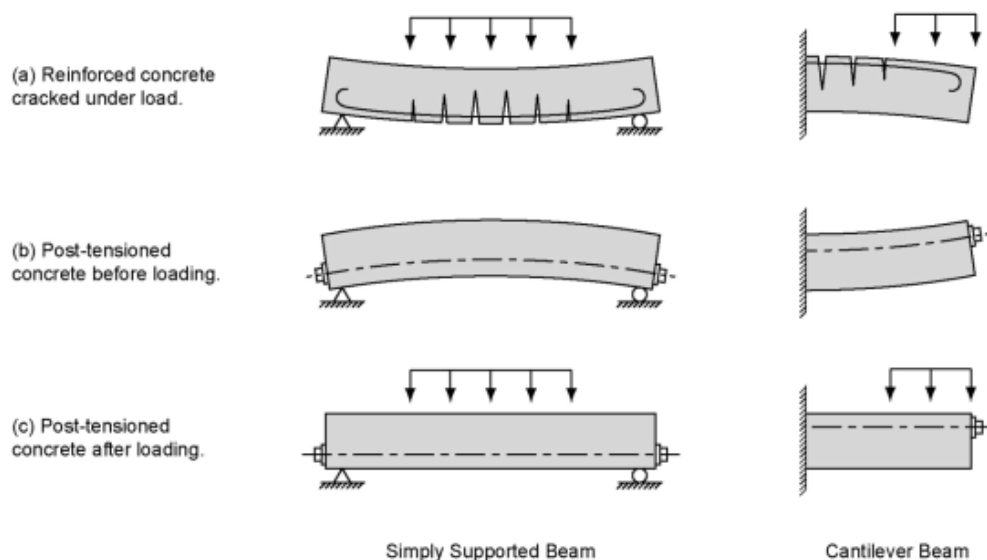
Päätutkimusmenetelmänä on alan suunnitteluohjeisiin, määräyksiin ja muuhun kirjallisuuteen tehtävä kirjallisuusselvitys. Kirjallisuustutkimuksen pohjalta suoritetaan esimerkkilaskelma BD/22 päällysrakenteen vahventamiselle. Tutkimuksessa suoritetaan katsaus jälkijännittämällä vahvennettuihin siltakohteisiin haastatteleamalla jälkijännittämistä tehneitä urakoitsijoita sekä peruskorjauskohteiden rakennuttamisesta vastanneita paikallisten ELY-keskuksien insinöörejä.

2. JÄLKIJÄNNITTÄMINEN VAHVENTAMISMENETELMÄNÄ

2.1 Jännittämisen periaate

Ulkoisen jälkijännittämisen periaate on sama kuin rakenteen jännittämisellä yleensä. Rakenteeseen kohdistettu normaalivoima ja epäkeskisestä normaalivoimasta aiheutuva taivutus kumoavat ulkoisten kuormien vaikutusta parantaen rakenteen taipuma- ja halkeilukäyttäytymistä. Ulkoiset jänteet kasvattavat rakenteen taivutuskestävyyttä rakenteen sisällä vaikuttavan vetoresultantin kasvamisella ja jännittämisellä voi olla myös leikkauskapasiteettia parantava vaikutus [1].

Kuvassa 1 on havainnollistettu yksinkertaisen teräsbetoni- ja jännebetonipalkin käyttäytymistä kuormitettuna.



Kuva 1. Vertailu teräsbetonin ja jännebetonin käyttäytymisestä kuormitettuna yksinkertaisilla palkeilla [2]

Tarkka taivutus- ja leikkauskestävyyden määrittäminen on vaikeaa ulkoisilla jänteillä vahvennetuilla rakenteilla. Koodit ja ohjeet esittävät menetelmiä kestävyksien määrittämiseen, mutta nämä perustuvat pääasiassa laboratorioissa tehtyihin sisäisillä jänteillä varustettujen palkkien kuormituskokeisiin [1].

Jälkijännittämistä on käytetty vahvennusmenetelmänä 1950-luvulta lähtien, kun jännemethodit alkoivat kehittyä useissa maissa. Yleensä rakenteeseen kohdistuva jännitys toteutetaan yksittäisillä korkealujuusteräsjänteillä tai teräslangoista koostuvilla punoksilla. Joissain sovelluksissa voidaan käyttää korkealujuusterästankoja [1].

Viime vuosikymmeninä on tutkittu paljon erilaisten lujitemuovisten materiaalien, FRP ja CFRP käyttöä jälkijännittämisessä. Näillä materiaaleilla on korkea vetolujuus kuidun pituussuunnassa, mutta haasteena on kuitumateriaalien alhainen poikkisuuntainen lujuus, joka aiheuttaa ongelmia etenkin ankkuroinnin toteutuksessa. Perinteiset teräskiila-ankkurit aiheuttaisivat todennäköisesti kuiturakenteen murskaantumisen [3].

Muita jälkijännittämällä tehtäviä vahvennusmenetelmiä ovat mm. sillan poikkisuuntainen jälkijännittäminen ja pystysuuntainen jännittäminen. Sillan poikkisuuntaisella jälkijännittämisellä voidaan parantaa kuormien jakautumista sillan kannella tai kasvattaa poikkisuuntaista jäykkyyttä. Pystysuuntaisella jälkijännittämisellä pystytään tehokkaasti kasvattamaan rakenteen leikkauskestävyyttä alueilla, joilla sitä tarvitaan, esimerkiksi sillan välituilla [1].

2.2 Jälkijännitysjärjestelmän osat

2.2.1 Jänneet, punokset

Betonirakenteiden jänneraudoitukseen voidaan käyttää standardin prEN 10138-3, ETA-hyväksynnän tai varmennustodistuksen mukaisia jänneteräksiä. Siltarakenteiden jännittämiseen käytettävien jänneterästen yleisimmin käytetyt ominaisuudet on esitetty Liikenneviraston laatimassa Eurokoodin soveltamisohje – Betonirakenteiden suunnittelu - NCCI2 kappaleessa 3.3.2 [4].

Taulukko 1. Siltarakenteiden jännittämisessä yleisimmin käytetyt jänneteräksien ominaisuudet NCCI2 mukaan [4]

Taulukko 3.4 Jänneteräspunosten nimellishalkaisijat (D_n), nimellispoikkipinta-alat (A_p), lujuusluokat ($f_{p0,1k}/f_{pk}$) ja kimmomoduuli (E_p) joillekin prEN10138 mukaisille punostyypeille.

Punostyyppi	D_n mm	A_p mm ²	Lujuusluokka $f_{p0,1k}/f_{pk}$ N/mm ²	E_p N/mm ²
Y186oS7 tai Y177oS7	15,7	150	1600/1860 tai 1520/1770	195 000
	15,3	140		

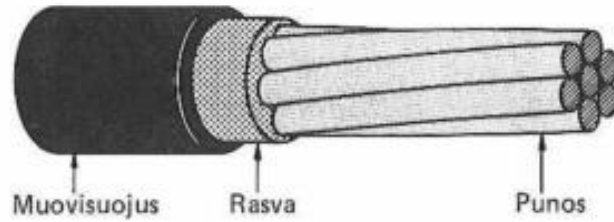
Kuvassa 2 on kuvattuna seitsemästä 7-lankaisesta jännepunoksesta koostuva jänne ennen jännittämistä.



Kuva 2. Lupajan silta, seitsemästä 7-lankaisesta jännepunoksesta koostuva jänne [5]

2.2.2 Suojaputki ja korroosiosuojamateriaali

Ulkoisten teräsjänneiden suojaputket ovat tyypillisesti HDPE-muovia, suurtiheyspolyeteenia. Jänneiden korroosiosuojamateriaali on yleensä suojaputken sisälle injektoitava sementtipohjainen jäykkä materiaali [6].



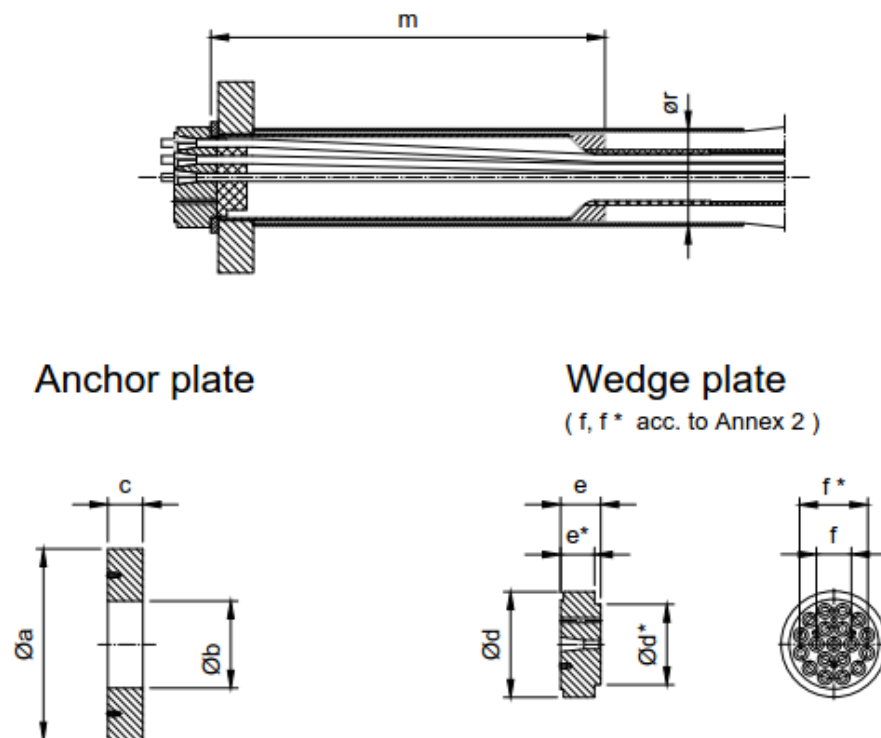
Kuva 3. Tyypillinen esimerkki rasvapunosjanteesta [9]

Maailmalla jälkijännittämällä vahventaessa korroosiosuojana on käytetty myös vahapohjaisia joustavia materiaaleja, nk. rasvapunoksia. Suomessa rasvapunosjanteita ei ole juurikaan siltarakentamisessa käytetty [7], [8]. Kuvassa 3 on esitettyä rasvapunosjanteen periaatekuva.

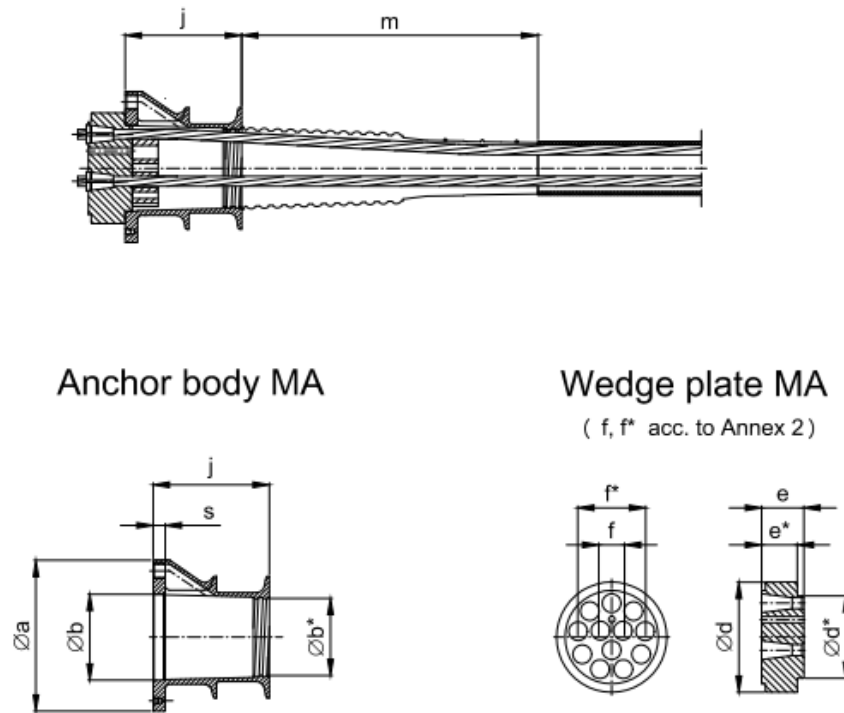
2.2.3 Jänneankkurit

Jännevoima siirretään rakenteeseen yleensä rakenteen pätyihin sijoitettavien ankkurien avulla. Ankkurit jaotellaan aktiivi- ja passiiviankkureihin. Jänne voidaan ankkuroida molemmista päistään aktiiviankkureihin, jolloin jännitys voidaan suorittaa molemmista päistä, tai toisen pään ankkurointi voidaan toteuttaa passiiviankkurilla, joka vain siirtää jännevoimaa rakenteeseen.

Jänneankkurit voidaan toteuttaa levyankkurina tai ruukkumallisella ankkurirungolla. Jänteet johdetaan ankkurille teräsisellä tai HDPE-muovisella syvennyksputkella. Suomessa vahventa-miskohteissa suositaan ruukkumallista ankkurirunkoa, koska ne ovat kokemusten mukaan helpompia asentaa ja jänne on helpompi suunnata oikeaan asemaan [7].



Kuva 4. Levyankkuri [6]

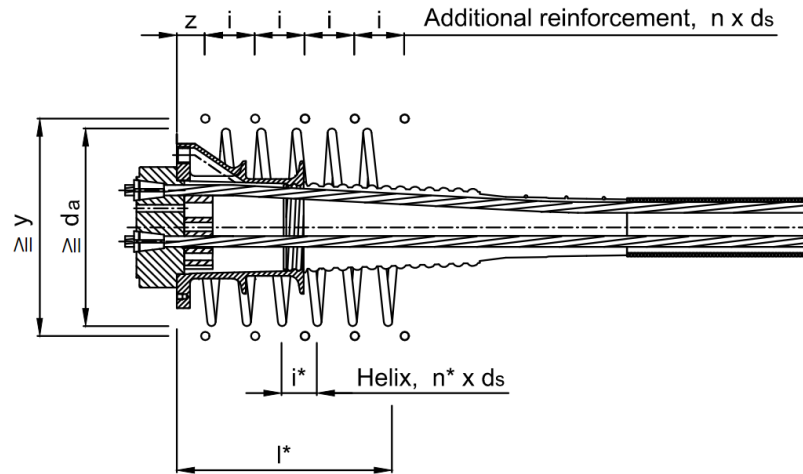


Kuva 5. Ruukkumallinen ankkurirunko [6]

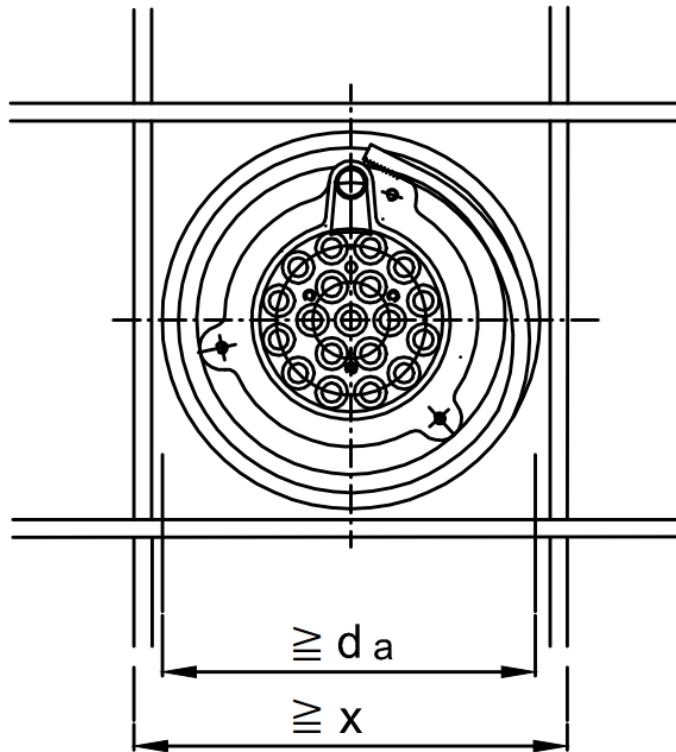
Kuvissa 4 ja 5 on esitetty tyypillisiä ankkurirakenteita. Levyankkurin osia ovat mm. ankkurilevy, kiilalevy, jännekiilat ja syvennysputki. Ankkurirungon osia ovat valurautainen ankkurirunko, kiilalevy, jännekiilat ja syvennysputki [6].

2.2.4 Halkaisuraudoitus ankkurialueella

Ulkoisilla jänteillä jännevoima siirtyy rakenteelle kokonaisuudessaan ankkurikappaleiden välityksellä. Rakenteeseen syntyy suuria halkaisevia voimia. Rakenteeseen vaikuttaa suuria puristusjännityksiä sekä ankkuriin nähden poikittaisia vetojännityksiä. Betonin poikittaiset vetojännitykset voidaan ottaa vastaan ankkurialueen hakauradoituksella. Betonin paikallista puristuskestävyyttä voidaan kasvattaa tarvittaessa jänneankkurin ympärille tulevilla kierreraudoituksella, joka auttaa jakamaan paikallisen puristuksen suuremmalle betonipoikkileikkaukselle. Ankkuroinnin vaatima tarvittava halkaisuraudoitus määritetään yleensä ankkurityypin käyttöselosteessa. Halkaisuraudoituksessa voidaan hyödyntää rakenteen muuta raudoitusta [6], [10].

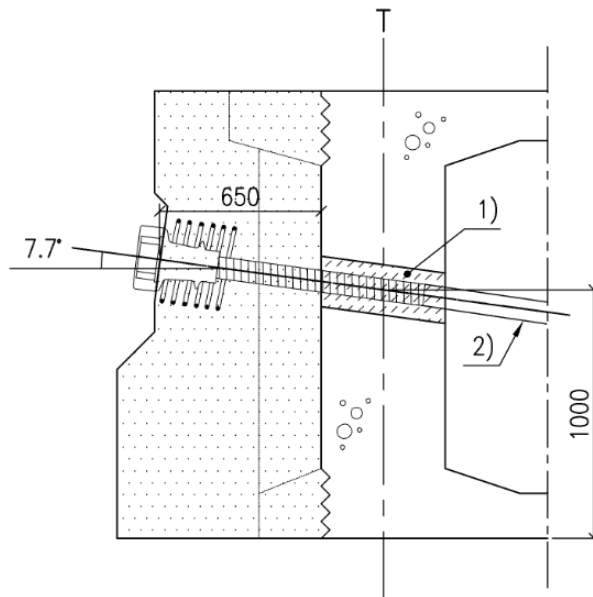


Kuva 6. Esimerkki jänneankkurin kierre- ja hakaraidoituksesta sivusta katsottuna [6]



Kuva 7. Esimerkki jänneankkurin kierre- ja hakaraidoituksesta päästä katsottuna [6]

DET 1 1:20
AKTIIVIANKKURI, TUKI T1



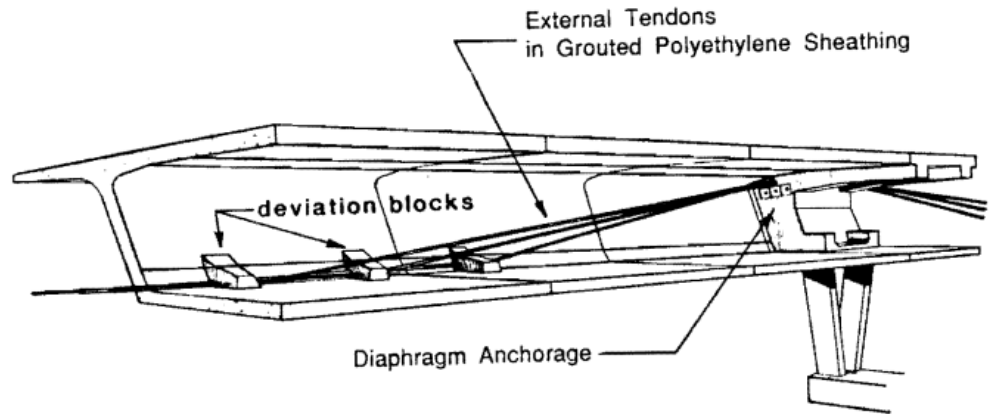
- 1) PORAREIKÄ Ø200 + JUOTOSVALU $K \geq 35$.
- 2) MUOVINEN SUOJAPUTKI JÄNNEMENETELMÄN KÄYTTÖSELOSTEEN MUKAAN. PUTKEN TAIVUTUS JÄNTEEN KULMANMUUTOKSEN/KAARRESÄTEEN MUKAAN.

Kuva 8. Jänteen ankkuroinnin detaljikuva, Loimijoen silta [11]

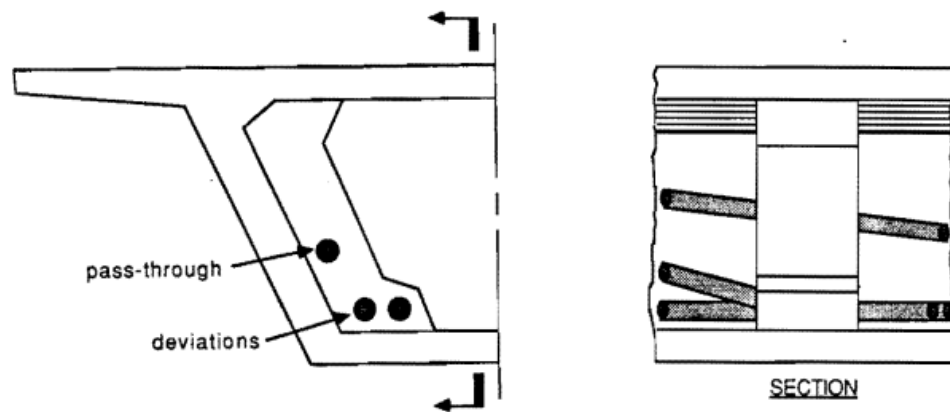
Kuvissa 6 ja 7 on esitetty esimerkki jänneankkurin kierre- ja hakaraudoituksesta ja kuvassa 8 on esitetty tyypillinen detaljikuva jänteen ankkuroinnista vahventamissuunnitelmassa.

2.2.5 Ohjaimet

Jännekulun ohjaimissa käytetään rakenneteräsputkia. Putket yleensä asennetaan kotelopoikkileikkauspäällysrakenteessa olemassa oleviin väliseiniin tai poikkipalkkeihin tehtäviin läpivienteihin. Joissain tapauksissa ohjaimet voidaan joutua asentamaan niitä varten valettuihin betonikonsoleihin tai pilastereihin. Ohjainten toteutuksessa voidaan hyödyntää myös esivalmistetuista rakenneteräsosista kasattuja satuloita. Ohjainputkelle on yleensä asetettu jännemenetelmän käyttöselosteessa pienin sallittu pyöristyssäde riippuen jänteen koosta [6], [12].



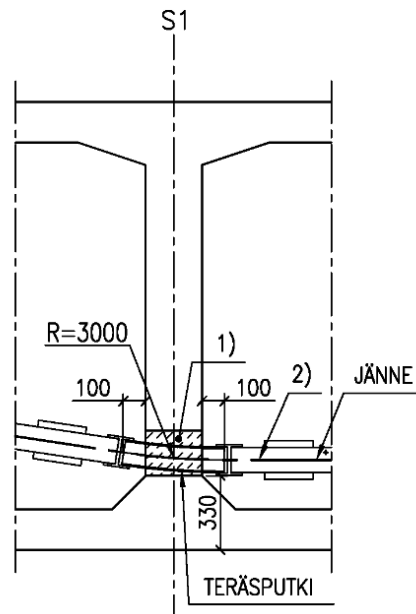
Kuva 9. Betonikonsolihjaimia [12]



Kuva 10. Pilasterihjaimia [12]

Kuvissa 9 ja 10 on esitetty periaatekuvia konsoli- ja pilasterihjaimista.

DET 3 1:20
JÄNTEEN OHJAUS



- 1) PORAREIKÄ Ø200 + JUOTOSVALU $K \geq 35$.
- 2) MUOVINEN SUOJAPUTKI JÄNNEMENETELMÄN KÄYTTÖSELOSTEEN MUKAAN. PUTKEN TAIVUTUS JÄNTEEN KULMANMUUTOKSEN/KAARRESÄTEEN MUKAAN.

Kuva 11. Jänteen ohjauksen detaljikuva, Lupajan silta [13]

Kuvassa 11 on tyypillinen detaljikuva väliseinäohjaimesta.



Kuva 12. Väliseinäohjain, Lupajan silta [5]

Kuvassa 12 on työmaakuva väliseinäohjaimesta ohjainputken asennusvaiheessa.



Kuva 13. Terässatulaohjain, Versova bridge [14]

Kuvassa 13 on esimerkki rakenneteräsosista valmistetusta jänteen ohjaimesta asennettuna.

2.3 Soveltuvat siltatyypit

Rakenteen ulkopuolisilla jänteillä tehtävä jälkijännittäminen on laajasti käytetty menetelmä maailmalla. Sen on todettu olevan tehokas ja taloudellinen vahvennusmenetelmä laajalle valikoimalle eri siltatyyppejä. Jälkijännittämisen suhteellinen taloudellisuus kasvaa, mitä pidempiä jännemittoja vahvennetaan. Menetelmän etuina on nopea asennusaika ja yleensä vähäiset vaikutukset liikenteelle [1].

Pääsääntöisesti jälkijännittämistä on käytetty palkkisiltojen vahventamisessa. Jännekulku voi olla suora tai kaareva. Ulkoisella jälkijännittämisellä voidaan parantaa sillan kantokykyä materiaalista riippumatta, kunhan rakenteella on kapasiteettia ottaa lisäpuristusjännitystä vastaan. Jälkijännittämistä on käytetty puu-, teräsbetoni-, jännebetoni-, teräs- ja liittorakennesiltojen vahventamiseen [1].

Parhaiten jälkijännittäminen soveltuu kuitenkin teräsbetonisille kotelopalkkisilloille, joissa suuresta rakennekorkeudesta johtuen voidaan saada jännevoimalle suuri epäkeskisyys. Perinteisesti jännitetyille rakenteille edullisia poikkileikkauksia ovat kaikki poikkileikkaukset, joissa pinta-alaa on keskittynyt kauas painopisteestä, kuten kotelopoikkileikkauksessa. Kotelopoikkileikkaus mahdollistaa ulkoisten jänteiden asentamisen kotelon sisälle suojaan ilkivallalta, törmäyksiltä ja muilta ulkoisilta rasituksilta. Työskenneltäessä kotelon sisällä myös vahventamistyön vaikutukset sillan liikenteelle ovat vähäiset [15].

2.4 Jälkijännittämällä tehtävän vahventamisen edut ja haitat

Jälkijännittämällä tehtävällä vahventamisella on useita etuja. Menetelmä on materiaalikustannuksiltaan suhteellisen edullinen, kun päällysrakenne ei vaadi muita korjaustoimenpiteitä. Jänteen ohjaimet sekä ankkurit ovat helppoja ja yksinkertaisia sekä suunnitella, että asentaa. Jälkijännittämällä pystytään parantamaan rakenteen taivutus- ja leikkauskestävyyttä lisäämättä pysyviä kuormia. Jälkijännitetty rakenne on hyvin tarkastettavissa ja jännityshäviöt sekä vauriot ovat helposti havaittavissa yksinkertaisilla tarkastusmenetelmillä. Rasvapunosjänteitä voidaan irroittaa tarkastettavaksi, jännittää uudelleen ja yksittäisiä punoksia voidaan vaihtaa. Ulkoisten jänteiden asennusaika on nopea ja vaikutukset sillan liikenteelle ovat vähäiset. Verrattuna rakenteen sisäisiin jänteisiin, ulkoisilla jänteillä jännevoiman kitkasta aiheutuvat häviöt ovat pienempiä. Ulkoisilla jänteillä jännekulusta saadaan tehtyä kaareva. Kaarevan jännekulun avulla jännevoiman epäkeskisyys ja epäkeskisestä normaalivoimasta aiheutuva taivutus saadaan kohdennettua rakenteen alueille, joissa sitä eniten tarvitaan [1], [3].

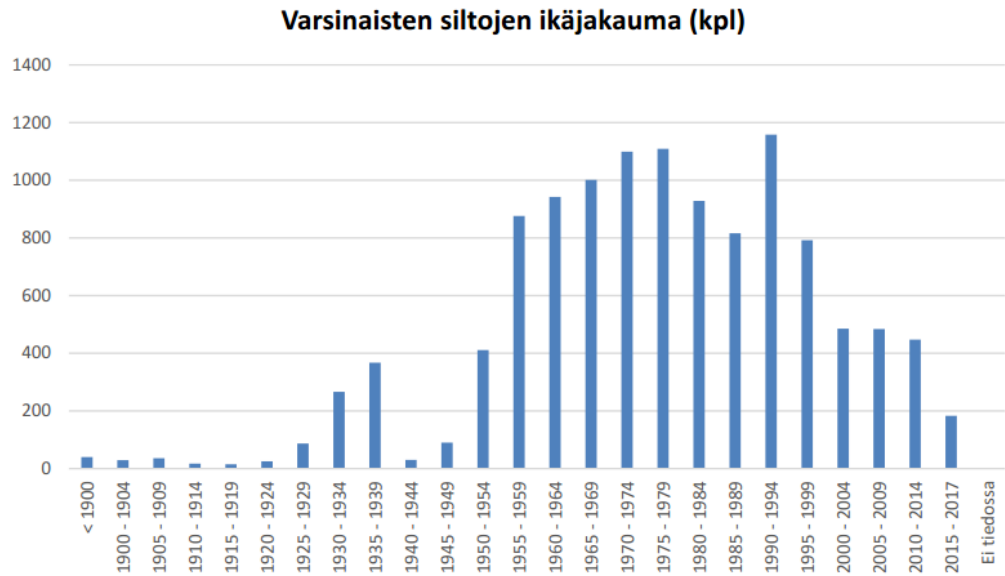
Suunniteltaessa vahventamista jälkijännittämällä, on huomioitava myös menetelmään liittyvät mahdolliset haittapuolet. Käytettäessä injektointilaastilla korroosiosuojattuja jäniteitä, jäniteiden uudelleenjännitys ei ole mahdollista, eikä yksittäisiä punoksia voida vaihtaa. Jälkijännittämällä tehtävä vahventaminen on myös hyvin riippuvainen sillan kunnosta. Heikkolujuista betonia ei voida ylijännittää. Rakenteen kunto tulee tuntee hyvin tarkasti, edellyttäen yleensä sillalle tehtävää erikoistarkastusta. Jälkijännittäessä jännevoiman virumasta ja relaksaatiosta aiheutuvat häviöt tulee huomioida tarkasti. Ohjaimista ja ankkureista aiheutuvat rakenteeseen kohdistuvat paikalliset jännitykset tulee myös ottaa huomioon. Usein ankkuroinnin toteuttamiseksi sillan päätypalkkia tulee merkittävästi vahventaa. Ohjaimet voivat myös aiheuttaa suuria leikkausvoimia jäniteeseen. Ulkoisilla jäniteillä ei ole sisäisten jäniteiden tavoin rakenteen tarjoamaa korroosiosuojaa. Korroosiosuojauksen suunnittelu ja toimiva toteutus ovat ehdoton prioriteetti rakenteen pitkäaikaiskestävyyden takaamiseksi. Ulkoisilla jäniteillä vahvennetun rakenteen leikkauskapasiteettia voi olla haastavaa määrittää ja sillan pituussuuntaisilla ulkoisilla jäniteillä tehtävä vahventaminen rajautuukin pääasiassa taivutuskapasiteetin kasvattamiseen. Myös rakenteen murtotapa voi olla kyseenalainen, koska jäniteet eivät yleensä saavuta koskaan murtovenymää. Rakenteen murtuminen tapahtuu yleensä hauraasti betonin murskautuessa. Ulkoisten jäniteiden asennustyölle voi aiheuttaa haasteita ahtaissa tiloissa työskentely, ja esimerkiksi kotelon sisälle erikseen rakennettävien ohjaimien toteutus voi vaatia mielikuvituksellisiakin innovaatioita. Asentaessa jäniteitä poikileikkauksen alapuolelle, pienennetään alittavan väylän alikulkukorkeutta ja jäniteet voivat olla alttiita törmäykselle, palolle ja ilkivallalle. Lisäksi ulkoiset jäniteet voivat olla ongelma sillan estetiikan kannalta. Jäniteiden asennuksen toleranssivaatimukset ovat tiukat ja jännitysjärjestys tulee olla huolellisesti suunniteltu, jotta vanha rakenne ei vaurioidu. Jälkijännittämällä tehty vahventaminen vaatii tarkkaa analyysiä rakenteen käyttäytymisestä jännegeometriaa suunniteltaessa. Ulkoiset jäniteet voivat olla myös värähtelylle alttiita. Ulkoisten jäniteiden ankkuroinnin suunnitteluun tulee kiinnittää erityistä huomiota, koska ankkuroinnin peittäessä, menettää koko jänne kantavuutensa. Jatkuvia rakenteita vahventaessa rakenteen leikkauskestävyys ei kasva samassa suhteessa taivutuskestävyyteen, ja voi osaltaan johtaa hauraaseen murtotapaan [1], [3].

2.5 Vahventamistarve Suomessa

2.5.1 Liikenneviraston sillat 2018

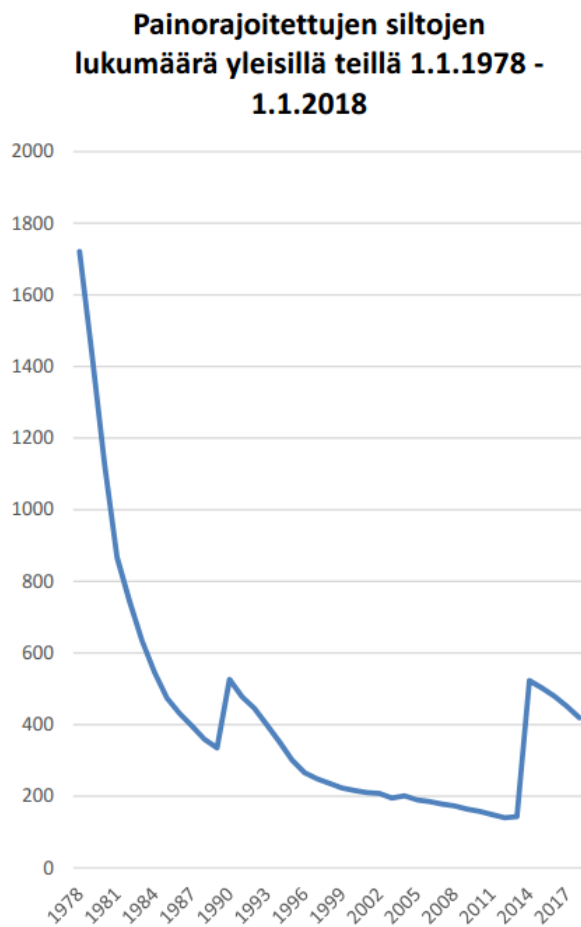
Liikennevirasto julkaisee vuosittain tilastoja Suomen sillastosta julkaisussa Liikenneviraston sillat. Vahventamistarpeen kannalta kiinnostavia tietoja tilastoissa ovat mm. siltojen ikäjakauma, painorajoitettujen siltojen lukumäärä, siltojen kuntojakauma ja peruskorjattujen siltojen keskimääräinen ikä [16].

Vuoden 2018 Liikenneviraston sillat -julkaisun mukaan suurin osa Suomen sillastosta on rakennettu vuosien 1955-1994 välillä. Ikäjakauman perusteella Suomen siltojen keskimääräinen ikä on noin 42 vuotta [16].



Kuva 14. Varsinaisten tiesiltojen ikäjakauma [16]

Painorajoitettujen siltojen määrä on kokenut hyppäyksen aina ajoneuvoasetuksen muutoksen yhteydessä. Vuonna 2018 painorajoitettuja siltoja on yhteensä 418 kpl [16].



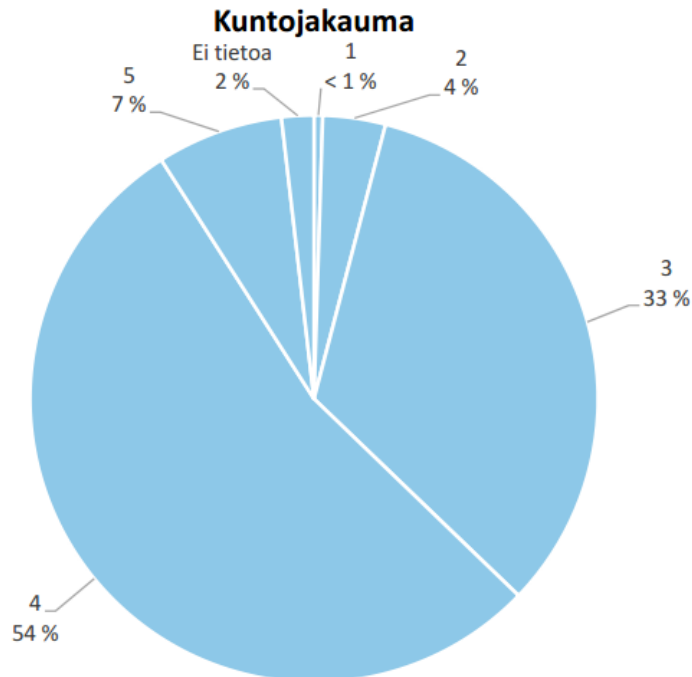
Ajoneuvoasetus muuttui vuosina 1978, 1990 ja 2013.

Kuva 15. Painorajoitettujen tiesiltojen määrä [16]

Siltojen kunto luokitellaan asteikolla 1-5. Siltojen kuntoluokat ovat

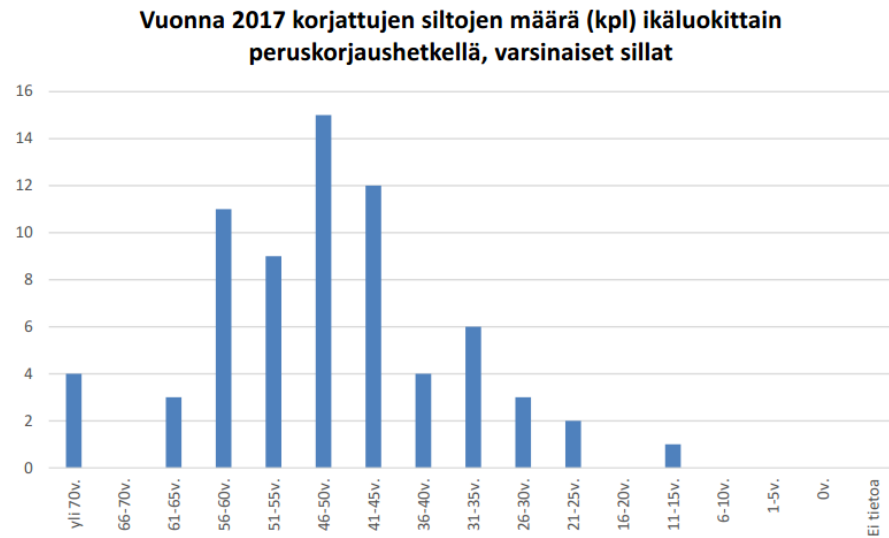
- 1=erittäin huono,
- 2=huono,
- 3=tydyttävä,
- 4=hyvä,
- 5=erittäin hyvä.

Vuonna 2018 siltojen keskimääräinen kuntoluokka oli 3,58. Silloista 87 % on kunnoltaan joko tyydyttäviä tai hyviä. Huonokuntoisia ja erittäin huonokuntoisia siltoja on yhteensä noin 5 % [16].



Kuva 16. Siltojen kuntojakauma luokittain [16]

Vuonna 2017 on peruskorjattu tiesilloja yhteensä 70 kpl. Suurin osa peruskorjatuista silloista on iältään 41-60 vuotta, eli ne ovat rakennettu vuosien 1957-1976 välillä. Siltojen keskimääräinen korjausikä on ollut noin 47 vuotta. Suomen siltojen keskimääräisestä iästä ja keskimääräisestä korjausikästä on pääteltävissä, että iso osa suomen tiesilloista on saavuttamassa korjausikänsä lähivuosina [16].



Kuva 17. Vuonna 2017 peruskorjattujen siltojen ikäjakauma [16]

2.5.2 Suurten erikoiskuljetusten tavoitetieverkosto

Suurten erikoiskuljetusten mahdollistamiseksi ja turvaamiseksi tieverkolle on määritetty erikoiskuljetusten tavoitetieverkosto (SEKV). Vuonna 2013 Liikennevirastossa on käynnistetty prosessi SEKV:n uudistamiseksi ja parannustoimenpiteiden kartoittamiseksi. Pääasiassa SEKV:lla on nykyisellä tieverkostolla rajoittavina tekijöinä tavoitemittoja ahtaampia esteitä, mutta reitistöä rajoittaa paikoitellen myös kantavuudeltaan puutteelliset sillat. Alueelliset ELY-keskukset ovat laatineet selvityksiä uuden SEKV:n mahdollistamiseksi tehtävistä parannuskohteista [17].



Kuva 19. SK-1001 Syrjäsalmen silta [19]

Kuvassa 19 on näkymä valtatiellä 6 sijaitsevasta Syrjäsalmen sillasta.

2.5.3 Taitorakennerekisterin potentiaaliset vahvennuskohteet

Taitorakennerekisteri on Liikenneviraston hallinnoima Suomen taitorakenteiden tietokanta. Taitorakennerekisteri sisältää hallinnollista, rakenteellista, vaurio- ja kuntotietoa silloista, tunneleista, rautatierummuista, merimerkeistä, tie- ja yhteysaluslaitureista sekä kanavarakenteista [19].

Taitorakennerekisteristä haettiin seuraavilla hakuehdoilla mahdollisia jälkijännittämällä vahvennettavia kohteita:

- Rakenneluokka: Silta
- Rakenteen tila: Käytössä
- Asema tiestöllä: Yleinen tie
- Valmistumisvuosi: 1950-1969
- Rakennetyyppi, päärakennusmateriaali: Teräsbetoni, Jännitetty betoni
- Rakennetyyppi, määre: Kotelo

Haun tuloksena saadaan yhteensä 122 kpl yleisillä teillä sijaitsevia kotelopalkkisilloja. Rajattaessa hakua vain kaksinumeroisiin tienumeroihin, tuloksia on yhteensä 68 kpl. Haun silloista kuntoluokkaan 4 kuuluu noin 51 %, kuntoluokkaan 3 noin 39 % ja kuntoluokkaan 2 noin 10 %. Tyydyttävä- ja hyväkuntoisten siltojen osuus on lähes vastaava kuin kaikilla tiesilloilla. Huonokuntoisten siltojen osuus on kuitenkin noin kaksi kertaa suurempi kuin tiesilloilla yleensä. Haun siltojen päällysrakenteista 48 % on yksiaukkoisia, 2 % on 2-aukkoisia, 37 % 3-aukkoisia ja 12 % silloista on 4 aukkoa tai enemmän. Siltojen kokonaispituuksista 46 % on alle 50 m, 25 % on välillä 50-99 m, 19 % on välillä 100-149 m, 7 % on välillä 150-199 m ja yli 200 pituisia on 2 %. Osa pääväylien kotelopalkkisilloista on jo aikanaan vahvennettu. Pituussuuntaisilla teräsjäniteillä vahvennettuja siltoja on Suomessa yhteensä noin 20 kpl [19].

3. JÄLKIJÄNNITTÄMÄLLÄ VAHVENNETUN RA- KENTEEN TOIMINTA

3.1 Jänneteräksen ominaisuudet

Sillansuunnittelussa käytettyjä jänneteräksen punostyyppejä ovat Y1860S7 ja Y1770S7. Punoksille käytettävät ominaisuudet ovat NCCI2 kappaleen 3.3.2 mukaiset. Taulukko on esitetty kappaleessa 2.2.1.

Suunnittelussa käytettävät jänneteräksen relaksaatioluokat ovat NCCI2 taulukon 3.5 mukaiset. Punosten ja lankojen voidaan otaksua kuuluvan relaksaatioluokkaan 2, ellei muuta tietoa ole saatavilla.

Taulukko 2. Jänneteräksen relaksaatioluokat [4]

Taulukko 3.5 Jänneterästen relaksaatioluokat

Relaksaatioluokka	Kuvaus	σ_{1000}
Luokka 1	lanka tai punos – tavanomainen relaksaatio	8 %
Luokka 2	lanka tai punos – pieni relaksaatio	2,5 %
Luokka 3	kuumavalssatut tai muokatut tangot	4 %

Jänneteräksen riittävän sitkeyden takaamiseksi otaksutaan standardin prEN 10138 mukaan, että jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvon ja vetolujuuden 0,1-rajan suhde on vähintään 1,1.

$$\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} \geq 1,1 \quad (1)$$

jossa

f_{pk} on jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo,

$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja.

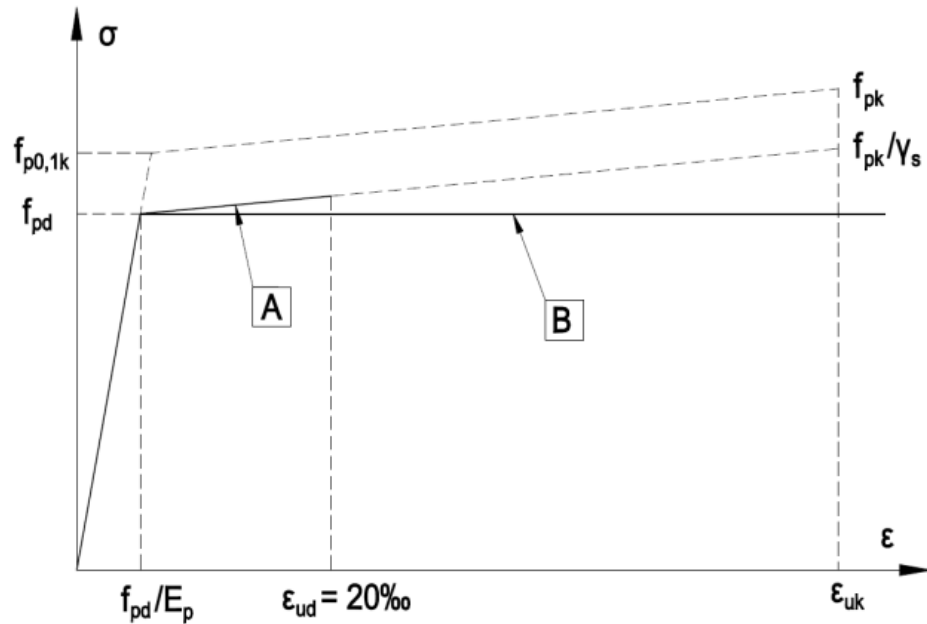
Jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo määritetään kaavalla (2).

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (2)$$

jossa

γ_s on jänneteräksen osavarmuusluku.

Siltarakenteissa jänneteräksen jännitys-muodonmuutoskuvaajaksi voidaan käyttää NCCI2 mukaan kahta mallia. A-mallissa jännitys teräksessä kasvaa lineaarisesti sallittuun muodonmuutokseen 20 promillea asti. B-mallissa jännitys pysyy myötörajan saavuttamisen jälkeen vakiona. Siltarakenteiden suunnittelussa suositellaan käytettäväksi B-mallin jännitysmuodonmuutoskuvaajaa niin, että muodonmuutos rajoitetaan arvoon $\epsilon_{ud}=20$ promillea.



Kuva 3.12 Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat.

Kuva 20. Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat [4]

Jänneteräksen NCCI2 mukainen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituksessa käytettävät kuvaajat on esitetty kuvassa 20.

3.2 Jännitetyn rakenteen jännitysraajat

NCCI2 mukaisesti jänneteräksen haurasmurtuman välttämiseksi, jännittämistyön aikaiseksi hetkelliseksi jännitykseksi rajoitetaan ankkurijänteillä pienempään kaavan (3) arvoista.

$$\sigma_{p,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{array} \right. \quad (3)$$

Jännittämistyön jälkeinen jännityksen arvo rajoitetaan ankkurijänteillä pienempään kaavan (4) arvoista.

$$\sigma_{pm0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,70f_{pk} \\ 0,80f_{p0,1k} \end{array} \right. \quad (4)$$

Uudisrakenteilla NCCI2 asettaa myös raja-arvot betoniin jännittämistyöstä kohdistuville jännityksille. Betonin puristusjännitys rajoitetaan jännittämistyön aikana kaavan (5) arvoon.

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}, \quad (5)$$

jossa

σ_c on betonin puristusjännitys,

f_{ck} on betonin ominaispuristuslujuus.

Betonin vetojännitys rajoitetaan jännittämistyön aikana kaavan (6) arvoon.

$$\sigma_t \leq f_{ctm}, \quad (6)$$

jossa

σ_t on betonin vetojännitys,

f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus.

Betonin puristusjännitys rajoitetaan pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä kaavan (7) arvoon.

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} . \quad (7)$$

Perinteisesti Suomessa jälkijännittämällä vahvennettavissa kohteissa jännevoima on ollut suhteessa betonipoikkileikkaukseen sen verran pieni, että betonin jännitysrajoilla ei ole mitoituksen kannalta määräävää vaikutusta. Kantavuuslaskentaohjeen kohdan 7.2 mukaan tavanomaisilla jännittämättömillä ja jännitetyillä betonisilloilla pitkäaikaisia puristusjännityksiä ei ole tarpeen tarkastella olemassa olevan sillan kantavuutta arvioitaessa. Tämän työn esimerkkilaskelmaosiossa jälkijännittämisen suunnittelun lähtökohtana on kuitenkin kohdassa 4.2 esitetty jännitysraja-tarkastelun perusteella tehtävä jännevoiman määrittäminen.

Lisäksi jännittämistyölle asetetaan NCCI2 mukaan seuraavat ehdot:

- Betonin lujuus tulee olla jännittämistyön aikana suurempi kuin $0,8f_{ck}(t)$ tai $1,0f_{ck}$ (28).
- Käytettäessä yli 15 punoksen jänneryhmiä, valutyön päättymisestä tulee olla kulunut vähintään 14 vrk ja pienemmillä punosryhmillä vähintään 10 vrk. Jos jännitystyö tehdään ennen betonin 28 vrk ikää, on suunnitelmassa käytettävä jännittämisaikakohdan mukaista betonin virumalukua.
- Betonin lujuus tulee olla vähintään käytetyn jännemenetelmän ETA-hyväksynnässä määritellyn vähimmäisarvon suuruinen.

3.3 Halkeilu

Betonirakenne halkeilee, kun rakennetta kuormittava taivutusmomentti ylittää rakenteen halkeilumomentin, $M_{Ek} > M_{cr}$. Halkeilumomentti voidaan määrittää Siltojen kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti kaavalla (8) [20].

$$M_{cr} = f_{ctm,fl}W , \quad (8)$$

jossa

W on poikkileikkauksen taivutusvastus vedetyn reunan suhteen,

$f_{ctm,fl}$ on betonin keskimääräinen taivutusvetolujuus, joka lasketaan kaavalla (9).

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h)f_{ctm} \geq f_{ctm} , \quad (9)$$

jossa

h on rakenneosan korkeus metreissä,

f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus.

Jälkijännittämällä tehtävä vahventaminen vaikuttaa teräsbetonirakenteen halkeiluun kahdella tavalla. Rakenteen betoniteräksiin syntyvä jännitys pienenee jännevoimasta aiheutuvasta taivutusmomentista ja puristavasta normaalivoimasta. Lisäksi rakennetta puristava voima kasvattaa halkeilumomenttia [21].

Kantavuuslaskentaohjeen kohdan 7.2 mukaan tavanomaisilla jännittämättömillä ja jännitetyillä betonisilloilla halkeamaleveyksiä ei ole kuitenkaan tarpeen tarkastella olemassa olevan sillan kantavuutta arvioitaessa.

NCCI2 mukaan uudissiltarakenteet otaksutaan halkeilleiksi, vaikka laskennallinen halkeilukesävyys ei ylittysikään. Tämä johtaa rakenteen mitoituksessa aina halkeamaleveyden laskentaan,

jonka pitää täyttää NCCI2 taulukon 7.1 vaatimukset. Tässä työssä jälkijännittämisen vaikutuksia rakenteen halkeiluun arvioidaan NCCI2:ssa esitetyillä menetelmillä.

Taulukko 3. NCCI2 halkeamalevydet [4]

Taulukko 7.1 Laskennallisen halkeamaleveysrajan w_{max} suositusarvot ja vetojännityksettömän tilan vaatimukset 100 vuoden käyttöiälle ja niihin liittyvät yhdistelysäännöt

Rasitusluokka a	SARAKE 1 Raudoitettujen ja tartunnattomilla jänteillä jännitetyt rakenneosat		SARAKE 2 Tartunnallisilla jänteillä ^b jännitetyt rakenneosat	
	Tavallinen kuormitusyhdistely	Pitkäaikainen kuormitusyhdistely	Tavallinen kuormitusyhdistely	Pitkäaikainen kuormitusyhdistely
X0, XC1	-	0,3 ^c	-	0,2
XD1 ^d , XC2, XC3, XC4, XS1 ^d	0,2	0,15	0,07	Vetojännityksetön tila
XD2, XD3, XS2, XS3 ^d	0,15	0,1	Vetojännityksetön tila	Vetojännityksetön tila

a Rasitusluokat rakenneosittain ovat määritetty kohdassa 4.2
b Tähän luokkaan kuuluvat suojapatkeen injektoiduilla jänteillä varustetut rakenteet.
c Rasitusluokissa X0 ja XC1 halkeamalevydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen ja tämä raja on asetettu hyväksyttävän ulkonäön takaamiseksi.
d Kloridirasitukset eivät aseta vaatimuksia rakenteen halkeilun suhteen, mikäli kloridirasitetut pinnat on suojattu kohdan 4.3 mukaisesti.

HUOM. Taulukon halkeamaleveysrajan saa korottaa luvulla $c/c_{min,dur} \leq 1,4$

Halkeamaleveys lasketaan kaavalla (10).

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (10)$$

jossa

$s_{r,max}$ on suurin halkeamaväli,

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ on kuormituksesta aiheutuva betoniraudoituksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus.

Suurin halkeamaväli määritetään kaavalla (11).

$$s_{r,max} = 3,4c + k_1 k_2 0,425 \frac{\phi_{eq}}{\rho_{p,eff}}, \quad (11)$$

c on vetorausituksen betonipeite,

k_1 on lähinnä betonipintaa olevien tankojen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin, jonka arvoina käytetään $k_1 = 0,8$ hyvät tartuntaominaisuudet omaaville tangoille ja $k_1 = 1,6$ sileäpintaisille tangoille,

k_2 on venymäjakauman huomioiva kerroin, jonka arvoina käytetään $k_2 = 0,5$ taivutukselle ja $k_2 = 1,0$ pelkälle vedolle,

ϕ_{eq} on betoniraudoitustankojen ekvivalentti halkaisija, kun poikkileikkauksen halkeilua rajoittavia raudoitustankoja on eri kokoja,

$\rho_{p,eff}$ on tehollinen raudoitussuhde.

Raudoitustankojen ekvivalentti halkaisija määritetään kaavalla (12).

$$\phi_{eq} = \frac{\sum n_i \phi_i^2}{\sum n_i \phi_i}, \quad (12)$$

jossa

n_i on tankojen lukumäärä,

ϕ_i on tankojen halkaisija.

Tehollinen raudoitussuhde määritetään kaavalla (13).

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \sqrt{\xi \frac{\phi_{eq}}{\phi_p} A'_p}}{A_{c,eff}}, \quad (13)$$

jossa

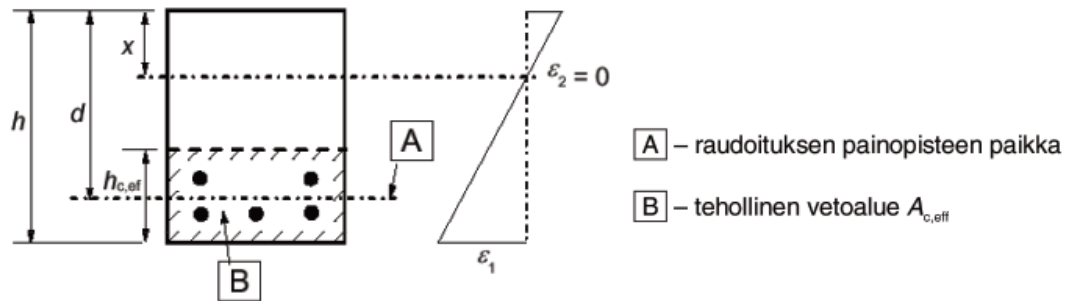
A_s on halkeilua rajoittavan betoniraudituksen määrä,

A'_p on jänneraudituksen pinta-alan $A_{c,eff}$ sisällä,

ϕ_p on jänneteräksen halkaisija,

ξ on betonirakenteiden suunnittelua koskevan eurokoodin EN 1992-1-1 mukainen tartuntajänteiden tartuntalujuuden ja harjatankojen tartuntalujuuden suhde, jolle NCCI2:ssa suositellaan käytettäväksi arvoa 0 [22],

$A_{c,eff}$ on kuvan 21 mukainen betoniteräksiä tai jänneteräksiä ympäröivän vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala.



a) Palkki

Kuva 21. EC2 mukainen palkin tehollinen vetoalue [21]

Halkeilua rajoittavia betoniteräksiä ympäröivän betonialueen tehollinen korkeus määritetään kaavalla (14).

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ \frac{h-x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right., \quad (14)$$

jossa

h on poikkileikkauksen korkeus,

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus,

x on betonin puristusvyöhykkeen korkeus haljenneessa tilassa.

Kuormituksesta aiheutuva betoniraudoituksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus määritetään kaavalla (15).

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (15)$$

jossa

σ_s on vetorausitoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi,

k_t on kuorman vaikutusajan huomioiva kerroin, jonka arvoina käytetään $k_t = 0,6$ lyhytaikaisille kuormille ja $k_t = 0,4$ pitkäaikaisille kuormille.

3.4 Taipuma

Betonirakenteiden suunnittelua koskevan Eurokoodi 2:n mukaan rakenneosan tai rakenteen siirtymätila ei saa olla sellainen, että se haittaa rakenneosan tai rakenteen tarkoituksenmukaista toimintaa tai ulkonäköä. NCCI 2:ssa sillan päällysrakenteen taipuma rajataan liikennekuormilla LM1 ja LM2 tavallisella yhdistelmällä arvoon $\frac{L}{500}$, jossa L on jännevälin pituus. Ulokkeen taipuma rajataan arvoon $\frac{L}{200}$, mutta enintään 20 mm. Siltojen kantavuuslaskentaohje asettaa betonisiltojen taipumalle taulukon 4 mukaiset rajoitukset [4], [20], [22].

Taulukko 4. *Betonisiltojen sallitut taipumat kantavuuslaskentaohjeen mukaan [20]*

Taulukko 7.1 Siltojen kantavuuslaskennassa sallitut taipumat.

Rakenne	Kuorma	Sallittu taipuma	
		kentässä	ulokkeella
Betonisillat	1 AA-kaavio	L/600	L/240
	1 EK-kaavio reitistökuljetus	L/600	L/240
	1 EK-kaavio kertakuljetus	L/500	L/200
	1 EK-kaavio valvottuna	L/400	L/160

Betonirakenteiden jäykkyys pienenee huomattavasti betonin halkeillessa. Vahventamattoman teräsbetonisillan taipuma lasketaan käyttäen halkeilleen rakenteen jäykkyyttä. Jälkijännittämällä vahvennettaessa, voidaan betonirakenne saada parhaimmillaan kokonaan puristusjännitystilaan, jolloin taipumaa laskettaessa voidaan käyttää halkeamattoman rakenteen jäykkyyttä, parantaen merkittävästi rakenteen taipumakäyttäytymistä. Taipuman laskennallinen tarkastelu on käsitelty EC2:ssa kappaleessa 7.4.3 [22].

3.5 Jännityshäviöt

Jännevoiman häviöt jakautuvat välittömiin ja ajasta riippuviin häviöihin. Jännityshäviöt alkavat kehittymään jännityshetkestä ja kehittyminen jatkuu koko rakenteen käyttöä. Jännevoiman häviöillä on merkittävä vaikutus rakenteen kestävyteen murtorajatilassa sekä käyttäytymiseen käyttörajatilassa [10].

Jälkijännitetyn rakenteen välittömiä jännityshäviöitä ovat betonin kimmoisesta kokoonpuristuksesta aiheutuva häviö, jänneankkureiden lukitushäviö sekä jänteen ja suojaputken välisestä kitkasta aiheutuva häviö.

Ajasta riippuvia jännevoiman häviöitä ovat betonin virumasta ja kutistumasta sekä jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvat häviöt.

3.5.1 Betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta johtuvat häviöt

Betonin kimmoista kokoonpuristumaa vastaavan jännevoiman häviön määrittämisessä huomioidaan jänneterästen jännittämisjärjestys. Betonin kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuva jännevoiman häviö määritetään NCCI2 mukaan kaavalla (16).

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right], \quad (16)$$

jossa

A_p on jänneteräksen poikkipinta-ala,

E_p on jänneteräksen kimmokerroin,

$\Delta \sigma_c(t)$ on ajanhetkellä t aiheutettu betonin jännityksen muutos jänneterästen painopisteessä,

$E_{cm}(t)$ on betonin kimmokerroin ajanhetkellä t ,

$$j = \frac{n-1}{2n}, \quad (17)$$

jossa n on peräkkäisten jännitettyjen samankaltaisten jänneterästen lukumäärä. Likimääräistyksenä voidaan käyttää myös arvoa $j = \frac{1}{2}$. Kun tarkastellaan jännittämisen jälkeen vaikuttamaan tulleiden pysyvien kuormien aiheuttamia muodonmuutoksia, käytetään arvoa $j = 1$.

NCCI2 mukaan kaava (16) on voimassa, kun jänneteräkset jännitetään peräkkäin täyteen jännevoimaan. Jos jännittäminen tapahtuu portaittain siten, että viimeisen jännittämiskierroksen aiheuttama kimmainen kokoonpuristuma on vähäinen, voidaan kimmoisen kokoonpuristumisen aiheuttama häviö jättää huomiotta.

3.5.2 Jänneankkurien häviöt

Jänneankkurien kiilojen liukumisesta, jännittämisen jälkeisestä ankkurien toiminnasta ja ankkurin muodonmuutoksesta aiheutuvat jännevoiman häviöt määritetään jännejärjestelmän käyttösoston mukaisen lukitusliukuman perusteella. Ankkurointiliukuma aiheuttaa jännevoiman häviötä aktiiviankkurin läheisyydessä, mutta häviön vaikutus pienenee lähestyttäessä passiiviankkuria ja lopulta loppuu kokonaan. Ankkurointiliukumasta aiheutuvan jännevoiman häviön vaikutus on pitkillä jänteillä vähäinen, mutta lyhyillä jänteillä vaikutus voi olla merkittävä [10].

Esimerkiksi Dywidagin ulkoisten jälkijännitettävien jännepunosten käyttösosteessa ankkurikiilojen liukuma millimetreinä ilmenee taulukosta 5.

Taulukko 5. *Dywidag ulkoisten jänneiden ankkurikiilojen liukumata* [6]**Table 9: Draw-in values for calculation of elongation [mm]**

	Draw-in at stressing anchorage		Draw-in at fixed anchorage
	Draw-in to be considered for calculation of elongation	Draw-in at load transfer from the jack onto the anchorage	Draw-in to be considered for calculation of elongation
Without pre-wedging or power-seating	1	8	6
With power-seating 20 kN per strand at stressing anchorage	1	4	-
With pre-wedging $P_{0, \max}$ at fixed anchorage	-	-	1

Ulkoisilla jänneillä ankkurointihäviöiden vaikutus voidaan laskea kuten rakenteen sisäisillä tartunnattomilla jänneillä. by69 Tartunnattomat jänneet betonirakenteissa 2017 on esitetty kaava (18) ankkurointiliukumasta aiheutuvan jännevoiman häviön määrittämiseksi [23].

$$\Delta P = 2\Delta_p w, \quad (18)$$

jossa

ΔP on ankkurointiliukuman jännityshäviö,

Δ_p on kitkasta aiheutuva keskimääräinen jännityshäviö,

w on ankkurointiliukuman vaikutuspituus.

Kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö voidaan määrittää kaavalla (19).

$$\Delta_p = (P_{\max} - P_{(l)})/l, \quad (19)$$

jossa

P_{\max} on jännitysvoima,

$P_{(l)}$ on jännevoima passiivipäässä kitkahäviöiden jälkeen,

l on jänneen kokonaispituus.

Ankkurointiliukuman vaikutuspituus voidaan määrittää kaavalla (20).

$$w = \sqrt{\frac{\Delta E_p A_p}{\Delta_p}}, \quad (20)$$

jossa

Δ on jänneankkurin käyttöselosteen mukainen ankkurointiliukuma.

Ankkurin lukitusliukuman vaikuttaessa koko jänneen matkalle, voidaan ankkurointihäviöiden vaikutus määrittää seuraavilla kaavoilla (21) ja (22).

$$\Delta P = \frac{\Delta E_p A_p}{l} + \Delta_p w, \quad (21)$$

joka vastaa lukitusliukumasta aiheutuvaa häviötä aktiiviankkurilla,

$$\Delta P = \frac{\Delta E_p A_p}{l} - \Delta_p w, \quad (22)$$

joka vastaa lukitusliukumasta aiheutuvaa häviötä passiiviankkurilla.

3.5.3 Kitkahäviöt

Jännevoiman kitkahäviöt aiheutuvat jänteen ja suoja putken välisestä kitkasta. Kitkahäviön suuruus on riippuvainen jänteen kulmanmuutoksista ja suoja putken pintamateriaalista. Ulkoisilla jän-teillä vahvennettaessa jänteeseen kohdistuvat kulmanmuutokset syntyvät yleensä ohjaimina käytettyjen väliseinien kohdalla ja kitkahäviö kehittyy hyppäyksittäin siirryttäessä jännettä pitkin kauemmaksi aktiiviankkurista. Väliseinien välisillä osuuksilla, jossa jänne kulkee suoraan, kitkahäviön suuruus ei muutu.

Ankkurijän-teiden kitkahäviöt voidaan määrittää NCCI2 mukaan kaavalla (23).

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}), \quad (23)$$

jossa

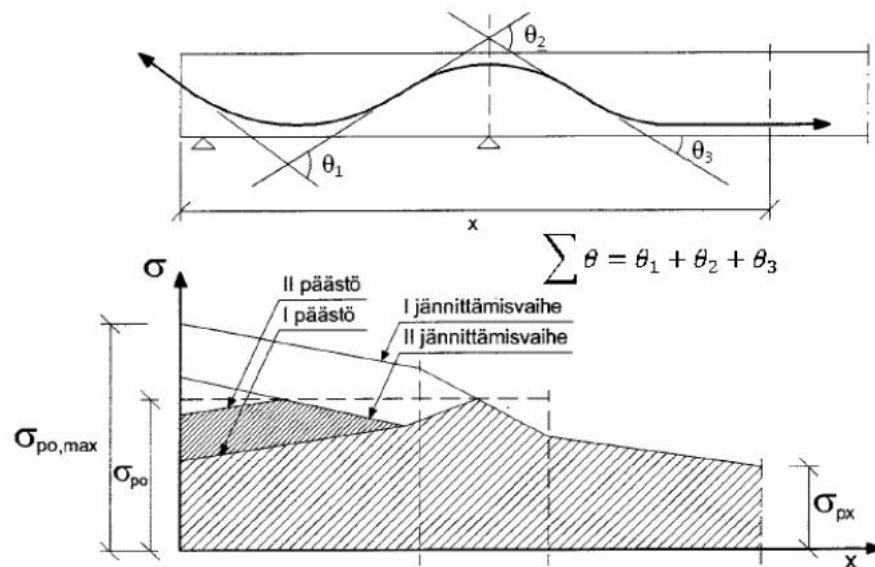
e on neperin luku,

θ on ankkurijän-teen suunnan muutosten summa radiaaneina etäisyydellä x ,

μ on jänneteräksen ja sen suoja putken välinen kitkakerroin,

k on suoja putken tukipisteiden välille syntyviä riippuvia vastaavien suunnanmuutosten aaltoisuusluku,

x on jänneteräksiä pitkin mitattu etäisyys kohdasta, jossa jännevoima on P_{max} .



Kuva 5.5 Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijän-teellä

Kuva 22. Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijän-teellä [4]

Kitkakertoimen μ ja aaltoisuusluvun k arvot esitetään jännejärjestelmän teknisessä hyväksynnässä. NCCI2:ssa kitkan ja jän-teen kaarevuuden vaikutusta jännevoimaan on havainnollistettu kuvassa 22.

3.5.4 Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt

Jännevoiman ajasta riippuvia häviöitä aiheuttaa betonin virumasta ja kutistumasta aiheutuva muodonmuutos sekä jänteen relaksaatiosta aiheutuva jännityksen pieneneminen. Vahventamiskohteessa betonin kutistumasta aiheutuvaa häviötä ei juurikaan tapahdu, kun rakenteen ikä on kymmeniä vuosia ja kutistuman voi ajatella tapahtuneen lähes tulkoon kokonaisuudessaan. Betoni viruu pitkäaikaisessa puristuskuormituksessa. Vahventamisen jännevoimasta aiheutuva puristus kohdistuu rakenteessa yleensä alueelle, jossa aiemmin on vaikuttanut vetojännitys. Ajasta riippuvien jännevoiman häviöiden yhteydessä viruman määrittämisessä onkin perusteltua käyttää kuormituksen alkamisajankohtana vahventamisajankohtaa, eikä rakenteen alkuperäistä kuormituksen alkamisajankohtaa. Vaikutus virumaluvun ja sitä jännevoiman ajasta riippuvien häviöiden suuruuteen on merkittävä. Jänneteräksien relaksaatiohäviön määrittämiseen on EC2 liitteessä D esitetty laskentamenetelmä. by69 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2017 esimerkkilaskelmissa esitetty vanhasta rakentamismääräyskokoelmasta peräisin oleva yksinkertaistettu menetelmä relaksaatiohäviön määrittämiseen, jossa relaksaatioksi oletetaan kolme kertaa jänteen tuhoamisen tunnin relaksaation arvo, tuottaa kuitenkin varmalla puolella olevan ratkaisun helpommin.

Jännevoiman ajasta riippuvien häviöiden määrittämiseen voidaan käyttää NCCI2 mukaan kaavaa (22).

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} - \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}, \quad (24)$$

jossa

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ on virumasta, kutistumasta ja relaksaatiosta kohdassa x ajanhetkellä t aiheutuva jänneteräksen jännityksen vaihtelun itseisarvo,

ε_{cs} on betonin kutistuman itseisarvo,

$\Delta \sigma_{pr}$ on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvan jännityksen muutoksen itseisarvo kohdassa x ajan hetkellä t ,

$\sigma_{c,QP}$ on omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneterästen kohdalla vaikuttava betonin jännitys,

A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala,

z_{cp} on betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys.

3.5.5 Mitoitusjännevoima

Jännevoiman murtorajatilamitoituksessa käytettävä mitoitusarvo määritetään NCCI2 mukaisesti kaavalla (25).

$$P_{d,t}(x) = \gamma_P P_{m,t}(x), \quad (25)$$

jossa

$P_{d,t}(x)$ on jännevoiman mitoitusarvo etäisyydellä x ankkurista,

γ_P on jännevoiman osavarmuusluku,

$P_{m,t}(x)$ on jännevoiman keskimääräinen ominaisarvo etäisyydellä x ankkurista.

Jännevoiman osavarmuusluku murtorajatilassa vaihtelee riippuen siitä, onko jännevoiman vaikutukset rakenteen tarkasteltavan kestävyyskannalta edullisia vai epäedullisia.

$\gamma_{p, fav} = 0,9$, kun jännevoiman vaikutus on rakenteen tarkasteltavan kestävyuden kannalta edullinen. Jännevoiman vaikutukset rakenteen taivutuskestävyyteen pakkomomentin myötä ovat jatkuvalla rakenteella yleensä välitukialueella edullisia.

$\gamma_{p, unfav} = 1,1$, kun jännevoiman vaikutus on rakenteen tarkasteltavan kestävyuden kannalta epäedullinen. Jännevoiman vaikutukset rakenteen taivutuskestävyyteen pakkomomentin myötä ovat jatkuvalla rakenteella yleensä kenttäalueella epäedullisia.

$\gamma_{p, unfav} = 1,2$, kun jännevoiman vaikutus on rakenteen tarkasteltavan kestävyuden kannalta epäedullinen paikallisia vaikutuksia tarkasteltaessa. Paikallisten rasitusten tarkastelua tehdään mm. ohjaimina toimivilla väliseinillä ja ankkurointialueella.

Jännevoiman vaikutuksia rakenteeseen tarkastellaan välittömästi jännittämisen jälkeen ajan hetkellä $t = 0$ sekä kaikkien häviöiden tapahduttua ajan hetkellä $t = \infty$. Käyttörajatila- ja väsymismitoituksessa käytetään NCCI2 mukaan jännevoiman ominaisarvoa.

3.6 Taivutus

NCCI2 edellyttää betonirakenteelta sitkeää murtotapaa. Toisin sanoen, betonirakenteen poikkileikkauksen vetoraudoituksen määrä ei saa ylittää tasapainoraidoitettua poikkileikkauksen vetoraudoituksen määrää ja rakenteen muodonmuutosten tulee kasvaa niin suuriksi, että ne voidaan havaita ennen kuin rakenne sortuu. Käytännössä jännitetyssä rakenteessa jännerästen jännityksen tulee saavuttaa myötöjännitys ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman. NCCI2 mukaan jännebetonirakenteen voidaan otaksua olevan sitkeä, kun vähintään yksi seuraavista ehdoista täyttyy [4]:

1. Jänneräs myötää ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon. Jänneräksen myötäämiseksi katsotaan myötövenymän $\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p}$ saavuttaminen.
2. Vedetyn pinnan betoniraidoitus myötää ($\varepsilon_{yd} \geq \frac{f_{yd}}{E_s}$) tai jänneraidoitukseen muodostuu 3 promillen lisävenymä ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon.
3. Rakennesysteemin muodonmuutokset murron kehittyessä eivät vaadi tutkittavan poikkileikkauksen myötäämistä missään kuormitustapauksessa.
4. Rakenteella on riittävä kokonaisvarmuus vaikka murtotapa olisikin hauras, $M_{pl,Rd} \geq 1,5M_{Ed}$

Yksinkertaistettuna jännitetyllä rakenteella on kuusi mahdollista taivutusmurtomekanismia. Jännitetyn rakenteen taivutusmurtomekanismeja ovat [10]:

1. Betonin puristusmurto ankkurilevyjen takana
2. Betonin puristusmurto poikkileikkauksen puristusvyöhykkeellä
3. Puristusvyöhykkeen raudituksen myötääminen
4. Ankkuroinnin pettäminen
5. Teräsjänteen pettäminen
6. Vetoraudoituksen myötääminen

Jännitetyn rakenteen taivutuskestävyyden määrittämiseksi on eurokoodissa tehty kuusi perusoletusta rakenteen toiminnasta [4]:

1. Taivutetun rakenteen poikkileikkaus säilyy tasona, joka on kohtisuorassa palkin pituuteen nähden
2. Tartunnallisten jänteiden muodonmuutos on yhtä suuri kuin ympäröivän betonin
3. Betonin vetolujuutta ei huomioida
4. Betonin jännitys-muodonmuutoskäyrä on NCCI2 kuvan 3.6 tai 3.7 mukainen

5. Jänneterästen jännitys-muodonmuutoskäyrä on NCCI2 kuvan 3.12 A- tai B-mallin mukainen
6. Jänneteräksen jännityksiä määrittäessä huomioidaan jänneterästen alkuvienymä

Puristusraudoittamattoman jälkijännittämällä vahvennetun rakenteen taivutuskestävyys murtorajatilassa saadaan määritettyä kaavojen (26-30) mukaisesti rakenteen sisäisen tasapainon kautta.

$$F_c = F_p + F_s , \quad (26)$$

$$M_{Rd} = F_p z_p + F_s z_s + (\gamma_{P, fav} / \gamma_{P, unfav}) M_2 , \quad (27)$$

$$F_c = b y f_{cd} , \quad (28)$$

$$F_p = \sigma_p A_p , \quad (29)$$

$$F_s = \sigma_s A_s , \quad (30)$$

joissa

M_{Rd} on rakenteen taivutuskestävyys murtorajatilassa,

F_c on puristetun betoniosan voimaresultantti,

F_p on vedetyn jänneteräksen voimaresultantti,

F_s on vedetyn betoniteräksen voimaresultantti,

z_p on jänneteräksen sisäinen momenttivarsi,

z_s on betoniteräksen sisäinen momenttivarsi,

M_2 on jännevoimasta aiheutuva hyperstaattinen momentti,

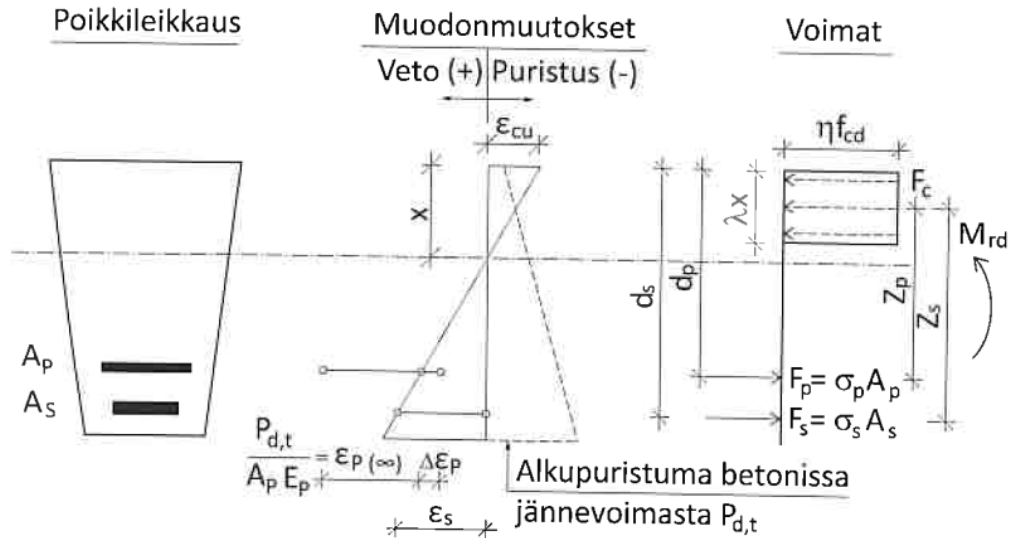
b on puristetun betonipoikkileikkauksen leveys,

y on puristetun betonipoikkileikkauksen tehollinen korkeus,

f_{cd} on betonin mitoituspuristuslujuus,

σ_p on jänneteräksen jännitys,

σ_s on betoniteräksen jännitys.

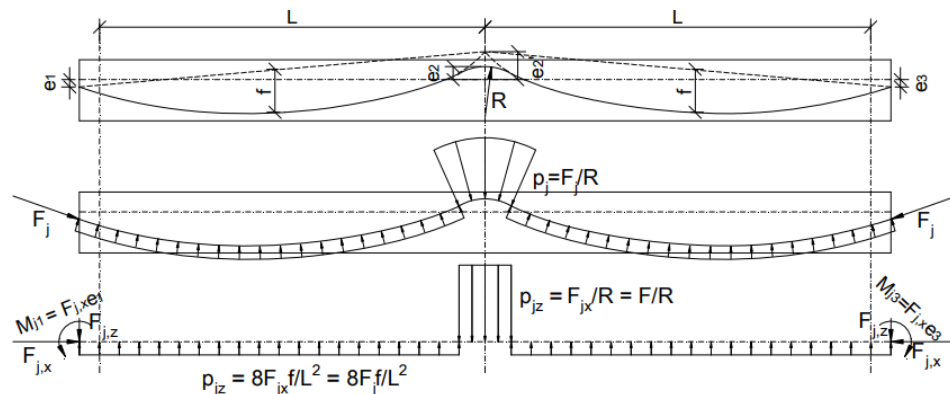


Kuva 23. Jännitetyn poikkileikkauksen taivutuskestävyys [23]

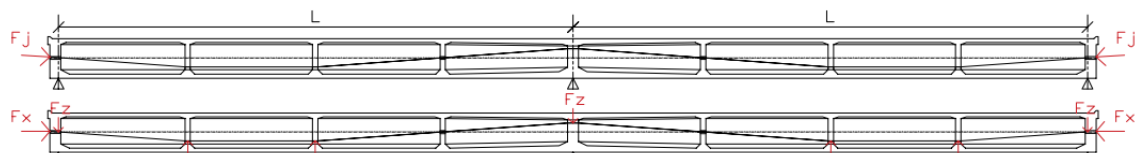
Jännitetyn rakenteen taivutuskestävyyden määrittästä on havainnollistettu kuvassa 23.

3.7 Ohjausvoima ja pakkomomentti

Jännevoiman vaikutuksia arvioidaan usein ohjausvoimaperiaatteen avulla. Jännevoiman vaikutukset rakenteelle esitetään ulkoisina nauha- ja pistekuormituksina kuvien 24 ja 25 mukaisesti. Rakenteen kokonaiskuormitus voidaan laskea jännevoimasta aiheutuvien kuormitusten, rakenteen omasta painosta aiheutuvan kuormituksen ja muiden ulkoisten kuormitusten summana. Jännevoima toimii betonille ulkoisena kuormituksena, mutta rakenteelle sisäisenä kuormituksena [24].



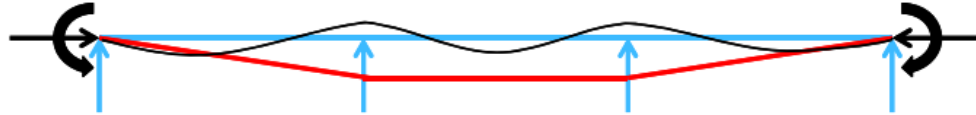
Kuva 24. Esimerkki rakenteen sisäisillä jänteillä jännevoimasta aiheutuvasta ohjausvoimasta 2-aukkoisella jatkuvalla palkilla [24]



Kuva 25. Esimerkki rakenteen ulkoisilla jänteillä jännevoimasta aiheutuvasta ohjausvoimasta 2-aukkoisella jatkuvalla palkilla

Jatkuvilla rakenteilla rakenteeseen syntyy estetyistä muodonmuutoksista johtuen pakkomomentteja. Väliuella kaareva jänne pyrkii tyypillisesti painamaan rakennetta tukea vasten. Tuki ei kuitenkaan pääse liikkumaan pystysuunnassa, ja pakottaa rakenteen käyristymään, aiheuttaen

vetojännitystä rakenteen tukea vasten olevaan pintaan. Kuvassa 26 on mustalla viivalla kuvattuna jännekulku ja punaisella viivalla tyypillinen jatkuvalle rakenteelle syntyvä pakkomomenttipinta. Pakkomomentit pienentävät kuormituksesta aiheutuvaa taivutusta välituilla mutta kasvattavat sitä kenttäalueilla [24], [25].



Kuva 26. 3-aukkoiselle jatkuvalle palkille kaarevasta jänteestä aiheutuva tyypillinen pakkomomenttipinta [24]

Kun tunnetaan poikkileikkaukseen kohdistettava jännevoima, jännegeometria ja poikkileikkauksominaisuudet, jatkuvalle rakenteelle jännevoimasta aiheutuva taivutusmomentti ja pakkomomentti voidaan määrittää kaavoilla (31) ja (32) [23].

$$M_{bal} = M_p + M_2 = Pe + M_2 \text{ ja} \quad (31)$$

$$M_2 = M_{bal} - Pe, \quad (32)$$

jossa

M_{bal} on jännevoimasta aiheutuva taivutusmomentti,

M_p on jännevoimasta aiheutuva primäärimomentti,

M_2 on jännevoimasta aiheutuva sekundäärimomentti eli hyperstaattinen momentti,

P on jännevoima,

e on jännevoiman epäkeskisyyden poikkileikkauksen painopisteestä.

3.8 Leikkaus

Leikkausmitoituksessa noudatetaan NCCI2 kohtaa 6.2. Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys on kaavan (33) mukainen, kun betonin tiheys $\rho \geq 2400 \frac{kg}{m^3}$ ja betonin vetolujuuden mitoitusarvo on suurimmillaan betoniluokan C50/60 mukainen.

$$V_{c0} = 0,3k(1 + 50\rho_1)f_{ctd}b_wd, \quad (33)$$

jossa

$$k = 1,6 - d \geq 0,8, \quad (34)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_wd} \leq 0,02, \quad (35)$$

A_{sl} on poikkileikkauksen pääterästen poikkipinta-ala,

b_w on leikkaantuvan poikkileikkauksen leveys,

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo.

Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys on kaavan (36) mukainen, jossa leikkausraudoituksen leikkauskapasiteetin osuus määritetään kaavalla (37) ja betonin leikkauskapasiteetin osuus kaavalla (38).

$$V_u = V_{Rd,s} + 0,8V_{Rd,c} , \quad (36)$$

jossa

$$V_{Rd,s} = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} d (\sin \alpha + \cos \alpha) , \quad (37)$$

$$V_{Rd,c} = 0,50 b_w d f_{ctd} , \quad (38)$$

A_{sv} on leikkausraudoituksen poikkipinta-ala,

s on leikkausraudoituksen jakoväli tarkasteltavassa suunnassa,

α on leikkausraudoituksen ja rakenteen pituusakselin välinen kaltevuuskulma.

Leikkauskestävyyden yläraja on kaavan (39) mukainen, kun betonin tiheys $\rho \geq 2400 \frac{kg}{m^3}$ ja betonin puristuslujuuden mitoitusarvo on suurimmillaan betoniluokan C50/60 mukainen.

$$V_{u,max} = 0,25 b_w d f_{cd} \quad (39)$$

Ulkoisilla jänteillä vahvennettaessa jänteiden vaikutusta rakenteen leikkauskestävyyteen ei tartunnan puuttuessa voida huomioida. Mitoitusleikkausvoimaan lisätään jännevoimasta aiheutuva leikkausvoima vaikutuksen ollessa suunnasta riippuen edullinen tai epäedullinen kaavan (40) mukaisesti [23].

$$V_{pd} = (\gamma_{P,fav} / \gamma_{P,fav}) V_p , \quad (40)$$

jossa

V_p on jännevoimasta aiheutuva leikkausvoima.

3.9 Paikallinen puristus

Jälkijännittämällä vahventaessa paikallinen puristus tulee tarkasteltavaksi väliseinäohjaimien kestävyyttä tarkasteltaessa, sekä etenkin ankkurialueen kestävyyttä tarkasteltaessa. NCCI2 mukaan betonirakenteen paikallinen puristuskestävyys saadaan määritettyä kaavalla (41). Kuvassa 27 on havainnollistettu, miten paikallisen puristuksen jakautumisala määritetään.

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 A_{c0} f_{cd} , \quad (41)$$

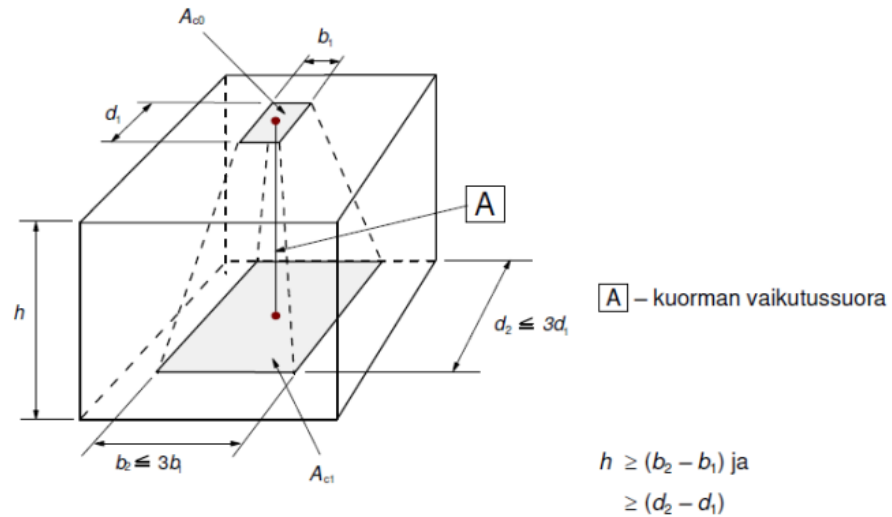
jossa

A_{c0} on paikallisen puristuksen kuormittama ala,

A_{c1} on ala jolle paikallinen puristus voi jakautua.

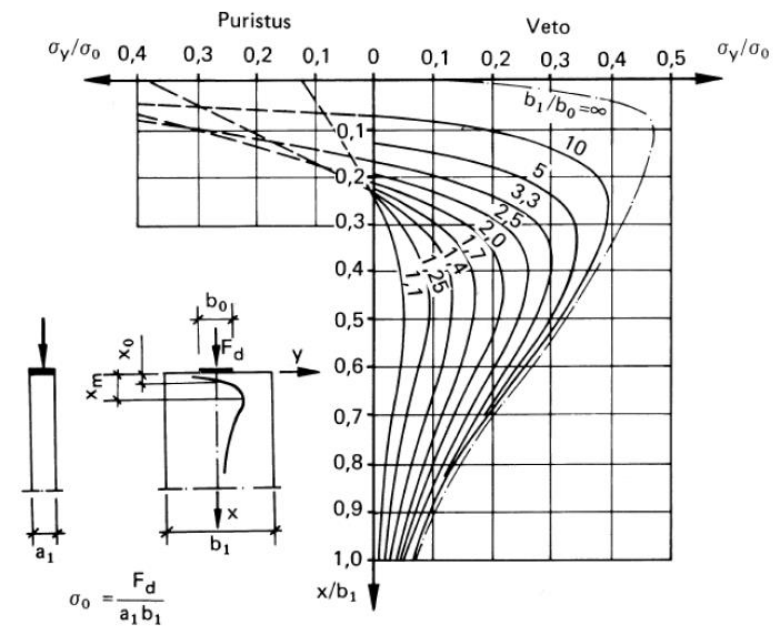
Mikäli halkaisuvoimia vastaanottavaa poikittaisraudoitusta ei rakenteessa ole, paikallinen puristuskestävyys saadaan kaavasta (42).

$$F_{Rdu} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 MPa}\right) f_{cd} A_{c0} . \quad (42)$$



Kuva 27. Paikallisen puristuksen jakautuminen rakenteessa [4]

Rakenteessa tarvitaan halkaisuraudoitusta, kun paikallisesta puristuksesta aiheutuva suurin vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden $f_{ctk,0,05}$. Rakenteessa esiintyvä suurin vetojännitys saadaan määritettyä kaavalla (43). Kuvassa 28 on esitetty paikallisesta puristuksesta aiheutuva puristus- ja vetojännitysjaakauma.



Kuva 8.8 Jännityksen puristus- ja vetojännitysten jakauma ($b_1 = D$ ja $b_0 = h$ edellisessä kaavassa)

Kuva 28. Jännityksen puristus- ja vetojännitysten jakauma [4]

$$\sigma_{y\max} = \frac{3}{4} \sigma_0 \left(1 - \frac{h}{D}\right), \quad (43)$$

jossa

h on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa,

D on jakautumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa,

$$\sigma_0 = \frac{F_d}{a_1 b_1}, \quad (44)$$

F_d on puristusvoiman mitoitussarvo,

a_1 ja b_1 ovat rakenteen mitat kuvan 28 mukaisesti.

4. JÄLKIJÄNNITTÄMÄLLÄ VAHVENNETUN RAKENTEEN JÄNNEGEOMETRIAN SUUNNITTELU

4.1 Jännegeometrian suunnittelun haasteet

Käytössä olevan sillan vahventamisessa ulkoisilla jänteillä jännegeometrian suunnittelussa on muutamia selkeitä haasteita. Keskeisenä haasteena on jänteiden ankkurointi rakenteeseen. Monissa tapauksissa on jännevoiman siirtämisen kannalta edullisinta ankkuroida jänne päällysrakenteen päätypalkeilla. Jännevoimasta kohdistuu kuitenkin päätypalkkiin suuri halkaiseva voima, jota rakenne ei ole lähtökohtaisesti suunniteltu kestäväksi. Lisäksi jännevoimasta päätypalkkiin kohdistuva pistekuorma aiheuttaa palkille taivutusmomenttia. Yleensä päällysrakenteen päätypalkkeja joudutaankin vahventamaan lisävalulla merkittävästi. Päätytuen vahventaminen johtaa käytännössä myös maatuen otsamuurin ja liikuntasumarakenteen uusimiseen. Päätypalkkiin ankkuroitaessa tulee huomioida myös itse ankkurirakenteen vaatima tila sekä jännitystyön aikana jännityskaluston vaatima tila [26].

Yhtenä haasteena on jännevoiman rakenteelle aiheuttaman ohjausvoiman siirtäminen rakenteeseen. Kotelopalkkisilloilla voidaan useimmiten hyödyntää kotelon väliseiniä ohjaimina ja palkkisilloilla mahdollisia poikkipalkkeja, mutta väliseiniä ja poikkipalkkien puuttuessa joudutaan suunnittelemaan joko betonisia konsoleita, pilastereita tai rakenneteräsosista valmistettuja satuloita jännettä ohjaamaan. Väliseinäohjaimia käyttäessä kotelon geometria asettaa reunaehdot jänteen epäkeskisyydelle. Ohjaimet pyritään yleensä sijoittamaan niin lähelle kansi- ja pohjalaattoja kuin on työteknisesti ja jänteen sallitun kaarevuuden myötä mahdollista. Ohjausvoimien aiheuttamat paikalliset jännitykset päällysrakenteelle tulee tutkia tarkasti esim. kohdassa 3.9 esitetyllä tavalla [26].

Vanhan betonirakenteen jälkijännityksestä aiheutuvan viruman määritykseen liittyy epävarmuutta. Jännevoiman virumasta ja relaksaatiosta aiheutuvien häviöiden määrittäminen on avainasemassa jälkijännittämällä tehtävää vahventamista suunniteltaessa. Lisäksi päällysrakenteen geometriamuutokset jännitystyön aikana, sekä virumasta aiheutuen myöhemmin tulee tarkastella [26].

Jännegeometriaa suunniteltaessa tulee huomioida jännitystyön aiheuttamat vaatimukset liikennejärjestelyille. Päällysrakenteen päätypalkkiin ankkuroitaessa, tulee yleensä vähintään yhden ajokaistan olla suljettuna jännitystyön ajan [26].

Yhtenä olennaisena asiana ulkoisilla jänteillä suunniteltavaan vahventamiseen liittyy uusien rakenteiden ja korjausten vaikutus sillan ulkonäköön ja alikulkukorkeuteen [26].

4.2 Jälkijännittämällä vahvennettavan rakenteen suunnittelun vaiheet

Jälkijännittämällä tehtävän taivutusvahvennuksen suunnittelussa on tunnistettavissa 10 selkeää vaihetta, kun laskenta etenee jännitysrajatilatarkastelun kautta [27]:

1. Ensimmäisenä vaiheena on määrittää suunnittelukuormitustaso. Laskennassa käytettävä liikennekuorma määritetään tilaajan ja väylän liikenteen vaatimusten perusteella. Suunnittelukuormana voidaan käyttää Ajoneuvoasetuksen 2013 mukaisia liikennekuormakaavioita tai jos väylä on erikoiskuljetusreitillä, voidaan suunnittelussa käyttää Kantavuuslaskentaohjeen mukaisia erikoiskuljetuskaavioita ja asetettuja tavoiteakselipainoja.
2. Toisena vaiheena on laskea rakenteeseen kohdistuvat kuormat. Rakenteeseen kohdistuu kantavuuslaskentaohjeen mukaan siltatyyppistä riippuen oman painon lisäksi pysyviä kuormia jännevoimasta, betonin virumasta ja kutistumasta, tukipainumasta, rakentamisen aikaisista kuormista ja maanpaineesta. Muuttuvia kuormia ovat liikennekuormat ja

tarpeen mukaan betonisilloilla voidaan huomioida pintalämpötilaerosta aiheutuvat kuormat murtorajatilatarkastelussa. Jos rakenteella on riittävästi muodonmuutoskapasiteettia, ei lämpötilaeroa tarvitse huomioida [4].

3. Kun kuormat tunnetaan, voidaan laskea kuormista rakenteeseen kohdistuvat rasitukset; normaalivoimat, leikkausvoimat ja taivutusmomentit.
4. Jotta päästään tutkimaan rakenteen rasituksista aiheutuvia jännityksiä, täytyy määrittää rakenteen poikkileikkauksominaisuudet. Jännitystilatarkastelussa tarvittavia poikkileikkauksominaisuuksia ovat rakenteen poikkileikkauksen pinta-ala, neliömomentti ja kimmoisen neutraaliakselin sijainti.
5. Kun rakenteen kuormituksista aiheutuva jännitystila tunnetaan, voidaan määrittää jälki-jännityksellä rakenteeseen kohdistettava jännitystila.
6. Vaaditun jännitystilän perusteella voidaan valita tarvittava jännevoima ja jännevoiman epäkeskisyyden.
7. Jännevoiman ja rakenteen geometrian perusteella valitaan käytettävät jänteet.
8. Kun tunnetaan jännegeometria, käytetyt jänteet ja poikkileikkauksen ominaisuudet, voidaan tarkastaa rakenteiden jännitykset kaikissa kriittisissä poikkileikkauksissa.
9. Jännegeometrian valikoiduttua suunnitellaan jänteiden ankkurointi ja ohjaimet. Tässä vaiheessa tarkastellaan jännevoimasta ohjaimiin ja ankkurointiin kohdistuvat paikalliset vaikutukset.
10. Viimeisenä suunnitteluvaiheena tarkastetaan poikkileikkauksen muut suunnittelu ehdot. Rakenteesta voidaan tarkastella mm. leikkauskestävyys ja taipuma.

4.3 Jännegeometrian määrittäminen

Ideaalitilanteessa jännegeometria pyritään saamaan noudattamaan rakenteen taivutusmomenttikuvion muotoa. Näin jännevoimalla ja siitä aiheutuvalla taivutusjännitys jakaumalla pyritään kumoamaan kuormituksista aiheutuva taivutusjännitys jakauma. Jänne pyritään saada kulkemaan kenttäalueilla mahdollisimman kaukana poikkileikkauksen neutraaliakselin alapuolella välitukialueilla mahdollisimman kaukana neutraaliakselin yläpuolella.

Jännegeometrian rajoitteena vahvennettaessa on usein olemassa olevat rakenteet. Esimerkkinä jos vahvennettava päällysrakenne on rakennekorkeudeltaan matala, on riittävän epäkeskisyyden saaminen jänteelle haastavaa. Kotelopalkkirakenteella jänteiden epäkeskisyyden rajoitteena toimii kansilaatta yläpuolella ja kotelon pohjalaatta alapuolella, kun jänteet halutaan asentaa kotelon sisäpuolelle. Asentaessa jänteet kotelon ulkopuolelle, saadaan hieman enemmän liikumavaraa alapinnan rajoituksen suhteen, mutta tästä on apua vain päällysrakenteen kenttäalueilla.

Ulkoisilla jänteillä vahvennettaessa jänteille ei saada paraabelin tai ympyrän kaaren mallista pyöreää muotoa. Jänne kulkee suorana ohjaimien välisillä pätkillä ja ohjausvoima siirtyy rakenteeseen pistekuormina sisäisten jänteiden tasaisen kuorman sijaan. Ohjausvoimien ollessa suuria, voidaan ohjaimina toimivia päällysrakenteen väliseiniä ja poikkipalkkeja joutua vahventamaan esim. lisävaluilla.

Välitukien viereisten väliseinien kohdalla on usein ulkoisten kuormien taivutusmomentista aiheutuva vetojännitys rakenteen yläpinnassa. Tällöin on usein paras ratkaisu olla aiheuttamatta kulmanmuutosta jänteeseen näissä kohdin ja toteuttaa jännegeometria niin, että jänne kulkee suoraan väliseinän läpi.

4.4 Jännevoiman määrittäminen

4.4.1 Graafinen menetelmä

Uudisrakenteilla esijännitettyjen elementtien tapauksessa jännitettyjen poikkileikkausten jännitysrajoja tarkastellaan usein ns. graafisella menetelmällä. Graafista menetelmää voidaan hyödyntää myös siltarakenteiden jälkijännittämällä tehtävässä vahventamisessa, kun halutaan selvittää poikkileikkaukseen kohdistettava suurin mahdollinen jännevoima. Usein siltavahventamisessa ei pystytä tai haluta käyttää suurinta mahdollista jännevoimaa, koska jänteitä voidaan sijoitella vain tiettyihin kohtiin poikkileikkauksessa, ja toisaalta vahventamisen tavoitteena voi olla vastata vain valittuun kuormitustasoon, eikä poikkileikkauksesta haluta ottaa kaikkea mahdollista kapasiteettia irti.

Poikkileikkausta jännitettäessä jännevoima ei saa olla liian suuri alussa, jotta poikkileikkaus ei muru vedetystä pinnastaan. Toisaalta lopputilanteessa jännevoiman häviöiden jälkeen, jännevoiman tulee olla riittävän suuri, jotta rakenne pysyy kokonaisuudessaan puristettuna. Jännitysrajojen avulla suurin sallittu jännevoima voidaan määrittää graafisella menetelmällä. Kun tunnetaan rakenteen poikkileikkaus ja kuormitus, poikkileikkauksen jännitysrajoina ovat [10]:

- σ_1 , on suurin sallittu puristusjännitys poikkileikkauksen kuormituksesta vedetyssä pinnassa jännevoiman siirron yhteydessä,
- σ_2 , on suurin sallittu jännevoimasta aiheutuva vetojännitys poikkileikkauksen kuormituksesta puristetussa pinnassa jännevoiman siirron yhteydessä,
- σ_3 , on suurin sallittu jännevoimasta aiheutuva puristusjännitys poikkileikkauksen kuormituksesta puristetussa pinnassa lopputilanteessa,
- σ_4 , on pienin sallittu jännevoimasta aiheutuva puristusjännitys poikkileikkauksen kuormituksesta vedetyssä pinnassa lopputilanteessa.

Poikkileikkauksen jännitysraajat määritetään materiaalin jännitysrajojen ja kuormituksista aiheutuvien jännitysten summana tai erotuksena kaavojen (45-48) avulla.

$$\sigma_1 = \sigma_{c0} + \sigma_{gt} , \quad (45)$$

jossa

σ_{c0} on betonin suurin sallittu puristusjännitys jännevoiman siirron yhteydessä $0,6f_{ck}(t)$,

σ_{gt} on rakenteen omasta painosta aiheutuva vetojännitys vedetyssä pinnassa.

$$\sigma_2 = \sigma_{gc} + \sigma_{t0} , \quad (46)$$

jossa

σ_{t0} on betonin suurin sallittu vetojännitys jännevoiman siirron yhteydessä $f_{ctm}(t)$,

σ_{gc} on rakenteen omasta painosta aiheutuva puristusjännitys puristetussa pinnassa

$$\sigma_3 = \sigma_{c\infty} - \sigma_{(g+q)c} , \quad (47)$$

jossa

$\sigma_{c\infty}$ on betonin suurin sallittu puristusjännitys lopputilanteessa pitkäaikaisilla kuormilla $0,45f_{ck}(t)$,

$\sigma_{(g+q)c}$ on rakenteen pitkäaikaiskuormista aiheutuva puristusjännitys lopputilanteessa puristetussa pinnassa.

$$\sigma_4 = \sigma_{gt} - \sigma_{t\infty}, \quad (48)$$

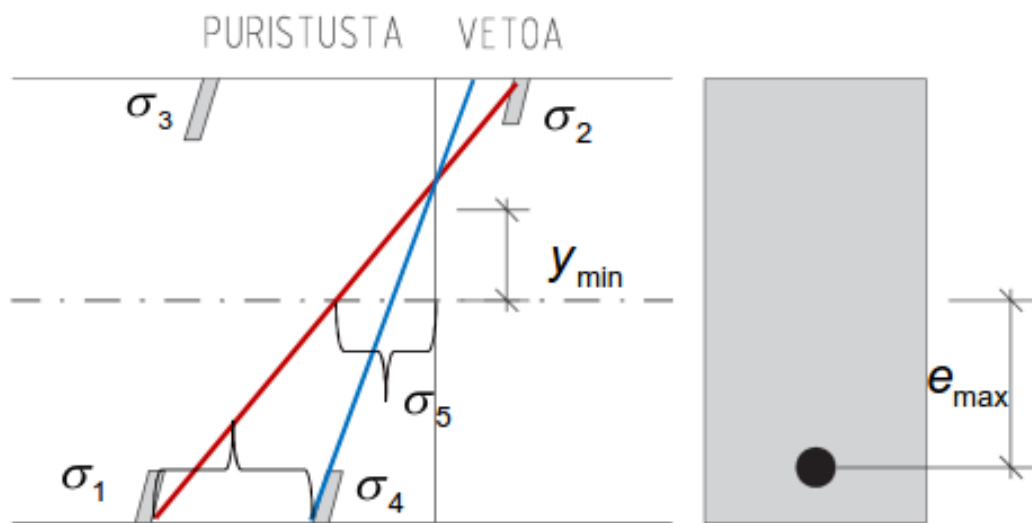
jossa

$\sigma_{t\infty}$ on betonin suurin sallittu vetojännitys lopputilanteessa pitkäaikaisilla kuormilla $f_{ctm}(t)$.

Yleensä jännitetyillä rakenteilla ei sallita vetojännitystä rakenteessa pitkäaikaisilla kuormilla, mutta NCCI2 kappaleen 7.3.1 mukaan siltarakenteissa tartunnattomilla jänteillä riittää, että rakenne pysyy puristettuna pysyvillä kuormilla, ja rakenteen halkeamaleveydet täyttävät NCCI2 taulukossa 7.1 asetetut ehdot [4].

Kun rakenteen jännitysrajat tunnetaan, voidaan poikkileikkauksen neutraaliakselilla vaikuttava suurin sallittu jännitys σ_5 määrittää kuvassa 29 esitetyllä tavalla yhdenmukaisten kolmioiden perusteella. Poikkileikkauksen suurin sallittu alkujännevoima saadaan tällöin määritettyä kaavalla (49).

$$P_0 = \sigma_5 * A_c \quad (49)$$



Kuva 29. Jännevoiman graafinen määrittäminen jännitysrajojen avulla [10]

Jännevoiman graafista määrittästä havainnollistaa kuva 29.

4.4.2 Poikkileikkauksen sydänkuvio

Poikkileikkauksen sydänkuvio on alue poikkileikkauksessa, johon jännevoima voidaan sijoittaa kulkevaksi, niin että poikkileikkauksen reunajännitykset toteuttavat rakenteelle asetetut jännitysrajojen ehdot. Jännitysrajojen avulla saadaan johdettua jännevoiman epäkeskisyyden raja-arvot, kun tunnetaan poikkileikkauksen ominaisuudet, kuormitukset ja jännevoiman suuruus alku- ja lopputilanteissa [10], [15].

Jännevoiman epäkeskisyyden voi suurimmillaan olla alkutilanteissa kaavojen (50) ja (51) mukainen.

$$e \leq \frac{M_g + W_c \left(\frac{P_0}{A} + \sigma_{t0} \right)}{P_0}, \quad (50)$$

jossa

M_g on rakenteen omasta painosta aiheutuva taivutusmomentti,

W_c on poikkileikkauksen taivutusvastus puristetun pinnan suhteen.

$$e \leq \frac{M_g + W_t \left(\frac{-P_0}{A} + \sigma_{c0} \right)}{P_0}, \quad (51)$$

jossa

W_t on poikkileikkauksen taivutusvastus vedetyn pinnan suhteen.

Jänteen epäkeskisyyks voi pienimmillään olla lopputilanteessa kaavojen (52) ja (53) mukainen.

$$e \geq \frac{M_{tot} - W_c \left(\frac{-P_\infty}{A} + \sigma_{c\infty} \right)}{P_\infty}, \quad (52)$$

jossa

M_{tot} on rakenteen pitkäaikaisista kuormista aiheutuva kokonaistaivutusmomentti,

P_∞ on jännevoiman arvo häviöiden tapahduttua,

$$e \geq \frac{M_{tot} - W_c \left(\frac{P_\infty}{A} + \sigma_{t\infty} \right)}{P_\infty}. \quad (53)$$

4.4.3 Staattisesti määräämättömän rakenteen jännevoiman määrittäminen

Staattisesti määräämättömällä rakenteella jännevoiman määrittämisessä on käytännössä kolme tuntematonta suuretta, jotka kaikki ovat riippuvaisia toisistaan. Nämä tuntemattomat suureet ovat jännevoima, jännevoiman epäkeskisyyks ja rakenteen jatkuvuudesta aiheutuva pakkomomentti [28].

Päätettäessä käyttää vahventamistyön kannalta suurinta mahdollista jänteen epäkeskisyyttä, päästään käsiksi jännevoiman suuruuteen, ja sitä kautta myös pakkomomenttiin. Käytännössä jatkuvalle rakenteelle jännevoiman määrittäminen etenee seuraavasti:

1. Määritetään jännevoiman epäkeskisyyks, esim. kotelopoikkileikkauksessa väliseinäohjaimien asennuksen kannalta mahdollisen sijainnin perusteella. Väliuilla ohjaimet suunnitellaan niin lähelle kansilaattaa kuin asentamisen ja jänteen suurimman pyöristyssäteen kannalta mahdollista ja kentässä niin lähelle pohjalaattaa kuin mahdollista.
2. Valitaan alkujännevoiman arvo, lasketaan jännevoiman häviöiden suuruus ja määritetään lopullinen jännevoiman arvo.
3. Lasketaan pakko- ja kokonaismomenttien suuruus esim. LUSAS FEM-laskentaohjelmistolla. Tarkistetaan, että jännitysraja- ja epäkeskisyysehdot toteutuvat. Muokataan tarvittaessa alkujännevoiman arvoa ja toistetaan laskentaketjuja niin, että kaikki ehdot toteutuvat.

4.5 Jänteen valinta

Jännevoiman määrittäksen jälkeen voidaan valita jännitykseen käytettävät jänteet. Jänteiden kokoon ja tyyppiin vaikuttavat vahvennettavan rakenteen ominaisuudet sekä vahvennustyön vaatimat olosuhteet. Yleensä vahventamisessa pyritään käyttämään niin isoja jänteitä kuin on mahdollista. Isoilla jänteillä työvaiheita on vähemmän. Päällysrakenteen uumien määrä vaikuttaa myös jännemäärään. Jännevoima pyritään saamaan jakautumaan tasaisesti jokaiselle uumalle. 2000-luvulla suurimpia Suomessa käytettyjä jänteitä vahventaessa on ollut halkaisijaltaan 15,7 mm 15-punoksiset jänteet.

Pienemmillä jänteillä on etuna, että työn aikaiset jännityskeskittymät pysyvät paremmin hallussa, eikä rakenteeseen pääse niin helposti syntymään esimerkiksi epäkeskeisestä puristuk-

sesta aiheutuvaa poikkisuuntaista taivutusta. Pienempiä jänteitä on myös helpompi jaotella alaryhmiin siten, että jännegeometriaa voidaan varioida ja jänteitä voidaan jännittää eriaikaisesti. Pienillä jänteillä ankkurivoimat ovat pienempiä, jolloin myös ankkurointiin tarvittavan lisäraudoituksen määrä on pienempi. Isot jänteet vaativat isot tunkit jännitystyöhön, asettaen suuremman tilantarpeen asennustyölle. Isoja jänteitä ankkuroitaessa päällysrakenteeseen kenttäalueilla pilasterein ja konsolein, tarvittava betoni- ja raudoitusmäärä on merkittävä. Tämä kasvattaa luonnollisesti myös rakenteeseen kohdistuvia kuormia.

Käytännössä ulkoisilla jänteillä vahvennettaessa jänteiden ohjaimien sijoittelu on rakennusohjelman kannalta yleensä kriittisin toimenpide. Tämä johtaa siihen, että isommat jänteet ovat taloudellisempia ja tehokkaampia asentaa, kun rakenteeseen tehtävien läpivientien ja juotosvalujen määrä on pienempi [28].

4.6 Ohjaimien suunnittelu

4.6.1 Väliseinäohjaimet

Päällysrakenteen väliseinien tai poikkipalkkien hyödyntäminen jännekulun ohjaimina on työteknisesti helpoin, taloudellisesti edullisin ja suunnittelun kannalta yksinkertaisin menetelmä jännegeometrian toteutukseen. Väliseinäohjain toteutetaan poraamalla väliseinään reikä, johon ohjainputki asennetaan haluttuun asemaan jälkivalulla. Ohjaimesta kohdistuu väliseinään lähtökohteisesti vain puristusta, jolloin lisäraudoituksen tarvetta ei yleensä ole.

Väliseinäohjaimilla kuten muillakin ohjaintyypeillä tulee huomioida paikalliset rasitukset ohjaimena käytetyille teräsputkelle ja jänteen suojaputkelle. Ohjaimena toimiva teräsputki ulottuu yleensä 100-150 mm väliseinän molemmin puolin, jolloin ulokeosa käyttäytyy kuten ulokepalkki, johon kohdistuu väliseinän ohjausvoimasta putkelle jakautuva tasainen kuorma. Teräsputken kestävyysmitoitusta voidaan tehdä kuten tavanomaisille teräsrakenteille. Jänteen suojaputken rasituksista huolehditaan noudattamalla kohdassa 4.8 esitettyä jännemenetelmän käyttöselosteen asettamia vaatimuksia jänteen kaarevuudelle.

Lisäksi itse väliseinään kohdistuva paikallinen puristus tulee tarkastella. Läpivientien jälkivaluissa täytyy huomioida uuden ja vanhan betonin välinen tartunta, sekä mahdollisesti kutistumasta aiheutuvat jännitykset ja irti leikkautuminen.

4.6.2 Pilasterit ja konsolit

Jännekulun ohjaimina voidaan käyttää myös erikseen valettavia pilastereita ja konsoleita. Pilastereilla ja konsoleilla kriittinen ongelma on kiinnitys vanhaan rakenteeseen. Pilasterien ja konsolien ankkuroimiseen itse päällysrakenteeseen käytetään usein tartuntahakoja tai jänneterästankoja. Pilasterein ja konsolein tehtävät ohjaimet toteutetaan monesti symmetrisesti esimerkiksi kotelon uuman suhteen niin, että uuman molemmin puolin kulkee symmetrisesti jänteitä. Tällöin rakenteeseen ei pääse syntymään vääntöä. Pilastereihin ja konsoleihin kohdistuu usein niin merkittäviä rasituksia, että rakenteen kuormien liiallisen kasvattamisen välttämiseksi, voidaan konsolit ja pilasterit valaa erikoislujasta betonista, jonka ominaispuristuslujuus f_{ck} voi olla jopa yli 150 MPa. Pilastereilla ja konsoleilla tulee myös huomioida paikallisista rasituksista aiheutuvien muodonmuutosten vaikutus jännegeometriaan [12].

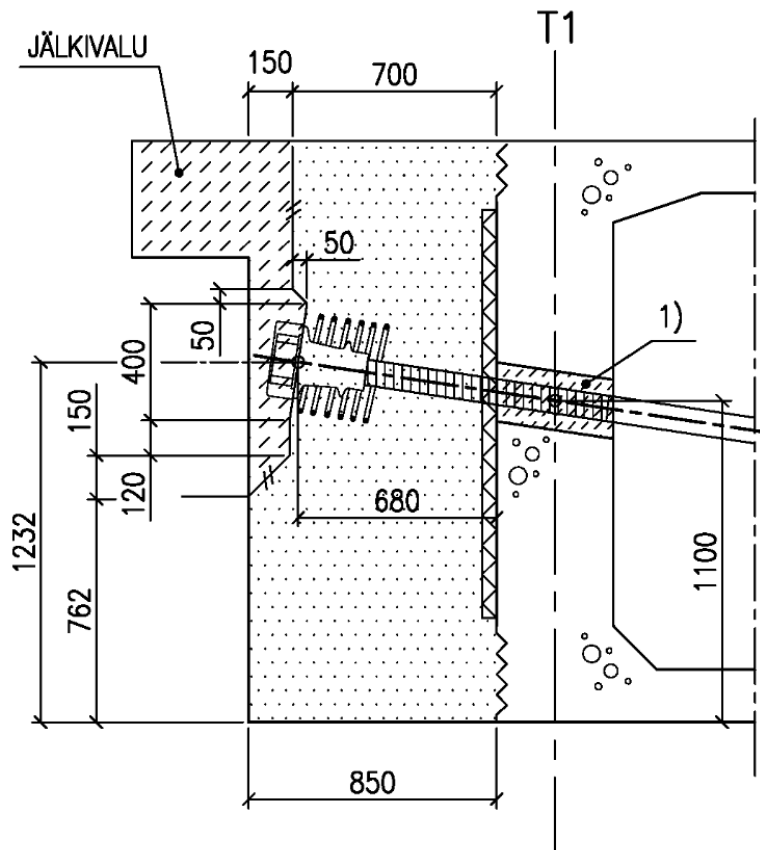
4.6.3 Terässatulat

Jännegeometrian toteutukseen voidaan käyttää myös rakenneteräksestä valmistettuja erikoisosa, jotka suunnitellaan vahvennuskohteen mittojen ja jänteestä aiheutuvien rasitusten mukaan. Teräksiset ohjaimet pultataan olemassa olevaan rakenteeseen kiinni. Terässatuloiden käyttöön ohjaimina voidaan päätyä, kun rakenteen kuormia ei haluta tai voida lisätä jälkivalettavilla pilastereilla tai konsoleilla. Terässatulat saadaan kasattua esivalmistetuista osista ahtaissa tiloissa. Terässatulat soveltuvat hyvin ohjaimiksi erityisesti silloin, kuin jänne kulkee poikkileikkauksen alapuolella [12].

4.7 Ankkuroinnin suunnittelu

Ulkoisilla jänteillä jälkijännitetyillä rakenteilla poikkileikkaukseen kohdistuva puristuva voima välittyy kokonaisuudessaan rakenteeseen ankkurikappaleiden kautta. Tämä aiheuttaa rakenteeseen suuren paikallisen puristuksen lisäksi puristavan kuorman vaikutussuuntaan nähden poikittaista vetoa. Betonin paikallinen puristuskestävyys voi kuitenkin NCCI2 mukaan olla suurimmillaan kolme kertaa mitoituspuristuslujuuden suuruinen. Jotta rakenteen paikallinen puristuskestävyys voidaan hyödyntää, pitää ankkurialue olla raudoitettu rakennetta halkaisevia voimia vastaan. Päätypalkin halkaisu voidaan tarkastella kohdassa 3.9 esitetyllä tavalla.

Silloilla, joissa jännegeometria voidaan suunnitella kulkevaksi päädyistä päätyyn, yksinkertaisinta on ankkuroida jännevoima päällysrakenteen päätypalkkiin. Yleensä vanha päätypalkki ei kuitenkaan ole suunniteltu päällysrakennetta puristaville normaalivoimille, jolloin päätypalkin paksumutta joudutaan kasvattamaan merkittävästi tai valamaan uusi päätypalkki kokonaan. Uuden ja vanhan betonin pinta on kuitenkin kutistumasta aiheutuvalle halkeilulle altis. Eräänä keinona uuden ja vanhan betonin pintaan aiheutuvien vetojännitysten minimoimiseksi on käytetty kuvassa 30 esitettyä valupintaan sijoitettavaa ohutta eristekerrosta, joka toimii laakerina uuden ja vanhan betoniosan välillä.



Kuva 30. Esimerkki päätypalkin vahventamisen yhteydessä valupintaan sijoitettava eristeestä, Lupajan silta [5]

Päätypalkkia kasvatettaessa myös maatuen otsamuuri ja liikuntasaurarakenne joudutaan yleensä uusimaan. Liikuntasaurarakenne joudutaan usein uusimaan jo pelkästään päällysrakenteen jännevoiman aiheuttamasta kokoonpuristumasta johtuen.

Jännevoima voidaan tarvittaessa ankkuroida myös välituilla oleville poikkipalkeille tai kentässä päällysrakenteen pohja- tai kansilaattaan. Laattaan ankkuroitaessa tehtävät jälkivalut ja tartuntajärjestelyt monimutkaistuvat sekä rakenteen kuormat omista painoista kasvavat.

4.8 Jännitystyön asettamat rajoitukset jännegeometrialle

Jännitystyöhön käytettävän tunkin koko on riippuvainen jännteestä. Suurilla jännteillä tarvitaan suurempi tunkki, joka määrittää jännitystyön vaatiman tilan ankkurialueilla. Tunkin kokoon vaikuttaa myös jännitettävän jänteen pituus. Pienellä tunkilla ei pystytä kerrallaan vetämään pitkää pätkää jännettä läpi ja vetäminen voidaan joutua tekemään useaan kertaan, tehden työstä tehotonta. Tunkin koon kasvaessa, voidaan tarvita myös erillistä nostokalustoa tunkin käsittelyyn. Esimerkiksi 15-punoksisen jänteen jännittämiseen käytettävän tunkin HoZ 5,400/250 ulkomitat pituus x korkeus Dywidagin jännemenetelmälle ovat 1271mmx482mm ja paino on 600 kg [6].

Taulukko 6. *Dywidag ulkoisten jänneiden pienimpiä sallittuja kaarevuuksia ohjaimien kohdalla [6]*

Table 4: Smallest radius of curvature of deviators

Tendon	Min. radius of curvature	Tendon	Min. radius of curvature
6803	2.00 m	6815	2.75 m
6804	2.00 m	6819	3.00 m
6805	2.00 m	6822	3.25 m
6807	2.00 m	6827	3.50 m
6809	2.25 m	6831	3.75 m
6812	2.50 m	6837	4.00 m

Käytetyn jännemenetelmän käyttöseloste asettaa rajoitukset jänteen kaarevuudelle sekä ohjaimien kohdalla, että ankkurien takana. Lisäksi jännemenetelmän käyttöseloste voi asettaa vaatimuksia ankkurialueella jänteen suoran osuuden pituudelle. Taulukossa 6 on esitettyä Dywidagin ulkoisten jänneiden kaarevuuden vaatimuksia erikokoisille jännteille.

5. ESIMERKKIKOHTTEET

Sillan pituussuuntaisilla ulkoisilla jänteillä onnistuneesti vahvennettuja siltoja on Suomessa yhteensä 20 kpl. Vahvennetut sillat ovat pääsääntöisesti olleet 50- ja 60-luvuilla valmistuneita teräsbetonisia jatkuvia kotelopalkkisilloja. Poikkeuksina joukossa ovat olleet palkkisillat H-379 Harhalansalmen silta ja SK-1672 Pankakosken silta, yksiaukkoinen T-71 Lupajan silta sekä esijännitetyt sillat T-4017 Myllysilta ja U-3091 Jyrängön II silta. Sekä Myllysillassa, että Jyrängön II sillassa on aikanaan esijännittämiseen käytetty nykytiedon valossa vetyhaurastumiselle alttiita KA-jäniteitä, joka on osaltaan johtanut vahventamistarpeeseen. Valtaosa tehdyistä vahvennuksista on tapahtunut 2000-luvun puolella. Ulkoisilla jänteillä tehtävällä vahventamisella on kyetty parantamaan siltojen kantavuutta asetettuun tavoitetasoon sekä tarpeen mukaan leventämään siltaa, parantaen sillan käytettävyyttä.

Taulukko 7. *Pituussuuntaisilla ulkoisilla jänteillä vahvennetut sillat Suomessa*

Tunnus	Nimi	Kunnossapitäjä	Valmistumisvuosi	Vahventamisvuosi
H-1124	Murhasaaren silta	Pirkanmaan ELY	1962	1999
H-379	Harhalansalmen silta	Pirkanmaan ELY	1968	2007
H-701	Nokianvirran silta	Pirkanmaan ELY	1960	1975
L-2	Simojoen silta	Lapin ELY	1964	2005
L-396	Ounasjoen salmen silta	Lapin ELY	1961	2015
O-200	Puodinkosken silta	Pohjois-Pohjanmaan ELY	1957	1998
O-201	Helsinginkosken silta	Pohjois-Pohjanmaan ELY	1958	2000
O-2567	Tönölänsalmen silta	Pohjois-Pohjanmaan ELY	1964	2010
O-27	Siikajoen silta	Pohjois-Pohjanmaan ELY	1956	2010
O-3061	Kalajoen isosilta	Pohjois-Pohjanmaan ELY	1957	2004
SK-1672	Pankakosken silta	Pohjois-Savon ELY	1962	1978
T-4017	Myllysilta (purettu 2011)	Turun kaupunki	1975	~1980-luvun puoliväli
T-446	Lukkarin silta	Varsinais-Suomen ELY	1958	2000
T-665	Reposaaren silta	Varsinais-Suomen ELY	1956	2012
T-700	Loimijoen silta	Varsinais-Suomen ELY	1957	2013
T-71	Lupajan silta	Varsinais-Suomen ELY	1960	2014
U-2515	Mierolansalmen silta	Uudenmaan ELY	1970	2008
U-2975	Koskelan vesistösilta	Uudenmaan ELY	1966	1980
U-3091	Jyrängön II silta	Heinolan kaupunki	1968	2018
U-6104	Wallininkadun silta	Helsingin kaupunki	1969	2006

Tunnus	Nimi	Jännemitat [m]	HL (suluissa alkuperäinen) [m]	Rakennetyyppi
H-1124	Murhasaaren silta	26 + 52 + 26	10	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
H-379	Harhalansalmen silta	19 + 26 + 19	9,5 (7,5)	Teräsbetoninen jatkuva palkkisilta
H-701	Nokianvirran silta	12 + 12 + (1.1) + 38 + 52 + 27	15,95 (14,1)	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
L-2	Simojoen silta	32,6 + 44 + 32,6	10	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
L-396	Ounasjoen salmen silta	26 + 32,5 + 32,5 + 26	8,5 (7)	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
O-200	Puodinkosken silta	41 + 52 + 41	9,5(10)	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
O-201	Helsinginkosken silta	41 + 52 + 41	9,5(10)	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
O-2567	Tönölänsalmen silta	25 + 50 + 25	7,5 (7)	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
O-27	Siikajoen silta	20,5 + 27 + 20,5	8,5 (7)	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
O-3061	Kalajoen isosilta	20 + 25 + 25 + 25 + 25 + 20	12	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
SK-1672	Pankakosken silta	15 + 26,5 + 15	5	Teräsbetoninen jatkuva palkkisilta
T-4017	Myllysilta (purettu 2011)	9,2 + 71,89 + 9,2	20	Jännitetty betoninen vinojalkainen palkkikehäsilta
T-446	Lukkarin silta	24 + 30 + 24	14(12)	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
T-665	Reposaaren silta	20 + 37 + 48 + 37	7	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
T-700	Loimijoen silta	24 + 30 + 24	11,86	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
T-71	Lupajan silta	21	9,5 (9)	Teräsbetoninen kotelopalkkisilta
U-2515	Mierolansalmen silta	18,6 + 33,5 + 18,6	10,55	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
U-2975	Koskelan vesistösilta	26 + 39 + 26	18	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta
U-3091	Jyrängön II silta	42,5 + 53,5 + 31	13,5	Jännitetty betoninen kotelopalkkisilta
U-6104	Wallininkadun silta	10,2 + 35 + 13,2	17,6	Teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta

Taulukossa 7 on esitetty kaikki Suomessa ulkoisilla teräsjänteillä vahvennetut sillat.



Kuva 31. Pituussuuntaisilla ulkoisilla jänteillä vahvennetut sillat kartalla [19]

Kuvassa 29 on esitetty ulkoisilla jänteillä vahvennetut sillat kartalla [19].

6. NORMAALIPÄÄLLYSRAKENNE BD/22 VAH- VENTAMINEN

6.1 Tyypirakenteen esittely

Esimerkkilaskelmat laaditaan normaalipäällysrakenne BD/22 mukaiselle sillalle. Normaali-päällysrakenne BD/22 on Tie- ja Vesirakennushallituksen vuonna 1966 laatima tyyppipiirustus teräsbetoniselle jatkuvalla laatikko- eli kotelopalkkisillalle. BD/22-tyypirakenteen mukaan on rakennettu yksi vesistösilta, L-38 Alaniemen silta Lapin Simoon. Silta sijaitsee Sompujärventiellä, tienumero 923, ja ylittää Simojoen Harrikosken. Alaniemen silta on valmistunut vuonna 1967 [19], [29].

BD/22 sillan päätiedot:

- siltatyyppi	teräsbetoninen jatkuva kotelopalkkisilta (Bjkp)
- jännemitta	24,00+32,00+24,00 m
- hyödyllinen leveys	6,50 m
- kokonaisleveys	7,15 m
- rakennekorkeus	1,825 m
- hoikkuus (L/H)	13/18/13
- suunnittelukuorma	AI/2, 9.2.1966

Materiaalit:

- Betoni	K350, $f_{ck}=28\text{MPa}$
- Betoniteräs	V40, $f_{yk}=400\text{MPa}$

Materiaaliominaisuuksien määrittäminen on tehty Liikenneviraston kantavuuslaskentaohjeen perusteella [20]. BD/22 päällysrakenteen mitta- ja raudoituspiirustukset on esitetty liitteessä 1. Materiaali- ja poikkileikkausominaisuuksien laskenta on esitetty liitteessä 2.

6.2 Käytettävät kuormat

6.2.1 Pysyvät kuormat

Rakenteen pysyviä kuormia määritettäessä huomioidaan päällysrakenteen oma paino, pintarakenteiden oma paino, kaiteiden oma paino sekä jännitysvoima. Päällysrakenteen oma paino määritetty rakenteen todellisten mittojen perusteella. Päällysrakenne oletetaan vahvennettaessa kokonaisuudessaan kutistuneeksi ja viruma huomioidaan jännevoiman häviössä vain siltä osin, kun se kehittyy kuormituksen alkamisajankohdan 52 vuotta jälkeen.

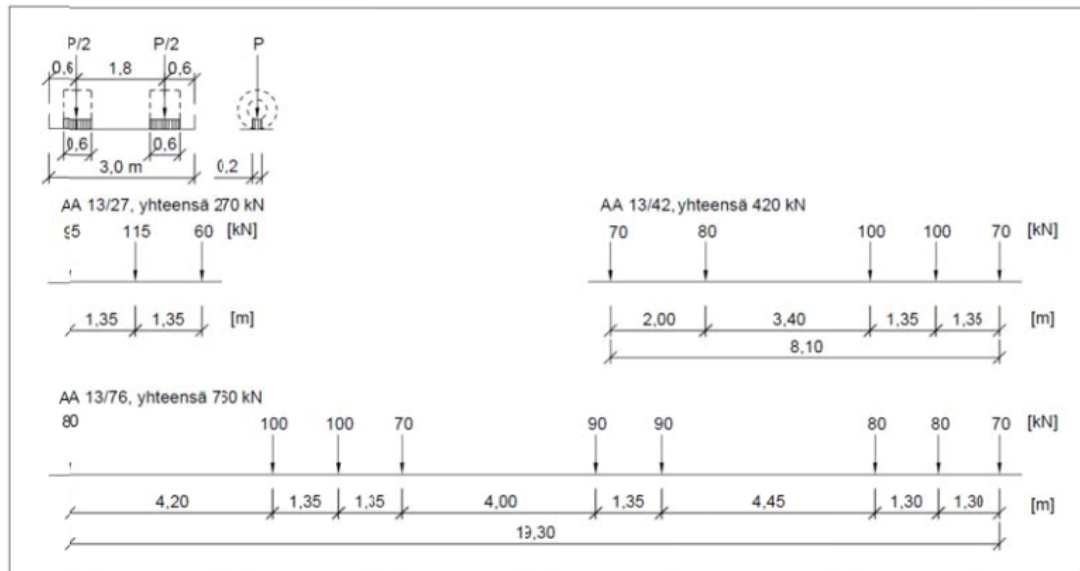
Betonin materiaalimallina LUSAS-rakennemallissa käytetään C30/37, jolloin raudoitetun betonin tilavuuspaino on 25 kN/m^3 .

Pintarakenteen paksuus on tyyppipiirustuksen mukaan 110 mm, jolloin pintarakenteen painoksi tulee Eurokoodin soveltamisohje – Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet NCCI1 mukaisilla asfaltin painoilla $2,75\text{ kN/m}^2$ ja päällysrakenteelle viivakuormaksi muutettuna $17,875\text{ kN/m}$ [30].

Sillan kaiteiden painona käytetään H2 harvan sillankaiteen tyyppipiirustuksen mukaisesta painosta $63,4\text{ kg/m}$ pyöristettynä $0,7\text{ kN/m}$ per kaide [31].

6.2.2 Muuttuvat kuormat

Sillan liikennekuormina on käytetty kuvassa 32 esitettyjä Ajoneuvoasetuksen 2013 mukaisia kuormakaavioita AA 13/27, AA 13/42 ja AA 13/76. Ajoneuvoasetuksen mukaiset kuormakaaviot voidaan sijoitella kuvassa 33 esitetyn tavoin sillalle. Kuormakaaviot mallinnetaan kuormituslinjoja pitkin kulkevinä liikkuvina akselikuormina. Kuormakaavion kanssa yhtä aikaa vaikuttaa myös ajoneuvoasetuksen mukainen $4,5 \text{ kN/m}^2$ tasainen pintakuorma, joka mallinnetaan sillan hyötyleveyden $HL=6,5 \text{ m}$ mukaan $29,25 \text{ kN/m}$ suuruisena viivakuormana poikkileikkaukselle [20].

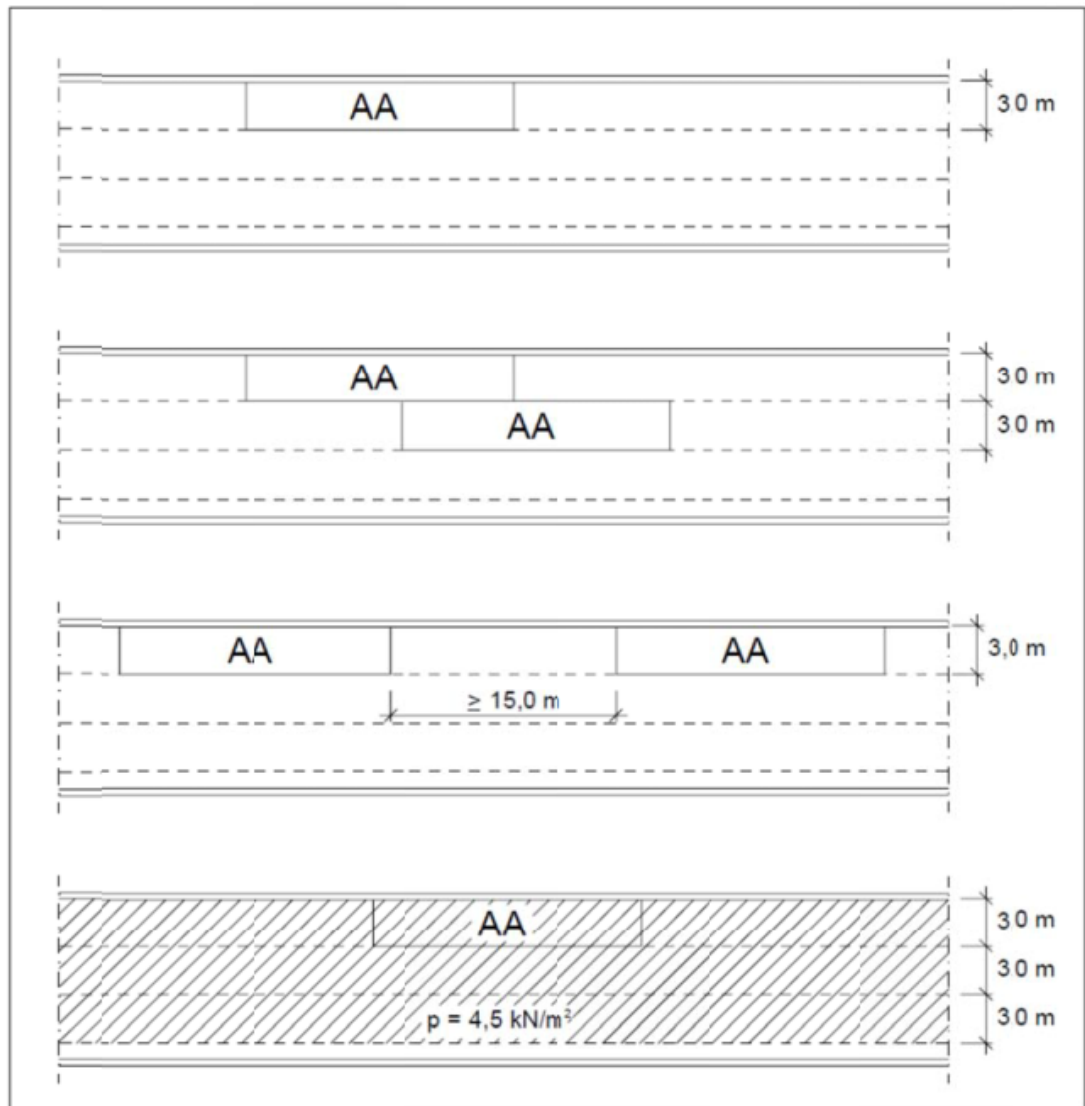


Kuva 32. Ajoneuvoasetuksen 2013 mukaiset kuormakaaviot [20]

Tässä esimerkkilaskennassa ei tarkastella päällysrakenteen poikkisuuntaista kestävyyttä ja vääntöä, joten liikennekuormat mallinnetaan keskeisesti poikkileikkauksen suhteen. Tästä johtuen, liikennekuormakaavioita voidaan sijoitella sillan kannelle seuraavilla tavoilla:

- 1 x AA,
- 1 x AA + pintakuorma,
- 2 x AA rinnakkain,
- 2 x AA peräkkäin.

Rinnakkain kulkevien kuormakaavioiden vaikutus huomioidaan tuplaamalla rakennemallissa käytetyn yhden kuormakaavion akselipainot. Peräkkäin olevat kuormakaaviot sijoitetaan 32m etäisyydelle toisistaan, sillä oletuksella, että sillan keskimmäiseen aukkoon kohdistuu tällöin suurin ylöspäin suuntautuva taivutus.



Kuva 33. Ajoneuvoasetuksen mukaisten kuormien sijoittelu sillalla [20]

Kuormakaavion sysäys huomioidaan kantavuuslaskentaohjeen mukaisen kaavan (54) mukaan laskettavalla kertoimella.

$$\phi = 1,40 - 0,006 * L \geq 1,10 \quad , \quad (54)$$

jossa

L on tarkasteltavan rakenneosan jännemitta tai ulokkeen pituus.

Tässä tapauksessa määräävä sysäyslisä saadaan käyttämällä sillan lyhyempää jännemittaa $L=24$ m, jolloin $\phi = 1,256$.

Päällysrakenteen vastakkaisten pintojen pystysuuntainen pintalämpötilaero huomioidaan käyttörajatilassa kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti. Vastakkaisten pintojen lämpötilaeroksi otaksutaan 10 °C. Tällöin $1,825$ m korkealle päällysrakenteelle rakennemalliin syötettäväksi lämpötilagradientiksi tulee $5,479$ °C/m. NCC12 kohdan 5.5 mukaan teräsbetonisilloissa lämpötilakuormista aiheutuvat rasiukset voidaan jättää huomioimatta murtorajatilassa, kun rakenteella on riittävä kiertymiskyky. Tartunnattomilla jänteillä rakenteelta ei vaadita vetojännityksetöntä tilaa. Tällöin rakenne pääsee halkeilemaan ja sillä voidaan katsoa olevan riittävä kiertymiskyky murtorajatilassa.

6.2.3 Kuormitusyhdistelyt

BD/22 päällysrakenteen kuormituksille käytetään kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti taulukon 8 osavarmuuslukuja ja yhdistelykertoimia. Kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti kuormia yhdistettäessä liikennekuormakaavio on aina määräävä muuttuva kuorma.

Pysyville kuormille käytetään murtorajatilassa osavarmuuslukua 0,9 tai 1,2, riippuen siitä, katsotaanko pysyvien kuormien vaikutuksen olevan rakenteen kestävyuden kannalta edullinen tai epäedullinen. Pysyvät kuormat yhdistellään täysimääräisenä kertoimella 1,0 sekä murto-, että käyttörajatilassa.

Jännevoiman osavarmuuskertoimena käytetään 0,9 tai 1,1 riippuen siitä, katsotaanko pysyvien kuormien vaikutuksen olevan rakenteen kestävyuden kannalta edullinen tai epäedullinen. Jännevoima yhdistellään täysimääräisenä kertoimella 1,0 sekä murto-, että käyttörajatilassa.

Pintalämpötilaeron osavarmuuskertoimena käytetään 1,5. Pintalämpötilaeron yhdistelykerroin on teräsbetoniselle ja jännebetoniselle sillalle eri. Teräsbetonisella sillalla pintalämpötilaeroa ei huomioida murtorajatilayhdistelyssä ja käyttörajatilassa se yhdistellään kertoimella 0,25. Jännebetonisella sillalla pintalämpötilaero huomioidaan murtorajatilassa kertoimella 0,5 ja käyttörajatilassa täysimääräisenä kertoimella 1,0.

Ajoneuvoasetuksen mukaiset liikennekuormakaaviot kerrotaan murtorajatilassa kertoimilla 1,45 tai 1,3 riippuen siitä montako kuormakaaviota vaikuttaa yhtä aikaa. AA-kaavioon kanssa yhtä aikaa vaikuttavan tasaisen pintakuorman osavarmuuskertoimena käytetään 1,6. Sekä murto-, että käyttörajatilassa liikennekuormat yhdistellään täysimääräisenä kertoimella 1,0.

Taulukko 8. *Kantavuuslaskennan kuormien osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet [20]*

Kantavuuslaskennan kuormien osavarmuuskertoimet			
Suluissa yhdistelykerroin jännitetyle sillalle			
Kuormitus	Murtorajatilalla osavarmuusluku	Kuorman yhdistelykerroin murtorajatilassa, $\psi_{0,ULS,j}$	Kuorman yhdistelykerroin käyttörajatilassa, $\psi_{0,SLS,j}$
Pysyvät kuormat	$\gamma_G = 0,9/1,2$	1	1
Jännevoima	$\gamma_P = 0,9/1,1$	0(1)	0(1)
Pintalämpötilaero	$\gamma_{Tdk} = 1,5$	0(0,5)	0,25(1,0)
Yksi AA-kaavio	$\gamma_{Qk,AA} = 1,45$	1	1
Kaksi AA-kaaviota	$\gamma_{Qk,2AA} = 1,30$	1	1
1 AA-kaavio + pintakuorma	$\gamma_{Qk,AAp} = 1,30$	1	1
	$\gamma_{Qk,p} = 1,60$	1	1

Rakenteelle voidaan näin ollen muodostaa taulukoiden 9 ja 10 mukaiset murto- ja käyttörajatilayhdistelyt, jossa a-yhdistelyt kuvaavat vahventamista edeltävää tilannetta ja b-yhdistelyt vahventamisen jälkeistä tilannetta. Kuormat yhdistellään LUSASin Smart Combination -työkalulla ja yhdistelyistä kootaan Envelopet sekä vahvennusta edeltävälle tilanteelle, jossa ei ole jännevoimaa vielä vaikuttamassa, että vahvennuksen jälkeiselle tilanteelle.

Taulukko 9. *Kantavuuslaskennan murtorajatilayhdistelmät*

Kantavuuslaskennan murtorajatilayhdistelyt				
Kuormitusyhdistelmä	Pysyvät kuormat, osavarmuuskerroin x yhdistelykerroin	Jännevoima, osavarmuuskerroin x yhdistelykerroin	Liikennekuorma, osavarmuuskerroin x yhdistelykerroin	Pintalämpötilaero, osavarmuuskerroin x yhdistelykerroin
ULS1, pysyvät kuormat	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	0	0
ULS2, pysyvät + jännevoima	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	0	0
ULS3a, 2 x AA 13/27 rinnakkain	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS3b, 2 x AA 13/27 rinnakkain	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS4a, AA 13/27+pintakuorma	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	(1,30 x AA + 1,60 x p) x 1	1,5 x 0
ULS4b, AA 13/27+pintakuorma	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	(1,30 x AA + 1,60 x p) x 1	1,5 x 0
ULS5a, 2 x AA 13/27 peräkkäin	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS5b, 2 x AA 13/27 peräkkäin	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS6a, 2 x AA 13/42 rinnakkain	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS6b, 2 x AA 13/42 rinnakkain	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS7a, AA 13/42+pintakuorma	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	(1,30 x AA + 1,60 x p) x 1	1,5 x 0
ULS7b, AA 13/42+pintakuorma	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	(1,30 x AA + 1,60 x p) x 1	1,5 x 0
ULS8a, 2 x AA 13/42 peräkkäin	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS8b, 2 x AA 13/42 peräkkäin	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS9a, 2 x AA 13/76 rinnakkain	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS9b, 2 x AA 13/76 rinnakkain	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS10a, AA 13/76+pintakuorma	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	(1,30 x AA + 1,60 x p) x 1	1,5 x 0
ULS10b, AA 13/76+pintakuorma	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	(1,30 x AA + 1,60 x p) x 1	1,5 x 0
ULS11a, 2 x AA 13/76 peräkkäin	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 0	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0
ULS11b, 2 x AA 13/76 peräkkäin	0,9/1,2 x 1	0,9/1,1 x 1	(1,30 x 2 x AA) x 1	1,5 x 0

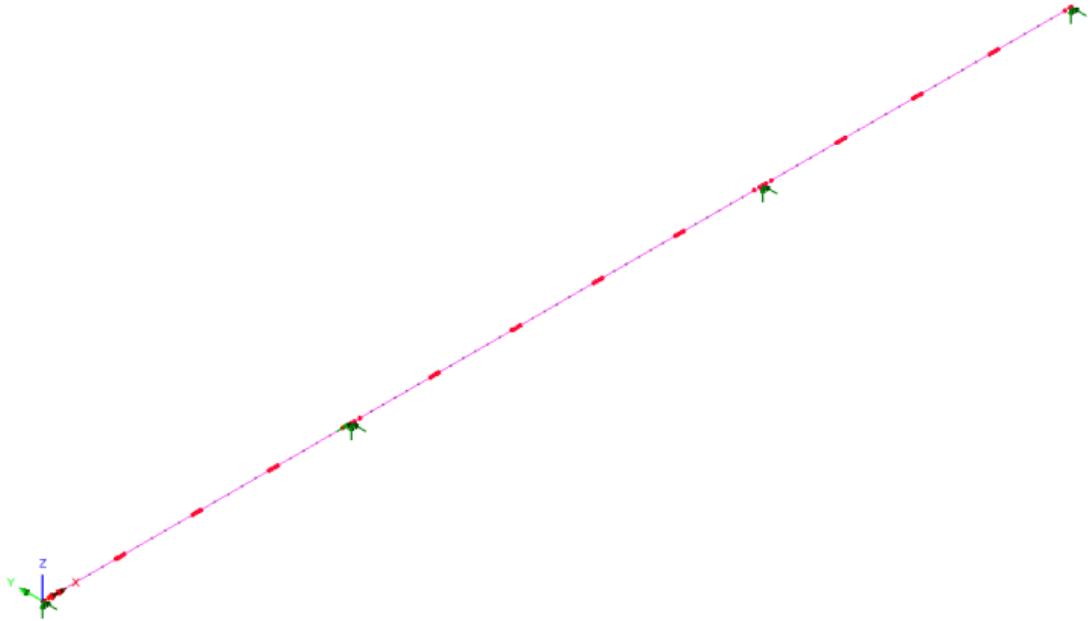
Taulukko 10. *Kantavuuslaskennan käyttörajatilayhdistelmät*

Kantavuuslaskennan käyttörajatilayhdistelyt				
Kuormitusyhdistelmä	Pysyvät kuormat, yhdistelykerroin	Jännevoima, yhdistelykerroin	Liikennekuorma, yhdistelykerroin	Pintalämpötilaero, yhdistelykerroin
SLS1, pysyvät kuormat	1	0	0	0
SLS2, pysyvät + jännevoima	1	1	0	0
SLS3a, 2 x AA 13/27 rinnakkain	1	0	1	0,25
SLS3b, 2 x AA 13/27 rinnakkain	1	1	1	1
SLS4a, AA 13/27+pintakuorma	1	0	1	0,25
SLS4b, AA 13/27+pintakuorma	1	1	1	1
SLS5a, 2 x AA 13/27 peräkkäin	1	0	1	0,25
SLS5b, 2 x AA 13/27 peräkkäin	1	1	1	1
SLS6a, 2 x AA 13/42 rinnakkain	1	0	1	0,25
SLS6b, 2 x AA 13/42 rinnakkain	1	1	1	1
SLS7a, AA 13/42+pintakuorma	1	0	1	0,25
SLS7b, AA 13/42+pintakuorma	1	1	1	1
SLS8a, 2 x AA 13/42 peräkkäin	1	0	1	0,25
SLS8b, 2 x AA 13/42 peräkkäin	1	1	1	1
SLS9a, 2 x AA 13/76 rinnakkain	1	0	1	0,25
SLS9b, 2 x AA 13/76 rinnakkain	1	1	1	1
SLS10a, AA 13/76+pintakuorma	1	0	1	0,25
SLS10b, AA 13/76+pintakuorma	1	1	1	1
SLS11a, 2 x AA 13/76 peräkkäin	1	0	1	0,25
SLS11b, 2 x AA 13/76 peräkkäin	1	1	1	1

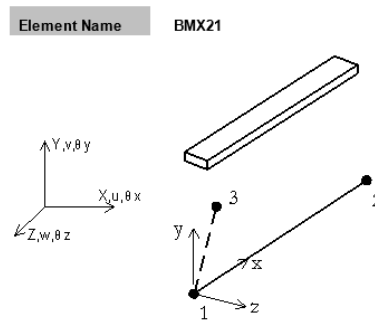
Huomionarvoista tehdyissä yhdistelyissä on se, että pintalämpötilaeroa käsitellään murtorajatilassa kuin teräsbetonirakenteelle sekä vahventamattomalle, että vahvennetulle sillalle. Käyttörajatilassa pintalämpötilaero yhdistellään jännitetyn rakenteen kertoimilla vahvennetulla rakenteella.

6.3 Rakennemalli

Sillan rakennemalli on laadittu kuvan 34 mukaisesti LUSAS FEM-laskentaohjelmalla. Rakenne on mallinnettu 3D-palkkimallina BMX21-elementeillä. BMX21-elementti on esitetty kuvassa 35. Päälyysrakenne on tuettu nivelellisesti normaalipäälyysrakennepiirustuksen mukaisista tukipisteistä. Tuet estävät siirtymät sillan pysty- ja leveysuuntaan, mutta sallivat pituussuuntaisen siirtymän, pois lukien toisella välituista, jossa myös pituussuuntainen siirtymä on estetty.

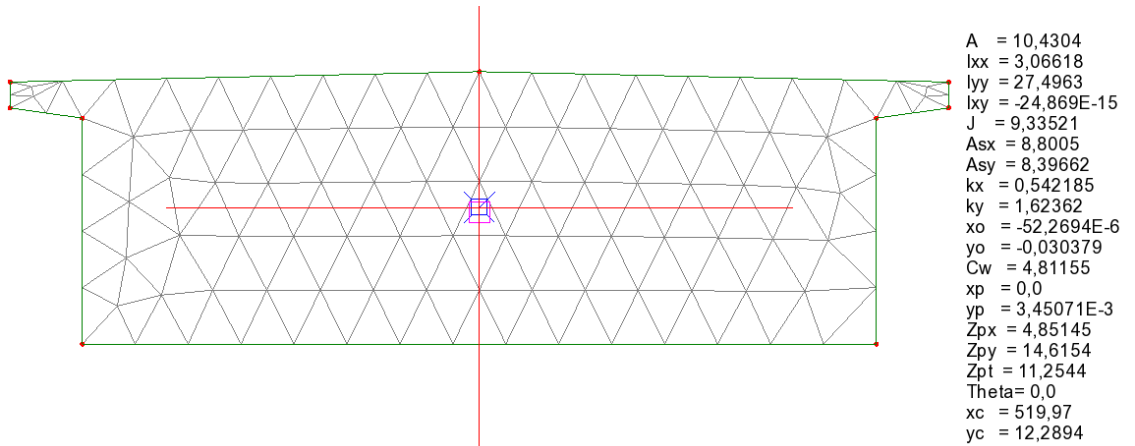


Kuva 34. BD/22 sillan päärakennemalli

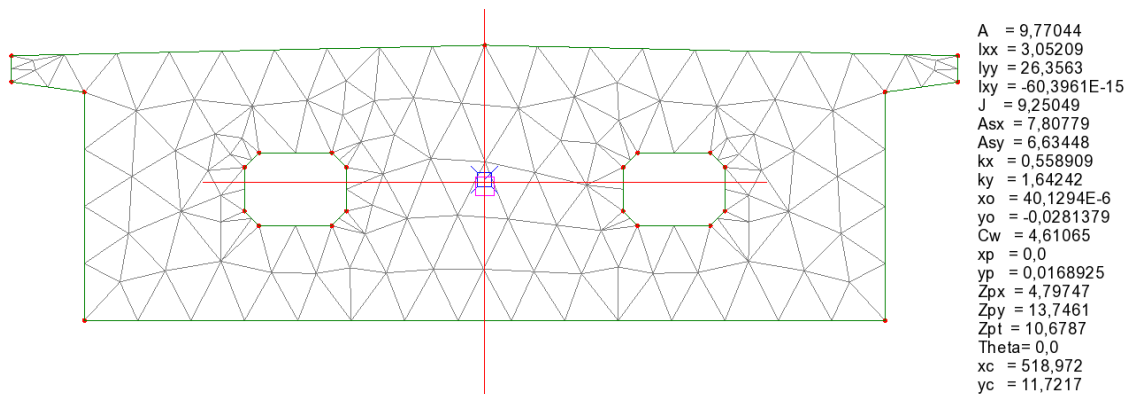


Kuva 35. LUSAS BMX21-elementti

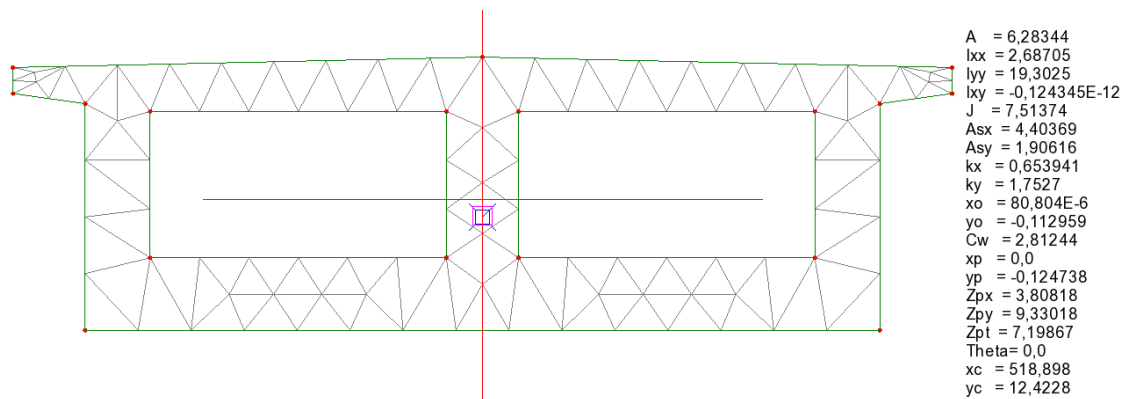
Liitteen A normaalipäälysrakennepiirustusten perusteella laadittiin rakennemallia varten seitsemän eri poikkileikkausta sillan päälysrakenteelle. Poikkileikkaukset piirrettiin AutoCAD-ohjelmalla ja tallennettiin DXF-muotoon. DXF-muodossa olevat poikkileikkaukset vietiin LUSAS-ohjelmaan, joka laskee annetun geometrian pohjalta poikkileikkausominaisuudet. Päälysrakenteen osuuksissa, joissa poikkileikkaus muuttuu lineaarisesti, on hyödynnetty näitä aiemmin luotuja poikkileikkauksia ja LUSAS Tapered Section -työkalua. Rakennemallissa käytetyt poikkileikkaukset on esitetty kuvissa 36-42.



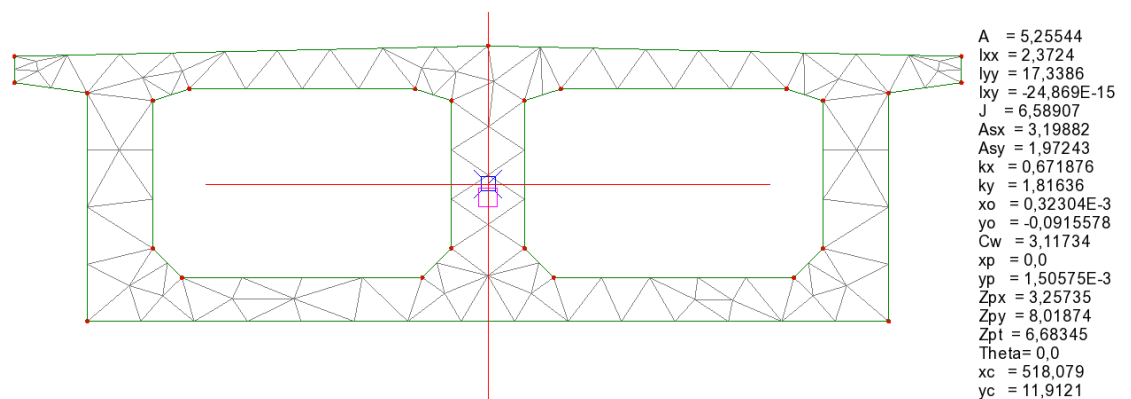
Kuva 36. Poikkileikkaus päätytuella



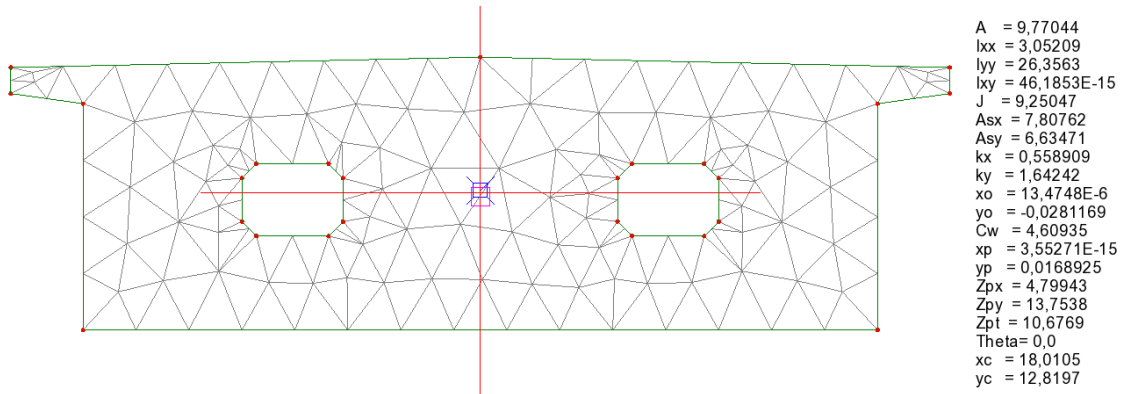
Kuva 37. Poikkileikkaus välituella



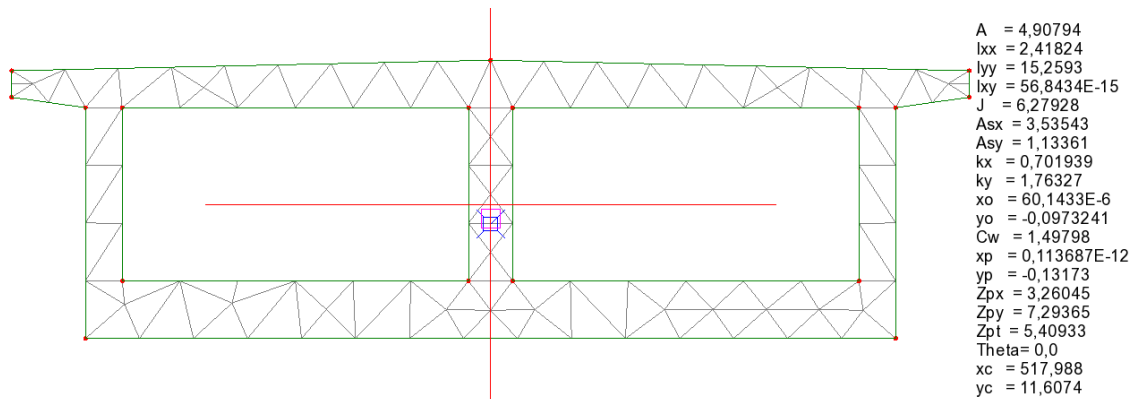
Kuva 38. Poikkileikkaus välittömästi tukien vierellä



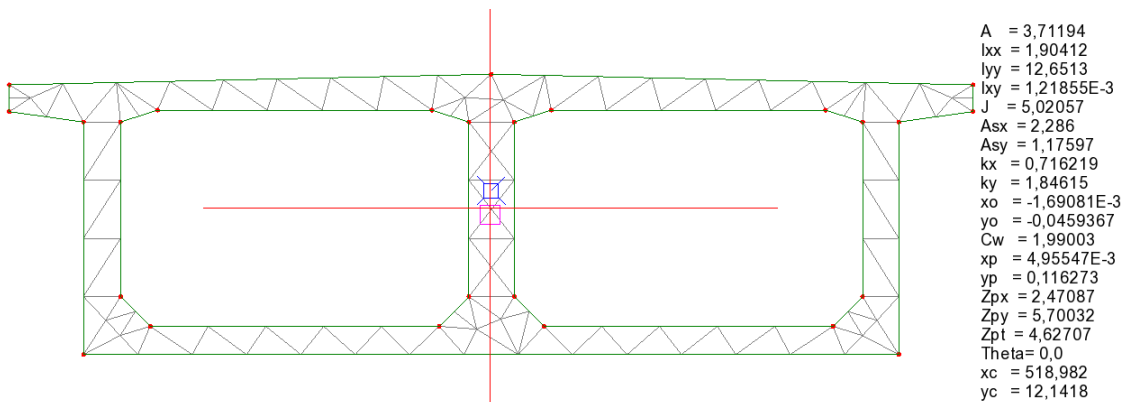
Kuva 39. Poikkileikkaus tukien vierellä, kun kenttäalue alkaa



Kuva 40. Poikkileikkaus kentän väliseinien kohdalla

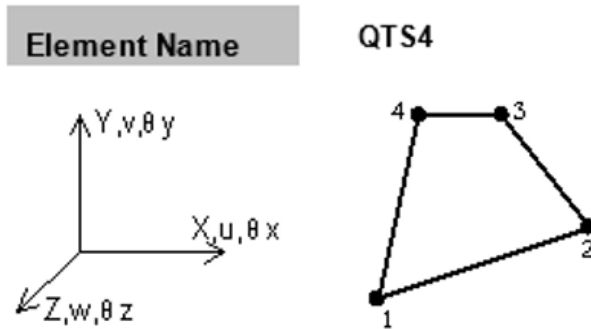


Kuva 41. Poikkileikkaus välittömästi kentän väliseinien vierellä



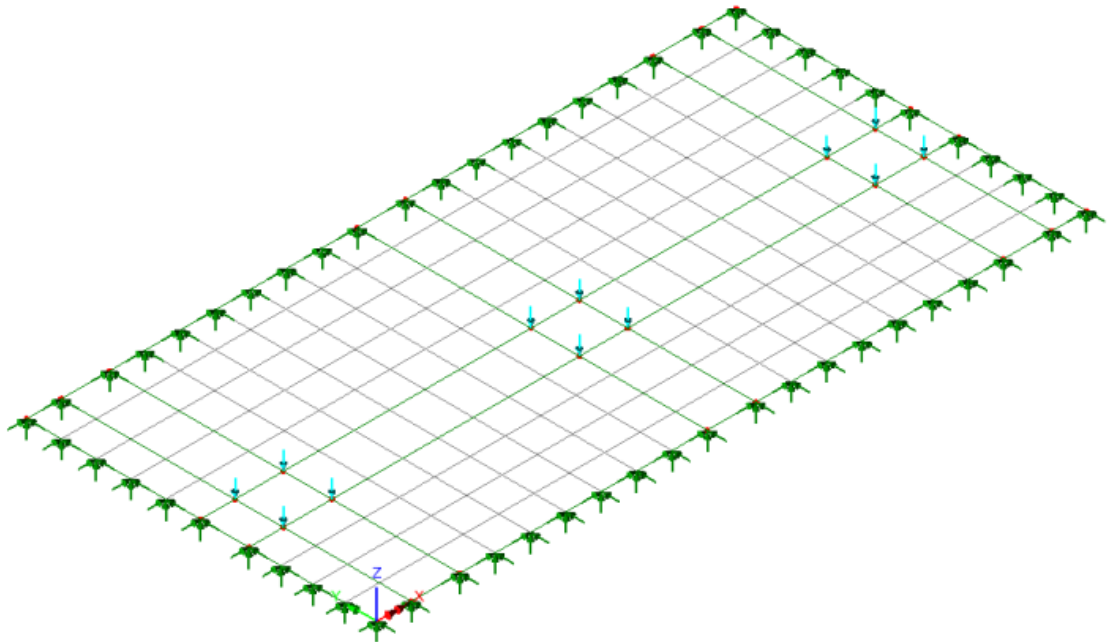
Kuva 42. Poikkileikkaus kentässä

Jälkijännittämisestä päätyypalkille aiheutuvia rasituksia on tarkasteltu erillisellä rakennemallilla. Päätyypalkista on mallinnettu päällysrakenteen toisen kotelon kokoinen laatta, joka on reunoiltaan tuettu nivelellisesti. Vaikka laatta ei todellisuudessa ole nivelellisesti tuettu, laskennan helpottamiseksi saadaan näin määritettyä varmalla puolella oleva tulos.



Kuva 43. LUSAS QTS4-elementti

Laatan elementtityyppinä on käytetty kuvan 43 mukaista LUSASin Thick Shell -elementtiä QTS4.



Kuva 44. BD/22 päätypalkin rakennemalli

Jännitys- ja taivutusmomenttihuippujen tasaamiseksi jännevoimasta aiheutuva kuorma on jaettu jänteen sijainnin ympärille neljälle solmulle kuvan 44 mukaisesti.

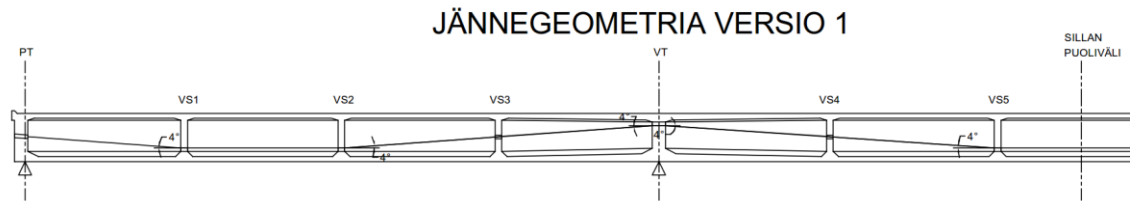
6.4 Jännegeometrian ja jännevoiman määrittäminen

Jännegeometrian suunnittelussa lähtökohtana oli, että käytettäville jänteille haluttiin suurin mahdollinen epäkeskisyys välituilla ja kentässä. Ohjaimet on suunniteltu sijoitettavaksi 100mm etäisyydelle kohdasta, jossa väliseinä paksunee. Päädyissä jänteiden ankkurit on sijoitettu poikileikkauksen neutraaliakselin kohdalle.

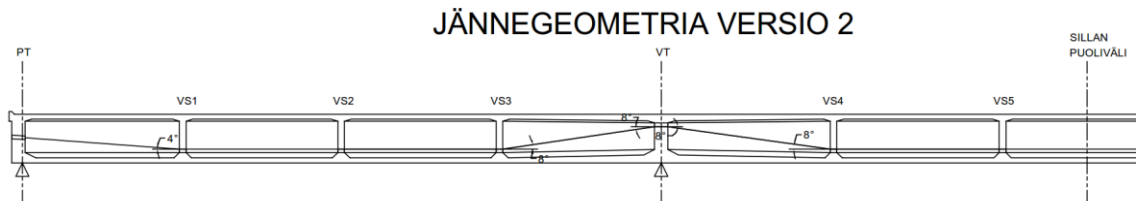
Alustavassa tarkastelussa jännegeometriasta tutkittiin kahta versiota. Versiossa 1 jänteeseen aiheutetaan kulman muutokset kuvan 45 mukaisesti väliseinien 1,2 ja 5 kohdalla välituen lisäksi. Väliseinien 3 ja 4 kohdalla jänne kulkee suoraan seinän läpi, eikä ohjausvoimaa näillä kohdilla välity rakenteeseen. Jänteen ja päällysrakenteen pituusakselin välinen kulma on 4° väliseinien 1, 2, ja 5 kohdalla sekä välituen molemmilla puolilla.

Versiossa 2 jänteeseen aiheutetaan kulman muutokset kuvan 46 mukaisesti väliseinien 1,3 ja 4 kohdalla välituen lisäksi. Väliseinien 2 ja 5 kohdalla jänne kulkee suoraan seinän läpi, eikä

ohjausvoimaa näillä kohdin välity rakenteeseen. Jänteen ja päällysrakenteen pituusakselin välinen kulma on 4° väliseinän 1 kohdalla. Väliseinien 3 ja 4 sekä välituen molemmiin puolin kulma on 8° .



Kuva 45. BD/22 jännegeometria versio 1

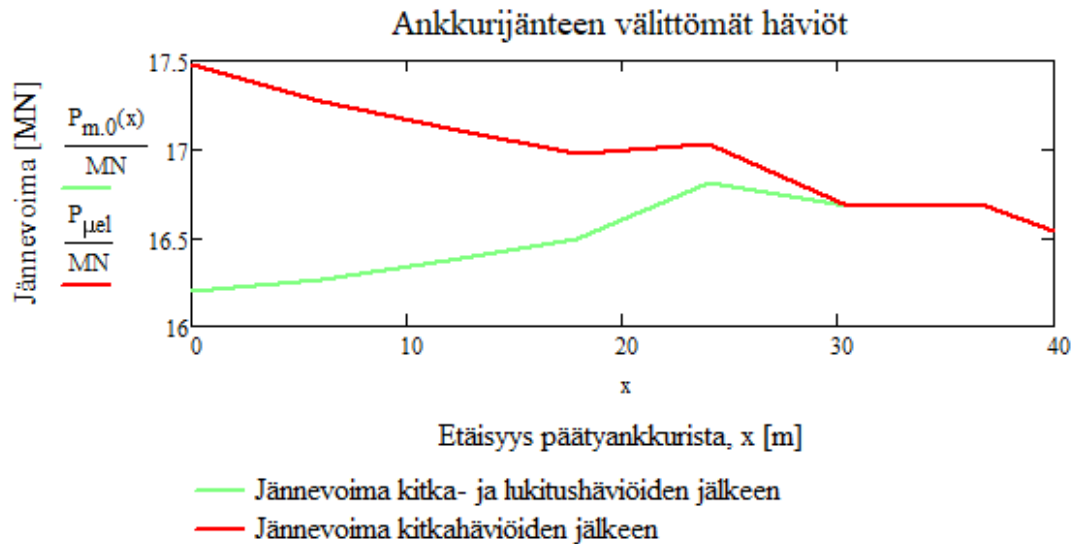


Kuva 46. BD/22 jännegeometria versio 2

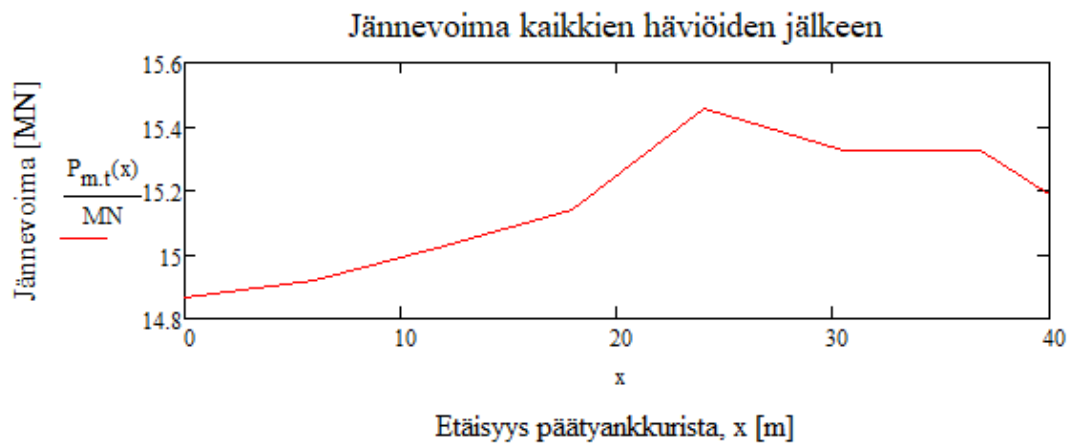
Alustavassa tarkastelussa huomattiin, että jännegeometrian version 2 tapauksessa jännevoimasta päällysrakenteelle aiheutuva taivutusmomentti on väliseinien 3 ja 4 kohdalla saman suuntainen kuin rakenteen ulkoisista kuormista aiheutuva mitoitustaivutusmomentti ja täten kasvattaa rakenteen käyttörajatilan mukaisia reunajännityksiä, vetoa poikkileikkauksen yläpinnassa. Lisäksi huomattiin, että jyrkemmän jännegeometriansa vuoksi jännevoiman kitkasta aiheutuvat häviöt kasvoivat. Jännegeometrian versio 2 hylättiin ja esimerkkilaskennassa keskitytään version 1 jännegeometrian mukaisiin tuloksiin.

Kappaleessa 4.4.1 esitetyn graafisen menetelmän mukaisen jännitysrajatilatarkastelun perusteella, päällysrakenteeseen olisi voitu valitulla geometrialla kohdistaa suurimmillaan n. 29 MN jännevoima niin, että poikkileikkauksen reunajännitykset säilyvät jännitysrajojen sisällä. Käytännön toteutuksen kannalta valittiin suurin vastaavissa kohteissa käytössä ollut jännekoko ja määrä, 6 kpl $15\phi 15,7$ Y1860S7, joilla rakenteen jännitysvoimaksi saatiin $P_{\max}=18\text{MN}$. Jänteet ankkuroidaan päätypalkeille aktiiviankkurein molemmista päistään kitkahäviön minimoimiseksi.

Jännitysvoimaan 18 MN aiheutuu välittömiä häviöitä ankkurien lukitusliukumasta, jänneteräksen ja suojaputken välisestä kitkasta sekä päällysrakenteen betonin kimmoisesta kokoonpuristumisesta. Ajasta riippuvia häviöitä jännevoimalle aiheutuu betonin virumasta sekä jänneteräksien relaksaatiosta. Päällysrakenteeseen kohdistuva jännevoima välittömien häviöiden jälkeen P_0 ja kaikkien häviöiden tapahduttua P_∞ määritettiin kohdassa 3.5 esitettyllä tavalla. Jännevoiman arvo välittömien häviöiden jälkeen on esitetty kuvassa 47 ja jännevoiman arvo kaikkien häviöiden tapahduttua on esitetty kuvassa 48. Jännevoiman häviöt vaihtelevat poikkileikkauksittain, ollen suurimmillaan ankkurialueella ja pienimmillään välitukialueella.



Kuva 47. BD/22 jännevoima P_0 välittömien häviöiden jälkeen



Kuva 48. BD/22 jännevoima P_∞ kaikkien häviöiden jälkeen

Jännevoiman lopullisen arvon ja valitun jännegeometrian perusteella saadaan määritettyä rakennemalliin syötettävät jännevoimasta eri poikkileikkauksiin kohdistuvat ohjausvoimat, joiden sijoittelu rakennemalliin on esitetty kuvassa 49. Jännevoimasta aiheutuu ylöspäin suuntautuva ohjusvoima väliseinien 1, 2 ja 5 kohdalla ja alaspäin suuntautuva ohjausvoima välitukien kohdalla. Ohjausvoiman suuruudet poikkileikkauksittain ovat:

- Väliseinä 1 1,1 MN
- Väliseinä 2 1,1 MN
- Välituki 2,3 MN
- Väliseinä 5 1,2 MN

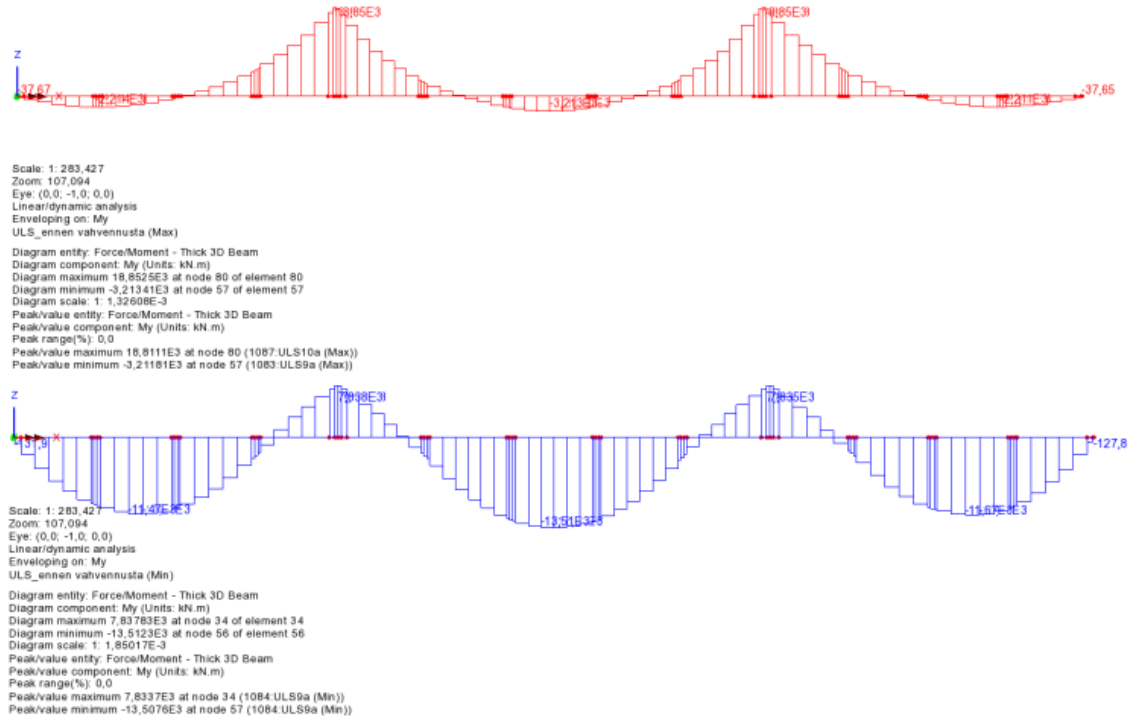


Kuva 49. BD/22 jännevoimasta aiheutuvat ohjausvoimat

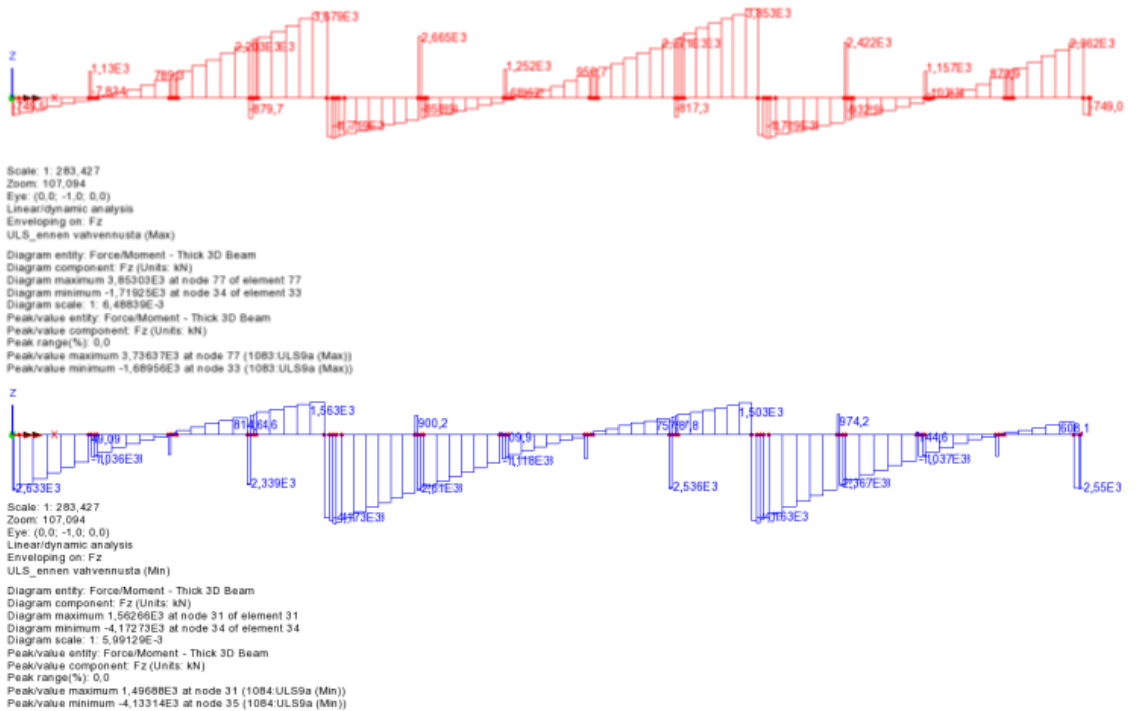
Jännegeometrian, jännevoiman, jännityshäviöiden ja ohjausvoimien laskenta on esitetty liitteessä 3.

6.5 Mitoittavat rasitukset

Murtorajatilassa mitoittava tukimomenti 15,8 MNm saadaan yhdistelmästä ULS10a, jossa sillalla vaikuttaa kuormakaavio AA13/76 ja pintakuorma. Määrävin kenttämomenti 13,5 MNm ja leikkausvoima 4,1 MN saadaan yhdistelmästä ULS9a, jossa sillan yli kulkee 2 x AA13/76 rinnakkain.



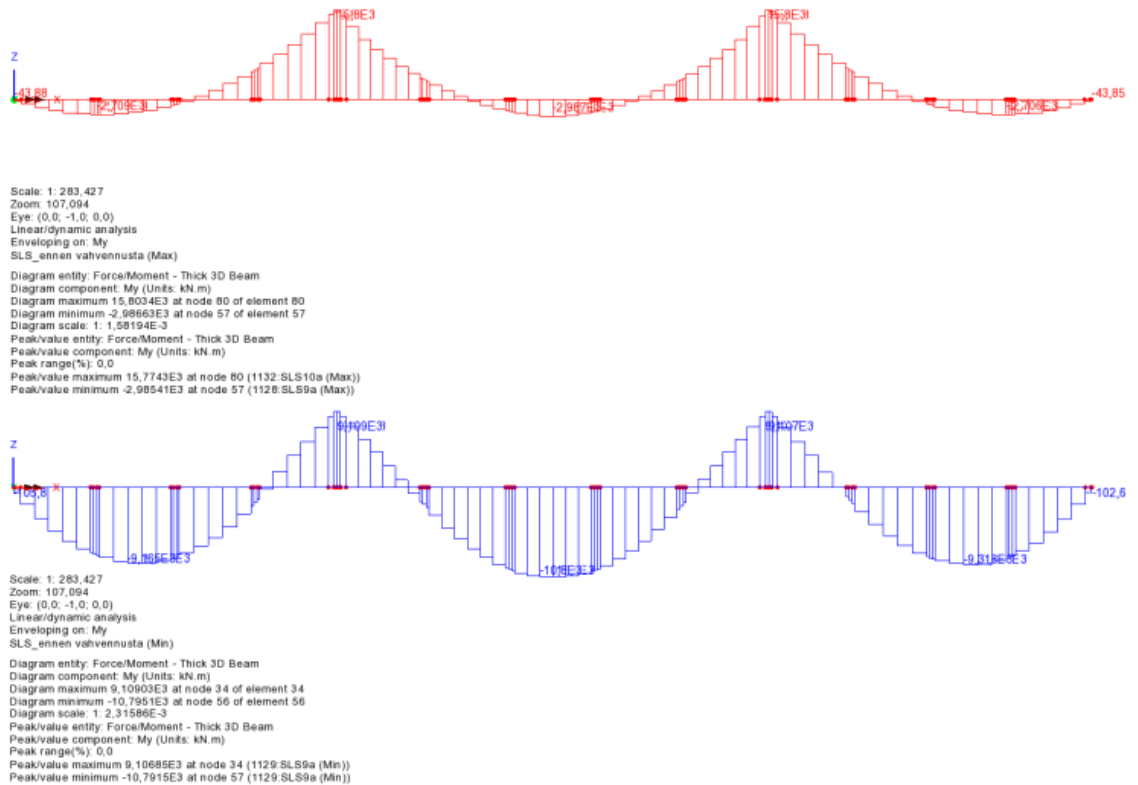
Kuva 50. BD/22 murtorajatila taivutusmomentti max ja min



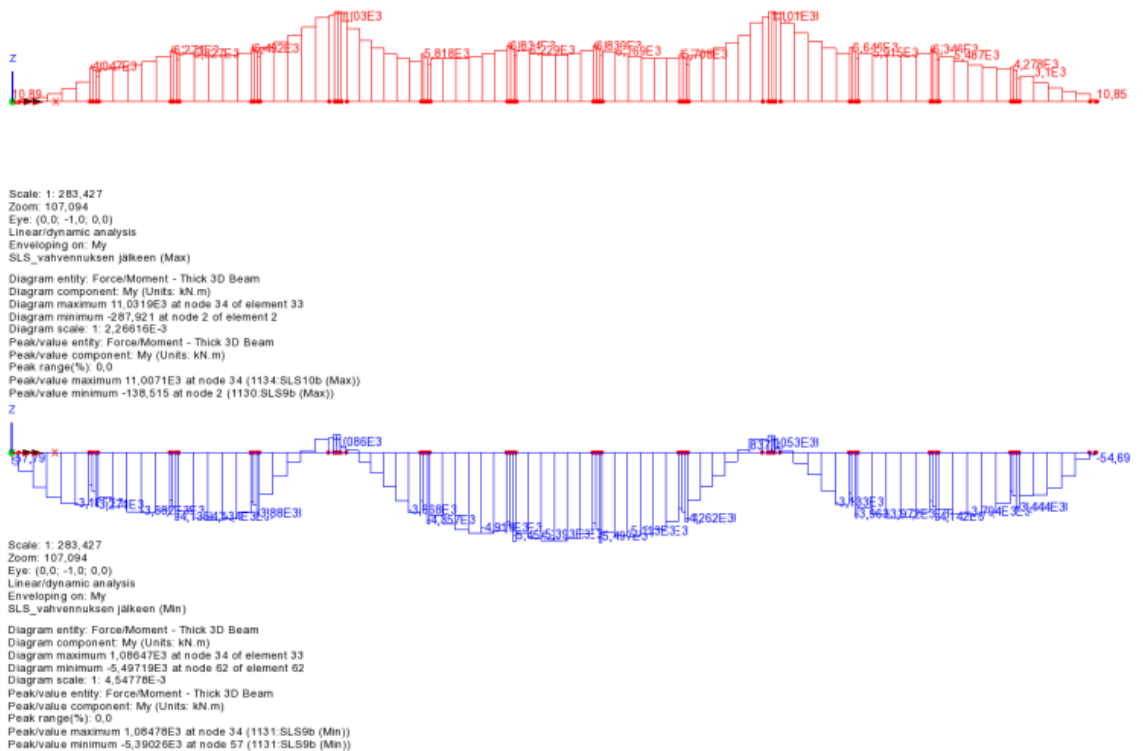
Kuva 51. BD/22 murtorajatila leikkausvoima max ja min

Käyttörajan mitoittavat rasitukset saadaan vastaavilla kuormakaavioiden sijoittelulla kuin murtorajatilassa. Käyttörajan mitoitus taivutusmomentti ennen vahventamista on tuella 15,8

MNm ja kentässä 10,8 MNm. Mitoitustaivutusmomentit käyttörajatilassa ovat vahventamisen jälkeen 11,0 MNm tuella ja 5,4 MNm kentässä.



Kuva 52. BD/22 käyttörajatila taivutusmomentti ennen vahventamista, max ja min



Kuva 53. BD/22 käyttörajatila taivutusmomentti vahventamisen jälkeen, max ja min

Kuvissa 50-53 on esitetty BD/22 päällysrakenteen mitoittavat taivutusmomentit sekä murto-että käyttörajatilassa ja mitoittava leikkausvoima murtorajatilassa.

6.6 Vahventamattoman rakenteen mitoitus

Vahventamattoman päällysrakenteen kantavuus tarkastellaan tavanomaisena teräsbetonirakenteena kantavuuslaskentaohjeen ja NCCI2 mukaisesti. Päällysrakenteen mitat ja raudoitukset ovat BD/22-tyyppiirustusten mukaiset, jotka on esitetty liitteessä 1. Rakenteen kestävyysä tutkitaan tuilla, väliseinien kohdalla sekä sillan pääjälteen keskikohdassa.

6.6.1 Taivutusmitoitus

Vahventamattoman päällysrakenteen käyttöaste taivutukselle AA 2013 kuormilla on suurimmillaan välituella 85 % ja sillan pääjälteen keskellä 79 %. Keskimääräinen käyttöaste taivutukselle eri poikkileikkauksissa on 60 %. Vahventamattoman päällysrakenteen taivutusmitoitus on esitetty kokonaisuudessaan liitteen 4 kohdassa 8.1

6.6.2 Leikkausmitoitus

Vahventamattoman päällysrakenteen käyttöaste leikkaukselle AA 2013 kuormilla on suurimmillaan välituella 54 %. Keskimääräinen käyttöaste leikkaukselle eri poikkileikkauksissa on 41 %. Leikkausmitoitus kokonaisuudessaan on esitetty liitteen 5 kohdassa 9.

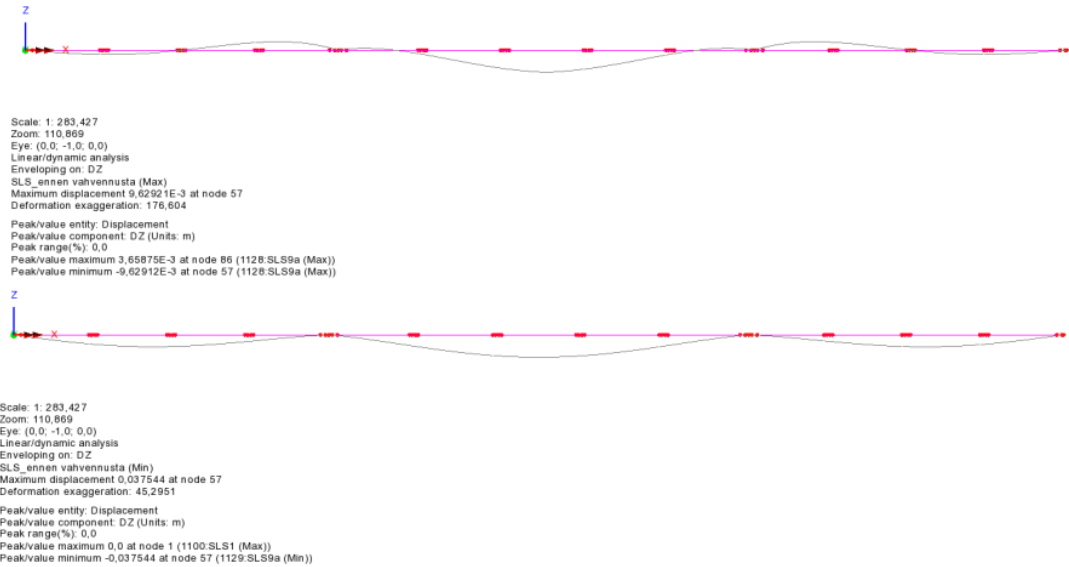
6.6.3 Halkeilu

Vahventamattoman päällysrakenteen käyttöaste halkeilulle AA 2013 kuormilla on suurimmillaan väliseinän 3 kohdalla 87 %. Välituella halkeilun käyttöaste on 76 % ja sillan pääjälteen keskellä 78 %. Keskimääräinen käyttöaste halkeilulle eri poikkileikkauksissa on 69 %. Halkeilumitointu kokonaisuudessaan on liitteen 6 kohdassa 10.

6.6.4 Taipuma

Vahventamattoman rakenteen taipumaa tutkitaan yksinkertaistuksen vuoksi halkeilemattomalle poikkileikkaukselle. Taipumaa tarkastellaan rakennemallissa viruneelle poikkileikkaukselle käyttörajatilayhdistelyn mukaisille kuormille. Vahventamattoman päällysrakenteen ikä tarkasteluhetkellä on 52 vuotta, jonka mukaiseksi keskimääräiseksi virumaluvuksi päällysrakenteelle saadaan määritettyä $\varphi=1,717$ ja tätä vastaavaksi betonin teholliseksi kimmokertoimeksi $E_{c,eff}=11,9$ GPa.

Vahventamattoman rakenteen taipuma on suurimmillaan keskiaukossa 38mm ja sivuaukoissa 20mm, kun sillalla on 2 x AA13/76 rinnakkain. Kantavuuslaskentaohjeen mukainen taipumaraja yhdelle AA-kaaviole on L/600, joka on keskiaukolle 53mm ja sivuaukolle 40mm.



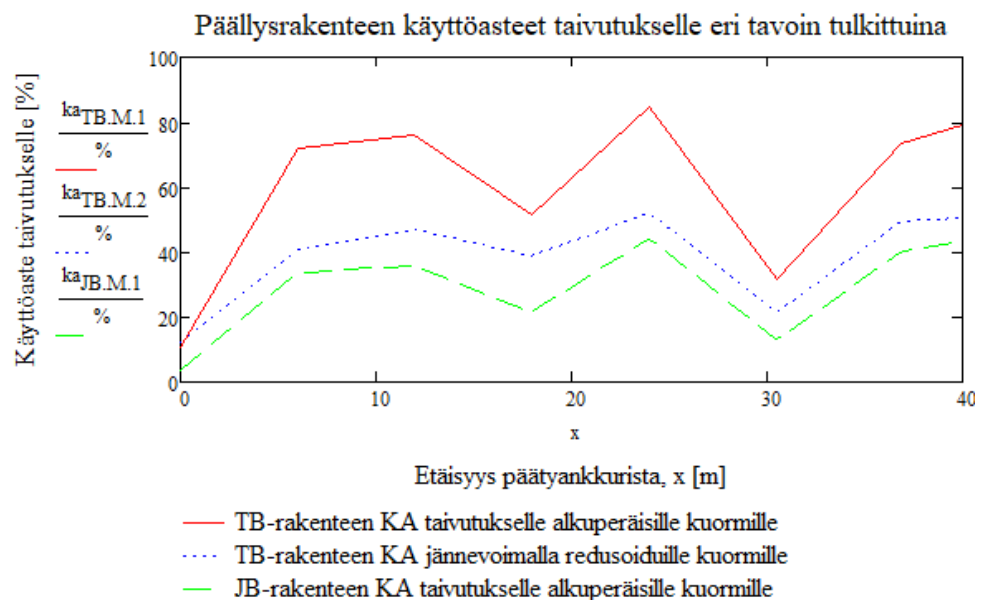
Kuva 54. BD/22 käyttörajatila taipuma ennen vahventamista, max ja min

Kuvassa 54 on esitetty BD/22 päällysrakenteen taipuma käyttörajatilassa ennen vahventamista.

6.7 Vahvennetun rakenteen mitoitus

6.7.1 Taivutus

Vahvennetun rakenteen taivutuskestävyyttä tarkasteltiin kahdella tavalla. Ensin taivutuskestävyyttä tarkasteltiin niin, että jännevoimasta aiheutuva taivutusmomentti vähennettiin ulkoisista kuormista aiheutuvasta mitoitusmomentista ja verrattiin uutta mitoitusmomenttia alkuperäiseen poikkileikkauksen taivutuskestävyyteen. Toisena ja mitoituksessa käytettynä tapana rakenteen taivutuskestävyys määritettiin kuten jännitetylle rakenteelle yleensä, rakenteen sisäisen tasapainon kautta niin, että vetoresultantin muodostavat jänteiden ja vetoterästen summa. Tarkastelujen vaikutus on esitetty kuvassa 55.



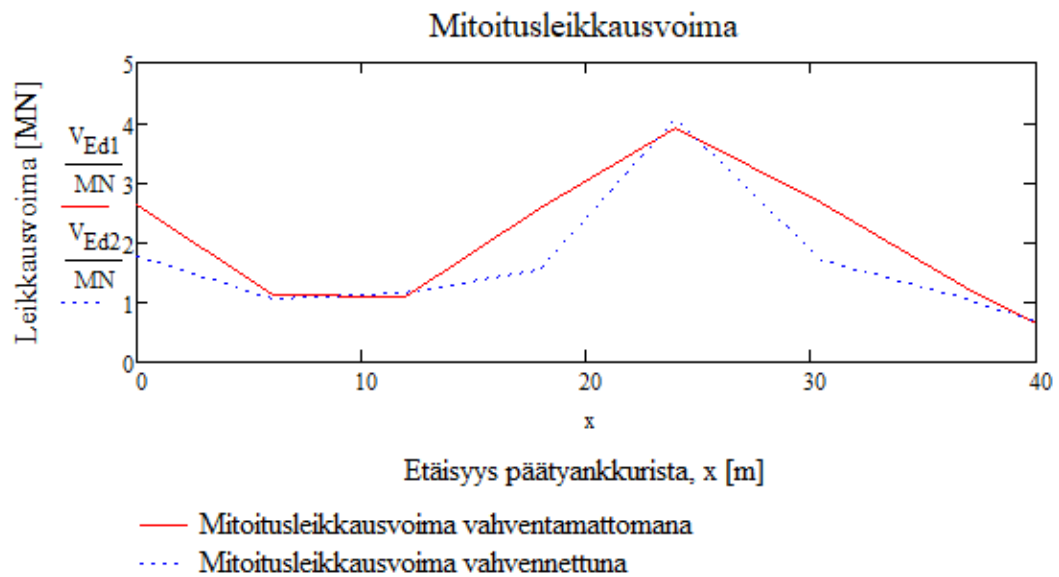
Kuva 55. BD/22 päällysrakenteen käyttöaste taivutukselle

BD/22 vahvennetun ja jännitetynä rakenteena tarkastellun päällysrakenteen käyttöaste taivutukselle AA 2013 kuormilla on suurimmillaan välituella 44% ja sillan pääjanteen keskellä 43%. Keskimääräinen käyttöaste taivutukselle eri poikkileikkauksissa on 29 %. Taivutusmitoitus kokonaisuudessaan on esitetty liitteen 4 kohdassa 8.2.

6.7.2 Leikkaus

Vahvennetun rakenteen leikkauskestävyyttä tarkasteltiin niin, että jännevoimasta rakenteelle aiheutuva leikkausvoima vähennettiin alkuperäisestä mitoitusleikkausvoimasta. Jännevoima osassa poikkileikkauksista kasvattaa mitoitusleikkausvoimaa.

BD/22 vahvennetun päällysrakenteen käyttöaste leikkaukselle AA 2013 kuormilla on suurimmillaan välituella 57%. Keskimääräinen käyttöaste leikkaukselle eri poikkileikkauksissa on 35%. Leikkausmitoitus kokonaisuudessaan on esitetty liitteen 5 kohdassa 9.



Kuva 56. BD/22 mitoitusleikkausvoima

Kuvassa 56 on esitetty vahventamisen vaikutus mitoitusleikkausvoimaan.

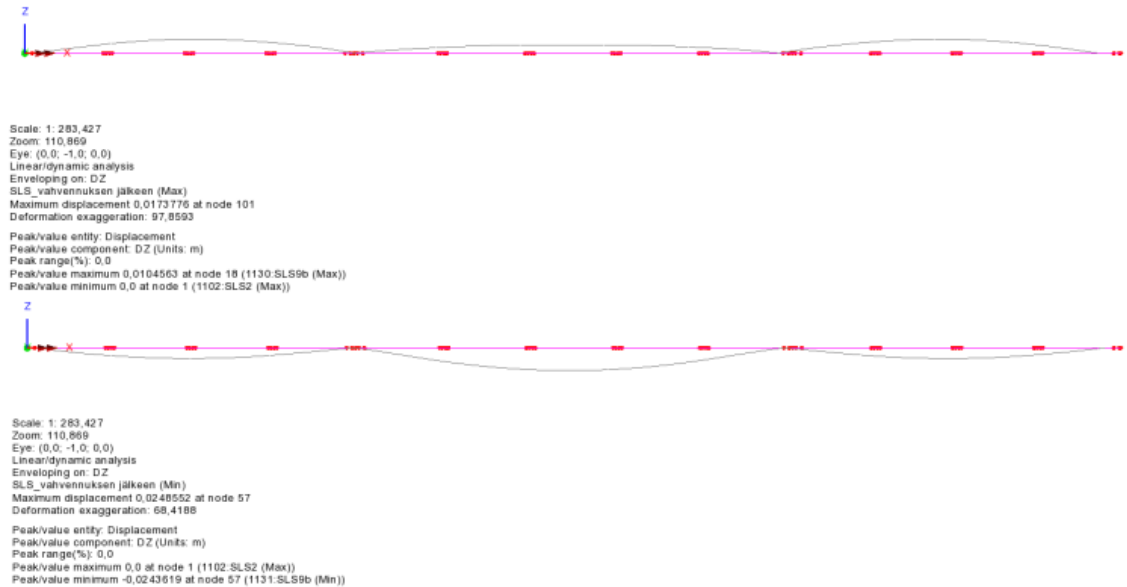
6.7.3 Halkeilu

Vahvennetun rakenteen halkeilu tarkasteltiin kuten TB-rakenteelle, mutta jännittämisen myötä muuttuneille rasituksille. Halkeilutarkastelussa merkittävä vaikutus on käyttörajatilayhdistelyssä huomioitavalla pintalämpötilaerolla, joka näkyy etenkin välitukien viereisillä väliseinillä 3 ja 4, joissa käyttörajatilan taivutusmomentti kasvaa alkutilanteeseen nähden huomattavasti.

BD/22 vahvennetun päällysrakenteen käyttöaste halkeilulle AA 2013 kuormilla on suurimmillaan väliseinän 3 kohdalla 102%. Välituella halkeilun käyttöaste on 53% ja sillan pääjanteen keskellä 71%. Keskimääräinen käyttöaste halkeilulle eri poikkileikkauksissa on 65%. Halkeilumitoitus kokonaisuudessaan on esitetty liitteen 6 kohdassa 10.

6.7.4 Taipuma

Jännevoima aiheuttaa lähtötilanteessa 3mm kaarevuuden ylöspäin sivuaukoissa. Yhdisteltynä liikenne- ja lämpötilakuormien kanssa kaarevuus ylöspäin on suurimmillaan sivuaukoissa 10mm ja keskiaukossa 6 mm. Vahvennetun rakenteen taipuma on suurimmillaan sivuaukossa 11mm ja keskiaukossa 24mm.



Kuva 57. BD/22 käyttörajatila vahvennetun rakenteen taipuma, max ja min

Kuvassa 57 on esitetty vahvennetun rakenteen taipuma käyttörajatilassa.

6.7.5 Jännitykset

Vahvennetun rakenteen jännitykset tarkasteltiin laukaisutilanteen taivutusmomentille, jolloin vaikuttavat vain pysyvät kuormat ja jännevoima ajan hetkellä $t=0$, sekä käyttörajatilan kokonais-taivutusmomentille, jossa käytettävän jännevoiman arvo on ajan hetkellä $t=\infty$.

Betonin jännitysrajoina käytettiin seuraavia arvoja:

- Suurin sallittu puristus laukaisussa $0,6 \times f_{ck} = 16,8 \text{ MPa}$
- Suurin sallittu veto laukaisussa $f_{ctm}=2,8 \text{ MPa}$
- Suurin sallittu puristus lopputilanteessa $0,45 \times f_{ck} = 12,6 \text{ MPa}$
- Suurin sallittu veto laukaisussa $f_{ctm}=2,8 \text{ MPa}$

Vahvennetun BD/22 päällysrakenteen jännitykset pysyvät määritellyissä rajoissa suurimman rakenteessa vaikuttavan puristusjännityksen ollessa 8,4 MPa ja vetojännityksen ollessa 1,0 MPa. Jännitysrajatarkastelu kokonaisuudessaan on esitetty liitteen 7 kohdassa 11.

6.8 Paikalliset rasitukset

6.8.1 Väliseinät ja ohjaimet

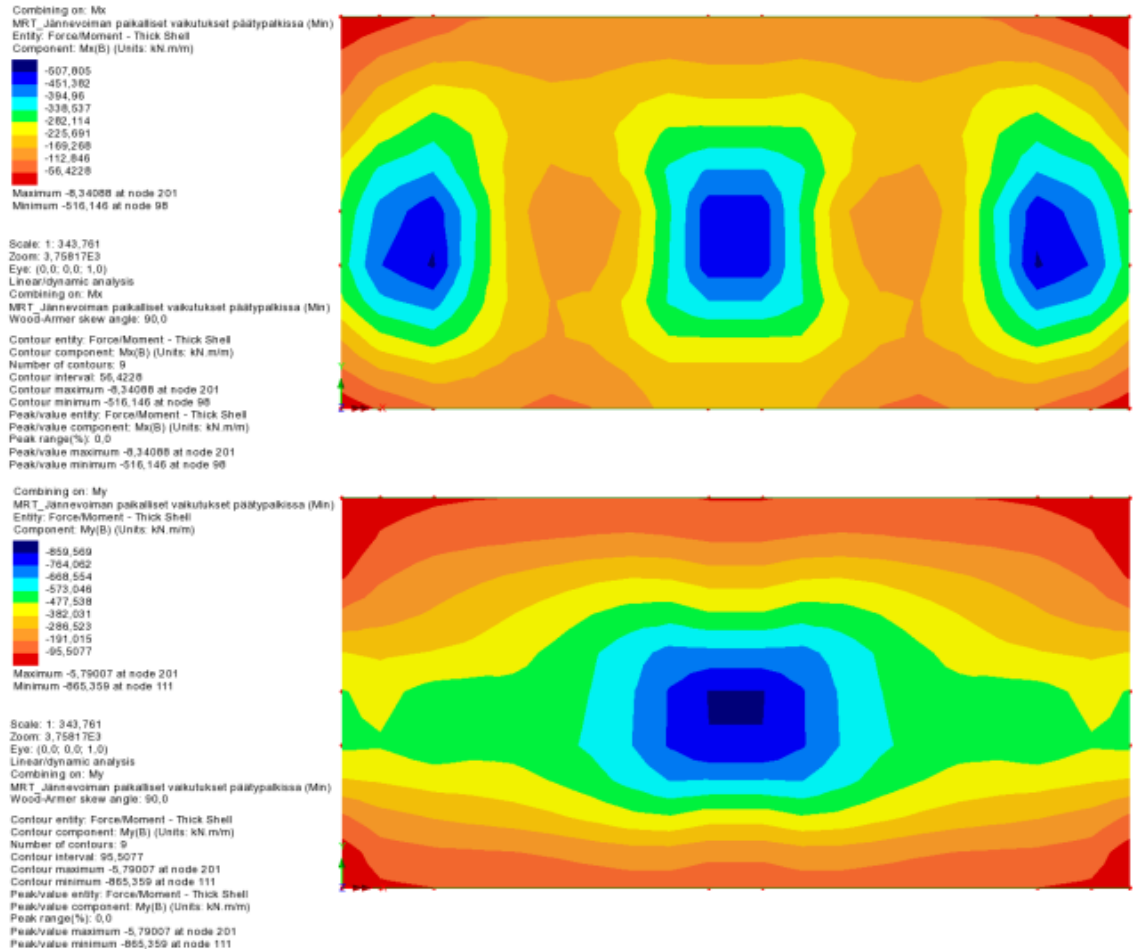
Väliseinien kestävyys tarkasteltiin ohjaimista aiheutuvalle paikalliselle puristukselle. Ohjainputken paikallinen puristus katsottiin kohdistuvan ohjaimen halkaisijan ja väliseinän paksuuden muodostamalle alalle. Mitoitusvoimana käytettiin yhdestä jänteestä aiheutuvaa ohjausvoimaa. Käyttöaste paikalliselle puristukselle on suurimmillaan välituella 38 %. Paikallisen puristuksen laskenta on esitetty liitteen 8 kohdassa 12.1.

Myös ohjainputken kestävyys tarkasteltiin. Ohjausvoiman katsotaan aiheuttavan ohjainputkelle tasaisesti jakautuva kuorman, joka aiheuttaa putken 150mm pitkälle ulokkeelle taivutusmomentin. Ohjainputken käyttöaste taivutukselle on suurimmillaan 22% välituella. Ohjainputken taivutuskestävyyden laskenta on esitetty liitteen 8 kohdassa 12.2.

Ohjausvoimasta väliseinien kautta kansilaattaan kohdistuva lävistys tarkasteltiin myös. Kan- nen lävistyminen voi tapahtua väliseinien 1,2 ja 5 kohdalla. Lävistysmitoituksessa huomioitiin kan- nen raudoituksessa vain ns. jakorauditus. Käyttöaste lävistykselle oli suurimmillaan väliseinällä 5 77%. Lävistymistarkastelu on esitetty liitteen 8 kohdassa 12.3

6.8.2 Päätypalkit

Päätypalkit mitoitettiin niitä varten luodusta erillisestä rakennemallista saaduille rasituksille. Rakennemallista otettiin ulos murtorajatilan mitoitustaivutusmomentit laukaisutilanteen mukai- selle jännevoimalle ja käyttörajatilanteen taivutusmomentit sekä laukaisutilanteen että lopputilan- teen mukaiselle jännevoimalle.



Kuva 58. BD/22 päätypalkin mitoitustaivutusmomentit murtorajatilassa, M_x ja M_y

Jännevoima aiheuttaa päätypalkeille merkittävän taivutusrasituksen ja niitä joudutaan vahven- tamaan sillan penkereen puolelle tehtävällä 700mm lisävalulla, joka raudoitetaan pysty- ja vaa- kasuuntaan vanhan päätypalkin puoleisesta pinnastaan d32k100 raudoituksella.

Vahventamattoman päätypalkin käyttöaste jännevoimasta aiheutuvalla taivutuksella on vaa- kasuuntaan 590 % ja pystysuuntaan 990 %. Lisävalun myötä päätypalkin käyttöaste taivutukselle saadaan pienennettyä vaakasuuntaan 22 % ja pystysuuntaan 38 %. Lisäksi lisävalun halkeilu tarkasteltiin NCC12 mukaisille halkeamarajoille, jonka käyttöaste oli suurimmillaan pystysuuntaan pitkäaikaisessa tilanteessa 90 %. Pätyypalkin taivutuskestävyyden laskenta on esitetty liitteen 8 kohdassa 12.4.

6.9 Yhteenveto vahventamisen tuloksista

Jälkijännittämällä BD/22 päällysrakenne parannetaan rakenteen mitoittavia kestävyksiä keskimäärin seuraavasti:

- | | |
|---------------------------------------|---------------|
| • Taivutus, keskimääräinen käyttöaste | 60 % → 43 % |
| • Leikkaus, keskimääräinen käyttöaste | 41 % → 35 % |
| • Halkeilu, keskimääräinen käyttöaste | 69 % → 65 % |
| • Taipuma, sivuaukko | 20 mm → 11 mm |
| • Taipuma, keskiaukko | 38 mm → 24 mm |

Yhteenvetona jälkijännittämisellä saavutetuista tuloksista voidaan todeta, että rakenteen taivutuskestävyys paranee jokaisessa tutkitussa poikkileikkauksessa. Taivutuskestävyys paranee suhteessa eniten, noin 140 %, välitukien viereisten väliseinien 3 ja 4 kohdalla. Väliseinien 3 ja 4 kohdalla jännevoimasta aiheutuva pakkomomentti on suurimmillaan, jolla on edullinen vaikutus rakenteen taivutuskestävyyteen. Taivutuskestävyys paranee suhteessa vähiten päällysrakenteen keskiaukossa, noin 83 %. Kenttäalueella jännevoimasta aiheutuva pakkomomentti vaikuttaa epäedullisesti taivutuskestävyyteen.

BD/22 päällysrakenteen keskimääräinen leikkauskestävyys ei vahventamisen myötä valitulla jännegeometrialla muutu huomattavasti ja jopa heikkenee osassa rakennetta. Leikkauskestävyyden kannalta haastava kohta on etenkin välitukialue, sillä jännevoimasta rakenteeseen aiheutuva leikkausvoima on samansuuntainen kuin ulkoisista kuormista aiheutuva leikkausvoima. Toisaalta välituen viereisillä väliseinillä 3 ja 4 ja päätytuella mitoitusleikkausvoima pienenee huomattavasti, 33-40 %.

Rakenteen halkeilukestävyys paranee suurimmassa osassa rakennetta merkittävästi ja mutta halkeamaleveys kasvaa välitukea lähinnä olevilla seinillä 3 ja 4. Osasyynä käyttörajatilamomentin kasvamisessa kyseisissä poikkileikkauksissa on käyttörajatilassa täysimääräisenä huomioitava pintalämpötilaero.

Jälkijännittäminen ei aiheuta rakenteelle merkittävää kaarevuutta ylöspäin jännitystilanteessa ja taipumakäyttäytyminen lopputilanteen kuormille paranee sekä sivu- että keskiaukossa huomattavasti.

7. JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUSEDOTUKSET

7.1 Johtopäätökset

Ulkoisilla teräsjän-teillä jälkijännittämällä tehtävän sillan pituussuuntainen vahventamisen suunnittelu pystytään toteuttamaan pääosin hyvin standardin EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu ja Väyläviraston nykyisten ohjeiden, Eurokoodin soveltamisohje – Betonirakenteiden suunnittelu NCCI2 ja Siltojen kantavuuslaskentaohjeen perusteella. Ulkoisilla jän-teillä vahvennettu silta toimii rakenteellisesti suurilta osin kuten tartunnattomin jäntein jännitetyt rakenteet yleensä. Jänteen ankkuroinnin lukitusliukumasta aiheutuvan jännevoiman häviön arvon laskemista ei ole edellä mainituissa ohjeissa käsitelty. Kappaleessa 3.5.2 esitetty laskentamenetelmä lukitusliukumasta aiheutuvalle jännevoiman häviölle on peräisin Suomen betoniyhdistyksen julkaisusta by69 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2017.

Taitorakennerekisterin ja Liikenneviraston julkaisun Liikenneviraston sillat 1.1.2018 perusteella merkittävä osa Suomen tiesilloista on saavuttamassa peruskorjauksen lähivuosien aikana. Korjauksen saavuttavien siltojen joukossa on myös huomattava määrä jälkijännittämällä tehtävälle vahventamiselle soveltuvia kotelopalkkisilloja.

Kirjallisuustutkimuksen pohjalta saatiin selville, että ulkoisilla teräsjän-teillä jälkijännittämällä tehtävä sillan vahventaminen toimii erityisen tehokkaasti etenkin taivutuskestävyyden ja taipumakäyttäytymisen parantamisessa. Jännegeometria pyritään luomaan siten, että poikkileikkaukseen nähden epäkeskeisestä jännevoimasta aiheutuva taivutusmomentti on vastakkaissuuntainen ulkoisten kuormien aiheuttamaan taivutusmomenttiin nähden. Jännegeometrian toteutuksen kannalta merkittävin valinta kohdistuu jatkuvilla rakenteilla jänteen ohjaukseen välitukialueen läheisyydessä. Välitukialueen läheisyydessä tulee varmistaa, että jännevoimasta aiheutuva taivutus ei kasvata rakenteen reunajännityksiä ja usein rakenteen kestävyuden kannalta edullisin tapa on olla aiheuttamatta kulmanmuutosta jänteeseen välitukea lähimpien kentän väliseinien kohdalla. Lisäksi loivemmalla jännegeometrialla jännevoiman kitkasta aiheutuvat häviöt ovat pienempiä.

Pituussuuntaisilla ulkoisilla jän-teillä rakenteen leikkausvahventaminen on kirjallisuustutkimuksen ja esimerkkilaskelman pohjalta haastavaa jatkuvilla rakenteilla. Jännevoiman rakenteeseen aiheuttama leikkausvoima vaikuttaa näissä yleensä samaan suuntaan kuin ulkoisista kuormista aiheutuva leikkausvoima etenkin välitukialueilla, joissa rakenteen leikkausrasitus on lähtökohtaisesti muutenkin suurimmillaan. Jatkuvilla silloilla kannattaakin rakenteen leikkauskestävyyden kannalta harkita pituussuuntaisen jännittämisen lisäksi pystysuuntaista jännittämistä välitukialueilla. Yksiaukkoisilla silloilla pituussuuntaisilla jän-teillä vahventamisesta voidaan saada merkittäväkin hyöty leikkauskestävyyden kannalta, vaikkakaan yksiaukkoisilla silloilla muuten jälkijännittämistä ei saataisi suhteessa yhtä suurta etua.

Kantavuuslaskennassa huomioidaan yleensä rakenteen käyttörajatilamitoitus tapauskohtaisesti. Halkeilumitoituksen kannalta on todella suuri merkitys sillä, yhdistelläkö lämpötilakuorma käyttörajatilassa kuten teräsbetonisilloille, vai kuten jännitetyille betonisilloille. Vahventamislaskelmassa huomattiin, että lämpötilakuorma aiheuttaa merkittävän osuuden taivutusmomenttirasituksesta käyttörajatilassa.

Tutkittaessa jännegeometrian suunnittelussa käytettyjä ratkaisuja ohjaimien ja ankkuroinnin toteutuksessa, voitiin todeta, että Suomessa 2000-luvun kotelopalkkisiltojen vahvennuksissa käytetyt detaljit ovat olleet keskenään hyvin samankaltaisia ja koettu myös jännitysurakoitsijoiden kannalta hyvin toteutuskelpoisiksi. Kuvissa 8 ja 11 on esitetty tyypilliset väliseinäohjaimien ja päätyankkurien toteutuksessa käytetyt detaljit.

Jänneteräksen relaksaatiohäviön määrittäminen on EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu perusteella monimutkaista, mutta relaksaatiohäviöllä on kuitenkin suhteessa suuri vaikutus jännevoiman ajasta riippuvien häviöiden kokonaisarvossa. Vahventamislaskelmassa käytettiin Suomen betoniyhdistyksen julkaisussa by69 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2017 esimerkkilaskelmaosiossa esitettyä ja vanhassa rakentamismääräyskokoelmassa esiintyvää yksinkertaistettua menetelmää relaksaatiohäviön määrittämiseksi, jossa jänne-teräkselle määritetty relaksaation arvo 1000 tunnin kohdalla kerrotaan kolmella.

Ulkoisilla jänteillä tehtävässä vahventamisessa sekä uudissiltakohteissa yleensä on Suomessa toistaiseksi pääosin vältetty käyttämästä nk. rasvapunosjänteitä. Perusteluja rasvapunosjanteiden välttämiseksi ovat olleet mm. huolet pitkäaikaiskestävyydestä ja vaurioherkkyydestä sekä sisäisten janteiden tapauksessa rakenteen hauraasta käyttäytymisestä vauriotilanteessa verrattuna laastilla injektoituihin janteisiin.

7.2 Jatkotutkimusehdotukset

Tämän tutkimuksen pohjalta olisi mielenkiintoista jatkaa tutkimusta jännegeometrian eri variaatioiden analyysin osalta. Tässä tutkimuksessa jännegeometrian luomisen eri vaihtoehtoja siviilitettiin pintapuolisesti. Erilaisilla jännegeometrioilla pystyttäisiin mahdollisesti vaikuttamaan ongelmallisen välitukialueen ympäristön mitoituskysymyksiin.

Jatkuvia rakenteita pituussuuntaisilla jänteillä vahvennettaessa rakenteen leikkauskestävyys muodostuu usein kantavuuden kannalta rajoittavaksi tekijäksi. Mielenkiintoisena jatkotutkimuksena tähän ongelmaan olisi pituussuuntaisen jälkijännittämisen ja pystysuuntaisen jälkijännittämisen yhteisvaikutuksen tarkastelu.

Kantavuuslaskennassa rakenteen käyttörajatilatarkastelussa huomioitavan lämpötilakuorman vaikutus rakenteen taivutusrasitukseen on riippuvainen rakenteen halkeilutilasta ja tätä kautta muodonmuutuskapasiteetista. Oleellisena jatkotutkimusaiheena olisi tarkastella, vastaako jälkijännittämällä vahvennetun rakenteen muodonmuutuskapasiteetti teräsbetonirakennetta vai jännebetonirakennetta ja onko järkevää asettaa rakenteen jännitystilalle jokin raja, milloin sitä käsitellään jännitettyinä betonirakenteena. Tätä kautta päädytään kysymykseen, huomioidaanko lämpötilakuorma jälkijännittämällä vahvennetulla rakenteella käyttörajatilayhdistelyssä kuten jännitetyillä rakenteilla yleensä täysimääräisenä vai olisiko järkevämpi yhdistelykerroin jotain teräsbetonirakenteen yhdistelykerroimen ja jännebetonirakenteen yhdistelykerroimen väliltä?

Jännevoiman ajan myötä tapahtuvan relaksaatiohäviön määrittäminen EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu mukaisesti perussuunnittelun kannalta epäselvä prosessi. Jännitettyjen rakenteiden suunnittelussa usein esiintyvä yksinkertaistettu tapa kertoa 1000 tunnin relaksaation arvo kolmella olisi hyvä saada jatkotutkimuksen kautta validointi.

Rasvapunosjanteiden käyttöä siltarakentamisessa puoltaa janteiden kunnon tarkastettavuus, vaihdettavuus ja uudelleen jännityksen mahdollisuus. Toisaalta jännitettyjen rakenteiden toteuttaminen laajemmalla valikoimalla mahdollisia tuotteita toisi myös alalle toivottua kilpailua eri valmistajien välille. Jatkotutkimus rasvapunosjanteiden käytöstä siltarakentamisessa ja näiden pitkäaikaiskestävyyden tarkastelu olisi erittäin aiheellinen.

LÄHTEET

- [1] A. Daly, W. Witarnawan, Strengthening of bridges using external post-tensioning, Technical Report, Transport Research Laboratory, United Kingdom, Oct 1997.
- [2] J. Corven, A. Moreton, Post-Tensioning Tendon Installation and Grouting Manual, Technical Report, Federal Highway Administration, United States, May 2013.
- [3] H. Nordin, Strengthening structures with externally prestressed tendons, Technical Report, Luleå University of Technology, Dec 2004.
- [4] Eurokoodin soveltamisohje – Betonirakenteiden suunnittelu NCCI2, Liikennevirasto, 30.6.2017. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo_2017-31_ncci2_web.pdf
- [5] Lupajan sillan vahventaminen jälkijännittämällä 2014, Kuvagalleria, Insinööritoimisto Tensicon Oy, 2014. Saatavissa: <https://www.tensicon.fi/referenssit/galleria/lupajan-sillan-vahventaminen-jalkijannittamalla/>
- [6] Dywidag External and Internal unbonded Strand Post-Tensioning System, European Technical Approval ETA-13/0979, European Organisation for Technical Approvals, Jun 2013.
- [7] Santeri Kinnunen Insinööritoimisto Tensicon Oy, puhelinhaastattelu, 10.12.2018.
- [8] Mikko Toivonen YIT Oy, puhelinhaastattelu, 14.12.2018.
- [9] R. Ranua, Jännebetonirakenteen halkeilun hallinta tartunnattomia jänteitä käytettäessä, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, Nov 2014.
- [10] U. Kytölä, RAK-33210 Jännitetyt betonirakenteet, Opintomoniste, Tampereen teknillinen yliopisto, 2017.
- [11] Jännepiirustus, Loimijoen silta, Ramboll Finland Oy, Tampere, 25.5.2011.
- [12] L. Powell, J. Breen, M. Kreger, State of the art – Externally post-tensioned bridges with deviators, Technical Report, Texas State Department of Highways and Public Transportation, United States, Jun 1988.
- [13] Jännepiirustus, Lupajan silta, Ramboll Finland Oy, Tampere, 23.12.2011.
- [14] P. Jackson, Strengthening Versova bridge, Presentation, 7.6.2018.

- [15] M. Leskelä, by210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, Suomen Betoniyhdistys Ry, 2008.
- [16] Liikenneviraston sillat 1.1.2018, Liikennevirasto, Aug 2018. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lti_2018-07_liikenneviraston_sillat_web.pdf
- [17] Suurten erikoiskuljetusten tavoitetieverkon (SEKV) uudistaminen – Tarpeet ja jatkotoimenpiteet, Liikennevirasto, Jun 2013. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf3/lts_2013-22_suurten_erikoiskuljetusten_web.pdf
- [18] J. Mattila, K. Heikkilä, K. Laitinen, Suurten erikoiskuljetusten tavoitetieverkon verkkoselvitys, Pohjois-Savon ELY-keskus, 2017. Saatavissa: http://www.doria.fi/bitstream/handle/10024/144021/Raportteja_46_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- [19] Taitorakennerekisteri, Liikennevirasto
- [20] Siltojen kantavuuslaskentaohje, Liikennevirasto, 05.01.2016. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo_2015-36_siltojen_kantavuuslaskentaohje_web.pdf
- [21] I. Vilonen, Betonirakenteiden vahventaminen jännittämällä, Licensiaattityö, Tampereen teknillinen yliopisto, Dec 2005.
- [22] EN 1992-1-1, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto SFS, 19.01.2015.
- [23] by69 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2017, Suomen Betoniyhdistys Ry, 2017.
- [24] A. Laaksonen, RAK-33610 Betonisillat, Opintomoniste, Tampereen teknillinen yliopisto, 2017.
- [25] B. Allred, Analysis of continuous members, Post-Tensioning Institute, Saatavissa: <https://www.post-tensioning.org/Portals/13/Files/PDFs/Education/140204-5-PTI%20EDC-130-Continuous%20Members-41.pdf>
- [26] Siltojen rakentamisen ja korjaamisen seuranta, Seurantaportti, osa 2, Tiehallinto, Jan 2003. Saatavissa: <https://julkaisut.liikennevirasto.fi/sillat/julkaisut/seurantaportti2.pdf>
- [27] F. Klaiber, K. Dunker, T. Wipf, W. Sanders, Methods of strengthening existing highway bridges, Research Report, National Cooperative Highway Research Program, Washington D.C., Sep 1987.
- [28] R. Benaim, The Design of prestressed Concrete Bridges – Concepts and principles, United Kingdom, 2008.

- [29] Päällyrakennepiirustus BD/22, Siltaosasto, Tie- ja vesirakennushallitus, Feb 1966.
- [30] Eurokoodin soveltamisohje – Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet NCCI1, Liikennevirasto, 06.12.2017. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo_2017-24_ncci1_web.pdf
- [31] H2 sillankaide, Tyypipiirustus R15/DK H2, Siltatekniikka, Tiehallinto, Jun 04.

LIITELUETTELO

Liite 1: Päällysrakennepiirustus BD/22

Liite 2: BD/22 Materiaali- ja poikkileikkausominaisuuksien määrittäminen

Liite 3: BD/22 Jännegeometrian, jännevoiman, jännityshäviöiden ja ohjausvoimien määrittäminen

Liite 4: BD/22 Taivutusmitoitus

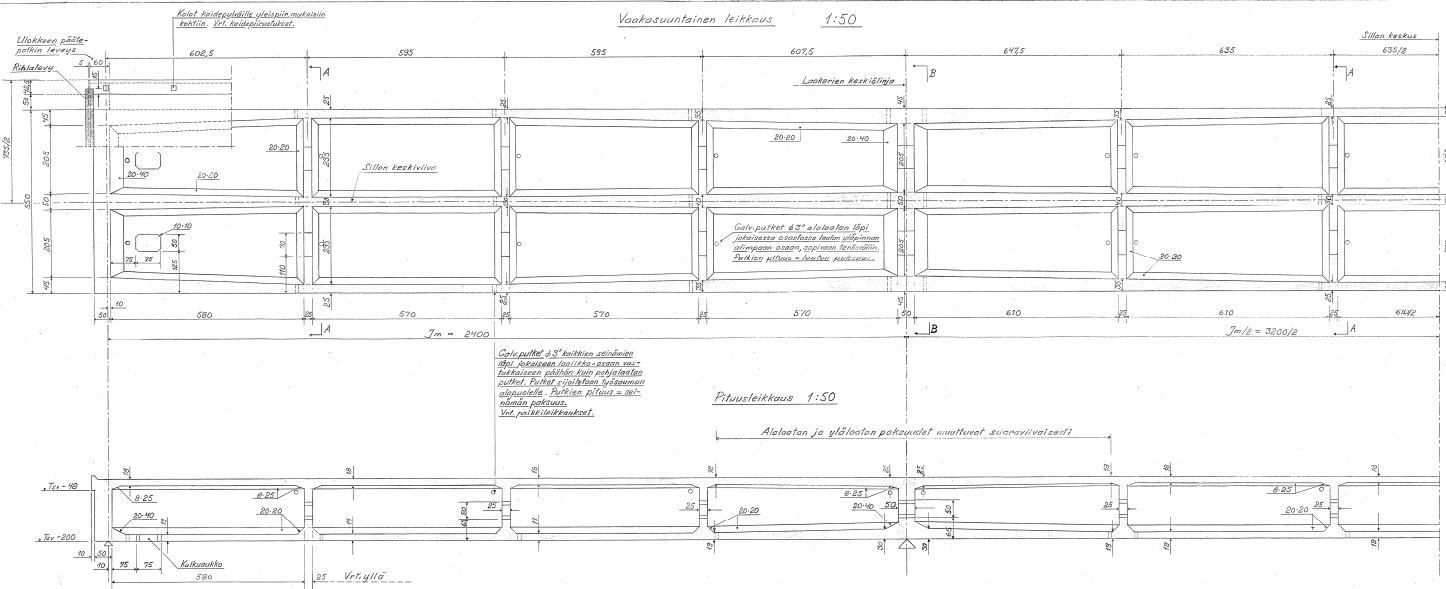
Liite 5: BD/22 Leikkausmitoitus

Liite 6: BD/22 Halkeilumitointi

Liite 7: BD/22 Jännitysrajoitustarkastelu

Liite 8: BD/22 Paikalliset rasitukset

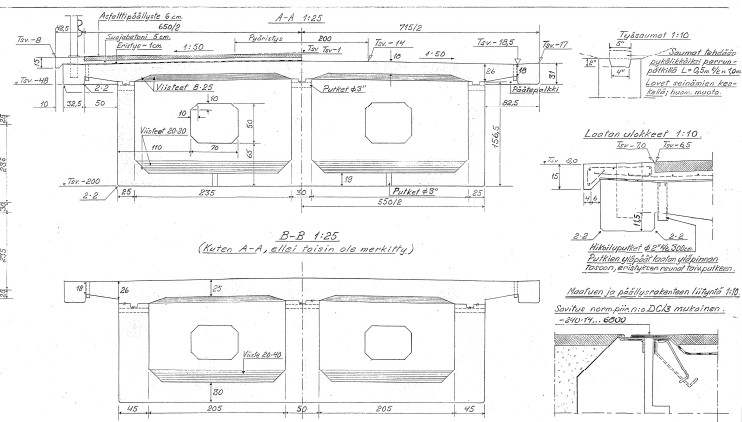
Vaakasuuruntainen leikkaus 1:50



Kalkkiputket 63° alalastan läpi
 jalkineissa asuissaan lattia-allasin
 allaan. Kalkkiputket 63° alalastan läpi
 jalkineissa asuissaan lattia-allasin
 allaan. Kalkkiputket 63° alalastan läpi
 jalkineissa asuissaan lattia-allasin
 allaan.

Pikusuhteikkaus 1:50

Alueen ja yläkerran paksuudet muutuvat suoraviivaisesti



Betoni: A-betonia K350.
 Suijakorotus: 2-5 suu- ja kankaset 4-22 M16 tai vastaava.
 Pölysuojat, eristys, laakerit ja kalteut: K1-Maisiipintus.

Tuotteet (tavallinen kuormitus):

	Max	Min
Maatut	192	180
Välituet	528	410

Muuti: Näköyhteyksissä pinnassa lasiseinällä laulan, seinällä puuta karkkia vuoraa.

Suolan suojavälikkeellä vuorattavilla alustoilla betonin eristys seinällä vuorattavilla.

TIE- JA VESIRAKENNUSHALLITUS SILVABASTO

Työ Nro: **BD/22-1**

Proj. Nro: **150**

Luonnos: **150**

Pöytäkirja: **150**

1. m. **2400x3000x2400**

2. m. **2400x3000x2400**

3. m. **2400x3000x2400**

4. m. **2400x3000x2400**

5. m. **2400x3000x2400**

6. m. **2400x3000x2400**

7. m. **2400x3000x2400**

8. m. **2400x3000x2400**

9. m. **2400x3000x2400**

10. m. **2400x3000x2400**

11. m. **2400x3000x2400**

12. m. **2400x3000x2400**

13. m. **2400x3000x2400**

14. m. **2400x3000x2400**

15. m. **2400x3000x2400**

16. m. **2400x3000x2400**

17. m. **2400x3000x2400**

18. m. **2400x3000x2400**

19. m. **2400x3000x2400**

20. m. **2400x3000x2400**

21. m. **2400x3000x2400**

22. m. **2400x3000x2400**

23. m. **2400x3000x2400**

24. m. **2400x3000x2400**

25. m. **2400x3000x2400**

26. m. **2400x3000x2400**

27. m. **2400x3000x2400**

28. m. **2400x3000x2400**

29. m. **2400x3000x2400**

30. m. **2400x3000x2400**

31. m. **2400x3000x2400**

32. m. **2400x3000x2400**

33. m. **2400x3000x2400**

34. m. **2400x3000x2400**

35. m. **2400x3000x2400**

36. m. **2400x3000x2400**

37. m. **2400x3000x2400**

38. m. **2400x3000x2400**

39. m. **2400x3000x2400**

40. m. **2400x3000x2400**

41. m. **2400x3000x2400**

42. m. **2400x3000x2400**

43. m. **2400x3000x2400**

44. m. **2400x3000x2400**

45. m. **2400x3000x2400**

46. m. **2400x3000x2400**

47. m. **2400x3000x2400**

48. m. **2400x3000x2400**

49. m. **2400x3000x2400**

50. m. **2400x3000x2400**

51. m. **2400x3000x2400**

52. m. **2400x3000x2400**

53. m. **2400x3000x2400**

54. m. **2400x3000x2400**

55. m. **2400x3000x2400**

56. m. **2400x3000x2400**

57. m. **2400x3000x2400**

58. m. **2400x3000x2400**

59. m. **2400x3000x2400**

60. m. **2400x3000x2400**

61. m. **2400x3000x2400**

62. m. **2400x3000x2400**

63. m. **2400x3000x2400**

64. m. **2400x3000x2400**

65. m. **2400x3000x2400**

66. m. **2400x3000x2400**

67. m. **2400x3000x2400**

68. m. **2400x3000x2400**

69. m. **2400x3000x2400**

70. m. **2400x3000x2400**

71. m. **2400x3000x2400**

72. m. **2400x3000x2400**

73. m. **2400x3000x2400**

74. m. **2400x3000x2400**

75. m. **2400x3000x2400**

76. m. **2400x3000x2400**

77. m. **2400x3000x2400**

78. m. **2400x3000x2400**

79. m. **2400x3000x2400**

80. m. **2400x3000x2400**

81. m. **2400x3000x2400**

82. m. **2400x3000x2400**

83. m. **2400x3000x2400**

84. m. **2400x3000x2400**

85. m. **2400x3000x2400**

86. m. **2400x3000x2400**

87. m. **2400x3000x2400**

88. m. **2400x3000x2400**

89. m. **2400x3000x2400**

90. m. **2400x3000x2400**

91. m. **2400x3000x2400**

92. m. **2400x3000x2400**

93. m. **2400x3000x2400**

94. m. **2400x3000x2400**

95. m. **2400x3000x2400**

96. m. **2400x3000x2400**

97. m. **2400x3000x2400**

98. m. **2400x3000x2400**

99. m. **2400x3000x2400**

100. m. **2400x3000x2400**

BD-22 jälkijännittämällä vahventaminen

1. Materiaaliominaisuudet

1.1 Betoni

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo:

$$f_{ck} := 28 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo
jännityshetkellä:

$$f_{ck,i} := 28 \text{ MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus:

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.766 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden 5% fraktiili:

$$f_{ctk,0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.936 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus
jännityshetkellä:

$$f_{ctm,i} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck,i}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.766 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus:

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 36 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus
jännityshetkellä:

$$f_{cm,i} := f_{ck,i} + 8 \text{ MPa} = 36 \cdot \text{MPa}$$

Betonin kimmokerroimen keskiarvo:

$$E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ GPa} = 32.308 \cdot \text{GPa}$$

Betonin kimmokerroimen keskiarvo
jännityshetkellä:

$$E_{cm,i} := 22 \cdot \left(\frac{f_{cm,i}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ GPa} = 32.308 \cdot \text{GPa}$$

Betonin murtopuristuma murtorajatilassa:

$$\epsilon_{cu3} := 0.35\%$$

1.2 Betoniteräket

Betoniterästen ominaislujuus:

$$f_{yk} := 400 \text{ MPa}$$

Betoniterästen kimmokerroin:

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Betoniterästen murtovenymä:

$$\epsilon_{uk} := 5\%$$

1.3 Jänneteräkset

Jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo:

$$f_{pk} := 1860 \text{MPa}$$

Jänneteräksen vetolujuuden 0,1-rajan ominaisarvo:

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{MPa}$$

Jänneteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo:

$$E_p := 195 \text{GPa}$$

Relaksaatiohäviö 1000h jännittämisen jälkeen:

$$\rho_{1000} := 2.5\%$$

Yhden punoksen poikkipinta-ala:

$$A_{p.1} := 150 \text{mm}^2$$

Jänneterästen suurin sallittu jännitys:

$$\sigma_{p.max.all} := \min(0.75f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1.394 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

Jänneterästen suurin sallittu jännitys välittömien häviöiden jälkeen:

$$\sigma_{p.m0.all} := \min(0.7 \cdot f_{pk}, 0.8 \cdot f_{p0.1k}) = 1.302 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

1.4 Rakenneteräkset

Rakenneteräksen ominaislujuus:

$$f_y := 355 \text{MPa}$$

Rakenneteräksen kimmokerroin:

$$E_a := 210 \text{GPa}$$

1.5 Osavarmuusluvut

Jännevoiman suunnitteluvarvon osavarmuusluku murtorajatilassa, kun jännevoiman vaikutukset ovat edullisia:

$$\gamma_{P.fav} := 0.9$$

Jännevoiman suunnitteluvarvon osavarmuusluku murtorajatilassa, kun jännevoiman vaikutukset ovat epäedullisia:

$$\gamma_{P.unfav} := 1.1$$

$$\gamma_{P.unfav.local} := 1.2$$

Betonin puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin:

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Betonin vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin:

$$\alpha_{ct} := 1.0$$

Betoniterästen materiaaliosavarmuusluku:

$$\gamma_S := 1.15$$

Betonin materiaaliosavarmuusluku:

$$\gamma_C := 1.35$$

Jänneterästen materiaaliosavarmuusluku:

$$\gamma_P := 1.1$$

Rakenneteräsen osavarmuusluku:

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

1.6 Suunnittelulujuudet

Betonin mitoituspuristuslujuus: $f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = 17.63 \cdot \text{MPa}$

Betonin mitoitusvetolujuus: $f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk.0.05}}{\gamma_C} = 1.434 \cdot \text{MPa}$

Betoniterästen mitoituslujuus: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = 347.826 \cdot \text{MPa}$

Jänneterästen mitoituslujuus: $f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_P} = 1.491 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$

1.7 Päätypalkin lisävalun materiaaliominaisuudet

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo: $f_{ck2} := 35 \text{MPa}$

Betoniterästen ominaislujuus: $f_{yk2} := 500 \text{MPa}$

Betoniterästen materiaaliosavarmuusluku: $\gamma_{S2} := 1.1$

Virumaluku: $\varphi_2 := 1.452$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus: $f_{cm2} := f_{ck2} + 8 \text{MPa} = 43 \cdot \text{MPa}$

Betoniterästen mitoituslujuus: $f_{yd2} := \frac{f_{yk2}}{\gamma_{S2}} = 454.545 \cdot \text{MPa}$

Betonin kimmokertoimen keskiarvo: $E_{cm2} := 22 \cdot \left(\frac{f_{cm2}}{10 \text{MPa}} \right)^{0.3} \text{GPa} = 34.077 \cdot \text{GPa}$

Viruneen betonin kimmokertoimen tehollinen arvo: $E_{cm2.\text{eff}} := \frac{E_{cm2}}{1 + \varphi_2} = 13.898 \cdot \text{GPa}$

Betonin keskimääräinen vetolujuus: $f_{ctm2} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck2}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 3.21 \cdot \text{MPa}$

Betonin mitoituspuristuslujuus: $f_{cd2} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck2}}{\gamma_C} = 22.037 \cdot \text{MPa}$

2. Poikkileikkauksominaisuuksien laskenta

Poikkileikkauksen korkeus:

$$h := 1.825\text{m}$$

Kiinnostavien (=väliseinien)
poikkileikkauksien etäisyys
aktiiviankkurista:

$$x := \begin{pmatrix} 0 \\ 6.025 \\ 11.975 \\ 17.925 \\ 24 \\ 30.475 \\ 36.825 \\ 40 \end{pmatrix} \text{m}$$

Poikkileikkauksen kuormituksesta
puristetun laipan korkeus:

$$h_f := \begin{pmatrix} 0.19 \\ 0.18 \\ 0.18 \\ 0.19 \\ 0.19 \\ 0.19 \\ 0.18 \\ 0.18 \end{pmatrix} \text{m}$$

Palkin uuman korkeus:

$$h_w := h - h_f = \begin{pmatrix} 1.635 \\ 1.645 \\ 1.645 \\ 1.635 \\ 1.635 \\ 1.635 \\ 1.645 \\ 1.645 \end{pmatrix} \text{m}$$

Kotelopalkin uumien leveyden summa:

$$b_w := \begin{pmatrix} 1.4 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 1.4 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \end{pmatrix} \text{m}$$

Poikkileikkauksen pinta-ala:

$$A_{gr} := \begin{pmatrix} 5.25544 \\ 3.71194 \\ 3.71194 \\ 3.71194 \\ 5.25544 \\ 3.71194 \\ 3.71194 \\ 3.71194 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

Poikkileikkauksen painopisteen korkeus ylä- ja alareunasta:

$$y_{gr} := \begin{pmatrix} 0.875278 \\ 0.827558 \\ 0.827558 \\ 0.827558 \\ 0.875278 \\ 0.827558 \\ 0.827558 \\ 0.827558 \end{pmatrix} \text{m} \quad a_{gr} := \begin{pmatrix} 0.939722 \\ 0.987442 \\ 0.987442 \\ 0.987442 \\ 0.939722 \\ 0.987442 \\ 0.987442 \\ 0.987442 \end{pmatrix} \text{m}$$

Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti:

$$I_{gr} := \begin{pmatrix} 2.3724 \\ 1.90412 \\ 1.90412 \\ 1.90412 \\ 2.3724 \\ 1.90412 \\ 1.90412 \\ 1.90412 \end{pmatrix} \text{m}^4$$

Poikkileikkauksen taivutusvastus ylä- ja alareunan suhteen:

$$W_{y,gr} := \frac{I_{gr}}{y_{gr}} = \begin{pmatrix} 2.71 \\ 2.301 \\ 2.301 \\ 2.301 \\ 2.71 \\ 2.301 \\ 2.301 \\ 2.301 \end{pmatrix} \cdot \text{m}^3 \quad W_{a,gr} := \frac{I_{gr}}{a_{gr}} = \begin{pmatrix} 2.525 \\ 1.928 \\ 1.928 \\ 1.928 \\ 2.525 \\ 1.928 \\ 1.928 \\ 1.928 \end{pmatrix} \cdot \text{m}^3$$

Poikkileikkauksen taivutusvastus
kuormituksesta vedetyn pinnan suhteen:

$$W_{gr} := \begin{pmatrix} W_{y,gr_0} \\ W_{a,gr_1} \\ W_{a,gr_2} \\ W_{y,gr_3} \\ W_{y,gr_4} \\ W_{y,gr_5} \\ W_{a,gr_6} \\ W_{a,gr_7} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2.71 \\ 1.928 \\ 1.928 \\ 2.301 \\ 2.71 \\ 2.301 \\ 1.928 \\ 1.928 \end{pmatrix} \cdot m^3$$

3. Jännegeometria

Sydänkuvion ylä- ja alareuna:

$$k_T := \frac{-W_{gr}}{A_{gr}} = \begin{pmatrix} -0.516 \\ -0.519 \\ -0.519 \\ -0.62 \\ -0.516 \\ -0.62 \\ -0.519 \\ -0.519 \end{pmatrix} \text{ m} \quad k_B := \frac{W_{gr}}{A_{gr}} = \begin{pmatrix} 0.516 \\ 0.519 \\ 0.519 \\ 0.62 \\ 0.516 \\ 0.62 \\ 0.519 \\ 0.519 \end{pmatrix} \text{ m}$$

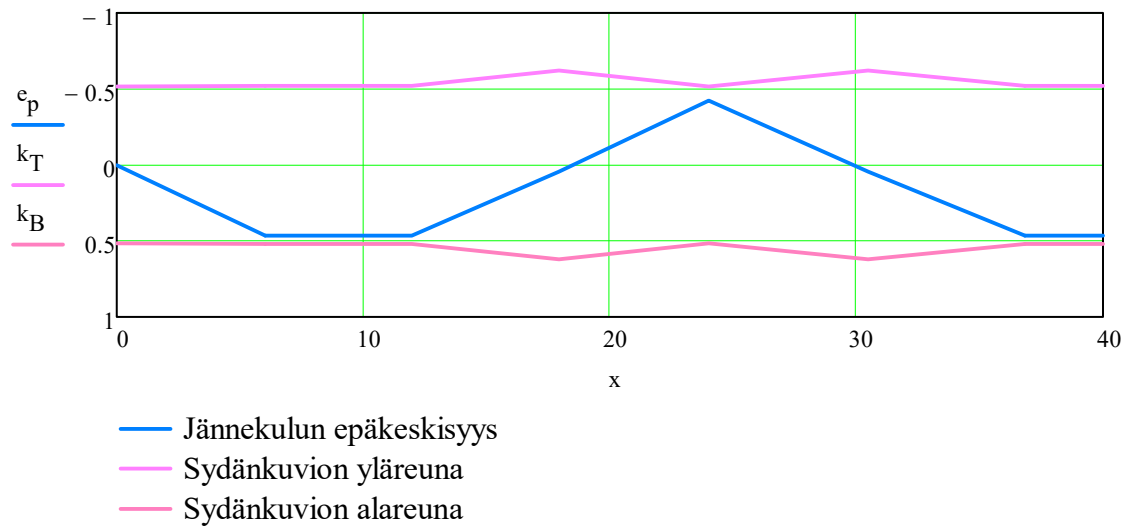
Jänteen etäisyys poikkileikkauksen alareunasta:

$$y_p := \begin{pmatrix} 0.939722 \\ 0.523 \\ 0.523 \\ 0.9427 \\ 1.362 \\ 0.9425 \\ 0.523 \\ 0.523 \end{pmatrix} \text{ m}$$

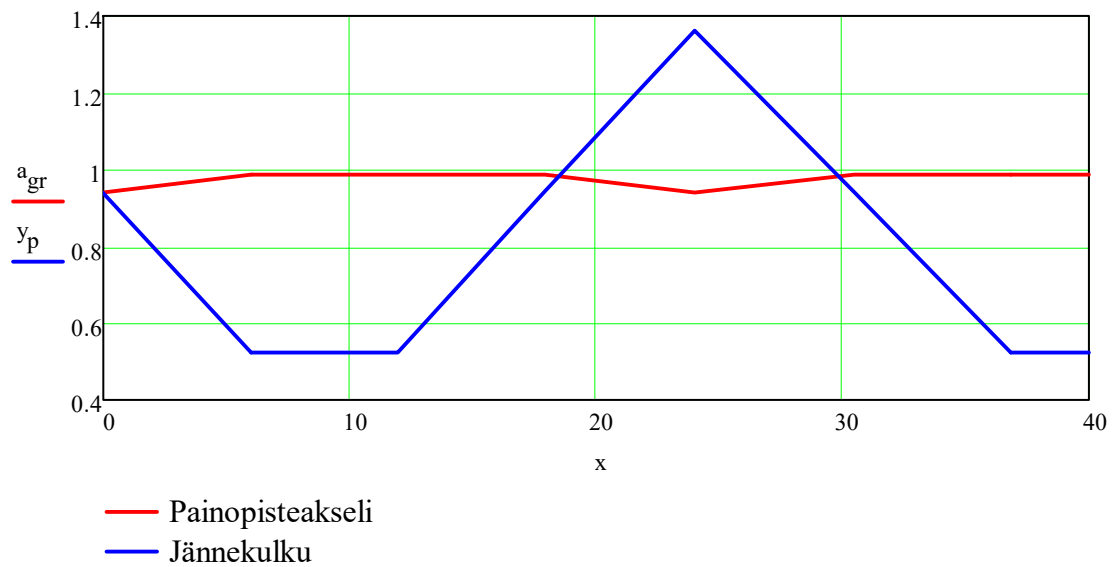
Jännevoiman epäkeskisyyden poikkileikkauksen painopisteakselilta:

$$e_p := a_{gr} - y_p = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.464 \\ 0.464 \\ 0.045 \\ -0.422 \\ 0.045 \\ 0.464 \\ 0.464 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Poikkileikkauksen sydänkuvio ja jänteen epäkeskisyydet:



Poikkileikkauksen painopiste akseli ja jännekulku:



3.1 Jännitysvoima

Jänneiden lukumäärä:

$$n_j := 6$$

Punosten kokonaislukumäärä:

$$n_p := 90$$

Kokonaisjännitysvoima:

$$P_{\max} := 18\text{MN}$$

Jännitysvoima per punos:

$$P_{\max.1} := \frac{P_{\max}}{n_p} = 200 \cdot \text{kN}$$

Punosten kokonaispinta-ala:

$$A_p := n_p \cdot A_{p.1} = 0.014 \cdot \text{m}^2$$

Jännepunoksen suurin jännitys:

$$\sigma_{p.\max} := \frac{P_{\max}}{A_p} = 1.333 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

Ankkurijännebetonin jännitysehto (NCCI2 5.16):

$$\text{Jännitysehto}_1 := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{p.\max} \leq \sigma_{p.\max.all} \\ \text{"Pienennä jännevoimaa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Jännitysehto}_1 = \text{"OK!"}$$

4. Välittömät häviöt

4.1 Kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuva häviö

Yhden punoksen jännittämisestä aiheutuva keskimääräinen jännitys betonissa jänneteräksien painopisteessä:

$$\Delta\sigma_{C,i} := \frac{P_{\max.1}}{A_{gr}} + \frac{P_{\max.1} \cdot e_p}{I_{gr}} \cdot e_p = \begin{pmatrix} 0.144 \\ 0.16 \\ 0.16 \\ 0.16 \\ 0.144 \\ 0.16 \\ 0.16 \\ 0.16 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Peräkkäin jännitettyjen samanlaisten terästen määrän huomioiva apukerroin

$$j := \frac{n_p - 1}{2 \cdot n_p} = 0.494$$

Välitön häviö kimmoisesta kokoonpuristumasta:

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \sum_{i=1}^{n_p} \left(\frac{j \cdot \Delta\sigma_{C,i}}{E_{cm,i}} \right) = \begin{pmatrix} 0.523 \\ 0.58 \\ 0.58 \\ 0.58 \\ 0.523 \\ 0.58 \\ 0.58 \\ 0.58 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

4.2 Kitkahäviö

Kitkakerroin:

$$\mu := 0.12$$

Aaltoisuusluku:

$$\beta := 0 \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

Jänteeseen aiheutettu kulman muutos poikkileikkauksessa:

$$\alpha(x) := \begin{pmatrix} 4 \\ 4 \\ 4 \\ 0 \\ 8 \\ 0 \\ 4 \\ 0 \end{pmatrix} \text{deg}$$

Kulmanmuutosten summa poikkileikkauksessa:

$$\theta(x) := \begin{pmatrix} 0 \\ 4 \\ 8 \\ 12 \\ 12 \\ 20 \\ 20 \\ 24 \end{pmatrix} \text{deg}$$

Kitkahäviö poikkileikkauksessa:

$$\Delta P_{\mu}(x) := P_{\max} \left[1 - e^{-\mu \cdot (\theta(x) + \beta \cdot x)} \right]$$

$$\Delta P_{\mu}(x) = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.15 \\ 0.299 \\ 0.447 \\ 0.447 \\ 0.738 \\ 0.738 \\ 0.882 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

4.3 Ankkurointi- ja lukitushäviöt

Lukitusliukuma:

$$\Delta_{\text{slip}} := 7 \text{ mm}$$

Jännevoima passiivipäässä kitkahäviön jälkeen:

$$P_1 := P_{\text{max}} - \max(\Delta P_{\mu}(x)) = 17.118 \cdot \text{MN}$$

Jänteen kokonaispituus (aktiiviankkurista puoliväliin=passiivipäähän):

$$l_p := x_7 = 40 \text{ m}$$

Kitkasta aiheutuva keskimääräinen jännityshäviö:

$$\Delta_p := \frac{P_{\text{max}} - P_1}{l_p} = 22.06 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ankkurointiliukuman vaikutuksen pituus:

$$w := \sqrt{\frac{\Delta_{\text{slip}} \cdot E_p \cdot A_p}{\Delta_p}} = 28.902 \text{ m}$$

Ankkurointiliukuman jännityshäviö:

$$\Delta P_{\text{slip}} := \begin{matrix} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \max\left[2 \cdot \Delta_p \cdot w - 2 \cdot \Delta_p \cdot x_i, 0\right] \\ y \end{matrix} = \begin{pmatrix} 1.275 \\ 1.009 \\ 0.747 \\ 0.484 \\ 0.216 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

4.4 Jännevoima välittömien häviöiden jälkeen

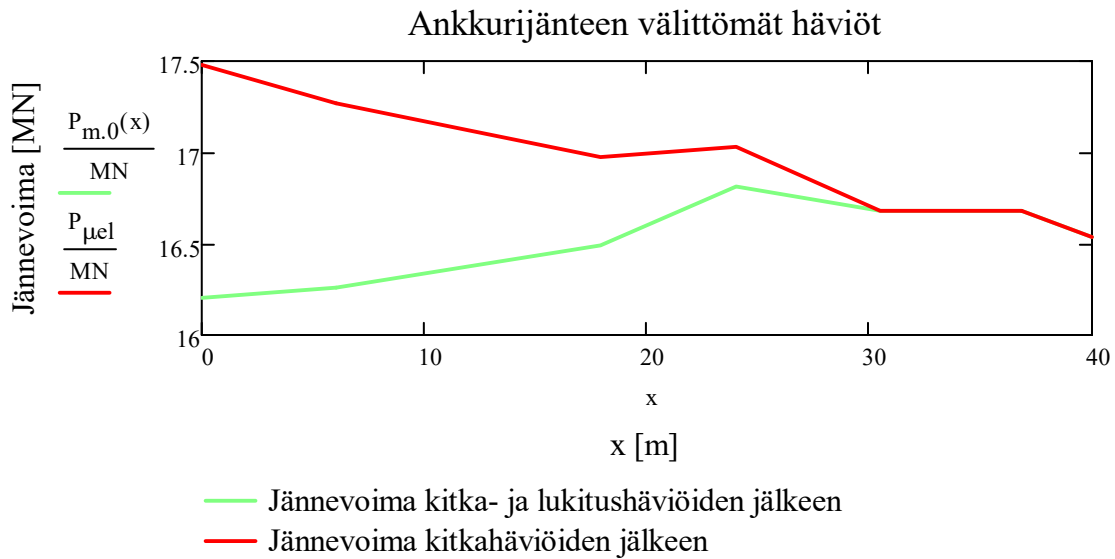
Jännevoima kitkahäviöiden jälkeen:

$$P_{\mu el} := P_{\max} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{el} = \begin{pmatrix} 17.477 \\ 17.27 \\ 17.121 \\ 16.973 \\ 17.031 \\ 16.682 \\ 16.682 \\ 16.538 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Jännevoiman suuruus välittömien häviöiden jälkeen:

$$P_{m,0(x)} := P_{\max} - \Delta P_{\text{slip}} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{el}$$

$$P_{m,0(x)} = \begin{pmatrix} 16.202 \\ 16.26 \\ 16.374 \\ 16.489 \\ 16.814 \\ 16.682 \\ 16.682 \\ 16.538 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$



Jännittämistyön jälkeinen suurin jännitys:

$$\sigma_{pm0.max} := \frac{\max(P_{m.0}(x))}{A_p} = 1.246 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

Ankkurijännebetonin jännitysehto (NCCI2 5.18):

$$\text{Jännitysehto}_2 := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{pm0.max} < \sigma_{p.m0.all} \\ \text{"Pienennä jännevoimaa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Jännitysehto}_2 = \text{"OK!"}$$

5. Kutistuman ja viruman määrittäminen

5.1 Kutistuma

Poikkileikkauksen haihtumiselle altis piiri:

$$u := \begin{pmatrix} 9.6398 + 2 \cdot 6.3136 \\ 9.6398 + 2 \cdot 7.2407 \\ 9.6398 + 2 \cdot 7.2407 \\ 9.6398 + 2 \cdot 7.2407 \\ 9.6398 + 2 \cdot 6.3136 \\ 9.6398 + 2 \cdot 7.2407 \\ 9.6398 + 2 \cdot 7.2407 \\ 9.6398 + 2 \cdot 7.2407 \end{pmatrix} \text{ m} = \begin{pmatrix} 22.267 \\ 24.121 \\ 24.121 \\ 24.121 \\ 22.267 \\ 24.121 \\ 24.121 \\ 24.121 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_{gr}}{u} = \begin{pmatrix} 0.472 \\ 0.308 \\ 0.308 \\ 0.308 \\ 0.472 \\ 0.308 \\ 0.308 \\ 0.308 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$M_{kh} := \begin{pmatrix} 100 & 1.0 \\ 200 & 0.85 \\ 300 & 0.75 \\ 500 & 0.7 \end{pmatrix}$$

Muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin, k_h :

$$k_h := M_{kh_{2,1}} + \frac{h_0 - M_{kh_{2,0}} \text{ mm}}{M_{kh_{3,0}} \text{ mm} - M_{kh_{2,0}} \text{ mm}} \cdot (M_{kh_{3,1}} - M_{kh_{2,1}}) = \begin{pmatrix} 0.707 \\ 0.748 \\ 0.748 \\ 0.748 \\ 0.707 \\ 0.748 \\ 0.748 \\ 0.748 \end{pmatrix}$$

Sementtityyppi, S=1, N=2, R=3:

Sementti := 2

$$\alpha_{ds1} := \begin{cases} 3 & \text{if Sementti} \leq 1 & = 4 \\ 4 & \text{if } 1 < \text{Sementti} \leq 2 \\ 6 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if Sementti} \leq 1 & = 0.12 \\ 0.12 & \text{if } 1 < \text{Sementti} \leq 2 \\ 0.11 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Ympäristön suhteellinen kosteus
ulkorakenteille, %:

$$RH := 80$$

Betonin ikä kuivumiskutistuman alkaessa,
vrk:

$$t_s := 28$$

Betonin ikä tarkasteluhetkellä, vrk (100
vuotta):

$$t := 365 \cdot 100$$

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{MPa}}} \right] \cdot 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \cdot 10^{-6} = 2.755 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \begin{pmatrix} 0.989 \\ 0.994 \\ 0.994 \\ 0.994 \\ 0.989 \\ 0.994 \\ 0.994 \\ 0.994 \end{pmatrix}$$

Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan
mukana:

$$\epsilon_{cd}(t) := \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

$$\epsilon_{cd}(t) = 1.614 \times 10^{-3}$$

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}}$$

$$\beta_{as}(t) = 1$$

Sisäinen kutistuma ajan hetkellä t

$$\epsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t) \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{(f_{ck} - 10 \text{MPa})}{\text{MPa}} \right] \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca}(t) = 4.5 \times 10^{-5}$$

Kutistuman itseisarvo:

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = 0.166\%$$

Vahvennuslaskelmissa käytettävä
kutistuman arvo:

$$\epsilon_{cs} := 0$$

5.2 Viruma

Betonin ikä kuormittamisen alkaessa (52 vuotta), vrk:

$$t_0 := 52 \cdot 365$$

Betonin lujuuden vaikutuksen huomioiva kerroin:

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.8$$

Betonin kuormittumisen alkamisajankohdan huomioiva kerroin:

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.138$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.98$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.994$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} & \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{MPa} \\ \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 & \text{otherwise} \end{cases} = \begin{pmatrix} 1.245 \\ 1.283 \\ 1.283 \\ 1.283 \\ 1.245 \\ 1.283 \\ 1.283 \\ 1.283 \end{pmatrix}$$

Nimellinen virumaluku:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t0} = \begin{pmatrix} 0.479 \\ 0.494 \\ 0.494 \\ 0.494 \\ 0.479 \\ 0.494 \\ 0.494 \\ 0.494 \end{pmatrix}$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.986$$

$$\beta_H := \begin{cases} \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \right] & \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{MPa} \\ \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \cdot \alpha_3 \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_H = 933.075$$

Kerroin joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen, $\beta_c(t, t_0)$

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

Virumaluku:

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi(t, t_0) = \begin{pmatrix} 0.472 \\ 0.486 \\ 0.486 \\ 0.486 \\ 0.472 \\ 0.486 \\ 0.486 \\ 0.486 \end{pmatrix}$$

$$\varphi_w := \varphi(t, t_0)$$

Betonin kimmokerroin viruma huomioituna:

$$E_{c.\text{eff}} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \begin{pmatrix} 21.95 \\ 21.736 \\ 21.736 \\ 21.736 \\ 21.95 \\ 21.736 \\ 21.736 \\ 21.736 \end{pmatrix} \cdot \text{GPa}$$

6. Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt

6.1 Relaksaatiohäviöt

Punoksissa vallitseva jännitys välittömien häviöiden jälkeen:

$$\sigma_{pi} := \frac{P_{m.0(x)}}{A_p} = \begin{pmatrix} 1.2 \times 10^3 \\ 1.204 \times 10^3 \\ 1.213 \times 10^3 \\ 1.221 \times 10^3 \\ 1.246 \times 10^3 \\ 1.236 \times 10^3 \\ 1.236 \times 10^3 \\ 1.225 \times 10^3 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Suunnittelussa käytettävä relaksaatiohäviön arvio:

$$\Delta\sigma_{pr} := 3 \cdot \rho_{1000} \cdot \sigma_{pi} = \begin{pmatrix} 90.012 \\ 90.336 \\ 90.967 \\ 91.605 \\ 93.413 \\ 92.675 \\ 92.675 \\ 91.875 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

6.2 Ajasta riippuvat häviöt yhteensä

Häviölaskelmissa otaksuttu keskimääräinen puristusjännitys betonissa jänteiden kohdalla:

$$\sigma_{c.QP} := \frac{P_{m.0(x)}}{A_{gr}} = \begin{pmatrix} 3.083 \\ 4.381 \\ 4.411 \\ 4.442 \\ 3.199 \\ 4.494 \\ 4.494 \\ 4.455 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Häviölaskelmissa otaksuttu keskimääräinen
vetojännitys jänneteräksissä:

$$\sigma_{p.QP} := \frac{P_{m.0}(x)}{A_p} = \begin{pmatrix} 1.2 \times 10^3 \\ 1.204 \times 10^3 \\ 1.213 \times 10^3 \\ 1.221 \times 10^3 \\ 1.246 \times 10^3 \\ 1.236 \times 10^3 \\ 1.236 \times 10^3 \\ 1.225 \times 10^3 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Häviölaskelmissa otaksuttu
betonipoikkileikkauksen painopisteen ja
jänneterästen painopisteen etäisyys:

$$z_{cp} := e_p = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.464 \\ 0.464 \\ 0.045 \\ -0.422 \\ 0.045 \\ 0.464 \\ 0.464 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt:

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi \cdot \sigma_{c.QP} + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_{gr}} \cdot \left(1 + \frac{A_{gr}}{I_{gr}} \cdot z_{cp}^2 \right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi)$$

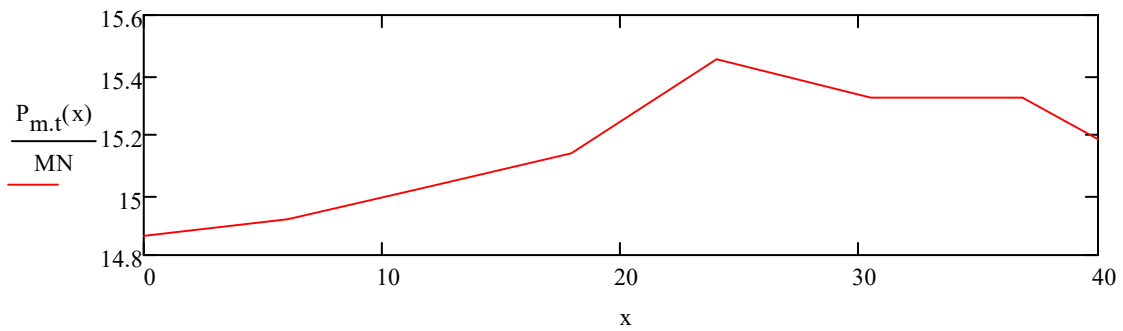
$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} = \begin{pmatrix} 99.178 \\ 99.331 \\ 99.629 \\ 99.93 \\ 100.782 \\ 100.434 \\ 100.434 \\ 100.057 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta P_{c.s.r} := A_p \cdot \Delta \sigma_{p.c.s.r} = \begin{pmatrix} 1.339 \\ 1.341 \\ 1.345 \\ 1.349 \\ 1.361 \\ 1.356 \\ 1.356 \\ 1.351 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

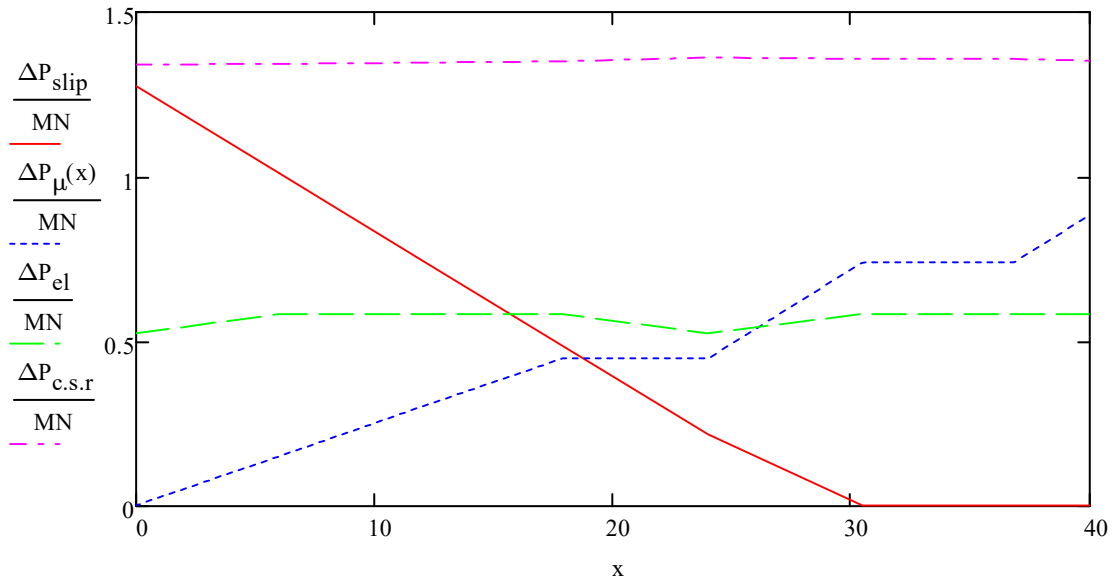
Keskimääräinen jännevoima kaikkien häviöiden jälkeen pökkileikkauksittain:

$$P_{m.t}(x) := P_{m.0}(x) - \Delta P_{c.s.r} \quad P_{m.t}(x) = \begin{pmatrix} 14.863 \\ 14.92 \\ 15.029 \\ 15.14 \\ 15.454 \\ 15.326 \\ 15.326 \\ 15.187 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Jännevoima kaikkien häviöiden jälkeen



Eri häviöiden suuruus poikkileikkauksittain



$$\begin{aligned}
 \Delta P_{\text{slip}} &= \begin{pmatrix} 1.275 \\ 1.009 \\ 0.747 \\ 0.484 \\ 0.216 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot MN &
 \Delta P_{\mu}(x) &= \begin{pmatrix} 0 \\ 0.15 \\ 0.299 \\ 0.447 \\ 0.447 \\ 0.738 \\ 0.738 \\ 0.882 \end{pmatrix} \cdot MN &
 \Delta P_{\text{el}} &= \begin{pmatrix} 0.523 \\ 0.58 \\ 0.58 \\ 0.58 \\ 0.523 \\ 0.58 \\ 0.58 \\ 0.58 \end{pmatrix} \cdot MN &
 \Delta P_{\text{c.s.r}} &= \begin{pmatrix} 1.339 \\ 1.341 \\ 1.345 \\ 1.349 \\ 1.361 \\ 1.356 \\ 1.356 \\ 1.351 \end{pmatrix} \cdot MN
 \end{aligned}$$

Jännevoiman häviöt yhteensä:

$$\text{häviöt}_{\text{yht}} := \Delta P_{\text{slip}} + \Delta P_{\mu}(x) + \Delta P_{\text{el}} + \Delta P_{\text{c.s.r}} = \begin{pmatrix} 3.137 \\ 3.08 \\ 2.971 \\ 2.86 \\ 2.546 \\ 2.674 \\ 2.674 \\ 2.813 \end{pmatrix} \cdot MN$$

Jännevoiman häviöt %:

$$\text{häviöt}_{\%} := \frac{\text{häviöt}_{\text{yht}}}{P_{\text{max}}} = \begin{pmatrix} 17.426 \\ 17.114 \\ 16.505 \\ 15.89 \\ 14.146 \\ 14.857 \\ 14.857 \\ 15.629 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Keskimääräinen puristusjännitys
poikkileikkauksessa:

$$\sigma_{\text{c.m}} := \frac{P_{\text{m.t}(x)}}{A_{\text{gr}}} = \begin{pmatrix} 2.828 \\ 4.019 \\ 4.049 \\ 4.079 \\ 2.941 \\ 4.129 \\ 4.129 \\ 4.091 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

7. Ohjaisvoimien laskenta

Ohjaisvoiman pysty- ja vaakakomponenttien määrittäminen:

$$\alpha_{\sin} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \sin(\alpha(x)_i) \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 0.07 \\ 0.07 \\ 0.07 \\ 0 \\ 0.139 \\ 0 \\ 0.07 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \alpha_{\cos} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \cos(\alpha(x)_i) \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 0.998 \\ 0.998 \\ 0.998 \\ 1 \\ 0.99 \\ 1 \\ 0.998 \\ 1 \end{pmatrix}$$

Pysty- ja vaakasuuntainen ohjaisvoima poikkileikkauksessa ajan hetkellä t=0:

$$F_{z,0} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow P_{m,0}(x)_i \cdot \alpha_{\sin,i} \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 1.13 \\ 1.134 \\ 1.142 \\ 0 \\ 2.34 \\ 0 \\ 1.164 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

$$F_{x,0} := \begin{pmatrix} \alpha_{\cos,0} \cdot \text{mean}(P_{m,0}(x)) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 16.465 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Pysty- ja vaakasuuntainen ohjausvoima poikkileikkauksessa ajan hetkellä t=inf:

$$F_{z.inf} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow P_{m.t(x)} \cdot \alpha_{\sin_i} \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 1.037 \\ 1.041 \\ 1.048 \\ 0 \\ 2.151 \\ 0 \\ 1.069 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

$$F_{x.inf} := \begin{pmatrix} \alpha_{\cos_0} \cdot \text{mean}(P_{m.t(x)}) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 15.119 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

8. Taivutusmitoitus

Mitoitustaivutusmomentti
poikkileikkauksessa
vahventamattomana:

$$M_{Ed1} := \begin{pmatrix} 0.781 \\ 10.253 \\ 10.782 \\ -5.955 \\ -18.805 \\ -3.467 \\ 12.573 \\ 13.508 \end{pmatrix} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Mitoitustaivutusmomentti
poikkileikkauksessa vahvennettuna:

$$M_{Ed2} := \begin{pmatrix} 0.863 \\ 5.801 \\ 6.699 \\ -4.513 \\ -11.585 \\ -2.353 \\ 8.449 \\ 8.646 \end{pmatrix} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Muutos mitoitustaivutusmomentissa jännevoiman myötä:

$$\Delta M_{Ed} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{M_{Ed2_i} - M_{Ed1_i}}{M_{Ed1_i}} \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 10.499 \\ -43.421 \\ -37.869 \\ -24.215 \\ -38.394 \\ -32.132 \\ -32.8 \\ -35.993 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Jännevoimasta aiheutuva taivutusmomentti:

$$M_{bal}(x) := \begin{pmatrix} 0 \\ -5.944 \\ -5.692 \\ 2.505 \\ 8.175 \\ 1.959 \\ -5.544 \\ -5.589 \end{pmatrix} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

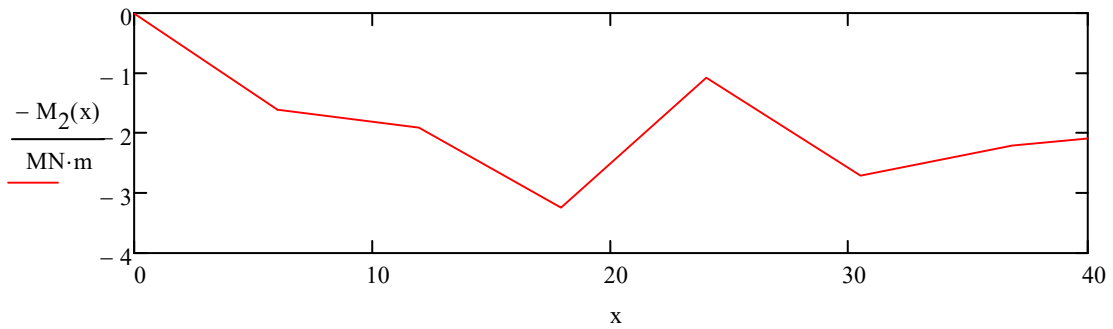
Pelkän normaalivoiman poikkileikkaukselle aiheuttama taivutusmomentti:

$$Pe(x) := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow -P_{m,0}(x) \cdot e_{p_i} \\ y \end{cases} Pe(x) = \begin{pmatrix} 0 \\ -7.552 \\ -7.605 \\ -0.738 \\ 7.1 \\ -0.75 \\ -7.748 \\ -7.681 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}\cdot\text{m}$$

Jännevoimasta aiheutuva pakkomomentti poikkileikkauksessa:

$$M_2(x) := M_{bal}(x) - Pe(x) \quad M_2(x) = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.608 \\ 1.913 \\ 3.243 \\ 1.075 \\ 2.709 \\ 2.204 \\ 2.092 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}\cdot\text{m}$$

Jännevoimasta aiheutuva pakkomomentti



8.1 Teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusmitoitus

Pääraudoitustankojen halkaisijat:

$$D_1 := 25\text{mm} \quad D_2 := 22\text{mm}$$

Arvioitu nimellinen betonipeite:

$$c_{\text{nom}} := 50\text{mm}$$

Pääraudoitustankojen lkm poikkileikkauksessa:

$$n_1 := \begin{pmatrix} 7 \\ 14 \\ 14 \\ 22 \\ 42 \\ 20 \\ 58 \\ 58 \end{pmatrix} \quad n_2 := \begin{pmatrix} 22 \\ 44 \\ 44 \\ 22 \\ 44 \\ 22 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

1. pääraudoituksen poikkipinta-ala, 2. pääraudoituksen poikkipinta-ala:

$$A_{s1} := n_1 \cdot \frac{\pi \cdot D_1^2}{4} = \begin{pmatrix} 34.361 \\ 68.722 \\ 68.722 \\ 107.992 \\ 206.167 \\ 98.175 \\ 284.707 \\ 284.707 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}^2 \quad A_{s2} := n_2 \cdot \frac{\pi \cdot D_2^2}{4} = \begin{pmatrix} 83.629 \\ 167.258 \\ 167.258 \\ 83.629 \\ 167.258 \\ 83.629 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}^2$$

Pääraudoituksen d-mitta:

$$d_1 := h - c_{\text{nom}} = 1.775 \text{ m} \quad d_2 := h - c_{\text{nom}} = 1.775 \text{ m}$$

Vetoraudoituksen kokonaispoikkipinta-ala:

$$A_s := A_{s1} + A_{s2} = \begin{pmatrix} 0.012 \\ 0.024 \\ 0.024 \\ 0.019 \\ 0.037 \\ 0.018 \\ 0.028 \\ 0.028 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
betoniteräksien suhteen:

$$d_s := \frac{d_1 \cdot A_{s1} + d_2 \cdot A_{s2}}{A_s} = \begin{pmatrix} 1.775 \\ 1.775 \\ 1.775 \\ 1.775 \\ 1.775 \\ 1.775 \\ 1.775 \\ 1.775 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Koteloikkileikkauksen puristetun laatan
leveys:

$$b := 5.5 \text{ m}$$

Betonin puristuspinnan tehollinen korkeus:

$$y := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = \begin{pmatrix} 0.042 \\ 0.085 \\ 0.085 \\ 0.069 \\ 0.134 \\ 0.065 \\ 0.102 \\ 0.102 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Betonin puristuspinnan korkeus:

$$x_1 := \frac{y}{0.8} = \begin{pmatrix} 0.053 \\ 0.106 \\ 0.106 \\ 0.086 \\ 0.167 \\ 0.082 \\ 0.128 \\ 0.128 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Betonin puristusresultantti:

$$F_c := y \cdot b \cdot f_{cd} = \begin{pmatrix} 4.104 \\ 8.208 \\ 8.208 \\ 6.665 \\ 12.989 \\ 6.324 \\ 9.903 \\ 9.903 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Betoniteräksen vetoresultantti:

$$F_s := A_s \cdot f_{yd} = \begin{pmatrix} 4.104 \\ 8.208 \\ 8.208 \\ 6.665 \\ 12.989 \\ 6.324 \\ 9.903 \\ 9.903 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Rakenteen sisäinen momenttivarsi:

$$z_s := d_s - \frac{y}{2} = \begin{pmatrix} 1.754 \\ 1.733 \\ 1.733 \\ 1.741 \\ 1.708 \\ 1.742 \\ 1.724 \\ 1.724 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Taivutuskestävyyss ennen vahvennusta:

$$M_{Rd1} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow z_{s_i} \cdot F_{s_i} \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 7.198 \\ 14.222 \\ 14.222 \\ 11.601 \\ 22.185 \\ 11.018 \\ 17.072 \\ 17.072 \end{pmatrix} \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Teräsbetonipääll ys rakenteen käyttöaste taivutukselle vahventamattomana:

$$k_{a_{TB.M.1}} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \left| \frac{M_{Ed1_i}}{M_{Rd1_i}} \right| \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 10.851 \\ 72.093 \\ 75.813 \\ 51.33 \\ 84.764 \\ 31.466 \\ 73.648 \\ 79.124 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Teräsbetonipäällysrakenteen käyttöaste
taivutukselle vahvennuksen kuormille:

$$k_{a_{TB.M.2}} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \left| \frac{M_{Ed2_i}}{M_{Rd1_i}} \right| \\ y \end{array} \right. = \left(\begin{array}{c} 11.99 \\ 40.789 \\ 47.104 \\ 38.9 \\ 52.22 \\ 21.356 \\ 49.491 \\ 50.645 \end{array} \right) \cdot \%$$

8.2 Jännitetyn betonipoikkileikkauksen taivutusmitoitus

Jännevoiman mitoitusarvo:

$$P_{d,t}(x) := \gamma_{p, fav} \cdot P_{m,t}(x) \quad P_{d,t}(x) = \begin{pmatrix} 13.377 \\ 13.428 \\ 13.526 \\ 13.626 \\ 13.908 \\ 13.793 \\ 13.793 \\ 13.668 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Jänneterästen jännitysten lisäys murtorajatilassa:

$$\Delta\sigma_{\text{ULS}} := 50 \text{MPa}$$

Jänteen etäisyys poikkileikkauksen alareunasta:

$$y_p = \begin{pmatrix} 0.94 \\ 0.523 \\ 0.523 \\ 0.943 \\ 1.362 \\ 0.943 \\ 0.523 \\ 0.523 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Jänteen etäisyys poikkileikkauksen yläreunasta:

$$y_{py} := h - y_p = \begin{pmatrix} 0.885 \\ 1.302 \\ 1.302 \\ 0.882 \\ 0.463 \\ 0.882 \\ 1.302 \\ 1.302 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus jännepunoksen suhteen:

$$d_p := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \max(y_{p_i}, y_{py_i}) \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 0.94 \\ 1.302 \\ 1.302 \\ 0.943 \\ 1.362 \\ 0.943 \\ 1.302 \\ 1.302 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Jännityksestä aiheutuva jänneterästen
alkuvenymä:

$$\epsilon_{pe} := \frac{P_{d,t}(x)}{A_p \cdot E_p} = \begin{pmatrix} 5.081 \times 10^{-3} \\ 5.101 \times 10^{-3} \\ 5.138 \times 10^{-3} \\ 5.176 \times 10^{-3} \\ 5.283 \times 10^{-3} \\ 5.24 \times 10^{-3} \\ 5.24 \times 10^{-3} \\ 5.192 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

Betonin kimmainen kokoonpuristuma jänneterästen painopisteessä:

$$\epsilon_{ce} := \begin{matrix} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{P_{d,t}(x)_i}{E_{cm}} \left[\frac{1}{A_{gr_i}} + \frac{(\epsilon_{p_i})^2}{I_{gr_i}} \right] \\ y \end{matrix} = \begin{pmatrix} 7.878 \times 10^{-5} \\ 1.59 \times 10^{-4} \\ 1.602 \times 10^{-4} \\ 1.141 \times 10^{-4} \\ 1.143 \times 10^{-4} \\ 1.155 \times 10^{-4} \\ 1.634 \times 10^{-4} \\ 1.619 \times 10^{-4} \end{pmatrix}$$

Jänneterästen alkuvenymä yhteensä:

$$\epsilon_{s0} := \epsilon_{pe} + \epsilon_{ce} = \begin{pmatrix} 5.16 \times 10^{-3} \\ 5.26 \times 10^{-3} \\ 5.298 \times 10^{-3} \\ 5.29 \times 10^{-3} \\ 5.398 \times 10^{-3} \\ 5.355 \times 10^{-3} \\ 5.403 \times 10^{-3} \\ 5.354 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

Arvataan murtorajatilassa jänneteräksiin syntyvän lisävenymän arvo:

$$\epsilon_{s.arv} := \begin{pmatrix} 0.003618 \\ 0.0014346 \\ 0.001414 \\ 0.0014383 \\ 0.0019593 \\ 0.0014575 \\ 0.0010725 \\ 0.0010969 \end{pmatrix}$$

Murtorajatilassa jänneteräksiin syntyvä lisävenymä:

$$\epsilon_{s1} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \min(0.02 - \epsilon_{s0_i}, \epsilon_{s.arv_i}) \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 3.618 \times 10^{-3} \\ 1.435 \times 10^{-3} \\ 1.414 \times 10^{-3} \\ 1.438 \times 10^{-3} \\ 1.959 \times 10^{-3} \\ 1.458 \times 10^{-3} \\ 1.073 \times 10^{-3} \\ 1.097 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

Jänneterästen lopullinen venymä murtorajatilassa:

$$\epsilon_{pu} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \min(0.02, \epsilon_{s1_i} + \epsilon_{ce_i} + \epsilon_{pe_i}) \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 8.778 \times 10^{-3} \\ 6.694 \times 10^{-3} \\ 6.712 \times 10^{-3} \\ 6.728 \times 10^{-3} \\ 7.357 \times 10^{-3} \\ 6.813 \times 10^{-3} \\ 6.475 \times 10^{-3} \\ 6.451 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

Jänneterästen jännitys murtorajatilassa:

$$\sigma_{pd} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \min(\epsilon_{pu_i} \cdot E_p + \Delta\sigma_{ULS}, f_{pd}) \\ y \end{array} \right. = \left(\begin{array}{c} 1.491 \times 10^3 \\ 1.355 \times 10^3 \\ 1.359 \times 10^3 \\ 1.362 \times 10^3 \\ 1.485 \times 10^3 \\ 1.378 \times 10^3 \\ 1.313 \times 10^3 \\ 1.308 \times 10^3 \end{array} \right) \cdot \text{MPa}$$

Rakenteen tehollinen korkeus:

$$d := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{A_{s_i} \cdot f_{yd} \cdot d_{s_i} + A_p \cdot \sigma_{pd_i} \cdot d_{p_i}}{A_{s_i} \cdot f_{yd} + A_p \cdot \sigma_{pd_i}} \\ y \end{array} \right. = \left(\begin{array}{c} 1.081 \\ 1.448 \\ 1.448 \\ 1.164 \\ 1.524 \\ 1.154 \\ 1.472 \\ 1.472 \end{array} \right) \text{ m}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus:

$$x_2 := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{s1_i}} \cdot d_i \\ y \end{array} \right. = \left(\begin{array}{c} 0.532 \\ 1.027 \\ 1.031 \\ 0.825 \\ 0.977 \\ 0.814 \\ 1.126 \\ 1.121 \end{array} \right) \text{ m}$$

Betonin puristuspuunnan tehollinen korkeus:

$$y_2 := 0.8 \cdot x_2 = \left(\begin{array}{c} 0.425 \\ 0.822 \\ 0.825 \\ 0.66 \\ 0.782 \\ 0.652 \\ 0.901 \\ 0.897 \end{array} \right) \text{ m}$$

Betonin puristuspinnan uumaan levittyvän osuuden korkeus:

$$x_w := x_2 - h_f = \begin{pmatrix} 0.342 \\ 0.847 \\ 0.851 \\ 0.635 \\ 0.787 \\ 0.624 \\ 0.946 \\ 0.941 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Betonin tehollisen puristuspinnan uumaan levittyvän osuuden korkeus:

$$y_w := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \max(0, y_{2_i} - h_{f_i}) \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 0.235 \\ 0.642 \\ 0.645 \\ 0.47 \\ 0.592 \\ 0.462 \\ 0.721 \\ 0.717 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Betonin puristetun uuman tehollinen ala:

$$A_w := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow b_{w_i} \cdot y_{w_i} \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 0.329 \\ 0.514 \\ 0.516 \\ 0.376 \\ 0.829 \\ 0.369 \\ 0.577 \\ 0.573 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Betonin puristetun laipan tehollinen ala:

$$A_f := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \min(y_{2_i} \cdot b, h_{f_i} \cdot b) \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 1.045 \\ 0.99 \\ 0.99 \\ 1.045 \\ 1.045 \\ 1.045 \\ 0.99 \\ 0.99 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Puristetun tehollisen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen reunasta:

$$y_0 := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{\frac{\min(h_{f_i}, y_{2_i})}{2} \cdot A_{f_i} + \left(h_{f_i} + \frac{y_{w_i}}{2} \right) \cdot A_{w_i}}{A_{f_i} + A_{w_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 0.146 \\ 0.23 \\ 0.231 \\ 0.182 \\ 0.268 \\ 0.18 \\ 0.256 \\ 0.254 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Jänneterästen vetoresultantti:

$$F_p := \sigma_{pd} \cdot A_p = \begin{pmatrix} 20.127 \\ 18.298 \\ 18.345 \\ 18.387 \\ 20.042 \\ 18.609 \\ 17.722 \\ 17.657 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Jänneterästen ja betoniterästen vetoresultanttien summa:

$$F_p + F_s = \begin{pmatrix} 24.231 \\ 26.506 \\ 26.553 \\ 25.053 \\ 33.031 \\ 24.933 \\ 27.624 \\ 27.56 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Betonin puristusresultantti:

$$F_{c,2} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \left(\min(h_{f_i}, y_{2_i}) \cdot b + y_{w_i} \cdot b_{w_i} \right) \cdot f_{cd} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 24.231 \\ 26.506 \\ 26.553 \\ 25.053 \\ 33.031 \\ 24.933 \\ 27.624 \\ 27.56 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Rakenteen sisäinen momenttivarsi:

$$z := d - y_0 = \begin{pmatrix} 0.935 \\ 1.218 \\ 1.217 \\ 0.982 \\ 1.257 \\ 0.974 \\ 1.216 \\ 1.218 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Pakkomomentin vaikutus
mitoituskestävyyteen:

$$M_{2.Ed} := \begin{pmatrix} -\gamma_{P.unfav} \cdot M_2(x)_0 \\ -\gamma_{P.unfav} \cdot M_2(x)_1 \\ -\gamma_{P.unfav} \cdot M_2(x)_2 \\ \gamma_{P.fav} \cdot M_2(x)_3 \\ \gamma_{P.fav} \cdot M_2(x)_4 \\ \gamma_{P.fav} \cdot M_2(x)_5 \\ -\gamma_{P.unfav} \cdot M_2(x)_6 \\ -\gamma_{P.unfav} \cdot M_2(x)_7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ -1.769 \\ -2.104 \\ 2.918 \\ 0.967 \\ 2.438 \\ -2.424 \\ -2.301 \end{pmatrix} \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Jännitetyn betonirakenteen taivutuskestävyys:

$$M_{Rd2} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow (F_{p_i} + F_{s_i}) \cdot z_i + M_{2.Ed_i} \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 22.662 \\ 30.518 \\ 30.206 \\ 27.515 \\ 42.471 \\ 26.712 \\ 31.158 \\ 31.255 \end{pmatrix} \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

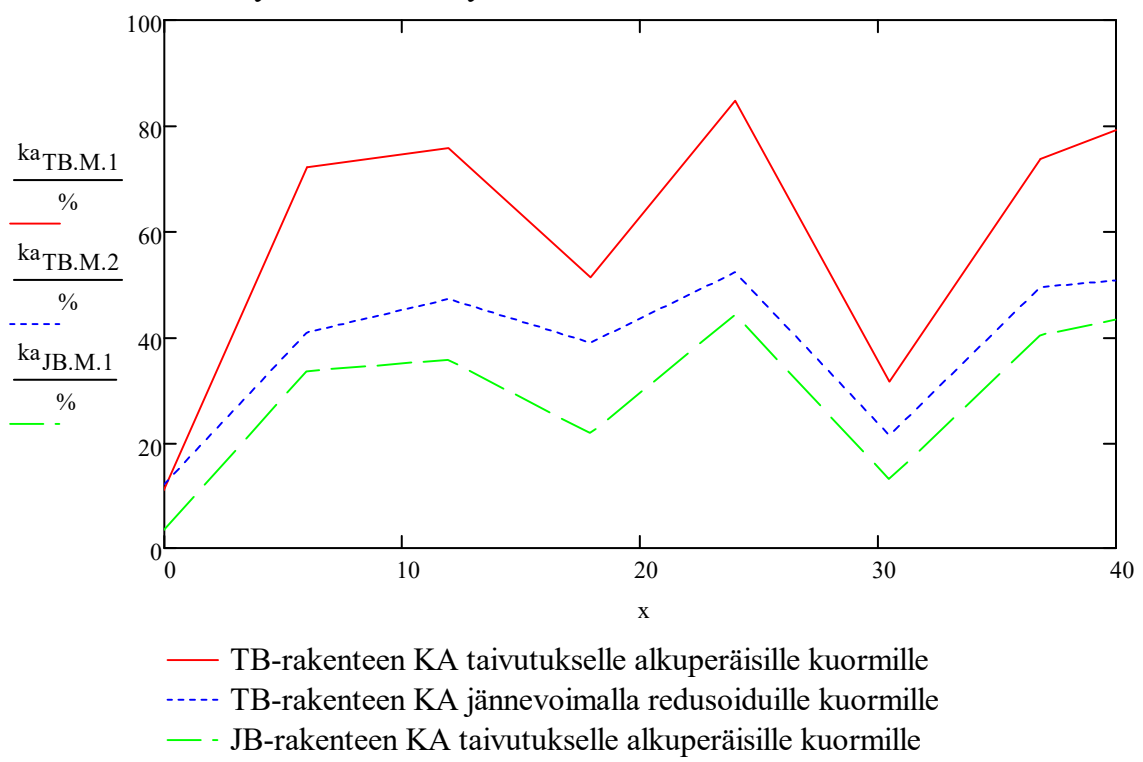
Rakenteen taivutuskestävyyden muutos:

$$\Delta M_{Rd} := \frac{M_{Rd2} - M_{Rd1}}{M_{Rd1}} = \begin{pmatrix} 214.842 \\ 114.588 \\ 112.395 \\ 137.168 \\ 91.44 \\ 142.433 \\ 82.513 \\ 83.079 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Jännebetonipäällysrakenteen käyttöaste taivutukselle vahvennettuna:

$$ka_{JB.M.1} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \left| \frac{M_{Ed1_i}}{M_{Rd2_i}} \right| \\ y \end{cases} ka_{JB.M.1} = \begin{pmatrix} 3.446 \\ 33.596 \\ 35.694 \\ 21.643 \\ 44.277 \\ 12.979 \\ 40.352 \\ 43.219 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Päällysrakenteen käyttöasteet taivutukselle eri tavoin tulkittuina



9. Leikkausmitoitus

Mitoitusleikkausvoima poikkileikkauksessa vahventamattomana:

$$V_{Ed1} := \begin{pmatrix} 2.633 \\ 1.130 \\ 1.101 \\ 2.555 \\ 3.898 \\ 2.665 \\ 1.252 \\ 0.657 \end{pmatrix} \text{ MN}$$

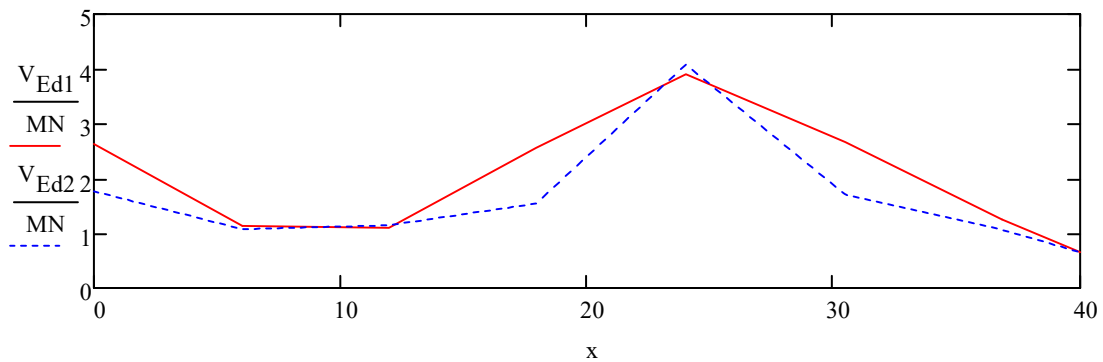
Mitoitusleikkausvoima poikkileikkauksessa vahvennettuna:

$$V_{Ed2} := \begin{pmatrix} 1.769 \\ 1.071 \\ 1.143 \\ 1.538 \\ 4.079 \\ 1.703 \\ 1.065 \\ 0.658 \end{pmatrix} \text{ MN}$$

Vahvennuksen aiheuttama muutos mitoitusleikkausvoimassa:

$$\Delta V_{Ed} := \frac{V_{Ed2} - V_{Ed1}}{V_{Ed1}} = \begin{pmatrix} -32.814 \\ -5.221 \\ 3.815 \\ -39.804 \\ 4.643 \\ -36.098 \\ -14.936 \\ 0.152 \end{pmatrix} .\%$$

Mitoitusleikkausvoima



- Mitoitusleikkausvoima vahventamattomana
- - - Mitoitusleikkausvoima vahvennettuna

Rakenteen leveys leikkausta vastaan:

$$b_w = \begin{pmatrix} 1.4 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 1.4 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Apukerroin:

$$k := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \max\left(0.8, 1.6 - \frac{d_{s_i}}{m}\right) \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \\ 0.8 \end{pmatrix}$$

Rakenteen tehollinen raudoitussuhde:

$$\rho_1 := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \min\left(0.02, \frac{A_{s_i}}{b_{w_i} \cdot d_{s_i}}\right) \\ y \end{array} \rho_1 = \begin{pmatrix} 4.748 \times 10^{-3} \\ 0.017 \\ 0.017 \\ 0.013 \\ 0.015 \\ 0.013 \\ 0.02 \\ 0.02 \end{pmatrix}$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti:

$$V_{c0} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow 0.3 \cdot k_i \cdot \left(1 + 50 \cdot \rho_{1_i}\right) \cdot f_{ctd} \cdot b_{w_i} \cdot d_{s_i} \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 1.059 \\ 0.895 \\ 0.895 \\ 0.819 \\ 1.498 \\ 0.802 \\ 0.978 \\ 0.978 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen
käyttöaste vahventamattomana:

$$ka_{V.c0.1} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{V_{Ed1_i}}{V_{c0_i}} \\ y \end{array} \right. = \left(\begin{array}{c} 248.739 \\ 126.256 \\ 123.016 \\ 312.098 \\ 260.179 \\ 332.396 \\ 128.061 \\ 67.201 \end{array} \right) \cdot \%$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen
käyttöaste vahvennettuna:

$$ka_{V.c0.2} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{V_{Ed2_i}}{V_{c0_i}} \\ y \end{array} \right. = \left(\begin{array}{c} 167.117 \\ 119.664 \\ 127.709 \\ 187.869 \\ 272.26 \\ 212.409 \\ 108.934 \\ 67.304 \end{array} \right) \cdot \%$$

Leikkausraudoitustankojen halkaisijat
poikkileikkauksessa:

$$D_{sv1} := \left(\begin{array}{c} 22 \\ 0 \\ 0 \\ 25 \\ 25 \\ 25 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right) \text{ mm} \quad D_{sv2} := \left(\begin{array}{c} 12 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \end{array} \right) \text{ mm}$$

Leikkausrautojen määrä
poikkileikkauksessa:

$$n_{sv1} := \left(\begin{array}{c} 6 \\ 0 \\ 0 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right) \quad n_{sv2} := \left(\begin{array}{c} 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \end{array} \right)$$

Leikkausraudoituksen leikkauskapasiteetti:

$$V_{Rd.s1} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow 0.9 \cdot \frac{A_{sv1_i}}{s_{1_i}} \cdot f_{yd} \cdot d_{s_i} \cdot (\sin(\alpha_{sv1_i}) + \cos(\alpha_{sv1_i})) \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 3.585 \\ 0 \\ 0 \\ 3.674 \\ 3.857 \\ 3.561 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

$$V_{Rd.s2} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow 0.9 \cdot \frac{A_{sv2_i}}{s_{2_i}} \cdot f_{yd} \cdot d_{s_i} \cdot (\sin(\alpha_{sv2_i}) + \cos(\alpha_{sv2_i})) \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 1.885 \\ 1.885 \\ 1.885 \\ 1.885 \\ 1.885 \\ 1.885 \\ 1.885 \\ 1.885 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

$$V_{Rd.s} := V_{Rd.s1} + V_{Rd.s2} = \begin{pmatrix} 5.47 \\ 1.885 \\ 1.885 \\ 5.559 \\ 5.743 \\ 5.446 \\ 1.885 \\ 1.885 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Leikkausraudoitetun betonin leikkauskapasiteetti:

$$V_{Rd.c} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow 0.5 \cdot b_{w_i} \cdot d_{s_i} \cdot f_{ctd} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 1.782 \\ 1.018 \\ 1.018 \\ 1.018 \\ 1.782 \\ 1.018 \\ 1.018 \\ 1.018 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Leikkauskestävyyden yläraja:

$$V_{u,max} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow 0.25 \cdot b_{w_i} \cdot d_{s_i} \cdot f_{cd} \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 10.952 \\ 6.259 \\ 6.259 \\ 6.259 \\ 10.952 \\ 6.259 \\ 6.259 \\ 6.259 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Leikkausraudoitetun rakenteen leikkaukspasiteetti:

$$V_u := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \min(V_{u,max_i}, V_{Rd,s_i} + 0.8 \cdot V_{Rd,c_i}) \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 6.896 \\ 2.7 \\ 2.7 \\ 6.259 \\ 7.168 \\ 6.259 \\ 2.7 \\ 2.7 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Päällysrakenteen käyttöaste leikkaukselle vahventamattomana:

$$ka_{Vu1} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{V_{Ed1_i}}{V_{u_i}} \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 38.184 \\ 41.852 \\ 40.778 \\ 40.824 \\ 54.378 \\ 42.582 \\ 46.37 \\ 24.333 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Päällysrakenteen käyttöaste leikkaukselle vahvennettuna:

$$ka_{Vu2} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{V_{Ed2_i}}{V_{u_i}} \\ y \end{array} = \begin{pmatrix} 25.654 \\ 39.667 \\ 42.333 \\ 24.575 \\ 56.903 \\ 27.211 \\ 39.444 \\ 24.37 \end{pmatrix} \cdot \%$$

10. Halkeilumitoitus

Käyttörajan tilan mitoitustaivutusmomentti vahventamattomana:

$$M_{Ek1} := \begin{pmatrix} 0.639 \\ 8.494 \\ 9.122 \\ -5.495 \\ -15.769 \\ -3.787 \\ 11.126 \\ 11.881 \end{pmatrix} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Käyttörajan tilan mitoitustaivutusmomentti vahvennettuna:

$$M_{Ek2} := \begin{pmatrix} 0.754 \\ 4.406 \\ 6.350 \\ -6.492 \\ -11.007 \\ -5.818 \\ 9.812 \\ 9.751 \end{pmatrix} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Muutos käyttörajan tilan mitoitusmomentissa jännevoiman myötä:

$$\Delta M_{Ek} := \frac{M_{Ek2} - M_{Ek1}}{M_{Ek1}} = \begin{pmatrix} 17.997 \\ -48.128 \\ -30.388 \\ 18.144 \\ -30.198 \\ 53.631 \\ -11.81 \\ -17.928 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Halkeilumomentti: $M_{cr}(x) :=$ for $i \in 0..7$

$$y_i \leftarrow W_{gr_i} \cdot \left(f_{ctk} \cdot 0.05 + \frac{P_{m.t(x)_i}}{A_{gr_i}} \right)$$

$M_{cr}(x) =$ $\begin{pmatrix} 12.914 \\ 11.485 \\ 11.542 \\ 13.84 \\ 13.219 \\ 13.955 \\ 11.696 \\ 11.623 \end{pmatrix} \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

Halkeilumitoituksessa käytettävä raudituksen betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := c_{nom} = 50 \cdot \text{mm}$

Ympäristöolosuhteiden ja käyttöiän vaatima vähimmäisarvo: $c_{min.dur} := 35 \text{mm}$

Betonin tehollinen vetolujuus halkeilumitoituksessa: $f_{ct.eff} := 0 \text{MPa}$

Tankojen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin: $k_1 := 0.8$

Venymäjakauman huomioiva kerroin: $k_2 := 0.5$

Kuorman vaikutusajan huomioiva kerroin: $k_t := 0.6$ $k_{t.eqp} := 0.4$

Suurin sallittu halkeamaleveys: $w_{k.max} := 0.35 \text{mm} \cdot \min \left(1.4, \frac{c}{c_{min.dur}} \right) = 0.49 \cdot \text{mm}$

Kimmokertoimien suhde: $\alpha_{e.eff} := \frac{E_s}{E_{c.eff}} =$ $\begin{pmatrix} 9.111 \\ 9.202 \\ 9.202 \\ 9.202 \\ 9.111 \\ 9.202 \\ 9.202 \\ 9.202 \end{pmatrix}$

Halkeilumitoituksessa käytettävän tehollisen puristetun poikkileikkauksen ala:

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = \begin{pmatrix} 0.688 \\ 0.688 \\ 0.688 \\ 0.688 \\ 0.688 \\ 0.688 \\ 0.688 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Tehollinen raudoitussuhde:

$$\rho_{p,eff} := \begin{matrix} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{A_{s_i}}{A_{c,eff_i}} \\ y \end{matrix} = \begin{pmatrix} 0.017 \\ 0.034 \\ 0.034 \\ 0.028 \\ 0.054 \\ 0.026 \\ 0.041 \\ 0.041 \end{pmatrix}$$

Vetorausituksen ekvivalentti halkaisija:

$$\phi_{eq} := \begin{matrix} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{n_{1_i} \cdot D_1^2 + n_{2_i} \cdot D_2^2}{n_{1_i} \cdot D_1 + n_{2_i} \cdot D_2} \\ y \end{matrix} = \begin{pmatrix} 22.797 \\ 22.797 \\ 22.797 \\ 23.596 \\ 23.561 \\ 23.524 \\ 25 \\ 25 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Halkeilleen poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi:

$$z_{II} := d - \frac{x_{II}}{3} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1.336 \\ 1.336 \\ 1.062 \\ 1.387 \\ 1.054 \\ 1.349 \\ 1.35 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Betoniterästen jännitys ennen vahventamista:

$$\sigma_{s,1} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{|M_{EK1_i}|}{z_{II_i} \cdot A_{s_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 54.175 \\ 269.389 \\ 289.363 \\ 270.058 \\ 304.354 \\ 197.67 \\ 289.59 \\ 309.15 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Betoniterästen jännitys vahventamisen jälkeen:

$$\sigma_{s,2} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{|M_{EK2_i}|}{z_{II_i} \cdot A_{s_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 63.925 \\ 139.737 \\ 201.431 \\ 319.057 \\ 212.444 \\ 303.682 \\ 255.389 \\ 253.726 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Suurin halkeamaväli:

$$s_{r,max} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot 0.425 \cdot \frac{\phi_{eq_i}}{\rho_{p,eff_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 0.396 \\ 0.283 \\ 0.283 \\ 0.314 \\ 0.244 \\ 0.321 \\ 0.273 \\ 0.273 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Betoniraudoituksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus ennen vahventamista:

$$\text{venymäero}_1 := \frac{\sigma_{s,1}}{E_s} = \begin{pmatrix} 2.709 \times 10^{-4} \\ 1.347 \times 10^{-3} \\ 1.447 \times 10^{-3} \\ 1.35 \times 10^{-3} \\ 1.522 \times 10^{-3} \\ 9.883 \times 10^{-4} \\ 1.448 \times 10^{-3} \\ 1.546 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

Betoniraudoituksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus vahventamisen jälkeen:

$$\text{venymäero}_2 := \frac{\sigma_{s,2}}{E_s} = \begin{pmatrix} 3.196 \times 10^{-4} \\ 6.987 \times 10^{-4} \\ 1.007 \times 10^{-3} \\ 1.595 \times 10^{-3} \\ 1.062 \times 10^{-3} \\ 1.518 \times 10^{-3} \\ 1.277 \times 10^{-3} \\ 1.269 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

Halkeamaleveys ennen vahventamista:

$$w_{k,1} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow s_{r,\max_i} \cdot \text{venymäero}_{1_i} \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 0.107 \\ 0.381 \\ 0.409 \\ 0.424 \\ 0.371 \\ 0.317 \\ 0.395 \\ 0.421 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Halkeamaleveys vahventamisen jälkeen:

$$w_{k,2} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow s_{r,\max_i} \cdot \text{venymäero}_{2_i} \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 0.127 \\ 0.198 \\ 0.285 \\ 0.501 \\ 0.259 \\ 0.488 \\ 0.348 \\ 0.346 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Käyttöaste halkeilulle ennen vahventamista:

$$ka_{wk,1} := \frac{w_{k,1}}{w_{k,\max}} = \begin{pmatrix} 21.881 \\ 77.767 \\ 83.533 \\ 86.506 \\ 75.698 \\ 64.793 \\ 80.561 \\ 86.003 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Käyttöaste halkeilulle vahventamisen jälkeen:

$$ka_{wk.2} := \frac{w_{k.2}}{w_{k.max}} = \begin{pmatrix} 25.819 \\ 40.339 \\ 58.149 \\ 102.201 \\ 52.838 \\ 99.542 \\ 71.047 \\ 70.584 \end{pmatrix} \cdot \%$$

11. Jännitysrajatarkastelu vahvennetulle rakenteelle

Laukaisutilanteen taivutusmomentti:

$$M_0 := \begin{pmatrix} 0.407 \\ -2.410 \\ -2.383 \\ 1.555 \\ -1.278 \\ 2.248 \\ -1.458 \\ -0.662 \end{pmatrix} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Kokonaistaivutusmomentti käyttörajatilassa, max

$$M_{\text{Ek2.max}} := \begin{pmatrix} 0.754 \\ 4.406 \\ 6.350 \\ 7.175 \\ 4.027 \\ 8.715 \\ 9.812 \\ 9.751 \end{pmatrix} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Kokonaistaivutusmomentti käyttörajatilassa, min:

$$M_{\text{Ek2.min}} := \begin{pmatrix} 0.011 \\ -4.047 \\ -6.271 \\ -6.492 \\ -11.007 \\ -5.818 \\ -6.834 \\ -5.792 \end{pmatrix} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Betonin puristuksen suurin sallittu arvo laukaisussa:

$$\sigma_{\text{c.0.max}} := -0.6 \cdot f_{\text{ck}} = -16.8 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vedon suurin sallittu arvo laukaisussa:

$$\sigma_{\text{t.0max}} := f_{\text{ctm}} = 2.766 \cdot \text{MPa}$$

Betonin puristuksen suurin sallittu arvo lopputilanteessa:

$$\sigma_{\text{c.inf.max}} := -0.45 \cdot f_{\text{ck}} = -12.6 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vedon suurin sallittu arvo lopputilanteessa:

$$\sigma_{\text{t.inf.max}} := f_{\text{ctm}} = 2.766 \cdot \text{MPa}$$

Puristusjännitys jännevoimasta laukaisussa:

$$\sigma_{c.0} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow -\frac{P_{m.0(x)_i}}{A_{gr_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} -3.083 \\ -4.381 \\ -4.411 \\ -4.442 \\ -3.199 \\ -4.494 \\ -4.494 \\ -4.455 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Puristusjännitys jännevoimasta lopputilanteessa:

$$\sigma_{c.inf} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow -\frac{P_{m.t(x)_i}}{A_{gr_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} -2.828 \\ -4.019 \\ -4.049 \\ -4.079 \\ -2.941 \\ -4.129 \\ -4.129 \\ -4.091 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Poikkileikkauksen yläreunan taivutusjännitys laukaisussa:

$$\sigma_{b.y.0} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{M_{0_i}}{-W_{y.gr_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} -0.15 \\ 1.047 \\ 1.036 \\ -0.676 \\ 0.472 \\ -0.977 \\ 0.634 \\ 0.288 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Poikkileikkauksen alareunan taivutusjännitys laukaisussa:

$$\sigma_{b.a.0} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{M_{0_i}}{W_{a.gr_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 0.161 \\ -1.25 \\ -1.236 \\ 0.806 \\ -0.506 \\ 1.166 \\ -0.756 \\ -0.343 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Poikkileikkauksen yläreunan taivutusjännityksen lopputilanteessa, max ja min:

$$\sigma_{b.y.inf.max} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{M_{Ek2.max_i}}{-W_{y.gr_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} -0.278 \\ -1.915 \\ -2.76 \\ -3.118 \\ -1.486 \\ -3.788 \\ -4.264 \\ -4.238 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{b.y.inf.min} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{M_{Ek2.min_i}}{-W_{y.gr_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} -4.058 \times 10^{-3} \\ 1.759 \\ 2.725 \\ 2.822 \\ 4.061 \\ 2.529 \\ 2.97 \\ 2.517 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Poikkileikkauksen alareunan taivutusjännityksen lopputilanteessa, max ja min:

$$\sigma_{b.a.inf.max} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{M_{Ek2.max_i}}{W_{a.gr_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 0.299 \\ 2.285 \\ 3.293 \\ 3.721 \\ 1.595 \\ 4.519 \\ 5.088 \\ 5.057 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{b.a.inf.min} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{M_{Ek2.min_i}}{W_{a.gr_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 4.357 \times 10^{-3} \\ -2.099 \\ -3.252 \\ -3.367 \\ -4.36 \\ -3.017 \\ -3.544 \\ -3.004 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Yläreunan jännitys laukaisussa:

$$\sigma_{y.0} := \sigma_{c.0} + \sigma_{b.y.0} = \begin{pmatrix} -3.233 \\ -3.333 \\ -3.376 \\ -5.118 \\ -2.728 \\ -5.471 \\ -3.86 \\ -4.168 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Alareunan jännitys laukaisussa:

$$\sigma_{a.0} := \sigma_{c.0} + \sigma_{b.a.0} = \begin{pmatrix} -2.922 \\ -5.63 \\ -5.647 \\ -3.636 \\ -3.706 \\ -3.328 \\ -5.25 \\ -4.799 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Betonin jännitysrajaehto laukaisutilanteessa:

$$\text{jännitysehto}_0 := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{c.0.\text{max}} \leq \min(\sigma_{y.0}, \sigma_{a.0}) \wedge \max(\sigma_{y.0}, \sigma_{a.0}) \leq \sigma_{t.0.\text{max}} \\ \text{"Tarkista jännevoima/geometria!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{jännitysehto}_0 = \text{"OK!"}$$

Yläreunan jännitys lopputilanteessa, max ja min:

$$\sigma_{y.\text{inf.max}} := \sigma_{c.\text{inf}} + \sigma_{b.y.\text{inf.max}} = \begin{pmatrix} -3.106 \\ -5.934 \\ -6.809 \\ -7.197 \\ -4.426 \\ -7.916 \\ -8.393 \\ -8.329 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{y.\text{inf.min}} := \sigma_{c.\text{inf}} + \sigma_{b.y.\text{inf.min}} = \begin{pmatrix} -2.832 \\ -2.26 \\ -1.323 \\ -1.257 \\ 1.12 \\ -1.6 \\ -1.159 \\ -1.574 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Alareunan jännitys lopputilanteessa, max ja min:

$$\sigma_{a.inf.max} := \sigma_{c.inf} + \sigma_{b.a.inf.max} = \begin{pmatrix} -2.53 \\ -1.734 \\ -0.756 \\ -0.358 \\ -1.345 \\ 0.391 \\ 0.96 \\ 0.965 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{a.inf.min} := \sigma_{c.inf} + \sigma_{b.a.inf.min} = \begin{pmatrix} -2.824 \\ -6.118 \\ -7.301 \\ -7.445 \\ -7.3 \\ -7.146 \\ -7.673 \\ -7.095 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Betonin jännitysrajaehto lopputilanteessa:

$$\text{jännitysehto}_{inf} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{c.inf.max} \leq \min(\sigma_{y.inf.max}, \sigma_{a.inf.max}, \sigma_{y.inf.min}, \sigma_{a.inf.min}) \wedge \max(\sigma_{y.in} \\ \text{"Tarkista jännevoima/geometria!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

jännitysehto_{inf} = "OK!"

12. Paikalliset rasitukset

12.1 Väliseinien paikallinen puristus

Mitoitusvoima:

$$F_{Ed} := \frac{\gamma_{P,unfav.local} \cdot F_{z,0}}{n_j} = \begin{pmatrix} 226.042 \\ 226.855 \\ 228.44 \\ 0 \\ 468.021 \\ 0 \\ 232.73 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Ohjainputken halkaisija ja seinämävahvuus:

$$d_o := 139.7 \text{ mm} \quad t_o := 6.3 \text{ mm}$$

Väliseinän paksuus:

$$h_c := \begin{pmatrix} 0.5 \\ 0.25 \\ 0.25 \\ 0.25 \\ 0.5 \\ 0.25 \\ 0.25 \\ 0.001 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Paikallisen puristuksen kuormittama ala:

$$A_{c0} := d_o \cdot h_c = \begin{pmatrix} 0.07 \\ 0.035 \\ 0.035 \\ 0.035 \\ 0.07 \\ 0.035 \\ 0.035 \\ 1.397 \times 10^{-4} \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Ohjausvoimasta väliseinälle aiheutuva paikallinen puristusjännitys:

$$\sigma_{vs} := \begin{matrix} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{F_{Ed_i}}{A_{c0_i}} \\ y \end{matrix} = \begin{pmatrix} 3.236 \\ 6.495 \\ 6.541 \\ 0 \\ 6.7 \\ 0 \\ 6.664 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Käyttöaste paikalliselle puristukselle:

$$k_{a_{vs}} := \frac{\sigma_{vs}}{f_{cd}} = \begin{pmatrix} 18.356 \\ 36.844 \\ 37.102 \\ 0 \\ 38.006 \\ 0 \\ 37.798 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \%$$

12.2 Ohjainputken taivutus

Ohjainputken ulokkeen pituus:

$$l_u := \begin{pmatrix} 0.15 \\ 0.15 \\ 0.15 \\ 0.15 \\ 0.15 \\ 0.15 \\ 0.15 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Ohjainputken pituus:

$$l_o := h_c + 2 \cdot l_u = \begin{pmatrix} 0.8 \\ 0.55 \\ 0.55 \\ 0.55 \\ 0.8 \\ 0.55 \\ 0.55 \\ 1 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \text{ m}$$

Ohjainputken taivutusvastus:

$$W_o := \frac{\pi}{32} \cdot \left[\frac{d_o^4 - (d_o - 2 \cdot t_o)^4}{d_o} \right] = 84.269 \cdot \text{cm}^3$$

Putkelle ohjausvoimasta aiheutuva viivakuorma:

$$P := \frac{F_{Ed}}{l_o} = \begin{pmatrix} 282.552 \\ 412.463 \\ 415.345 \\ 0 \\ 585.026 \\ 0 \\ 423.145 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ohjainputken ulokkeeseen kohdistuva taivutusmomentti:

$$M_{Ed,o} := \begin{matrix} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \frac{P_i \cdot (l_{u_i})^2}{2} \\ y \end{matrix} = \begin{pmatrix} 3.179 \\ 4.64 \\ 4.673 \\ 0 \\ 6.582 \\ 0 \\ 4.76 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ohjainputken taivutuskestävyys:

$$M_{c.Rd.o} := \frac{W_o \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 29.916 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ohjainputken käyttöaste taivutukselle:

$$k_{a_o} := \frac{M_{Ed.o}}{M_{c.Rd.o}} = \begin{pmatrix} 10.626 \\ 15.511 \\ 15.619 \\ 0 \\ 22 \\ 0 \\ 15.913 \\ 0 \end{pmatrix} \%$$

12.3 Kannen lävistäminen

Kansilaatan paksuus väliseinän kohdalla:

$$h_k := \begin{pmatrix} 0.26 \\ 0.26 \\ 0.26 \\ 0.26 \\ 0.33 \\ 0.26 \\ 0.26 \\ 0.18 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Kansilaatan d-mitta:

$$d_k := h_k - c_{\text{nom}} = \begin{pmatrix} 0.21 \\ 0.21 \\ 0.21 \\ 0.21 \\ 0.28 \\ 0.21 \\ 0.21 \\ 0.13 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Apukerroin, k:

$$k_k := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \max\left(1, 1.6 - \frac{d_{k_i}}{m}\right) \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 1.39 \\ 1.39 \\ 1.39 \\ 1.39 \\ 1.32 \\ 1.39 \\ 1.39 \\ 1.47 \end{pmatrix}$$

Kansilaatan raudoitus pituussuuntaan:

$$D_x := 12\text{mm} \quad n_x := 30$$

$$A_{sx} := n_x \cdot \frac{\pi \cdot D_x^2}{4} = 33.929 \cdot \text{cm}^2$$

Kansilaatan raudoitus leveysuuntaan:

$$D_{y1} := 15\text{mm} \quad D_{y2} := 12\text{mm}$$

$$k_{y1} := 300\text{mm} \quad k_{y2} := 300\text{mm}$$

$$A_{sy} := \frac{h_c}{k_{y1}} \cdot \frac{\pi \cdot D_{y1}^2}{4} + \frac{h_c}{k_{y2}} \cdot \frac{\pi \cdot D_{y2}^2}{4} = \begin{pmatrix} 4.83 \\ 2.415 \\ 2.415 \\ 2.415 \\ 4.83 \\ 2.415 \\ 2.415 \\ 9.66 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \cdot \text{cm}^2$$

Raudoitussuhde pituussuuntaan:

$$\rho_x := \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \begin{pmatrix} 5.706 \times 10^{-4} \\ 4.259 \times 10^{-4} \\ 4.26 \times 10^{-4} \\ 5.299 \times 10^{-4} \\ 4.047 \times 10^{-4} \\ 5.347 \times 10^{-4} \\ 4.192 \times 10^{-4} \\ 4.191 \times 10^{-4} \end{pmatrix}$$

Raudoitussuhde leveysuuntaan:

$$\rho_y := \frac{A_{sy}}{h_c \cdot d} = \begin{pmatrix} 1.623 \times 10^{-4} \\ 8.116 \times 10^{-5} \\ 8.116 \times 10^{-5} \\ 8.116 \times 10^{-5} \\ 1.623 \times 10^{-4} \\ 8.116 \times 10^{-5} \\ 8.116 \times 10^{-5} \\ 3.246 \times 10^{-7} \end{pmatrix}$$

Raudoitussuhde:

$$\rho_k := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \min\left(0.008, \sqrt{\rho_{x_i} \cdot \rho_{y_i}}\right) \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 3.043 \times 10^{-4} \\ 1.859 \times 10^{-4} \\ 1.859 \times 10^{-4} \\ 2.074 \times 10^{-4} \\ 2.563 \times 10^{-4} \\ 2.083 \times 10^{-4} \\ 1.845 \times 10^{-4} \\ 1.166 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

Lävistysvoiman epäkeskisyys leikkautuvan alueen painopisteestä:

$$e_k := \frac{h_c}{2} = \begin{pmatrix} 0.25 \\ 0.125 \\ 0.125 \\ 0.125 \\ 0.25 \\ 0.125 \\ 0.125 \\ 5 \times 10^{-4} \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lävistyvä ala:

$$A_u := b \cdot (h_c + d_k) = \begin{pmatrix} 3.905 \\ 2.53 \\ 2.53 \\ 2.53 \\ 4.29 \\ 2.53 \\ 2.53 \\ 0.721 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Lävistyvän alan piiri:

$$u_k := 2 \cdot b + 2 \cdot (h_c + d_k) = \begin{pmatrix} 12.42 \\ 11.92 \\ 11.92 \\ 11.92 \\ 12.56 \\ 11.92 \\ 11.92 \\ 11.262 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Apukerroin, β :

$$\beta_k := \frac{0.4}{1 + \frac{1.5 \cdot e_k}{\sqrt{A_u}}} = \begin{pmatrix} 0.336 \\ 0.358 \\ 0.358 \\ 0.358 \\ 0.339 \\ 0.358 \\ 0.358 \\ 0.4 \end{pmatrix}$$

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys:

$$V_c := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow k_{k_i} \cdot \beta_{k_i} \cdot (1 + 50 \cdot \rho_{k_i}) \cdot u_{k_i} \cdot d_{k_i} \cdot f_{ctd} \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 1.775 \\ 1.802 \\ 1.802 \\ 1.804 \\ 2.284 \\ 1.804 \\ 1.802 \\ 1.234 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Poikkileikkaukset, joissa kansi voi lävistyä:

$$\text{lävistys}_{pl} := \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Mitoituslävistysvoima:

$$F_{Ed,k} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..7 \\ y_i \leftarrow \gamma_P \cdot \text{unfav.local} \cdot F_{z,0_i} \cdot \text{lävistys}_{pl}_i \\ y \end{cases} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.361 \\ 1.371 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1.396 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{MN}$$

Kansilaatan käyttöaste lävistykselle:

$$k_{a_k} := \frac{F_{Ed.k}}{V_c} = \begin{pmatrix} 0 \\ 75.518 \\ 76.045 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 77.479 \\ 0 \end{pmatrix} \%$$

12.3 Vahventamattoman päätypalkin taivutus

Päätypalkin rakennemallista saadut mitoitusmomentit, syötetty vektoriin järjestyksessä:

$M_x(B)$

$M_y(B)$

$$M_{Ed,pp} := \begin{pmatrix} 516 \\ 865 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_{Ek,pp} := \begin{pmatrix} 430 \\ 721 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_{Eqp,pp} := \begin{pmatrix} 395 \\ 662 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Päätypalkin paksuus:

$$h_{c,pp} := 0.5\text{m}$$

Päätypalkin tehollinen korkeus:

$$d_{pp} := h_{c,pp} - c_{nom} = 0.45\text{m}$$

Päätypalkin raudoitus:

$$D_{pp} := \begin{pmatrix} 12 \\ 12 \end{pmatrix} \text{mm} \quad k_{pp} := \begin{pmatrix} 200 \\ 200 \end{pmatrix} \text{mm}$$

Vetorausoituksen kokonaispoikkipinta-ala poikkileikkauksessa:

$$A_{s,pp} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow \frac{1}{k_{pp_i}} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{pp_i})^2}{4} \end{cases} = \begin{pmatrix} 5.655 \\ 5.655 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Betonin puristusspinnan tehollinen korkeus:

$$y_{pp} := \frac{A_{s,pp} \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \begin{pmatrix} 11.157 \\ 11.157 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Betonin puristusresultantti:

$$F_{c,pp} := y_{pp} \cdot f_{cd} = \begin{pmatrix} 196.691 \\ 196.691 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Betoniteräksen vetoresultantti:

$$F_{s,pp} := A_{s,pp} \cdot f_{yd} = \begin{pmatrix} 196.691 \\ 196.691 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rakenteen sisäinen momenttivarsi:

$$z_{pp} := d_{pp} - \frac{y_{pp}}{2} = \begin{pmatrix} 0.444 \\ 0.444 \end{pmatrix} \text{m}$$

Päätypalkin taivutuskestävyys:

$$M_{Rd,pp} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow z_{pp_i} \cdot F_{s,pp_i} \end{cases} = \begin{pmatrix} 87.414 \\ 87.414 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Vahventamattoman päätypalkin käyttöaste taivutukselle:

$$k_{aMEd,pp} := \frac{M_{Ed,pp}}{M_{Rd,pp}} = \begin{pmatrix} 590.296 \\ 989.547 \end{pmatrix} \cdot \%$$

12.4 Vahvennetun päätypalkin taivutus

Lisävalun paksuus:

$$h_{c1} := 0.7 \text{ m}$$

Vahvennetun päätypalkin paksuus:

$$h_{c,pp2} := h_{c,pp} + h_{c1} = 1.2 \text{ m}$$

Vanhan raudituksen uusi d-mitta:

$$d_{pp1} := h_{c,pp2} - c_{nom} = 1.15 \text{ m}$$

Lisävalun pääraudoitus:

$$D_{pp2} := \begin{pmatrix} 32 \\ 32 \end{pmatrix} \text{ mm} \quad k_{pp2} := \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

Lisävalun vetorausituksen kokonaispoikkipinta-ala poikkileikkauksessa:

$$A_{s,pp2} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..1 & = \left(\frac{80.425}{80.425} \right) \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\ y_i \leftarrow \frac{1}{k_{pp2_i}} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{pp2_i})^2}{4} \\ y \end{cases}$$

Lisävalun vetorausituksen d-mitta:

$$d_{pp2} := h_{c1} - c_{nom} = 0.65 \text{ m}$$

Vahvennetun päätypalkin d-mitta pinta-alan ja lujuuden tulolla painotettuna:

$$d_{pp.v} := \frac{d_{pp1} \cdot A_{s,pp} \cdot f_{yd} + d_{pp2} \cdot A_{s,pp2} \cdot f_{yd2}}{A_{s,pp} \cdot f_{yd} + A_{s,pp2} \cdot f_{yd2}} = \left(\frac{0.676}{0.676} \right) \text{ m}$$

Vahvennetun päätypalkin vetorausituksen kokonaispoikkipinta-ala lujuudella painotettuna:

$$A_{s,pp.v} := \frac{A_{s,pp} \cdot f_{yd} + A_{s,pp2} \cdot f_{yd2}}{f_{yd} + f_{yd2}} = \left(\frac{48.012}{48.012} \right) \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Vahvennetun päätypalkin puristuspinnan tehollinen korkeus:

$$y_{pp.v} := \frac{A_{s,pp} \cdot f_{yd}}{f_{cd2}} + \frac{A_{s,pp2} \cdot f_{yd2}}{f_{cd2}} = \left(\frac{0.175}{0.175} \right) \text{ m}$$

Vahvennetun päätypalkin betonin puristusresultantti:

$$F_{c,pp.v} := y_{pp.v} \cdot f_{cd2} = \left(\frac{3.852 \times 10^3}{3.852 \times 10^3} \right) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Betoniteräksen vetoresultantti:

$$F_{s,pp.v} := A_{s,pp} \cdot f_{yd} + A_{s,pp2} \cdot f_{yd2} = \left(\frac{3.852 \times 10^3}{3.852 \times 10^3} \right) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vahvennetun päätypalkin sisäinen momenttivarsi:

$$z_{pp.v} := d_{pp.v} - \frac{y_{pp.v}}{2} = \left(\frac{0.588}{0.588} \right) \text{ m}$$

Vahvennetun päätypalkin taivutuskestävyys:

$$M_{Rd,pp,v} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow z_{pp,v_i} \cdot F_{s,pp,v_i} \\ y \end{cases} = \left(\frac{2.266}{2.266} \right) \cdot \frac{MN \cdot m}{m}$$

Vahvennetun päätypalkin käyttöaste taivutukselle:

$$k_{aMEd,pp,v} := \frac{M_{Ed,pp}}{M_{Rd,pp,v}} = \left(\frac{22.775}{38.179} \right) \cdot \%$$

Lisävalun taivutuksen minimiraudoitus:

$$A_{s,min} := \max \left(0.26 \cdot f_{ctm2} \cdot \frac{d_{pp2}}{f_{yk2}}, 0.0013 \cdot d_{pp2} \right) = 10.85 \cdot \frac{cm^2}{m}$$

OK!

12.5 Lisävalun halkeilu

Betonin tehollinen vetolujuus halkeilumitoituksessa:

$$f_{ct,eff,pp} := f_{ctm2} = 3.21 \cdot \text{MPa}$$

Suurin sallittu halkeamaleveys:

$$w_{max,pp} := 0.2 \text{ mm} \cdot \min\left(1.4, \frac{c}{c_{min,dur}}\right) = 0.28 \cdot \text{mm}$$

$$w_{max,eqp,pp} := 0.15 \text{ mm} \cdot \min\left(1.4, \frac{c}{c_{min,dur}}\right) = 0.21 \cdot \text{mm}$$

Kimmokertoimien suhde:

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm2}} = 5.869$$

$$\alpha_{e,eff} := \frac{E_s}{E_{cm2,eff}} = 14.391$$

Poikkileikkauksen vektoroiditussuhde:

$$\rho_{pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow \frac{A_{s,pp2_i}}{d_{pp2}} \end{array} \right|_y = \begin{pmatrix} 0.012 \\ 0.012 \end{pmatrix}$$

Halkeilleen poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus:

$$x_{II,pp} := \left[\sqrt{(\alpha_e \cdot \rho_{pp})^2 + 2 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{pp}} - \alpha_e \cdot \rho_{pp} \right] \cdot d_{pp2} = \begin{pmatrix} 0.205 \\ 0.205 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$x_{II,eqp,pp} := \left[\sqrt{(\alpha_{e,eff} \cdot \rho_{pp})^2 + 2 \cdot \alpha_{e,eff} \cdot \rho_{pp}} - \alpha_{e,eff} \cdot \rho_{pp} \right] \cdot d_{pp2} = \begin{pmatrix} 0.289 \\ 0.289 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Halkeilumitoituksessa käytettävän tehollisen puristetun betonipoikkileikkauksen korkeus:

$$h_{c,eff,pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow \min\left[2.5 \cdot (h_{cl} - d_{pp2}), \frac{h_{cl} - x_{II,pp_i}}{3}, \frac{h_{cl}}{2}\right] \end{array} \right|_y = \begin{pmatrix} 0.125 \\ 0.125 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$h_{c,eff,eqp,pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow \min \left[2.5 \cdot (h_{cl} - d_{pp2}), \frac{h_{cl} - x_{II,eqp,pp_i}}{3}, \frac{h_{cl}}{2} \right] \end{array} \right|_y = \begin{pmatrix} 0.125 \\ 0.125 \end{pmatrix} \text{m}$$

Tehollinen raudoitussuhde:

$$\rho_{p,eff,pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow \frac{A_{s,pp2_i}}{h_{c,eff,pp_i}} \end{array} \right|_y = \begin{pmatrix} 0.064 \\ 0.064 \end{pmatrix}$$

$$\rho_{p,eff,eqp,pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow \frac{A_{s,pp2_i}}{h_{c,eff,eqp,pp_i}} \end{array} \right|_y = \begin{pmatrix} 0.064 \\ 0.064 \end{pmatrix}$$

Vetorausdoituksen ekvivalentti halkaisija:

$$\phi_{eq,pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow D_{pp2_i} \end{array} \right|_y = \begin{pmatrix} 32 \\ 32 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Halkeilleen poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi:

$$z_{II,pp} := d_{pp2} - \frac{x_{II,pp}}{3} = \begin{pmatrix} 0.582 \\ 0.582 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$z_{II,eqp,pp} := d_{pp2} - \frac{x_{II,eqp,pp}}{3} = \begin{pmatrix} 0.554 \\ 0.554 \end{pmatrix} \text{m}$$

Päätypalkin betoniterästen jännitys:

$$\sigma_{s,pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow \frac{M_{Ek,pp_i}}{z_{II,pp_i} \cdot A_{s,pp2_i}} \end{array} \right|_y = \begin{pmatrix} 91.917 \\ 154.122 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s.eqp.pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow \frac{M_{Eqp.pp_i}}{z_{II.eqp.pp_i} \cdot A_{s.pp2_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 88.71 \\ 148.673 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Suurin halkeamaväli:

$$s_{r.max.pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot 0.425 \cdot \frac{\phi_{eq.pp_i}}{\rho_{p.eff.pp_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 0.255 \\ 0.255 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$s_{r.max.eqp.pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot 0.425 \cdot \frac{\phi_{eq.pp_i}}{\rho_{p.eff.eqp.pp_i}} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 0.255 \\ 0.255 \end{pmatrix} \text{m}$$

Betoniraudoituksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus:

$$\text{venymäero}_{pp} := \frac{\sigma_{s.pp}}{E_s} = \begin{pmatrix} 4.596 \times 10^{-4} \\ 7.706 \times 10^{-4} \end{pmatrix}$$

$$\text{venymäero}_{eqp.pp} := \frac{\sigma_{s.eqp.pp}}{E_s} = \begin{pmatrix} 4.435 \times 10^{-4} \\ 7.434 \times 10^{-4} \end{pmatrix}$$

Päätypalkin halkeamaleveys:

$$w_{k.pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow s_{r.max.pp_i} \cdot \text{venymäero}_{pp_i} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 0.117 \\ 0.196 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

$$w_{k.eqp.pp} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..1 \\ y_i \leftarrow s_{r.max.eqp.pp_i} \cdot \text{venymäero}_{eqp.pp_i} \\ y \end{array} \right. = \begin{pmatrix} 0.113 \\ 0.189 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Päätypalkin käyttöaste halkeilulle:

$$ka_{wk,pp} := \frac{w_{k,pp}}{w_{max,pp}} = \left(\frac{40.324}{67.58} \right) \cdot \%$$

$$ka_{wk,pp,eqp} := \frac{w_{k,pp}}{w_{max,eqp,pp}} = \left(\frac{53.765}{90.107} \right) \cdot \%$$