



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

# **LASKENTAESIMERKKEJÄ BETONISILTOJEN VAHVENTAMISEKSI**

Juho Petteri Pehkonen

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN TUTKINTO-OHJELMA

Diplomityö

Helmikuu 2022

# TIIVISTELMÄ

Laskentaesimerkkejä betonisiltojen vahventamiseksi

Juho Petteri Pehkonen

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma

Diplomityö 2022, 69 s. + 7 liitettä

Työn ohjaaja yliopistolla: Professori Antti H Niemi

Diplomityössä mitoitetaan kolmeaukkoisen teräsbetonisen laattasillan päällysrakenteen vahventaminen poikkileikkausta kasvattamalla uuden Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisesti. Työtä tehdessä tutkitaan uuden vahventamisohjeen luonnosversion soveltuvuutta todellisen sillan vahvennoksen mitoitukseen.

Työssä mitoitetaan myös yksiaukkoisen teräsbetonisen palkkisillan pääkannatinpalkkien vahventaminen liimausvahventamalla uuden Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisesti.

Liimausvahventamisohjeen luonnosversio kattaa ohjeistuksen murtorajatilan tarkasteluihin niin kutsutulla yksinkertaistetulla liimausvahventamisen mitoitusmenetelmällä. Laskelmissa tutkitaan yksinkertaistetun laskentamenetelmän soveltuvuutta todellisen sillan vahventamiseen. Laskentojen tarkoituksena on edesauttaa uuden liimausvahventamisen ohjetekstin laadintaa.

Työssä todettiin, että luonnosversiossa (12/2021) esitetty ohje vahventaminen poikkileikkausta kasvattamalla ei sovellu vielä ohjeen keskeneräisyyden vuoksi todellisen sillan vahvennoksen mitoitukseen.

Työssä todettiin myös, että yksinkertaistetulla liimausvahventamisen laskentamenetelmällä saadaan kasvatettua rakenteen taivutuskapasiteettia hyvin maltillisesti, sillä menetelmä määrittää todella konservatiivisia rajoituksia vahvikkeen vetojännitykselle tartuntamurron estämiseksi.

*Asiasanat: Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje,  
Pintavaluvahventaminen, Liimausvahventaminen*

# ABSTRACT

Calculation examples for concrete bridge strengthening

Juho Petteri Pehkonen

University of Oulu, Degree Programme of Civil Engineering

Master's thesis 2022, 69 pp. + 7 Appendixes

Supervisor at the university: Professor Antti H Niemi

This master's thesis considers strengthening of a three-span reinforced concrete slab bridge in accordance with the draft version of the new Concrete bridge repair and strengthening design guide (12/2021). This thesis also describes the design of strengthened beams with the adhesively bonded reinforcement of a single-span reinforced concrete beam bridge.

It was found that the instructions in the draft version of the strengthening guide are still incomplete for dimensioning. It was also found that simplified bonding reinforcement calculation method provides a very small increase in the bending capacity of the structure, since the method determines the truly conservative limitations of the reinforcement tensile stress to prevent infectious breach.

*Keywords: Concrete bridge repair and strengthening design guide, concrete topping strengthening, adhesively bonded reinforcement*

# ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty osana Oulun yliopiston teknillisen tiedekunnan rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelmaa yhteistyössä Väyläviraston kanssa.

Työn tarkoitus on toimia pilottilaskentana uuden Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen 12/2021 luonnosversiolle. Työssä tehdyt laskelmat pohjautuvat kyseiseen ohjeeseen. Työtä tehdessä kommentoitiin ja kyseenalaistettiinkin tässä työssä käsiteltyjen vahventamisohjeiden luonnosversioita ja ehdotettiin ohjeisiin tehtäviä lisäyksiä/täydennyksiä, jotta ohjeet olisivat helpommin ymmärrettävissä. Työtä tehdessä koeponnistettiin ja kommentoitiin myös yleisesti Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversioiden lukuja, joita tuli työn tekemisessä hyödyntää.

Työ tehtiin vuoden 2021 aikana. Suurimpana haasteena työn tekemisessä oli se, että vahventamisohjeiden luonnosversiot luvattiin diplomityön tekemiseen jo vuoden 2021 ensimmäisien kuukausien aikana, mutta ohjeiden mukainen mitoitus oli käytännössä mahdollista vasta vuoden 2021 loppuvuodesta. Nopean valmistumisen toivossa diplomityössä tehdyt laskelmat kulkivat lähes koko työn ajan vahventamisohjeiden luonnosversioita edellä, jolloin jo tehtyjä laskelmia pyrittiin muokkaamaan uuden ohjeen mukaisiksi ohjeiden etenemisen myötä. Pyrkimys viedä laskelmia vahventamisohjeiden edellä kostautui niin, että työn edetessä tehtiin tarpeetonta laskentaa monia kymmeniä sivuja, sekä käytettiin aikaa todella huomattavia tuntimääriä diplomityön tutkimussuunnitelman ulkopuolisiin asioihin. Lisäksi Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion eläminen työn aikana aiheutti omia haasteita, mutta lopulta työstä saatiin kasaan ehjä kokonaisuus.

Tämä diplomityö tarjosi kokonaisuudessaan todella arvokasta oppia tulevaisuuden työelämää ajatellen ja siksi haluan kiittää Väylävirastoa tästä mielenkiintoisesta aiheesta. Erityisesti haluan kiittää Sweco Rakennetekniikka Oy:n Jari Sutelaa tarjoamastaan ohjauksesta ja opeista, joiden myötä tämän diplomityön läpivieminen on ollut mahdollista.

Ohjausryhmään kuuluivat Jari Sutela, Eevertti Jurvanen, Tuomo Järvenpää, Jussi Vuotari, Timo Tirkkonen, Heini Raunio ja Oulun yliopiston professori Antti Niemi.

Kuopio, 22.12.2021

Juho Pehkonen

# SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKUSANAT

SISÄLLYSLUETTELO

1 JOHDANTO .....	9
1.1 Tausta ja tavoitteet .....	9
1.2 Työn rajaukset .....	10
2 PERUSTEET .....	12
2.1 Laskentamenetelmä .....	12
2.2 Tiesiltojen liikennekuormien kuormitusluokat .....	12
2.3 Kuormitusluokan II kuormitukset vahvennettavissa silloissa .....	14
2.3.1 Vahventamislaskelmissa käytetyt kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa .	15
2.3.2 Vahventamislaskelmissa käytetyt kuormitusyhdistelmät käyttörajatilassa .	18
3 BETONISILTOJEN VAHVENTAMINEN.....	21
3.1 Poikkileikkauksen kasvattaminen .....	21
3.2 Liimausvahventaminen .....	23
4 LASKENTAESIMERKKI POIKKILEIKKAUKSEN KASVATTAMISELLE.....	26
4.1 Kohteen esittely.....	26
4.2 Kuormat ja rakennemallit.....	27
4.2.1 Laattasillan rakennemalli.....	27
4.2.2 Vanha rakenne .....	29
4.2.3 Vahventaminen .....	32
4.3 Vahventaminen murtorajatilassa .....	33
4.3.1 Taivutuskestävyys.....	34
4.3.2 Leikkauskestävyys .....	34
4.3.3 Lävistyskestävyys .....	34
4.3.4 Leikkausliitos.....	35
4.4 Vahventaminen käyttörajatilassa .....	37
4.4.1 Kutistuma.....	37
4.4.2 Jännitykset ja halkeamaleveys kentässä .....	43
4.4.3 Jännitykset ja halkeamaleveys välituella .....	45
4.5 Yhteenveto vahvennetusta rakenteesta .....	47
5 LASKENTAESIMERKKI LIIMAUSVAHVENTAMISELLE .....	49

5.1 Kohteen esittely.....	49
5.2 Kuormat ja rakennemalli.....	50
5.2.1 Laattapalkkisillan rakennemalli palkkien mitoitukseen .....	51
5.2.2 Laattapalkkisillan rakennemalli laatan poikkisuunnan kestävyystarkasteluihin .....	53
5.3 Vahventamattomien pääkannatinpalkkien kestävyys .....	55
5.4 Vahventaminen murtorajatilassa .....	57
6 JOHTOPÄÄTÖKSET JA YHTEENVETO.....	63
6.1 Poikkileikkauksen kasvattaminen .....	63
6.2 Liimausvahventaminen .....	64
LÄHDELUETTELO.....	67
LIITTEET .....	69



# 1 JOHDANTO

Teollisuudelle on tehokkaampaa ja halvempaa rakentaa isokokoisetkin koneet mahdollisimman valmiiksi tehtaalla ja kuljettaa ne kokonaisina lopullisille sijoituspaikoilleen. Tämän lisäksi logistiikan kehittyminen kohti suuria jakelukeskuksia, sekä paperi-, biotuote- ja kartonkiteollisuuden kehittyminen kohti suuria tuotantolaitoksia on vauhdittanut kuljetuskaluston kehittymistä. Kuljetuksissa voidaan saavuttaa säästöjä ja vähemmän päästöjä käyttämällä yhä suurempia kuljetusyksiköitä. Kuljetuskaluston kehittyessä ovat ajoneuvojen suurimmat massat kasvaneet, jonka vuoksi siltojen suunnittelukuormia on kasvatettu vastaamaan tätä kehitystä. (RIL 179-2018 SILLAT s. 466–467)

Tarpeista johtuen Suomessa korotettiin viimeksi 2013 kuorma-autoyhdistelmien suurimpia sallittuja massoja 60 tonnista 76 tonniin. Samalla kasvoi kolmeakselisen telin massa 24 tonnista 27 tonniin, sekä hieman myös suurimman akselin sallittu massa. Edellä mainittujen lisäksi myös raskaiden erikoiskuljetusten massat ovat kasvaneet. Sallittujen massojen noston vaikutuksesta tieverkolla olevista silloista merkittävä osa tuli painorajoitetuksi, jonka vuoksi siltojen vahventamistarve on lisääntynyt. (RIL 179-2018 SILLAT s. 466–467)

## 1.1 Tausta ja tavoitteet

Väylävirasto laatii yhdessä suunnittelu- ja konsulttialan yritysten kanssa uutta Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjetta. ”Ohjeen tarkoituksena on yhtenäistää betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnittelun periaatteita ja varmistaa, että siltojen kestävyys ja käyttöikä saadaan korjaus- ja/tai vahventamistoimenpiteillä riittäviksi ja siltojen hoidon sekä ylläpidon kannalta taloudelliselle tasolle” (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.8).

”Ohjeessa annetaan muun muassa vahventamiseen liittyviä suunnitteluohjeita, kun vahventamismenetelmänä käytetään betonipoikkileikkauksen kasvattamista, liimausvahventamista tai jännittämällä vahventamista” (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.8).

Tämän diplomityön tavoitteena oli mitoittaa Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaan Väyläviraston määrittämien siltakohteiden vahventamiset poikkileikkausta kasvattamalla ja liimausvahventamalla. Mitoituksen yhteydessä oli tavoitteena tehdä esimerkkilaskelmat, joita hyödynnetään uuden ohjeen liitteenä. Työn tärkeimpiä tavoitteita oli tutkia uuden ohjeen soveltuvuutta todellisten siltojen vahvennostien mitoitukseen.

Työn edetessä tuli kuitenkin tarvetta täsmentää työn tavoitteita liimausvahventamisen osalta, sillä liimausvahventamisen ohjetekstin luonnosversio ei ehtinyt valmistumaan tämän diplomityön puitteissa. Tässä diplomityössä tutkittiin yksinkertaistetun liimausvahventamisen mitoitustavan soveltuvuutta teräsbetonisen palkkisillan taivutuskapasiteetin kasvattamiseen. Diplomityössä tehdyt laskelmat edesauttavat enemmän uuden liimausvahventamisen ohjetekstin laadintaa, kuin toimivat uuden ohjeen liitteenä hyödynnettävinä esimerkkilaskelmina.

## **1.2 Työn rajaukset**

Tämä työ rajattiin yhteen laskentaesimerkkiin ja uuden ohjeen soveltuvuuden tutkimiseen, kun sillan päällysrakennetta vahvennetaan poikkileikkausta kasvattamalla. Tämän lisäksi tutkittiin yksinkertaistetun laskentamenetelmän soveltuvuutta teräsbetonisen palkkisillan pääkannatinpalkkien taivutuskapasiteetin kasvattamisessa. Laskentaesimerkki vahventamisesta poikkileikkausta kasvattamalla tehtiin kolmeaukkoiselle jatkuvalla laattasillalle ja liimausvahventamisen yksinkertaistetun laskentamenetelmän soveltuvuuden tutkiminen tehtiin yksiaukkoiselle teräsbetoniselle palkkisillalle.

Tämä työ toimii jatkumona Miska Hankan diplomityönä tekemälle kirjallisuustutkimukselle Betonirakenteiden liimausvahventaminen taivutukselle, sekä Eevertti Jurvasen diplomityönä tekemälle kirjallisuusselvitykselle ja laskelmille Laattasiltojen vahventaminen pintavalulla. Edellä mainitut työt on tehty tämän työn tavoin yhdessä Väyläviraston kanssa. Kyseiset diplomityöt ovat toimineet pohjana uusien vahventamisohjeiden kirjoittamisessa, joita tämän työn merkeissä testataan todellisille siltakohteille. Näistä syistä tässä työssä ei käydä läpi aiemmissa töissä esitettyjä kirjallisuustutkimuksia ja kaavoja, vaan tutkitaan laskelmin uuden Betonisiltojen korjaus-

ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) soveltuvuutta todellisten siltakohteiden vahventamisessa.

## **2 PERUSTEET**

Tässä diplomityössä punaisena lankana on toiminut Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversio (12/2021) ja siinä lähteenäkin käytetyt Väyläviraston Siltojen kantavuuslaskentaohje (2015) ja Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 (2017). Työn tekemisessä on hyödynnetty betonirakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen ohjeistavaa kirjallisuutta Leskelä (2008) ja Nykyri (2014), sekä standardia SFS-EN 1992-1-1 (2015).

### **2.1 Laskentamenetelmä**

Siltojen vahvennoston mitoitus on tehty käsin laskennalla käyttäen hyödyksi Mathcad Prime 6.0 laskentaohjelmaa. Rakenteille aiheutuvat voimasuureet on saatu Sofistik FEM-ohjelmalla tehdyistä rakennemalleista. Laattasillan rakennemallissa havaittiin vääntömomentin aiheuttavan mitoituksessa huomioon otettavia voimasuureita, joten Sofistikista otettiin kuormitusten ominaisarvot, ja niihin lisättiin vääntömomentti itseisarvillisesti Liitteen 5 mukaisesti. Ominaisarvoista muodostettiin kuormitusyhdistelmät käsin Mathcad laskentaohjelmaa apuna käyttäen, jolloin saatiin rakenteet mitoittavat voimasuureet.

Vääntömomentin lisääminen kuormien ominaisarvoihin perustuu Woodin ja Armerin menetelmään. Menetelmässä summataan vääntömomentin itseisarvo suoraan taivutusmomenttiin, jolloin saadaan varmallalla puolella oleva arvo. (Denton ja Burgoyne, 1996)

### **2.2 Tiesiltojen liikennekuormien kuormitusluokat**

Uudessa Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversiossa (12/2021) on määritetty alla olevan taulukon 1 mukaisesti neljä kuormitusluokkaa, joita käytetään tiesiltojen säilytettävien, korjattavien ja vahvennettävien rakenneosien mitoituksessa. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.13)

Taulukko 1. Tiesiltojen kuormitusluokat I...IV ja liikennekuormien yhdistelykertoimet ja osavarmuusluvut eri kuormaluokissa (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversio 12/2021, s. 14)

Kuormitusluokka	Mitoituksessa käytettävä liikennekuorma	Liikennekuormien osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet
I	NCCI 1	NCCI 1
II	Luvun 3.2.2 erikoiskuljetuskaaviot kertakuljetuksena	Siltojen kantavuuslaskentaohje
III	Luvun 3.2.3 mukainen HCT-taso	Siltojen kantavuuslaskentaohje
IV	Luvun 3.2.4 mukainen AA-taso	Siltojen kantavuuslaskentaohje

Kuormitusluokassa I käytetään yllä olevan taulukon 1 mukaisesti Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 1 (2017) mukaisia liikennekuormia ja liikennekuormien osavarmuuslukuja sekä yhdistelykertoimia. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.15)

Kuormitusluokassa II liikennekuormana käytetään Väyläviraston ohjeen Siltojen kantavuuslaskentaohje (2015, s.28) luvun 3.4.2 mukaisia erikoiskuljetuskaavioita alla olevassa taulukossa 2 esitetyillä akselipainoilla. Erikoiskuljetuskaaviot ajetaan sillan yli yhdessä Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.26) luvussa 3.4.1 esitettyjen ajoneuvoasetuksen mukaisten AA13/27, AA 13/42 ja AA13/76 kaavioiden, sekä muuta liikennettä kuvaavan pintakuorman  $p = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  kanssa Siltojen kantavuuslaskentaohjeessa (2015, s.29) esitetyn kuvan 3.4 mukaisesti. Osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet huomioidaan kertakuljetuksen määrittämällä tavalla, ellei tilaajan kanssa toisin sovita. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.16)

Taulukko 2. Tiesiltojen kuormitusluokassa II käytettävien erikoiskuljetuskaavioiden kertakuljetusten akselipainot Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021, s. 16) mukaan.

Erikoiskuljetuskaavio	Y10	T7	T4	K4	N5
Akselipaino [kN]	130	140	150	150	140

Kuormitusluokassa III liikennekuormana käytetään tieliikenteessä kulkevia High Capacity Transport eli HCT- ajoneuvoja, joiden akselipainot ja akselivälit sovitaan aina erikseen tilaajan kanssa. HCT- kuljetuksien kuormakaistat, yhdistelykertoimet ja osavarmuusluvut ovat vastaavat kuin Väyläviraston Siltojen kantavuuslaskentaohjeen

(2015) AA-kaavioilla. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.16)

Kuormitusluokassa IV liikennekuormana käytetään Väyläviraston ohjeen Siltojen kantavuuslaskentaohje (2015, s.26) luvussa 3.4.1 esitettyjä painorajoitustarkastelun mukaisia ajoneuvoasetuskaavioita AA13/27, AA 13/42 ja AA13/76 samaisen ohjeen määrittämällä osavarmuusluvulla ja yhdistelykertoimilla. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.16)

Vahvennettavan sillan uuden kuormitusluokan valintaan vaikuttavat siltatyypin ja sen nykyinen suunnittelukuorma. Kuormitusluokan valinta saattaa edellyttää Siltojen kantavuuslaskentaohjeen mukaista kantavuuslaskentaa, mutta siitä tulee aina erikseen sopia tilaajan kanssa. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.14)

Tiesiltojen korjattavien vahvennettavien ja säilytettävien rakenneosien mitoituksessa pyritään lähtökohtaisesti taulukon 1 mukaiseen kuormitusluokan II kestävyysasteeseen. Mikäli vahventaminen kuormitusluokkaan II ei ole mahdollista, sovitaan valittava kuormitusluokka tilaajan kanssa erikseen. Tilaaja voi halutessaan asettaa Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeesta poikkeavia kuormitustasoja. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.13) Tällainen tilanne voi tulla tarpeeseen esimerkiksi museosilloilla ja joillakin yksityisteiden silloilla.

### **2.3 Kuormitusluokan II kuormitukset vahvennettavissa silloissa**

Kuormitusluokassa II käytettävät liikennekuormat on kuvattu kohdassa 2.2 Tiesiltojen liikennekuormien kuormitusluokat. Liikennekuormien kuormakaaviot ja kuormakaavioiden sijoittelu sillalla yhdessä ja erikseen ovat esitettyinä Siltojen kantavuuslaskentaohjeen lisäksi tämän työn Liitteissä 1–3.

Liikennekuormien aiheuttama dynaaminen suurennusvaikutus tulee ottaa huomioon sysäyskertoimella. Sysäyskerroin lasketaan Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.26) kaavan 3.1 mukaisesti. Sysäyksen vaikutus huomioidaan kertomalla kunkin akselin paino kaavan 3.1 mukaisella sysäyskertoimella. Pintakuormaa  $p = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  ei kerrota sysäyskertoimella. (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s.26)

Liikenteen aiheuttama jarrukuorma tulee huomioida Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.30) kaavan 3.4 mukaisesti. Jarrukuorma vaikuttaa ajoradan pinnassa koko ajoradan leveydellä pituussuuntaisesti. Ajoneuvoista aiheutuva poikittainen sivusysäys vaikuttaa samanaikaisesti jarrukuorman kanssa ja se on 25 prosenttia pituussuuntaisesta jarrukuormasta. Sivusysäys jaetaan tasan käytetyn ajoneuvoasetuksen mukaisen kaavion akselleille pistekuormiksi. (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s.29–30)

Kaarevan sillan tapauksessa sillalle aiheutuu keskipakokuormaa, joka tulee huomioida Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.29) kaavan 3.3 mukaisesti. Suorille silloille keskipakokuormaa ei aiheudu. (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s.29)

Sillalle aiheutuvista luonnonkuormista tulee Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.25) mukaisesti huomioida sillan pituussuuntainen lämpötilan muutos ja sillan päällysrakenteen vastakkaisten pintojen välinen pystysuuntainen pintalämpötilaero. Betonisilloilla pintalämpötilaeroksi otaksutaan Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.25) mukaan aina 10 °C. (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s.25)

Väyläviraston ohjeen Siltojen kantavuuslaskentaohje (2015, s.11) mukaisesti erikoiskuljetus voidaan suorittaa kertakuljetuksena, reitistökuljetuksena tai valvottuna kuljetuksena. (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s.11)

Kuormitusluokassa II osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet huomioidaan kertakuljetuksen määrittämällä tavalla. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.16) Kertakuljetuksena erikoiskuljetus voi ylittää sillan yhden kerran erillisellä luvalla ja sillalla voi olla samaan aikaan myös muuta liikennettä. (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s.11)

### **2.3.1 Vahventamislaskelmissa käytetyt kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa**

Tiesilloissa murtorajatilan mitoituskaava koostuu pysyvien kuormien, muuttuvien kuormien, sekä liikennekuormien murtorajatilan mitoitusarvojen summasta alla esitetyn kaavan mukaisesti.

$$E_d = E_{d,G} + E_{d,Qk} + E_{d,Lk}$$

Mitoitusarvot koostuvat osavarmuusluvuista, yhdistelykertoimista ja kuormista kerrottuna keskenään alla olevan taulukon 3 oikeanpuoleisimman sarakkeen mukaisesti.

Taulukko 3. Siltojen murtorajatilan kuormien mitoitusarvot (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s. 36)

Kuorma		Tunnus	Murtorajatilan mitoitusarvo	
Kaikki sillat	Esijännitys ( $E_{d,P}$ )	P	$\gamma_P \cdot \Psi_{0,ULS,P} \cdot P$	
	Pysyvät kuormat ( $E_{d,G}$ )	Oma paino	G	$\gamma_G \cdot \Psi_{0,ULS,G} \cdot G$
		Maan lepopaine	MLEP	$\gamma_G \cdot \Psi_{0,ULS,MLEP} \cdot MLEP$
		Kutistuma	KUT	$\gamma_G \cdot \Psi_{0,ULS,KUT} \cdot KUT$
		Tukipainuma	S	$\gamma_G \cdot \Psi_{0,ULS,S} \cdot S$
	Muuttuvat kuormat ( $E_{d,Qk}$ )	Pintalämpötilaero	$T_{dk}$	$\gamma_{Tdk} \cdot \Psi_{0,ULS,Tdk} \cdot T_{dk}$
		Lämpötilan muutos	$T_{ck}$	$\gamma_{Tck} \cdot \Psi_{0,ULS,Tck} \cdot T_{ck}$
Laakerikitka		BF	$\gamma_{BF} \cdot \Psi_{0,ULS,BF} \cdot BF$	
Tie- ja katu-sillat	Liikennekuorma-kaaviot ( $E_{d,Lk}$ )	AA, EK, EK <sub>valv</sub> , p	$Q_{k,i}$	$\gamma_{Qk,i} \cdot \Psi_{0,ULS,Qk,i} \cdot Q_{k,i}$
		Keskipakokuorma	$Q_{tk}$	$\gamma_{Qtk} \cdot \Psi_{0,ULS,Qtk} \cdot Q_{tk}$
		Jarrukuorma / sivusysäys	$Q_{lk}$	$\gamma_{Qlk} \cdot \Psi_{0,ULS,Qlk} \cdot Q_{lk}$
		Liikenteen maanpaine	TLEP	$\gamma_{TLEP} \cdot \Psi_{0,ULS,TLEP} \cdot TLEP$
Rautatie-sillat	Liikennekuormien yksittäiset komponentit ( $E_{d,Lk}$ )	LM71(SW/O), Kuormittamaton juna, EN15528:n kaavio, Todellinen juna, Ominaisjuna	$Q_{k,i}$	$\gamma_{Qk,i} \cdot \Psi_{0,ULS,Qk,i} \cdot Q_{k,i}$
		Keskipakokuorma	$Q_{tk}$	$\gamma_{Qtk} \cdot \Psi_{0,ULS,Qtk} \cdot Q_{tk}$
		Veto- ja jarrukuormat	$Q_{br}$	$\gamma_{Qbr} \cdot \Psi_{0,ULS,Qbr} \cdot Q_{br}$
		Sivusysäyskuormat	$Q_{lk}$	$\gamma_{Qlk} \cdot \Psi_{0,ULS,Qlk} \cdot Q_{lk}$
		Liikenteen maanpaine	TLEP	$\gamma_{TLEP} \cdot \Psi_{0,ULS,TLEP} \cdot TLEP$

Yhdistelykertoimet määrittävät, mitä kuormia murtorajatilan tarkasteluissa huomioidaan.

Taulukko 4. Pysyvien ja muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet murtorajatilassa (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s. 39)

Kuorma		Tunnus	Yhdistelykerroin $\Psi_{0,ULS,i}$			
			Betonisillat		Terässillat ja betoni-teräsliittorakenteiset sillat	Puu-sillat
			TB	JB		
Esijännitys ( $E_{d,P}$ )		P	-	1,0	1,0	1,0
Pysyvät kuormat ( $E_{d,G}$ )	Oma paino	G	1,0	1,0	1,0	1,0
	Maan lepopaine <sup>1)</sup>	MLEP	1,0	1,0	1,0	1,0
	Kutistuma	KUT	0	1,0	0,5	-
	Tukipainuma	S	0	0,25	0	0
Muuttuvat kuormat ( $E_{d,Qk}$ )	Pintalämpötilaero <sup>2)</sup>	$T_{dk}$	0	0,5	0,25	-
	Lämpötilan muutos	$T_{ck}$	0	0,5	0,5	-
	Laakerikitka <sup>3)</sup>	BF	0,6	0,6	0,6	0,6



Yllä olevan taulukon 4 mukaisesti tässä diplomityössä käsiteltävien teräsbetonisiltojen päällysrakenteiden laskennallisissa murtorajatilan tarkasteluissa huomioidaan pysyvistä ja muuttuvista kuormista ainoastaan rakenteiden omat painot yhdistelykertoimella 1.0. Maan lepopaine ja laakerikitka eivät aiheuta näissä kohteissa rasituksia päällysrakenteeseen, joten ne jätetään huomioimatta.

Taulukko 5. Tie- ja katusiltojen liikennekuormien yhdistelykertoimet murtorajatilassa (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s. 40)

Kuorma	Tunnus	Yhdistelykerroin $\psi_{0,ULS,i}$			
		Betonisillat		Terässillat ja betoni-teräs- liittorakenteiset sillat	Puu- sillat
		TB	JB		
Kuormakaaviot AA, EK, EK <sub>valv</sub> , p	Q <sub>k,i</sub>	1,0	1,0	1,0	1,0
Liikenteen keski- pakokuorma	Q <sub>tk</sub>	1,0	1,0	1,0	1,0
Jarrukuorma / sivusysäys	Q <sub>lk</sub>	1,0	1,0	1,0	1,0
Liikenteen maan- paine	TLEP	0,75	0,75	0,75	0,75

Taulukon 5 mukaisesti liikennekuormat, jarrukuorma ja sivusysäys huomioidaan yhdistelykertoimella 1.0. Keskipakokuormaa aiheutuu ainoastaan kaareviin siltoihin, joten suorien siltojen tapauksissa sitä ei huomioida Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.29) mukaisesti. Liikenteen maanpaineesta ei myöskään aiheudu rasituksia päällysrakenteen mitoitukseen, joten se jätetään huomioimatta.

Murtorajatilan tarkasteluissa käytettävät osavarmuusluvut määräytyvät Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.36–37) mukaisesti.

Pysyvistä kuormista huomioidaan rakenteen oma paino, jonka osavarmuuslukuna käytetään 1.2 tai 0.9, riippuen siitä kumpi aiheuttaa mitoitustilanteessa epäedullisemmän vaikutuksen.

Tie- ja katusiltojen liikennekuormien osavarmuusluvut huomioidaan kertakuljetuksen määrittämällä tavalla, jolloin osavarmuusluvut ovat seuraavanlaiset. Erikoiskuljetuskaavion ollessa yksinään sillalla ilman muita liikennekuormia, käytetään

osavarmuuslukuna 1.3. Erikoiskuljetuskaavion eli EK-kaavion ollessa sillalla yhdessä ajoneuvoasetuksen mukaisten kuormakaavioiden eli AA-kaavioiden kanssa Liitteen 3 mukaisesti on osavarmuusluku EK-kaaviolla 1.2 ja AA-kaaviolla 1.3. Erikoiskuljetuskaavion ollessa sillalla yhdessä muuta liikennettä kuvaavan pintakuorman  $p = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  kanssa Liitteen 3 mukaisesti, on EK-kaavion osavarmuusluku 1.2 ja pintakuorman osavarmuusluku 1.3.

Muut liikenteen kuormat, kuten jarrukuorma ja sivusysäys huomioidaan osavarmuusluvulla 1.2.

### **2.3.2 Vahventamislaskelmissa käytetyt kuormitusyhdistelmät käyttörajatilassa**

Käyttörajatilan mitoituskaava koostuu pysyvien kuormien, muuttuvien kuormien, sekä liikennekuormien käyttörajatilan mitoitusarvojen summasta alla esitetyn kaavan mukaisesti.

$$E_k = E_{k,G} + E_{k,Qk} + E_{k,Lk}$$

Mitoitusarvot koostuvat yhdistelykertoimista ja kuormista kerrottuna keskenään alla olevan taulukon 6 oikeanpuoleisimman sarakkeen mukaisesti.

Taulukko 6. Siltojen käyttörajatilan kuormien mitoitusarvot (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s. 38)

Kuorma		Tunnus	Käyttörajatilan mitoitusarvo	
Kaikki sillat	Esijännitys ( $E_{k,P}$ )	P	$\psi_{0,SLS,P} \cdot P$	
	Pysyvät kuormat ( $E_{k,G}$ )	Oma paino	G	$\psi_{0,SLS,G} \cdot G$
		Maan lepopaine	MLEP	$\psi_{0,SLS,MLEP} \cdot MLEP$
		Kutistuma	KUT	$\psi_{0,SLS,KUT} \cdot KUT$
		Tukipainuma	S	$\psi_{0,SLS,S} \cdot S$
	Muuttuvat kuormat ( $E_{k,Qk}$ )	Pintalämpötilaero	$T_{dk}$	$\psi_{0,SLS,Tdk} \cdot T_{dk}$
		Lämpötilan muutos	$T_{ck}$	$\psi_{0,SLS,Tck} \cdot T_{ck}$
Laakerikitka		BF	$\psi_{0,SLS,BF} \cdot BF$	
Tie- ja katusillat	Liikennekuorma-kaaviot ( $E_{k,Lk}$ )	AA, EK, EK <sub>valv</sub> , p	$Q_{k,i}$	$\psi_{0,SLS,Qk,i} \cdot Q_{k,i}$
		Keskipakokuorma	$Q_{tk}$	$\psi_{0,SLS,Qtk} \cdot Q_{tk}$
		Jarrukuorma / sivusysäys	$Q_{lk}$	$\psi_{0,SLS,Qlk} \cdot Q_{lk}$
		Liikenteen maanpaine	TLEP	$\psi_{0,SLS,TLEP} \cdot TLEP$
Rautatie-sillat	Liikennekuormien yksittäiset komponentit ( $E_{k,Lk}$ )	LM71(SW/O), kuormittamaton juna, EN15528, todellinen juna, ominaisjuna	$Q_{k,i}$	$\psi_{0,SLS,Qk,i} \cdot Q_{k,i}$
		Keskipakokuorma	$Q_{tk}$	$\psi_{0,SLS,Qtk} \cdot Q_{tk}$
		Veto- ja jarrukuormat	$Q_{br}$	$\psi_{0,SLS,Qbr} \cdot Q_{br}$
		Sivusysäyskuormat	$Q_{lk}$	$\psi_{0,SLS,Qlk} \cdot Q_{lk}$
		Liikenteen maanpaine	TLEP	$\psi_{0,SLS,TLEP} \cdot TLEP$

Yhdistelykertoimet määrittävät, mitä kuormia käyttörajatilan tarkasteluissa huomioidaan.

Taulukko 7. Pysyvien ja muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet käyttörajatilassa (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s. 40)

Kuorma		Tunnus	Yhdistelykerroin $\psi_{0,SLS,i}$			
			Betonisillat		Terässillat sekä betoni-teräsliittorakenteiset sillat	Puu-sillat
			TB	JB		
Esijännitys ( $E_{k,P}$ )		P	-	1,0	1,0	1,0
Pysyvät kuormat ( $E_{k,G}$ )	Oma paino	G	1,0	1,0	1,0	1,0
	Maan lepopaine <sup>1)</sup>	MLEP	1,0	1,0	1,0	1,0
	Kutistuma	KUT	0	1,0	0,5	-
	Tukipainuma	S	0,25	0,4	0,25	0,25
Muuttuvat kuormat ( $E_{k,Qk}$ )	Pintalämpötilaero <sup>2)</sup>	$T_{dk}$	0,25	1,0	0,25	-
	Lämpötilan muutos	$T_{ck}$	0,25	0,75	0,5	-
	Laakerikitka <sup>3)</sup>	BF	0,6	0,6	0,6	0,6

Yllä olevan taulukon 7 mukaisesti tässä diplomityössä käsiteltävien teräsbetonisiltojen päällysrakenteiden käyttörajatilan laskennallisissa tarkasteluissa huomioidaan pysyvistä

kuormista rakenteiden omat painot yhdistelykertoimella 1.0. Tukipainumaa ei Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.24) mukaan huomioida päällysrakenteen tarkasteluissa, mikäli alusrakenteissa ei ole havaittu painumaa, joten se voidaan jättää huomioimatta. Maan lepopainetta ei huomioida edellä mainituista syistä.

Muuttuvista kuormista huomioidaan pintalämpötilaero ja lämpötilan muutos yhdistelykertoimella 0.25, mutta laakerikitkaa ei huomioida edellä mainituista syistä.

Taulukko 8. Tie- ja katusiltojen liikennekuormien yhdistelykertoimet käyttörajatilassa (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s. 41)

Kuorma	Tunnus	Yhdistelykerroin $\psi_{0,SLS,i}$			
		Betonisillat		Terässillat ja betoni-teräs- liittorakenteiset sillat	Puu- sillat
		TB	JB		
Kuormakaaviot AA, EK, EK <sub>valv, p</sub>	$Q_{k,i}$	1,0	1,0	1,0	1,0
Liikenteen keski- pakokuorma	$Q_{tk}$	1,0	1,0	1,0	1,0
Jarrukuorma / sivusysäys	$Q_{lk}$	1,0	1,0	1,0	1,0
Liikenteen maan- paine	TLEP	0,75	0,75	0,75	0,75

Taulukon 8 mukaisesti liikennekuormat, jarrukuorma ja sivusysäys huomioidaan yhdistelykertoimella 1.0. Keskipakokuormaa ja liikenteen maanpainetta ei huomioida edellä mainituista syistä.

### 3 BETONISILTOJEN VAHVENTAMINEN

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeessa esitettyjen ohjeiden soveltaminen edellyttää, että sillalle on tehty erikoistarkastus Väyläviraston ohjeen Taitorakenteiden erikoistarkastusten laatuvaatimukset mukaisesti. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.17) Onnistuneen vahventamisen perusedellytyksenä on vahvennettavan betonirakenteen perusteellinen tutkiminen. Erikoistarkastuksen perusteella määritetään, onko rakenne kuntonsa puolesta soveltuva vahvennettavaksi sekä muut tarvittavat korjaustoimenpiteet. Tarkastuksissa tulee myös tehdä tarvittavia mittauksia rakenteen todellisten mittojen ja lujuuksien varmentamiseksi. Vanhoissa silloissa on tavallista, että todellinen tilanne saattaa poiketa merkittävästikin suunnitelmätiedoista. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.60)

Vahventamismenetelmän valintaan vaikuttaa ensisijaisesti siltatyypin ja vahventamistarve. Esimerkiksi tässä työssä käytettyjen vahventamismenetelmien käyttö erillään ja yhdessä mahdollistavat tyypillisimpien Suomessa käytettyjen siltatyypin kuten teräsbetonisten jatkuvien laattasiltojen, sekä teräsbetonisten yksiaukkoisten ja jatkuvien palkkisirtojen vahventamisen. Vahventamistarpeessa olevan sillan vaihtoehtoisissa kustannusvertailuissa on huomioitava myös esimerkiksi Suomessa hyvin tyypillisen yksiaukkoisen laattasilan tapaus. Yksiaukkoisen laattasilan tapauksessa päällysrakenteen uusiminen voi olla kustannussyitä ja sillan käyttöikää ajatellen järkevämpää, kuin sen vahventaminen ja sen yhteydessä tehtävä peruskorjaaminen. Sillan kuormitusluokan kasvattamisessa on myös aina huomioitava, että sillan alusrakenteet kestävät lisääntyneet rasitukset.

#### 3.1 Poikkileikkauksen kasvattaminen

Vahventaminen poikkileikkausta kasvattamalla, eli pintavaluvahventaminen on erityisen tehokas menetelmä, kun rakenteelta vaaditaan lisää taivutuskapasiteettia ja menetelmä voidaan toteuttaa siihen pintaan, missä kapasiteettivajetta on havaittu. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.77)

Pintavaluvahventaminen soveltuu esimerkiksi laattasilloille, palkkisirtoille, sekä kaukalo- ja kotelopalkkisirtoille. Rajoittavaksi tekijäksi yleensä muodostuu pintavalun

tartuntaterästen ankkurointi vanhaan rakenteeseen, mikäli esimerkiksi palkkisillan kansilaatta on hoikkarakenteinen. Muun muassa tästä syystä optimaalisin rakennetyyppi pintavaluvahventamiseen on laattasilta, jossa kapasiteettia saadaan kasvatettua sekä sillan pituus-, että poikkisuunnassa. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.77–78)

Pintavaluvahventamisessa vanhan betonirakenteen yläpintaan valetaan raudoitettu pintalaatta, joka ankkuroidaan tartuntateräksillä vanhaan rakenneseosaan. Vanhan rakenteen yläpinnan betonin vetolujuuden tulee olla  $>1.5$  MPa, joten rapautunut tai vetolujuudeltaan riittämättömäksi todettu betoni tulee poistaa esimerkiksi vesipiikkaamalla. Vahventamismenetelmän ideologia perustuu vanhan ja uuden rakenteen väliseen liittovaikutukseen, mikä saavutetaan pintojen välisellä tartunnalla ja saumaan asennettavalla tartuntaraidoituksella. Täydellistä liittovaikutusta ajatellen on vesipiikkauksen aikaansaama karhea betonipinta erityisen hyvä. Liittovaikutuksen ollessa täydellinen, ottaa vahvennettu liittorakenne vastaan kokonaisuudessaan sille vahventamisen jälkeen kohdistuvat rasitukset. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.76–80)

Pintavaluvahventamisella saadaan suurin hyöty, kun kapasiteettia halutaan kasvattaa välitukialueella. Tällöin pintalaatan betoniteräksiset kasvattavat rakenteen taivutuskapasiteettia yläpinnan ollessa vedetty. Kenttäalueella pintavalulla saavutettava rakenteen tehollisen korkeuden kasvu saa aikaan kapasiteetin nousua. Kapasiteetin nousu on kenttäalueella kuitenkin melko vähäistä, sillä rakenteen oma paino kasvaa laatan paksuuden kasvaessa. Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021, s.32) mukaan hydrataatiolämmön aiheuttamat rasitukset ja vaikutukset voidaan jättää huomioimatta, kun monoliittisesti vanhan betonirakenteen pintaan valetun betonikerroksen paksuus on keskimäärin enintään 100 mm. Tästä syystä pintavalun paksuus rajataan laskennan yksinkertaistamiseksi tässäkin työssä 100 mm:iin. Kenttäalueella pintalaattaan asennetun raudoituksen vuoksi kasvanutta kokonaispuristusraudoitusta voidaan hyödyntää rakenteen kestävyudessa, mutta sen vaikutus kapasiteetin kasvattamiseen on huomattavasti vetopuolta vähäisempi. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s.79–80)



Kuva 1. Laattasilian pintavaluvahventaminen, periaatekuva (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021, s. 78)

Pintavaluvahventaminen toteutetaan tyypillisesti sillan poikkisuunnassa puoli siltaa kerrallaan, jolloin korjaus- ja vahventamistyö ei kokonaan estä liikenteen kulkua sillalla. Tällöin sillan keskelle pituussuuntaan täytyy tehdä valusauma. Leikkausliitoksen mitoituksessa tulee huomioida, että kutistuminen aiheuttaa valun reunoille noin yhden metrin etäisyydelle vetovoimaa, jonka hallitsemiseksi tartuntaterästen suurin sallittu jakoväli voi valun reunoilla noin yhden metrin etäisyydellä olla 400 mm. Sillan keskelle valusaumaan tulee siis edellä mainitun ehdon mukainen tartuntarautaus.

### 3.2 Liimausvahventaminen

Betonirakennetta voidaan vahventaa ulkoisilla liimattavilla vahvikkeilla. Vahvikkeilla on mahdollista kasvattaa esimerkiksi rakenteen taivutuskapasiteettia, jolloin vahvikkeita käytetään vetorausvoimien tavoin vedetyllä pinnalla. Vahvikkeilla on mahdollista kasvattaa myös rakenteen leikkauskestävyyttä, jolloin palkin sivuille liimataan leikkausvahvikkeita kuten komposiittikangasta. (Hanka, Betonirakenteiden liimausvahventaminen taivutukselle, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2021)

Betonirakenteen vahvennettavan pinnan pintabetonin vetolujuus tulee olla pintaan liimattujen vahvikkeiden tapauksessa vähintään 1.5 MPa. Betonipinnalta poistetaan rapautunut ja kloridipitoinen betoni ja kaikki yli 0.2 mm:n levyiset halkeamat injektoidaan. Liimausvahventamisen onnistumisen mahdollistamiseksi betonipinnan tulee lisäksi olla puhdistettu ja karhennettu. (Hanka, Betonirakenteiden liimausvahventaminen taivutukselle, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2021)

Rakenteiden liimausvahventamisessa hiilikuitu on käytetyin materiaali, koska sillä on korkea kimmomoduuli, hyvä vetolujuus ja se kestää hyvin kuormituksen ja ympäristön sille aiheuttamia rasituksia. Rakenteellisena liimana komposiittivahvikkeiden kiinnityksessä käytetään yleensä epoksia, koska se omaa hyvän tartunnan eri materiaaleihin, hyvän vetolujuuden, pienen kutistuman ja se kestää hyvin ympäristön sille

aiheuttamia rasituksia. (Hanka, Betonirakenteiden liimausvahventaminen taivutukselle, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2021)

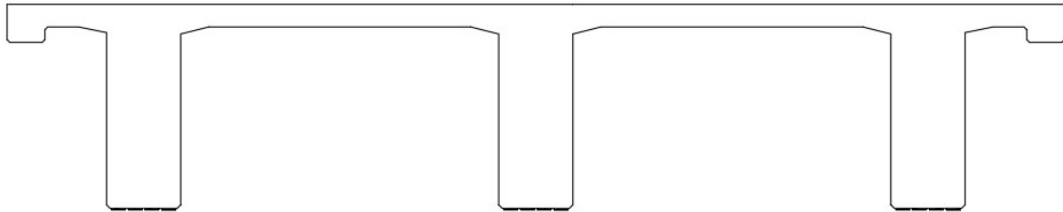
Liimausvahventaminen on tehokas tapa esimerkiksi palkkisiltojen taivutuskapasiteetin kasvattamiseen kentässä, sillä silloin vahvikkeet toimivat vetorauoituksen tavoin ja kasvattavat rakenteen taivutuskapasiteettia. Taivutuskapasiteetin kasvattamiseen välituella ei liimausvahventaminen ole paras vaihtoehto, sillä kannen yläpinnan asfaltointi aiheuttaa huomattavia lämmönousuja yläpintaan. Tehdasvalmisteisilla komposiittivahvikkeilla matriisin lasittumislämpötila on tavallisesti noin 140 astetta ja sen ylittyessä voi vahvikkeen murtolujuus heikentyä jopa 40 prosenttia. Vahvennuksen kestävyuden korkeissa lämpötiloissa määräävät kuitenkin tavallisesti liimat, sillä kylmäkovettuvien epoksiliimojen lasittumislämpötila on tavallisesti 50–80 asteen välillä. (Hanka, Betonirakenteiden liimausvahventaminen taivutukselle, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2021) Yläpinnan liimausvahventamisen tullessa kyseeseen on suunnittelussa kiinnitettävä erityistä huomiota valittavan liiman lasittumislämpötilaan ja käytettävä liimaa, joka kestää riittävästi lämpöä. Yläpintaan liimattavat vahvikkeet voidaan vaihtoehtoisesti lämpösuojata esimerkiksi vahvikkeen päälle tehtävällä riittävän paksuisella laastikerroksella.

Taivutetun rakenteen mahdollisia murtotapoja ovat leikkausmurto, betonin puristusmurto, vahvikkeen vetomurto ja vahvikkeen tartuntamurto. Mahdollinen leikkausmurto tulisi huomioida tarkastamalla rakenteen leikkauskestävyys uuden kuormitusluokan kuormilla ja tarvittaessa vahventaa rakennetta leikkausvahvikkeilla, jotta leikkausmurto ei ole määräävä. Vahvikkeen vetomurtuminen ja betonin puristusmurtuminen tulisi huomioida taivutetun poikkileikkauksen taivutuskestävyyden määrittämisessä. Vahvikkeen tartuntamurtoa halkeamista, eli kuoriutumismurtoa, voidaan tarkastella yksinkertaistetulla tai tarkemmalla menetelmällä. Saavutettavan lopputuloksen kannalta kaikkein ratkaisevin tekijä on, että millä menetelmällä vahvikkeen kuoriutumismurtoa tarkastellaan, sillä yksinkertaistettu menetelmä määrittää hyvin konservatiivisia rajoituksia vahvikkeen vetojännitykselle tartuntamurron estämiseksi. Yksinkertaistetussa menetelmässä vahvikkeiden jännityksiä rajoitetaan kokeellisesti määritetyillä kertoimilla ja haetaan näin mitoitusarvo vahvikkeen irtoamisjännitykselle halkeamista, sekä vahvikkeen maksimivenymä. Tarkemmassa menetelmässä määritetään jännityksen kasvu, jonka liitos kykenee välittämään taivutushalkeamien välillä maksimimomentin alueelta halkeamattomalle alueelle.



Liitoksen kestävyys muodostuu tällöin rakenteen käyristymisestä, liitoksen kitkasta ja liimauksesta. (Hanka, Betonirakenteiden liimausvahventaminen taivutukselle, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2021 s. 69–70)

Tässä diplomityössä on käytetty yksinkertaistettua mitoitusmenetelmää.



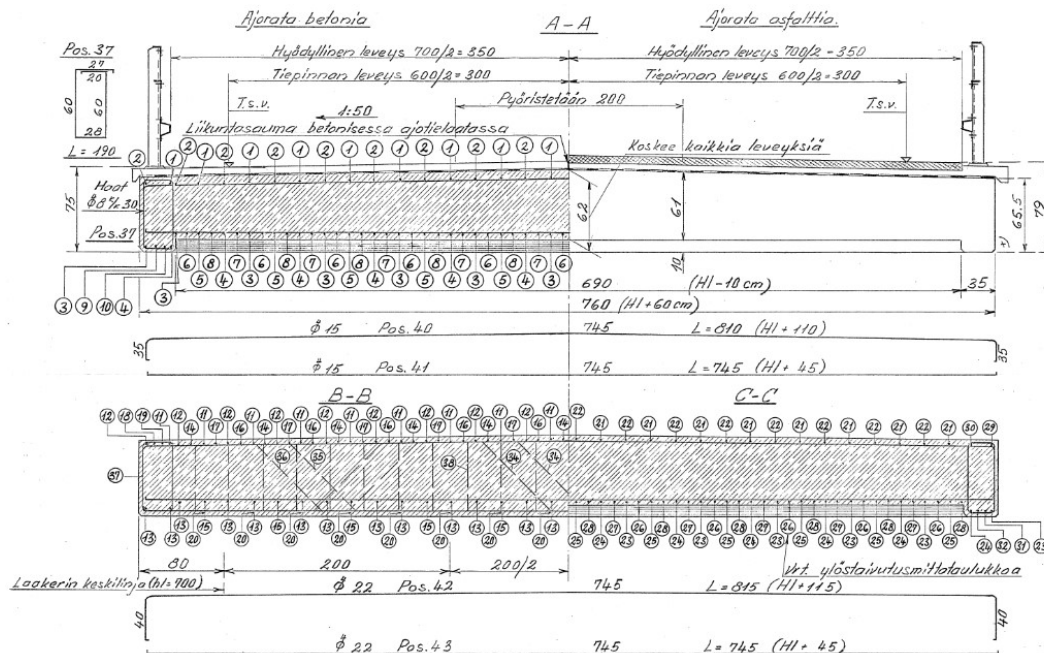
Kuva 2. Palkkisillan liimausvahventaminen palkkien alapintaan liimatuilla hiilikuitunauhoilla, periaatekuva.

## 4 LASKENTAESIMERKKI POIKKILEIKKAUKSEN KASVATTAMISELLE

### 4.1 Kohteen esittely

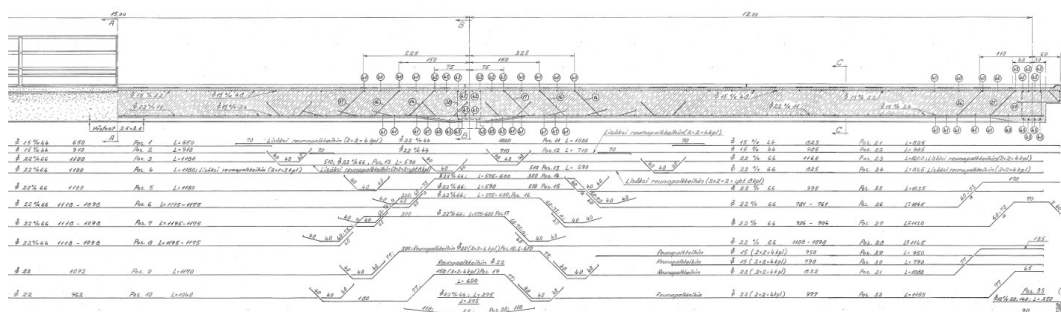
Poikkileikkauksen kasvattaminen laskentaesimerkki tehtiin teräsbetoniselle jatkuvalla kolmeaukkoiselle laattasillalle. Sillan perustiedot ovat alla esitettynä.

Siltatyyppi	Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
HL	7,00 m
Sillan jännemitat	12,00 + 15,00 + 12,00 m
Sillan kokonaispituus	48,80 m
Vinous	0 astetta
Suunnittelukuormitus	AI/2 (14 t) + 1.2–2.4 t/m
Vanha betoni	K300
Vanhojen betoniterästen myötölujuus	400 MPa



Kuva 3. Laattasillan poikkileikkaus (Väyläviraston arkisto)

Yllä olevan kuvan 3 leikkaus A-A on sillan keskimmäisestä kentästä, B-B välitueltä ja C-C reunakentästä. Sillan reunoilla olevat reunavahvikkeet ovat 350 mm leveitä ja 655 mm korkeita koko sillan pituudella.



Kuva 4. Laattasillan pituusleikkaus puolikkaasta sillasta (Väyläviraston arkisto)

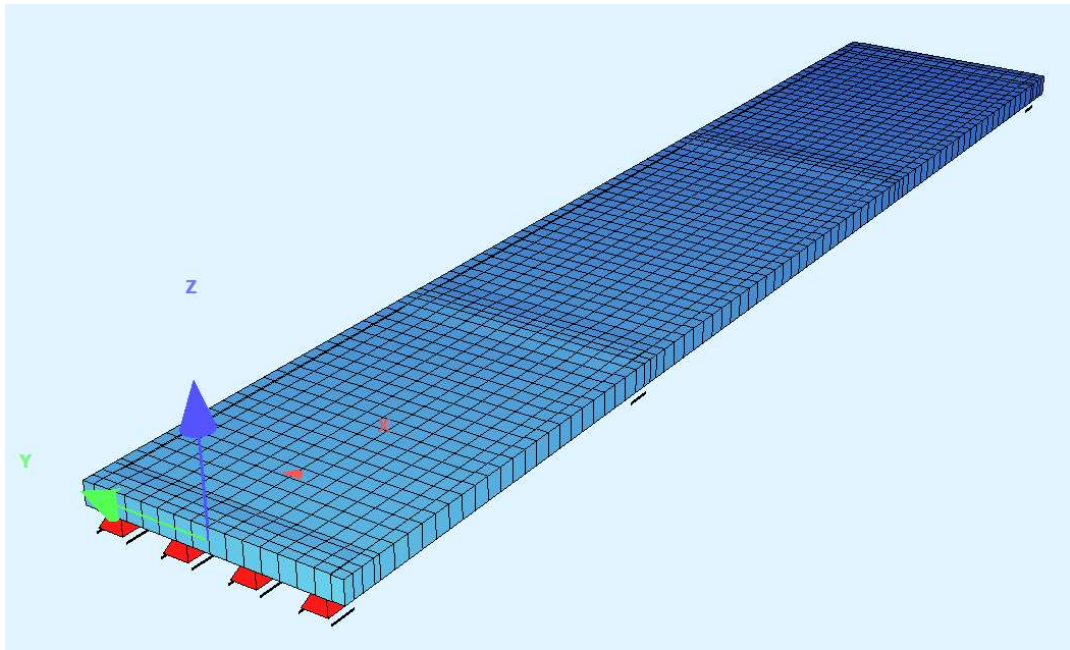
Kyseisen sillan toisella välituella on kiinteä laakeri ja muilla tuilla on neljä kappaletta liikkuvia teräksisiä rullalaakereita. Kaikki laakerit ovat nivelmäisiä tukia. Välituet ovat seinämäisiä tukia ja päätytuet ovat massiivisia maatumia.

## 4.2 Kuormat ja rakennemallit

Alkuperäiselle rakenteelle tehdyn kantavuuslaskennan perusteella lähdettiin kokeilemaan, saataisiinko silta vahvennettua Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisen kuormitusluokan II kestävytyteen.

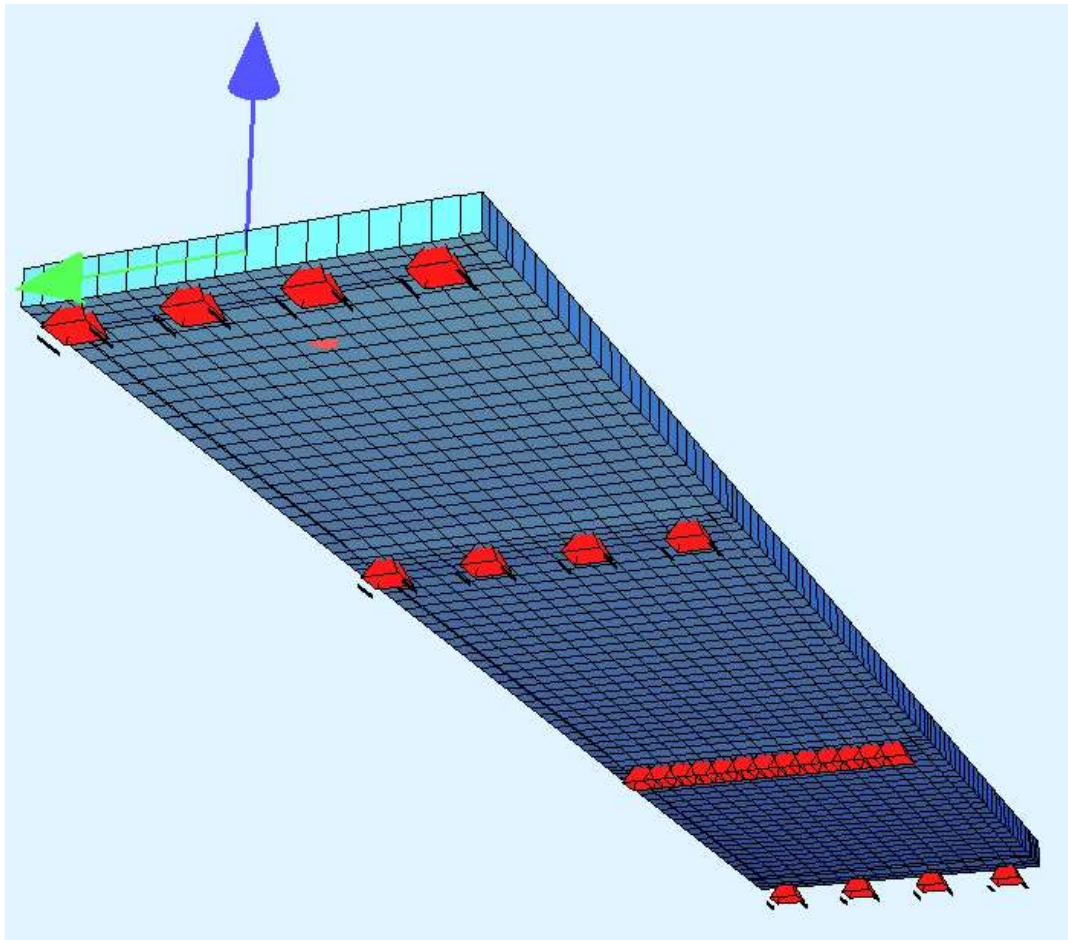
### 4.2.1 Laattasillan rakennemalli

Sillan rakennemalli on tehty Sofistik-ohjelmalla. Työn alussa sovittiin, että tässä työssä tutkitaan vain päällysrakenteen vahventamista, joten ohjelmaan on mallinnettu ainoastaan päällysrakenne sekä rullalaakerit pistemäisinä niveltukina ja toisen välituen kiinteä laakeri viivamaisena niveltukena. Laattasillan voimasuureiden laskennassa on käytetty 0,5 x 0,5 metrin elementtikokoa. Rakennemallia on yksinkertaistettu niin, että kannen yläpinnan kallistuksia ei ole mallinnettu. Rakennemallissa laattaelementit on mallinnettu painopisteakselin mukaisesti. Laattaelementin paksuutena on käytetty reunavahvikkeiden välisillä alueilla kentässä ja tuella rakenteen keskimääräistä korkeutta.



Kuva 5. Laattasillan elementtiverkko.

Sillan toisella välituella on kiinteä laakeri, joten se on lukittu x, y ja z-suunnissa. Muilla tuilla on teräksiset rullalaakerit ja liike on sallittu pituussuunnassa eli x-suunnassa. Kaikissa tukipisteissä kiertymät on sallittu.



Kuva 6. Päällysrakenteen tuenta.

#### 4.2.2 Vanha rakenne

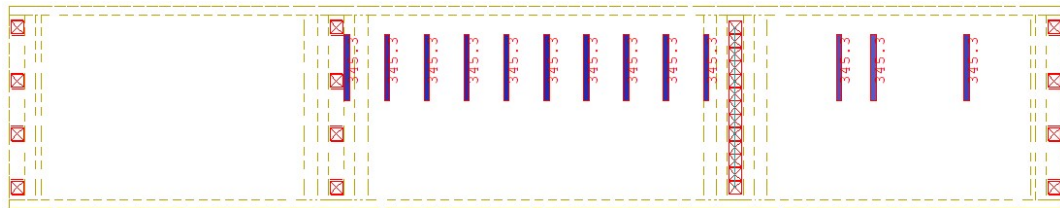
Vanhalle siltarakenteelle laskettiin käyttöasteet, kun sitä kuormittaa kuormitusluokan II kuormitukset. Sillasta tehtiin rakennemalli Sofistik-laskentaohjelmalla, mistä saatiin voimasuureet käsin laskentaa varten. Käsin laskennassa huomattiin, että laatan poikkisuunnan halkeamamitoituksen kanssa kenttäalueella tulee ongelmia käyttöasteen ollessa lähes 200 prosenttia. Tämän vuoksi poikkisuunnan jäykkyyttä pienennettiin 50 prosenttiin pituussuunnan jäykkyydestä ja poissonin vakioksi asetettiin nolla. Tällöin laatta kestää poikkisuunnan halkeamamitoituksen ja pääsuunta mitoitetaan poikkisuunnan jäykkyyden pienentämisen perusteella pääsuuntaan aiheutuville rasituksille. Laattaa on siis käsitelty lähes ortotrooppisena laattana, jolloin rakenne kantaa kuormia pääasiassa pääsuuntaan.

Pysyvinä kuormina rakennemallissa käytettiin päällysrakenteen omaa painoa, pintarakenteiden omaa painoa ( $3 \text{ kN/m}^2$ ), sekä kaiteiden ja reunakaistan omaa painoa ( $1.52 \text{ kN/m}$ ). Todellisuudessa vahventamisen yhteydessä reunakaistaa ei jätetä

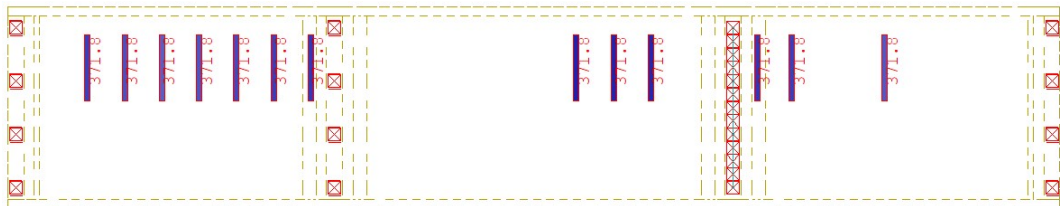
rakenteeseen, vaan tilalle tehdään uusi reunapalkki. Yksinkertaistuksen vuoksi on rakennemallissa käytetty reunakaista painoa myös vahvennetussa rakenteessa.

Liikennekuormina on käytetty Liitteen 2 mukaisia erikoiskuljetuskaavioita taulukossa 2 esitetyillä akselipainoilla. Erikoiskuljetuskaaviot on ajettu sillan yli Liitteessä 1 esitettyjen ajoneuvoasetuksen mukaisten AA 13/42 ja AA13/76 kaavioiden, sekä muuta liikennettä kuvaavan pintakuorman  $p = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  kanssa Liitteen 3 mukaisesti. Osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet huomioidaan kertakuljetuksen määrittämällä tavalla. AA13/27 jätettiin tarkastelematta, sillä se ei tässä tilanteessa aiheuta määrääviä rasituksia.

Liikennekuormakaaviot on ajettu sillan yli 0.5 metrin askeleella. Alla olevissa kuvissa on esitetty liikennekuormien kuormituskaaviot.



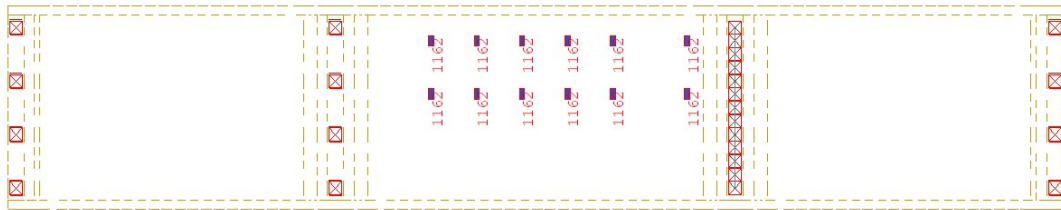
Kuva 7. Erikoiskuljetuskaavio Y10.



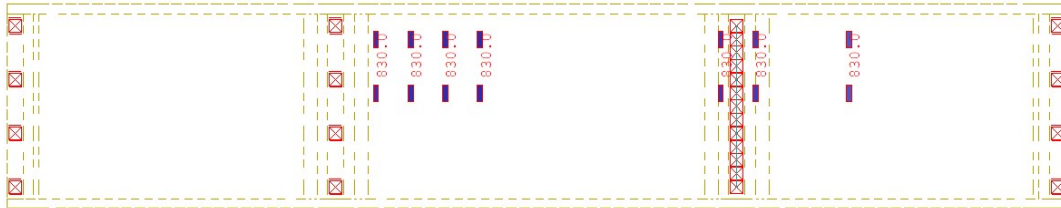
Kuva 8. Erikoiskuljetuskaavio T7.



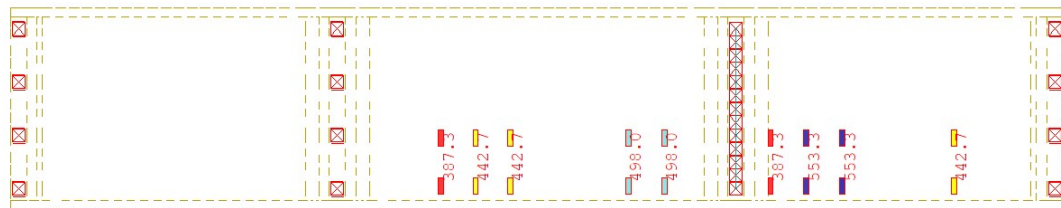
Kuva 9. Erikoiskuljetuskaavio T4.



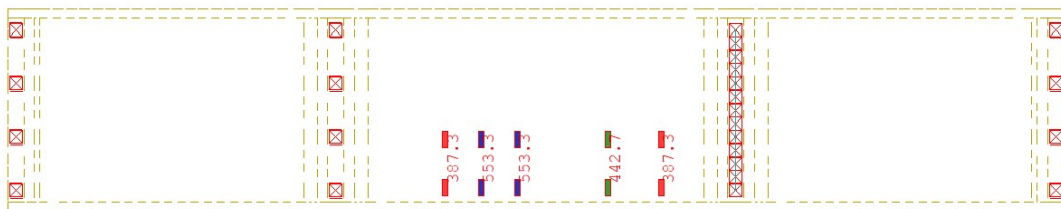
Kuva 10. Erikoiskuljetuskaavio N5.



Kuva 11. Erikoiskuljetuskaavio K4.

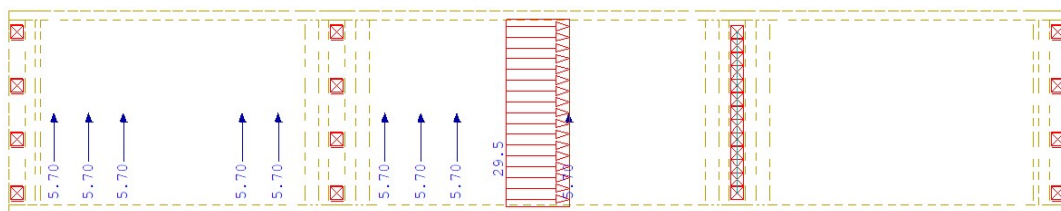


Kuva 12. Asetuskaavio AA 13/76.



Kuva 13. Asetuskaavio AA 13/42.

Jarrukuorma ja poikittainen sivusysäys on huomioitu Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015) mukaisesti, mutta niiden ei havaittu tässä tapauksessa vaikuttavan päällysrakenteen vahventamisen voimasuureisiin. (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s.30)



Kuva 14. Jarrukuorma + sivusysäys.

Päällysrakenteen vastakkaisten pintojen pystysuuntaiseksi pintalämpötilaeroksi asetettiin 10 astetta, joka on kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti vakio kaikilla betonisilloilla.

(Siltojen kantavuuslaskentaohje s.25) Lämpötilan muutoksen ei havaittu tässä tapauksessa vaikuttavan päällysrakenteen vahventamisen mitoittamiseen, joten se jätettiin huomioimatta voimasuureiden laskennassa.

### 4.2.3 Vahventaminen

Laskennoissa on oletettu, että pintarakenteet poistetaan ja laatan yläpintaa vesipiikataan keskimäärin 20 mm, mutta kuitenkin niin, että vanhat teräkset eivät tule näkyviin. Tämän jälkeen varmistetaan siitä, että rapautunut ja heikkokuntoinen betoni on poistettu ja piikatun betonipinnan vetolujuus on  $\geq 1,5$  MPa. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021 s.80)

Vanhan rakenteen yläpintaan valetaan piikkauksen jälkeen 100 mm paksu raudoitettu pintalaatta, jolloin rakennekorkeus kasvaa todellisuudessa 80 mm. Kun vanhan rakenteen pintaan valetaan monoliittisesti kiinni uutta betonia enintään 100 mm, ei hydrataatio- lämmön aiheuttamia rasituksia rakenteelle tarvitse ottaa huomioon. (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021 s.32)

Sillalle ei ole tehty erikoistarkastusta, mutta mitoituslaskelmissa on tehty osa asioista tietyin oletuksin. Tämän aikakauden siltojen betonilla on tyypillistä ajan saatossa kovettua huomattavasti alkuperäisestä suunnittelulujuudesta. Sen vuoksi vanhan betonin kuutiopuristuslujuus on oletettu 7 MPa alkuperäistä lujuutta lujemmaksi. Näin ollen vanhan betonin lujuus on nostettu lujuudesta C25/30 lujuuteen C30/37. Laatan betonipeitteeksi on oletettu 30 mm ja reunavahvikkeissa sen on ajateltu olevan vanhojen suunnitelmien mukaisesti 27.5 mm. Laskennoissa on käytetty betoniteräkselle, sekä betonille Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017, s.24) mukaisia pienennettyjä osavarmuuslukuja. Rakennemalleissa betonin lujuus on vanhojen suunnitelmien mukainen, koska rakennemallissa käytettävällä lujuudella ei ole vaikutusta voimasuureiden jakaantumisiin, kunhan lujuus on sama koko laatan alueella.

Piikatulle rakenteelle tehtiin oma rakennemalli, missä vanhan rakenteen paksuutta pienennettiin 20 mm. Piikatulle rakenteelle asetettiin pintakuormana 100 mm paksun pintalaatan oma paino, jolloin saatiin laskentoja varten pintalaatan vanhalle rakenteelle aiheuttamat voimasuureet.



Pintalaatan kuivuminen aiheuttaa poikkileikkaukselle kutistuman primääri- ja sekundäärivaikutuksia. Kutistuman sekundäärivaikutus hyperstaattisella rakenteella muutetaan piikattuun laskentamalliin lämpötilakuormaksi Liitteessä 4 sivulla 24 esitetyn kaavan mukaisesti. Näin saadaan kutistuman sekundäärivaikutuksen aiheuttama taivutusrasitus laskentamallista.

Vahvennettu rakenne on mallinnettu rakennemalliin kauttaaltaan yhtenä laattana, jonka korkeus sisältää myös pintalaatan korkeuden. Vahvennettu rakenne ottaa murtorajatilaa tarkasteluissa liittorakenteena vastaan rakenteen omasta painosta, pintarakenteista, kaiteista ja reunakaistoista aiheutuvat pysyvät kuormat, sekä kuormitusluokan II aiheuttamat liikennekuormat. Käyttörajan laskennoissa on oletettu, että vanha rakenne kantaa oman painon, sekä pintalaatan painon kokonaisuudessaan. Vahvennettu liittorakenne kantaa pintarakenteista, kaiteista ja reunakaistoista aiheutuvat pysyvät kuormat ja ottaa vastaan lyhytaikaisina kuormina liikennekuormista ja lämpötilaerosta aiheutuvat rasitukset. Liittorakenteeseen kohdistuu myös pintalaatan kutistuman vaikutus, joka huomioidaan laskennoissa pysyvänä kuormana.

### **4.3 Vahventaminen murtorajatilassa**

Kantavuusvajeen määrittämisessä laattarakennetta käsiteltiin lähes ortotrooppisena (poikkisuunnan jäykkyys 50 % täydestä), jolloin tarkastelun perusteella laatan poikkisuunta kestää kuormitusluokan II mukaiset rasitukset vahventamattomana. Laatan poikkisuuntaa ei siis tarkastella tässä työssä tarkemmin, vaan vahventamisen mitoituksessa keskitytään pituussuunnan tarkasteluihin, koska rakenne kantaa kuormat pääasiassa pituussuunnassa.

Laskennoissa on oletettu, että vanhan rakenteen ja pintalaatan liittovaikutus on täydellinen Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversiossa (12/2021, s.77) esitetyn kuvan mukaisesti.

Sillan tukialueiden mitoituksessa on huomioitu pintalaattaan asennettujen betoniterästen vahventava vaikutus, mutta kenttäalueilla pintalaatan teräksiä ei ole huomioitu puristusraudoituksena, vaan vahventamisen vaikutus perustuu tehollisen korkeuden kasvuun.

### 4.3.1 Taivutuskestävyys

Liitteessä 4 esitettyjen laskelmien mukaisesti ensimmäisenä tarkasteltiin vahvennetun rakenteen taivutuskestävyydet murtorajatilassa välituella ja kentässä, jolloin havaittiin valitun pintalaatan korkeuden ja raudoituksen olevan riittävä mitoittavia rasituksia vastaan. Mitoittavimmat murtorajatilassa rasitukset kentässä aiheutuivat erikoiskuljetuskaavion T7 vaikutuksista rinnakkain ajoneuvoasetuksen mukaisen AA42 kuormakaavion kanssa Liitteen 3 mukaisesti. Välituella mitoittavimmat rasitukset aiheutuivat puolestaan erikoiskuljetuskaavion T4 vaikutuksista yhdessä pintakuorman kanssa Liitteen 3 mukaisesti.

### 4.3.2 Leikkauskestävyys

Leikkauskestävyyden laskenta tehtiin Liitteessä 4 esitetyn kohdan 6 mukaisesti. Erilaisesta tukemistavasta johtuen oli tukien kohdilla laatassa erilaiset raudoitukset, mistä johtuen leikkauskestävyys tarkasteltiin kummankin välituen kohdalta erikseen. Mitoittavimmat leikkausrasitukset aiheutuivat erikoiskuljetuskaavion Y10 vaikutuksista yhdessä pintakuorman kanssa. Vahvennettu rakenne kestää kuormitusluokan II rasitukset, mutta kestävyyttä olisi voinut parantaa huomioimalla osaa pintalaatan tartuntateräksistä leikkausraudoituksena. Mikäli tartuntateräksiä hyödynnetään leikkausraudoituksena, tulee leikkausraudoituksen kestävyys laskea Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversiossa (12/2021, s.132) esitetyn kaavan mukaisesti. Lähtökohtaisesti tartuntateräksien hyödyntämistä tulee kuitenkin välttää.

### 4.3.3 Lävistyskestävyys

Lävistyskestävyys tarkasteltiin leikkausraudoittamattomana vahvennetun rakenteen rakennekorkeudella huomioiden raudoitussuhteen laskennassa pintalaatan myötä kasvanut raudoitus rakenteen pää- ja poikkisuunnassa. Suurin tukireaktio aiheutui ensimmäisen välituen keskellä sijaitsevalle liikkuvalla laakerille erikoiskuljetuskaavion Y10 vaikutuksista yhdessä pintakuorman kanssa. Lävistyskestävyys tuli kuitenkin tarkastella myös päätytuen liikkuvan laakerin kohtaan aiheutuville määrääville rasituksille, koska laatan reunan rajatessa lävistykseen huomioitavaa aluetta, voi se toisinaan tulla kestävyydeltään määräävimäksi. Vahvennettu poikkileikkaus omai riittävän lävistyskestävyyden leikkausraudoittamattomana, mutta Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversiossa (12/2021, s.133) ohjeistetaan, että tartuntateräksiä voi hyödyntää myös lävistyskestävyyden laskennassa

lävistysraudoituksena, ohjeessa esitetyn kaavan avulla. Tartuntojen hyödyntämistä ohjeistetaan kuitenkin lähtökohtaisesti välttämään tässäkin tapauksessa.

#### 4.3.4 Leikkausliitos

Liitteen 4 kohdassa 24 pintalaatan ja vanhan rakenteen välinen leikkausliitos mitoitetaan Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisesti eri aikaan valettujen betoniosien välisenä leikkausliitoksena. Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021, s.135) mukaisesti sauman kestävyyttä voidaan arvioida raudoitettuna tai raudoittamattomana. Raudoittamattoman sauman kestävyys määräytyy vanhan rakenteen pinnan karheudesta riippuvien kertoimien ja betonin vetolujuuden mitoitusarvon perusteella. Ohje asettaa kuitenkin listan ehtoja, joiden tulee täytyä, vaikka liitos mitoitettaisiin leikkausraudoittamattomana.

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisesti tulee vanhan ja uuden rakenteen saamaan mitoittaa leikkausliitos erikseen pintalaatan ollessa puristettu ja pintalaatan ollessa vedetty. Esimerkkitapauksessa puristetun pintalaatan leikkausliitos kestää leikkausraudoittamattomana käyttöasteen jäädessä vain 31 prosenttiin. Tällöin astuu kuitenkin voimaan ohjeessa asetetut ehdot, joiden mukaisesti leikkausliitoksessa on aina oltava vähintään samaisen ohjeen kohdan 11.2.2, kaavan 11.2 mukainen minimiraudoitus. Minimiraudoitusehdon perusteella leikkausliitokseen voidaan asentaa esimerkiksi T10k400/k400 tartuntaraudoitus. Vedetyn pintalaatan vaatima leikkausraudoitus tarkastellaan tukien alueella, missä pintalaatta on vedetty. Vedetyn pintalaatan ja vanhan rakenteen väliselle leikkausliitokselle ohje asettaa ehdon muun muassa tartuntaterästen suurimmalle sallitulle jakovälille ja vaaditulle minimiraudoitukselle. Esimerkkikohteen tapauksessa suurin tartuntaterästen jakoväli on 400 mm ja minimiraudoitusehto on sama kuin puristetun pintalaatan tapauksessa. Ehtojen mukaisesti vedetyn pintalaatan leikkausliitokseen voidaan esimerkkikohteessa asentaa esimerkiksi sama tartuntaraudoitus, kun puristetun pintalaatan tapaukseen.

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisesti pintalaatan kutistuminen aiheuttaa valun reunoille noin yhden metrin etäisyydelle vetovoimaa, jonka hallitsemiseksi tulee tartuntateräksien suurin sallittu jakoväli olla kutistuman suunnassa 400 mm. Ehdon mukaisesti tulee laatan reunoille ja sillan keskelle pituussuunnan valusauman molemmille puolille noin 1 metrin etäisyydelle

asentaa tartuntaraudoitus T10k400/k400. Esimerkkikohteen tapauksessa voidaan siis asentaa koko kannen yläpintaan sama tartuntaraudoitus T10k400/k400.

Taulukko 9. Vahvennetun poikkileikkauksen käyttöasteet murtorajatilassa.

Vahvennetun poikkileikkauksen taivutusmitoitus kentässä:	85.3 %
Vahvennetun reunavahvikkeen taivutusmitoitus kentässä:	81.5 %
Vahvennetun poikkileikkauksen taivutusmitoitus tuella:	63.7 %
Vahvennetun reunavahvikkeen taivutusmitoitus tuella:	55.7 %
Vahvennetun poikkileikkauksen leikkauskestävyys välituella 1:	66.9 %
Vahvennetun poikkileikkauksen leikkauskestävyys välituella 2:	94 %
Vahvennetun poikkileikkauksen leikkauskestävyys d: päässä tuen reunasta olevalle raudoitukselle ja rakennekorkeudelle:	85.3 %
Vahvennetun poikkileikkauksen lävistyskestävyys leikkausraudoittamattomana välituen rasitetuimman laakerin kohdalla:	82.8 %
Vahvennetun poikkileikkauksen lävistyskestävyys leikkausraudoittamattomana välituen reunimmaisena laakerin kohdalla:	71.7 %
Vahvennetun poikkileikkauksen lävistyskestävyys leikkausraudoittamattomana päätytuen rasitetuimman laakerin kohdalla:	41.6 %
Raudoittamaton leikkausliitos:	31 %
Puristetun pintalaatan vaatiman tartuntaraudoituksen ja valitun tartuntaraudoituksen suhde:	73.5 %
Vedetyn pintalaatan vaatiman tartuntaraudoituksen ja valitun tartuntaraudoituksen suhde:	79.6 %

Kuten yllä olevasta taulukosta 9 huomataan, niin vahvennettu rakenne kestää kuormitusluokan II sille aiheuttamat murtorajatilat kuormitukset.

## 4.4 Vahventaminen käyttörajatilassa

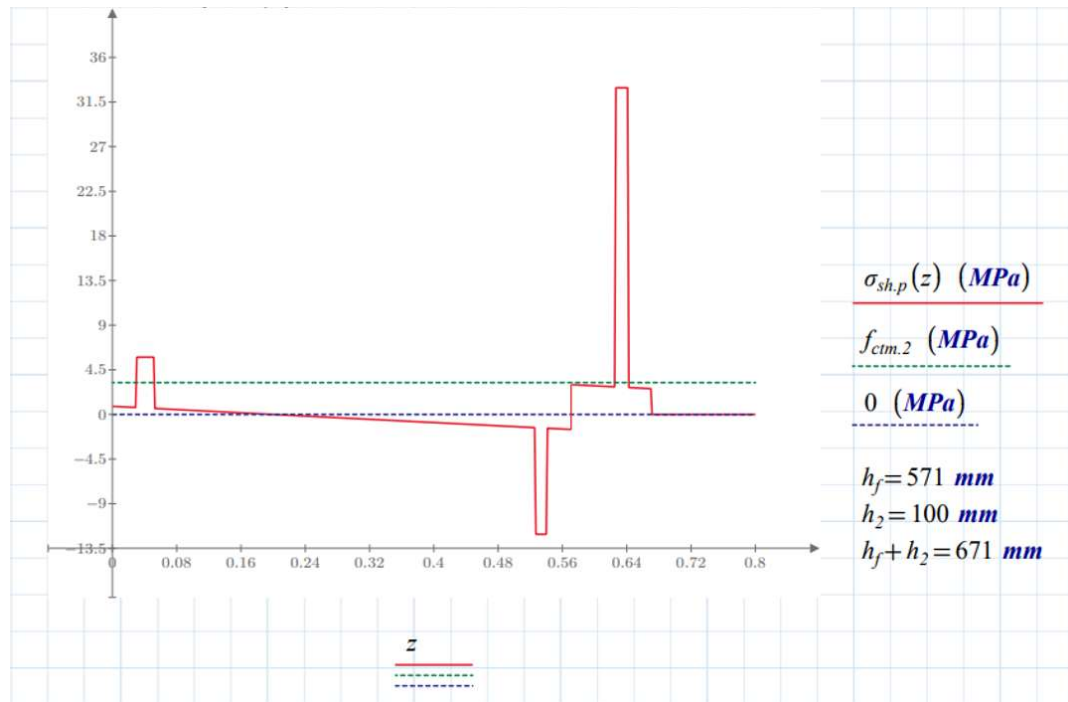
Käyttörajatilamitoituksessa on yleisesti huomioitu vanhan rakenteen kuormitushistoria ja kuormien vaikutusajat käyttäen laskennassa tehollisia kimmokertoimia. Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversio (12/2021, s.24) ohjeistaa tehollisen kimmokertoimen laskemisen vahvennettavassa rakenteessa. Ohjeen taulukossa 7.1 on määritelty kuormatyyppistä ja vaikutusajasta riippuvia a-kertoimia, joita käyttämällä saadaan huomioitua kuorman vaikutusajan lisäksi kuormatyyppi tehollisissa kimmokertoimissa ja sitä kautta rakenteen mitoituksessa.

### 4.4.1 Kutistuma

Ennen käyttörajatilan jännitystarkasteluja tulee määrittää pintalaatan kutistuman aiheuttamat rasitukset kentässä ja tuella. Pintalaatan kokonaiskutistuma rakenteen käyttöiän lopussa lasketaan Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017) mukaisesti huomioiden Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021, s.129) sallima raudoituksen pienentävä vaikutus. Kutistuman primäärivaikutusten eli vanhan rakenteen ja pintalaatan välisen kutistumaeron vaikutukset lasketaan ohjeen vahventamisosion mukaisesti ja se tulee summata pintalaatan halkeamaleveydestarkastelussa betonin ja betoniterästen väliseen venymäeroon Liitteessä 4 kohdassa 21 esitetyllä tavalla. Uuden ja vanhan rakenteen välinen kutistumaero aiheuttaa pintalaattaan betonin vetolujuutta suurempia jännityksiä sekä tuella, että kentässä. Tästä syystä pintalaatta halkeilee kutistumaeron vaikutuksista täysin koko sillan alueella.

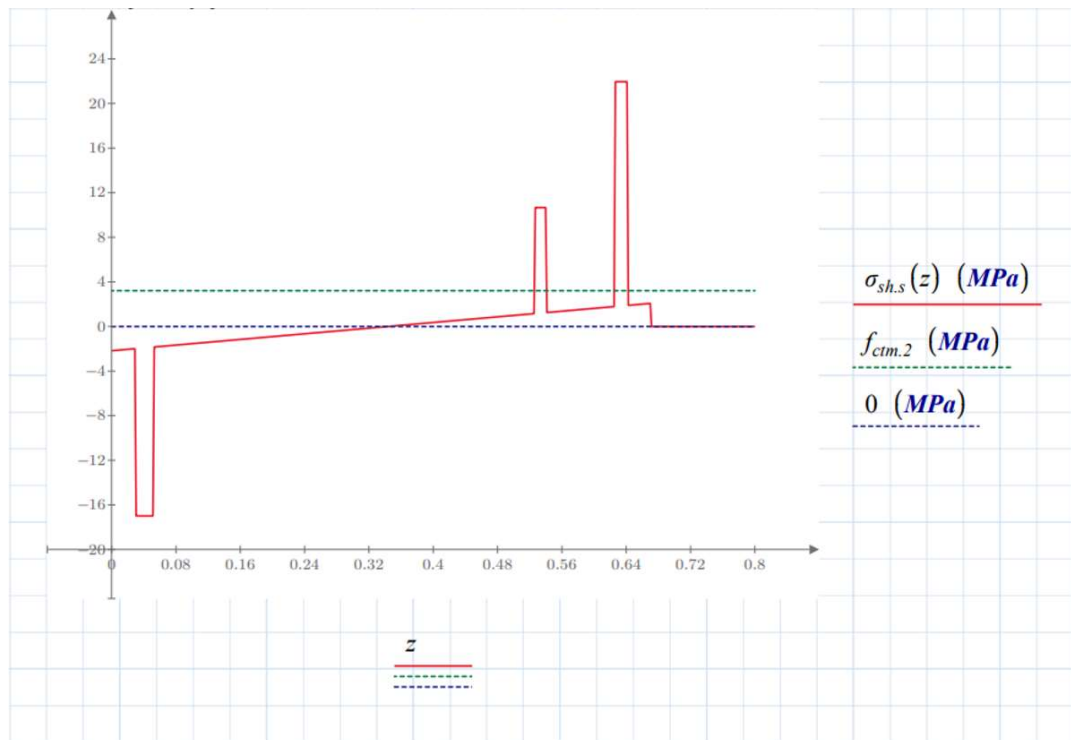
Pintalaatan kutistuman primäärivaikutuksista aiheutuu käyristymää rakenteeseen. Käyristymän aiheuttamat pakkorasitukset (sekundäärirasitukset) hyperstaattisella rakenteella on huomioitu syöttämällä rakennemalliin käyristymää vastaava lämpötila, jolloin rakennemallista saadaan luettua käyristymisestä aiheutuvat pakkorasitukset. Pintalaattaan asennettavat raudoitusmäärät vaikuttavat käyristymää aiheuttavan kutistuman lämpötilakuormaan ja jo jopa yhden asteen muutos rakennemalliin syötettävässä lämpötilaerossa vaikuttaa merkittävästi kutistuman aiheuttamaan taivutusrasitukseen. Kutistuman vaikutukset huomioidaan pysyvänä kuormana käyttörajatilan tarkasteluissa.

Liitteen 4 kohdassa 11 on laskettu kutistuman aiheuttamat rasitukset kentässä. Kutistuman primäärivaikutukset aiheuttavat vahvennetun rakenteen pintalaattaan ja vanhan rakenteen alapintaan vetojännityksiä sekä vanhan rakenteen yläpintaan puristusjännitystä alla esitetyn kuvan 15 mukaisesti.



Kuva 15. Kutistuman primäärivaikutusten aiheuttama jännitysjaakauma liittorakenteelle kentässä.

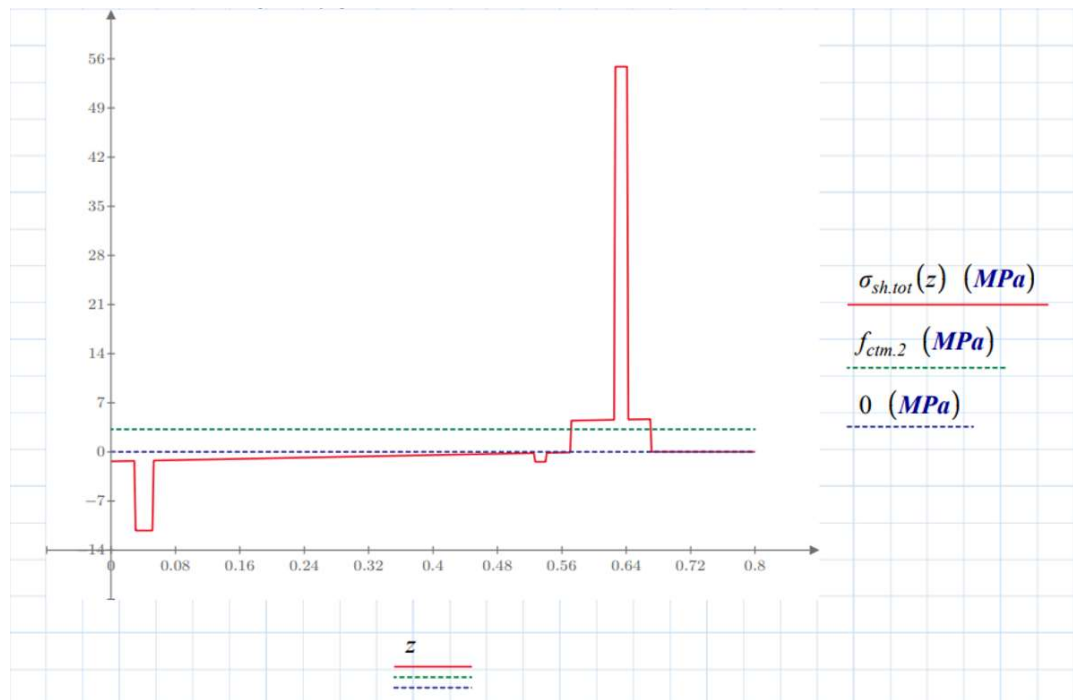
Sekundäärivaikutukset aiheuttavat vahvennetun rakenteen pintalaattaan sekä vanhan rakenteen yläpintaan vetoa ja vanhan rakenteen alapintaan puristusta alla esitetyn kuvan 16 mukaisesti.



Kuva 16. Kutistuman sekundäärivaikutusten aiheuttama jännitysjaakauma liittorakenteelle kentässä.

Kutistuman primääri- ja sekundäärivaikutukset vaikuttavat rakenteessa yhtä aikaa, jolloin niiden aiheuttama kokonaisjännitys saadaan summaamalla vaikutukset keskenään. Alla esitetyn kuvan 17 mukaisesti kutistuman primääri- ja sekundäärivaikutuksista aiheutuva yhdistetty jännitysjaakauma aiheuttaa vahvennetun rakenteen pintalaataan vetoa ja vanhaan rakenteeseen puristusta. Tästä johtuen kutistuman aiheuttamia kokonaisjännityksiä kentässä ei oteta huomioon esimerkkikohteen vahvennetun rakenteen jännitystarkasteluissa, sillä niillä on tässä rakenteessa edullinen vaikutus alapinnan vetoteräksien vetojännityksiin ja yläpinnan betonin puristusjännityksiin.

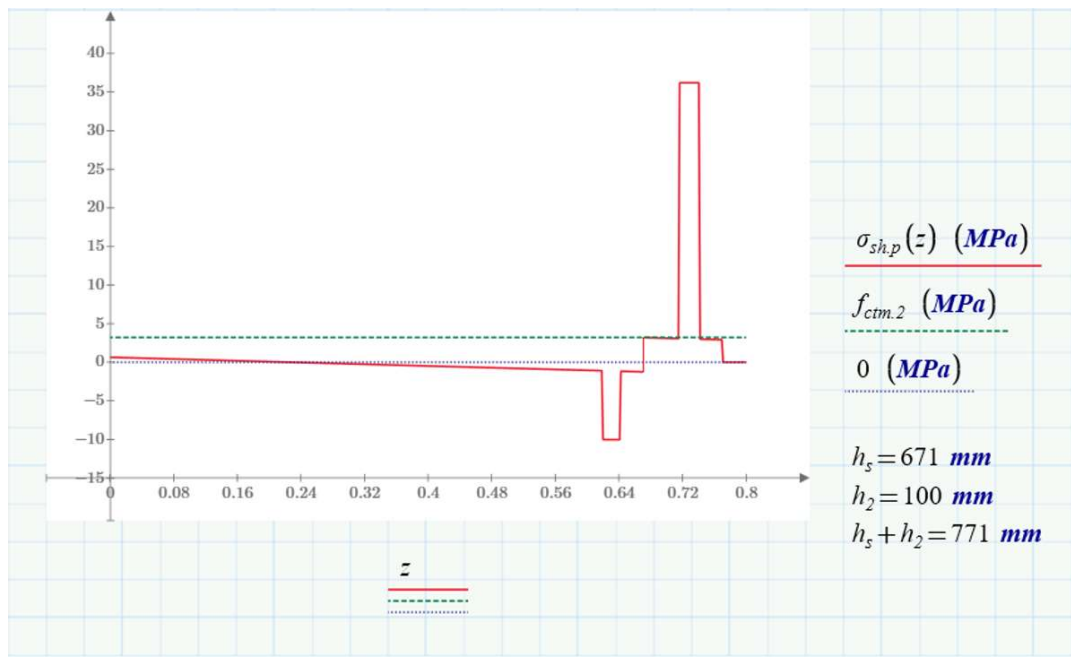
Kutistuman aiheuttamia kokonaisjännityksiä kentän reunavahvikkeissa ei myöskään oteta huomioon esimerkkikohteen vahvennettujen reunavahvikkeiden jännitystarkasteluissa, sillä niillä on edullinen vaikutus alapinnan vetoteräksien vetojännityksiin ja yläpinnan betonin puristusjännityksiin. Kutistuman aiheuttamien jännityksien laskennassa kentän reunavahvikkeissa tulisi huomioida reunavahvikkeiden kenttää suurempi rakennekorkeus, sekä hieman kentästä poikkeava rauditus ja niiden seurannaisvaikutukset muun muassa pintalaatan epäkeskisyyteen.



Kuva 17. Kutistuman aiheuttama kokonaisjännitys jakauma vahvennetulle rakenteelle kentässä.

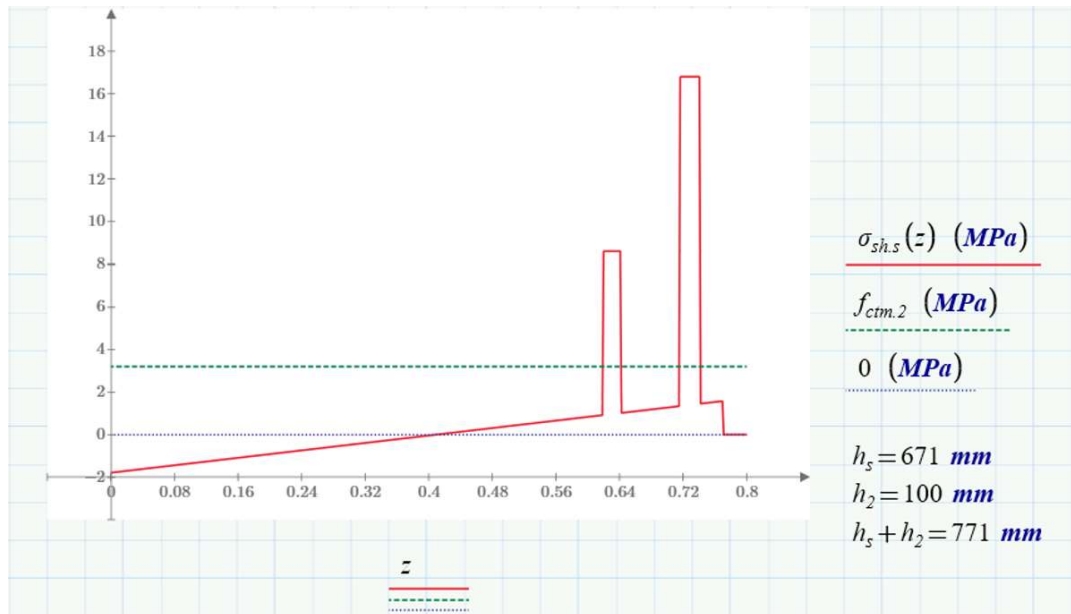
Liitteen 4 kohdassa 12 on laskettu kutistuman aiheuttamat rasitukset tuella. Kutistuman primäärivaikutukset aiheuttavat vahvennetun rakenteen pintalaataan ja vanhan rakenteen alapintaan vetojännityksiä sekä vanhan rakenteen yläpintaan puristusjännitystä alla esitetyn kuvan 18 mukaisesti. Kutistuman primäärivaikutukset ovat siis vastaavanlaiset kentässä ja tuella.





Kuva 18. Kutistuman primäärivaikutusten aiheuttama jännitysjaakauma liittorakenteelle tuella. (Kuvaajassa ei ole mukana alapinnan teräksiä.)

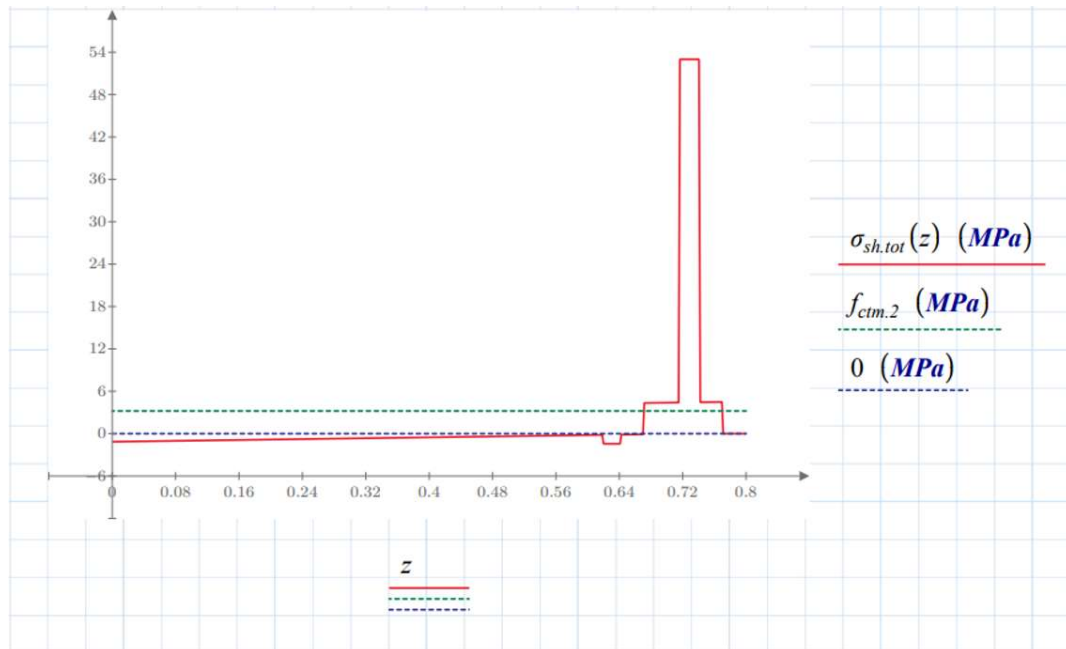
Sekundäärivaikutukset aiheuttavat vahvennetun rakenteen pintalaataan ja vanhan rakenteen yläpintaan vetoa sekä vanhan rakenteen alapintaan puristusta alla esitetyn kuvan 19 mukaisesti. Kutistuman sekundäärivaikutukset ovat siis vastaavanlaiset kentässä ja tuella.



Kuva 19. Kutistuman sekundäärivaikutusten aiheuttama jännitysjaakauma liittorakenteelle tuella. (Kuvaajassa ei ole mukana alapinnan teräksiä.)

Kutistuman primääri- ja sekundaarivaikutukset vaikuttavat rakenteessa yhtä aikaa, jolloin niiden aiheuttama kokonaisjännitys saadaan summaamalla vaikutukset keskenään. Alla esitetyn kuvan 20 mukaisesti kutistuman primääri- ja sekundaarivaikutuksista aiheutuva yhdistetty jännitys jakauma aiheuttaa vahvennetun rakenteen pintalaataan vetoa ja vanhaan rakenteeseen puristusta. Kutistuman aiheuttamat kokonaisjännitykset tulee siis ottaa huomioon vahvennetun rakenteen jännitystarkasteluissa. Kutistuman vaikutukset kasvattavat rakenteen alapinnan puristusjännitystä ja pintalaatan vetoteräksissä vaikuttavaa vetojännitystä. Esimerkkikohteessa vanhan laatan yläpinnan teräsiin muodostuu kutistuman vaikutuksista hieman edullisia vaikutuksia niissä vaikuttavan puristusjännityksen vuoksi. Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisesti jännityksiä ei tarvitsisi tarkastella vanhan rakenteen yläpinnan teräksissä tuella, mutta tässä diplomityössä tarkastelu on tehty ja kutistuman vähäinen edullinen vaikutus on otettu huomioon.

Laskentoja on yksinkertaistettu ajattelemalla, että kutistuman aiheuttamat kokonaisjännitykset tuen reunavahvikkeissa ovat samansuuruiset, kuin muualla tukialueella.



Kuva 20. Kutistuman aiheuttama kokonaisjännitys jakauma vahvennetulle rakenteelle tuella. (Kuvaajassa ei ole mukana alapinnan teräksiä.)

#### 4.4.2 Jännitykset ja halkeamaleveys kentässä

Liitteen 4 kohdassa 14 lasketaan vahvennetun rakenteen jännitykset kentässä. Jännitysten laskennoissa on oletettu, että vanha rakenne kantaa oman painon sekä pintalaatan painon kokonaisuudessaan. Vahvennettu liittorakenne kantaa rakenteeseen kohdistuvat muut pysyvät kuormat ja ottaa vastaan lyhytaikaisina kuormina liikennekuormista ja lämpötilaerosta aiheutuvat rasitukset. Liittorakenteeseen kohdistuva kutistuman vaikutus jätetään esimerkkikohteessa huomioimatta, sillä se aiheuttaa edullisia vaikutuksia kentän jännityksiin.

Edellä mainituista rasituksista muodostuvat vetojännitykset kentän alapinnan vanhoihin teräksiin, sekä puristusjännitykset vanhan laatan yläpinnan ja pintalaatan betoniin. Rakenteen sallitut käyttörajatilan jännitykset määräytyvät Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017, s.67) kohdan 7.2 mukaisesti, jolloin sallitut jännitykset ovat betonille  $0.6 \cdot f_{ck}$  ja betoniteräksille  $0.8 \cdot f_{yk}$ . Tällä kertaa, kun jännitystarkasteluissa on mukana pakkovoimat, sallii NCCI 2 käyttää betoniteräksien sallittuna jännitysrajana  $1.0 \cdot f_{yk}$ . (Väylävirasto 2017. Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2)

Sillan kenttäalueella tehtävällä halkeamamitoituksella varmistetaan rakenteen säilyvyys jäljellä oleva käyttöikä huomioiden. Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisesti ”vahvennettavan sillan säilytettävän rakenneosan betonipeitteen sallittu vähimmäisarvo  $c_{min,dur}$  riippuu sillan erikoistarkastuksessa havaittujen kloridien tunkeutumisen, rapautuneen betonin syvyyden ja karbonatisoitumissyvyyden mukaan lasketusta betonipeitteen riittävyyden ennusteesta säilytettävän rakenneosan suunnitteluiän aikana” (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021 s.85).

Tämän laskentaesimerkin sillalle ei ole tehty erikoistarkastusta, mutta laskennoissa on oletettu, että vanhan rakenteen  $c_{min,dur}$  arvona voidaan käyttää 25 mm, jolloin sallittua halkeamaleveyttä voidaan korottaa sillan pääsuunnassa kertoimella Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021, s.88) mukaisesti.

Taulukko 10. Vahvennetun poikkileikkauksen käyttöasteet käyttörajatilassa kentässä.

Vanhan betonin käyttöaste:	24.6 %
Uuden betonin käyttöaste:	46.3 %
Vanhojen betoniterästen käyttöaste:	74.6 %
Vahvennetun laatan halkeamaleveys kentässä:	69.9 %

Laskentojen perusteella voidaan todeta, että rakenteen käyttöaste kentässä ei olisi ylittynyt, vaikka betoniteräkselle sallittua jännitysrajan nostoa ei olisi tehty. Kentän sallittu halkeamaleveys ei olisi myöskään ylittynyt, vaikka korotettua halkeamaleveyttä ei olisi käytetty.

Liitteen 4 kohdassa 16 lasketaan vahvennetun reunavahvikkeen jännitykset kentässä.

Reunavahvikkeiden betoni- ja teräsännitykset muodostuvat samalla periaatteella, kuin laatasta. Reunavahvikkeiden laskennoissa havaittiin, että rakenteen käyttöaste kentässä ei olisi ylittynyt, vaikka betoniteräkselle sallittua jännitysrajan nostoa ei olisi tehty. Tilanne on siis sama, kuin laatan tapauksessa.

Liitteen 4 kohdassa 17 tarkasteltiin reunavahvikkeen halkeamamitoitus kentässä. Reunavahvikkeissa betonipeitteen nimellisarvo  $c_{nom}$  on vanhojen suunnitelmien mukaisesti vain 27.5 mm. Betonipeitteen nimellisarvon ollessa alle 30 mm oletettiin laskentaesimerkin tapauksessa, että reunavahvikkeen  $c_{min,dur}$  arvo on reunavahvikkeen vanhassa betonipinnassa sama, kuin reunavahvikkeen betonipeitteen nimellisarvo  $c_{nom}$ . Tällöin halkeamaleveyttä ei voitu korottaa kertoimella Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021, s.88) mukaisesti, jolloin sallittu halkeamaleveys pysyi 0.30 millimetrissä ja käyttöaste halkeamaleveydelle jäi alla olevan taulukon 11 mukaisesti hieman alle 75 prosenttiin.

Taulukko 11. Vahvennetun reunavahvikkeen käyttöasteet käyttörajatilassa kentässä.

Vanhan betonin käyttöaste reunavahvikkeessa:	26.1 %
Uuden betonin käyttöaste reunavahvikkeessa:	47.8 %
Vanhojen betoniterästen käyttöaste reunavahvikkeessa:	71.9 %
Vahvennetun reunavahvikkeen halkeamaleveys kentässä:	74.4 %

#### 4.4.3 Jännitykset ja halkeamaleveys välituella

Jännitysten laskentaa tukialueella on yksinkertaistettu ajattelemalla, että jännitykset jakautuvat liittorakenteessa pintalaatan teräksille ja vanhan rakenteen yläpinnan teräksille tasaisesti lukuun ottamatta pintalaatan kutistuman aiheuttamia jännityksiä. Ajattelutapa on sama, kuin normaalissa taivutetussa teräsbetonipoikkileikkauksessa, missä teräkset ovat kahdessa kerroksessa. Liittorakenteiden laskentaperiaatteiden mukaan kohdistuisi pintalaatan uusiin teräksiin hieman enemmän jännityksiä, kuin vanhan rakenteen vanhoihin teräksiin, mutta yksinkertaistetulla tavalla saadaan riittävä jännitysten tarkkuustaso pintavaluvahvennettavassa rakenteessa.

Jännitysten laskennoissa on oletettu, että vanha rakenne kantaa oman painon, sekä pintalaatan painon, jolloin vanhan laatan yläpinnan teräkset ottavat niistä aiheutuvat vetojännitykset kokonaisuudessaan. Vahvennettu liittorakenne kantaa rakenteeseen kohdistuvat muut pysyvät kuormat ja ottaa vastaan lyhytaikaiset liikennekuormat ja lämpötilaeron. Liittorakenteeseen kohdistuu myös pintalaatan kutistuman vaikutus, joka huomioidaan laskennoissa pysyvänä kuormana.

Laskelmien mukaan betoniteräsjännityksien käyttöasteet eivät olisi ylittyneet vahvennetussa rakenteessa, vaikka betoniteräksille sallittua jännitysrajan nostoa ei olisi tehty. Vanhan betonin puristusjännitys on kuitenkin likimain sama, kuin sen sallittu jännitys, jolloin voidaan todeta, että rakenne ei kestäisi kuormitusluokkaa II suurempia rasituksia. Vanhan betonin puristusjännityksen käyttöastetta saataisiin hieman pienennettyä, mikäli huomioitaisiin laatan alapinnan raudoitus puristusraudoituksena ja kuormia tasattaisiin välituilla.

Sillan tukialueella tehtävässä halkeamamitoituksessa tarkistetaan vain pintalaatan halkeamaleveys, koska vanhan laatan yläpinnan halkeamat jäävät uuden pintalaatan alle ja näin ollen niiden leveydet eivät rajoita rakenteen käyttöikä.

Tukialueella pintalaatan rasitukset aiheutuvat vedosta ja taivutuksesta. Tästä johtuen halkeamaleveys tarkastellaan pintalaatan teräksissä vaikuttaville kokonaisjännityksille vedon tapauksessa, jolloin saadaan varmalla puolella oleva arvo. Mikäli käyttöasteen kanssa olisi ongelmia, tulisi tarkemmin tarkastella kuinka suuri osa venymäjakaumasta on vetoa ja kuinka suuri osa taivutusta. Tämän jälkeen halkeamaleveystarkastelu tehtäisiin suhteessa veto- ja taivutusjännityksille ja saataisiin käyttöastetta pienennettyä.

Liitteen 4 kohdassa 21 esitetyssä pintalaatan halkeamaleveystarkastelussa tulee huomioida, että aiemmin lasketuista kutistuman primäärivaikutuksista aiheutuva uuden ja vanhan laatan välinen kutistumaero tulee summata pintalaatan halkeamaleveystarkastelussa betonin ja betoniterästen väliseen venymäeroon. Tästä saadaan betoniteräksissä vaikuttava kokonaisvenymä, jonka avulla määritetään pintalaatan halkeamaleveys. Betonin ja betoniterästen välisen venymäeron laskennassa tulee kuitenkin tässä tapauksessa huomioida, että käytetystä pintalaatan teräsjännityksestä on vähennettävä kutistuman primäärivaikutusten aiheuttama pintalaatan teräsiin kohdistuva vetojännitys, jotta vältetään päällekkäisvaikutuksilta.

Liitteen 4 kohdan 21 laskennoissa havaittiin, että kutistumaeron lisäämisellä betonin ja betoniteräksien väliseen venymäeroon, on todella merkittävä vaikutus pintalaatan halkeamaleveyteen. Kutistumaeron osuus betoniteräksissä vaikuttavasta kokonaisvenymästä on noin kolmasosa.

Taulukko 12. Vahvennetun poikkileikkauksen käyttöasteet käyttörajatilassa tuella.

Vanhan betonin käyttöaste:	97 %
Vanhojen betoniterästen käyttöaste:	76.7 %
Uusien betoniterästen käyttöaste:	37.5 %
Pintalaatan halkeamaleveys välituella:	68.9 %

Yllä esitetyn taulukon 12 mukaisesti voidaan todeta, että vahvennettu rakenne ei kestäisi kuormitusluokkaa II suurempia rasituksia.

Liitteen 4 kohdassa 22 lasketaan vahvennetun reunavahvikkeen jännitykset välituella. Reunavahvikkeiden betoni- ja teräsjännitykset muodostuvat samalla periaatteella, kuin laatasta. Laskentoja on yksinkertaistettu ajattelemalla, että kutistuman aiheuttamat kokonaisjännitykset tuen reunavahvikkeissa ovat samansuuruiset, kuin muualla tukialueella. Reunavahvikkeiden laskennoissa tuella havaittiin, että betoniterästen jännitykset eivät ylitä  $0.8 \cdot f_{yk}$  jännitystä, jolloin betoniteräksille sallittua jännitysrajan nostoa ei olisi tarvinnut tehdä ollenkaan.

Reunavahvikkeiden halkeamamitoitus tuella tehdään samalla periaatteella, kuin laatasta. Ongelmia sallitun halkeamaleveyden kanssa ei esiintynyt myöskään reunavahvikkeiden kohdalle valetussa pintalaatasta, vaikka pintalaatta ajateltiin kauttaaltaan vedetyksi niin kuin laataksikin.

Taulukko 13. Vahvennetun reunavahvikkeen käyttöasteet käyttörajatilassa tuella.

Vanhan betonin käyttöaste reunavahvikkeessa:	85.7 %
Vanhojen betoniterästen käyttöaste reunavahvikkeessa:	59.2 %
Uusien betoniterästen käyttöaste reunavahvikkeessa:	33.8 %
Pintalaatan halkeamaleveys reunavahvikkeessa välituella:	70.7 %

#### 4.5 Yhteenveto vahvennetusta rakenteesta

Esimerkkikohteen kolmeaukkoinen jatkuva laattasilta saatiin vahvennettua Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluoheen luonnosversion (12/2021) mukaisen kuormitusluokan II kuormituksille. Laatan oletettiin laskennoissa olevan lähes ortotrooppinen, jolloin laatta kantaa kuormia pääasiassa rakenteen pääsuuntaan. Kestävyys kannalta määrävimmäksi osoittautui vahvennetun poikkileikkauksen vanhan betonin puristusjännitys välituella, jonka käyttöasteeksi tuli 97 prosenttia.

Vahventamisen yhteydessä sillan rakennekorkeus kasvoi 100 mm paksulla pintalaatalla kauttaaltaan 80 mm. Pintalaatan raudoitukseksi tuilla asetettiin pääsuunnassa T25k150 ja poikkisuunnassa T16k150. Kentissä pintalaatan raudoitukseksi pääsuunnassa asetettiin T16k150. Kenttien poikkisuunnan raudoitusta ei laskennoissa ollut tarpeen määrittää, mutta se voisi olla esimerkiksi T16k200.

Pintalaatan ja vanhan rakenteen väliseen leikkausliitokseen asennetaan tartuntaraudoitus T10k400/k400 koko kannen alalle.

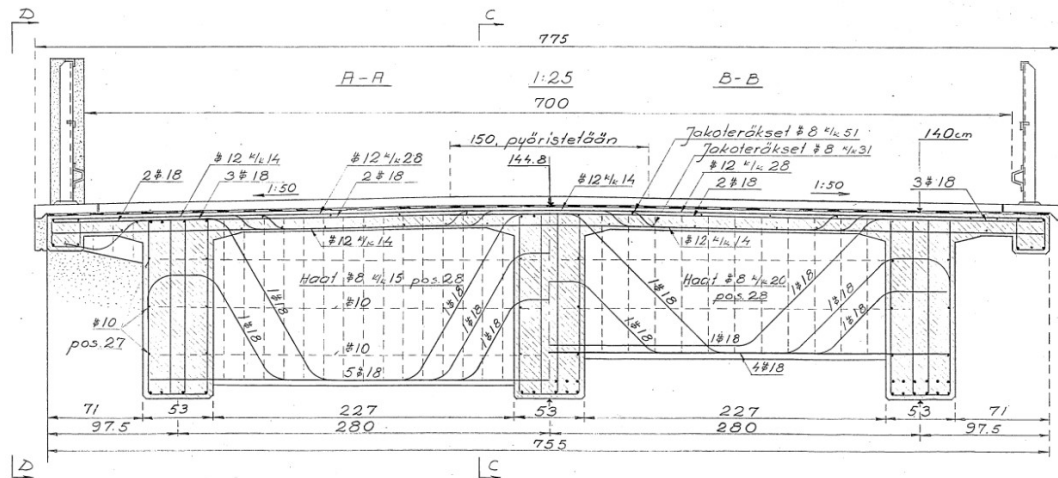


## 5 LASKENTAESIMERKKI LIIMAVAHVENTAMISELLE

### 5.1 Kohteen esittely

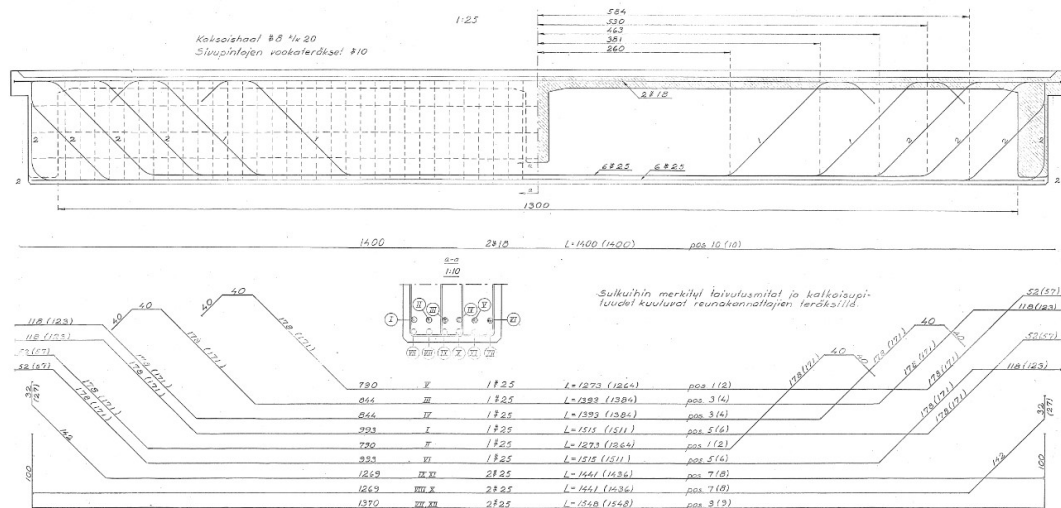
Liimausvahventaminen laskentaesimerkki tehtiin teräsbetoniselle yksiaukkoiselle laattapalkkisillalle. Sillan perustiedot ovat alla esitettynä.

Siltatyyppe	Yksiaukkoinen teräsbetoninen palkkisilta
HL	7,00 m
Sillan jännemitta	13,00 m
Sillan kokonaispituus	22,85 m
Vinous	0 astetta
Suunnittelukuormitus	AI/2 (14 t) + 1.2–2.4 t/m
Vanha betoni	K300
Vanhojen betoniterästen myötölujuus	400 MPa



Kuva 21. Palkkisillan poikkileikkaus (Väyläviraston arkisto)

Yllä olevan kuvan 21 leikkaus A-A on sillan päätypalkin kohdalta ja leikkaus B-B on aukon keskeltä poikkipalkin kohdalta. Keskimmaisessä ja reunimmaisissa palkeissa on samanlaiset raudoitukset.



Kuva 22. Palkkisillan pituusleikkaus (Väyläviraston arkisto)

Sillan päätytuot ovat massiivisia maatuukia. Ensimmäisellä maatuella on kiinteät laakerit ja toisella tuella on kolme kappaletta liikkuvia teräksisiä rullalaakereita. Kaikki laakerit ovat nivelmäisiä tukia.

## 5.2 Kuormat ja rakennemalli

Alkuperäiselle rakenteelle tehdyn kantavuuslaskennan perusteella lähdettiin kokeilemaan, saataisiinko silta vahvennettua Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisen kuormitusluokan II kestävyytteen.

Pysyvinä kuormina rakennemallissa käytettiin päällysrakenteen omaa painoa, pintarakenteiden omaa painoa (4 kN/m<sup>2</sup>), sekä kaiteiden ja reunakaistan omaa painoa (1.31 kN/m).

Liikennekuormina on käytetty Liitteen 2 mukaisia erikoiskuljetuskaavioita taulukossa 2 esitetyillä akselipainoilla. Erikoiskuljetuskaaviot on ajettu sillan yli Liitteessä 1 esitettyjen ajoneuvoasetuksen mukaisten AA 13/42 ja AA13/76 kaavioiden, sekä muuta liikennettä kuvaavan pintakuorman  $p = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  kanssa Liitteen 3 mukaisesti. Osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet huomioidaan kertakuljetuksen määrittämällä tavalla. Liikennekuormakaaviot on ajettu sillan yli 0.5 metrin askeleella. AA13/27 jätettiin tarkastelematta, sillä se ei tässä tapauksessa aiheuta määrääviä rasituksia.

Jarrukuormaa ja poikittaista sivusysäystä ei ole laskennoissa huomioitu, sillä niillä ei ole tässä tapauksessa mitoittavaa vaikutusta päällysrakenteen vahventamisen voimasuureisiin.

Päällysrakenteen vastakkaisten pintojen pystysuuntaiseksi pintalämpötilaeroksi asetettiin 10 astetta, joka on Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.25) mukaisesti vakio kaikilla betonisilloilla. Lämpötilan muutoksen vaikutuksia ei huomioitu, sillä sen ei havaittu vaikuttavan päällysrakenteen mitoittaviin voimasuureisiin.

### **5.2.1 Laattapalkkisillan rakennemalli palkkien mitoitukseen**

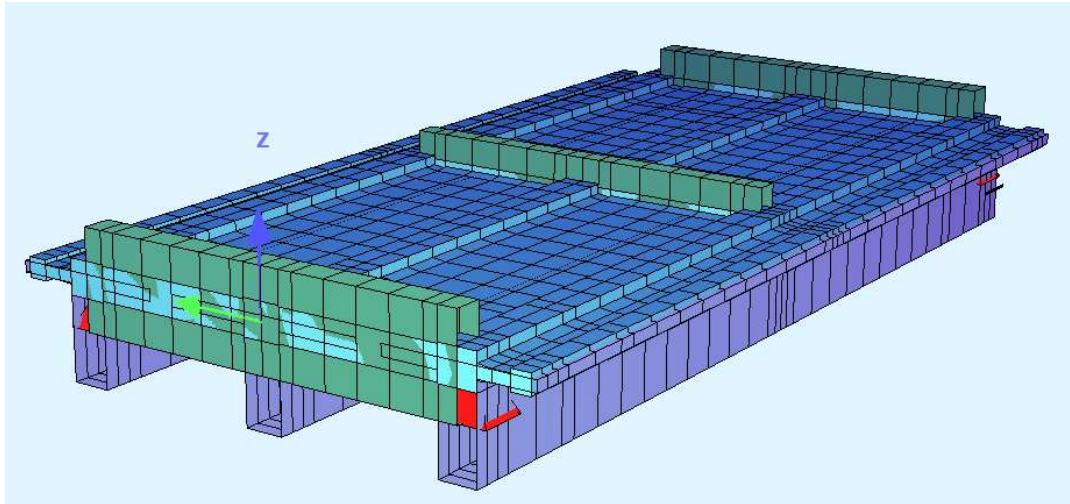
Sillan rakennemalli on tehty Sofistik- ohjelmalla. Työn alussa sovittiin, että tässä työssä tutkitaan vain päällysrakenteen vahventamista, joten ohjelmaan on mallinnettu ainoastaan päällysrakenne ja laakerit pistemäisinä niveltukina. Palkkien voimasuureiden laskennassa on sillan rakennemallissa käytetty maksimissaan 0,5 x 0,5 metrin elementtikokoa.

Palkit on mallinnettu rakennemallissa massattomina T-poikkileikkauksina ja palkin uuman leveydelle on lisätty palkin painon mukainen pintakuorma, joka on  $2/3$  osaa palkin korkeuden tilavuuspainosta. Keskimmäisen laattapalkin teholliseksi leveydeksi on laskettu 2.8 metriä ja reunimmaisten laattapalkkien teholliseksi leveydeksi 2.105 metriä. Tehollinen leveys on rajattu reunimmaisissa poikkileikkauksissa reunapalkin sisäreunaan, jolloin niiden mitoitus ei muutu, vaikka korjauksen yhteydessä reunapalkki uusittaisiin erikokoisena kuin alkuperäinen.

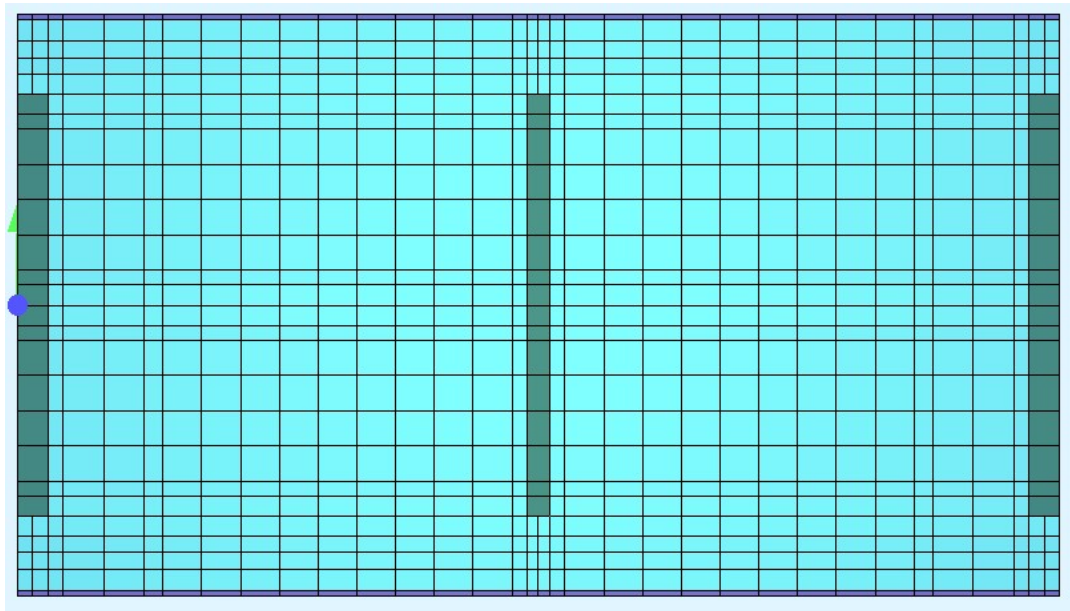
Poikkipalkki sekä päätypalkit on mallinnettu massattomina palkkeina ja palkkien leveydelle on lisätty palkin painon mukainen pintakuorma, joka on  $2/3$  osaa kunkin palkin korkeuden tilavuuspainosta.

Laattaelementit on mallinnettu painopisteakselin mukaisesti ja palkkien korkeudesta  $1/3$  osaa on mallinnettu laattana. Laatan kimmomoduuli on pudotettu puoleen pääkannatinpalkkien tarkasteluissa Eurokoodin soveltamisohjetta NCCI 2 (2017) noudattaen. Lisäksi laatta on asetettu kantamaan kuormia ainoastaan sillan poikkisuunnassa, koska laatan pituussuunnassa raudoitus on vähäinen.

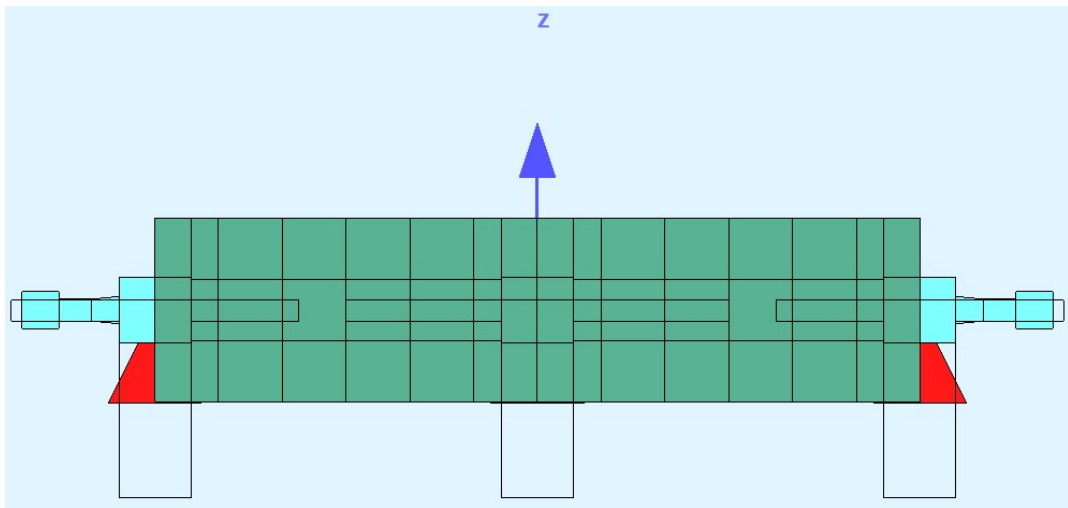
Sillan ensimmäisellä tuella on kiinteät laakerit, joten ne on lukittu x, y ja z-suunnissa. Toisella tuella on teräksiset rullalaakerit, jolloin liike on sallittu pituussuunnassa eli x-suunnassa. Kaikissa tukipisteissä kiertymät on sallittu.



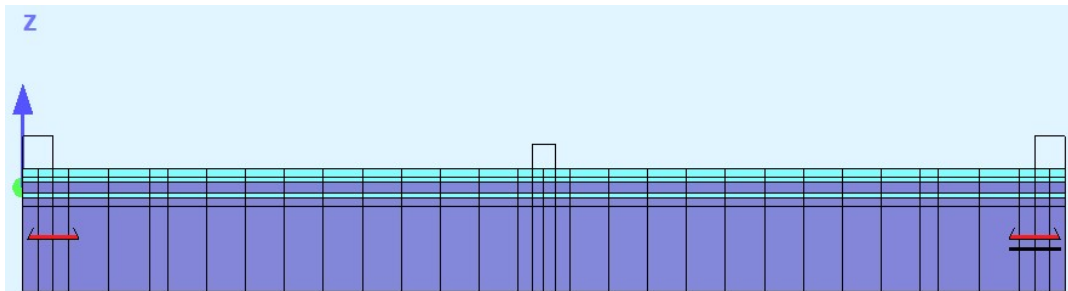
Kuva 23. Laattapalkkisillan rakennemalli.



Kuva 24. Laattapalkkisillan elementtiverkko, kun maksimi elementtikoko on 0.5 metriä.

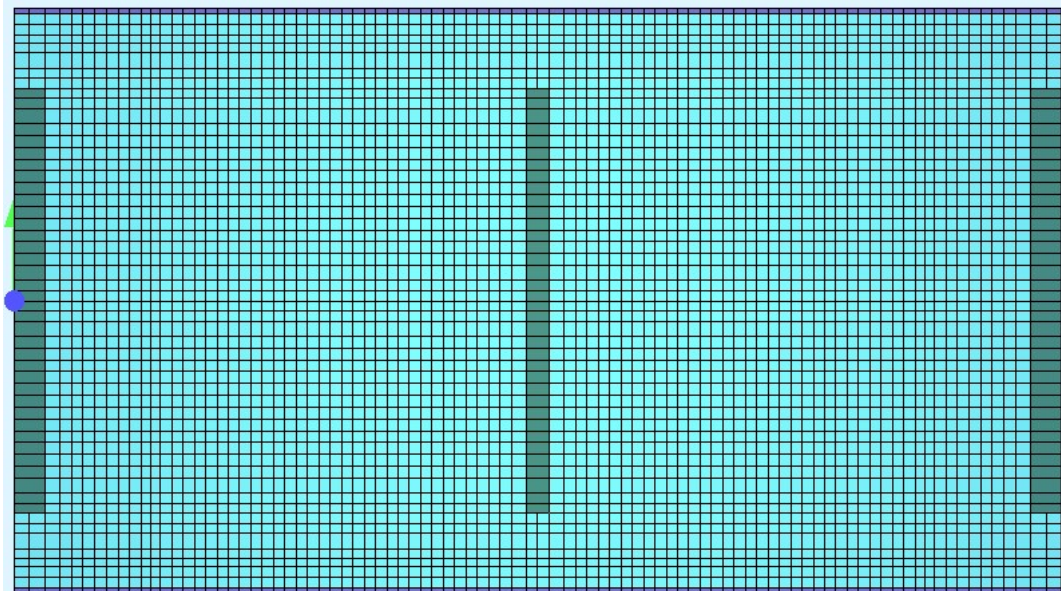


Kuva 25. Laattapalkkisillan rakennemallin poikkileikkaus.



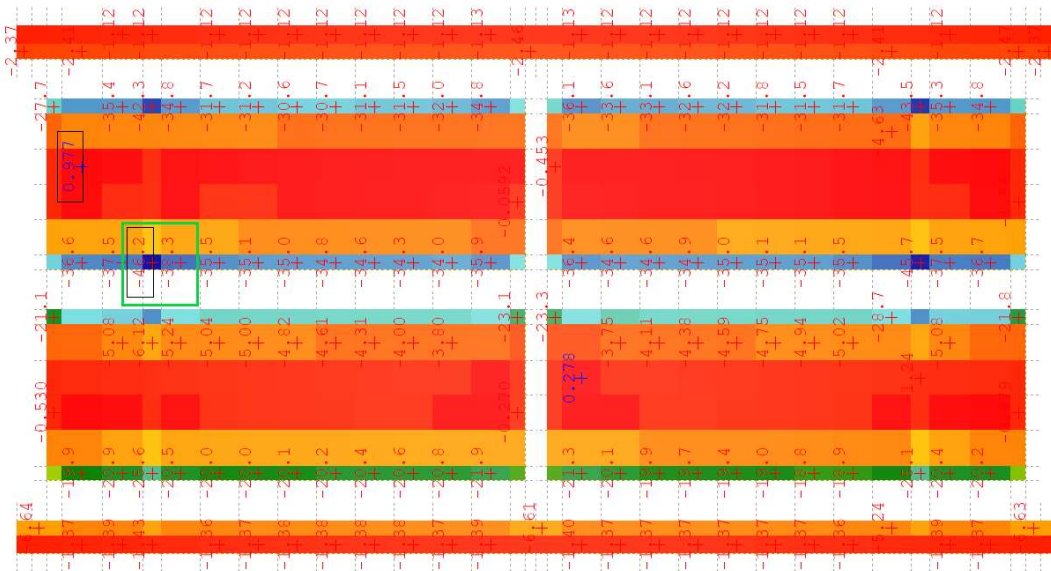
Kuva 26. Laattapalkkisillan rakennemallin pituusleikkaus.

### 5.2.2 Laattapalkkisillan rakennemalli laatan poikkisuunnan kestävyystarkasteluihin



Kuva 27. Laattapalkkisillan elementtiverkko, kun maksimi elementtikoko on 0.15 metriä.

Laatan poikkisuunnan kestävyystarkasteluja varten muutettiin rakennemallin elementtikoon maksimiksi yllä esitetyn kuvan 27 mukaisesti 0.15 x 0.15 metriä, sekä palautettiin laatan kimmomoduuli alkuperäiseksi. Laskennan edetessä huomattiin ongelmaksi muodostuvan se, että laatta ei kestä uuden kuormitusluokan II sille aiheuttamia rasituksia, joten rasituksia tasattiin kuormien jakaantumisella Siltojen kantavuuslaskentaohjeen (2015, s.43) kohdan 5.2.2 Pintakuormien jakaantuminen mukaisesti. Ohjeen mukaan sekundäärirakenteena toimivaa laattarakennetta mitoitettaessa akseli- ja rengaskuormat jakaantuvat sillan pintarakenteiden kautta laattarakenteen puoliväliin saakka jakaantumissuhteessa 1:1. Akseli- ja rengaskuormien kuormitusalojen kasvattamisen jälkeen laatta kestää palkkien välissä keskellä siihen aiheutuvat rasitukset, mutta palkin juuressa viisteosalla esiintyi edelleen kestävyysongelmia. Tässä kohtaa laatan yläpinnan taivutuskestävyyden ja käyttörajatilamitoituksen käyttöasteet ylittyivät, jonka vuoksi kasvatettiin rakennemallin maksimielementtikokoa 150 mm:stä 500 mm:iin. Viisteosan maksimimomentin kohdalle d:n päähän tuesta elementin kooksi tuli 0.20 x 0.25 metriä ja sen viereisten elementtien kooksi 0.20 x 0.50 metriä. Maksimimomenteja tasattiin kahden ääriarvon kesken, jolloin viisteosa kestää sille aiheutuvat rasitukset. Tässä tilanteessa tehdyllä momenttien tasauksella saadaan aikaan vastaavanlainen vaikutus, kuin elementtikoon kasvattamisella. Ääriarvot ovat korostettuina alla olevassa kuvassa 28.



Kuva 28. Laatan momentit m-yy palkin vieressä laatan viisteosalla määrävällä murtorajatilayhdistelmällä.

Rakenteen poikkisuunnan kestävyystarkasteluiden yhteydessä havaittiin myös, että poikkipalkin kestävyys kanssa tulee teoriassa ongelmia. Esimerkkikohdetta

vahvennettaessa tulisi siis huomioida, että yksinään pääsuunnan vahventaminen ei riitä vaan kannen yläpinta ja poikkipalkit saatettaisiin joutua vahventamaan samalla. Kansilaatan ja poikkipalkkien vahventamisessa liimausvahventaminen ei ole uuden ohjeen vahventamisosion luonnosversion mukaan järkevä tai mahdollinen vaihtoehto. Sen vuoksi diplomityön tässä osiossa on keskitytty ainoastaan pääkannatinpalkkien liimausvahventamisen mitoitukseen.

Alla olevassa taulukossa 14 on listattuna käsin laskennalla saatuja murtorajatilän ja käyttörajatilän käyttöasteita laatan alapinnassa palkkien välissä keskellä sekä laatan yläpinnassa palkin juuressa viisteosalla.

Taulukko 14. Laatan käyttöasteet MRT ja KRT.

Laatan poikkisuunnan taivutuskestävyyden käyttöaste palkkien välissä keskellä:	91.7 %
Laatan poikkisuunnan taivutuskestävyyden käyttöaste palkin juuressa laatan viisteosalla:	95.2 %
Laatan käyttörajatila mitoituksen käyttöaste palkkien välissä keskellä:	94.3 %
Laatan käyttörajatila mitoituksen käyttöaste kenttäalueella palkin juuressa laatan viisteosalla:	97.7 %

### 5.3 Vahventamattomien pääkannatinpalkkien kestävyys

Sillasta tehdyistä rakennemalleista saatiin voimasuuret vahventamattomien palkkien käyttöasteiden laskemiseen, joiden mukaisesti pystyttiin arvioimaan palkkien vahventamismahdollisuus.

Palkkien mitoittavimmat voimasuuret aiheutuivat erikoiskuljetuskaavion T7 vaikutuksista yhdessä ajoneuvoasetuksen mukaisten kaavioiden, sekä pintakuorman kanssa Liitteen 3 mukaisesti. Laatan mitoittavimmat voimasuuret aiheutuivat erikoiskuljetuskaavion T4 vaikutuksista yhdessä ajoneuvoasetuksen mukaisten kaavioiden kanssa Liitteen 3 mukaisesti.

Sillalle ei ole tehty erikoistarkastusta, mutta laskennoissa on tehty osa asioista tietyin oletuksin. Tämän aikakauden siltojen betonilla on tyypillistä ajan saatossa kovettua

huomattavasti alkuperäisestä suunnittelulujuudesta. Sen vuoksi vanhan betonin kuutiopuristuslujuus on oletettu 7 MPa alkuperäistä lujuutta lujemmaksi. Näin ollen vanhan betonin lujuus on nostettu lujuudesta C25/30 lujuuteen C30/37. Suunnitelman mukaista betonipeitettä on kasvatettu 5 mm sillä ilman erikoistarkastusta ei voida tietää onko silta rakennettu suunnitelman mukaisilla betonipeitteillä. Laskennoissa on käytetty betoniteräkselle, sekä betonille Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017, s.24) mukaisia pienennettyjä osavarmuuslukuja. Rakennemalleissa betonin lujuus on vanhojen suunnitelmien mukainen.

Käsin laskentaa on yksinkertaistettu valitsemalla mitoituksessa keskimmaiselle palkille sama tehollinen leveys kuin reunimmaisille palkeille, jolloin tehollista leveyttä ei tarvitse vaihdella palkkikohtaisesti ja laskenta käy jokaiselle palkille.

Liitteen 6 kohdissa 1 ja 3 laskettiin vahventamattomien palkkien taivutus- ja leikkauskestävyys ilman väännön vaikutuksia, jolloin havaittiin palkkien kestävän kuormitusluokan II rasitukset, kun leikkausraudoituksessa huomioitiin ylös taivutetut teräkset. Ylös taivutetut teräkset muodostavat suuren osan vanhojen siltarakenteiden leikkauskestävyydestä.

Seuraavaksi tarkasteltiin vääntömomentin vaatimat leikkausraudoituksen ja pääsuunnan raudoituksen pinta-alat sekä yhteisvaikutusyhtälöt Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017, s.58–61) mukaisesti, jolloin havaittiin vahventamattoman rakenteen kestävän edelleen.

Liitteen 6 kohdassa 5 tarkastettiin palkin leikkauskestävyys yhtäaikaaisesti tuella vaikuttavan vääntömomentin kanssa, jolloin leikkausraudoituksen raudoitusala oli vähennettävä vääntömomentin vaatima raudoitus. Vääntömomentin vaatima raudoitus olisi ollut mahdollista tarkastella leikkausvoiman kanssa samasta kohdasta, jolloin väännön vaatima raudoitusala olisi ollut hieman vähäisempi. Vääntömomentin vaatimaa raudoitusta d:n päässä tuesta ei kuitenkaan lähdetty tarkastelemaan, sillä leikkauskestävyyden kanssa ei tullut ongelmia.

Tämän jälkeen tarkasteltiin taivutuskestävyys keskimmaisessa ja reunimmaisessa pääkannatinpalkissa, kun jätetään mitoitusmomentin kanssa samassa elementissä samalla kuormitusyhdistelmällä vaikuttava vääntömomentin vaatima raudoitus huomioimatta. Tällöin havaittiin, että keskimmaisen ja reunimmaisen palkin käyttöasteet ylittyivät.



Vahventamattoman rakenteen kestävyys ei siis ole riittävä taivutukselle ja väännölle, joten sitä tulee lisätä liimausvahvikkeilla.

Käyttörajatilassa vahventamattoman palkin kestävyys tarkasteltiin T-poikkileikkauksena, sillä puristuspinna ei pysynyt laatassa, vaan ulottui uuman puolelle. Palkin halkeamaleveys ylitti Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversiossa (12/2021, 87) määritellyn sallitun halkeamaleveyden, mutta sallittua halkeamaleveyttä korotettiin Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021, s.88) sallimalla menetelmällä, jolloin käyttöaste jäi alle sadan prosentin.

Taulukko 15. Vahventamattoman palkin käyttöasteet MRT ja KRT.

Leikkausvoiman ja väännön yhteisvaikutuksen käyttöaste:	75.4 %
Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen käyttöaste keskimmaisessä palkissa:	77.2 %
Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen käyttöaste reunimmaisessa palkissa:	93.4 %
Palkin leikkauskestävyyden käyttöaste, kun jätetään väännön vaatima raudoitus huomioimatta:	85.1 %
Palkin taivutuskestävyyden käyttöaste keskimmaisessä palkissa, kun väännön vaatima raudoitus on vähennetty:	101.4 %
Palkin taivutuskestävyyden käyttöaste reunimmaisessa palkissa, kun väännön vaatima raudoitus on vähennetty:	106.9 %
Palkin käyttörajatila mitoituksen käyttöaste kenttäalueella:	95.5 %

#### 5.4 Vahventaminen murtorajatilassa

Vahventamattoman rakenteen tarkasteluissa kävi ilmi, että sillan pääkannattajat tarvitsevat lisää kapasiteettia, jotta palkit kestäisivät kuormitusluokan II aiheuttaman vääntö- ja taivutusmomentin.

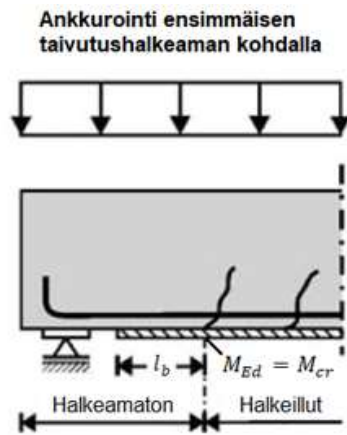
Palkkien taivutuskapasiteetin kasvattamiseen valittiin StoFRP Plate korkealujuuksinen hiilikuitunauha, joiden vaihtoehtoiset poikkileikkausmitat ja tekniset tiedot löytyvät StoFRP Plate V4.1 teknisestä tietolehdestä (16.04.2020). Hiilikuitunauhat liimataan esikäsitellylle ja puhtaalle betonipinnalle, jolloin ne toimivat vetorausituksen tukena vedetyllä pinnalla.

Palkkien vahventaminen liimausvahventamalla tehdään uuden Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisesti seuraavassa järjestyksessä.

Ensiksi tarkistetaan pintaan liimatun vahvikkeen tehollinen ankkurointipituus ja vahvikkeen ankkurointikapasiteetti Liitteessä 6 esitetyn kohdan 13 mukaisesti. Ankkurointikapasiteetilla rajataan tartuntalujuuden maksimi Liitteen 6 kohdan 14 mukaisesti, jotta vahvikkeen päästä tapahtuvaa kuoriutumista ei pääsisi tapahtumaan.

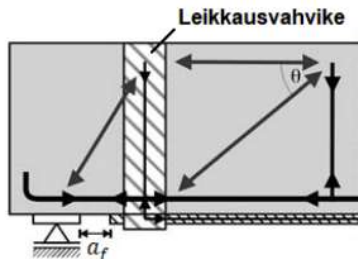
Seuraavaksi tarkastellaan vahvikkeen tartuntamurto halkeamista yksinkertaistetulla menetelmällä, missä vahvikkeiden jännityksiä rajoitetaan kokeellisesti määritetyillä kertoimilla ja haetaan näin mitoitusarvo vahvikkeen irtoamisjännitykselle halkeamista, sekä vahvikkeen maksimivenymä.

Vahvikkeen ankkurointimenetelmänä käytettiin ankkurointia ensimmäisen taivutushalkeaman kohdalla, jolloin vahvikkeen tartuntalujuus määräytyy vahvikkeen tartunnan pituudesta ennen ensimmäistä taivutushalkeamaa. Menetelmän mukaisesti määritettiin vahvennetun palkin taivutuskapasiteetti ensimmäisen halkeaman kohdalla ja tarkastettiin, että se on suurempi, kuin taivutusmomentti ensimmäisen halkeaman kohdalla leikkausvoiman aiheuttama lisävetovoima ja momenttipinnan siirto huomioituna Liitteen 6 kohdan 15 mukaisesti.



Kuva 29. Vahvikkeen ankkurointimenetelmä (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversio 12/2021, s. 104)

Leikkausvoimat voivat aiheuttaa vahvikkeen tartunnan murtumisen leikkaushalkeamien tai betonipeitteen lohkeamisen seurauksena. Tästä johtuen laskennoissa on tarkastettava leikkausvahvikkeiden tarve. Tässä kohteessa leikkausvoimista aiheutuvaa betonipeitteen lohkeamista ei tapahdu Liitteen 6 kohdassa 16 esitettyjen laskentojen perusteella. Vahvikkeen tartunnan murtuminen halkeamista tulisi kuitenkin vielä tarkastella, mutta tämän työn puitteissa sitä ei voitu tehdä vahventamisohjeen luonnosversion keskeneräisyyden vuoksi. Se tarvitsisiko laskentaesimerkin kohde leikkausvahvikkeita jää siis tämän työn puitteissa selvittämättä.



Kuva 30. Betonipeitteen lohkeamista estävä leikkausvahvike (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversio 12/2021, s. 109)

Edellä läpikäytyjen mitoituksien suorittamisen jälkeen päästään tarkastelemaan, kuinka suuri taivutuskapasiteetin nousu saavutetaan yksinkertaistetulla liimausvahventamisen mitoitusmenetelmällä vahvennetulla poikkileikkauksella.

Vahvennetun poikkileikkauksen taivutuskestävyys lasketaan Liitteen 6 kohdan 17 mukaisesti venymien kautta.

Taulukko 16. Vahvennetun palkin käyttöasteet MRT.

Vahvikkeen ankkurointikapasiteetin käyttöaste:	66.7 %
Käyttöaste ensimmäisen taivutushalkeaman kohdalla:	94.1 %
Leikkausvoimista aiheutuva betonipeitteen lohkeamisen käyttöaste:	80.6 %
Vahvennetun rakenteen taivutuskapasiteetin käyttöaste yksinkertaistetulla menetelmällä:	98.7 %
<b>Taivutuskapasiteetin nousu yksinkertaistetulla menetelmällä:</b>	<b>10.1 %</b>

Laskennoissa päädyttiin siihen tulokseen, että yksinkertaistettu menetelmä rajoittaa vahvikkeina toimivien hiilikuitunauhojen venymiä niin paljon, että taivutuskapasiteetin nousu on vain 10.1 prosenttia tilanteessa, jossa palkin alapinta on lähes täynnä hiilikuitunauhaa. Vahvikkeen venymän rajoituksista johtuen myös betonin reunapuristuma, sekä betoniteräksen venymä jäävät olemattoman pieniksi.

Taulukko 17. Yksinkertaistetun menetelmän rajoittamaa vahvikkeen sallittua venymää vastaavat venymät.

	Venymä/ puristuma	Sallittu venymä/ puristuma	Murtovenymä
Betoni	- 0.0975 ‰	- 3.5 ‰	
Betoniteräs	+ 2.55 ‰	+ 10 ‰	
Vahvike	+ 1.988 ‰	+ 1.988 ‰	+ 16 ‰

Uuden liimausvahventamisen ohjetekstin käyttörajatilamitoituksen aineisto ei valmistunut tätä diplomityötä tehdessä, joten tässä diplomityössä keskityttiin vain vahvennettujen pääkannatinpalkkien murtorajatilan tarkasteluihin. Pääkannatinpalkit kestivät kuormitusluokasta II aiheutuneet rasitukset käyttörajatilassa vahventamattomanakin, joten vahvennettujen palkkien käyttörajatilamitoitusta ei olisi muutenkaan ollut tarpeellista tehdä kokonaisuudessaan. Vahvennetun rakenteen taipuma olisi kuitenkin tullut laskea, sillä vahvennetulla rakenteella on samat taipumavaatimukset, kuin uudisrakenteilla.

Nykyinen liimausvahventamisen laskentamenetelmä:

Liitteen 6 kohdassa 17 laskettiin vertailun vuoksi tällä hetkellä käytössä olevalla liimausvahventamisen laskentamenetelmällä vastaavasti vahvennetun rakenteen taivutuskapasiteetin käyttöaste ja taivutuskapasiteetin nousu Tiehallinnon ohjeen Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet (2007) mukaisesti.

Nykyisessä laskentatavassa betonin sallittu reunapuristuma ja betoniteräksen sallittu venymä ovat samoja, mutta vahvikkeen venymä/jännitys voivat nousta niin suuriksi, että vahvikkeen tartunnan mitoituslujuus ei ylitä alla olevan kaavan mukaisesti.

$$\sigma_f = \min(E_f \cdot \varepsilon_f, f_{fyd})$$

$\sigma_f$  = vahvikkeen jännitys [MPa]

$E_f$  = vahvikkeen kimmokerroin [MPa]

$\varepsilon_f$  = vahvikkeen venymä

$f_{fyd}$  = tartunnan mitoituslujuus [MPa]

Taulukko 18. Venymät nykyisellä laskentamenetelmällä.

	Venymä/ puristuma	Sallittu venymä/ puristuma	Murtovenymä
Betoni	- 0.35 ‰	- 3.5 ‰	
Betoniteräs	+ 10 ‰	+ 10 ‰	
Vahvike	+ 9.92 ‰		+ 16 ‰

Käsin laskennasta käy ilmi, että betoniteräksen venymän ehto rajoittaa, ennen kuin vahvikkeen venymä tai betonin reunapuristuma saavuttavat sallitut raja-arvot.

Taulukko 19. Vahvennetun palkin taivutuskapasiteetti ja taivutuskapasiteetin nousu nykyisellä liimausvahventamisen mitoitusmenetelmällä MRT.

Vahvennetun rakenteen taivutuskapasiteetin käyttöaste ilman vahvikkeen jännitysten rajoittamista:	72.5 %
Taivutuskapasiteetin nousu ilman vahvikkeen jännitysten rajoittamista:	49.8 %

Vertailulaskennassa havaittiin, että mikäli Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukainen yksinkertainen menetelmä ei rajoittaisi vahvikkeen venymiä ja jännityksiä niin suuresti, olisi taivutuskapasiteetin nousu lähes 50 prosenttia tilanteessa, jossa palkin alapinta on lähes täynnä hiilikuitunauhaa. Taivutuskapasiteetin nousu onkin rajoitettu vanhassa ohjeessa 50 prosenttiin.

## 6 JOHTOPÄÄTÖKSET JA YHTEENVETO

Laskennan suorittaminen uusien vahventamisohjeiden mukaisesti vaatii hyvän perehtymisen käytettävään vahventamismenetelmään, sekä rakenteiden mekaniikan perusteiden hallitsemista.

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversiossa (12/2021, s.82–83) esitettyjen materiaalien osavarmuuslukujen esittämistapa aiheuttaa vielä sekaannusta, jonka vuoksi virallisessa ohjeversiossa olisi hyvä käyttää esimerkiksi samoja taulukoita, kuin on käytetty Väyläviraston Siltojen kantavuuslaskentaohjeessa (2015).

### 6.1 Poikkileikkauksen kasvattaminen

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversiossa (12/2021) esitetty ohje vahventaminen poikkileikkausta kasvattamalla ei sovellu vielä ohjeen keskeneräisyyden vuoksi todellisen sillan vahvennoksen mitoittamiseen.

Osana tätä työtä kommentoitiin vahventamisohjeen luonnosversioiden toimivuutta, sekä ehdotettiin ohjeeseen tehtäviä lisäyksiä/täydennyksiä, jotta ohje olisi helpommin ymmärrettävissä. Työn tekemisen aikana käytiin myös lyhyitä Teams-kokouksia, joissa keskusteltiin vahventamisohjeen selvennystä vaativista kohdista, joita ilman laskentaesimerkin laskentaa ei osattu tehdä. Kokouksien myötä vahventamisohjeen epäselviä kohtia täydennetään, jotta tulevaisuudessa epäselvyyksiä ei syntyisi.

Eniten keskeneräisyyttä Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversiossa (12/2021) esitettyssä vahventamisohjeessa on pintalaatan aiheuttamien kutistumien huomioimisessa vahvennetun rakenteen käyttörajatilan mitoituksessa. Ohjeistus puuttuu kokonaan tässäkin työssä käsiteltyjen kutistuman primääri- ja sekundäärivaikutuksien aiheuttamien rasituksien oikeanlaisesta huomioimisesta jännitysten laskennassa ja halkeamaleveydestarkasteluissa. Diplomityön esimerkkikohteessa pintalaatan kutistuman aiheuttama vaikutus vahvennetun rakenteen mitoittamiseen käyttörajatilassa on pyritty laskemaan tulkitsemalla Eevertti Jurvasen diplomityötä Laattasiltojen vahventaminen pintavalulla, sekä ohjausryhmän jäsenten kanssa käytyjen lyhyiden Teams-kokouksien perusteella. Tästä johtuen pintalaatan

kutistumien huomioimiseen vahvennetun rakenteen mitoituksessa voi tulla suuriakin muutoksia uuden ohjeen vahventamisosion valmistuttua.

Esimerkkikohteen sillassa havaittiin, että pintalaatan kutistuman aiheuttamat kokonaisjännitykset kentässä aiheuttavat vahvennetun rakenteen jännitystarkasteluissa ainoastaan edullisia vaikutuksia alapinnan vetoteräksien vetojännityksiin ja yläpinnan betonin puristusjännityksiin, jonka vuoksi niitä ei huomioida jännitystarkasteluissa. Tuella kutistuman vaikutukset kasvattavat rakenteen alapinnan puristusjännitystä ja pintalaatan vetoteräksissä vaikuttavaa vetojännitystä, jonka vuoksi ne tulee huomioida vahvennetun rakenteen jännitystarkasteluissa.

Esimerkkikohteenä toiminut kolmeaukkoinen jatkuva laattasilta saatiin vahvennettua Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisen kuormitusluokan II kuormituksille. Laatan oletettiin laskennoissa olevan lähes ortotrooppinen, jolloin laatta kantaa kuormia pääasiassa rakenteen pääsuuntaan. Kestävyuden kannalta määräävimmäksi osoittautui vahvennetun poikkileikkauksen vanhan betonin puristusjännitys välituella, jonka käyttöasteeksi tuli 97 prosenttia.

Vahventamisen yhteydessä sillan rakennekorkeus kasvoi 100 mm paksulla pintalaatalla kauttaaltaan 80 mm. Pintalaatan raudoitukseksi tuilla asetettiin pääsuunnassa T25k150 ja poikkisuunnassa T16k150. Kentissä pintalaatan raudoitukseksi pääsuunnassa asetettiin T16k150. Kenttien poikkisuunnan raudoitusta ei laskennoissa ollut tarpeen määrittää, mutta se voisi olla esimerkiksi T16k200.

Pintalaatan ja vanhan rakenteen väliseen leikkausliitokseen asennetaan tartuntaraudoitus T10k400/k400 koko kannen alalle.

## **6.2 Liimausvahventaminen**

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversiossa (12/2021) esitetystä liimausvahventamisen ohjeesta valmistui tämän diplomityön aikana ainoastaan liimausvahventamisen murtorajatilan mitoitus. Murtorajatilan mitoituksessa keskeneräiseksi jäi ohjeistus leikkausvahvikkeiden tarpeesta, sillä luonnosversion mukaisesti leikkausvahvikkeet jouduttaisiin asentamaan jatkossa todennäköisesti jokaiseen vahvennettavaan palkkisiltaan. Tämän ei kuitenkaan uskota pitävän



paikkaansa, sillä palkkisilloja on liimausvahvennettu ilman leikkausvahvikkeita jo vuosikymmeniä ja ongelmia leikkausvoimista aiheutuvan vahvikkeen tartuntamurrosta ei ole tullut ainakaan yleiseen tietoon. Edellä mainituiden syiden vuoksi diplomityössä tutkittiin uuden vahventamisohjeen ohjetyön tueksi yksinkertaistetun liimausvahventamisen mitoitustmenetelmän soveltuvuutta teräsbetonisen palkkisillan taivutuskapasiteetin kasvattamiseen. Laskennasta jätettiin ohjeen keskeneräisyyden vuoksi pois tarkastelu leikkausvahvikkeiden tarpeesta, kun vahvikkeen tartuntamurto tapahtuu halkeamista leikkausvoimien vaikutuksista.

Tehdyissä laskelmissa heräsi ajatus siitä, että rajoittaako uuden vahventamisohjeen luonnosversion mukainen yksinkertaistettu laskentamenetelmä liikaakin vahvikkeen sallittuja venymiä ja jännityksiä. Esimerkkitapauksessa yksinkertaistetun menetelmän mukaisella laskennalla saavutettiin palkkisillan pääkannatinpalkkeihin vain noin 10 prosentin taivutuskapasiteetin nousu tilanteessa, jossa palkin alapinta on täynnä hiilikuitunauhaa. Vertailuissa tällä hetkellä käytettäviin mitoitustmenetelmiin havaittiin, että mikäli yksinkertaistettu menetelmä ei rajoittaisi vahvikkeen venymiä niin suuresti, olisi vahvennetun palkin taivutuskapasiteetin nousu lähes 50 prosenttia ja rajoittava tekijä betoniteräksen venymä. Tässä vaiheessa minulla ei kuitenkaan ole tietoa, päästäänkö tarkemmalla liimausvahventamisen mitoitustmenetelmällä yhtä hyvään kapasiteetin nousuun, kuin tekemissäni vertailulaskelmissa, sillä tämän työn puitteissa tarkemman menetelmän mukaisia laskelmia ei lähdetty tekemään.

Yksinkertaistetun menetelmän käyttöä luonnosversion mukaisena virallisessa ohjeessa tulee siis vielä harkita. Mikäli liimausvahventamisesta saatava hyöty vähenee uuden vahventamisohjeen myötä näinkin pieneksi, vaikuttaa se hyvin todennäköisesti siihen, että liimausvahventamista ei enää käytetä vahventamismenetelmänä.

Osana tätä työtä kommentoitiin ja kyseenalaistettiin vahventamisohjeen luonnosversion toimivuutta, sekä ehdotettiin ohjeeseen tehtäviä lisäyksiä/täydennyksiä, jotta ohje olisi helpommin ymmärrettävissä. Työn tekemisen aikana käytiin myös lyhyt Teams-kokous, jossa keskusteltiin vahventamisohjeen selvennystä vaativista kohdista, joita ilman laskentaa ei osattu tehdä. Kokouksen myötä vahventamisohjeen epäselviä kohtia tullaan täydentämään, jotta tulevaisuudessa epäselvyyksiä ei syntyisi.

Liimausvahventamisen ohjetekstin luonnosversio on siis vielä keskeneräinen, eikä näin ollen toimi riittävänä ohjeistuksena todellisen sillan vahvennoksen mitoituksessa.

Tekemäni vahventamisohjeen luonnosversion mukaiset laskelmat eivät myöskään sovellu sellaisenaan esimerkkilaskelmiksi liimausvahventamisen mitoitukseen.

Esimerkkikohteena toimineen yksiaukkoisen palkkisillan pääkannatinpalkit saatiin vahvennettua Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen luonnosversion (12/2021) mukaisen kuormitusluokan II kuormituksille. Palkkien alapintaan tuli neljä kappaletta 1.4 millimetriä paksuja ja 100 millimetriä leveitä hiilikuitunauhoja, jolloin yksinkertaistetulla mitoitusmenetelmällä vahvennetun rakenteen taivutuskapasiteetin käyttöasteeksi tuli 98.7 prosenttia.

## LÄHDELUETTELO

Denton S. R. ja Burgoyne C. J., 1996. The assessment of reinforced concrete slabs [verkkodokumentti]. The Structural Engineer / volume 74 / No 9/7 May. Saatavissa: <https://www.istructe.org/IStructE/media/Public/TSE-Archive/1996/27647ddd-9130-48a0-b08b-b372ef69813e.pdf>

Hanka M., Betonirakenteiden liimausvahventaminen taivutukselle, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2021. Saatavissa: <https://urn.fi/URN:NBN:fi:tuni-202102122058>

Jurvanen E., Laattasiltojen vahventaminen pintavalulla, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2017. Saatavissa: <https://urn.fi/URN:NBN:fi:ty-201708241809>

Leskelä M., 2008. BY 210 – Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry. ISBN 978-952-5075-96-0.

Nykyri P., 2014. BY 211 – Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry. ISBN 978-952-68068-2-2.

Sto Finexter Oy, StoFRP Plate V4.1 - Tekninen tietolehti 16.04.2020 [verkkodokumentti]. Saatavissa: <https://www.sto.fi/s/p/a1F2p00000PLGBTEA5/stofrp-plate> [viitattu 17.11.2021].

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 2018. RIL 179-2018 SILLAT- suunnittelu, toteutus ja ylläpito. Helsinki. ISBN 978-951-758-629-0.

Suomen standardisoimisliitto SFS, 2015. SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2. painos. Helsinki.

Tiehallinto 2007. Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet. Suunnittelu- ja toteuttamisvaiheen ohjaus [verkkodokumentti]. Helsinki 2007. Saatavissa: [https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/bet\\_liimaus.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/bet_liimaus.pdf)

Väyläviraston arkisto - tyyppiirustukset.

Saatavissa: [https://julkaisut.vayla.fi/pdf7/arkisto\\_tyyppiirustukset\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf7/arkisto_tyyppiirustukset_web.pdf)

Väylävirasto 2017. Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 [verkkodokumentti]. Helsinki: 2017. Saatavissa: [https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo\\_2017-31\\_ncci2\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-31_ncci2_web.pdf)

Väylävirasto 2017. Eurokoodin soveltamisohje Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1 [verkkodokumentti]. Helsinki: 2017. Saatavissa: [https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo\\_2017-24\\_ncci1\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-24_ncci1_web.pdf)

Väyläviraston julkaisematon ohje: Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje luonnosversio 12/2021.

Väylävirasto 2015. Siltojen kantavuuslaskentaohje [verkkodokumentti]. Helsinki 2015. Saatavissa: [https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo\\_2015-36\\_siltojen\\_kantavuuslaskentaohje\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2015-36_siltojen_kantavuuslaskentaohje_web.pdf)

## LIITTEET

Liite 1. Ajoneuvoasetuksen 2013 mukaiset kuormakaaviot.

Liite 2. Kantavuuslaskennassa käytettävät erikoiskuljetuskaaviot.

Liite 3. Erikoiskuljetuskaavioiden sijoittelut sillalla yhdessä AA-kaavion tai pintakuorman p kanssa ja valvottuna kuljetuksena.

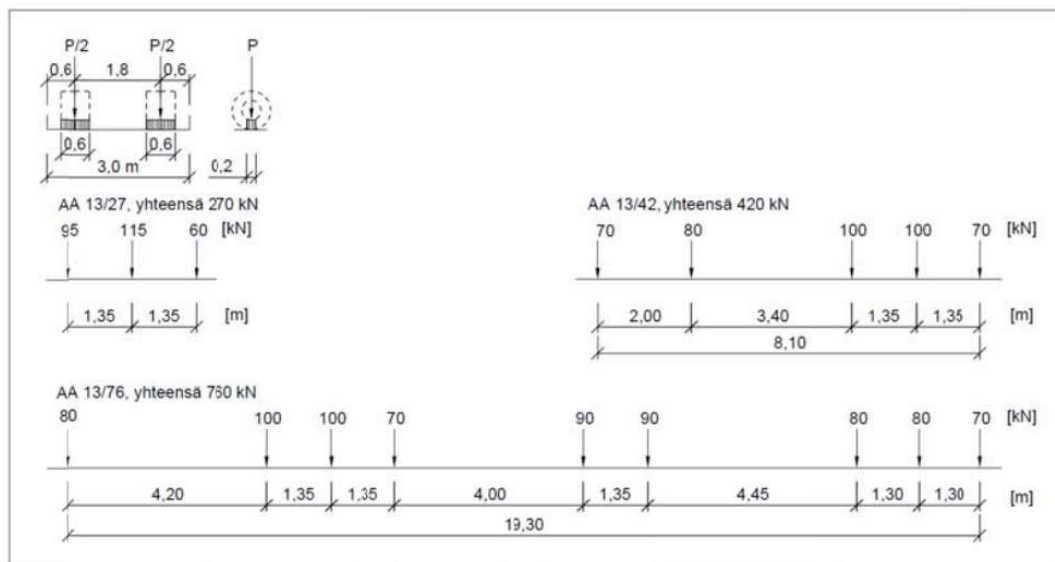
Liite 4. Poikkileikkauksen kasvattaminen laskentaesimerkki.

Liite 5. Mitoittavat voimasuureet, poikkileikkauksen kasvattaminen.

Liite 6. Liimausvahventaminen laskentaesimerkki.

Liite 7. Mitoittavat voimasuureet, liimausvahventaminen.

Liite 1. Ajoneuvoasetuksen 2013 mukaiset kuormakaaviot.



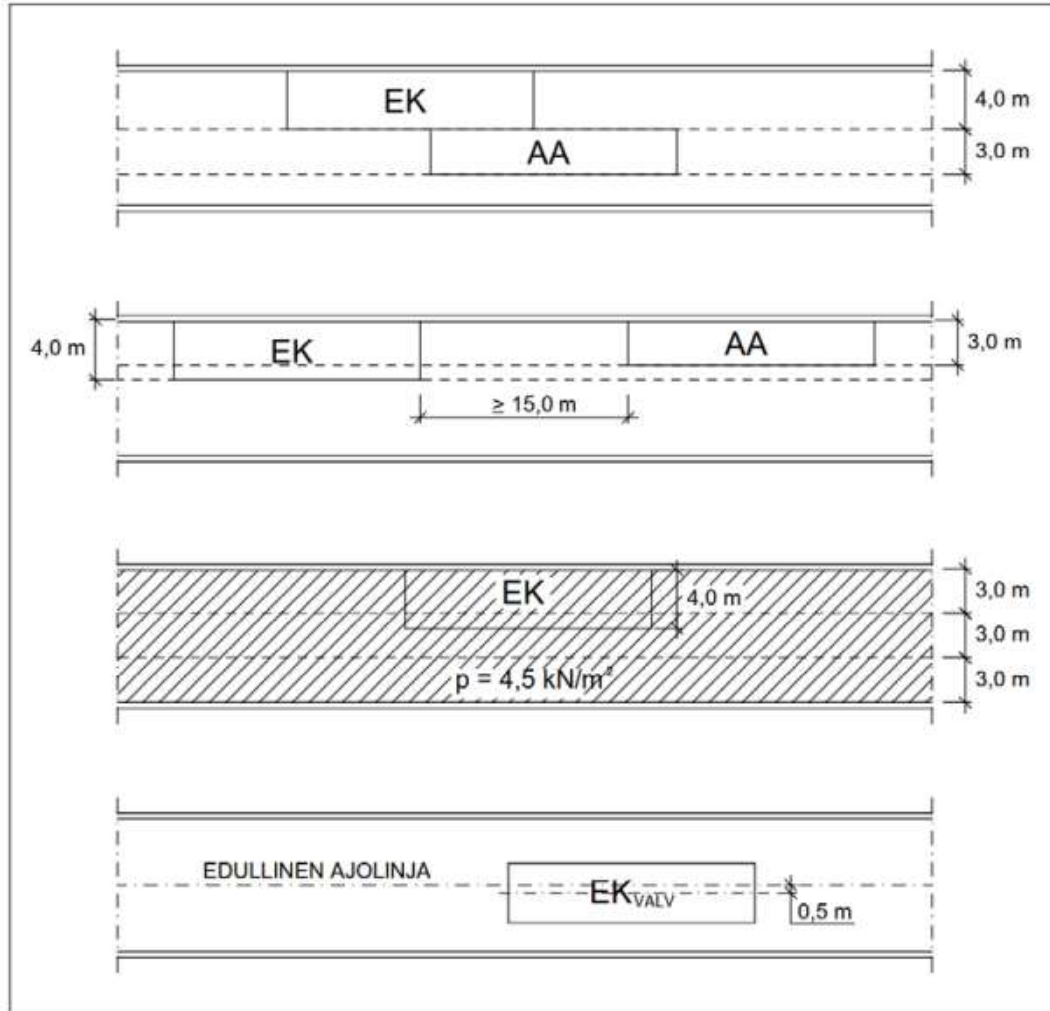
Kuva 31. Ajoneuvoasetuksen 2013 mukaiset kuormakaaviot AA13/27, AA13/42 ja AA13/76 (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s. 26)

Liite 2. Kantavuuslaskennassa käytettävät erikoiskuljetuskaaviot.

KAAVIO PITUUSSUUNNASSA		KAAVION PITUUS [m]
N <sub>1</sub>		3,5
N <sub>2</sub>		6,1
N <sub>3</sub>		8,7
N <sub>4</sub>		7,9
N <sub>5</sub>		9,6
N <sub>6</sub>		12,2
K <sub>2</sub>		15,1
K <sub>3</sub>		16,4
K <sub>4</sub>		17,7
K <sub>6</sub>		16,8
T <sub>4</sub>		21,0
T <sub>5</sub>		23,6
T <sub>7</sub>		30,0
T <sub>8</sub>		35,3
Y <sub>10</sub>		23,3
Y <sub>13</sub>		27,8
Y <sub>16</sub>		32,3
PYÖRIEN KOSKETUSPINNAT PITUUS- JA POIKKISUUNNASSA		
N <sub>1</sub> N <sub>2</sub> N <sub>3</sub> N <sub>4</sub> N <sub>5</sub> N <sub>6</sub>	K <sub>2</sub> K <sub>3</sub> K <sub>4</sub> K <sub>6</sub>	T <sub>4</sub> T <sub>5</sub> T <sub>7</sub> T <sub>8</sub> Y <sub>10</sub> Y <sub>13</sub> Y <sub>16</sub>

Kuva 32. Kantavuuslaskennassa käytettävät erikoiskuljetuskaaviot (EK) (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s. 28)

Liite 3. Erikoiskuljetuskaavioiden sijoittelut sillalla yhdessä AA-kaavion tai pintakuorman p kanssa ja valvottuna kuljetuksena.



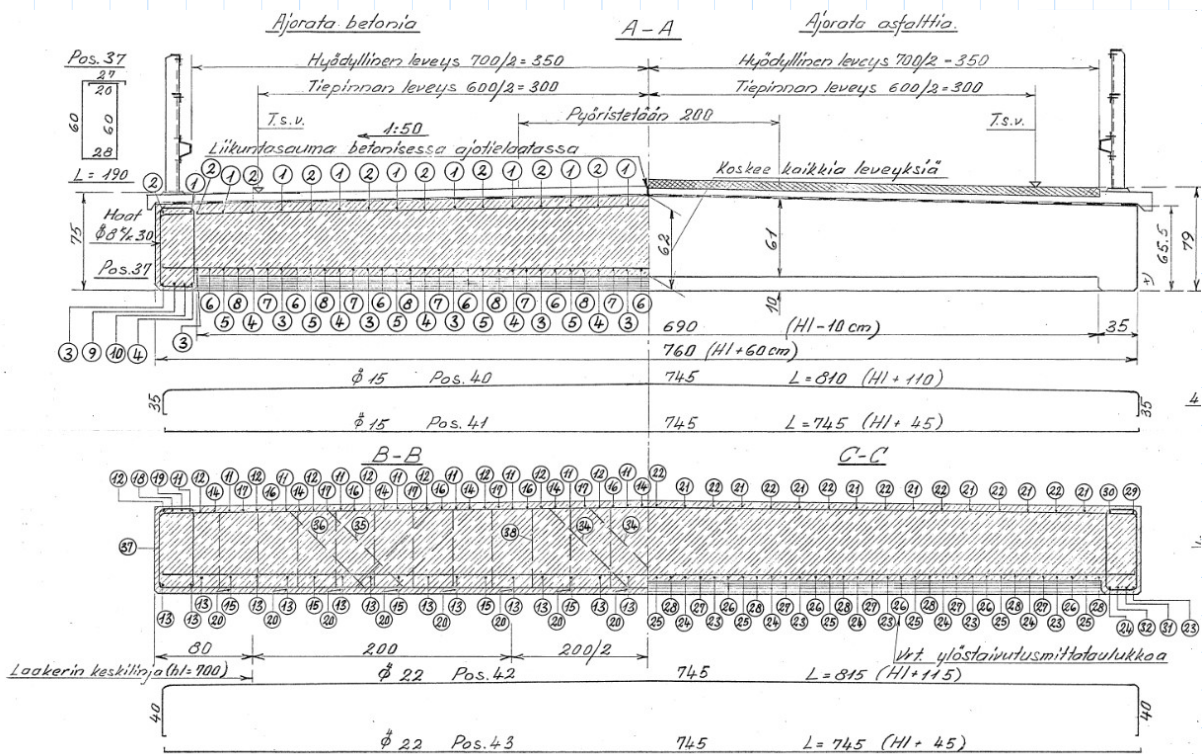
Kuva 33. Erikoiskuljetuskaavioiden sijoittelut sillalla yksittäisenä ja reitistökuljetuksena sekä valvottuna kuljetuksena (Siltojen kantavuuslaskentaohje 2015, s. 29)



**VAHVENTAMINEN POIKKILEIKKAUSTA KASVATTAMALLA**

Jm: 12+15+12

HL: 7m



Laskennoissa on oletettu, että pintarakenteet poistetaan ja laatan yläpintaa vesipiikataan niin, että vanhat teräkset eivät tule näkyviin. Keskimääräinen vesipiikkaussyvyys on 20 mm.

Vanhan rakenteen yläpintaan valetaan piikkauksen jälkeen 100 mm paksu pintalaatta, jolloin rakennekorkeus kasvaa todellisuudessa 80 mm.

**Sillalle ei ole tehty erikoistarkastusta, mutta laskennoissa on tehty osa asioista tietyn oletuksin.**

Tämän aikakauden siltojen betonilla on tyypillistä ajan saatossa kovettua huomattavasti alkuperäisestä suunnittelulujuudesta. Sen vuoksi vanhan betonin kuutiopuristuslujuus on oletettu 7 MPa alkuperäistä lujuutta paremmaksi soveltaen Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen 12/2021, taulukkoa 6.2. Näin ollen vanhan betonin lujuus on nostettu lujuudesta c25/30 lujuuteen c30/37.

## 1. VAHVENNETUN RAKENTEEN MURTOTAVAN MÄÄRITYS TUELLA

Tarkasteltavan alueen leveys:  
(laattasilta)

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen painopiste laatan  
alareunasta (ilman pintalaattaa):

$$y_0 := 345.5 \text{ mm}$$

### Materiaaliominaisuudet

Betoniteräkset:

Osavarmuusluku:

$$\gamma_s := 1.1$$

NCCI 2, pienennetty osavarmuusluku.  
(Kantavuuslaskentaohjeessa 1.15)

Myötölujuus, vanha:

$$f_{yk.1} := 400 \text{ MPa}$$

$$f_{yd.1} := \frac{f_{yk.1}}{\gamma_s} = 363.636 \text{ MPa}$$

Myötölujuus, uusi:

$$f_{yk.2} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd.2} := \frac{f_{yk.2}}{\gamma_s} = 454.545 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin:

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

Betoni:

Osavarmuusluku:

$$\gamma_c := 1.35$$

NCCI 2, pienennetty osavarmuusluku.  
(Kantavuuslaskentaohjeessa sama)

Pitkäaikaisvaikutuskerroin:

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

Vanhan betonin puristuslujuus:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18.889 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin:

(ilman viruman vaikutuksia)

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 32.837 \text{ GPa}$$

### Rakenne:

Vanhat teräkset:

Halkaisija:

$$\phi_{s1} := 22 \text{ mm}$$

Jako:

$$k_1 := 110 \text{ mm}$$

Raudoitusalaa:

$$A_{s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_1} = 3455.752 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:

$$d_1 := 650 \text{ mm}$$

Uudet teräkset:

Halkaisija:

$$\phi_{s2} := 25 \text{ mm}$$

Jako:

$$k_2 := 150 \text{ mm}$$

Raudoitusalaa:

$$A_{s2} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s2}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_2} = 3272.492 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:

$$d_2 := 728.5 \text{ mm}$$

Vahventamisen aikaiset kuormitukset:

Vanhalle rakenteelle tuleva momentti  
vahventamisen aikana:  
(op+pintalaatta, oletetaan kutistuman vapautuvan)

$$M_{sls.1} := 346 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jäyhyysmomentti:  
(vanha rakenne)

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot \left( \frac{d_1}{0.9} \right)^3 = (3.139 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Vanhojen betoniterästen jännitys omasta  
painosta:

$$\sigma_{sls.1} := \frac{M_{sls.1}}{I_1} \cdot (d_1 - y_0) \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} = 20.441 \text{ MPa}$$

Vanhojen betoniterästen venymä omasta  
painosta:

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\sigma_{sls.1}}{E_s} = 0.0001$$

Puristetun betonipinnan korkeus, kun  
teräkset saavuttavat myötölujuutensa:  
(tehollinen korkeus)

$$y_{tot} := \frac{A_{s1} \cdot f_{yd.1} + A_{s2} \cdot f_{yd.2}}{b \cdot f_{cd}} = 145.278 \text{ mm}$$

Puristetun betonipinnan todellinen korkeus:  
( $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ )

$$x_{tot} := \frac{y_{tot}}{0.8} = 181.597 \text{ mm}$$

Betonin puristusmurtuma:  
( $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ )

$$\varepsilon_{cu.2} := 0.0035$$

Vanhojen terästen venymä betonin  
murtohetkellä:

$$\varepsilon_{s1.lop} := \varepsilon_{cu.2} \cdot \left( \frac{d_1}{x_{tot}} - 1 \right) = 0.009$$

Uusien terästen venymä betonin murtohetkellä :  
(huomioitu kuormitushistoria termillä  $\varepsilon_{s1}$ )

$$\varepsilon_{s2.lop} := \varepsilon_{cu.2} \cdot \left( \frac{d_2}{x_{tot}} - 1 \right) - \varepsilon_{s1} = 0.01$$

Vanhojen terästen myötövenymä:

$$\varepsilon_{yd.1} := \frac{f_{yd.1}}{E_s} = 0.002$$

Uusien terästen myötövenymä:

$$\varepsilon_{yd.2} := \frac{f_{yd.2}}{E_s} = 0.002$$

Sitkeyshedot:

$$\varepsilon_{s1.lop} \geq \varepsilon_{yd.1} = 1$$

$$\varepsilon_{s2.lop} \geq \varepsilon_{yd.2} = 1$$

**Molempien terästen venymä ylittää myötövenymän ennen betonin puristumurtoa, joten poikkileikkauksen murtotapa on sitkeä.**

## 2. VAHVENNETUN POIKKILEIKKAUKSEN TAIVUTUSKESTÄVYYS KENTÄSSÄ

Mitoituksessa on oletettu, että vanhan rakenteen ja pintalaatan liittovaikutus on täydellinen.  
(Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje 12/2021, s.77 kuva 2)

### Betonin ominaisuudet:

Vanhan rakenteen keskimääräinen korkeus kentässä:

$$h_f := \frac{620 \text{ mm} + \left(555 \text{ mm} + \frac{350 \text{ mm}}{50}\right)}{2} - 20 \text{ mm}$$

$$h_f = 571 \text{ mm}$$

Pintalaatan korkeus:

$$h_2 := 100 \text{ mm}$$

Vanhan betonin puristuslujuus: C30/37

$$f_{ck,1} := 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck,1}}{\gamma_c} = 18.889 \text{ MPa}$$

Uuden betonin puristuslujuus: C35/45

$$f_{ck,2} := 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,2} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck,2}}{\gamma_c} = 22.037 \text{ MPa}$$

Betonipeite:

$$c_{nom} := 30 \text{ mm}$$

### Betoniterästen ominaisuudet kentässä:

Vanhat teräset laatan alapinnassa:

Halkaisija:

$$\phi_{s,f} := 22 \text{ mm}$$

Jako:

$$k_f := 110 \text{ mm}$$

Raudoitusalaa:

$$A_{s,f} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{s,f}}{2}\right)^2 \cdot \frac{b}{k_f} = 3455.752 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:

$$d_f := h_f + h_2 - c_{nom} - \frac{\phi_{s,f}}{2} = 630 \text{ mm}$$

### Taivutusmitoitus:

Terästen vetovoima maksimissa: (plastinen vetoresultantti)

$$T_{s,f} := A_{s,f} \cdot f_{yd,1} = 1256.637 \text{ kN}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus:

$$y_f := \frac{T_{s,f}}{b \cdot f_{cd,2}} = 57.024 \text{ mm}$$

**Koska puristettu alue sijoittuu pelkästään pintalaatan alueelle, ei uuden ja vanhan betonin välistä lujuuseroa tarvitse huomioida laskennassa.**

Momenttivarsi:

$$z_f := d_f - \frac{y_f}{2} = 601.488 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:

$$M_{f,Rd} := T_{s,f} \cdot z_f = 755.852 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajatilan kuormitus: (G\_AA42\_T7\_MRT)

$$M_{uls,f} := 645 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste:

$$n_{taiv,f} := \frac{M_{uls,f}}{M_{f,Rd}} = 85.3\%$$

### 3. VAHVENNETUN REUNAVAHVIKKEEN TAIVUTUSKESTÄVYYS KENTÄSSÄ

#### Betonin ominaisuudet:

Reunavahvikkeen korkeus:  $h_{rvahv} := 655 \text{ mm} - 20 \text{ mm} = 635 \text{ mm}$

Pintalaatan korkeus:  $h_2 = 100 \text{ mm}$

Reunavahvikkeen leveys:  $b_{rvahv} := 350 \text{ mm}$

Reunavahvikkeen betonipeite:  $c_{nom,rvahv} := 27.5 \text{ mm}$

#### Betoniterästen ominaisuudet kentässä:

##### Vanhat teräkset:

Vahvikkeen haka:  $\phi_{sw,rvahv} := 8 \text{ mm}$

Halkaisija, pääteräs:  $\phi_{s,f,rvahv} := 22 \text{ mm}$

Lukumäärä:  $lkm_{f,rvahv} := 4$

Raudoitusala:  $A_{s,f,rvahv} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s,f,rvahv}}{2} \right)^2 \cdot lkm_{f,rvahv} = 1520.531 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus:  $d_{f,rvahv} := h_{rvahv} + h_2 - c_{nom,rvahv} - \phi_{sw,rvahv} - \frac{\phi_{s,f,rvahv}}{2} = 688.5 \text{ mm}$

#### Taivutusmitoitus:

Terästen vetovoima maksimissa:  
(plastinen vetoresultantti)  $T_{s,f} := A_{s,f,rvahv} \cdot f_{yd,1} = 552.92 \text{ kN}$

Betonin puristuspuunnan korkeus  
murtorajatilassa:  $y_f := \frac{T_{s,f}}{b_{rvahv} \cdot f_{cd,2}} = 71.687 \text{ mm}$

**Koska puristettu alue sijoittuu pelkästään pintalaatan alueelle, ei uuden ja vanhan betonin välistä lujuuseroa tarvitse huomioida laskennassa.**

Momenttivarsi:  $z_f := d_{f,rvahv} - \frac{y_f}{2} = 652.656 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:  $M_{f,Rd} := T_{s,f} \cdot z_f = 360.867 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Murtorajatilan kuormitus:  
(G\_AA42\_T7\_MRT)  $M_{uls,f} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 840 \text{ kN} \cdot \text{m} = 294 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Käyttöaste:  $n_{taiv,f,rvahv} := \frac{M_{uls,f}}{M_{f,Rd}} = 81.5\%$

#### 4. VAHVENNETUN POIKKILEIKKAUKSEN TAIVUTUSKESTÄVYYS TUELLA

##### Betonin ominaisuudet:

Vanhan rakenteen keskimääräinen korkeus tuella:

$$h_s := \frac{720 \text{ mm} + \left(655 \text{ mm} + \frac{350}{50} \text{ mm}\right)}{2} - 20 \text{ mm} = 671 \text{ mm}$$

Pintalaatan korkeus:

$$h_2 = 100 \text{ mm}$$

Vanhan betonin puristuslujuus:

$$f_{ck,1} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,1} = 18.889 \text{ MPa}$$

Uuden betonin puristuslujuus:

$$f_{ck,2} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,2} = 22.037 \text{ MPa}$$

##### Betoniterästen ominaisuudet tuella:

Vanhat teräskset:

Halkaisija:

$$\phi_{s,s1} := 22 \text{ mm}$$

Jako:

$$k_{s1} := 110 \text{ mm}$$

Raudoitusala:

$$A_{s,s1} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{s,s1}}{2}\right)^2 \cdot \frac{b}{k_{s1}} = 3455.752 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:

$$d_{s1} := h_s - c_{nom} - \frac{\phi_{s,s1}}{2} = 630 \text{ mm}$$

Uudet teräskset:

Halkaisija:

$$\phi_{s,s2} := 25 \text{ mm}$$

Jako:

$$k_{s2} := 150 \text{ mm}$$

Raudoitusala:

$$A_{s,s2} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{s,s2}}{2}\right)^2 \cdot \frac{b}{k_{s2}} = 3272.492 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:

$$d_{s2} := h_s + h_2 - c_{nom} - \frac{\phi_{s,s2}}{2} = 728.5 \text{ mm}$$

##### Taivutusmitoitus:

Vanhojen terästen vetovoima maksimissaan:  
(plastinen vetoresultantti)

$$T_{s,s1} := A_{s,s1} \cdot f_{yd,1} = 1256.637 \text{ kN}$$

Uusien terästen vetovoima maksimissaan:  
(plastinen vetoresultantti)

$$T_{s,s2} := A_{s,s2} \cdot f_{yd,2} = 1487.497 \text{ kN}$$

Tukialueen terästen vetovoima maksimissaan:  
(plastinen vetoresultantti)

$$T_{s,s} := A_{s,s1} \cdot f_{yd,1} + A_{s,s2} \cdot f_{yd,2} = 2744.134 \text{ kN}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus:

$$y_s := \frac{T_{s,s}}{b \cdot f_{cd,1}} = 145.278 \text{ mm}$$

Vanhojen terästen momenttivarsi:

$$z_{s,1} := d_{s1} - \frac{y_s}{2} = 557.361 \text{ mm}$$

Uusien terästen momenttivarsi:

$$z_{s,2} := d_{s2} - \frac{y_s}{2} = 655.861 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:

$$M_{s,Rd} := T_{s,s1} \cdot z_{s,1} + T_{s,s2} \cdot z_{s,2} = 1675.992 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajatilan kuormitus:  
(G\_p\_T4\_MRT)

$$M_{uls,s} := 1067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste:

$$n_{taiv,s} := \frac{M_{uls,s}}{M_{s,Rd}} = 63.7\%$$

## 5. VAHVENNETUN REUNAVAHVIKKEEN TAIVUTUSKESTÄVYYS TUELLA

### Betoniterästen ominaisuudet tuella:

Vanhat teräkset:

Halkaisija:

$$\phi_{s.s.rvahv} := 22 \text{ mm}$$

Lukumäärä:

$$lkm_{s.rvahv} := 4$$

Raudoitusala:

$$A_{s.s.rvahv} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.s.rvahv}}{2} \right)^2 \cdot lkm_{s.rvahv} = 1520.531 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:

$$d_{s.rvahv} := h_{rvahv} - c_{nom.rvahv} - \phi_{sw.rvahv} - \frac{\phi_{s.s.rvahv}}{2} = 588.5 \text{ mm}$$

Uudet teräkset:

Halkaisija:

$$\phi_{s.s.2} = 25 \text{ mm}$$

Jako:

$$lkm_{s.2.rvahv} := 2$$

Raudoitusala:

$$A_{s.s.2.rvahv} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.s.2}}{2} \right)^2 \cdot lkm_{s.2.rvahv} = 981.748 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:

$$d_{s.2.rvahv} := h_{rvahv} + h_2 - c_{nom} - \frac{\phi_{s.s.2}}{2} = 692.5 \text{ mm}$$

### Taivutusmitoitus:

Vanhon terästen vetovoima maksimissaan:  
(plastinen vetoresultantti)

$$T_{s.s.1} := A_{s.s.rvahv} \cdot f_{yd.1} = 552.92 \text{ kN}$$

Uusien terästen vetovoima maksimissaan:  
(plastinen vetoresultantti)

$$T_{s.s.2} := A_{s.s.2.rvahv} \cdot f_{yd.2} = 446.249 \text{ kN}$$

Tukialueen terästen vetovoima maksimissaan:  
(plastinen vetoresultantti)

$$T_{s.s} := A_{s.s.rvahv} \cdot f_{yd.1} + A_{s.s.2.rvahv} \cdot f_{yd.2} = 999.169 \text{ kN}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus:

$$y_s := \frac{T_{s.s}}{b_{rvahv} \cdot f_{cd.1}} = 151.135 \text{ mm}$$

Vanhon terästen momenttivarsi:

$$z_{s.1} := d_{s.rvahv} - \frac{y_s}{2} = 512.933 \text{ mm}$$

Uusien terästen momenttivarsi:

$$z_{s.2} := d_{s.2.rvahv} - \frac{y_s}{2} = 616.933 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:

$$M_{s.Rd} := T_{s.s.1} \cdot z_{s.1} + T_{s.s.2} \cdot z_{s.2} = 558.916 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajatilan kuormitus:  
( $G_p$   $T_4$   $MRT$ )

$$M_{uls.s} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 889 \text{ kN} \cdot \text{m} = 311.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste:

$$n_{taiv.s.rvahv} := \frac{M_{uls.s}}{M_{s.Rd}} = 55.7\%$$

## 6. VÄLITUEN VAHVENNETUN RAKENTEEN LEIKKAUSMITOITUS

### Vanhan laatan raudoitukset välituella:

Vanhat pääteräkset:

Halkaisija:  $\phi_{s.s1} = 22 \text{ mm}$

Jako:  $k_{s1} = 110 \text{ mm}$

Raudoitusala:  $A_{s.s1} = 3455.752 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus:  $d_{s1} = 630 \text{ mm}$

Vanhat jakoteräkset:

Halkaisija:  $\phi_{s.s1,jt} := 22 \text{ mm}$

Jako:  $k_{s1,jt} := 250 \text{ mm}$  (varmalla puolella)

Raudoitusala:  $A_{s.s1,jt} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.s1,jt}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_{s1,jt}} = 1520.531 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus:  $d_{s1,jt} := h_s - c_{nom} - \phi_{s.s1} - \frac{\phi_{s.s1,jt}}{2} = 608 \text{ mm}$

### Pintalaatan raudoitukset välituella:

Uudet pääteräkset:

Halkaisija:  $\phi_{s.s2} = 25 \text{ mm}$

Jako:  $k_{s2} = 150 \text{ mm}$

Raudoitusala:  $A_{s.s2} = 3272.492 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus:  $d_{s2} = 728.5 \text{ mm}$

Uudet jakoteräkset:

Halkaisija:  $\phi_{s.s2,jt} := 16 \text{ mm}$

Jako:  $k_{s2,jt} := 150 \text{ mm}$

Raudoitusala:  $A_{s.s2,jt} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.s2,jt}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_{s2,jt}} = 1340.413 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus:  $d_{s2,jt} := h_s + h_2 - c_{nom} - \phi_{s.s2} - \frac{\phi_{s.s2,jt}}{2} = 708 \text{ mm}$

### Kuormat:

Mitoittava leikkausvoima välituella:  
( $G_p\_Y10\_MRT$ )

$V_{uls.s} := 453 \text{ kN}$  (Toisella välituella. Ensimmäisellä välituella hieman pienempi.)



Betonin materiaaliominaisuudet:

Vanha betoni:

$$\text{Puristuslujuus: } f_{ck,1} = 30 \text{ MPa} \quad f_{cd,1} = 18.889 \text{ MPa}$$

$$\text{Betonin keskimääräinen lieriölujuus: } f_{cm,1} := f_{ck,1} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$\text{Vetolujuus: } f_{ctm,1} := 0.3 \cdot \left( \frac{f_{ck,1}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.896 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0.05,1} := 0.7 \cdot f_{ctm,1} = 2.028 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ct} := 1$$

$$f_{ctd,1} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05,1}}{\gamma_c} = 1.502 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin:

$$E_{cm,1} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck,1} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 32.837 \text{ GPa}$$

Uusi betoni:

$$\text{Puristuslujuus: } f_{ck,2} = 35 \text{ MPa} \quad f_{cd,2} = 22.037 \text{ MPa}$$

$$\text{Betonin keskimääräinen lieriölujuus: } f_{cm,2} := f_{ck,2} + 8 \text{ MPa} = 43 \text{ MPa}$$

$$\text{Vetolujuus: } f_{ctm,2} := 0.3 \cdot \left( \frac{f_{ck,2}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0.05,2} := 0.7 \cdot f_{ctm,2} = 2.247 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ct} := 1$$

$$f_{ctd,2} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05,2}}{\gamma_c} = 1.664 \text{ MPa}$$

Painotettu vetolujuus:

$$f_{ctd} := \frac{h_s \cdot f_{ctd,1} + h_2 \cdot f_{ctd,2}}{h_s + h_2} = 1.523 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin:

$$E_{cm,2} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck,2} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 34.077 \text{ GPa}$$

Leikkausmitoitus:

Vahvennetun rakenteen painotettu  
tehollinen korkeus:  
(pääterästen suunta)

$$d_{eq,s} := \frac{A_{s,s1} \cdot d_{s1} + A_{s,s2} \cdot d_{s2}}{A_{s,s1} + A_{s,s2}} = 677.909 \text{ mm}$$

Geometrinen raudoitussuhde yhteensä:

$$\rho := \min \left( \frac{A_{s,s1} + A_{s,s2}}{b \cdot d_{eq,s}}, 0.02 \right) = 0.01$$

Aputermi:

$$k := \max \left( \frac{1.6 \cdot m - d_{eq,s}}{m}, 0.8 \right) = 0.922$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkuskestävyys:

$$V_{c0} := 0.3 \cdot k \cdot (1 + 50 \rho) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_{eq,s} = 427.325 \text{ kN}$$

Käyttöaste leikkaukselle leikkausraudoittamattomana:

$$n_{leik.c} := \frac{V_{uls,s}}{V_{c0}} = 106\%$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kestävyden kasvattaminen perustuu tehollisen korkeuden ja vedetyn pinnan raudoituksen kasvuun.

Havaitaan, että rakenteen leikkuskestävyys leikkausraudoittamattomana ei ole riittävä mitoittavaa leikkausvoimaa vastaan.

Leikkausraudoituksen huomiointi:

Leikkausraudoitus (2-leikkeinen):

$$\phi_{sw} := 8 \text{ mm}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{sw}}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2$$

Hakajako:

$$s := 300 \text{ mm}$$

Haat yhteensä:

$$A_{sv} := A_{sw} \cdot \frac{b}{s} = 335.103 \text{ mm}^2$$

Hakaraudoituksen lujuus:

$$f_{wk} := 400 \text{ MPa} \quad f_{wd} := \frac{f_{wk}}{\gamma_s} = 363.636 \text{ MPa}$$

Leikkausraudoituksen kulma:

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

Leikkausraudoituksen kestävyys:

$$V_{Rd,s} := 0.9 \cdot \frac{A_{sv}}{m} \cdot f_{wd} \cdot d_{s1} \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 69.092 \text{ kN}$$

Laakereiden lisäraudoitus:  
(2 ylöstaivutettua tankoa)

$$\phi_{s,laakeri} := 22 \text{ mm}$$

$$l_{km,s,laakeri} := 2$$

$$A_{s,laakeri} := l_{km,s,laakeri} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s,laakeri}}{2} \right)^2 = 760.265 \text{ mm}^2$$

Lisäraudoituksen kulma:

$$\alpha_2 := 45 \text{ deg}$$

Lisäraudoituksen kestävyys:  
RakMK B4 2005 (kaava 2.29)

$$V_{Rd,s,laakeri} := A_{s,laakeri} \cdot f_{yd,1} \cdot \sin(\alpha_2) = 195.487 \text{ kN}$$

Yhdistetty leikkausraudoituksen kestävyys:

$$V_{Rd,s,kok} := V_{Rd,s} + V_{Rd,s,laakeri} = 264.579 \text{ kN}$$

Betonin leikkuskestävyys:

$$V_{Rd,c} := 0.5 \cdot b \cdot d_{eq,s} \cdot f_{ctd} = 516.212 \text{ kN}$$

Leikkuskestävyys leikkausraudoitetulle rakenteelle:

$$V_u := V_{Rd,s,kok} + 0.8 \cdot V_{Rd,c} = 677.549 \text{ kN}$$

Rakenteen leikkuskestävyyden yläraja:

$$V_{u,max} := 0.25 \cdot b \cdot d_{eq,s} \cdot f_{cd,1} = 3201.235 \text{ kN}$$

$$V_u \leq V_{u,max} = 1$$

Käyttöaste leikkaukselle 1.välituella:

$$n_{leik.s} := \frac{V_{uls.s}}{V_u} = 66.9\%$$

(Käytetty 2.välituen rasiuksia, jotka hieman suuremmat kuin 1.välituen.)

Leikkausraudoitetun rakenteen kestävyyttä voidaan kasvattaa rakennekorkeutta kasvattamalla tai hyödyntämällä osaa tartuntateräksistä leikkausraudoituksena. Mikäli tartuntateräksiä hyödynnetään, niin leikkausraudoituksen kestävyys lasketaan vahventamisohjeen kohdan **12.3.2 Leikkausmitoitus** mukaisesti.

x) Lyijylevylaakeri: 100 x 10 (H1+500) mm. Tällöin jäädvät pos: 1.34-36 pois. Tapit  $\Phi 25 \frac{1}{4}$  90cm tai pör. n<sup>o</sup> mukaan

**Huom! Ole tarkka mistä kohtaa leikkauskestävyys tarkastetaan. Tässä tapauksessa välituilla eri laakerit ja eri raudoitus.**

**Alla laskettu toisen välituen leikkauskestävyys, missä ei ole lisäraudoitusta.**

**Toisella välituella on 150 x 10 x 6400 mm lyijylevylaakeri.**

**Otetaan mitoittava leikkausvoima etäisyyden d päästä laakerin reunasta ja tarkstellaan kestävyys.**

Leikkauskestävyys leikkausraudoitetulle rakenteelle:

$$V_u := V_{Rd.s} + 0.8 \cdot V_{Rd.c} = 482.062 \text{ kN}$$

$$V_u \leq V_{u.max} = 1$$

Käyttöaste leikkaukselle 2.välituella:

$$n_{leik.s.2} := \frac{V_{uls.s}}{V_u} = 94\%$$

Tarkistetaan lisäksi, kestääkö d:n päässä tuen reunasta olevan leikkausraudoituksen kapasiteetti mitoittavat rasitukset.

Rakennekorkeus madaltuu viisteen vuoksi etäisyyden d päässä tuen reunasta:

$$h_d := 50 \text{ mm}$$

Painotettu vetolujuus d:n päässä:

$$f_{ctd,d} := \frac{(h_s - h_d) \cdot f_{ctd,1} + h_2 \cdot f_{ctd,2}}{(h_s - h_d) + h_2} = 1.524 \text{ MPa}$$

Vahvennetun rakenteen painotettu tehollinen korkeus d:n päässä: (pääterästen suunta)

$$d_{eq,s,d} := \frac{A_{s,s1} \cdot (d_{s1} - h_d) + A_{s,s2} \cdot (d_{s2} - h_d)}{A_{s,s1} + A_{s,s2}}$$

Betonin leikkauskestävyys d:n päässä:

$$V_{Rd,c,d} := 0.5 \cdot b \cdot d_{eq,s,d} \cdot f_{ctd,d} = 478.597 \text{ kN}$$

Leikkausraudoitus d:n päässä: (ylöstaivutetut teräkset)

$$\phi_{s,d} := 22 \text{ mm}$$

Jako:

$$k_d := 660 \text{ mm}$$

$$A_{s,d} := \left( \frac{b}{k_d} \right) \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s,d}}{2} \right)^2 = 575.959 \text{ mm}^2$$

Ylöstaivutettujen terästen kulma:

$$\alpha_d := 45 \text{ deg}$$

Leikkausraudoituksen kestävyys d:n päässä: RakMK B4 2005 (kaava 2.29)

$$V_{Rd,s,d} := A_{s,d} \cdot f_{yd,1} \cdot \sin(\alpha_d) = 148.096 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyys leikkausraudoitetulle rakenteelle etäisyyden d päässä tuen reunasta:

$$V_{u,d} := V_{Rd,s,d} + 0.8 \cdot V_{Rd,c,d} = 530.974 \text{ kN}$$

$$V_{u,d} \leq V_{u,max} = 1$$

Käyttöaste leikkaukselle etäisyyden d päässä tuen reunasta:

$$n_{leik,s,d} := \frac{V_{uls}}{V_{u,d}} = 85.3\%$$

## 7. VAHVENNETUN POIKKILEIKKAUKSEN LÄVISTYSKESTÄVYYS

Tarkistetaan lävistyskestävyys välituen rasitetuimmalla laakerilla.

### Laakerit:

Laakerin poikkileikkausmitat:

$$b_l := 350 \text{ mm}$$

$$h_l := 200 \text{ mm}$$

Lävistysvoiman epäkeskeisyys  
leikkautuvan alueen painopisteestä:

$$e := 0 \text{ mm}$$

### Kuormat:

Mitoittava lävistysvoima välituella:  
( $G_p_{Y10\_MRT}$ )

$$R_{uls.s} := 1733 \text{ kN}$$

Vahvennetun rakenteen painotettu  
tehollinen korkeus:  
(jakoterästen suunta)

$$d_{eq.s,jt} := \frac{A_{s.s1,jt} \cdot d_{s1,jt} + A_{s.s2,jt} \cdot d_{s2,jt}}{A_{s.s1,jt} + A_{s.s2,jt}} = 654.852 \text{ mm}$$

### Lävistysmitoitus:

Raudoitussuhteet rakenteen eri suunnissa:

$$\rho_x := \sqrt{\frac{A_{s.s1} + A_{s.s2}}{b \cdot d_{eq.s}}} = 0.1$$

$$\rho_y := \sqrt{\frac{A_{s.s1,jt} + A_{s.s2,jt}}{b \cdot d_{eq.s,jt}}} = 0.066$$

Geometrinen raudoitussuhde yhteensä:

$$\rho := \min(\rho_x \cdot \rho_y, 0.008) = 0.007$$

Aputermi:

$$k := \max\left(\frac{1.6 \cdot m - d_{eq.s}}{m}, 1\right) = 1$$

Tuen reunasta etäisyydellä 0,5d olevan  
alueen pinta-ala:  
(laakerin muoto suorakaide)

$$A_u := (b_l + d_{eq.s}) \cdot (h_l + d_{eq.s}) = 0.902 \text{ m}^2$$

Tuen reunasta etäisyydellä 0,5d  
olevan alueen piiri:  
(laakerin muoto suorakaide)

$$u := 2 \cdot (b_l + d_{eq.s} + h_l + d_{eq.s}) = 3.812 \text{ m}$$

$$\beta := \frac{0.4}{1 + \frac{1.5 \cdot e}{\sqrt{A_u}}} = 0.4$$

### Leikkausraudoittamattoman rakenteen lävistyskestävyys:

$$V_{Rd.c} := k \cdot \beta \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot u \cdot d_{eq.s} \cdot f_{ctd} = 2092.35 \text{ kN}$$

Käyttöaste lävistykselle  
leikkausraudoittamattomassa rakenteessa:

$$n_{läv.c} := \frac{R_{uls.s}}{V_{Rd.c}} = 82.8\%$$

**Tarkistetaan lävistyskestävyys välituen reunimmaisella laakerilla.**Kuormat:

Mitoittava lävistysvoima välituen  
reunimmaisella laakerilla:  
( $G_{p\_Y10\_MRT}$ )

$$R_{uls.s} := 1500 \text{ kN}$$

Lävistysmitoitus NCCI 2 mukaan:

Raudoitussuhteet rakenteen eri suunnissa:

$$\rho_x := \sqrt{\frac{A_{s.s1} + A_{s.s2}}{b \cdot d_{eq.s}}} = 0.1$$

$$\rho_y := \sqrt{\frac{A_{s.s1.jt} + A_{s.s2.jt}}{b \cdot d_{eq.s.jt}}} = 0.066$$

Geometrinen raudoitussuhde yhteensä:

$$\rho := \min(\rho_x \cdot \rho_y, 0.008) = 0.007$$

Aputermi:

$$k := \max\left(\frac{1.6 \cdot m - d_{eq.s}}{m}, 1\right) = 1$$

Tuen reunasta etäisyydellä 0,5d olevan  
alueen pinta-ala:  
(laakerin muoto suorakaide)

$$A_u := (b_l + d_{eq.s}) \cdot (h_l + d_{eq.s}) = 0.902 \text{ m}^2$$

Tuen reunasta etäisyydellä 0,5d  
olevan alueen piiri:  
(laakerin muoto suorakaide)

$$u := 2 \cdot (b_l + d_{eq.s} + h_l + d_{eq.s}) = 3.812 \text{ m}$$

Lävistykseen huomioitava alueen  
leveys laakerin keskeltä:

$$b_{l.r.sall} := \frac{b_l + d_{eq.s}}{2} = 513.954 \text{ mm}$$

Etäisyys reunimmaiselta laakerilta  
laatan reunaan:

$$b_{l,r} := 800 \text{ mm}$$

$$b_{l,r.sall} \leq b_{l,r} = 1$$

**Laatan reuna ei rajaa lävistykseen  
huomioitavaa aluetta.**

$$\beta := \frac{0.4}{1 + \frac{1.5 \cdot e}{\sqrt{A_u}}} = 0.4$$

Leikkausraudoittamattoman  
rakenteen lävistyskestävyys:

$$V_{Rd.c} := k \cdot \beta \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot u \cdot d_{eq.s} \cdot f_{ctd} = 2092.35 \text{ kN}$$

Käyttöaste lävistykselle  
leikkausraudoittamattomassa rakenteessa:

$$n_{läv.c.reuna} := \frac{R_{uls.s}}{V_{Rd.c}} = 71.7\%$$

## Tarkistetaan lävistyskestävyys päätytuen laakerilla.

Kuormat:

Mitoittava lävistysvoima päätytuella:  
( $G_{AA42\_T7\_MRT}$ )

$$R_{uls.s} := 747 \text{ kN}$$

**Päätytuen yläpinnan rauditus:**  
(Käsin muokattavia arvoja)

$$A_{s.pt.1} := \pi \cdot \left( \frac{15 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{220 \text{ mm}} = 803.248 \text{ mm}^2$$

$$d_{s.pt.1} := h_s - c_{nom} - \frac{15 \text{ mm}}{2} = 633.5 \text{ mm}$$

Vahvennetun rakenteen painotettu  
tehollinen korkeus päätytuella:  
(pääterästen suunta)

$$d_{eq.s} := \frac{A_{s.pt.1} \cdot d_{s.pt.1} + A_{s.s2} \cdot d_{s2}}{A_{s.pt.1} + A_{s.s2}} = 709.777 \text{ mm}$$

Vahvennetun rakenteen painotettu  
tehollinen korkeus päätytuella:  
(jakoterästen suunta)

$$d_{eq.s.jt} := \frac{A_{s.s1.jt} \cdot d_{s1.jt} + A_{s.s2.jt} \cdot d_{s2.jt}}{A_{s.s1.jt} + A_{s.s2.jt}} = 654.852 \text{ mm}$$

Lävistysmitoitus:

Raudoitussuhteet rakenteen eri suunnissa:

$$\rho_x := \sqrt{\frac{A_{s.pt.1} + A_{s.s2}}{b \cdot d_{eq.s}}} = 0.076$$

$$\rho_y := \sqrt{\frac{A_{s.s1.jt} + A_{s.s2.jt}}{b \cdot d_{eq.s.jt}}} = 0.066$$

Geometrinen raudoitussuhde yhteensä:

$$\rho := \min(\rho_x \cdot \rho_y, 0.008) = 0.005$$

Aputermi:

$$k := \max\left(\frac{1.6 \cdot m - d_{eq.s}}{m}, 1\right) = 1$$

Lävistykseen huomioitava alueen  
leveys laakerin keskeltä:

$$h_{l.r.sall} := \frac{h_l + d_{eq.s}}{2} = 454.889 \text{ mm}$$

Etäisyys päädyn laakerilta laatan  
päätyyn:

$$h_{l,r} := 300 \text{ mm}$$

**Laatan reuna rajaa  
lävistykseen  
huomioitavaa aluetta.**

$$h_{l,r.sall} \leq h_{l,r} = 0$$

Tuen reunasta etäisyydellä 0,5d olevan  
alueen pinta-ala:

$$A_u := (b_l + d_{eq.s}) \cdot (h_{l,r} \cdot 2) = 0.636 \text{ m}^2$$

**(nyt laatan reuna rajaa aluetta)**

Tuen reunasta etäisyydellä 0,5d  
olevan alueen piiri:

$$u := 2 \cdot (b_l + d_{eq.s} + (h_{l,r} \cdot 2)) = 3.32 \text{ m}$$

(laakerin muoto suorakaide)

**(nyt laatan reuna rajaa aluetta)**

$$\beta := \frac{0.4}{1 + \frac{1.5 \cdot e}{\sqrt{A_u}}} = 0.4$$

Leikkausraudoittamattoman  
rakenteen lävistyskestävyys:

$$V_{Rd.c} := k \cdot \beta \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot u \cdot d_{eq.s} \cdot f_{ctd} = 1794.777 \text{ kN}$$

Käyttöaste lävistykselle  
leikkausraudoittamattomassa rakenteessa:

$$n_{läv.c.pääty} := \frac{R_{uls.s}}{V_{Rd.c}} = 41.6\%$$

## 8. PINTALAATAN KUTISTUMAN MÄÄRITTÄMINEN

Sillan leveys:

$$b_{\text{silta}} := 7600 \text{ mm}$$

Pintalaatan paksuus:

$$h_2 = 100 \text{ mm}$$

Pintalaatan poikkileikkauksen pinta-ala:

$$A_{c,2} := h_2 \cdot b_{\text{silta}} = 0.76 \text{ m}^2$$

Pintalaatan kuivumissuunnan pituus:  
(**Kuivuu vanhan rakenteen suuntaan**)

$$u_2 := b_{\text{silta}} = 7.6 \text{ m}$$

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus:

$$h_{0,2} := \frac{2 \cdot A_{c,2}}{u_2} = 200 \text{ mm}$$

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

$$k_h := 0.85 - \left( \frac{h_{0,2} - 200 \text{ mm}}{300 \text{ mm} - 200 \text{ mm}} \right) \cdot (0.85 - 0.75) = 0.85$$

Betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina:  
(50 vuotta)

$$t := 50 \cdot 365 = 18250 \text{ vrk}$$

Betonin ikä vuorokausina  
kuivumiskutistumisen alkaessa:  
(tavallisesti jälkihoitoajan pituus)

$$t_s := 7 \text{ vrk}$$

Ympäristön suhteellinen kosteus:

$$RH := 80 \%$$

Kerroin sementin tyyppin mukaisesti:  
(NCCI 2, Liite 1)

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds1} = \begin{cases} 3 & \text{, kun sementti on S-tyyppiä} \\ 4 & \text{, kun sementti on N-tyyppiä} \\ 6 & \text{, kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$\alpha_{ds2} = \begin{cases} 0.13 & \text{, kun sementti on S-tyyppiä} \\ 0.12 & \text{, kun sementti on N-tyyppiä} \\ 0.11 & \text{, kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left( \frac{h_{0,2}}{\text{mm}} \right)^3}} = 0.994$$

Kuivumiskutistuman perusyhtälö:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left( (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm,2}}{10 \cdot \text{MPa}}} \right) \cdot 1.55 \cdot \left( 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right) \cdot 10^{-6} = 2.533 \cdot 10^{-4}$$

Kuivumiskutistuma ajassa t:

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0.0214\%$$

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

Sisäinen kutistuma ajassa t:

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck,2} - 10 \text{ MPa}}{\text{MPa}} \right) \cdot 10^{-6} = 0.00625\%$$

Kokonaiskutistuma ajassa t:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.0276\%$$



## 9. PINTALAATAN VIRUMALUVUN MÄÄRITTÄMINEN KUTISTUMIEN LASKENTAA VARTEN

NCCI 2

Betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina:  $t = 18250$  vrk

Betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa:  
(nyt jälkihoitoajan pituus)  $t_0 := t_s = 7$  vrk

Betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin:  $\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm.2}}} = 2.562$

Betonin kuormittumisen alkamisajankohdan huomioon ottava kerroin:  $\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.635$

Kerroin betonin mukaisesti:

$$\alpha_1 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm.2}} \right)^{0.7} = 0.866 \quad \alpha_2 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm.2}} \right)^{0.2} = 0.96 \quad \alpha_3 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm.2}} \right)^{0.5} = 0.902$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \text{if } f_{cm.2} \leq 35 \text{ MPa} & = 1.244 \\ \left| \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_{0.2}}{\text{mm}}}}} \right| & \\ \text{else if } f_{cm.2} > 35 \text{ MPa} & \\ \left| \left( \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_{0.2}}{\text{mm}}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \right| & \end{cases}$$

Nimellinen virumaluku:  $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 2.022$

$$\beta_H := \begin{cases} \text{if } f_{cm.2} \leq 35 \text{ MPa} & = 669.429 \\ \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_{0.2}}{\text{mm}} + 250, 1500 \right) \right| & \\ \text{else if } f_{cm.2} > 35 \text{ MPa} & \\ \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_{0.2}}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) \right| & \end{cases}$$

Virumisen kehittyminen ajan myötä kuormittumisen jälkeen:  $\beta_c := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$

Virumaluku:  $\varphi_2 := \varphi_0 \cdot \beta_c = 2.001$

## 10. VANHAN PÄÄLLYSRAKENTEEN VIRUMALUKU KENTÄSSÄ

Päällysrakenteen poikkileikkauksen pinta-ala kentässä:  $A_{kenttä} := h_f \cdot b_{silta} = 4.34 \text{ m}^2$

Päällysrakenteen kuivumissuunnan pituus:  $u_{kenttä} := b_{silta} + 2 \cdot h_f = 8.742 \text{ m}$   
(Ei kuivu ylöspäin)

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus:  $h_0 := \frac{2 \cdot A_{kenttä}}{u_{kenttä}} = 993 \text{ mm}$

Betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina:  $t := 112 \cdot 365 \text{ vrk}$   
(50 vuotta vahventamisen jälkeen)

Betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa uudestaan:  $t_0 := 62 \cdot 365 \text{ vrk}$   
(sillan ikä kun silta vahvennetaan)

Betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin:  $\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm.1}}} = 2.725$

Betonin kuormittumisen alkamisajankohdan huomioon ottava kerroin:  $\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.133$

Kerroin betonin mukaisesti:

$$\alpha_1 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm.1}} \right)^{0.7} = 0.944 \quad \alpha_2 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm.1}} \right)^{0.2} = 0.984 \quad \alpha_3 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm.1}} \right)^{0.5} = 0.96$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \text{if } f_{cm.1} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left| \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 + \frac{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}}}{\left( \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 + \frac{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) \cdot \alpha_1} \right| \cdot \alpha_2 \\ \text{else if } f_{cm.1} > 35 \text{ MPa} \\ \left| \left( \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 + \frac{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) \cdot \alpha_1 \right| \cdot \alpha_2 \end{cases} = 1.17$$

Nimellinen virumaluku:  $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 0.423$

$$\beta_H := \begin{cases} \text{if } f_{cm.1} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \right) \right| \\ \text{else if } f_{cm.1} > 35 \text{ MPa} \\ \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) \right| \end{cases} = 1439.572$$

Virumisen kehittyminen ajan myötä kuormittumisen jälkeen:  $\beta_c := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.977$

Virumaluku:  $\varphi_f := \varphi_0 \cdot \beta_c = 0.414$

## 11. KUTISTUMAN AIHEUTTAMAT RASITUKSET KENTÄSSÄ

Kutistuman vaikutus huomioidaan pysyvänä kuormana käyttörajatilan tarkasteluissa.

Kimmokerroinsuhde:  
(teräs/vanha betoni)

$$\alpha_{s1} := \frac{E_s}{E_{cm.1}} = 6.091$$

Kimmokerroinsuhde:  
(teräs/uusi betoni)

$$\alpha_{s2} := \frac{E_s}{E_{cm.2}} = 5.869$$

Pintalaatan virumaluku:

$$\varphi_2 = 2.001$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:  
(Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje taulukko 7.1)

Vanha rakenne kentässä:  $a_1 := 1.1$

Pintalaatta:  $a_2 := 0.52$

Vanhan betonin pitkäaikainen kimmokerroin:  
(ohjeen kohta 7.1.2)

$$E_{cp.1f} := \frac{E_{cm.1}}{1 + a_1 \cdot \varphi_f} = 22.563 \text{ GPa}$$

Uuden betonin pitkäaikainen kimmokerroin:  
(ohjeen kohta 7.1.2)

$$E_{cp.2} := \frac{E_{cm.2}}{1 + a_2 \cdot \varphi_2} = 16.702 \text{ GPa}$$

Kimmokerroinsuhde:  
(teräs/vanha betoni pitkäaikainen)

$$\alpha_{L.kut} := \frac{E_s}{E_{cp.1f}} = 8.864$$

Kimmokerroinsuhde:  
(teräs/uusi betoni pitkäaikainen)

$$\alpha_{L2.kut} := \frac{E_s}{E_{cp.2}} = 11.974$$

### Poikkileikkaus:

Vanhan rakenteen korkeus kentässä:

$$h_f = 571 \text{ mm}$$

Pintalaatan korkeus:

$$h_2 = 100 \text{ mm}$$

Vanhan rakenteen painopisteen etäisyys alareunasta:

$$y_{0.c1f} := \frac{h_f}{2} = 285.5 \text{ mm}$$

Uuden rakenteen painopisteen etäisyys alareunasta:

$$y_{0.c2f} := h_f + \frac{h_2}{2} = 621 \text{ mm}$$

Vanhan rakenteen poikkileikkauksen ala kentässä:

$$A_f := b \cdot h_f = 0.571 \text{ m}^2$$

Uuden rakenteen poikkileikkauksen ala:

$$A_2 := b \cdot h_2 = 0.1 \text{ m}^2$$

Vanhat teräkset kentässä laatan alapinnassa:

Halkaisija:

$$\phi_{s.f} = 22 \text{ mm}$$

**Laatan alapinnan** teräksen painopisteen etäisyys alareunasta:

$$y_{0.s} := c_{nom} + \frac{\phi_{s.f}}{2} = 41 \text{ mm}$$

Vanhat teräsket kentässä laatan yläpinnassa:

Halkaisija:

$$\phi_{s,f,y_p} := 15 \text{ mm}$$

Jako:

$$k_{f,y_p} := 220 \text{ mm}$$

Raudoitusalala:

$$A_{s,f,y_p} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s,f,y_p}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_{f,y_p}} = 803.248 \text{ mm}^2$$

**Laatan yläpinnan** teräksen  
painopisteen etäisyys alareunasta:

$$y_{0,s1} := h_f - c_{nom} - \frac{\phi_{s,f,y_p}}{2} = 533.5 \text{ mm}$$

Uudet teräsket kentässä pääsuunnassa:

Halkaisija:

$$\phi_{s,f2} := 16 \text{ mm}$$

Jako:

$$k_{f2} := 150 \text{ mm}$$

Raudoitusalala:

$$A_{s,f2} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s,f2}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_{f2}} = 1340.413 \text{ mm}^2$$

Uuden teräksen painopisteen  
etäisyys alareunasta:

$$d_{f2} := h_f + h_2 - c_{nom} - \frac{\phi_{s,f2}}{2} = 633 \text{ mm}$$

Otetaan huomioon raudoituksen  
pienentävä vaikutus kutistumiseen:

Pintalaatan raudoitussuhde  
pääsuunnassa kentässä:

$$\rho_2 := \frac{A_{s,f2}}{b \cdot d_{f2}} = 0.002$$

Raudoituksen pienentävä vaikutus  
kutistumiseen kentässä:

$$\alpha_{cs} := (1 - 10 \cdot \rho_2) = 0.979$$

Poikkileikkaussuureet:

Vanhan laatan painopiste,  
pitkäaikainen:

$$y_{0,1} := \frac{A_f \cdot y_{0,clf} + (\alpha_{L,kut} - 1) \cdot A_{s,f,y_p} \cdot y_{0,s1}}{A_f + (\alpha_{L,kut} - 1) \cdot A_{s,f,y_p}} = 288.2135 \text{ mm}$$

Vanhan laatan jäyhyysmomentti, pitkäaikainen:

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_f^3 + A_f \cdot (y_{0,1} - y_{0,clf})^2 + \left( \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{\phi_{s,f,y_p}}{2} \right)^4 \cdot \frac{b}{k_{f,y_p}} + A_{s,f,y_p} \cdot (y_{0,s1} - y_{0,1})^2 \right) \cdot (\alpha_{L,kut} - 1)$$

$$I_1 = (1.59 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Liittopoikkileikkauksen painopiste, pitkäaikainen:

$$y_{0,2} := \frac{A_f \cdot y_{0,clf} + (\alpha_{L,kut} - 1) \cdot A_{s,f,y_p} \cdot y_{0,s1} + A_2 \cdot y_{0,c2f} + (\alpha_{L2,kut} - 1) \cdot A_{s,f2} \cdot d_{f2}}{A_f + (\alpha_{L,kut} - 1) \cdot A_{s,f,y_p} + A_2 + (\alpha_{L2,kut} - 1) \cdot A_{s,f2}} = 343.6312 \text{ mm}$$

Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti,  
pitkäaikainen:

$$I_2 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_f^3 + A_f \cdot (y_{0.2} - y_{0.c1f})^2 + \left( \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{\phi_{s.f.yf}}{2} \right)^4 \cdot \frac{b}{k_{f.yf}} + A_{s.f.yf} \cdot (y_{0.s1} - y_{0.2})^2 \right) \cdot (\alpha_{L.kut} - 1) + \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_2^3 + A_2 \cdot (y_{0.2} - y_{0.c2f})^2 + \left( \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{\phi_{s.f2}}{2} \right)^4 \cdot \frac{b}{k_{f2}} + A_{s.f2} \cdot (d_{f2} - y_{0.2})^2 \right) \cdot (\alpha_{L2.kut} - 1)$$

$$I_2 = (2.66801391 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Kutistuman primäärivaikutusten aiheuttamat rasitukset kenttäalueella:

Pintalaatan kokonaiskutistuma ajassa t:  $\varepsilon_{cs} = 0.0276\%$

Pintalaatan kokonaiskutistuma ajassa t, kun huomioidaan raudoituksen pienentävä vaikutus:  $\Delta\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{cs} = 0.0271\%$

Uuden ja vanhan laatan välinen kutistumaero uuden vahventamisohjeen mukaan:  $\Delta\varepsilon_{cs,red} := \Delta\varepsilon_{cs} - \frac{\Delta\varepsilon_{cs} \cdot A_2 \cdot E_{cp,2}}{A_f \cdot E_{cp,1f}} = 0.02355\%$

Pintalaattaan kohdistuva vetojännitys:  $\sigma_{0.sh.c} := \Delta\varepsilon_{cs,red} \cdot E_{cp,2} = 3.934 \text{ MPa}$

Pintalaatan painopisteen epäkeskisyyden koko liittopoikkileikkauksen painopisteestä:  $e_{sh} := y_{0.c2f} - y_{0.2} = 277.369 \text{ mm}$

Kutistuman aiheuttama primäärinen taivutusrasitus:  $M_{sh} := \sigma_{0.sh.c} \cdot A_2 \cdot e_{sh} = 109.115 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Pintalaatan taivutusvetolujuus:  $f_{ctm,2} = 3.21 \text{ MPa}$

$$\sigma_{0.sh.c} > f_{ctm,2} = 1$$

**Voidaan todeta, että pintalaatta on täysin halkeillut.**

Lasketaan kutistuman primääri vaikutuksen aiheuttamat jännitykset kentässä:

Jännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{sh,p.s2.kenttä} := \left( \sigma_{0,sh.c} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (d_{f2} - y_{0.2}) \right) \cdot \alpha_{L2.kut}$$

$$\sigma_{sh,p.s2.kenttä} = 32.936 \text{ MPa}$$

Jännitys pintalaatan yläpinnan betonissa:

$$\sigma_{sh,p.c.pl.kenttä} := \sigma_{0,sh.c} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot ((h_f + h_2) - y_{0.2})$$

$$\sigma_{sh,p.c.pl.kenttä} = 2.595 \text{ MPa}$$

Jännitys vanhan rakenteen yläpinnan teräksissä:

$$\sigma_{sh,p.s1.kenttä} := \left( \frac{-\sigma_{0,sh.c} \cdot A_2}{(A_f + A_2)} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0.s1} - y_{0.2}) \right) \cdot \alpha_{L.kut}$$

$$\sigma_{sh,p.s1.kenttä} = -12.08 \text{ MPa}$$

Jännitys vanhan rakenteen yläpinnan betonissa:

$$\sigma_{sh,p.c.y.kenttä} := \frac{-\sigma_{0,sh.c} \cdot A_2}{(A_f + A_2)} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (h_f - y_{0.2})$$

$$\sigma_{sh,p.c.y.kenttä} = -1.516 \text{ MPa}$$

Jännitys vanhan rakenteen alapinnan teräksissä:

$$\sigma_{sh,p.s.kenttä} := \left( \frac{-\sigma_{0,sh.c} \cdot A_2}{(A_f + A_2)} + \frac{M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0.2} - y_{0.s}) \right) \cdot \alpha_{L.kut}$$

$$\sigma_{sh,p.s.kenttä} = 5.774 \text{ MPa}$$

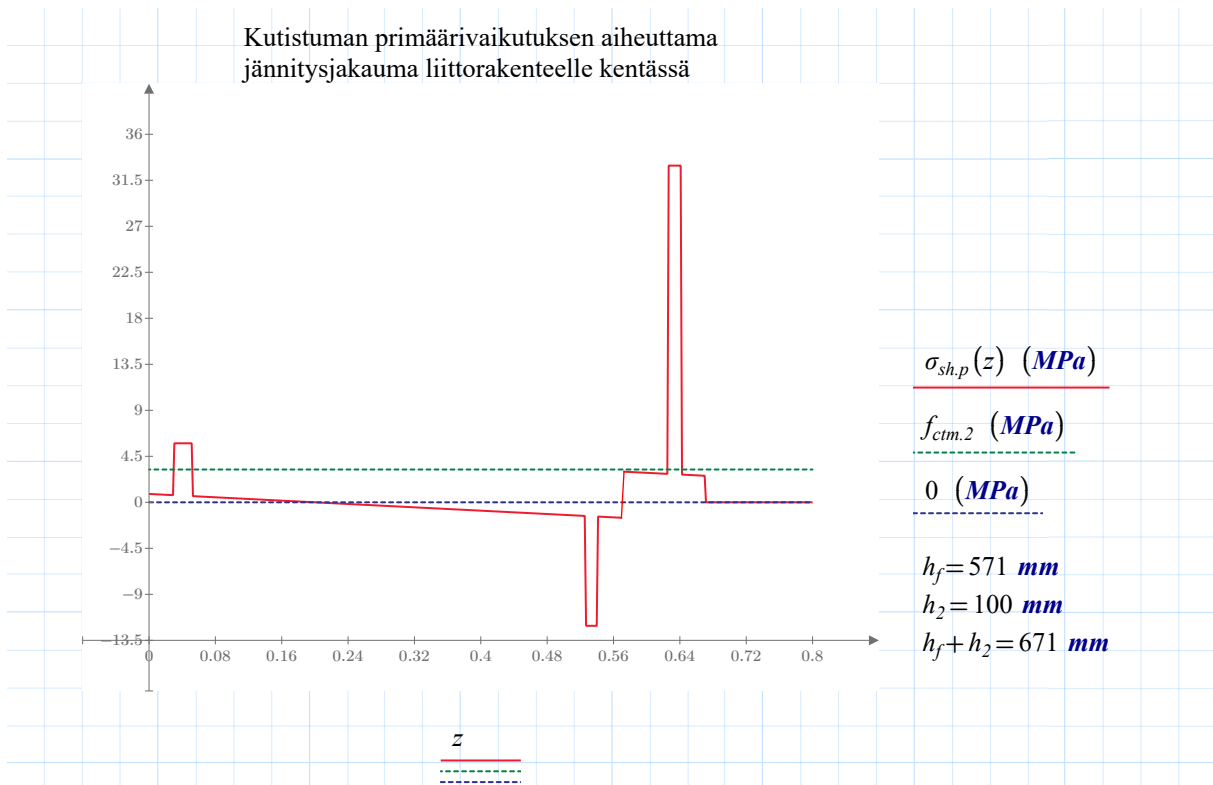
Jännitys vanhan rakenteen alapinnan betonissa:

$$\sigma_{sh,p.c.a.kenttä} := \frac{-\sigma_{0,sh.c} \cdot A_2}{(A_f + A_2)} + \frac{M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0.2})$$

$$\sigma_{sh,p.c.a.kenttä} = 0.819 \text{ MPa}$$

Kutistuman primääri vaikutuksen aiheuttama jännitys jakauma liittorakenteelle kentässä:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{sh,p}(z) := & \text{if } 0 \leq z \cdot m < y_{0,s} - \frac{\phi_{s,f}}{2} \\
 & \left\| \left( \frac{-\sigma_{0,sh,c} \cdot A_2}{(A_f + A_2)} + \frac{M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - z \cdot m) \right) \right. \\
 \text{else if } & y_{0,s} - \frac{\phi_{s,f}}{2} \leq z \cdot m \leq y_{0,s} + \frac{\phi_{s,f}}{2} \\
 & \left\| \left( \frac{-\sigma_{0,sh,c} \cdot A_2}{(A_f + A_2)} + \frac{M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - y_{0,s}) \right) \cdot \alpha_{L.kut} \right. \\
 \text{else if } & y_{0,s} + \frac{\phi_{s,f}}{2} \leq z \cdot m \leq y_{0,s1} - \frac{\phi_{s,f,yp}}{2} \\
 & \left\| \left( \frac{-\sigma_{0,sh,c} \cdot A_2}{(A_f + A_2)} + \frac{M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - z \cdot m) \right) \right. \\
 \text{else if } & y_{0,s1} - \frac{\phi_{s,f,yp}}{2} \leq z \cdot m \leq y_{0,s1} + \frac{\phi_{s,f,yp}}{2} \\
 & \left\| \left( \frac{-\sigma_{0,sh,c} \cdot A_2}{(A_f + A_2)} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0,s1} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L.kut} \right. \\
 \text{else if } & y_{0,s1} + \frac{\phi_{s,f,yp}}{2} < z \cdot m \leq h_f \\
 & \left\| \left( \frac{-\sigma_{0,sh,c} \cdot A_2}{(A_f + A_2)} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right. \\
 \text{else if } & h_f < z \cdot m < d_{j2} - \frac{\phi_{s,f2}}{2} \\
 & \left\| \left( \sigma_{0,sh,c} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right. \\
 \text{else if } & d_{j2} - \frac{\phi_{s,f2}}{2} \leq z \cdot m \leq d_{j2} + \frac{\phi_{s,f2}}{2} \\
 & \left\| \left( \sigma_{0,sh,c} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (d_{j2} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L2.kut} \right. \\
 \text{else if } & d_{j2} + \frac{\phi_{s,f2}}{2} < z \cdot m \leq h_f + h_2 \\
 & \left\| \left( \sigma_{0,sh,c} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right. \\
 \text{else} & \\
 & \left\| 0 \right.
 \end{aligned}$$



Kutistuman sekundaäri vaikutus hyperstaattisella rakenteella:

Betonin lämpölaajenemiskerroin:  $\alpha_c := 12 \cdot 10^{-6}$

Kutistuman muuttaminen lämpötilakuormaksi (lämpötilaeroiksi) rakennemalliin:  $\Delta T_\epsilon := \frac{\Delta \epsilon_{cs} \cdot A_2 \cdot e_{sh} \cdot (h_f + h_2)}{\alpha_c \cdot I_2} = 15.7 \text{ } ^\circ\text{C}$

Sekundaärinen taivutusrasitus kentässä: (*Rakennemallista*)

$$M_{sh,2} := 169 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lämpötilaero syötetään rakennemalliin!

Sekundaärinen taivutusrasitus reunavahvikkeessa kentässä: (*Rakennemallista*)

$$M_{sh,2,rvahv} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 222 \text{ kN} \cdot \text{m} = 77.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Lasketaan kutistuman sekundaarivaikutuksen aiheuttamat jännitykset kentässä:

Jännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{sh.s.s2.kenttä} := \left( \frac{M_{sh.2}}{I_2} \cdot (d_{j2} - y_{0.2}) \right) \cdot \alpha_{L.kut}$$

$$\sigma_{sh.s.s2.kenttä} = 21.949 \text{ MPa}$$

Jännitys pintalaatan yläpinnan betonissa:

$$\sigma_{sh.s.c.pl.kenttä} := \frac{M_{sh.2}}{I_2} \cdot ((h_f + h_2) - y_{0.2})$$

$$\sigma_{sh.s.c.pl.kenttä} = 2.074 \text{ MPa}$$

Jännitys vanhan rakenteen yläpinnan teräksissä:

$$\sigma_{sh.s.s1.kenttä} := \left( \frac{M_{sh.2}}{I_2} \cdot (y_{0.s1} - y_{0.2}) \right) \cdot \alpha_{L.kut}$$

$$\sigma_{sh.s.s1.kenttä} = 10.661 \text{ MPa}$$

Jännitys vanhan rakenteen yläpinnan betonissa:

$$\sigma_{sh.s.c.y.kenttä} := \frac{M_{sh.2}}{I_2} \cdot (h_f - y_{0.2})$$

$$\sigma_{sh.s.c.y.kenttä} = 1.44 \text{ MPa}$$

Jännitys vanhan rakenteen alapinnan teräksissä:

$$\sigma_{sh.s.s.kenttä} := \left( \frac{-M_{sh.2}}{I_2} \cdot (y_{0.2} - y_{0.s}) \right) \cdot \alpha_{L.kut}$$

$$\sigma_{sh.s.s.kenttä} = -16.992 \text{ MPa}$$

Jännitys vanhan rakenteen alapinnan betonissa:

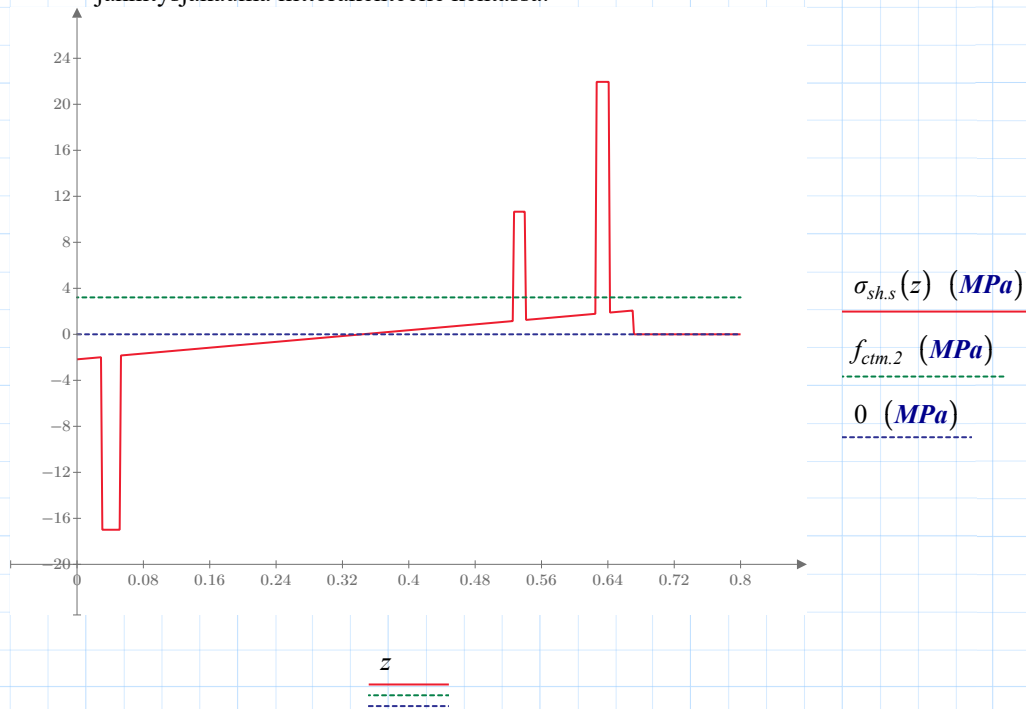
$$\sigma_{sh.s.c.a.kenttä} := \frac{-M_{sh.2}}{I_2} \cdot (y_{0.2})$$

$$\sigma_{sh.s.c.a.kenttä} = -2.177 \text{ MPa}$$

Kutistuman sekundaäri vaikutuksen aiheuttama jännitys jakauma liittorakenteelle kentässä:

$$\sigma_{sh,s}(z) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq z \cdot m < y_{0,s} - \frac{\phi_{s,f}}{2} \\ \left\| \left( \frac{-M_{sh,2}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - z \cdot m) \right) \right. \\ \text{else if } y_{0,s} - \frac{\phi_{s,f}}{2} \leq z \cdot m \leq y_{0,s} + \frac{\phi_{s,f}}{2} \\ \left\| \left( \frac{-M_{sh,2}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - y_{0,s}) \right) \cdot \alpha_{L,kut} \right. \\ \text{else if } y_{0,s} + \frac{\phi_{s,f}}{2} \leq z \cdot m \leq y_{0,s1} - \frac{\phi_{s,f,yp}}{2} \\ \left\| \left( \frac{-M_{sh,2}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - z \cdot m) \right) \right. \\ \text{else if } y_{0,s1} - \frac{\phi_{s,f,yp}}{2} \leq z \cdot m \leq y_{0,s1} + \frac{\phi_{s,f,yp}}{2} \\ \left\| \left( \frac{M_{sh,2}}{I_2} \cdot (y_{0,s1} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L,kut} \right. \\ \text{else if } y_{0,s1} + \frac{\phi_{s,f,yp}}{2} < z \cdot m \leq h_f \\ \left\| \left( \frac{M_{sh,2}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right. \\ \text{else if } h_f < z \cdot m < d_{f2} - \frac{\phi_{s,f2}}{2} \\ \left\| \left( \frac{M_{sh,2}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right. \\ \text{else if } d_{f2} - \frac{\phi_{s,f2}}{2} \leq z \cdot m \leq d_{f2} + \frac{\phi_{s,f2}}{2} \\ \left\| \left( \frac{M_{sh,2}}{I_2} \cdot (d_{f2} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L2,kut} \right. \\ \text{else if } d_{f2} + \frac{\phi_{s,f2}}{2} < z \cdot m \leq h_f + h_2 \\ \left\| \left( \frac{M_{sh,2}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right. \\ \text{else} \\ \left\| 0 \right. \end{cases}$$

Kutistuman sekundaäri- ja primääri- vaikutuksen aiheuttama jännitys jakauma liittorakenteelle kentässä:



Lasketaan kutistuman primääri- ja sekundaäri- vaikutusten aiheuttama kokonaisjännitys kentässä:

Kokonaisjännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{sh.s2.kenttä} := \sigma_{sh.p.s2.kenttä} + \sigma_{sh.s.s2.kenttä} = 54.884 \text{ MPa}$$

Kokonaisjännitys pintalaatan yläpinnan betonissa:

$$\sigma_{sh.c.pl.kenttä} := \sigma_{sh.p.c.pl.kenttä} + \sigma_{sh.s.c.pl.kenttä} = 4.669 \text{ MPa}$$

Kokonaisjännitys vanhan rakenteen yläpinnan teräksissä:

$$\sigma_{sh.s1.kenttä} := \sigma_{sh.p.s1.kenttä} + \sigma_{sh.s.s1.kenttä} = -1.419 \text{ MPa}$$

Kokonaisjännitys vanhan rakenteen yläpinnan betonissa:

$$\sigma_{sh.c.y.kenttä} := \sigma_{sh.p.c.y.kenttä} + \sigma_{sh.s.c.y.kenttä} = -0.076 \text{ MPa}$$

Kokonaisjännitys vanhan rakenteen alapinnan teräksissä:

$$\sigma_{sh.s.kenttä} := \sigma_{sh.p.s.kenttä} + \sigma_{sh.s.s.kenttä} = -11.218 \text{ MPa}$$

Kokonaisjännitys vanhan rakenteen alapinnan betonissa:

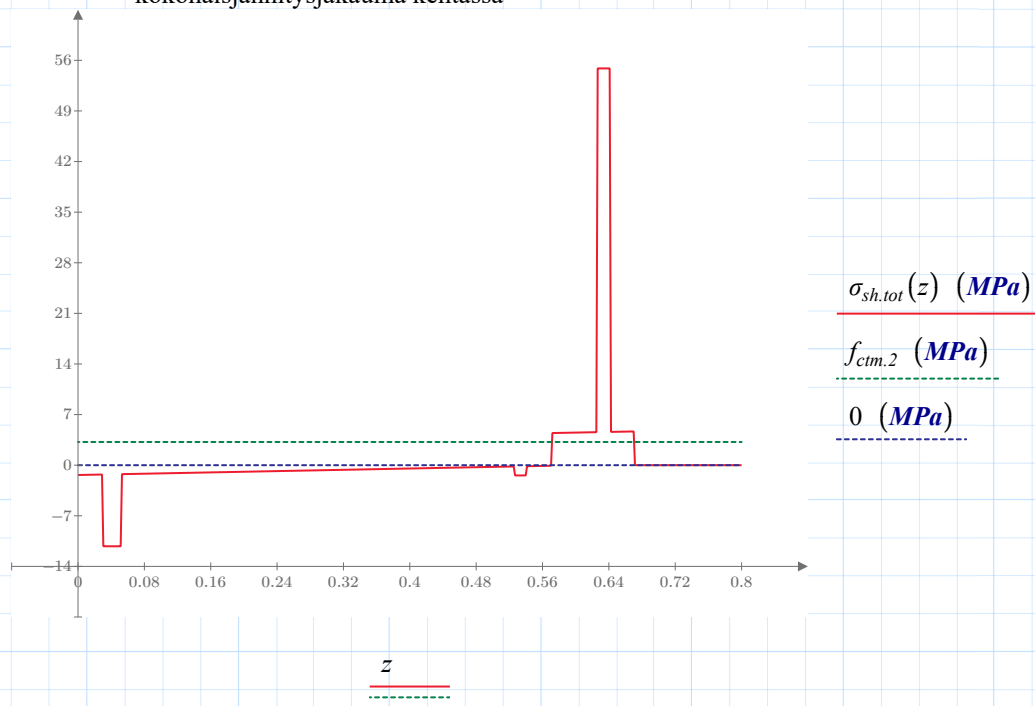
$$\sigma_{sh.c.a.kenttä} := \sigma_{sh.p.c.a.kenttä} + \sigma_{sh.s.c.a.kenttä} = -1.358 \text{ MPa}$$

**Kutistuman aiheuttamia kokonaisjännityksiä kentässä ei oteta huomioon vahvennetun rakenteen jännitystarkasteluissa, sillä niillä on tässä rakenteessa edullinen vaikutus alapinnan vetoteräksien vetojännityksiin ja yläpinnan betonin puristusjännityksiin.**

Kutistuman primääri- ja sekundääri-vaikutuksista aiheutuva yhdistetty jännitysjaakauma liittopoikkileikkaukselle kentässä:

$$\sigma_{sh,tot}(z) := \sigma_{sh,p}(z) + \sigma_{sh,s}(z)$$

Kutistuman aiheuttama kokonaisjännitysjaakauma kentässä



**Kutistuman aiheuttamia kokonaisjännityksiä kentän reunavahvikkeissa ei oteta huomioon vahvennetun reunavahvikkeen jännitustarkasteluissa, sillä niillä on edullinen vaikutus alapinnan vetoteräksien vetojännityksiin ja yläpinnan betonin puristusjännityksiin.**

**Kutistuman aiheuttamien jännityksien laskennassa kentän reunavahvikkeissa tulisi huomioida reunavahvikkeiden kenttää suurempi rakennekorkeus, sekä hieman kentästä poikkeava rauditus ja niiden seurannaisvaikutukset muun muassa pintalaatan epäkeskisyyteen.**

## 12. VANHAN PÄÄLLYSRAKENTEEN VIRUMALUKU TUELLA

Päällysrakenteen poikkileikkauksen pinta-ala tuella:

$$A_{tuki} := h_s \cdot b_{silta} = 5.1 \text{ m}^2$$

Päällysrakenteen kuivumissuunnan pituus: (Ei kuivu ylöspäin)

$$u_{tuki} := b_{silta} + 2 \cdot h_s = 8.942 \text{ m}$$

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_{tuki}}{u_{tuki}} = 1141 \text{ mm}$$

Betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina:

$$t := 112 \cdot 365 \text{ vrk}$$

Betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa uudestaan: (sillan ikä kun silta vahvennetaan)

$$t_0 := 62 \cdot 365 \text{ vrk}$$

Betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin:

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm,1}}{\text{MPa}}}} = 2.725$$

Betonin kuormittumisen alkamisajankohdan huomioon ottava kerroin:

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.133$$

Kerroin betonin mukaisesti:

$$\alpha_1 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm,1}} \right)^{0.7} = 0.944$$

$$\alpha_2 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm,1}} \right)^{0.2} = 0.984$$

$$\alpha_3 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm,1}} \right)^{0.5} = 0.96$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \text{if } f_{cm,1} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left| \left| 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right| \right| \\ \text{else if } f_{cm,1} > 35 \text{ MPa} \\ \left| \left| \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) \cdot \alpha_1 \right| \cdot \alpha_2 \right| \end{cases} = 1.161$$

Nimellinen virumaluku:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 0.42$$

$$\beta_H := \begin{cases} \text{if } f_{cm,1} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left| \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \right) \right| \right| \\ \text{else if } f_{cm,1} > 35 \text{ MPa} \\ \left| \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) \right| \right| \end{cases} = 1439.572$$

Virumisen kehittyminen ajan myötä kuormittumisen jälkeen:

$$\beta_c := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.977$$

Virumaluku:

$$\varphi_s := \varphi_0 \cdot \beta_c = 0.411$$

### 13. KUTISTUMAN AIHEUTTAMAT RASITUKSET TUELLA

Pintalaatan virumaluku:  $\varphi_2 = 2.001$

Kuorman vaikutusajasta riippuvat kertoimet nyt samat: (taulukko 7.1)

Vanha rakenne tuella:  $a_1 = 1.1$

Pintalaatta:  $a_2 = 0.52$

Vanhan betonin pitkäaikainen kimmokerroin tuella: (ohjeen kohta 7.1.2)

$$E_{cp.1s} := \frac{E_{cm.1}}{1 + a_1 \cdot \varphi_s} = 22.614 \text{ GPa}$$

Uuden betonin pitkäaikainen kimmokerroin: (ohjeen kohta 7.1.2)

$$E_{cp.2} := \frac{E_{cm.2}}{1 + a_2 \cdot \varphi_2} = 16.702 \text{ GPa}$$

Kimmokerroinsuhde: (teräs/vanha betoni pitkäaikainen)

$$\alpha_{L.kut} := \frac{E_s}{E_{cp.1s}} = 8.844$$

Kimmokerroinsuhde: (teräs/uusi betoni pitkäaikainen)

$$\alpha_{L2.kut} := \frac{E_s}{E_{cp.2}} = 11.974$$

#### Poikkileikkaus:

Vanhan rakenteen korkeus tuella:  $h_s = 671 \text{ mm}$

Pintalaatan korkeus:  $h_2 = 100 \text{ mm}$

Vanhan rakenteen painopisteen etäisyys alareunasta:  $y_{0.c1s} := \frac{h_s}{2} = 335.5 \text{ mm}$

Uuden rakenteen painopisteen etäisyys alareunasta:  $y_{0.c2s} := h_s + \frac{h_2}{2} = 721 \text{ mm}$

Vanhan rakenteen poikkileikkauksen ala tuella:  $A_s := b \cdot h_s = 0.671 \text{ m}^2$

Uuden rakenteen poikkileikkauksen ala:  $A_2 := b \cdot h_2 = 0.1 \text{ m}^2$

Vanhat teräkset tuella laatan yläpinnassa:

Halkaisija:  $\phi_{s.s1} = 22 \text{ mm}$

Jako:  $k_{s1} = 110 \text{ mm}$

Raudoitusala:  $A_{s.s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.s1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_{s1}} = 3455.752 \text{ mm}^2$

**Laatan yläpinnan** teräksen painopisteen etäisyys alareunasta:  $y_{0.s1} := h_s - c_{nom} - \frac{\phi_{s.s1}}{2} = 630 \text{ mm}$

Uudet teräkset tuella pääsuunnassa:

$$\text{Halkaisija: } \phi_{s.s2} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Jako: } k_{s2} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Raudoitusalaja: } A_{s.s2} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.s2}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_{s2}} = 3272.492 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tehollinen korkeus: } d_{s2} := h_s + h_2 - c_{nom} - \frac{\phi_{s.s2}}{2} = 728.5 \text{ mm}$$

Otetaan huomioon raudoituksen pienentävä vaikutus kutistumiseen:

$$\text{Pintalaatan raudoitussuhde pääsuunnassa tuella: } \rho_2 := \frac{A_{s.s2}}{b \cdot d_{s2}} = 0.004$$

$$\text{Raudoituksen pienentävä vaikutus kutistumiseen tuella: } \alpha_{cs} := (1 - 10 \cdot \rho_2) = 0.955$$

Poikkileikkaussuureet:

$$\text{Vanhan laatan painopiste: } y_{0.1} := \frac{A_s \cdot y_{0.c1s} + (\alpha_{L.kut} - 1) \cdot A_{s.s1} \cdot y_{0.s1}}{A_s + (\alpha_{L.kut} - 1) \cdot A_{s.s1}} = 346.9352 \text{ mm}$$

Vanhan laatan jäyhyysmomentti:

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_s^3 + A_s \cdot (y_{0.1} - y_{0.c1s})^2 + \left( \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{\phi_{s.s1}}{2} \right)^4 \cdot \frac{b}{k_{s1}} + A_{s.s1} \cdot (y_{0.s1} - y_{0.1})^2 \right) \cdot (\alpha_{L.kut} - 1)$$

$$I_1 = (2.744 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Liittopoikkileikkauksen painopiste:

$$y_{0.2} := \frac{A_s \cdot y_{0.c1s} + (\alpha_{L.kut} - 1) \cdot A_{s.s1} \cdot y_{0.s1} + A_2 \cdot y_{0.c2s} + (\alpha_{L2.kut} - 1) \cdot A_{s.s2} \cdot d_{s2}}{A_s + (\alpha_{L.kut} - 1) \cdot A_{s.s1} + A_2 + (\alpha_{L2.kut} - 1) \cdot A_{s.s2}} = 408.2166 \text{ mm}$$

Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti:

$$I_2 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_s^3 + A_s \cdot (y_{0.2} - y_{0.c1s})^2 + \left( \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{\phi_{s.s1}}{2} \right)^4 \cdot \frac{b}{k_{s1}} + A_{s.s1} \cdot (y_{0.s1} - y_{0.2})^2 \right) \cdot (\alpha_{L.kut} - 1) + \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_2^3 + A_2 \cdot (y_{0.2} - y_{0.c2s})^2 + \left( \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{\phi_{s.s2}}{2} \right)^4 \cdot \frac{b}{k_{s2}} + A_{s.s2} \cdot (d_{s2} - y_{0.2})^2 \right) \cdot (\alpha_{L2.kut} - 1)$$

$$I_2 = (4.36103531 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Kutistuman primäärivaikutusten aiheuttamat rasitukset tukialueella:

Pintalaatan kokonaiskutistuma ajassa t:  $\varepsilon_{cs} = 0.0276\%$

Pintalaatan kokonaiskutistuma ajassa t, kun huomioidaan raudoituksen pienentävä vaikutus:  $\Delta\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{cs} = 0.026\%$

Uuden ja vanhan laatan välinen kutistumaero uuden vahventamisohjeen mukaan:  $\Delta\varepsilon_{cs,red.s} := \Delta\varepsilon_{cs} - \frac{\Delta\varepsilon_{cs} \cdot A_2 \cdot E_{cp,2}}{A_s \cdot E_{cp,1s}} = 0.0235\%$

Pintalaattaan kohdistuva vetojännitys:  $\sigma_{0,sh.c} := \Delta\varepsilon_{cs,red.s} \cdot E_{cp,2} = 3.925 \text{ MPa}$

Pintalaatan painopisteen epäkeskisyys koko liittopoikkileikkauksen painopisteestä:  $e_{sh} := y_{0,c2s} - y_{0,2} = 312.783 \text{ mm}$

Kutistuman aiheuttama primäärinen momentti poikkileikkaukselle:  $M_{sh} := \sigma_{0,sh.c} \cdot A_2 \cdot e_{sh} = 122.761 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Pintalaatan taivutusvetolujuus:  $f_{ctm,2} = 3.21 \text{ MPa}$

$$\sigma_{0,sh.c} > f_{ctm,2} = 1$$

**Voidaan todeta, että pintalaatta on täysin halkeillut.**

Lasketaan kutistuman primäärivaikutuksen aiheuttamat jännitykset tuella:

Jännitys pintalaatan teräksissä:  $\sigma_{sh,p.s2} := \left( \sigma_{0,sh.c} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (d_{s2} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L2,kut}$   
 $\sigma_{sh,p.s2} = 36.201 \text{ MPa}$

Jännitys vanhan rakenteen yläpinnan teräksissä:  $\sigma_{sh,p.s1} := \left( \frac{-\sigma_{0,sh.c} \cdot A_2}{(A_s + A_2)} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (d_{s1} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L,kut}$   
 $\sigma_{sh,p.s1} = -10.023 \text{ MPa}$

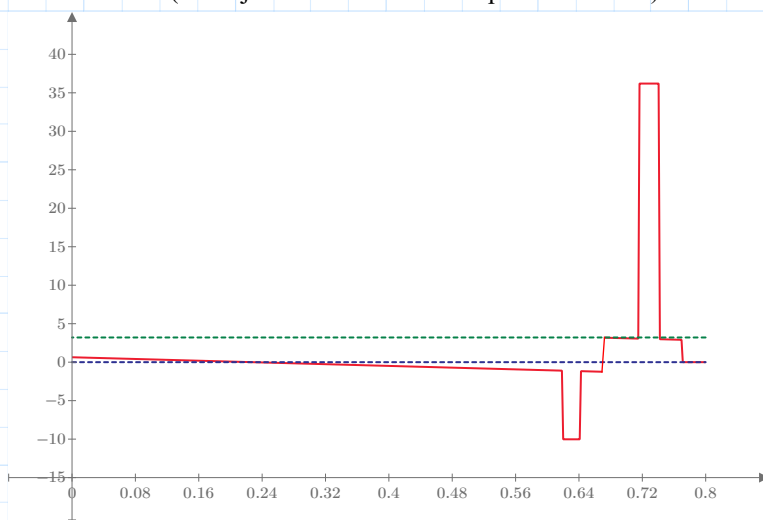
Jännitys vanhan rakenteen alapinnan betonissa:  $\sigma_{sh,p.c} := \frac{-\sigma_{0,sh.c} \cdot A_2}{(A_s + A_2)} + \frac{M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0,2})$   
 $\sigma_{sh,p.c} = 0.64 \text{ MPa}$



Kutistuman primääri vaikutusten aiheuttama jännitys jakauma liittorakenteelle tuella:  
(kuvaajassa ei ole mukana alapinnan teräksiä)

$$\sigma_{sh,p}(z) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq z \cdot m < y_{0,s1} - \frac{\phi_{s,s1}}{2} \\ \left\| \left( \frac{-\sigma_{0,sh,c} \cdot A_2}{(A_s + A_2)} + \frac{M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - z \cdot m) \right) \right\| \\ \text{else if } y_{0,s1} - \frac{\phi_{s,s1}}{2} \leq z \cdot m \leq y_{0,s1} + \frac{\phi_{s,s1}}{2} \\ \left\| \left( \frac{-\sigma_{0,sh,c} \cdot A_2}{(A_s + A_2)} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0,s1} - y_{0,2}) \right) \right\| \cdot \alpha_{L,kut} \\ \text{else if } y_{0,s1} + \frac{\phi_{s,s1}}{2} < z \cdot m \leq h_s \\ \left\| \left( \frac{-\sigma_{0,sh,c} \cdot A_2}{(A_s + A_2)} + \frac{M_{sh}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - z \cdot m) \right) \right\| \\ \text{else if } h_s < z \cdot m < d_{s2} - \frac{\phi_{s,s2}}{2} \\ \left\| \left( \sigma_{0,sh,c} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right\| \\ \text{else if } d_{s2} - \frac{\phi_{s,s2}}{2} \leq z \cdot m \leq d_{s2} + \frac{\phi_{s,s2}}{2} \\ \left\| \left( \sigma_{0,sh,c} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (d_{s2} - y_{0,2}) \right) \right\| \cdot \alpha_{L2,kut} \\ \text{else if } d_{s2} + \frac{\phi_{s,s2}}{2} < z \cdot m \leq h_s + h_2 \\ \left\| \left( \sigma_{0,sh,c} + \frac{-M_{sh}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right\| \\ \text{else} \\ 0 \end{cases}$$

Kutistuman primääri vaikutusten aiheuttama jännitys jakauma liittorakenteelle tuella  
(kuvaajassa ei ole mukana alapinnan teräksiä)



$\sigma_{sh,p}(z)$  (MPa)

$f_{ctm,2}$  (MPa)

0 (MPa)

$h_s = 671$  mm

$h_2 = 100$  mm

$h_s + h_2 = 771$  mm

$z$

Kutistuman sekundaäri vaikutus hyperstaattisella rakenteella:

Betonin lämpölaajenemiskerroin:

$$\alpha_c := 12 \cdot 10^{-6}$$

Kutistuman muuttaminen lämpötilakuormaksi (lämpötilaeroksi) rakennemalliin:

$$\Delta T_\epsilon := \frac{\Delta \epsilon_{cs} \cdot A_2 \cdot e_{sh} \cdot (h_s + h_2)}{\alpha_c \cdot I_2} = 12.2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Sekundaärinen taivutusrasitus tuella:  
(*Rakennemallista*)

$$M_{sh,s} := 191 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lämpötilaero  
syötetään  
rakennemalliin!

Sekundaärinen taivutusrasitus  
reunavahvikkeessa tuella:  
(*Rakennemallista*)

$$M_{sh,s,rvahv} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 80 \text{ kN} \cdot \text{m} = 28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lasketaan kutistuman sekundaäri vaikutuksen aiheuttamat jännitykset tuella:

Jännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{sh,s,s2} := \left( \frac{M_{sh,s}}{I_2} \cdot (d_{s2} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L2,kut}$$

$$\sigma_{sh,s,s2} = 16.797 \text{ MPa}$$

Jännitys vanhan rakenteen  
yläpinnan teräksissä:

$$\sigma_{sh,s,s1} := \left( \frac{M_{sh,s}}{I_2} \cdot (d_{s1} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L,kut}$$

$$\sigma_{sh,s,s1} = 8.591 \text{ MPa}$$

Jännitys vanhan rakenteen  
alapinnan betonissa:

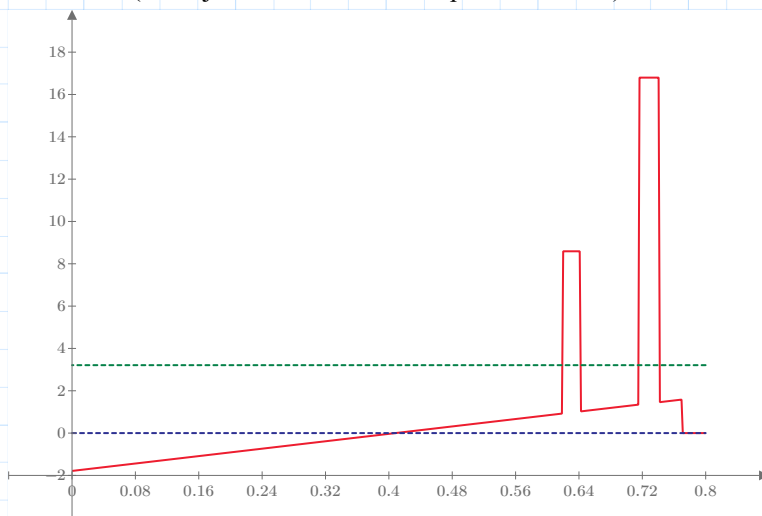
$$\sigma_{sh,s,c} := \frac{-M_{sh,s}}{I_2} \cdot (y_{0,2})$$

$$\sigma_{sh,s,c} = -1.788 \text{ MPa}$$

Kutistuman sekundaäri vaikutusten aiheuttama jännitys jakauma liittorakenteelle tuella:  
(kuvaajassa ei ole mukana alapinnan teräksiä)

$$\sigma_{sh,s}(z) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq z \cdot m < y_{0,s1} - \frac{\phi_{s,s1}}{2} \\ \left\| \left( \frac{-M_{sh,s}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - z \cdot m) \right) \right. \\ \text{else if } y_{0,s1} - \frac{\phi_{s,s1}}{2} \leq z \cdot m \leq y_{0,s1} + \frac{\phi_{s,s1}}{2} \\ \left\| \left( \frac{M_{sh,s}}{I_2} \cdot (y_{0,s1} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L,ku} \right. \\ \text{else if } y_{0,s1} + \frac{\phi_{s,s1}}{2} < z \cdot m \leq h_s \\ \left\| \left( \frac{-M_{sh,s}}{I_2} \cdot (y_{0,2} - z \cdot m) \right) \right. \\ \text{else if } h_s < z \cdot m < d_{s2} - \frac{\phi_{s,s2}}{2} \\ \left\| \left( \frac{M_{sh,s}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right. \\ \text{else if } d_{s2} - \frac{\phi_{s,s2}}{2} \leq z \cdot m \leq d_{s2} + \frac{\phi_{s,s2}}{2} \\ \left\| \left( \frac{M_{sh,s}}{I_2} \cdot (d_{s2} - y_{0,2}) \right) \cdot \alpha_{L,ku} \right. \\ \text{else if } d_{s2} + \frac{\phi_{s,s2}}{2} < z \cdot m \leq h_s + h_2 \\ \left\| \left( \frac{M_{sh,s}}{I_2} \cdot (z \cdot m - y_{0,2}) \right) \right. \\ \text{else} \\ \left\| 0 \right. \end{cases}$$

Kutistuman sekundaäri vaikutusten aiheuttama jännitys jakauma liittorakenteelle tuella  
(kuvaajassa ei ole mukana alapinnan teräksiä)



$\sigma_{sh,s}(z)$  (MPa)

$f_{ctm,2}$  (MPa)

0 (MPa)

$h_s = 671$  mm

$h_2 = 100$  mm

$h_s + h_2 = 771$  mm

$z$

Lasketaan kutistuman primääri- ja sekundaärivaikutuksien aiheuttama kokonaisjännitys tuella:

Kokonaisjännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{sh.s2.tuki} := \sigma_{sh.p.s2} + \sigma_{sh.s.s2} = 52.998 \text{ MPa}$$

Kokonaisjännitys vanhan rakenteen yläpinnan teräksissä:

$$\sigma_{sh.s1.tuki} := \sigma_{sh.p.s1} + \sigma_{sh.s.s1} = -1.433 \text{ MPa}$$

Kokonaisjännitys vanhan rakenteen alapinnan betonissa:

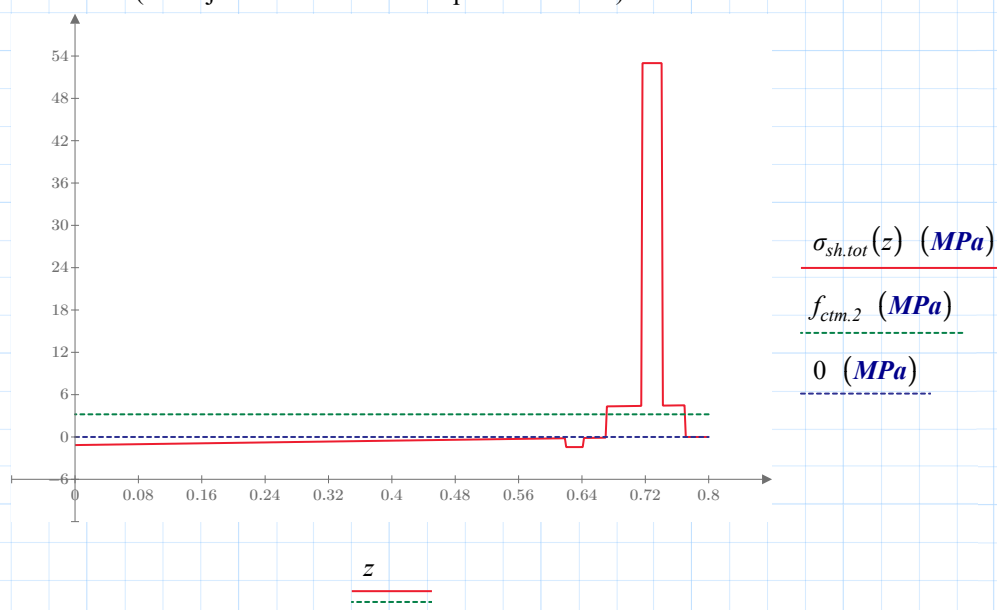
$$\sigma_{sh.c.tuki} := \sigma_{sh.p.c} + \sigma_{sh.s.c} = -1.148 \text{ MPa}$$

**Kutistuman aiheuttamat kokonaisjännitykset summataan vahvennetun rakenteen jännitystarkasteluissa alapinnan betonin puristusjännitykseen ja yläpinnan teräksien vetojännityksiin.**

Kutistuman primääri- ja sekundaärivaikutuksista aiheutuva yhdistetty jännitys jakauma liittopoikkileikkaukselle tuella:  
(kuvaajassa ei ole mukana alapinnan teräksiä)

$$\sigma_{sh.tot}(z) := \sigma_{sh.p}(z) + \sigma_{sh.s}(z)$$

Kutistuman aiheuttama kokonaisjännitys jakauma tuella  
(kuvaajassa ei ole mukana alapinnan teräksiä)



Laskentoja on yksinkertaistettu ajattelemalla, että kutistuman aiheuttamat kokonaisjännitykset tuen reunavahvikkeessa ovat samansuuruiset, kuin muualla tukialueella.

## 14. VAHVENNETUN RAKENTEEN JÄNNITYKSET KENTÄSSÄ

Laskennoissa on oletettu, että vanha rakenne kantaa oman painon, sekä pintalaatan painon. Liittorakenne kantaa pitkäaikaisena kuormana muut pysyvät kuormat, sekä lyhytaikaisena kuormana liikennekuormat. Liittorakenteeseen kohdistuvia kutistuman vaikutuksia ei kentässä tässä rakenteessa huomioida, sillä niillä on ainoastaan edullisia vaikutuksia tarkasteltaviin jännityksiin.

### Materiaaliominaisuudet:

Vanha betonirakenne:  $E_{cm,1} = 32.837 \text{ GPa}$

### Pysyvän kuorman virumasta tai muusta muodonmuutoksesta syntyvä vaikutus.

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:  
(uuden ohjeen taulukko 7.1)  $a := 0.9$

Vanhan betonin pitkäaikainen kimmokerroin kun silta on vahvennettu:  
(uuden ohjeen kohta 7.1.2)  $E_{cp,f} := \frac{E_{cm,1}}{1 + a \cdot \varphi_f} = 23.924 \text{ GPa}$

Kimmoerotusuhde:  
(teräs/vanha betoni pitkäaikainen)  $\alpha_L := \frac{E_s}{E_{cp,f}} = 8.36$

### Vanhat teräkset kentässä laatan alapinnassa:

Halkaisija:  $\phi_{s,f} = 22 \text{ mm}$

Jako:  $k_f = 110 \text{ mm}$

Raudoitusalaa:  $A_{s,f} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s,f}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_f} = 3455.752 \text{ mm}^2$

### Kuormat:

Omien painojen taivutusmomentti vanhalle piikattulle rakenteelle:  
(  $G_{piikattu\ rakenne} + G_{pintalaatta}$  )  $M_{sls,op} := 158 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Pysyvien kuormien aiheuttama momentti liittorakenteelle:  
(  $G_{pintarak} + G_{kaide} + G_{reunak.}$  )  $M_{sls,pys} := 31 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Liikennekuormien ja lämpötilaeron aiheuttama momentti liittorakenteelle:  
(  $AA42\_T7\_lyhyt\_kesk$  )  $M_{sls,liik} := 378 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Pintalaatan painosta ja vanhan rakenteen omasta painosta aiheutuvat jännitykset vanhalle vahventamattomalle rakenteelle:

Vahventamattoman rakenteen tehollinen korkeus:

$$d_{f.vanha} := h_f - c_{nom} - \frac{\phi_{s.f}}{2} = 530 \text{ mm}$$

Puristetun alueen korkeus vahventamattomassa rakenteessa kentässä, pitkäaikaisilla kuormilla:

$$x_{f.vanha} := \alpha_L \cdot \left( \frac{A_{s.f}}{d_{f.vanha} \cdot b} \right) \cdot d_{f.vanha} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.f}}{d_{f.vanha} \cdot b} \right) \cdot \alpha_L}} \right)$$

$$x_{f.vanha} = 148.473 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z_{vanha} := d_{f.vanha} - \frac{1}{3} \cdot x_{f.vanha} = 480.5 \text{ mm}$$

Teräsjännitys alapinnan teräksissä:

$$\sigma_{sf.vanha} := \frac{M_{sls.op}}{A_{s.f} \cdot z_{vanha}} = 95.2 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cf.vanha} := \frac{-2 \cdot M_{sls.op}}{b \cdot x_{f.vanha} \cdot z_{vanha}} = -4.4 \text{ MPa}$$

Pysyvien kuormien aiheuttama jännitys liittorakenteelle:

Vahvennetun rakenteen tehollinen korkeus:

$$d_f = 630 \text{ mm}$$

Puristetun alueen korkeus vahvennetussa rakenteessa kentässä, pitkäaikaisilla kuormilla:

$$x_f := \alpha_L \cdot \left( \frac{A_{s.f}}{d_f \cdot b} \right) \cdot d_f \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.f}}{d_f \cdot b} \right) \cdot \alpha_L}} \right) = 164.1 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z := d_f - \frac{1}{3} \cdot x_f = 575.3 \text{ mm}$$

Teräsjännitys alapinnan teräksissä:

$$\sigma_{sf.pys} := \frac{M_{sls.pys}}{A_{s.f} \cdot z} = 15.6 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cf.pys} := \frac{-2 \cdot M_{sls.pys}}{b \cdot x_f \cdot z} = -0.7 \text{ MPa}$$

Liikennekuormien ja lämpötilaeron aiheuttama momentti liittorakenteelle:

Puristetun alueen korkeus vahvennetussa rakenteessa kentässä, lyhytaikaisilla kuormilla:

$$x_f := \alpha_{s1} \cdot \left( \frac{A_{s,f}}{d_f \cdot b} \right) \cdot d_f \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s,f}}{d_f \cdot b} \right) \cdot \alpha_{s1}}} \right) = 143.2 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z := d_f - \frac{1}{3} \cdot x_f = 582.3 \text{ mm}$$

Teräsännitys alapinnan teräksissä:

$$\sigma_{sf,liik} := \frac{M_{sls,liik}}{A_{s,f} \cdot z} = 187.9 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cf,liik} := \frac{-2 \cdot M_{sls,liik}}{b \cdot x_f \cdot z} = -9.1 \text{ MPa}$$

Yhteenveto vahvennetun poikkileikkauksen jännityksistä kenttäalueella:

Teräsjännitykset:  $\sigma_{sf} := \sigma_{sf.vanha} + \sigma_{sf.pys} + \sigma_{sf.liik} = 298.596 \text{ MPa}$

Vanhan laatan yläpinta:  $\sigma_{cf} := \sigma_{cf.vanha} = -4.429 \text{ MPa}$

Pintalaatan yläpinta:  $\sigma_{cf,2} := \sigma_{cf.pys} + \sigma_{cf.liik} = -9.726 \text{ MPa}$

Vahvennetun rakenteen käyttöasteet kentässä:

NCCI2 kohta 7.2 mukaan käyttörajatilan sallitut jännitykset ovat betonille  $0.6 \cdot f_{ck}$  ja betoniteräksille  $0.8 \cdot f_{yk}$ . Kun ominaisyhdistelmässä on mukana mahdolliset pakkovoimat, voidaan jännitysrajana käyttää arvoa  $1.0 \cdot f_{yk}$ . Käyttöasteet sallituille jännityksille on esitettyä alla :

Sallitut jännitykset:  $\sigma_{c.sall.vanha} := 0.6 \cdot f_{ck,1} = 18 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c.sall.uusi} := 0.6 \cdot f_{ck,2} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.sall.vanha} := 1.0 \cdot f_{yk,1} = 400 \text{ MPa}$$

Vanhan laatan betonin käyttöaste:

$$KA_{\sigma_{c.vanha},f.vahv} := \frac{|\sigma_{cf}|}{\sigma_{c.sall.vanha}} = 24.6\%$$

Pintalaatan betonin käyttöaste:

$$KA_{\sigma_{c.pl},f} := \frac{|\sigma_{cf,2}|}{\sigma_{c.sall.uusi}} = 46.3\%$$

Vanhojen betoniteräksien käyttöaste:

$$KA_{\sigma_{s.vanha},f.vahv} := \frac{\sigma_{sf}}{\sigma_{s.sall.vanha}} = 74.6\%$$



## 15. HALKEAMAMITOITUS SILLAN KENTTÄALUEELLA

### Halkeamalevydet uuden ohjeen mukaisesti

Taulukko 11.2 Laskennallisen halkeamaleveysrajan  $w_{max}$  suositusarvot [mm].

Uusi silta 100 vuoden käyttöäälle NCCI2:n /26/ mukaan	Vanhan sillan uudet rakenneosat $\leq 50$ vuoden käyttöäälle	Vanhan sillan säilytettävät rakenneosat
0,30	0,40	0,40
0,20	0,30	0,30
0,15	0,20	0,20
0,10	0,15	0,15
0,07	0,10	0,10

Taulukon 11.2 laskennallisia halkeamaleveysrajoja voidaan korottaa luvulla  $1,0 \leq c/c_{min,dur} \leq 1,4$  missä  $c$  on halkeamaleveyden laskennassa käytetty betonipeite ja  $c_{min,dur}$  betonipeitteen vähimmäisarvo. Betonipeitteiden  $c_{min,dur}$  vaatimuksia on esitetty luvussa 11.3.1. Tilaaja voi tapauskohtaisesti asettaa muita ehtoja.

Betonipeitteenä  $c$  käytetään halkeamaleveyslaskennassa seuraavia arvoja:

- $c$  on säilytettävistä ja korjattavista rakenneosista luvun 11.3.1 mukaan mitattu todellinen betonipeite
- $c = \min(c_{true}, 1,4 \cdot c_{min,dur}, 50 \text{ mm})$  uusittavissa rakenneosissa ottaen huomioon luvussa 11.3.1 esitetyt asiat.  $c_{true}$  = lähinnä betonipintaa olevan halkeilua rajoittavan jännittämättömän raudoituksen todellinen betonipeite. /26/

### Mene NCCI II mukaan halkeamaleveyden määrittämisessä.

### Huomioi uuden ohjeen mukainen eroavaisuus $c_{min,dur}$ määrittämisessä. (s.67)

Betonipeitteille ja toleransseille käytetään seuraavia nimityksiä:

- $c_{min,dur}$  = ympäristöolosuhteiden ja käyttöiän vaatima vähimmäisarvo
- $\Delta c_{dev}$  = betonipeitteen sallittu mittapoikkeama, ks. kohta 4.4.1.3
- $c_{nom}$  =  $c_{min,dur} + \Delta c_{dev}$  = betonipeitteen nimellisarvo, ks. taulukot 4.1, 4.2 ja 4.3
- $c_{true}$  = lähinnä betonipintaa olevan halkeilua rajoittavan jännittämättömän raudoituksen todellinen betonipeite
- $c$  =  $\min(c_{true}, 1,4 \cdot c_{min,dur}, 50 \text{ mm})$  = halkeamaleveyslaskennassa kaavassa 7.1 käytettävä betonipeite.

Vahvennetun rakenteen kokonaiskorkeus:

$$h_{tot,f} := h_f + h_2 = 671 \text{ mm}$$

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen 12/2021 mukaisesti "Korjattavan sillan säilytettävän rakenneosan betonipeitteen sallittu vähimmäisarvo  $c_{min,dur}$  riippuu sillan erikoistarkastuksessa havaittujen kloridien tunkeutumisen, rapautuneen betonin syvyyden ja karbonatisoitumissyvyyden mukaan lasketusta betonipeitteen riittävyyden ennusteesta säilytettävän rakenneosan suunnitteluajan aikana.

Tämän laskentaesimerkin sillalle ei ole tehty erikoistarkastusta, mutta laskennoissa on oletettu, että  $c_{min,dur}$  arvona voidaan käyttää 25 mm.

Sallittu mittapoikkeama: (NCCI2 4.4.1.3)

$$\Delta c_{dev} := 5 \text{ mm}$$

Todellinen betonipeite:

$$c_{true} := c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Betonipeitteen minimi:

$$c_{min,dur} := c_{nom} - \Delta c_{dev} = 25 \text{ mm}$$

Laskennallinen betonipeite:

$$c := \min(c_{true}, 1,4 \cdot c_{min,dur}, 50 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

Jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa sillan pääsuunnassa kertoimella:

$$c_{kerroin} := \max\left(1, \min\left(\frac{c}{c_{min,dur}}, 1,4\right)\right) = 1,2$$

Halkeamamitoitus:

Poikkileikkauksen puristetun alueen korkeus:

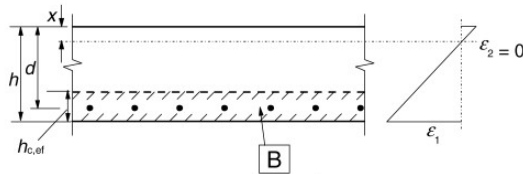
$$x_k := x_f$$

Vahvennetun kentän maksimiteräsjännitys:

$$\sigma_{s,f} = 298.596 \text{ MPa}$$

Vetojännitetyn betonin tehollinen korkeus

$$h_{c,eff} := \min \left( 2.5 \cdot (h_{tot,f} - d_f), \frac{(h_{tot,f} - x_k)}{3}, \frac{h_{tot,f}}{2} \right) = 0.103 \text{ m}$$



[B] – tehollinen vetoalue  $A_{c,eff}$

b) Laatta

Betonin tehollinen pinta-ala:

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = 0.103 \text{ m}^2$$

Raudoitussuhde:

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,f}}{A_{c,eff}} = 0.034$$

Kimmokerrointen välinen suhde: (teräs/vanha betoni)

$$\alpha_{s,l} = 6.091$$

Teräslaatu (harjateräs/sileä):

Teräs := "harjateräs"

$$k_1 := \begin{cases} \text{if } \text{Teräs} = \text{"harjateräs"} & = 0.8 \\ \quad \parallel & 0.8 \\ \text{else if } \text{Teräs} = \text{"sileä"} & \\ \quad \parallel & 1.6 \end{cases}$$

Venymäjakauma (veto/taivutus):

Venymä := "taivutus"

$$k_2 := \begin{cases} \text{if } \text{Venymä} = \text{"taivutus"} & = 0.5 \\ \quad \parallel & 0.5 \\ \text{else if } \text{Venymä} = \text{"veto"} & \\ \quad \parallel & 1.0 \end{cases}$$

Halkeamaväli:

$$s_{r,max} := 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{0.425 \cdot \phi_{s,f}}{\rho_{p,eff}} = 212.931 \text{ mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:

**Vaikutusaika := "lyhyt"**

$$k_t := \begin{cases} \text{if } \text{Vaikutusaika} = \text{"lyhyt"} \\ \quad || 0.6 \\ \text{else if } \text{Vaikutusaika} = \text{"pitkä"} \\ \quad || 0.4 \end{cases}$$

Betonin ja betoniterästen välinen venymäero:

$$\Delta\varepsilon := \max \left( \frac{\sigma_{sf} - k_t \cdot \frac{f_{ctm.1}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_{s1} \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{sf}}{E_s} \right) = 0.118\%$$

Halkeamaleveys:

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.252 \text{ mm}$$

Uuden ohjeen mukainen sallittu halkeamaleveys:

**$w_{k,0} := 0.3 \text{ mm}$**

Korotettu halkeamaleveys:

$$w_{k,sall} := c_{kerroin} \cdot w_{k,0} = 0.36 \text{ mm}$$

Käyttöaste halkeamaleveydelle:

**$Ka_{halk,f} := \frac{w_k}{w_{k,sall}} = 69.9\%$**

## 16. VAHVENNETUN REUNAVAHVIKKEEN JÄNNITYKSET KENTÄSSÄ

Vahvennettuun reunavahvikkeeseen kohdistuvia kutistuman vaikutuksia ei kentässä huomioida, sillä niillä on ainoastaan edullisia vaikutuksia tarkasteltaviin jännityksiin.

### Betonin ominaisuudet:

Reunavahvikkeen korkeus:  $h_{rvahv} = 635 \text{ mm}$

Pintalaatan korkeus:  $h_2 = 100 \text{ mm}$

Reunavahvikkeen leveys:  $b_{rvahv} = 350 \text{ mm}$

Reunavahvikkeen betonipeite:  $c_{nom.rvahv} = 27.5 \text{ mm}$

### Betoniterästen ominaisuudet kentässä:

Vanhat teräskset:

Vahvikkeen haka:  $\phi_{sw.rvahv} = 8 \text{ mm}$

Halkaisija, pääteräs:  $\phi_{s.f.rvahv} = 22 \text{ mm}$

Lukumäärä:  $lkm_{f.rvahv} = 4$

Raudoitusala:  $A_{s.f.rvahv} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.f.rvahv}}{2} \right)^2 \cdot lkm_{f.rvahv} = 1520.531 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus:  $d_{f.rvahv} := h_{rvahv} + h_2 - c_{nom.rvahv} - \phi_{sw.rvahv} - \frac{\phi_{s.f.rvahv}}{2} = 688.5 \text{ mm}$

### Reunavahvikkeelle kohdistuvat kuormat:

Omien painojen taivutusmomentti  
vanhalle piikatalle rakenteelle:  
(  $G_{piikattu rakenne} + G_{pintalaatta}$  )

$$M_{sls.op.rvahv} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 216 \text{ kN} \cdot \text{m} = 75.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pysyvien kuormien aiheuttama  
momentti liittorakenteelle:  
(  $G_{pintarak} + G_{kaide} + G_{reunak.}$  )

$$M_{sls.pys.rvahv} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 40 \text{ kN} \cdot \text{m} = 14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Liikennekuormien ja lämpötilaeron  
aiheuttama momentti liittorakenteelle:  
(  $AA42\_T7\_lyhyt\_kesk$  )

$$M_{sls.liik.rvahv} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 493 \text{ kN} \cdot \text{m} = 172.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pintalaatan painosta ja vanhan rakenteen omasta painosta aiheutuvat jännitykset vanhalle vahventamattomalle reunavahvikkeelle:

Vahventamattoman rakenteen tehollinen korkeus:

$$d_{f.rvahv.vanha} := h_{rvahv} - c_{nom.rvahv} - \phi_{sw.rvahv} - \frac{\phi_{s.f.rvahv}}{2}$$

$$d_{f.rvahv.vanha} = 588.5 \text{ mm}$$

Puristetun alueen korkeus vahventamattomassa rakenteessa kentässä, pitkäaikaisilla kuormilla:

$$x_{f.rvahv.vanha} := \alpha_L \cdot \left( \frac{A_{s.f.rvahv}}{d_{f.rvahv.vanha} \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot d_{f.rvahv.vanha} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.f.rvahv}}{d_{f.rvahv.vanha} \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot \alpha_L}} \right)$$

$$x_{f.rvahv.vanha} = 173.599 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z_{rvahv.vanha} := d_{f.rvahv.vanha} - \frac{1}{3} \cdot x_{f.rvahv.vanha} = 530.6 \text{ mm}$$

Teräsjännitys alapinnan teräksissä:

$$\sigma_{sf.vanha} := \frac{M_{sls.op.rvahv}}{A_{s.f.rvahv} \cdot z_{rvahv.vanha}} = 93.7 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cf.vanha} := \frac{-2 \cdot M_{sls.op.rvahv}}{b_{rvahv} \cdot x_{f.rvahv.vanha} \cdot z_{rvahv.vanha}} = -4.7 \text{ MPa}$$

Pysyvien kuormien aiheuttama jännitys liittorakenteelle:

Vahvennetun rakenteen tehollinen korkeus:

$$d_{f.rvahv} = 688.5 \text{ mm}$$

Puristetun alueen korkeus vahvennetussa rakenteessa kentässä, pitkäaikaisilla kuormilla:

$$x_f := \alpha_L \cdot \left( \frac{A_{s.f.rvahv}}{d_{f.rvahv} \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot d_{f.rvahv} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.f.rvahv}}{d_{f.rvahv} \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot \alpha_L}} \right) = 190.2 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z := d_{f.rvahv} - \frac{1}{3} \cdot x_f = 625.1 \text{ mm}$$

Teräsjännitys alapinnan teräksissä:

$$\sigma_{sf.pys} := \frac{M_{sls.pys.rvahv}}{A_{s.f.rvahv} \cdot z} = 14.7 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cf.pys} := \frac{-2 \cdot M_{sls.pys.rvahv}}{b_{rvahv} \cdot x_f \cdot z} = -0.7 \text{ MPa}$$

Liikennekuormien ja lämpötilaeron aiheuttama momentti liittorakenteelle:

Puristetun alueen korkeus vahvennetussa rakenteessa kentässä, lyhytaikaisilla kuormilla:

$$x_f := \alpha_{sI} \cdot \left( \frac{A_{s,f,rvahv}}{d_{f,rvahv} \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot d_{f,rvahv} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s,f,rvahv}}{d_{f,rvahv} \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot \alpha_{sI}}} \right) = 166.2 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi: 
$$z := d_{f,rvahv} - \frac{1}{3} \cdot x_f = 633.1 \text{ mm}$$

Teräsännitys alapinnan teräksissä: 
$$\sigma_{sf,liik} := \frac{M_{sls,liik,rvahv}}{A_{s,f,rvahv} \cdot z} = 179.2 \text{ MPa}$$

Betonijännitys: 
$$\sigma_{cf,liik} := \frac{-2 \cdot M_{sls,liik,rvahv}}{b_{rvahv} \cdot x_f \cdot z} = -9.4 \text{ MPa}$$

Yhteenveto vahvennetun reunavahvikkeen  
jännityksistä kenttäalueella:

Teräsjännitykset:  $\sigma_{sf} := \sigma_{sf.vanha} + \sigma_{sf.pys} + \sigma_{sf.liik} = 287.678 \text{ MPa}$

Vanhan rakenteen yläpinta:  $\sigma_{cf} := \sigma_{cf.vanha} = -4.69 \text{ MPa}$

Pintalaatan yläpinta:  $\sigma_{cf.2} := \sigma_{cf.pys} + \sigma_{cf.liik} = -10.041 \text{ MPa}$

Vahvennetun reunavahvikkeen käyttöasteet kentässä:

NCCI2 kohta 7.2 mukaan käyttörajatilan sallitut jännitykset ovat betonille  $0.6 \cdot f_{ck}$  ja betoniteräksille  $0.8 \cdot f_{yk}$ . Kun ominaisyhdistelmässä on mukana mahdolliset pakkovoimat, voidaan jännitysrajana käyttää arvoa  $1.0 \cdot f_{yk}$ . Käyttöasteet sallituille jännityksille on esitettyä alla :

Sallitut jännitykset:  $\sigma_{c.sall.vanha} := 0.6 \cdot f_{ck.1} = 18 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c.sall.uusi} := 0.6 \cdot f_{ck.2} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.sall.vanha} := 1.0 \cdot f_{yk.1} = 400 \text{ MPa}$$

Vanhan reunavahvikkeen betonin käyttöaste:

$$KA_{\sigma_{c.vanha}, f.vahv.rvahv} := \frac{|\sigma_{cf}|}{\sigma_{c.sall.vanha}} = 26.1\%$$

Pintalaatan betonin käyttöaste:

$$KA_{\sigma_{c.pl.f}, f.vahv} := \frac{|\sigma_{cf.2}|}{\sigma_{c.sall.uusi}} = 47.8\%$$

Vanhojen betoniteräksien  
käyttöaste:

$$KA_{\sigma_{s.vanha}, f.vahv.rvahv} := \frac{\sigma_{sf}}{\sigma_{s.sall.vanha}} = 71.9\%$$

## 17. HALKEAMAMITOITUS REUNAVAHVIKKEESSA SILLAN KENTTÄALUEELLA

Vahvennetun reunavahvikkeen kokonaiskorkeus:  $h_{tot.f.rvahv} := h_{rvahv} + h_2 = 735 \text{ mm}$

Tämän laskentaesimerkin sillalle ei ole tehty erikoistarkastusta, mutta laskennoissa on oletettu, että  $c_{min.dur}$  arvo on reunavahvikkeen vanhassa betonipinnassa sama, kuin reunavahvikkeen betonipeitteen nimellisarvo  $c_{nom.rvahv}$ .  
Tässä tapauksessa halkeamaleveyttä ei siis voi korottaa kertoimella.

Sallittu mittapoikkeama:  $\Delta c_{dev} := 5 \text{ mm}$   
(NCCI2 4.4.1.3)

Todellinen betonipeite:  $c_{true} := c_{nom.rvahv} = 27.5 \text{ mm}$

Betonipeitteen minimi:  $c_{min.dur} := c_{nom.rvahv} = 27.5 \text{ mm}$

Laskennallinen betonipeite:  $c := \min(c_{true}, 1.4 \cdot c_{min.dur}, 50 \text{ mm}) = 27.5 \text{ mm}$

Jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa sillan pääsuunnassa kertoimella:  $c_{kerroin} := \max\left(1, \min\left(\frac{c}{c_{min.dur}}, 1.4\right)\right) = 1$

### Halkeamamitoitus:

Poikkileikkauksen puristetun alueen korkeus:  $x_k := x_f$

Vahvennetun kentän maksimiteräsjännitys:  $\sigma_{sf} = 287.678 \text{ MPa}$

Vetojännitetyn betonin tehollinen korkeus  $h_{c,eff} := \min\left(2.5 \cdot (h_{tot.f.rvahv} - d_{f.rvahv}), \frac{(h_{tot.f.rvahv} - x_k)}{3}, \frac{h_{tot.f.rvahv}}{2}\right) = 0.116 \text{ m}$

Betonin tehollinen pinta-ala:  $A_{c,eff} := b_{rvahv} \cdot h_{c,eff} = 0.041 \text{ m}^2$

Raudoitussuhde:  $\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,f.rvahv}}{A_{c,eff}} = 0.037$

Kimmokerrointen välinen suhde:  $\alpha_{s,l} = 6.091$   
(teräs/vanha betoni)

Teräslaatu (harjateräs/sileä):  $Teräs := \text{“harjateräs”}$

$$k_1 := \begin{cases} \text{if } Teräs = \text{“harjateräs”} & = 0.8 \\ \text{else if } Teräs = \text{“sileä”} & \\ & = 1.6 \end{cases}$$



Venymäjakauma (veto/taivutus):

$$\text{Venymä} := \text{"taivutus"}$$

$$k_2 := \text{if Venymä} = \text{"taivutus"} \quad \left| \begin{array}{l} = 0.5 \\ \parallel 0.5 \\ \text{else if Venymä} = \text{"veto"} \\ \parallel 1.0 \end{array} \right.$$

Halkeamaväli:

$$s_{r,max} := 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{0.425 \cdot \phi_{s,f,r,vahv}}{\rho_{p,eff}} = 193.578 \text{ mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:

$$\text{Vaikutusaika} := \text{"lyhyt"}$$

$$k_1 := \text{if Vaikutusaika} = \text{"lyhyt"} \quad \left| \begin{array}{l} \parallel 0.6 \\ \text{else if Vaikutusaika} = \text{"pitkä"} \\ \parallel 0.4 \end{array} \right.$$

Betonin ja betoniterästen välinen venymäero:

$$\Delta\varepsilon := \max \left( \frac{\sigma_{sf} - k_1 \cdot \frac{f_{ctm,1}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_{s1} \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{sf}}{E_s} \right) = 0.115\%$$

Halkeamaleveys:

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.223 \text{ mm}$$

Uuden ohjeen mukainen sallittu halkeamaleveys:

$$w_{k,0} := 0.3 \text{ mm}$$

Korotettu halkeamaleveys:

$$w_{k,sall} := c_{kerroin} \cdot w_{k,0} = 0.3 \text{ mm}$$

Käyttöaste halkeamaleveydelle:

$$Ka_{\text{halk.f.r,vahv}} := \frac{w_k}{w_{k,sall}} = 74.4\%$$

## 18. PINTALAATAN VIRUMALUVUN MÄÄRITTÄMINEN JÄNNITYSTEN LASKENTAA VARTEN

NCCI 2

Betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina:  $t := 50 \cdot 365$  vrk

Betonin ikä vuorokausina kun pintalaatta alkaa kantamaan siihen kohdistuvia kuormituksia:  $t_0 := 28$  vrk

Betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin:  $\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm,2}}{\text{MPa}}}} = 2.562$

Betonin kuormittumisen alkamisajankohdan huomioon ottava kerroin:  $\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.488$

Kerroin betonin mukaisesti:

$$\alpha_1 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm,2}} \right)^{0.7} = 0.866 \quad \alpha_2 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm,2}} \right)^{0.2} = 0.96 \quad \alpha_3 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm,2}} \right)^{0.5} = 0.902$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \text{if } f_{cm,2} \leq 35 \text{ MPa} & = 1.244 \\ \left| 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_{0,2}}{\text{mm}}}} \right| \\ \text{else if } f_{cm,2} > 35 \text{ MPa} & \left( \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_{0,2}}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \end{cases}$$

Nimellinen virumaluku:  $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.557$

$$\beta_H := \begin{cases} \text{if } f_{cm,2} \leq 35 \text{ MPa} & = 669.429 \\ \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_{0,2}}{\text{mm}} + 250, 1500 \right) \right| \\ \text{else if } f_{cm,2} > 35 \text{ MPa} & \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_{0,2}}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) \right| \end{cases}$$

Virumisen kehittyminen ajan myötä kuormittumisen jälkeen:  $\beta_c := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$

Virumaluku:  $\varphi_2 := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.54$

## 19. VANHAN PÄÄLLYSRAKENTEEN VIRUMALUKU TUELLA, KUN RAKENNE ON VAHVENNETTU

Päällysrakenteen poikkileikkauksen pinta-ala tuella:  $A_{tuki} := h_s \cdot b_{silta} = 5.1 \text{ m}^2$

Päällysrakenteen kuivumissuunnan pituus:  **$u_{tuki} := b_{silta} + 2 \cdot h_s = 8.942 \text{ m}$**   
(Ei kuivu ylöspäin)

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus:  $h_0 := \frac{2 \cdot A_{tuki}}{u_{tuki}} = 1141 \text{ mm}$

Betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina:  **$t := 112 \cdot 365$**  vrk  
(50 vuotta vahventamisen jälkeen)

Betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa uudestaan:  **$t_0 := 62 \cdot 365$**  vrk  
(sillan ikä kun silta vahvennetaan)

Betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin:  $\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm,1}}} = 2.725$

Betonin kuormittumisen alkamisajankohdan huomioon ottava kerroin:  $\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.133$

Kerroin betonin mukaisesti:

$$\alpha_1 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm,1}} \right)^{0.7} = 0.944$$

$$\alpha_2 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm,1}} \right)^{0.2} = 0.984$$

$$\alpha_3 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm,1}} \right)^{0.5} = 0.96$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \text{if } f_{cm,1} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left| \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 + \frac{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}}}{\left( \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 + \frac{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) \cdot \alpha_1} \right| \cdot \alpha_2 \end{cases} = 1.161$$

Nimellinen virumaluku:  $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 0.42$

$$\beta_H := \begin{cases} \text{if } f_{cm,1} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \right) \right. \\ \left. \text{else if } f_{cm,1} > 35 \text{ MPa} \\ \left| \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) \right| \end{cases} = 1439.572$$

Virumisen kehittyminen ajan myötä kuormittumisen jälkeen:  $\beta_c := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.977$

Virumaluku:  **$\varphi_s := \varphi_0 \cdot \beta_c = 0.411$**

## 20. VAHVENNETUN RAKENTEEN JÄNNITYKSET TUELLA

Laskennoissa on oletettu, että vanha rakenne kantaa oman painon, sekä pintalaatan painon. Liittorakenne kantaa pitkäaikaisena kuormana muut pysyvät kuormat, sekä lyhytaikaisena kuormana liikennekuormat. Liittorakenteeseen kohdistuvat pintalaatan kutistuman vaikutukset huomioidaan pysyvänä kuormana.

Pysyvän kuorman virumasta tai muusta muodonmuutoksesta syntyvä vaikutus.

Vanha betonirakenne:

Kimmokerroin:  $E_{cm,1} = 32.837 \text{ GPa}$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:  
(uuden ohjeen taulukko 7.1)  $a := 0.9$

Uuden betonin pitkäaikainen kimmokerroin:  
(uuden ohjeen kohta 7.1.2)  $E_{cp,s} := \frac{E_{cm,1}}{1 + a \cdot \varphi_s} = 23.971 \text{ GPa}$

Kimmokerroinsuhde:  
(teräs/vanha betoni pitkäaikainen)  $\alpha_L := \frac{E_s}{E_{cp,s}} = 8.343$

Uusi betonirakenne:  
(pintalaatta)

Kimmokerroin:  $E_{cm,2} = 34.077 \text{ GPa}$

Pintalaatan virumaluku:  $\varphi_2 = 1.54$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:  
(uuden ohjeen taulukko 7.1)  $a := 0.52$

Uuden betonin pitkäaikainen kimmokerroin:  
(uuden ohjeen kohta 7.1.2)  $E_{cp,2} := \frac{E_{cm,2}}{1 + a \cdot \varphi_2} = 18.925 \text{ GPa}$

Kimmokerroinsuhde:  
(teräs/uusi betoni pitkäaikainen)  $\alpha_{L,2} := \frac{E_s}{E_{cp,2}} = 10.568$

Poikkileikkaukset:

Vanha betonirakenne:  $h_s = 671 \text{ mm}$

Pintalaatta:  $h_2 = 100 \text{ mm}$

Betoniteräksset:

Vanhat:  $A_{s,s1} = (3.456 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$   $d_{s1} = 0.63 \text{ m}$

Uudet:  $\phi_{s,s2} = 25 \text{ mm}$   $k_{s2} = 150 \text{ mm}$

$$A_{s,s2} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s,s2}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_{s2}} = 3272.492 \text{ mm}^2$$

$$d_{s2} := h_s + h_2 - c_{nom} - \frac{\phi_{s,s2}}{2} = 728.5 \text{ mm}$$

Kuormat:

Omien painojen momentti  
vanhalle piikattulle rakenteelle:  
(  $G_{piikattu\ rakenne} + G_{pintalaatta}$  )

$$M_{sls.op} := 346 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pysyvien kuormien aiheuttama  
momentti liittorakenteelle:  
(  $G_{pintarak} + G_{kaide} + G_{reunak.}$  )

$$M_{sls.pys} := 65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Liikenne- ja lämpötilakuorman  
momentti liittorakenteelle:  
(  $p_{Y10\_lyhyt\_vt}$  )

$$M_{sls.liik} := 487 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jännitysten laskentaa on yksinkertaistettu ajattelemalla, että jännitykset jakautuvat liittorakenteessa pintalaatan teräksille ja vanhan rakenteen yläpinnan teräksille tasaisesti lukuun ottamatta pintalaatan kutistuman aiheuttamia jännityksiä. Vastaavalla tavalla ajatellaan toimivan normaali taivutettu tb-poikkileikkaus, missä teräkset ovat kahdessa kerroksessa. Liittorakenteiden laskentaperiaatteiden mukaan kohdistuisi pintalaatan teräksiin hieman enemmän jännityksiä, kuin vanhoihin teräksiin.

Pintalaatan painosta ja vanhan rakenteen omasta painosta aiheutuvat jännitykset vanhalle vahventamattomalle rakenteelle:

Puristetun alueen korkeus vahventamattomassa rakenteessa tuella, pitkäaikaisilla kuormilla:

$$x_{s.vanha} := \alpha_L \cdot \left( \frac{A_{s.sl}}{d_{sl} \cdot b} \right) \cdot d_{sl} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.sl}}{d_{sl} \cdot b} \right) \cdot \alpha_L}} \right) = 163.9 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarssi:

$$z_{vanha} := d_{sl} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.vanha} = 575.4 \text{ mm}$$

Teräsjännitys vanhoissa teräksissä:

$$\sigma_{s.sl.vanha} := \frac{M_{sls.op}}{A_{s.sl} \cdot z_{vanha}} = 174 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cs.vanha} := \frac{-2 \cdot M_{sls.op}}{b \cdot x_{s.vanha} \cdot z_{vanha}} = -7.3 \text{ MPa}$$

Pysyvien kuormien aiheuttama jännitys  
liittorakenteelle:

Puristetun alueen korkeus  
vahvennetussa rakenteessa tuella,  
pitkäaikaisilla kuormilla:

$$x_{s.liitto.L} := \left( \frac{\alpha_L + \alpha_{L2}}{2} \right) \cdot \left( \frac{A_{s.s1} + A_{s.s2}}{\left( \frac{d_{s1} + d_{s2}}{2} \right) \cdot b} \right) \cdot \left( \frac{d_{s1} + d_{s2}}{2} \right) \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.s1} + A_{s.s2}}{\left( \frac{d_{s1} + d_{s2}}{2} \right) \cdot b} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_L + \alpha_{L2}}{2} \right)}} \right)$$

$$x_{s.liitto.L} = 237.173 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi vanhoille  
teräksille:

$$z_{s1.L} := d_{s1} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.liitto.L} = 550.9 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi pintalaatan  
teräksille:

$$z_{s2.L} := d_{s2} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.liitto.L} = 649.4 \text{ mm}$$

Kuormitukset jakautuvat vanhoille  
teräksille suhdeluvulla:

$$suhde_{s1} := \frac{A_{s.s1} \cdot z_{s1.L}}{A_{s.s1} \cdot z_{s1.L} + A_{s.s2} \cdot z_{s2.L}} = 0.473$$

Kuormitukset jakautuvat uusille  
teräksille suhdeluvulla:

$$suhde_{s2} := 1 - suhde_{s1} = 0.527$$

Teräsjännitys vanhoissa  
teräksissä:

$$\sigma_{s.s1.pys} := \frac{M_{sls.pys} \cdot suhde_{s1}}{A_{s.s1} \cdot z_{s1.L}} = 16.1 \text{ MPa}$$

Teräsjännitys  
pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{s.s2.pys} := \frac{M_{sls.pys} \cdot suhde_{s2}}{A_{s.s2} \cdot z_{s2.L}} = 16.1 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cs.pys} := \frac{-2 \cdot M_{sls.pys}}{b \cdot x_{s.liitto.L} \cdot \left( \frac{z_{s1.L} + z_{s2.L}}{2} \right)} = -0.9 \text{ MPa}$$

Liikennekuormien ja lämpötilaeron aiheuttama momentti liittorakenteelle:

Puristetun alueen korkeus vahvennetussa rakenteessa tuella, lyhytaikaisilla kuormituksilla:

$$x_{s.liitto.i} := \left( \frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{2} \right) \cdot \left( \frac{A_{s.s1} + A_{s.s2}}{\left( \frac{d_{s1} + d_{s2}}{2} \right) \cdot b} \right) \cdot \left( \frac{d_{s1} + d_{s2}}{2} \right) \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.s1} + A_{s.s2}}{\left( \frac{d_{s1} + d_{s2}}{2} \right) \cdot b} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{2} \right)}} \right)$$

$$x_{s.liitto.i} = 196.994 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi vanhoille teräksille:

$$z_{s1.i} := d_{s1} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.liitto.i} = 564.3 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi pintalaatan teräksille:

$$z_{s2.i} := d_{s2} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.liitto.i} = 662.8 \text{ mm}$$

Kuormitukset jakautuvat vanhoille teräksille suhdeluvulla:

$$suhde_{s1} := \frac{A_{s.s1} \cdot z_{s1.i}}{A_{s.s1} \cdot z_{s1.i} + A_{s.s2} \cdot z_{s2.i}} = 0.473$$

Kuormitukset jakautuvat uusille teräksille suhdeluvulla:

$$suhde_{s2} := 1 - suhde_{s1} = 0.527$$

Teräsjännitys vanhoissa teräksissä:

$$\sigma_{s.s1.liik} := \frac{M_{sls.liik} \cdot suhde_{s1}}{A_{s.s1} \cdot z_{s1.i}} = 118.2 \text{ MPa}$$

Teräsjännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{s.s2.liik} := \frac{M_{sls.liik} \cdot suhde_{s2}}{A_{s.s2} \cdot z_{s2.i}} = 118.2 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cs.liik} := \frac{-2 \cdot M_{sls.liik}}{b \cdot x_{s.liitto.i} \cdot \left( \frac{z_{s1.i} + z_{s2.i}}{2} \right)} = -8.1 \text{ MPa}$$

Kutistuman aiheuttama kokonaisjännitys liittorakenteelle:

Teräsjännitys vanhoissa teräksissä:

$$\sigma_{s.s1.kut} := \sigma_{sh.s1.tuki} = -1.4 \text{ MPa}$$

Teräsjännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{s.s2.kut} := \sigma_{sh.s2.tuki} = 53 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cs.kut} := \sigma_{sh.c.tuki} = -1.1 \text{ MPa}$$

Yhteenveto vahvennetun poikkileikkauksen jännityksistä tukialueella:

Teräsjännitykset vanhoissa teräksissä:  $\sigma_{s.s1} := \sigma_{s.s1.vanha} + \sigma_{s.s1.pys} + \sigma_{s.s1.liik} + \sigma_{s.s1.kut} = 306.942 \text{ MPa}$

Teräsjännitykset uusissa teräksissä:  $\sigma_{s.s2} := \sigma_{s.s2.pys} + \sigma_{s.s2.liik} + \sigma_{s.s2.kut} = 187.354 \text{ MPa}$

Vanhan laatan alapinta:  $\sigma_{cs} := \sigma_{cs.vanha} + \sigma_{cs.pys} + \sigma_{cs.liik} + \sigma_{cs.kut} = -17.456 \text{ MPa}$

Vahvennetun rakenteen käyttöasteet tuella:

NCCI2 kohta 7.2 mukaan käyttörajatilan sallitut jännitykset ovat betonille  $0.6 \cdot f_{ck}$  ja betoniteräksille  $0.8 \cdot f_{yk}$ . Kun ominaisyhdistelmässä on mukana mahdolliset pakkovoimat, voidaan jännitysrajana käyttää arvoa  $1.0 \cdot f_{yk}$ . Käyttöasteet sallituille jännityksille on esitettyä alla :

Sallitut jännitykset:  $\sigma_{c.sall.vanha} := 0.6 \cdot f_{ck,1} = 18 \text{ MPa}$

$\sigma_{s.sall.vanha} := 1.0 \cdot f_{yk,1} = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_{s.sall.uusi} := 1.0 \cdot f_{yk,2} = 500 \text{ MPa}$

Vanhan laatan betonin käyttöaste:

$$KA_{ac.vanha.s.vahv} := \frac{|\sigma_{cs}|}{\sigma_{c.sall.vanha}} = 97\%$$

Vanhojen betoniteräksien käyttöaste:

$$KA_{as.vanha.s.vahv} := \frac{\sigma_{s.s1}}{\sigma_{s.sall.vanha}} = 76.7\%$$

Uusien betoniteräksien käyttöaste:

$$KA_{as.uusi.s.vahv} := \frac{\sigma_{s.s2}}{\sigma_{s.sall.uusi}} = 37.5\%$$



## 21. HALKEAMAMITOITUS SILLAN TUKIALUEELLA PINTALAATASSA

**Tarkistetaan vain pintalaatan halkeamaleveys, koska vanhan laatan yläpinnan halkeamat jäävät uuden pintalaatan alle ja niiden leveys ei rajoita rakenteen käyttöikää.**

Poikkileikkaus:  $h_s = 671 \text{ mm}$        $h_2 = 100 \text{ mm}$        $h_{tot.s} := h_s + h_2 = 771 \text{ mm}$

Betonipeite:  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Pintalaatan vetoteräksät:  $\phi_{s.s2} = 25 \text{ mm}$        $A_{s.s2} = (3.272 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus:  $d_{s2} = 728.5 \text{ mm}$

Sallittu mittapoikkeama:  $\Delta c_{dev} := 5 \text{ mm}$   
(NCCI2 4.4.1.3)

Todellinen betonipeite:  $c_{true} := c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Betonipeitteen minimi:  $c_{min.dur} := c_{nom} - \Delta c_{dev} = 25 \text{ mm}$

Laskennallinen betonipeite:  $c := \min(c_{true}, 1.4 \cdot c_{min.dur}, 50 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$

Jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa **sillan pääsuunnassa** kertoimella:  $c_{kerroin} := \max\left(1, \min\left(\frac{c}{c_{min.dur}}, 1.4\right)\right) = 1.2$

### Halkeamamitoitus:

Poikkileikkauksen puristetun alueen korkeus:  $x_k := x_{s.liitto.l} = 196.994 \text{ mm}$

Teräsännitys uusissa teräksissä, **mistä on vähennetty primäärisen kutistuman aiheuttama pintalaatan teräksiin kohdistuva vetojännitys:**  $\sigma_{s.s2.red} := \sigma_{s.s2} - \sigma_{0.sh.c} \cdot \alpha_{L2.kut} = 140.356 \text{ MPa}$

Vetojännitetyn betonin tehollinen korkeus:  $h_{c.ef} := \min\left(2.5 \cdot (h_{tot.s} - d_{s2}), \frac{(h_{tot.s} - x_k)}{3}, \frac{h_{tot.s}}{2}\right)$   
 $h_{c.ef} = 106.25 \text{ mm}$

Betonin tehollinen pinta-ala:  $A_{c.ef} := b \cdot h_{c.ef} = 0.106 \text{ m}^2$

Raudoitusuhde:  $\rho_{p.ef} := \frac{A_{s.s2}}{A_{c.ef}} = 0.031$

Kimmokerrointen välinen suhde:  $\alpha_{s2} = 5.869$   
(teräs/uusi betoni)

Teräslaatu (harjateräs/sileä):

**Teräs := "harjateräs"**

$$k_1 := \text{if } \text{Teräs} = \text{"harjateräs"} \\ \parallel 0.8 \\ \text{else if } \text{Teräs} = \text{"sileä"} \\ \parallel 1.6$$

Venymäjakauma (veto/taivutus):

**Venymä := "veto"**

$$k_2 := \text{if } \text{Venymä} = \text{"taivutus"} \\ \parallel 0.5 \\ \text{else if } \text{Venymä} = \text{"veto"} \\ \parallel 1.0$$

Tukialueella pintalaatta on kauttaaltaan vedetty ja taivutettu. Halkeamaleveys tarkastellaan pintalaatan teräksessä vaikuttavalle kokonaisjännitykselle vedon tapauksessa, jolloin saadaan varmalla puolella oleva arvo.

Halkeamaväli:

$$s_{r,max} := 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{0.425 \cdot \phi_{s,s2}}{\rho_{p,eff}} = 377.975 \text{ mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:

**Vaikutusaika := "lyhyt"**

$$k_t := \text{if } \text{Vaikutusaika} = \text{"lyhyt"} \\ \parallel 0.6 \\ \text{else if } \text{Vaikutusaika} = \text{"pitkä"} \\ \parallel 0.4$$

Betonin ja betoniterästen välinen venymäero:

$$\Delta \varepsilon := \max \left( \frac{\sigma_{s,s2,red} - k_t \cdot \frac{f_{ctm,2}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_{s2} \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s,s2,red}}{E_s} \right) = 0.042\%$$

Uuden ja vanhan laatan välinen kutistumaero jäykkyyksien suhteen tuella:

$$\Delta \varepsilon_{cs,red,s} = 0.023\%$$

Huomataan, että kun lisätään pintalaatan aiheuttama kutistumaero betonin ja betoniteräksien väliseen venymäeroon, niin halkeamaleveys kasvaa merkittävästi.

Betoniteräksissä vaikuttava kokonaisvenymä:

$$\varepsilon_{tot} := \Delta \varepsilon + \Delta \varepsilon_{cs,red,s} = 0.066\%$$

Halkeamaleveys:

$$w_k := s_{r,max} \cdot \varepsilon_{tot} = 0.248 \text{ mm}$$

Uuden ohjeen mukainen sallittu halkeamaleveys:

$$w_{k,0} := 0.30 \text{ mm}$$

Korotettu halkeamaleveys:

$$w_{k,sall} := c_{kerroin} \cdot w_{k,0} = 0.36 \text{ mm}$$

Käyttöaste halkeamaleveydelle:

$$Ka_{halk,s} := \frac{w_k}{w_{k,sall}} = 68.9\%$$

## 22. VAHVENNETUN REUNAVAHVIKKEEN JÄNNITYKSET TUELLA

Laskentoja on yksinkertaistettu ajattelemalla, että kutistuman aiheuttamat kokonaisjännitykset tuen reunavahvikkeessa ovat samansuuruiset, kuin muualla tukialueella.

### Betoniterästen ominaisuudet reunavahvikkeessa tuella:

Vanhat teräkset:

Halkaisija:  $\phi_{s.s.rvahv} = 22 \text{ mm}$

Lukumäärä:  $lkm_{s.rvahv} = 4$

Raudoitusala:  $A_{s.s.rvahv} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.s.rvahv}}{2} \right)^2 \cdot lkm_{s.rvahv} = 1520.531 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus:  $d_{s.rvahv} := h_{rvahv} - c_{nom.rvahv} - \phi_{sw.rvahv} - \frac{\phi_{s.s.rvahv}}{2} = 588.5 \text{ mm}$

Uudet teräkset:

Halkaisija:  $\phi_{s.s.2} = 25 \text{ mm}$

Jako:  $lkm_{s.2.rvahv} = 2$

Raudoitusala:  $A_{s.s.2.rvahv} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.s.2}}{2} \right)^2 \cdot lkm_{s.2.rvahv} = 981.748 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus:  $d_{s.2.rvahv} := h_{rvahv} + h_2 - c_{nom} - \frac{\phi_{s.s.2}}{2} = 692.5 \text{ mm}$

### Reunavahvikkeelle kohdistuvat kuormat:

Omien painojen momentti  
vanhalle piikatalulle rakenteelle:  
(  $G_{piikattu\ rakenne} + G_{pintalaatta}$  )

$$M_{sls.op.rvahv} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 282 \text{ kN} \cdot \text{m} = 98.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pysyvien kuormien aiheuttama  
momentti liittorakenteelle:  
(  $G_{pintarak} + G_{kaide} + G_{reunak.}$  )

$$M_{sls.pys.rvahv} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 54 \text{ kN} \cdot \text{m} = 18.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Liikenne- ja lämpötilakuorman  
momentti liittorakenteelle:  
(  $p_{T4\_lyhyt\_vt}$  )

$$M_{sls.liik.rvahv} := \frac{b_{rvahv}}{m} \cdot 412 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pintalaatan painosta ja vanhan rakenteen omasta painosta aiheutuvat jännitykset vanhalle vahventamattomalle rakenteelle:

Puristetun alueen korkeus vahventamattomassa rakenteessa tuella, pitkäaikaisilla kuormilla:

$$x_{s.vanha} := \alpha_L \cdot \left( \frac{A_{s.s.rvahv}}{d_{s.rvahv} \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot d_{s.rvahv} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.s.rvahv}}{d_{s.rvahv} \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot \alpha_L}} \right) = 173.5 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z_{vanha} := d_{s.rvahv} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.vanha} = 530.7 \text{ mm}$$

Teräsjännitys vanhoissa teräksissä:

$$\sigma_{s1.vanha} := \frac{M_{sls.op.rvahv}}{A_{s.s.rvahv} \cdot z_{vanha}} = 122.3 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cs.vanha} := \frac{-2 \cdot M_{sls.op.rvahv}}{b_{rvahv} \cdot x_{s.vanha} \cdot z_{vanha}} = -6.1 \text{ MPa}$$

Pysyvien kuormien aiheuttama jännitys liittorakenteelle:

Puristetun alueen korkeus vahvennetussa rakenteessa tuella, pitkäaikaisilla kuormilla:

$$x_{s.liitto.L} := \left( \frac{\alpha_L + \alpha_{L2}}{2} \right) \cdot \left( \frac{A_{s.s.rvahv} + A_{s.s2.rvahv}}{\left( \frac{d_{s.rvahv} + d_{s2.rvahv}}{2} \right) \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot \left( \frac{d_{s.rvahv} + d_{s2.rvahv}}{2} \right) \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.s.rvahv} + A_{s.s2.rvahv}}{\left( \frac{d_{s.rvahv} + d_{s2.rvahv}}{2} \right) \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_L + \alpha_{L2}}{2} \right)}} \right)$$

$$x_{s.liitto.L} = 234.34 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi vanhoille teräksille:

$$z_{s1.L} := d_{s.rvahv} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.liitto.L} = 510.4 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi pintalaatan teräksille:

$$z_{s2.L} := d_{s2.rvahv} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.liitto.L} = 614.4 \text{ mm}$$

Kuormitukset jakautuvat vanhoille teräksille suhdeluvulla:

$$suhde_{s1} := \frac{A_{s.s.rvahv} \cdot z_{s1.L}}{A_{s.s.rvahv} \cdot z_{s1.L} + A_{s.s2.rvahv} \cdot z_{s2.L}} = 0.563$$

Kuormitukset jakautuvat uusille teräksille suhdeluvulla:

$$suhde_{s2} := 1 - suhde_{s1} = 0.437$$

Teräsjännitys vanhoissa teräksissä:

$$\sigma_{s.1.pys} := \frac{M_{sls.pys.rvahv} \cdot suhde_{s1}}{A_{s.s.rvahv} \cdot z_{s1.L}} = 13.7 \text{ MPa}$$

Teräsjännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{s.2.pys} := \frac{M_{sls.pys.rvahv} \cdot suhde_{s2}}{A_{s.s2.rvahv} \cdot z_{s2.L}} = 13.7 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cs.pys} := \frac{-2 \cdot M_{sls.pys.rvahv}}{b_{rvahv} \cdot x_{s.liitto.L} \cdot \left( \frac{z_{s1.L} + z_{s2.L}}{2} \right)} = -0.8 \text{ MPa}$$

Liikennekuormien ja lämpötilaeron aiheuttama momentti liittorakenteelle:

Puristetun alueen korkeus vahvennetussa rakenteessa tuella, lyhytaikaisilla kuormituksilla:

$$x_{s.liitto.i} := \left( \frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{2} \right) \cdot \left( \frac{A_{s.s.rvahv} + A_{s.s2.rvahv}}{\left( \frac{d_{s.rvahv} + d_{s2.rvahv}}{2} \right) \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot \left( \frac{d_{s.rvahv} + d_{s2.rvahv}}{2} \right) \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\left( \frac{A_{s.s.rvahv} + A_{s.s2.rvahv}}{\left( \frac{d_{s.rvahv} + d_{s2.rvahv}}{2} \right) \cdot b_{rvahv}} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{2} \right)}} \right)$$

$$x_{s.liitto.i} = 195.142 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarso vanhoille teräksille:

$$z_{s1.i} := d_{s.rvahv} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.liitto.i} = 523.5 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarso pintalaatan teräksille:

$$z_{s2.i} := d_{s2.rvahv} - \frac{1}{3} \cdot x_{s.liitto.i} = 627.5 \text{ mm}$$

Kuormitukset jakautuvat vanhoille teräksille suhdeluvulla:

$$suhde_{s1} := \frac{A_{s.s.rvahv} \cdot z_{s1.i}}{A_{s.s.rvahv} \cdot z_{s1.i} + A_{s.s2.rvahv} \cdot z_{s2.i}} = 0.564$$

Kuormitukset jakautuvat uusille teräksille suhdeluvulla:

$$suhde_{s2} := 1 - suhde_{s1} = 0.436$$

Teräsjännitys vanhoissa teräksissä:

$$\sigma_{s.1.liik} := \frac{M_{sls.liik.rvahv} \cdot suhde_{s1}}{A_{s.s.rvahv} \cdot z_{s1.i}} = 102.1 \text{ MPa}$$

Teräsjännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{s.2.liik} := \frac{M_{sls.liik.rvahv} \cdot suhde_{s2}}{A_{s.s2.rvahv} \cdot z_{s2.i}} = 102.1 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cs.liik} := \frac{-2 \cdot M_{sls.liik.rvahv}}{b_{rvahv} \cdot x_{s.liitto.i} \cdot \left( \frac{z_{s1.i} + z_{s2.i}}{2} \right)} = -7.3 \text{ MPa}$$

Kutistuman aiheuttama kokonaisjännitys liittorakenteelle:

Teräsjännitys vanhoissa teräksissä:

$$\sigma_{s.s1.kut} := \sigma_{sh.s1.tuki} = -1.4 \text{ MPa}$$

Teräsjännitys pintalaatan teräksissä:

$$\sigma_{s.s2.kut} := \sigma_{sh.s2.tuki} = 53 \text{ MPa}$$

Betonijännitys:

$$\sigma_{cs.kut} := \sigma_{sh.c.tuki} = -1.1 \text{ MPa}$$

Yhteenveto vahvennetun reunavahvikkeen jännityksistä tukialueella:

Teräsjännitykset vanhoissa teräksissä:  $\sigma_{s.s1} := \sigma_{s.s1.vanha} + \sigma_{s.s1.pys} + \sigma_{s.s1.liik} + \sigma_{s.s1.kut} = 236.718 \text{ MPa}$

Teräsjännitykset uusissa teräksissä:  $\sigma_{s.s2} := \sigma_{s.s2.pys} + \sigma_{s.s2.liik} + \sigma_{s.s2.kut} = 168.832 \text{ MPa}$

Vanhan laatan alapinta:  $\sigma_{cs} := \sigma_{cs.vanha} + \sigma_{cs.pys} + \sigma_{cs.liik} + \sigma_{cs.kut} = -15.432 \text{ MPa}$

Vahvennetun reunavahvikkeen käyttöasteet tuella:

NCCI2 kohta 7.2 mukaan käyttörajatilan sallitut jännitykset ovat betonille  $0.6 \cdot f_{ck}$  ja betoniteräksille  $0.8 \cdot f_{yk}$ . Kun ominaisyhdistelmässä on mukana mahdolliset pakkovoimat, voidaan jännitysrajana käyttää arvoa  $1.0 \cdot f_{yk}$ . Käyttöasteet sallituille jännityksille on esitettyä alla :

Sallitut jännitykset:  $\sigma_{c.sall.vanha} := 0.6 \cdot f_{ck.1} = 18 \text{ MPa}$

$\sigma_{s.sall.vanha} := 1.0 \cdot f_{yk.1} = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_{s.sall.uusi} := 1.0 \cdot f_{yk.2} = 500 \text{ MPa}$

Vanhan laatan betonin käyttöaste:

$$KA_{\sigma c.vanha.s.vahv.rvahv} := \frac{|\sigma_{cs}|}{\sigma_{c.sall.vanha}} = 85.7\%$$

Vanhojen betoniteräksien käyttöaste:

$$KA_{\sigma s.vanha.s.vahv.rvahv} := \frac{\sigma_{s.s1}}{\sigma_{s.sall.vanha}} = 59.2\%$$

Uusien betoniteräksien käyttöaste:

$$KA_{\sigma s.uusi.s.vahv.rvahv} := \frac{\sigma_{s.s2}}{\sigma_{s.sall.uusi}} = 33.8\%$$

### 23. HALKEAMAMITOITUS SILLAN TUKIALUEELLA PINTALAATASSA REUNAVAHVIKKEEN KOHDALLA

Vahvennetun reunavahvikkeen korkeus tuella:

$$h_{tot.s.rvahv} := h_{tot.f.rvahv} = 735 \text{ mm}$$

Sallittu mittapoikkeama: (NCCI2 4.4.1.3)

$$\Delta c_{dev} := 5 \text{ mm}$$

Todellinen betonipeite:

$$c_{true} := c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Betonipeitteen minimi:

$$c_{min.dur} := c_{nom} - \Delta c_{dev} = 25 \text{ mm}$$

Laskennallinen betonipeite:

$$c := \min(c_{true}, 1.4 \cdot c_{min.dur}, 50 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

Jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa **sillan pääsuunnassa** kertoimella:

$$c_{kerroin} := \max\left(1, \min\left(\frac{c}{c_{min.dur}}, 1.4\right)\right) = 1.2$$

#### Halkeamamitoitus:

Poikkileikkauksen puristetun alueen korkeus:

$$x_k := x_{s.liitto.i} = 195.142 \text{ mm}$$

Teräsjännitys uusissa teräksissä, mistä on vähennetty pintalaatan teräsiin kohdistuva vetojännitys:

$$\sigma_{s.s2.red} := \sigma_{s.s2} - \sigma_{0.sh.c} \cdot \alpha_{L2.kut} = 121.834 \text{ MPa}$$

Vetojännitetyn betonin tehollinen korkeus:

$$h_{c.ef} := \min\left(2.5 \cdot (h_{tot.s.rvahv} - d_{s2.rvahv}), \frac{(h_{tot.s.rvahv} - x_k)}{3}, \frac{h_{tot.s.rvahv}}{2}\right)$$

$$h_{c.ef} = 106.25 \text{ mm}$$

Betonin tehollinen pinta-ala:

$$A_{c.ef} := b_{rvahv} \cdot h_{c.ef} = 0.037 \text{ m}^2$$

Raudoitussuhde:

$$\rho_{p.ef} := \frac{A_{s.s2.rvahv}}{A_{c.ef}} = 0.026$$

Kimmokerrointen välinen suhde: (teräs/uusi betoni)

$$\alpha_{s2} = 5.869$$

Teräslaatu (harjateräs/sileä):

$$Teräs := \text{“harjateräs”}$$

$$k_1 := \begin{cases} \text{if } Teräs = \text{“harjateräs”} \\ \quad \parallel 0.8 \\ \text{else if } Teräs = \text{“sileä”} \\ \quad \parallel 1.6 \end{cases}$$



Venymäjakauma (veto/taivutus):

**Venymä := "veto"**

$$k_2 := \begin{cases} \text{if Venymä} = \text{"taivutus"} \\ \quad \parallel 0.5 \\ \text{else if Venymä} = \text{"veto"} \\ \quad \parallel 1.0 \end{cases}$$

Tukialueella pintalaatta on kauttaaltaan vedetty ja taivutettu. Halkeamaleveys tarkastellaan pintalaatan teräksessä vaikuttavalle kokonaisjännitykselle vedon tapauksessa, jolloin saadaan varmalla puolella oleva arvo.

Halkeamaväli:

$$s_{r,max} := 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{0.425 \cdot \phi_{s,s2}}{\rho_{p,eff}} = 423.97 \text{ mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:

**Vaikutusaika := "lyhyt"**

$$k_t := \begin{cases} \text{if Vaikutusaika} = \text{"lyhyt"} \\ \quad \parallel 0.6 \\ \text{else if Vaikutusaika} = \text{"pitkä"} \\ \quad \parallel 0.4 \end{cases}$$

Betonin ja betoniterästen välinen venymäero:

$$\Delta \varepsilon := \max \left( \frac{\sigma_{s,s2,red} - k_t \cdot \frac{f_{ctm,2}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_{s2} \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s,s2,red}}{E_s} \right)$$

$$\Delta \varepsilon = 0.037\%$$

Uuden ja vanhan betonin välinen kutistumaero jäykkyyksien suhteen tuella:

$$\Delta \varepsilon_{cs,red,s} = 0.023\%$$

Huomataan, että kun lisätään pintalaatan aiheuttama kutistumaero betonin ja betoniterästen väliseen venymäeroon, niin halkeamaleveys kasvaa merkittävästi.

Betoniteräksissä vaikuttava kokonaisvenymä:

$$\varepsilon_{tot} := \Delta \varepsilon + \Delta \varepsilon_{cs,red,s} = 0.06\%$$

Halkeamaleveys:

$$w_k := s_{r,max} \cdot \varepsilon_{tot} = 0.255 \text{ mm}$$

Uuden ohjeen mukainen sallittu halkeamaleveys:

$$w_{k,0} := 0.30 \text{ mm}$$

Korotettu halkeamaleveys:

$$w_{k,sall} := c_{kerroin} \cdot w_{k,0} = 0.36 \text{ mm}$$

Käyttöaste halkeamaleveydelle:

$$Ka_{halk.s.rvahv} := \frac{w_k}{w_{k,sall}} = 70.7\%$$

## 24. LEIKKAUSLIITOSTEN MITOITUS

Tässä mitoitetaan eri aikaan valettujen pintojen välinen leikkausliitos.

Pintojen karheus:

- Hyvin sileä pinta: (kevyt suihkupuhdistus, vain osa sementtiliimasta poistettu eikä runkoainetta ole paljastunut)
- Sileä pinta: (suihkupuhdistus, sementtiliima poistettu ja runkoainetta on paljastunut)
- Karhea pinta: (vesipiikkaus, mekaaninen piikkaus, jyrsky pinta, pinnassa 3 mm uritus noin 40 mm välein)
- Uritettu pinta: (uuden ohjeen kuvan 11.1 mukainen pinta, vesipiikkaus, mekaaninen piikkaus, pinnassa minimissään 5 mm uritus)

Halkeilemattoman liittopoikkileikkauksen painopiste:

$$y_{0,2} := \frac{A_s \cdot y_{0,c1s} + (\alpha_{s1} - 1) \cdot A_{s,s1} \cdot y_{0,s1} + A_2 \cdot y_{0,c2s} + (\alpha_{s2} - 1) \cdot A_{s,s2} \cdot d_{s2}}{A_s + (\alpha_{s1} - 1) \cdot A_{s,s1} + A_2 + (\alpha_{s2} - 1) \cdot A_{s,s2}} = 397.6397 \text{ mm}$$

Halkeilemattoman liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti:

$$I_2 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_s^3 + A_s \cdot (y_{0,2} - y_{0,c1s})^2 + \left( \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{\phi_{s,s1}}{2} \right)^4 \cdot \frac{b}{k_{s1}} + A_{s,s1} \cdot (y_{0,s1} - y_{0,2})^2 \right) \cdot (\alpha_{s1} - 1) \downarrow$$

$$+ \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_2^3 + A_2 \cdot (y_{0,2} - y_{0,c2s})^2 + \left( \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{\phi_{s,s2}}{2} \right)^4 \cdot \frac{b}{k_{s2}} + A_{s,s2} \cdot (d_{s2} - y_{0,2})^2 \right) \cdot (\alpha_{s2} - 1)$$

$$I_2 = (4.10017107 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Betonin lujuutena käytetään heikomman betonin lujuutta:

$$f_{ck} := \min(f_{ck,1}, f_{ck,2}) = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \min(f_{cd,1}, f_{cd,2}) = 18.889 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \min(f_{ctd,1}, f_{ctd,2}) = 1.502 \text{ MPa}$$

Kertoimet:

**Karheus := "uritettu pinta"**

$$c := \begin{cases} \text{if } Karheus = \text{"hyvin sileä pinta"} & = 0.5 \\ \quad \parallel & 0.1 \\ \text{else if } Karheus = \text{"sileä pinta"} & \\ \quad \parallel & 0.2 \\ \text{else if } Karheus = \text{"karhea pinta"} & \\ \quad \parallel & 0.4 \\ \text{else if } Karheus = \text{"uritettu pinta"} & \\ \quad \parallel & 0.5 \end{cases}$$

$$\mu := \text{if } \text{Karheus} = \text{“hyvin sileä pinta”} = 0.9$$

$$\quad \parallel 0.5$$

$$\text{else if } \text{Karheus} = \text{“sileä pinta”}$$

$$\quad \parallel 0.6$$

$$\text{else if } \text{Karheus} = \text{“karhea pinta”}$$

$$\quad \parallel 0.7$$

$$\text{else if } \text{Karheus} = \text{“uritettu pinta”}$$

$$\quad \parallel 0.9$$

Leikkausvoiman aiheuttama leikkausjännityksen suuruus pintalaatan ollessa puristettu:

Leikkaussauman rasitus välituella:  
(  $G_{pintarak} + G_{kaide} + G_{reunak.} + p_{Y10\_MRT}$  )

$$V_d := 295 \text{ kN}$$

**Pintavaluvahventaminen toteutetaan tukemattomalla rakentamistavalla, joten omat painot eivät aiheuta leikkausjännitystä saumaan. Leikkausjännitystä aiheuttaa pysyvät kuormat, sekä liikennekuormat.**

Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti välituella:  
(halkeilematon)

$$I_2 = (4.1001711 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Pintalaatan painopisteen etäisyys koko liittopoikkileikkauksen painopisteestä:

$$e_{pl} := \left( h_s + \frac{h_2}{2} \right) - y_{0.2} = 323.36 \text{ mm}$$

Pintalaatan staattinen momentti:

$$S_2 := b \cdot h_2 \cdot e_{pl} = 0.032 \text{ m}^3$$

Leikkausjännityksen suuruus:  
(NCCI 4 kaava 6.158)

$$\tau_{uls} := \frac{V_d \cdot S_2}{I_2 \cdot b} = 232.652 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Raudoittamattoman sauman kestävyys:

$$v_{Rd,raudoittamaton} := c \cdot f_{ctd} = 750.936 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Käyttöaste raudoittamattomana:

$$KA_{leik.liit.c} := \frac{\tau_{uls}}{v_{Rd,raudoittamaton}} = 31.0\%$$

**Leikkausliitos kestää rasitukset leikkausraudoittamattomana.**

**Saumaan on kuitenkin asennettava Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeessa esitettyjen seuraavien ehtojen mukainen minimiraudoitus.**

Leikkausraudoittamattomana mitoitettuun saumaan tulee kuitenkin asentaa raudoitus, joka täyttää oheiset ehdot:

-Tartuntaterästen jakoväli rakenneosan kantosuuntaan on pienempi seuraavista

- 800 mm
- 1,5d, jossa d on vahvennetun rakenteen tehollinen korkeus

-Tartuntaterästen jakoväli poikkisuunnassa rakenneosan kantosuuntaan nähden on max 1,5 x pituussuunnan jakovälistä

-Tartuntaterästen raudoitusmäärän tulee täyttää luvussa 11.2.2 esitetty minimiehto

-Lisäksi pintalaatan kutistumisen aiheuttama vetovoima valun reunoilla (1m valusaumasta) siten että raudoituksena käytetään kutistuman suunnassa 400 mm jakoväliä.

Leikkausraudoituksen materiaaliominaisuudet: (Tässä diplomityössä otaksuttu leikkausliittimien ankkuroituvan täyteen myötölujuuteen, koska ankkuroinnin määritys ohjeessa vielä keskeneräinen.)

$$f_{yk.leik} := f_{yk.2} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.1$$

$$f_{yd.leik} := \frac{f_{yk.leik}}{\gamma_s} = 454.545 \text{ MPa}$$

Saumassa on oltava vähintään kaavan mukainen leikkausraudoitus: (uuden ohjeen luku 11.2.2, kaava 11.2)

$$\rho_{min} := \frac{0.5 \cdot V_d}{(f_{yd.leik} \cdot \mu)} = 360.556 \text{ mm}^2$$

**Pintalaatan ollessa puristettu, leikkausliitos kestää esimerkiksi seuraavanlaisella tartuntaraudoituksella:**

Leikkausliitoksen betoniteräkset pintalaatan ollessa puristettu:

$$\phi_{s.leik.p} := 10 \text{ mm}$$

$$k_{leik.p} := 400 \text{ mm}$$

$$A_{s.leik.p} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.leik.p}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_{leik.p}} \cdot \frac{b}{k_{leik.p}} = 490.874 \text{ mm}^2$$

Valitun leikkausraudoituksen on oltava suurempi, kuin minimileikkausraudoituksen:

$$\frac{\rho_{min}}{A_{s.leik.p}} = 73.5\%$$

Leikkausliittimien jakoväli: (uuden ohjeen s.94)

$$Jakoväli_{ehto} := \text{if } k_{leik.p} \geq \max(4 \cdot \phi_{s.leik.p}, 80 \text{ mm}) \left\{ \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Jakoväli liian pieni”} \end{array} \right.$$

$$Jakoväli_{ehto} = \text{“OK”}$$

$$\rho_{min} \leq A_{s.leik.p} = 1$$

**Pintalaatan ollessa puristettu, leikkausliitos kestää tartuntaraudoituksella T10k400/k400.**

Puristetun pintalaatan vaatiman tartuntaraudoituksen ja valitun tartuntaraudoituksen suhde:

$$leik.liit.pur := \frac{\rho_{min}}{A_{s.leik.p}} = 73.5\%$$

**Pintalaatta on vedetty välitukien, sekä päätytukien alueella, joten tarkastellaan vaadittu tartuntarauδοitus pintalaatan ollessa vedetty.**

**Pintalaatan ollessa vedetty, saumaan on asennettava Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeessa esitettyjen seuraavien ehtojen mukainen minimirauδοitus.**

Mikäli sauman kestävyys raudoittamattomana ylitetään, tulee saumaan asentaa raudoitus. Tarvittava raudoitus lasketaan tämän ohjeen luvun 11.2.2 mukaisesti siten, että raudoitus täyttää seuraavat ehdot:

-Tartuntaterästen jakoväli rakenneosan kantosuuntaan on pienempi seuraavista

- 400 mm
- $0,75d$ , jossa  $d$  on vahvennetun rakenteen tehollinen korkeus

-Tartuntaterästen jakoväli poikkisuunnassa rakenneosan kantosuuntaan nähden on  $\max 1,5 \times$  pituussuunnan jakovälistä

-Tartuntaterästen raudoitusmäärän tulee täyttää luvussa 11.2.2 esitetty minimiehto

-Lisäksi pintalaatan kutistumisen aiheuttama vetovoima valun reunoilla (1m valusaumasta) siten että raudoituksena käytetään kutistuman suunnassa 400 mm jakoväliä.

Sauman leikkausrasituksen suuruus pintalaatan ollessa vedetty:

Leikkausrasitus välituella:

$$\tau_d := \frac{V_d \cdot A_{s.s2} \cdot f_{yd.2}}{A_{s.s1} \cdot f_{yd.1} + A_{s.s2} \cdot f_{yd.2}} = 159.909 \text{ kN}$$

**Huomioiden yllä asetetut ehdot, kestää leikkausliitos esimerkiksi seuraavanlaisella tartuntarauδοituksella:**

Leikkausliitoksen betoniteräkset pintalaatan ollessa vedetty:

$$\phi_{s.leik.v} := 10 \text{ mm}$$

$$k_{leik.v} := 400 \text{ mm}$$

$$A_{s.leik.v} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.leik.v}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k_{leik.v}} \cdot \frac{b}{k_{leik.v}} = 490.874 \text{ mm}^2$$

Valitun leikkausraudoituksen on oltava suurempi, kuin minimileikkausraudoituksen:

$$\frac{\rho_{min}}{A_{s.leik.v}} = 73.5\%$$

Leikkausliittimien jakoväli:  
(uuden ohjeen s.94)

$$Jakoväli_{ehto} := \text{if } k_{leik.v} \geq \max(4 \cdot \phi_{s.leik.v}, 80 \text{ mm}) \left. \begin{array}{l} \parallel \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \parallel \text{“Jakoväli liian pieni”} \end{array} \right\}$$

$$Jakoväli_{ehto} = \text{“OK”}$$

Valitun rajapinnan leikkausraudoituksen leikkauskestävyys:  
(uuden ohjeen luku 11.2.2, kaava 11.1)

$$v_{Rdi} := \min \left( \frac{A_{s.leik.v}}{m^2} \cdot f_{yd.leik} \cdot (\mu \cdot \sin(90 \text{ deg}) + \cos(90 \text{ deg})), 0.5 \cdot \left( 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \right) \cdot f_{cd} \right)$$

$$v_{Rdi} = 200.812 \frac{kN}{m^2}$$

Leikkauskestävyyden tulee olla suurempi, kuin leikkausrasituksen:

$$\frac{\tau_d}{m^2} = 79.6\%$$

$$\frac{\tau_d}{m^2} \leq v_{Rdi} = 1$$

$$\rho_{min} \leq A_{s.leik.v} = 1$$

**Pintalaatan ollessa vedetty, leikkausliitos kestää tartuntaraudoituksella T10k400/k400.**

Vedetynt pintalaatan vaatiman tartuntaraudoituksen ja valitun tartuntaraudoituksen suhde:

$$leik.liit.veto := \max \left( \frac{\rho_{min}}{A_{s.leik.v}}, \frac{\frac{\tau_d}{m^2}}{v_{Rdi}} \right) = 79.6\%$$

Ankkurointipituus vanhaan rakenteeseen tulee olla minimissään:  
(uuden ohjeen kohta 11.4.3)

$$h_{ef} := \max (100 \text{ mm}, 12 \cdot \phi_{s.leik.p}, 12 \cdot \phi_{s.leik.v}) = 120 \text{ mm}$$

**Pintalaatan kutistuminen aiheuttaa valun reunoille noin yhden metrin etäisyydelle vetovoimaa. Vetovoiman hallitsemiseksi tulee laatan reunoille ja pituussuunnan valusauman molemmille puolille metrin etäisyydelle asentaa tartuntaraudoitus T10k400/k400. Tartuntaraudoitus T10k400/k400 asennetaan siis koko laatan alueelle.**

**KÄYTTÖASTEET**

**Vahvennetun poikkileikkauksen taivutusmitoitus kentässä:**

$$n_{taiv.f} = 85.3\%$$

**Vahvennetun reunavahvikkeen taivutusmitoitus kentässä:**

$$n_{taiv.f.rvahv} = 81.5\%$$

**Vahvennetun poikkileikkauksen taivutusmitoitus tuella:**

$$n_{taiv.s} = 63.7\%$$

**Vahvennetun reunavahvikkeen taivutusmitoitus tuella:**

$$n_{taiv.s.rvahv} = 55.7\%$$

**Vahvennetun poikkileikkauksen leikkauskestävyys välituella:**

$$n_{leik.s} = 66.9\%$$

(Leikkausraudoitettu, 1 välituki)  
(Toisen välituen rasiukset)

$$n_{leik.s.2} = 94\%$$

(Leikkausraudoitettu, 2 välituki)

$$n_{leik.s.d} = 85.3\%$$

(d:n päässä tuen reunasta  
olevalle raudoitukselle ja  
rakennekorkeudelle)

**Vahvennetun poikkileikkauksen lävistyskestävyys leikkausraudoittamattomana:**

$$n_{läv.c} = 82.8\%$$

(Välituen keskimmainen laakeri)

$$n_{läv.c.reuna} = 71.7\%$$

(Välituen reunimmainen laakeri)

$$n_{läv.c.pääty} = 41.6\%$$

(Päätytuen keskimmainen laakeri)

**Vahvennetun poikkileikkauksen jännitykset kentässä:**

$$KA_{sc.vanha.f.vahv} = 24.6\%$$

(Vanha betoni)

$$KA_{os.vanha.f.vahv} = 74.6\%$$

(Vanha teräs)

$$KA_{sc.pl.f} = 46.3\%$$

(Pintalaatan betoni)

**Vahvennetun poikkileikkauksen halkeamaleveys kentässä:**

$$Ka_{halk.f} = 69.9\%$$

**Vahvennetun reunavahvikkeen jännitykset kentässä:**

$$KA_{sc.vanha.f.vahv.rvahv} = 26\%$$

(Vanha betoni)

$$KA_{os.vanha.f.vahv.rvahv} = 72\%$$

(Vanha teräs)

$$KA_{sc.pl.f.rvahv} = 47.8\%$$

(Pintalaatan betoni)

**Vahvennetun reunavahvikkeen halkeamaleveys kentässä:**

$$Ka_{halk.f.rvahv} = 74.4\%$$

**Vahvennetun poikkileikkauksen jännitykset välituella:**

$$KA_{\sigma, \text{vanha.s.vahv}} = 97\% \quad (\text{Vanha betoni})$$

$$KA_{\sigma, \text{vanha.s.vahv}} = 76.7\% \quad (\text{Vanha teräs})$$

$$KA_{\sigma, \text{uusi.s.vahv}} = 37.5\% \quad (\text{Uusi teräs})$$

**Vahvennetun poikkileikkauksen pintalaatan halkeamaleveys välituella:**

$$Ka_{\text{halkeamaleveys}} = 68.9\%$$

**Vahvennetun reunavahvikkeen jännitykset välituella:**

$$KA_{\sigma, \text{vanha.s.vahv.rvahv}} = 86\% \quad (\text{Vanha betoni})$$

$$KA_{\sigma, \text{vanha.s.vahv.rvahv}} = 59\% \quad (\text{Vanha teräs})$$

$$KA_{\sigma, \text{uusi.s.vahv.rvahv}} = 34\% \quad (\text{Uusi teräs})$$

**Vahvennetun reunavahvikkeen pintalaatan halkeamaleveys välituella:**

$$Ka_{\text{halkeamaleveys}} = 70.7\%$$

**Raudoittamaton leikkausliitos:**

$$KA_{\text{leikkausliitos}} = 31\% \quad (\text{Liitos raudoittamaton})$$

**Puristetun pintalaatan vaatiman tartuntaraidoituksen ja valitun tartuntaraidoituksen suhde:**

$$leik.liit.pur = 73.5\%$$

**Vedetyn pintalaatan vaatiman tartuntaraidoituksen ja valitun tartuntaraidoituksen suhde:**

$$leik.liit.veto = 79.6\%$$

**Poikkileikkaus kestää vahvennettuna 97 % käyttöasteella Betonisiltojen korjaus ja vahventamissuunnitteluohjeen mukaisen kuormitusluokan II.**

Rakennekorkeus kasvoi 100 mm paksulla pintalaatalla kauttaaltaan: **80 mm**

Pintalaatan raudoitus tuella koko rakenteen leveydellä:

Pääsuunnassa: **T25k150**

Poikkisuunnassa: **T16k150**

Pintalaatan raudoitus kentässä koko rakenteen leveydellä:

Pääsuunnassa: **T16k150**

Poikkisuunnan raudoitusta **T16k200** ei tarkasteltu, mutta se voisi olla esimerkiksi:

Leikkausliitos:

Koko kannen alalle asennetaan tartuntaraidoituksena: **T10k400/k400**



## VAHVENNETUN RAKENTEEN VOIMASUUREET, KUN POIKKISUUNNAN JÄYKKYYS ON 50 % PITUUSSUUNNAN JÄYKKYYDESTÄ

### 1. VAHVENNETUN RAKENTEEN MURTOTAVAN MÄÄRITYS TUELLA

Piikatun rakenteen omanpainon ja pintalaatan oman painon aiheuttama taivutusrasitus välituella.

Ominaisarvot kentässä, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

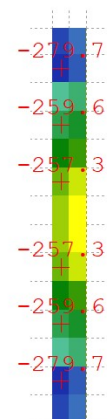
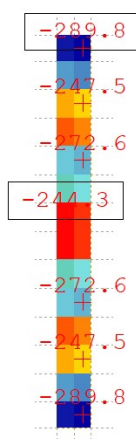
$$G_{\text{piikattu}} := -289.8 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-5.41 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$G_{\text{pintalaatta}} := -49.9 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-0.923 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

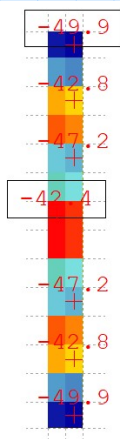
**Välituen taivutusrasitus:**

$$M_{\text{sls.1}} := G_{\text{piikattu}} + G_{\text{pintalaatta}} = -346 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Piikatun rakenteen omapaino:



Pintalaatan omapaino:



## 2. VAHVENNETUN POIKKILEIKKAUKSEN TAIVUTUSKESTÄVYYS KENTÄSSÄ

### JA

## 3. VAHVENNETUN REUNAVAHVIKKEEN TAIVUTUSKESTÄVYYS KENTÄSSÄ

#### Mitoittavat taivutusmomentit kentässä.

Ominaisarvot kentässä, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

$$f_{G.MRT} := 1.2$$

$$G_{reuna} := 183.1 \text{ kN}\cdot\text{m} + |-1.23 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

$$G_{rvahv} := 240.2 \text{ kN}\cdot\text{m} + |-0.875 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

$$f_{AA42.MRT} := 1.3$$

$$AA42_{reuna} := 65.1 \text{ kN}\cdot\text{m} + 3.58 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$AA42_{rvahv} := 83.5 \text{ kN}\cdot\text{m} + 2.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{T7.MRT} := 1.2$$

$$T7_{reuna} := 275 \text{ kN}\cdot\text{m} + |-3.19 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

$$T7_{rvahv} := 363.6 \text{ kN}\cdot\text{m} + |-2.09 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

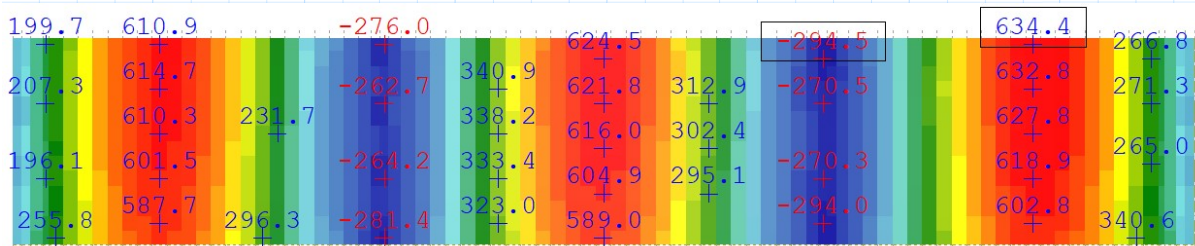
#### Reunakentän MRT momentti:

$$G_{AA42\_T7\_MRT\_reunak} := G_{reuna} \cdot f_{G.MRT} + AA42_{reuna} \cdot f_{AA42.MRT} + T7_{reuna} \cdot f_{T7.MRT} = 644.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

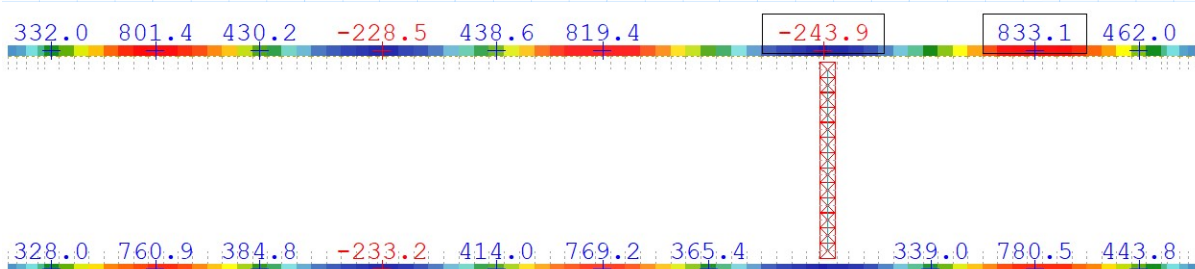
#### Reunavahvikkeen MRT momentti reunakentässä:

$$G_{AA42\_T7\_MRT\_rvahv} := G_{rvahv} \cdot f_{G.MRT} + AA42_{rvahv} \cdot f_{AA42.MRT} + T7_{rvahv} \cdot f_{T7.MRT} = 839.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### Reunakentän mitoittava taivutusmomentti:



#### Reunavahvikkeen mitoittava taivutusmomentti reunakentässä:



#### 4. VAHVENNETUN POIKKILEIKKAUKSEN TAIVUTUSKESTÄVYYS TUELLA

##### Mitoittava taivutusmomentti välituella.

Ominaisarvot välituella, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

$$f_{G.MRT} := 1.2 \quad G_{vt} := -402.8 \text{ kN}\cdot\text{m} - |4.96 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

$$f_{p.MRT} := 1.3 \quad p1_{vt} := -69 \text{ kN}\cdot\text{m} - |1.95 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

$$p2_{vt} := -20.3 \text{ kN}\cdot\text{m} - |-0.219 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

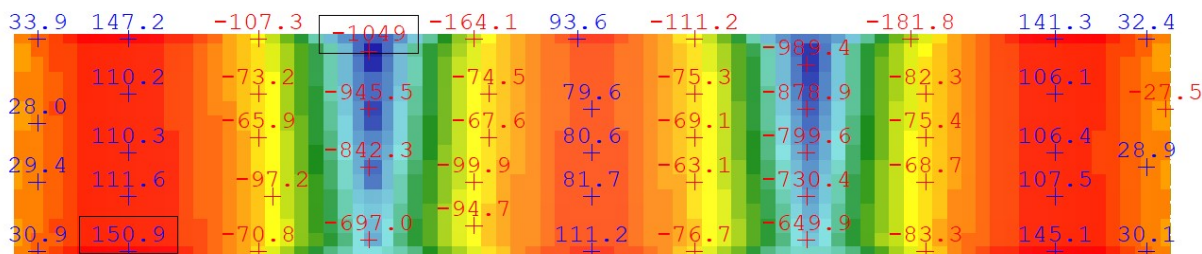
$$f_{T4.MRT} := 1.2 \quad T4_{vt} := -374.6 \text{ kN}\cdot\text{m} - |7.33 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

##### MRT momentti välituella:

$$G\_p\_T4\_MRT\_vt := G_{vt} \cdot f_{G.MRT} + p1_{vt} \cdot f_{p.MRT} + p2_{vt} \cdot f_{p.MRT} + T4_{vt} \cdot f_{T4.MRT}$$

$$G\_p\_T4\_MRT\_vt = -1066.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Välituen mitoittava taivutusmomentti:



## 5. VAHVENNETUN REUNAVAHVIKKEEN TAIVUTUSKESTÄVYYS TUELLA

### Mitoittava taivutusmomentti välituella.

Ominaisarvot välituella, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

$$f_{G.MRT} := 1.2 \quad G := -334.9 \text{ kN} \cdot \text{m} - |1.34 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$f_{p.MRT} := 1.3 \quad p1 := -57.1 \text{ kN} \cdot \text{m} - |0.812 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$p2 := -17.7 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-0.152 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

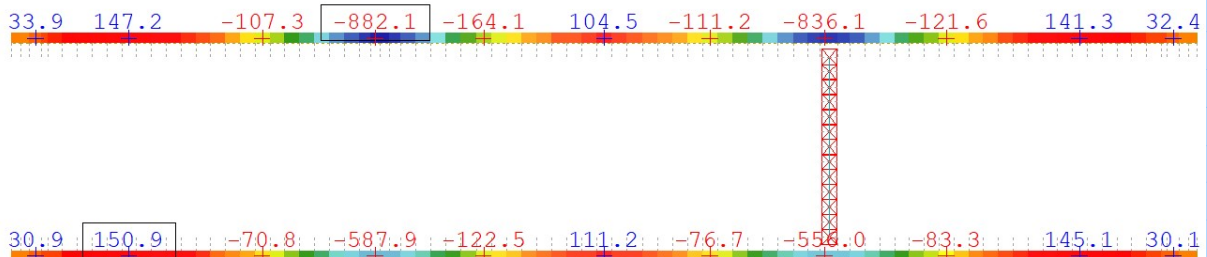
$$f_{T4.MRT} := 1.2 \quad T4 := -319.1 \text{ kN} \cdot \text{m} - |2.86 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

### Reunavahvikkeen MRT momentti välituella:

$$G\_p\_T4\_MRT\_rvahv := G \cdot f_{G.MRT} + p1 \cdot f_{p.MRT} + p2 \cdot f_{p.MRT} + T4 \cdot f_{T4.MRT}$$

$$G\_p\_T4\_MRT\_rvahv = -888.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Reunavahvikkeen mitoittava taivutusmomentti välituella:



## 6. VÄLITUEN VAHVENNETUN RAKENTEEN LEIKKAUSMITOITUS

$$f_{G.MRT} := 1.2$$

$$G_d := -155.8 \text{ kN}$$

$$f_{p.MRT} := 1.3$$

$$p1_d := -28.1 \text{ kN}$$

$$p2_d := -6.99 \text{ kN}$$

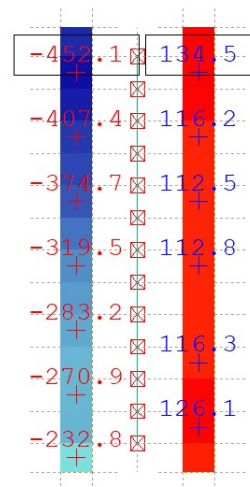
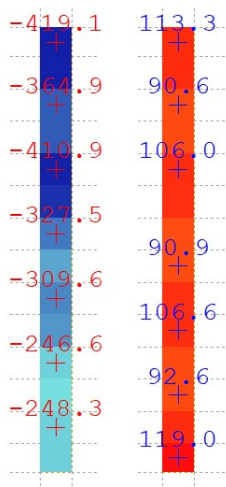
$$f_{Y10.MRT} := 1.2$$

$$Y10_d := -183 \text{ kN}$$

Leikkausvoima välituella d:n päässä tuen reunasta:

$$G_p_{Y10}_{MRT}_d := G_d \cdot f_{G.MRT} + p1_d \cdot f_{p.MRT} + p2_d \cdot f_{p.MRT} + Y10_d \cdot f_{Y10.MRT} = -452.2 \text{ kN}$$

Mitoittava leikkausvoima välituella d:n päässä tuen reunasta:



### 7. VAHVENNETUN POIKKILEIKKAUKSEN LÄVISTYSKESTÄVYYS

**Lävistysvoima välituen  
rasitetuimmalla laakerilla:**

$G_{p\_Y10\_MRT\_lävistys} := 1733 \text{ kN}$

**Lävistysvoima välituki 1, reuna:**

$G_{p\_Y10\_MRT\_lävistys\_reuna} := 1500 \text{ kN}$



**Lävistysvoima päätytuella:**

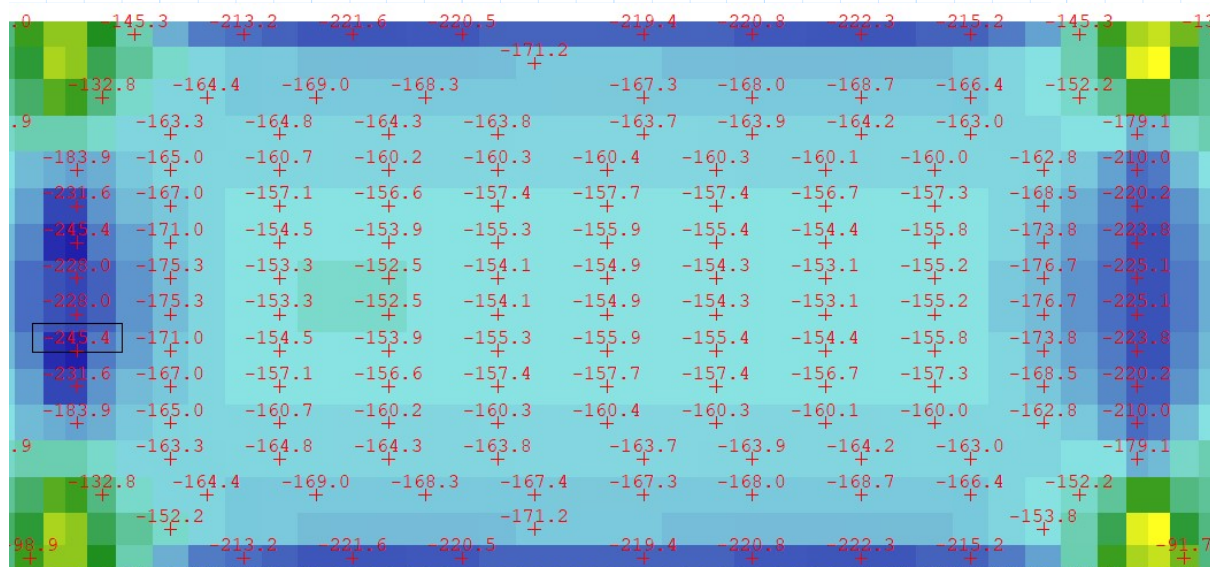
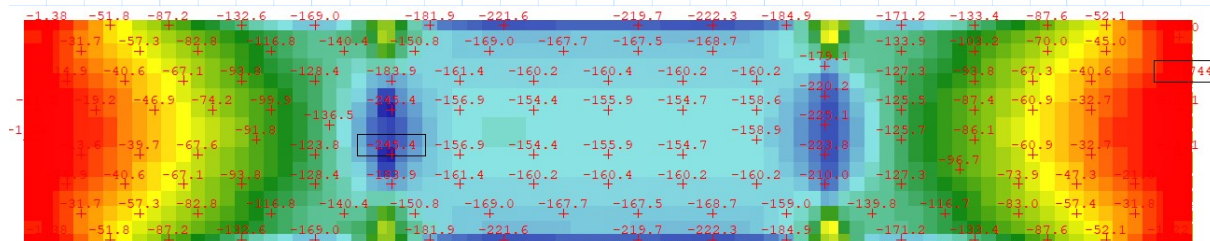
$G_{AA42\_T7\_MRT\_lävistys} := 746.8 \text{ kN}$



### 11. KUTISTUMAN AIHEUTTAMAT RASITUKSET KENTÄSSÄ ( 15.7 astetta )

Sekundäärinen taivutusrasitus kentässä: **169 kN·m**

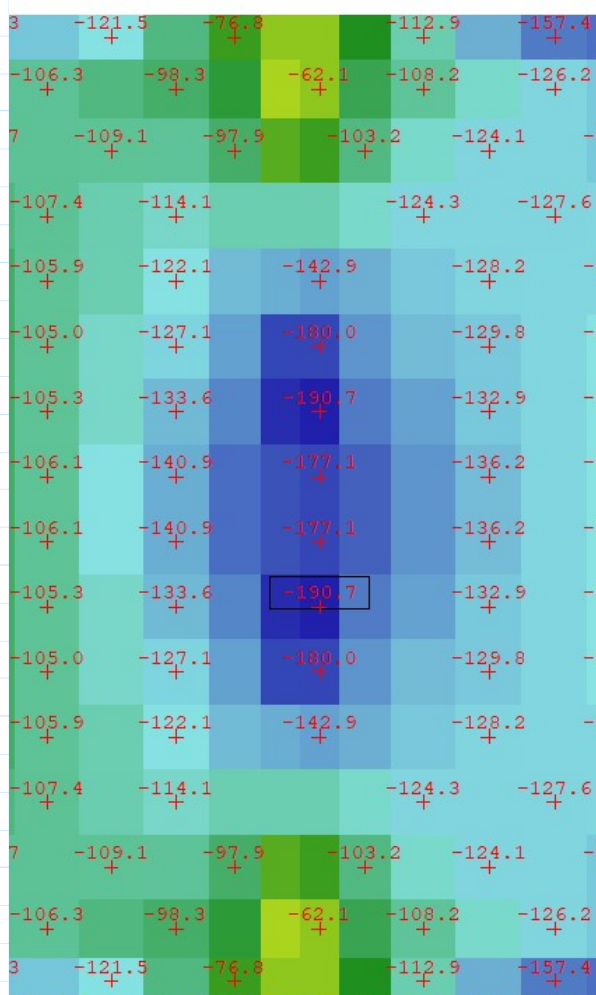
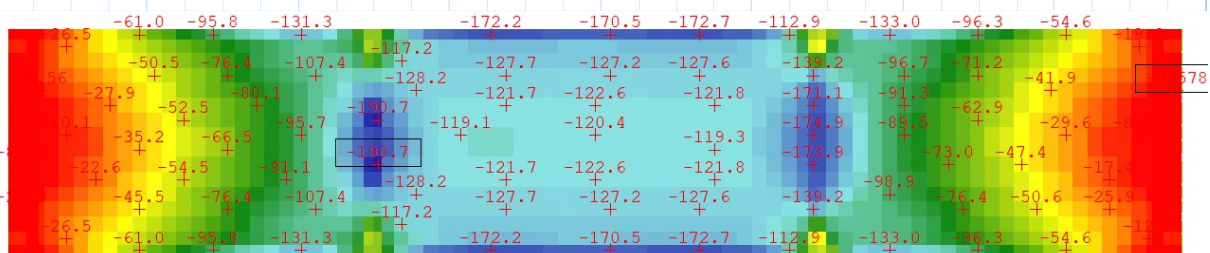
Sekundäärinen taivutusrasitus reunavahvikkeessa kentässä: **222 kN·m**



### 13. KUTISTUMAN AIHEUTTAMAT RASITUKSET TUELLA ( 12.2 astetta )

Sekundäärinen taivutusrasitus tuella: **191 kN·m**

Sekundäärinen taivutusrasitus reunavahvikkeessa tuella: **80 kN·m**





## 14. VAHVENNETUN RAKENTEEN JÄNNITYKSET KENTÄSSÄ

Piikattun rakenteen omanpainon ja pintalaatan oman painon aiheuttama taivutusrasitus kentässä.

Ominaisarvot kentässä, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

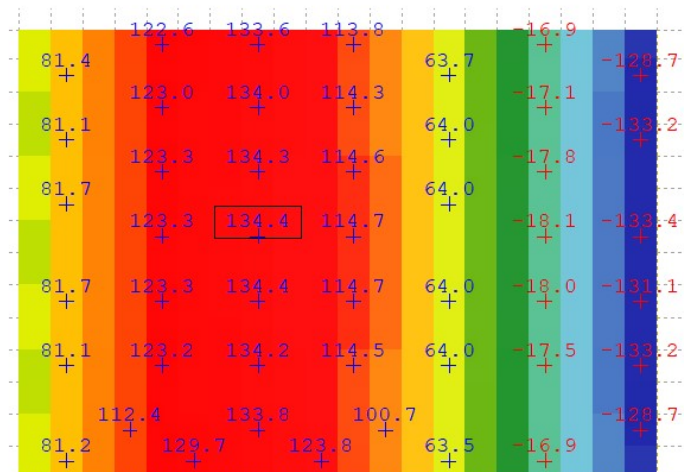
$$G_{\text{piikattu}} := 134.4 \text{ kN} \cdot \text{m} + |0.0218 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$G_{\text{pintalaatta}} := 23.3 \text{ kN} \cdot \text{m} + |0.0014 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

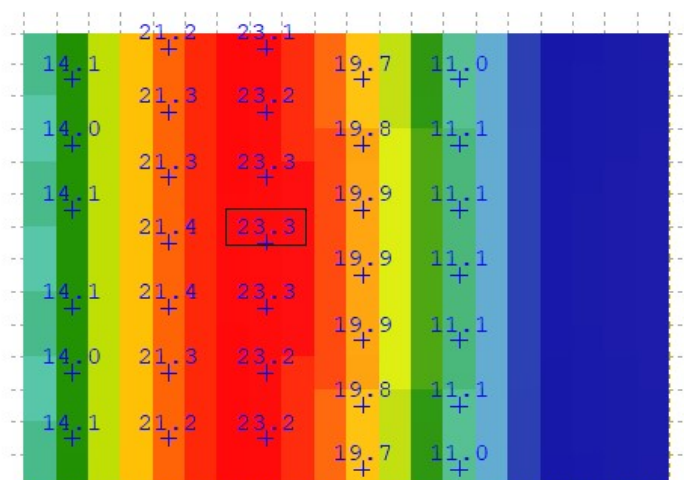
**Omien painojen taivutusmomentti  
vanhalle piikatulle rakenteelle:**

$$M_{\text{sls.op}} := G_{\text{piikattu}} + G_{\text{pintalaatta}} = 157.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Piikatun rakenteen omapaino:



Pintalaatan omapaino:



**Pysyvien kuormien aiheuttama momentti liittorakenteelle:**

Ominaisarvot kentässä, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

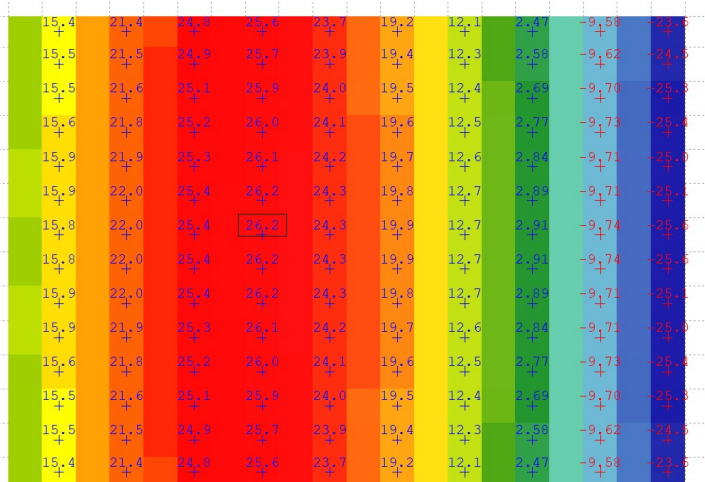
$$f_{G.KRT} := 1$$

$$G_{pintarak.} := 25.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + |-0.263 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

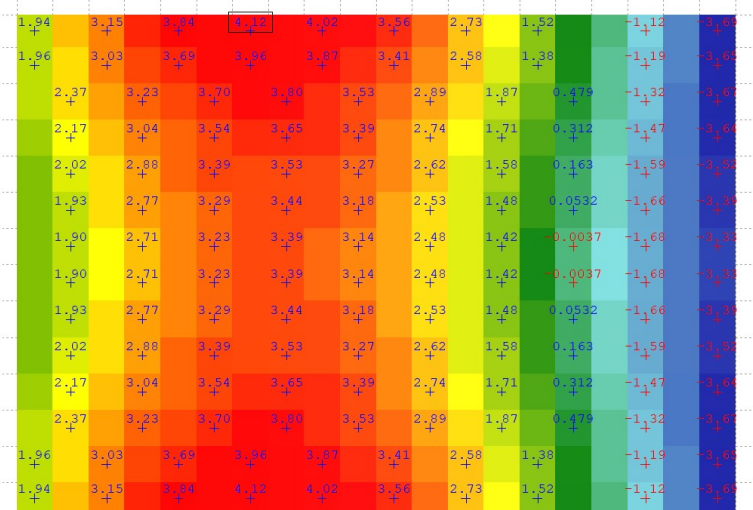
$$G_{kaide.reunak} := 4.12 \text{ kN} \cdot \text{m} + |0.368 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

**Pintarak\_kaide\_reunak :=  $G_{pintarak.} \cdot f_{G.KRT} + G_{kaide.reunak} \cdot f_{G.KRT} = 30.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$**

**Pintarakenteet:**



**Kaide+reunakorke:**





## 16. VAHVENNETUN REUNAVAHVIKKEEN JÄNNITYKSET KENTÄSSÄ

Piikatus rakenteen omanpainon ja pintalaatan oman painon aiheuttama taivutusrasitus kentässä.

Ominaisarvot kentässä, joita vääntömomenti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

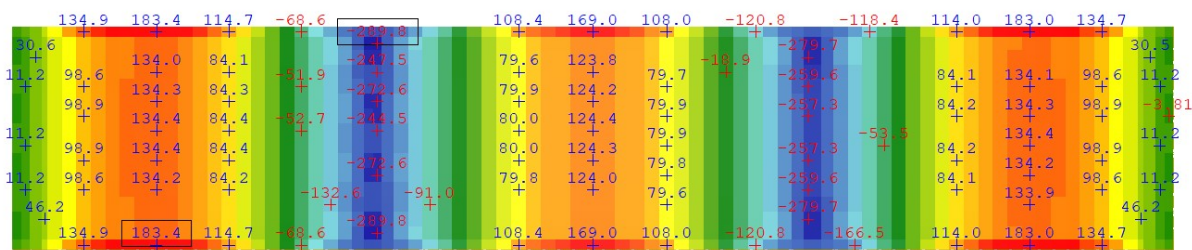
$$G_{\text{piikattu.rvahv}} := 183.4 \text{ kN} \cdot \text{m} + |-0.0939 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$G_{\text{pintalaatta.rvahv}} := 31.7 \text{ kN} \cdot \text{m} + |-0.0030 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

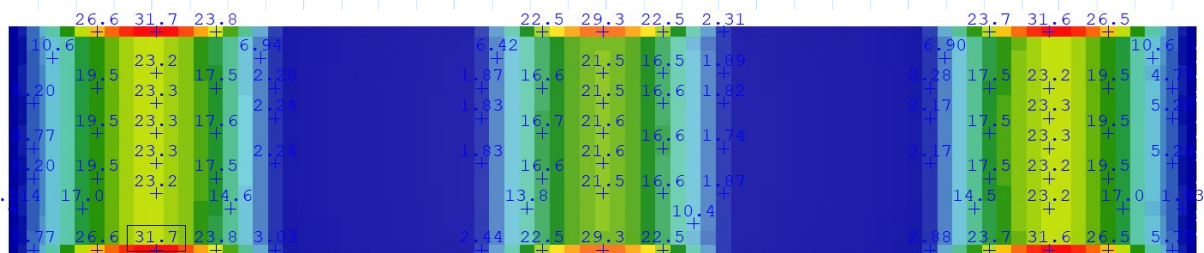
Reunavahvikkeen taivutusrasitus kentässä:

$$M_{\text{sls.op.rvahv}} := G_{\text{piikattu.rvahv}} + G_{\text{pintalaatta.rvahv}} = 215.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Piikatus rakenteen omapaino:



Pintalaatan omapaino:



**Pysyvien kuormien aiheuttama momentti liittorakenteelle:**

Ominaisarvot kentässä, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvolla:  
(Wood and Armer)

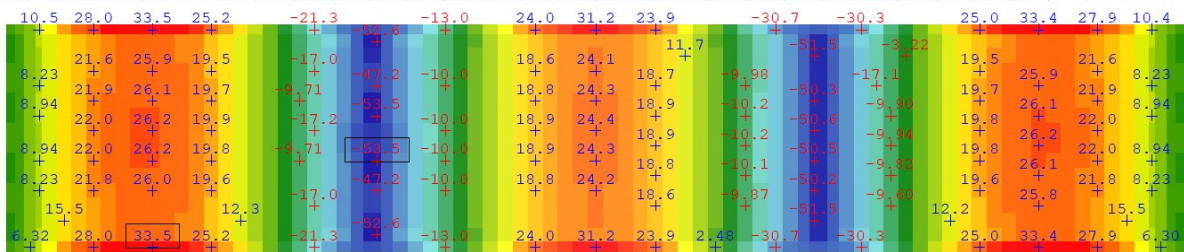
$$f_{G.KRT} := 1$$

$$G_{pintarak.} := 33.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + |0.0986 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

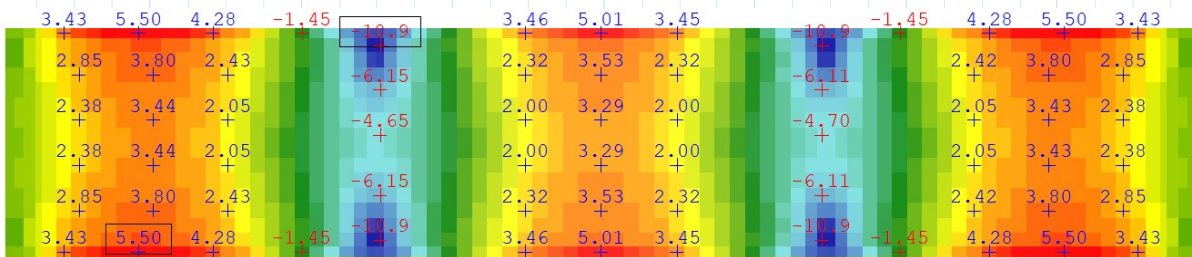
$$G_{kaide.reunak} := 5.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + |-0.171 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

**Pintarak\_kaide\_reunak :=  $G_{pintarak.} \cdot f_{G.KRT} + G_{kaide.reunak} \cdot f_{G.KRT} = 39.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$**

**Pintarakenteet:**



**Kaide+reunakoroke:**



**Liikennekuormien ja lämpötilaeron aiheuttama momentti liittorakenteelle:**

Ominaisarvot kentässä, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

$$f_{AA42.KRT} := 1 \quad AA42_{kesk} := 91.5 \cdot kN \cdot m + 0.354 \cdot kN \cdot m = 91.854 \cdot kN \cdot m$$

$$f_{T7.KRT} := 1 \quad T7_{kesk} := 354.7 \cdot kN \cdot m + |-0.139 \cdot kN \cdot m| = 354.839 \cdot kN \cdot m$$

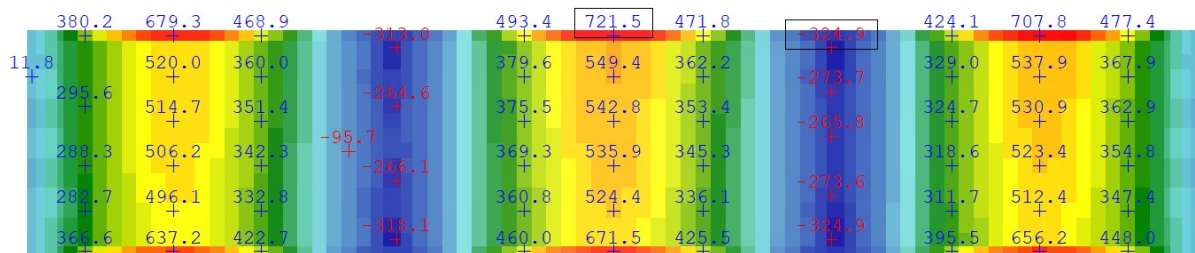
$$f_{lämp.KRT} := 0.25 \quad Lämp_{kesk} := 185.2 \cdot kN \cdot m + |-0.286 \cdot kN \cdot m| = 185.486 \cdot kN \cdot m$$

**Keskikentän reunavahvikkeen momentti lyhytaikaisilla kuormilla:**

$$AA42\_T7\_lyhyt\_kesk := AA42_{kesk} \cdot f_{AA42.KRT} + T7_{kesk} \cdot f_{T7.KRT} + Lämp_{kesk} \cdot f_{lämp.KRT}$$

$$AA42\_T7\_lyhyt\_kesk = 493.1 \cdot kN \cdot m$$

Alla olevassa kuvassa on mukana myös pysyvien kuormien aiheuttama momentti:



## 20. VAHVENNETUN RAKENTEEN JÄNNITYKSET TUELLA

Piikatun rakenteen omanpainon ja pintalaatan oman painon aiheuttama taivutusrasitus tuella.

Ominaisarvot välituella, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

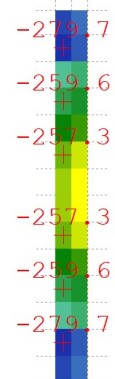
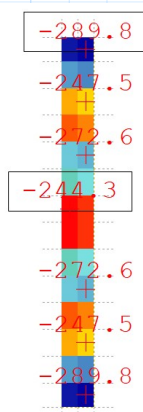
$$G_{piikattu} := -289.8 \text{ kN}\cdot\text{m} - |-5.41 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

$$G_{pintalaatta} := -49.9 \text{ kN}\cdot\text{m} - |-0.923 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

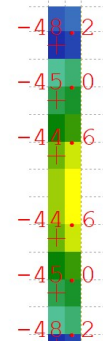
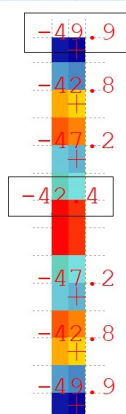
Välituen taivutusrasitus:

$$M_{sls.op} := G_{piikattu} + G_{pintalaatta} = -346 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Piikatun rakenteen omapaino:



Pintalaatan omapaino:



## Pysyvien kuormien aiheuttama momentti liittorakenteelle:

Ominaisarvot välituella, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

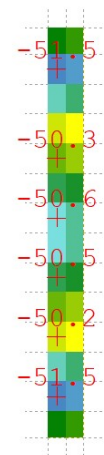
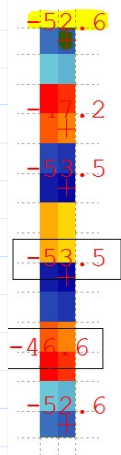
$$f_{G.KRT} := 1$$

$$G_{pintarak.} := -52.6 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-1.09 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

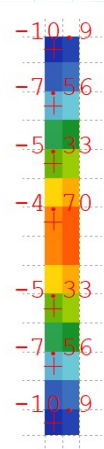
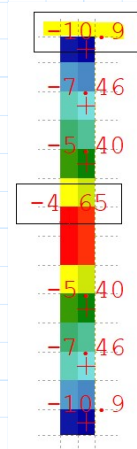
$$G_{kaide.reunak} := -10.9 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-0.184 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$Pintarak\_kaide\_reunak := G_{pintarak.} \cdot f_{G.KRT} + G_{kaide.reunak} \cdot f_{G.KRT} = -64.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Pintarakenteet:



## Kaide+reunakoroke:





**Liikennekuormien ja lämpötilaeron aiheuttama momentti liittorakenteelle:**

Ominaisarvot välituella, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

$$f_{p,KRT} := 1 \quad p1_{vt} := -62.5 \text{ kN} \cdot \text{m} - |0.174 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$p2_{vt} := -22.9 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-0.104 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$f_{Y10,KRT} := 1 \quad Y10_{vt} := -368.3 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-6.82 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$f_{lämp,KRT} := 0.25 \quad Lämp_{vt} := -88.3 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-13.7 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

**Välituen momentti lyhytaikaisilla kuormilla:**

$$p\_Y10\_lyhyt\_vt := p1_{vt} \cdot f_{p,KRT} + p2_{vt} \cdot f_{p,KRT} + Y10_{vt} \cdot f_{Y10,KRT} + Lämp_{vt} \cdot f_{lämp,KRT}$$

$$p\_Y10\_lyhyt\_vt = -486.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Alla olevassa kuvassa on mukana myös pysyvien kuormien aiheuttama momentti:



## 22. VAHVENNETUN REUNAVAHVIKKEEN JÄNNITYKSET TUELLA

Piikattun rakenteen omanpainon ja pintalaatan oman painon aiheuttama taivutusrasitus tuella.

Ominaisarvot välituella, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

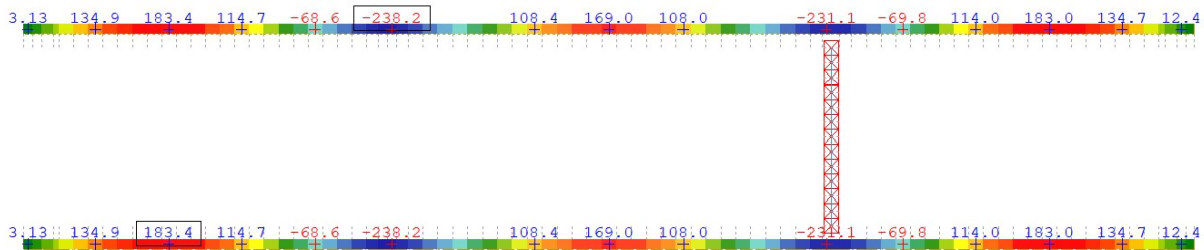
$$G_{\text{piikattu}} := -238.2 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-1.77 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$G_{\text{pintalaatta}} := -41.1 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-0.302 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

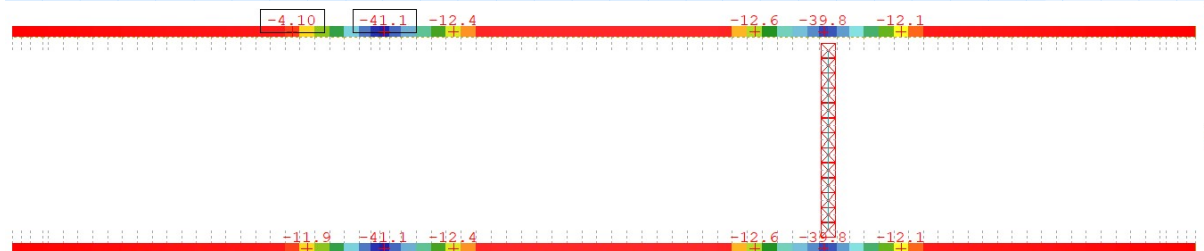
Reunavahvikkeen taivutusrasitus välituella:

$$M_{\text{sls.op.rvahv}} := G_{\text{piikattu}} + G_{\text{pintalaatta}} = -281.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Piikattu rakenne:



Pintalaatan omapaino:



### Pysyvien kuormien aiheuttama momentti liittorakenteelle:

Ominaisarvot välituella, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvollisesti:  
(Wood and Armer)

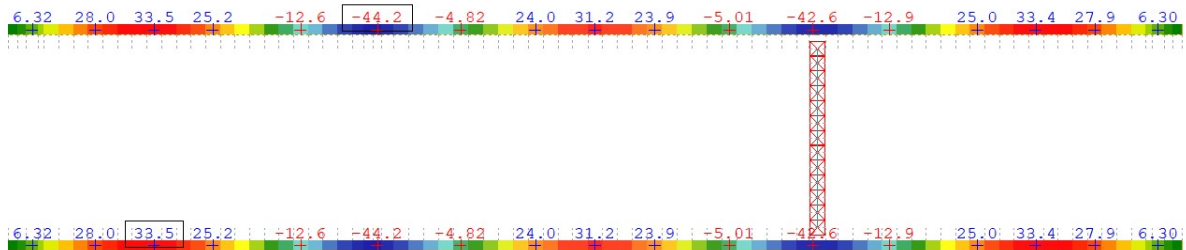
$$f_{G.KRT} := 1$$

$$G_{pintarak.} := -44.2 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-0.396 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

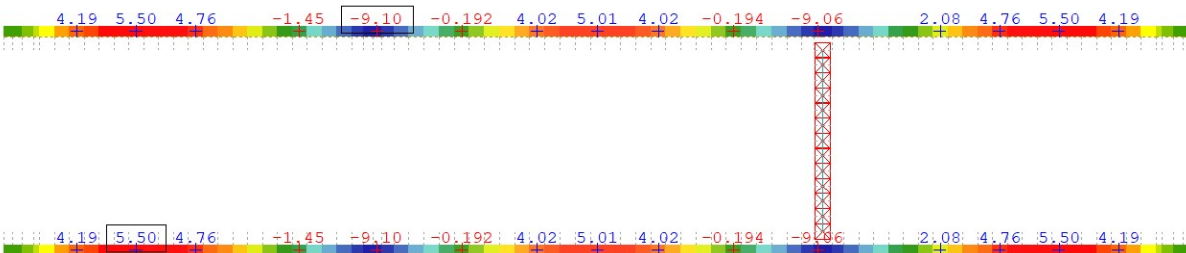
$$G_{kaide.reunak} := -9.1 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-0.053 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$Pintarak\_kaide\_reunak := G_{pintarak.} \cdot f_{G.KRT} + G_{kaide.reunak} \cdot f_{G.KRT} = -53.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Pintarakenteet:



### Kaide+reunakoroke:



**Liikennekuormien ja lämpötilaeron aiheuttama momentti liittorakenteelle:**

Ominaisarvot välituella, joita vääntömomentti kasvattaa itseisarvolla:  
(Wood and Armer)

$$f_{p,KRT} := 1 \quad p1_{vt} := -57.1 \text{ kN} \cdot \text{m} - |0.385 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$p2_{vt} := -17.5 \text{ kN} \cdot \text{m} - |0.246 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

$$f_{T4,KRT} := 1 \quad T4_{vt} := -318.9 \text{ kN} \cdot \text{m} - |1.62 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

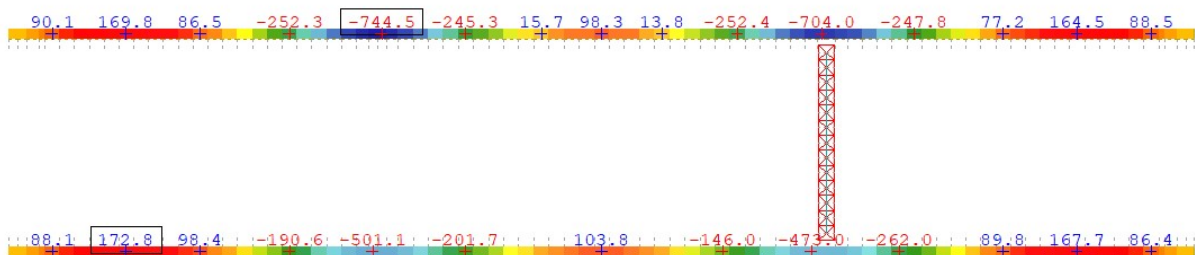
$$f_{lämp,KRT} := 0.25 \quad Lämp_{vt} := -63.3 \text{ kN} \cdot \text{m} - |-1.31 \text{ kN} \cdot \text{m}|$$

**Välituen momentti reunavahvikkeessa lyhytaikaisilla kuormilla:**

$$p\_T4\_lyhyt\_vt := p1_{vt} \cdot f_{p,KRT} + p2_{vt} \cdot f_{p,KRT} + T4_{vt} \cdot f_{T4,KRT} + Lämp_{vt} \cdot f_{lämp,KRT}$$

$$p\_T4\_lyhyt\_vt = -411.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Alla olevassa kuvassa on mukana myös pysyvien kuormien aiheuttama momentti:



## 24. LEIKKAUSLIITOSTEN MITOITUS

Pintavaluvahventaminen toteutetaan tukemattomalla rakentamistavalla, joten omat painot eivät aiheuta leikkausjännitystä saumaan.

Leikkausjännitystä aiheuttaa pysyvät kuormat, sekä liikennekuormat.

$$f_{G.MRT} := 1.2$$

$$G_{pintarak.} := -20.4 \text{ kN}$$

$$G_{kaide\_ja\_reunak.} := -4.53 \text{ kN}$$

$$f_{p.MRT} := 1.3$$

$$p1_d := -28.1 \text{ kN}$$

$$p2_d := -6.99 \text{ kN}$$

$$f_{Y10.MRT} := 1.2$$

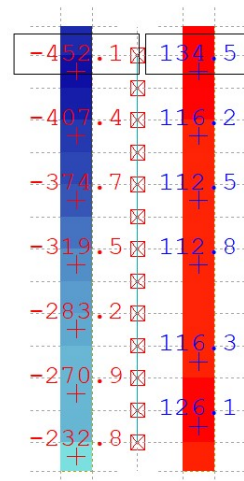
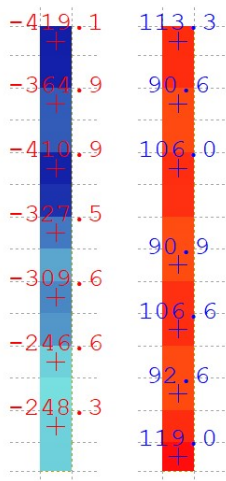
$$Y10_d := -183 \text{ kN}$$

Leikkausliitoksen leikkausvoima välituella d:n päässä tuen reunasta.

$$V_d := G_{pintarak.} \cdot f_{G.MRT} + G_{kaide\_ja\_reunak.} \cdot f_{G.MRT} + p1_d \cdot f_{p.MRT} + p2_d \cdot f_{p.MRT} + Y10_d \cdot f_{Y10.MRT}$$

$$V_d = -295.1 \text{ kN}$$

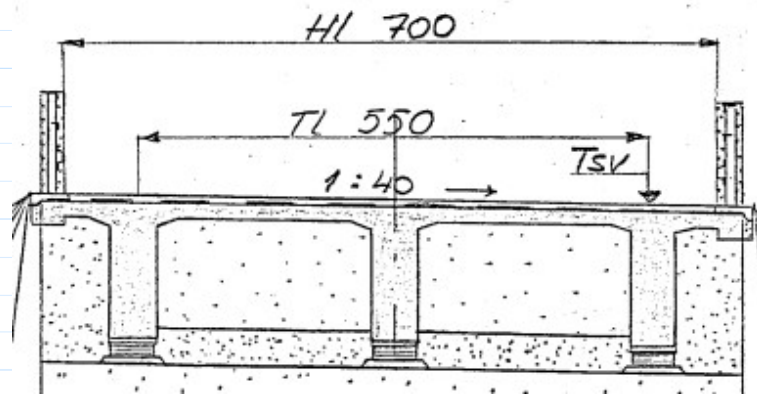
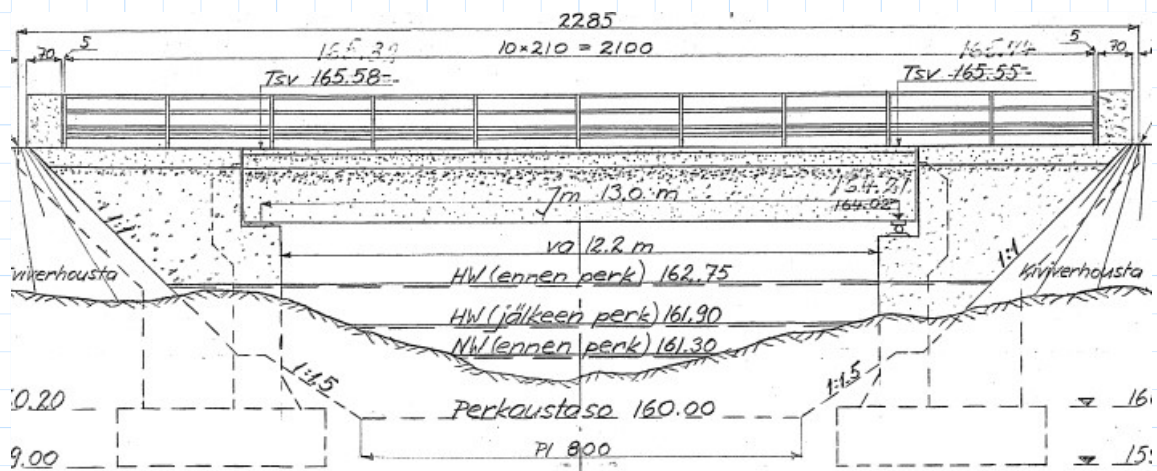
Ominaisarvot on otettu alla olevan kuvan mukaisen leikkausvoiman maksimin kohdasta.



VAHVENTAMINEN LIIMAVAHVENTAMALLA

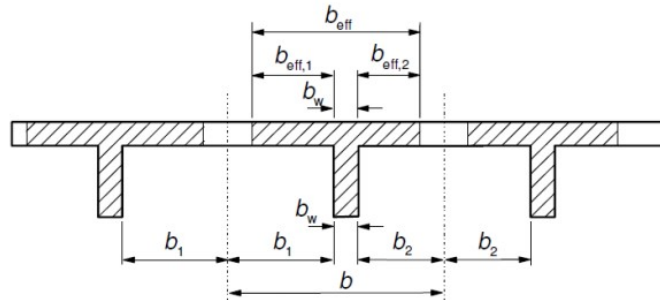
Jm: 13

HL: 7m



Sillalle ei ole tehty erikoistarkastusta, mutta laskennoissa on tehty osa asioista tietyin oletuksin. Tämän aikakauden siltojen betonilla on tyypillistä ajan saatossa kovettua huomattavasti alkuperäisestä suunnittelulujuudesta. Sen vuoksi vanhan betonin kuutiopuristuslujuus on oletettu 7 MPa alkuperäistä lujuutta paremmaksi soveltaen Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen 12/2021, taulukkoa 6.2. Näin ollen vanhan betonin lujuus on nostettu lujuudesta c25/30 lujuuteen c30/37.

## T-POIKKILEIKKAUS



Palkkien väli:

$$b_p := 2.8 \text{ m}$$

Momentin nollakohtien väli:

$$L_0 := 13 \text{ m}$$

Palkin leveys:

$$b_w := 530 \text{ mm}$$

Pääkannattajan rakennekorkeus:

$$h := 1448 \text{ mm}$$

Laatan paksuus:

$$h_{laatta} := 160 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus:

$$d := 0.9 \cdot h = 1.303 \text{ m}$$

Kesimmäisen laattapalkin  
tehollinen leveys:

$$b_1 := \frac{b_p - b_w}{2} = 1135 \text{ mm}$$

$$b_2 := b_1 = 1135 \text{ mm}$$

$$b_{eff,1} := \min(b_1, 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot L_0, 0.2 \cdot L_0) = 1135 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2} := b_{eff,1} = 1135 \text{ mm}$$

$$b_{effk} := \min(b_p, b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w) = 2.8 \text{ m}$$

Reunimmaisen laattapalkin  
tehollinen leveys:

$$b_{1r} := 440 \text{ mm} \quad (\text{reunapalkin sisäreunaan})$$

$$b_{2r} := b_2 = 1135 \text{ mm}$$

$$b_{eff,1r} := \min(b_{1r}, 0.2 \cdot b_{1r} + 0.1 \cdot L_0, 0.2 \cdot L_0) = 440 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2r} := \min(b_{2r}, 0.2 \cdot b_{2r} + 0.1 \cdot L_0, 0.2 \cdot L_0) = 1135 \text{ mm}$$

$$b_{effr} := b_{eff,1r} + b_{eff,2r} + b_w = 2.105 \text{ m}$$

**Puristuspinnan leveys otetaan näissä laskuissa pienemmän mukaan, niin laskenta käy jokaiselle palkille:**

$$b_{eff} := \min(b_{effk}, b_{effr}) = 2.105 \text{ m}$$

## 1. TAIVUTUSKESTÄVYYS ILMAN VÄÄNNÖN VAIKUTUSTA

### Materiaaliominaisuudet

Betoniteräkset:

Osavarmuusluku:

$$\gamma_s := 1.1$$

NCCI 2, pienennetty osavarmuusluku.  
(Kantavuuslaskentaohjeessa 1.15)

Myötölujuus, vanha:

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

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 363.636 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin:

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

Betoni:

Osavarmuusluku:

$$\gamma_c := 1.35$$

NCCI 2, pienennetty osavarmuusluku.  
(Kantavuuslaskentaohjeessa sama)

Pitkäaikaisvaikutuskerroin:

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

Vanhan betonin puristuslujuus:  
( C25/30, joka lujittunut ajan myötä  
lujuuteen c30/37 )

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18.889 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin:

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 32.837 \text{ GPa}$$

Betonipeite:

$$c_{nom,p} := 40 \text{ mm}$$

Suunnitelmissa betonipeite on  
35 mm, mutta mitoituksessa  
käytetään 40 mm, koska sillalle  
ei ole tehty erikoistarkastusta.

### Betoniterästen ominaisuudet kentässä:

Vanhat teräkset:

Hakateräkset:

$$\phi_{sw} := 8 \text{ mm}$$

Halkaisija:

$$\phi_s := 25 \text{ mm}$$

Lukumäärä:

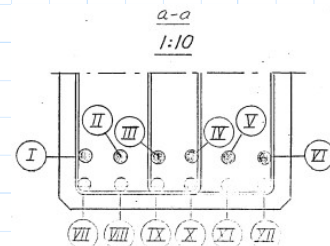
$$l_{km} := 12$$

Rauditus-ala:

$$A_s := \pi \cdot \left( \frac{\phi_s}{2} \right)^2 \cdot l_{km} = 5890.486 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:  
(teräkset kahdessa kerroksessa)

$$d := h - c_{nom,p} - \phi_{sw} - \phi_s - \frac{\phi_s}{2} = 1362.5 \text{ mm}$$



### Taivutusmitoitus:

Terästen vetovoima maksimissa:  
(plastinen vetoresultantti)

$$T_s := A_s \cdot f_{yd} = 2141.995 \text{ kN}$$

Betonin puristuspujan korkeus  
murtorajatilassa:

$$y := \frac{T_s}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = 53.872 \text{ mm}$$

Tarkistetaan ulottuuko  
puristusvyöhyke palkin uumaan?

$$y \leq h_{laatta} = 1$$



Momenttivarsi:  $z := d - \frac{y}{2} = 1335.564 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:  $M_{Rd} := T_s \cdot z = 2860.772 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Murtorajatilän kuormitus:  
Keskimmäinen palkki  
(G\_AA42\_T7\_MRT)  $M_{Ed} := 2854 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Käyttöaste:  $n_{taiv} := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 99.8\%$

## 2. TASAPAINORAUDOITETUN RAKENTEEN TAIVUTUSKAPASITEETTI

Teräsbetonirakenteen voidaan otaksua olevan sitkeä, kun taivutusraudoitus myötää ( $\epsilon_{yd} \geq f_{yd}/E_s$ ) ennen kuin puristetun reunan betoni saavuttaa murtopuristuman arvon  $\epsilon_{cu2}$  (3.5 %) tai poikkileikkauksen painopisteessä oleva betoni saavuttaa arvon  $\epsilon_{c2}$  (2.0 %).

Betonin murtopuristuman arvo:  $\epsilon_{cu} := 0.35\%$

Taivutusraudoituksen myötö:  $\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.182\%$

Betonin puristuslujuuteen liittyvä  
korjauskerroin:  
( $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ )  $\eta := 1 \quad \lambda := 0.8$

Tasapainoraidoituksen raja-arvo:  $\beta_{bd} := \lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.526$

Tasapainoraidoitettujen rakenteen  
taivutuskapasiteetti:  $M_{pl,Rd,max} := \beta_{bd} \cdot \left(1 - \frac{\beta_{bd}}{2}\right) \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 = 7208.942 \text{ kN} \cdot \text{m}$

### 3. LEIKKAUSKESTÄVYYS ILMAN VÄÄNNÖN VAIKUTUSTA

#### Betonin materiaaliominaisuudet:

Vetolujuus:  $f_{ctm} := 0.3 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot MPa = 2.896 \text{ MPa}$

$$f_{ctk,0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.028 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ct} := 1$$

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.502 \text{ MPa}$$

#### Leikkausraudoituksen huomiointi:

Leikkausraudoitus (kaksoishaat):  $\phi_{sw} = 8 \text{ mm}$

Leikkeiden lukumäärä:  $lkm_{leike} := 4$

Pinta-ala:  $A_{sw} := lkm_{leike} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{sw}}{2} \right)^2 = 201.062 \text{ mm}^2$

Hakajako:  $s := 200 \text{ mm}$

Hakaraudoituksen lujuus:  $f_{wk} := 400 \text{ MPa}$        $f_{wd} := \frac{f_{wk}}{\gamma_s} = 363.636 \text{ MPa}$

Leikkausraudoituksen kulma:  $\alpha := 90 \text{ deg}$

Leikkausraudoituksen kestävyys:  $V_{Rd,s} := 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{wd} \cdot d \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 448.3 \text{ kN}$

Pääraudoitus lisäraudoituksena:  
(2-tankoa)  $\phi_s = 25 \text{ mm}$

$$A_{s,lisä} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_s}{2} \right)^2 = 981.748 \text{ mm}^2$$

Lisäraudoituksen kulma:  $\alpha_2 := 45 \text{ deg}$

Lisäraudoituksen kestävyys:  
**RakMK B4 2005 (kaava 2.29)**  $V_{Rd,s,lisä} := A_{s,lisä} \cdot f_{yd} \cdot \sin(\alpha_2) = 252.437 \text{ kN}$

Yhdistetty leikkausraudoituksen kestävyys:  $V_{Rd,s,kok} := V_{Rd,s} + V_{Rd,s,lisä} = 700.713 \text{ kN}$

Betonin leikkauskestävyys:  $V_{Rd,c} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} = 542.27 \text{ kN}$

Leikkauskestävyys  
leikkausraudoitetulle rakenteelle:  $V_u := V_{Rd,s,kok} + 0.8 \cdot V_{Rd,c} = 1134.529 \text{ kN}$

Rakenteen leikkauskestävyyden  
yläraja:  $V_{u,max} := 0.25 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} = 3410.035 \text{ kN}$

$$V_u \leq V_{u,max} = 1$$

Kuormat:

Mitoittava leikkausvoima:  
(  $G_{AA76\_T7\_MRT}$  )

$$V_{Ed} := 775 \text{ kN}$$

Käyttöaste leikkaukselle

$$n_{leik} := \frac{V_{Ed}}{V_u} = 68.3\%$$

#### 4. VÄÄNTÖ ( NCCI 2 mukaisesti )

Vääntöä tarkasteltaessa ajatellaan, että poikkileikkaus on uuman levyinen ja koko palkin korkuinen.

Vääntömomentti **tuella**  
keskimmäisessä palkissa:  
(  $G_{p\_T7\_MRT}$  )

$$T_{Ed} := 223 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Puristussauvan kaltevuus:  
**NCCI 2 raja-arvot**  
(  $1/3 \leq \cot \theta \leq 3$  )  
(  $18.5 \text{ deg} \leq \theta \leq 71 \text{ deg}$  )

$$\theta := 42 \text{ deg}$$

$$\cot(\theta) = 1.111$$

**Eurocode raja-arvot**  
(  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$  )  
(  $21.8 \text{ deg} \leq \theta \leq 45 \text{ deg}$  )

Palkin seinämien teräkset:

$$\phi_{s, \text{seinämä}} := 10 \text{ mm}$$

$$l_{km, \text{seinämä}} := 6$$

Palkin yläpinnan teräkset:

$$\phi_{s, \text{ylä}} := 18 \text{ mm}$$

$$l_{km, \text{yläpinta}} := 2$$

Pääteräksen etäisyys palkin  
alapinnasta:

$$d_{teräs.a} := c_{nom.p} + \phi_{sw} + \phi_s + \frac{\phi_s}{2} = 85.5 \text{ mm}$$

Pituussuunnan terästen etäisyys  
palkin seinämistä

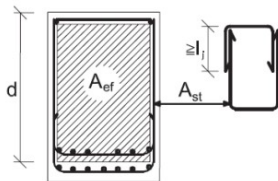
$$d_{teräs.s} := c_{nom.p} + \phi_{sw} + \frac{\phi_{s, \text{seinämä}}}{2} = 53 \text{ mm}$$

Pituussuunnan terästen etäisyys  
palkin yläpinnasta:

$$d_{teräs.y} := c_{nom.p} + \phi_{sw} + \frac{\phi_{s, \text{ylä}}}{2} = 57 \text{ mm}$$

Teholliset poikkileikkausmitat:

$$A_{ef} := (b_w - 2 \cdot d_{teräs.s}) \cdot (h - d_{teräs.a} - d_{teräs.y}) = 0.554 \text{ m}^2$$



$$u_{ef} := 2 \cdot ((b_w - 2 \cdot d_{teräs.s}) + (h - d_{teräs.a} - d_{teräs.y})) = 3.459 \text{ m}$$

Väännön edellyttämän pääsuunnan  
raudoituksen poikkileikkausala:

$$A_{sl} := \frac{T_{Ed} \cdot u_{ef}}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd}} \cdot \cot(\theta) = 2128.031 \text{ mm}^2$$

Väännön edellyttämä  
hakaraudoitus:

$$A_{st} := \frac{T_{Ed} \cdot s}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)} = 99.754 \text{ mm}^2$$

Vääntöraudoituksen  
vääntökestävyys:

$$T_s := 2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{\frac{A_{st}}{s} \cdot \frac{A_{sl}}{u_{ef}}} = 223 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Eli yllä olevalla saadaan tarvittava  
vääntöraudoitus vääntörasitukselle.**

Vääntökestävyyden laskennassa mukana olevan raudoituksen on täytettävä seuraava ehto:

$$ehto := \frac{1}{3} \leq \frac{A_{st} \cdot s}{A_{st} \cdot u_{ef}} \leq 3 = 1 \quad \frac{A_{st} \cdot s}{A_{st} \cdot u_{ef}} = 1.233$$

Vääntöraudoitukseksi huomioitavat teräkset:

Näitä teräksiä ei voi käyttää taivutuksen ja leikkausvoiman laskennassa.

Vääntöraudoituksen huomioitavien leikkeiden lukumäärä:

$$lkm_{leike.vääntö} := 2$$

Haan uloimmat leikkeet:

$$A_{st.nyk} := lkm_{leike.vääntö} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{sw}}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2$$

$$A_{st.nyk} \geq A_{st} = 1$$

Pituussuunnan vääntöraudoituksen huomioitavat palkin alapinnan teräkset:

$$lkm_{vääntö} := 2.5$$

**Otetaan alapinnan teräksistä vaadittava määrä vääntöteräksiksi, sillä palkin sivujen ja yläpinnan teräkset eivät yksinään riitä.**

Pituussuunnan rauditus:

$$A_{sl.nyk} := \left( \pi \cdot \left( \frac{\phi_s}{2} \right)^2 \cdot lkm_{vääntö} \right) + \left( \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.seinä}}{2} \right)^2 \cdot lkm_{seinämä} \right) + \left( \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s.ylä}}{2} \right)^2 \cdot lkm_{yläpinta} \right) = 2207.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl.nyk} \geq A_{sl} = 1$$

Vääntöraudoituksen vääntökestävyys:

$$T_s := 2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{\frac{A_{st.nyk}}{s} \cdot \frac{A_{sl.nyk}}{u_{ef}}} = 228.001 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ehto := \frac{1}{3} \leq \frac{A_{sl.nyk} \cdot s}{A_{st.nyk} \cdot u_{ef}} \leq 3 = 1 \quad \frac{A_{sl.nyk} \cdot s}{A_{st.nyk} \cdot u_{ef}} = 1.27$$

Paksuus, joksi otaksutaan 30 % pinta-alan A<sub>ef</sub> sisään piirretyn suurimman mahdollisen ympyrän säteestä:

$$h_{ef} := 0.3 \cdot \left( \frac{(b_w - 2 \cdot d_{teräs.s})}{2} \right) = 63.6 \text{ mm}$$

Vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen koteloikkileikkauksen vääntövastus:

$$W_{tr} := 2 \cdot A_{ef} \cdot h_{ef} = 0.0704 \text{ m}^3$$

Vääntökestävyyden yläraja:

$$T_{Rd,max} := 0.25 \cdot f_{cd} \cdot W_{tr} = 332.488 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{Rd,max} \geq T_s = 1$$

$$n_{vääntö} := \frac{T_{Ed}}{T_s} = 97.8\%$$

Tarkistetaan yhdistetyt rasitukset:

Leikkauksen ja väännön yhteisvaikutuksen tarkastelussa voidaan vääntömomentille käyttää etäisyydellä  $d$  tuelta olevaa arvoa. (NCCI 2, yhdistetyt rasitukset)

Vääntömomenti etäisyyden  $d$  päässä tuelta:  
(  $G_{AA76\_T7\_MRT}$  )

$$T_{Ed,d} := 175 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hieman varmalla puolella, sillä väännön voimasuure ei ole luettu samasta elementistä leikkausvoiman kanssa.

Leikkausvoiman ja väännön yhteisvaikutuksen osalta on täytettävä ehto:

$$n_{\text{leik.vääntö}} := \frac{T_{Ed,d}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{u,max}} = 75.4\%$$

Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen tarkastelussa voidaan vääntömomentille käyttää aukon keskellä olevaa väännön arvoa. (NCCI 2, yhdistetyt rasitukset)

Vääntömomenti aukon keskellä keskimmaisessä palkissa:  
**Arvo otetaan taivutusmomentin kanssa samasta kohtaa, samalla kuormitusyhdistelyllä**  
(  $G_{AA42\_T7\_MRT}$  )

$$T_{Ed,kesk} := 125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen osalta on täytettävä ehto :

$$n_{\text{taiv.vääntö}} := \frac{T_{Ed,kesk}}{T_{Rd,max}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd,max}} = 77.2\%$$

**Tarkastellaan taivutuksen ja väännön yhteisvaikutus myös reunimmaisen palkin voimasuureilla. Palkkeissa on samat raudoitukset.**

Murtorajatilän kuormitus:  
**Reunimmainen palkki**  
(  $G_p\_T7\_MRT$  )

$$M_{Ed,r} := 2809 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vääntömomenti aukon keskellä **reunimmaisessa palkissa:**  
**Arvo otetaan taivutusmomentin kanssa samasta kohtaa, samalla kuormitusyhdistelyllä**  
(  $G_p\_T7\_MRT$  )

$$T_{Ed,reun} := 181 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen osalta on täytettävä ehto :

$$n_{\text{taiv.vääntö.reun}} := \frac{T_{Ed,reun}}{T_{Rd,max}} + \frac{M_{Ed,r}}{M_{pl,Rd,max}} = 93.4\%$$

## 5. LEIKKAUSKESTÄVYYS, KUN JÄTETÄÄN VÄÄNNÖN VAATIMA RAUDOITUS HUOMIOIMATTA

### Leikkausraudoituksen huomiointi:

Raudoitus-ala, mistä vähennetty väännön vaatima raudoitus:

$$A_{sw2} := (lkm_{leike} - lkm_{leike.vääntö}) \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{sw}}{2}\right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2$$

Leikkausraudoituksen kestävyys:

$$V_{Rd,s} := 0.9 \cdot \frac{A_{sw2}}{s} \cdot f_{wd} \cdot d \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 224.138 \text{ kN}$$

Lisäraudoituksen kestävyys:  
**RakMK B4 2005 (kaava 2.29)**

$$V_{Rd,s.lisä} := A_{s.lisä} \cdot f_{yd} \cdot \sin(\alpha_2) = 252.437 \text{ kN}$$

Yhdistetty leikkausraudoituksen kestävyys:

$$V_{Rd,s.kok} := V_{Rd,s} + V_{Rd,s.lisä} = 476.575 \text{ kN}$$

Betonin leikkauskestävyys:

$$V_{Rd,c} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} = 542.27 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyys leikkausraudoitetulle rakenteelle:

$$V_u := V_{Rd,s.kok} + 0.8 \cdot V_{Rd,c} = 910.391 \text{ kN}$$

### Kuormat:

Mitoittava leikkausvoima:  
(G\_AA76\_T7\_MRT)

$$V_{Ed} = 775 \text{ kN}$$

**Käyttöaste leikkaukselle**

$$n_{leik} := \frac{V_{Ed}}{V_u} = 85.1\%$$

**Käyttöastetta saataisiin pienemmäksi, jos lasketaan väännön vaatima raudoitus d:n päässä tuesta.**

--> Sille ei kuitenkaan ole tarvetta, koska käyttöaste on alle 100 %.

## 6. TAIVUTUSKESTÄVYYS KESKIMMÄISESSÄ PALKISSA, KUN JÄTETÄÄN VÄÄNNÖN VAATIMA RAUDOITUS HUOMIOIMATTA

Tarkistetaan alkuun, kuinka paljon aukon keskellä oleva vääntömomentti vaatii vääntöraudoitusta, jota ei voida ottaa huomioon taivutuskestävyydessä.

Puristussauvan kaltevuus:  
NCCI 2 raja-arvot  
( $1/3 \leq \cot \theta \leq 3$ )  
( $18.5 \text{ deg} \leq \theta \leq 71 \text{ deg}$ )

$$\theta_1 := 58 \text{ deg}$$

$$\cot(\theta_1) = 0.625$$

Eurocode raja-arvot  
( $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ )  
( $21.8 \text{ deg} \leq \theta \leq 45 \text{ deg}$ )

**Puristussauvan kaltevuus on haluttu säätää poikkileikkauskohtaisesti niin, että väännön edellyttämä hakaradoitus on 2-leikettä.**

Väännön edellyttämän pääsuunnan raudoituksen poikkileikkausala:

$$A_{sl,kesk} := \frac{T_{Ed,kesk} \cdot u_{ef}}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd}} \cdot \cot(\theta_1) = 671.135 \text{ mm}^2$$

Väännön edellyttämä hakaradoitus:

$$A_{st,kesk} := \frac{T_{Ed,kesk} \cdot s}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta_1)} = 99.383 \text{ mm}^2$$

Vääntöraudoituksen vääntökestävyys:

$$T_s := 2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{\frac{A_{st,kesk}}{s} \cdot \frac{A_{sl,kesk}}{u_{ef}}} = 125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Eli yllä olevalla saadaan tarvittava vääntöraadoitus vääntörasitukselle.**

Vääntökestävyyden laskennassa mukana olevan raudoituksen on täytettävä seuraava ehto:

$$\text{ehto} := \frac{1}{3} \leq \frac{A_{sl,kesk} \cdot s}{A_{st,kesk} \cdot u_{ef}} \leq 3 = 1 \quad \frac{A_{sl,kesk} \cdot s}{A_{st,kesk} \cdot u_{ef}} = 0.39$$

Vääntöraadoitukseksi huomioitavat teräkset:

Näitä teräksiä ei voi käyttää taivutuksen ja leikkausvoiman laskennassa.

Vääntöraadoitukseen huomioitavien leikkeiden lukumäärä:

$$lkm_{leike,vääntö} := 2$$

Haan uloimmat leikkeet:

$$A_{st,nyk} := lkm_{leike,vääntö} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{sw}}{2}\right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2$$

$$A_{st,nyk} \geq A_{st,kesk} = 1$$

Pituussuunnan vääntöraadoitukseen huomioitavat palkin alapinnan teräkset:

$$lkm_{vääntö} := 0.2$$

**Otetaan alapinnan teräksistä vaadittava määrä vääntöteräksiksi. Ylä- ja alapinnassa olisi hyvä olla suunnilleen yhtäpaljon vääntöraadoitukseksi huomioitavaa raudoitusta.**

Pituussuunnan raudoitus:

$$A_{sl,nyk} := \left( \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 \cdot lkm_{vääntö} \right) + \left( \pi \cdot \left(\frac{\phi_{s,seinämä}}{2}\right)^2 \cdot lkm_{seinämä} \right) + \left( \pi \cdot \left(\frac{\phi_{s,ylä}}{2}\right)^2 \cdot (0.2 \cdot lkm_{yläpinta}) \right) = 671.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl,nyk} \geq A_{sl,kesk} = 1$$

**HUOM!** Yläpinnan teräksien osuutta vääntöraadoitukseksi on säädelty yllä olevassa kaavassa kertoimella, jotta jokaisella palkin sivulla huomioitaisiin vääntöraadoitukseksi suurin piirtein yhtä suuri pinta-ala teräksiä suhteessa sivun pituuteen.

Vääntöraudoituksen  
vääntökestävyys:

$$T_s := 2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{\frac{A_{sl,nyk}}{s} \cdot \frac{A_{sl,nyk}}{u_{ef}}} = 125.726 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ehto := \frac{1}{3} \leq \frac{A_{sl,nyk} \cdot s}{A_{st,nyk} \cdot u_{ef}} \leq 3 = 1 \quad \frac{A_{sl,nyk} \cdot s}{A_{st,nyk} \cdot u_{ef}} = 0.386$$

Vääntökestävyyden yläraja:

$$T_{Rd,max} := 0.25 \cdot f_{cd} \cdot W_{tr} = 332.488 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{Rd,max} \geq T_s = 1$$

$$n_{vääntö,kesk} := \frac{T_{Ed,kesk}}{T_s} = 99.4\%$$

Betoniterästen ominaisuudet kentässä:

Raudoitus-ala, mistä vähennetty  
vääntön vaatima raudoitus:

$$A_{s2} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 \cdot (l_{km} - l_{km,vääntö}) = 5792.311 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:  
(teräket kahdessa kerroksessa)

$$d := h - c_{nom,p} - \phi_{sw} - \phi_s - \frac{\phi_s}{2} = 1362.5 \text{ mm}$$

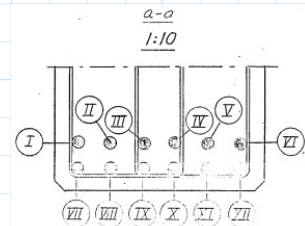
Taivutusmitoitus:

Terästen vetovoima maksimissa:  
(plastinen vetoresultantti)

$$T_s := A_{s2} \cdot f_{yd} = 2106.3 \text{ kN}$$

Betonin puristuspinnan korkeus  
murtorajatilassa:

$$y := \frac{T_s}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = 52.974 \text{ mm}$$



Tarkistetaan ulottuuko  
puristusvyöhyke palkin uumaan:

$$y \leq h_{laatta} = 1$$

Momenttivarsi:

$$z := d - \frac{y}{2} = 1336.013 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:

$$M_{Rd,l} := T_s \cdot z = 2814.038 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajatilan kuormitus:  
Keskimäinen palkki  
(G\_AA42\_T7\_MRT)

$$M_{Ed} = 2854 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste:

$$n_{taiv,kesk} := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,l}} = 101.4\%$$

**Vääntömomentti ja taivutusmomentti on luettu samasta  
elementistä samalla kuormitusyhdistelyllä.**



## 7. TAIVUTUSKESTÄVYYS REUNIMMAISESSA PALKISSA, KUN JÄTETÄÄN VÄÄNNÖN VAATIMA RAUDOITUS HUOMIOIMATTA

Tarkistetaan alkuun, kuinka paljon aukon keskellä oleva vääntömomentti vaatii vääntöraudoitusta, jota ei voida ottaa huomioon taivutuskesävytydessä.

Puristussauvan kaltevuus:

NCCI 2 raja-arvot

( $1/3 \leq \cot \theta \leq 3$ )

( $18.5 \text{ deg} \leq \theta \leq 71 \text{ deg}$ )

$$\theta_2 := 48 \text{ deg}$$

$$\cot(\theta_2) = 0.9$$

Eurocode raja-arvot

( $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ )

( $21.8 \text{ deg} \leq \theta \leq 45 \text{ deg}$ )

**Puristussauvan kaltevuus on haluttu säätää poikkileikkauskohtaisesti niin, että väännön edellyttämä hakaraidoitus on 2-leikettä.**

Väännön edellyttämän pääsuunnan raudoituksen poikkileikkausala:

$$A_{sl, reun} := \frac{T_{Ed, reun} \cdot u_{ef}}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd}} \cdot \cot(\theta_2) = 1400.318 \text{ mm}^2$$

Väännön edellyttämä hakaraidoitus:

$$A_{st, reun} := \frac{T_{Ed, reun} \cdot s}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta_2)} = 99.869 \text{ mm}^2$$

Vääntöraudoituksen vääntökestävyys:

$$T_s := 2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{\frac{A_{st, reun}}{s} \cdot \frac{A_{sl, reun}}{u_{ef}}} = 181 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Eli yllä olevalla saadaan tarvittava vääntöraudoitus vääntörasitukselle.**

Vääntökestävyyden laskennassa mukana olevan raudoituksen on täytettävä seuraava ehto:

$$\text{ehto} := \frac{1}{3} \leq \frac{A_{sl, reun} \cdot s}{A_{st, reun} \cdot u_{ef}} \leq 3 = 1 \quad \frac{A_{sl, reun} \cdot s}{A_{st, reun} \cdot u_{ef}} = 0.811$$

Vääntöraudoitukseksi huomioitavat teräkset:

Näitä teräksiä ei voi käyttää taivutuksen ja leikkausvoiman laskennassa.

Vääntöraudoitukseen huomioitavien leikkeiden lukumäärä:

$$l_{km, leike, vääntö} := 2$$

Haan uloimmat leikkeet:

$$A_{st, nyk} := l_{km, leike, vääntö} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{sw}}{2}\right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2$$

$$A_{st, nyk} \geq A_{st, reun} = 1$$

Pituussuunnan vääntöraudoitukseen huomioitavat palkin alapinnan teräkset:

$$l_{km, vääntö} := 1$$

Pituussuunnan raudoitus:

$$A_{sl, nyk} := \left(\pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 \cdot l_{km, vääntö}\right) + \left(\pi \cdot \left(\frac{\phi_{s, seinämä}}{2}\right)^2 \cdot l_{km, seinämä}\right) + \left(\pi \cdot \left(\frac{\phi_{s, ylä}}{2}\right)^2 \cdot l_{km, yläpinta}\right) = 1471.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl, nyk} \geq A_{sl, reun} = 1$$

**Otetaan alapinnan teräksistä vaadittava määrä vääntöteräksiksi, sillä palkin sivujen ja yläpinnan teräkset eivät yksinään riitä. Ylä- ja alapinnassa olisi hyvä olla suunnilleen yhtäpaljon vääntöraudoitusta, jos mahdollista.**

Vääntöraudoituksen  
vääntökestävyys:

$$T_s := 2 \cdot A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{\frac{A_{st.nyk}}{s} \cdot \frac{A_{sl.nyk}}{u_{ef}}} = 186.129 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ehto := \frac{1}{3} \leq \frac{A_{sl.nyk} \cdot s}{A_{st.nyk} \cdot u_{ef}} \leq 3 = 1 \quad \frac{A_{sl.nyk} \cdot s}{A_{st.nyk} \cdot u_{ef}} = 0.846$$

Vääntökestävyyden yläraja:

$$T_{Rd,max} := 0.25 \cdot f_{cd} \cdot W_{tr} = 332.488 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{Rd,max} \geq T_s = 1$$

$$n_{vääntö.reun} := \frac{T_{Ed.reun}}{T_s} = 97.2\%$$

#### Betoniterästen ominaisuudet kentässä:

Raudoitusalua, mistä vähennetty  
vääntön vaatima rauditus:

$$A_{s2} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 \cdot (l_{km} - l_{km,vääntö}) = 5399.612 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:  
(teräset kahdessa kerroksessa)

$$d := h - c_{nom,p} - \phi_{sw} - \phi_s - \frac{\phi_s}{2} = 1362.5 \text{ mm}$$

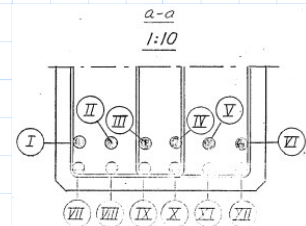
#### Taivutusmitoitus:

Terästen vetovoima maksimissa:  
(plastinen vetoresultantti)

$$T_s := A_{s2} \cdot f_{yd} = 1963.5 \text{ kN}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus  
murtorajatilassa:

$$y := \frac{T_s}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = 49.382 \text{ mm}$$



Tarkistetaan ulottuuko  
puristusvyöhyke palkin uumaan?

$$y \leq h_{laatta} = 1$$

Momenttivarsi:

$$z := d - \frac{y}{2} = 1337.809 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:

$$M_{Rd,l} := T_s \cdot z = 2626.782 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajatilan kuormitus:  
Reunimmainen palkki  
(G\_p\_T7\_MRT)

$$M_{Ed,r} = 2809 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste:

$$n_{taiv.reun} := \frac{M_{Ed,r}}{M_{Rd,l}} = 106.9\%$$

**Vääntömomentti ja taivutusmomentti on luettu samasta  
elementistä samalla kuormitusyhdistelyllä.**

## 8. PALKIN KÄYTTÖRAJATILA MITOITUS KENTTÄALUEELLA

Poikkileikkauksen taivutusvastus vedetyn reunan suhteen:	$W := \frac{b_w \cdot h^2}{6}$
Betonin keskimääräinen taivutusvetolujuus:	$f_{ctm} = 2.896 \text{ MPa}$
Halkeamamomentti: (Ensimmäisen halkeaman muodostumiseen vaadittava momentti)	$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W = 536.452 \text{ kN} \cdot \text{m}$

### Halkeamalevydet uuden ohjeen mukaisesti

Taulukko 11.2 Laskennallisen halkeamaleveysrajan  $w_{max}$  suositusarvot [mm].

Uusi silta 100 vuoden käyttöiälle NCCI2:n /26/ mukaan	Vanhan sillan uudet rakennosat $\leq 50$ vuoden käyttöiälle	Vanhan sillan säilytettävät rakennosat
0,30	0,40	0,40
0,20	0,30	0,30
0,15	0,20	0,20
0,10	0,15	0,15
0,07	0,10	0,10

Taulukon 11.2 laskennallisia halkeamaleveysrajoja voidaan korottaa luvulla  $1,0 \leq c/c_{min,dur} \leq 1,4$  missä  $c$  on halkeamaleveyden laskennassa käytetty betonipeite ja  $c_{min,dur}$  betonipeitteen vähimmäisarvo. Betonipeitteiden  $c_{min,dur}$  vaatimuksia on esitetty luvussa 11.3.1. Tilaaja voi tapauskohtaisesti asettaa muita ehtoja.

Betonipeitteenä  $c$  käytetään halkeamaleveyslaskennassa seuraavia arvoja:

- $c$  on säilytettävistä ja korjattavista rakennenosista luvun 11.3.1 mukaan mitattu todellinen betonipeite
- $c = \min(c_{true}, 1,4 \cdot c_{min,dur}, 50 \text{ mm})$  uusittavissa rakennosissa ottaen huomioon luvussa 11.3.1 esitetyt asiat.  $c_{true}$  = lähinnä betonipintaa olevan halkeilua rajoittavan jännittämättömän raudoituksen todellinen betonipeite. /26/

### Mene NCCI 2 mukaan halkeamalevyden määrittämisessä.

#### Huomioi uuden ohjeen mukainen eroavaisuus $c_{min,dur}$ määrittämisessä.

Betonipeitteille ja toleransseille käytetään seuraavia nimityksiä:

$c_{min,dur}$	= ympäristöolosuhteiden ja käyttöiän vaatima vähimmäisarvo
$\Delta c_{dev}$	= betonipeitteen sallittu mittapoikkeama, ks. kohta 4.4.1.3
$c_{nom}$	= $c_{min,dur} + \Delta c_{dev}$ = betonipeitteen nimellisarvo, ks. taulukot 4.1, 4.2 ja 4.3
$c_{true}$	= lähinnä betonipintaa olevan halkeilua rajoittavan jännittämättömän raudoituksen todellinen betonipeite
$c$	= $\min(c_{true}, 1,4 \cdot c_{min,dur}, 50 \text{ mm})$ = halkeamaleveyslaskennassa kaavassa 7.1 käytettävä betonipeite.

Kimmokerrointen välinen suhde:	$\alpha_1 := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.091$
Todellinen betonipeite alapinnan pääteräkseen:	$c_{true} := c_{nom,p} + \phi_{sw} = 48 \text{ mm}$
Sallittu mittapoikkeama:	$c_{dev} := 5 \text{ mm}$
Betonipeitteen minimi:	$c_{min,dur} := c_{true} - c_{dev} = 43 \text{ mm}$
Laskennallinen betonipeite:	$c := \min(c_{true}, 1,4 \cdot c_{min,dur}, 50 \text{ mm}) = 48 \text{ mm}$
Jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa pääsuunnassa kertoimella:	$c_{kerroin} := \max\left(1, \min\left(\frac{c}{c_{min,dur}}, 1,4\right)\right) = 1.116$

Teräslaatu (harjateräs/sileä):

**Teräs := "harjateräs"**

$$k_1 := \begin{cases} \text{if } \text{Teräs} = \text{"harjateräs"} & = 0.8 \\ \quad \parallel & 0.8 \\ \text{else if } \text{Teräs} = \text{"sileä"} & \\ \quad \parallel & 1.6 \end{cases}$$

Venymäjakauma (veto/taivutus):

**Venymä := "taivutus"**

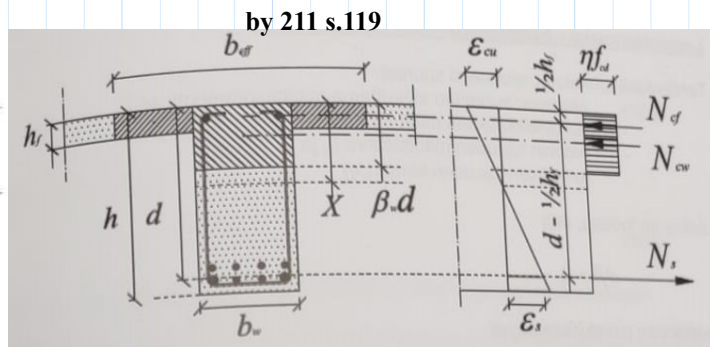
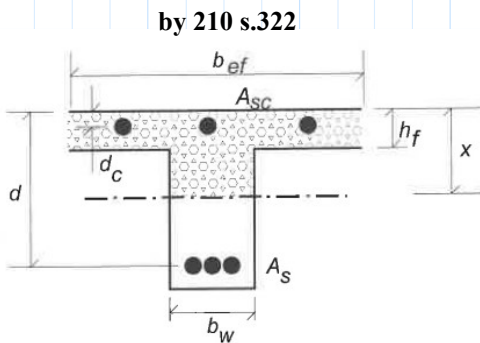
$$k_2 := \begin{cases} \text{if } \text{Venymä} = \text{"taivutus"} & = 0.5 \\ \quad \parallel & 0.5 \\ \text{else if } \text{Venymä} = \text{"veto"} & \\ \quad \parallel & 1.0 \end{cases}$$

Ekvivalentti tankopaksuus:

$$\phi_{eq} := \frac{(l_{km}) \cdot \phi_s^2}{(l_{km}) \cdot \phi_s} = 25 \text{ mm}$$

Puristuspinnan korkeus T-poikkileikkauksessa:  
by 210 s.322

Guess Values	$x := 200 \text{ mm}$
Constraints	$\frac{b_w \cdot x^2}{2} + (h_{laatta} \cdot (b_{eff} - b_w) + \alpha_1 \cdot A_s) \cdot x - (0.5 \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h_{laatta}^2 + \alpha_1 \cdot A_s \cdot d) = 0$
Solver	$x := \text{find}(x) = 202.2 \text{ mm}$



Vetojännitetyn betonin tehollinen korkeus:

$$h_{c,eff} := \min \left( 2.5 \cdot (h - d), \frac{(h - x)}{3}, \frac{h}{2} \right) = 213.75 \text{ mm}$$

Tehollinen vetoalue:

$$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b_w = 113287.5 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Halkeamaväli:

$$s_{r,max} := 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{0.425 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} = 244.937 \text{ mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:

Vaikutusaika := "lyhyt"

$$k_t := \begin{cases} \text{if } Vaikutusaika = \text{"lyhyt"} \\ \quad \parallel 0.6 \\ \text{else if } Vaikutusaika = \text{"pitkä"} \\ \quad \parallel 0.4 \end{cases}$$

Käyttörajan momentti keskimmaisessa palkissa kentässä:  
(G\_AA42\_T7\_KRT)

$$M_{Ek} := 2334 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lasketaan halkeilleen T-poikkileikkauksen painopiste ja jäyhyysmomentti, jotta saadaan laskettua halkeilleen poikkileikkauksen teräs- ja betonijännitykset:

Laatan korkeus:

$$h_{laatta} = 160 \text{ mm}$$

Laatan leveys:

$$b_{eff} = 2105 \text{ mm}$$

Pääkannattajan rakennekorkeus:

$$h = 1448 \text{ mm}$$

Palkin leveys:

$$b_w = 530 \text{ mm}$$

Uuman halkeilemattoman alueen korkeus ilman laataa:

$$h_{uuma} := x - h_{laatta} = 42.2 \text{ mm}$$

Halkeilemattoman uuman painopisteen etäisyys poikkileikkauksen alapinnasta:

$$y_{uuma} := h - x + \frac{h_{uuma}}{2} = 1266.9 \text{ mm}$$

Laatan painopisteen etäisyys alapinnasta:

$$y_{laatta} := h - \frac{h_{laatta}}{2} = 1368 \text{ mm}$$

Halkeilemattoman uuman pinta-ala:  $A_{uuma} := h_{uuma} \cdot b_w = 0.022 \text{ m}^2$

Laatan pinta-ala:  $A_{laatta} := h_{laatta} \cdot b_{eff} = 0.337 \text{ m}^2$

Alapinnan teräksien pinta-ala:  $A_s = 5890.486 \text{ mm}^2$

Alapinnan teräksien keskimääräinen etäisyys poikkileikkauksen alapinnasta:  $y_{teräs} := h - d = 85.5 \text{ mm}$

Alapinna teräksien kerroksien lukumäärä:  
(teräkset nyt kahdessa kerroksessa)  $kerros := 2$

Kimmokerrointen välinen suhde:  
(teräs/betoni)  $\alpha_1 = 6.091$

Halkeilleen T-poikkileikkauksen painopiste:  $y_{pl} := \frac{A_{uuma} \cdot y_{uuma} + A_{laatta} \cdot y_{laatta} + A_s \cdot y_{teräs} \cdot \alpha_1}{A_{uuma} + A_{laatta} + A_s \cdot \alpha_1}$   
 $y_{pl} = 1245.8 \text{ mm}$

Halkeilleen T-poikkileikkauksen jäyhyysmomentti:

$$I_{pl} := \left( \frac{b_{eff} \cdot h_{laatta}^3}{12} + A_{laatta} \cdot (y_{laatta} - y_{pl})^2 \right) + \left( \frac{b_w \cdot h_{uuma}^3}{12} + A_{uuma} \cdot (y_{uuma} - y_{pl})^2 \right) + \left( \frac{\pi \cdot \left( \frac{\phi_s \cdot kerros}{2} \right)^4 \cdot l_{km}}{2} + A_s \cdot (y_{teräs} - y_{pl})^2 \right) \cdot \alpha_1$$

$$I_{pl} = (5.407 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Vetoraudoituksen jännitys:  $\sigma_s := \frac{M_{Ek}}{I_{pl}} \cdot (y_{pl} - y_{teräs}) \cdot \alpha_1 = 305.037 \text{ MPa}$

$$\sigma_{s.sall} := 0.8 \cdot f_{yk} = 320 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s.sall}} = 95.3\%$$

Betonin reunajännitys:  $\sigma_c := \frac{M_{Ek}}{I_{pl}} \cdot (y_{pl} - h) = -8.728 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c.sall} := 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\frac{|\sigma_c|}{\sigma_{c.sall}} = 48.5\%$$

Betonin ja betoniterästen  
välinen venymäero:

$$\Delta\varepsilon := \max \left( \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_1 \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 0.00131$$

Halkeamaleveys:

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.3197 \text{ mm}$$

Uuden ohjeen mukainen sallittu  
halkeamaleveys:

$$w_{k,0} := 0.3 \text{ mm}$$

Korotettu halkeamaleveys:

$$w_{k,sall} := c_{kerroin} \cdot w_{k,0} = 0.335 \text{ mm}$$

Palkin käyttörajatila mitoituksen käyttöaste  
kenttäalueella:

$$K a_{halk.palkki} := \max \left( \frac{w_k}{w_{k,sall}}, \frac{\sigma_s}{\sigma_{s,sall}}, \frac{|\sigma_c|}{\sigma_{c,sall}} \right) = 95.5\%$$

**Halkeamaleveys on määräävä.**

## 9. LAATAN POIKKISUUNNAN TAIVUTUSKESTÄVYYS (m-yy)

Tarkasteltavan poikkileikkauksen leveys:  $b := 1000 \text{ mm}$

Laatan korkeus:  $h_{laatta} = 160 \text{ mm}$

Betonipeite laatasta:  $c_{nom.l} := 20 \text{ mm}$

### Betoniterästen ominaisuudet kentässä:

Vanhat teräsket:

Halkaisija:  $\phi_{s,f} := 12 \text{ mm}$

Jako:  $k_f := 140 \text{ mm}$

Raudoitus-ala:  $A_{s,f} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{s,f}}{2}\right)^2 \cdot \frac{b}{k_f} = 807.838 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus:  $d_f := h_{laatta} - c_{nom.l} - \frac{\phi_{s,f}}{2} = 134 \text{ mm}$

### Taivutusmitoitus:

Terästen vetovoima maksimissa:  
(plastinen vetoresultantti)  $T_{s,f} := A_{s,f} \cdot f_{yd} = 293.759 \text{ kN}$

Betonin puristuspuunnan korkeus  
murtorajatilassa:  $y_f := \frac{T_{s,f}}{b \cdot f_{cd}} = 15.552 \text{ mm}$

Momenttivarsi:  $z_f := d_f - \frac{y_f}{2} = 126.224 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:  $M_{f,Rd} := T_{s,f} \cdot z_f = 37.079 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Murtorajatilán kuormitus:  
(**Momenttia pienennetty kuormien  
jakaantumisella, kantavuuslaskentaohje 5.2**)  
( $G_{AA76\_T4\_MRT}$ )

$M_{uls,f} := 34 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Käyttöaste:  $n_{taiv,f} := \frac{M_{uls,f}}{M_{f,Rd}} = 91.7\%$



**Tarkastellaan laatan kestävyys palkin juuressa laatan viisteosalla:**Viisteen korkeus:  $h_{\text{viiste}} := 50 \text{ mm}$ Laatan keskimääräinen korkeus viisteosalla:  $h_{\text{laatta.v}} := h_{\text{laatta}} + \frac{h_{\text{viiste}}}{2} = 185 \text{ mm}$ **Betoniterästen ominaisuudet kentässä:**Vanhat teräsket laatan yläpinnassa:Halkaisija:  $\phi_{s.v} := 12 \text{ mm}$ Jako:  $k_v := 140 \text{ mm}$ Raudoitus-ala:  $A_{s.v} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{s.v}}{2}\right)^2 \cdot \frac{b}{k_v} = 807.838 \text{ mm}^2$ Tehollinen korkeus:  $d_v := h_{\text{laatta.v}} - c_{\text{nom.l}} - \frac{\phi_{s.v}}{2} = 159 \text{ mm}$   
(Tulee näin päin, koska viisteosalla tarkastellaan laatan yläpinnan teräksille kohdistuvaa vetoa.)**Taivutusmitoitus:**Terästen vetovoima maksimissa:  $T_{s.v} := A_{s.v} \cdot f_{yd} = 293.759 \text{ kN}$   
(plastinen vetoresultantti)Betonin puristuspuunnan korkeus murtorajatilassa:  $y_v := \frac{T_{s.v}}{b \cdot f_{cd}} = 15.552 \text{ mm}$ Momenttivarsi:  $z_v := d_v - \frac{y_v}{2} = 151.224 \text{ mm}$ Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:  $M_{v.Rd} := T_{s.v} \cdot z_v = 44.423 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Murtorajatilan kuormitus:  
**(Momenttia pienennetty kuormien jakaantumisella, kantavuuslaskentaohje 5.2)**  
(G\_AA76\_T4\_MRT) $M_{uls.v} := 42.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 

Elementtikokoa on kasvatettu ja maksimimomenteja tasattu, jotta laatan viisteosa on saatu kestävään.

Käyttöaste:  $n_{\text{taiv.v}} := \frac{M_{uls.v}}{M_{v.Rd}} = 95.2\%$

## 10. LAATAN POIKKISUUNNAN KÄYTTÖRAJATILAN MITOITUS (m-yy)

Poikkileikkauksen taivutusvastus  
vedetyn reunan suhteen:

$$W := \frac{b \cdot h_{laatta}^2}{6}$$

Betonin keskimääräinen  
taivutusvetolujuus:

$$f_{ctm} = 2.896 \text{ MPa}$$

Halkeamamomentti:  
(Ensimmäisen halkeaman  
muodostumiseen vaadittava  
momentti)

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W = 12.358 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kimmokerrointen välinen suhde:

$$\alpha_1 := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.091$$

Todellinen betonipeite:

$$c_{true} := c_{nom.l} = 20 \text{ mm}$$

Sallittu mittapoikkeama:

$$c_{dev} := 5 \text{ mm}$$

Betonipeitteen minimi:

$$c_{min.dur} := c_{true} - c_{dev} = 15 \text{ mm}$$

Laskennallinen betonipeite:

$$c := \min(c_{true}, 1.4 \cdot c_{min.dur}, 50 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

Laatassa on niin pienet betonipeitteet,  
jotta sallittua halkeamaleveyttä ei voida  
korottaa kertoimella:

$$c_{kerroin} := 1$$

Teräslaatu (harjateräs/sileä):

$$Teräs := \text{“harjateräs”}$$

$$k_1 := \begin{cases} \text{if } Teräs = \text{“harjateräs”} & = 0.8 \\ \quad \parallel & \\ \quad 0.8 & \\ \text{else if } Teräs = \text{“sileä”} & \\ \quad \parallel & \\ \quad 1.6 & \end{cases}$$

Venymäjakauma (veto/taivutus):

$$Venymä := \text{“taivutus”}$$

$$k_2 := \begin{cases} \text{if } Venymä = \text{“taivutus”} & = 0.5 \\ \quad \parallel & \\ \quad 0.5 & \\ \text{else if } Venymä = \text{“veto”} & \\ \quad \parallel & \\ \quad 1.0 & \end{cases}$$

Ekvivalentti tankopaksuus:

$$\phi_{eq} := \frac{(lkm) \cdot \phi_{s,f}^2}{(lkm) \cdot \phi_{s,f}} = 12 \text{ mm}$$

Raudoitussuhde:

$$\rho := \frac{A_{s,f}}{d_f \cdot b} = 0.006029$$

Poikkileikkauksen puristetun alueen korkeus:

$$x := \alpha_1 \cdot \rho \cdot d_f \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot \alpha_1}} \right) = 31.725 \text{ mm}$$

$$z := d_f - \frac{1}{3} \cdot x = 123.425 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} := \min \left( 2.5 \cdot (h_{laatta} - d_f), \frac{(h_{laatta} - x)}{3}, \frac{h_{laatta}}{2} \right) = 42.8 \text{ mm}$$

Tehollinen vetoalue:

$$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b = 42758.409 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,f}}{A_{c,eff}}$$

Halkeamaväli:

$$s_{r,max} := 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{0.425 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} = 175.976 \text{ mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:

Vaikutusaika := "lyhyt"

$$k_t := \begin{cases} \text{if } Vaikutusaika = \text{"lyhyt"} \\ \quad \parallel 0.6 \\ \text{else if } Vaikutusaika = \text{"pitkä"} \\ \quad \parallel 0.4 \end{cases}$$

Momentti kentässä:

**(Momenttia pienennetty kuormien jakaantumisella, kantavuuslaskentaohje 5.2)**  
(G\_AA76\_T4\_KRT)

$$M_{Ek} := 30.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Teräsännitys:

$$\sigma_s := \frac{M_{Ek}}{A_{s,f} \cdot z} = 301.883 \text{ MPa} \quad \sigma_{s,sall} := 0.8 \cdot f_{yk} = 320 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,sall}} = 94.34\%$$

Betonijännitys:

$$\sigma_c := \frac{-2 \cdot M_{Ek}}{b \cdot x \cdot z} = -15.374 \text{ MPa} \quad \sigma_{c,sall} := 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\frac{|\sigma_c|}{\sigma_{c,sall}} = 85.41\%$$

Betonin ja betoniterästen  
välinen venymäero:

$$\Delta\varepsilon := \max \left( \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_1 \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 0.1\%$$

Halkeamaleveys:

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.1754 \text{ mm}$$

Uuden ohjeen mukainen sallittu  
halkeamaleveys:

$$w_{k,0} := 0.3 \text{ mm}$$

Korotettu halkeamaleveys:

$$w_{k,sall} := c_{kerroin} \cdot w_{k,0} = 0.3 \text{ mm}$$

Halkeamaleveyden käyttöaste:

$$Ka_{halk.kenttä} := \max \left( \frac{w_k}{w_{k,sall}}, \frac{\sigma_s}{\sigma_{s,sall}}, \frac{|\sigma_c|}{\sigma_{c,sall}} \right) = 94.3\%$$

**Teräsjännitys on määräävä.**

**Tarkastellaan halkeamaleveys ja jännitykset myös palkin juuressa laatan viisteosalla:**

Poikkileikkauksen taivutusvastus vedetyn reunan suhteen:

$$W := \frac{b \cdot h_{laatta.v}^2}{6}$$

Betonin keskimääräinen taivutusvetolujuus:

$$f_{ctm} = 2.896 \text{ MPa}$$

Halkeamamomentti:  
(Ensimmäisen halkeaman muodostumiseen vaadittava momentti)

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W = 16.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Teräslaatu (harjateräs/sileä):

$$\text{Teräs} := \text{“harjateräs”}$$

$$k_1 := \text{if } \text{Teräs} = \text{“harjateräs”} \mid = 0.8 \\ \parallel 0.8 \\ \text{else if } \text{Teräs} = \text{“sileä”} \\ \parallel 1.6$$

Venymäjakauma (veto/taivutus):

$$\text{Venymä} := \text{“taivutus”}$$

$$k_2 := \text{if } \text{Venymä} = \text{“taivutus”} \mid = 0.5 \\ \parallel 0.5 \\ \text{else if } \text{Venymä} = \text{“veto”} \\ \parallel 1.0$$

Ekvivalentti tankopaksuus:

$$\phi_{eq} := \frac{(l_{km}) \cdot \phi_{s.v}^2}{(l_{km}) \cdot \phi_{s.v}} = 12 \text{ mm}$$

Raudoitussuhde:

$$\rho := \frac{A_{s.v}}{d_v \cdot b} = 0.005081$$

Poikkileikkauksen puristetun alueen korkeus:

$$x := \alpha_1 \cdot \rho \cdot d_v \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot \alpha_1}} \right) = 34.94 \text{ mm}$$

$$z := d_v - \frac{1}{3} \cdot x = 147.353 \text{ mm}$$

$$h_{c.ef} := \min \left( 2.5 \cdot (h_{laatta.v} - d_v), \frac{(h_{laatta.v} - x)}{3}, \frac{h_{laatta.v}}{2} \right) = 50 \text{ mm}$$

Tehollinen vetoalue:

$$A_{c.ef} := h_{c.ef} \cdot b = 50019.853 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,v}}{A_{c,eff}}$$

Halkeamaväli:

$$s_{r,max} := 3.4 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{0.425 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} = 194.313 \text{ mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin:

Vaikutusaika := "lyhyt"

$$k_1 := \begin{cases} \text{if } Vaikutusaika = \text{"lyhyt"} \\ \quad \parallel 0.6 \\ \text{else if } Vaikutusaika = \text{"pitkä"} \\ \quad \parallel 0.4 \end{cases}$$

Momentti viisteosalla:  
**(Momenttia pienennetty kuormien jakaantumisella, kantavuuslaskentaohje 5.2)**  
 (G\_AA76\_T4\_KRT)

$$M_{Ek} := 37.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Elementtikokoa on kasvatettu ja maksimimomenteja tasattu, jotta laatan viisteosa on saatu kestävämmän.

Teräsjännitys:

$$\sigma_s := \frac{M_{Ek}}{A_{s,v} \cdot z} = 312.507 \text{ MPa} \quad \sigma_{s,sall} := 0.8 \cdot f_{yk} = 320 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,sall}} = 97.66\%$$

Betonijännitys:

$$\sigma_c := \frac{-2 \cdot M_{Ek}}{b \cdot x \cdot z} = -14.451 \text{ MPa} \quad \sigma_{c,sall} := 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\frac{|\sigma_c|}{\sigma_{c,sall}} = 80.28\%$$

Betonin ja betoniterästen välinen venymäero:

$$\Delta \varepsilon := \max \left( \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_1 \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 0.001$$

Halkeamaleveys:

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta \varepsilon = 0.1888 \text{ mm}$$

Uuden ohjeen mukainen sallittu halkeamaleveys:

$$w_{k,0} := 0.3 \text{ mm}$$

Korotettu halkeamaleveys:

$$w_{k,sall} := c_{kerroin} \cdot w_{k,0} = 0.3 \text{ mm}$$

Halkeamaleveyden käyttöaste:

$$Ka_{halk.viiste} := \max \left( \frac{w_k}{w_{k,sall}}, \frac{\sigma_s}{\sigma_{s,sall}}, \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,sall}} \right) = 97.7\%$$

Teräsjännitys on määrävä.

## 11. KÄYTTÖASTEET VANHALLE VAHVENTAMATTOMALLE RAKENTEELLE KUORMITUSLUOKALLA II

Leikkausvoiman ja väännön yhteisvaikutuksen käyttöaste:

$$n_{leik.vääntö} = 75.4\%$$

Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen käyttöaste keskimmaisessä palkissa:

$$n_{taiv.vääntö} = 77.2\%$$

Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen käyttöaste reunimmaisessa palkissa:

$$n_{taiv.vääntö.reun} = 93.4\%$$

Palkin taivutuskestävyyden käyttöaste keskimmaisessä palkissa, kun on jätetty väännön vaatima rauditus huomioimatta taivutuskestävyydessä:

$$n_{taiv.kesk} = 101.4\%$$

Palkin taivutuskestävyyden käyttöaste reunimmaisessa palkissa, kun on jätetty väännön vaatima rauditus huomioimatta taivutuskestävyydessä:

$$n_{taiv.reun} = 106.9\%$$

Palkin leikkauskestävyyden käyttöaste, kun jätetään väännön vaatima rauditus huomioimatta:

$$n_{leik} = 85.1\%$$

Palkin käyttörajatila mitoituksen käyttöaste kenttäalueella:

$$Ka_{halk.palkki} = 95.5\%$$

Laatan poikkisuunnan taivutuskestävyyden käyttöaste:

$$n_{taiv.f} = 91.7\%$$

Laatan poikkisuunnan taivutuskestävyyden käyttöaste palkin juuressa laatan viisteosalla:

$$n_{taiv.v} = 95.2\%$$

Elementtikokoa on kasvatettu ja maksimimomenteja tasattu, jotta laatan viisteosa on saatu kestävämmään.

Laatan käyttörajatila mitoituksen käyttöaste kenttäalueella:

$$Ka_{halk.kenttä} = 94.3\%$$

Laatan käyttörajatila mitoituksen käyttöaste kenttäalueella palkin juuressa laatan viisteosalla:

$$Ka_{halk.viiste} = 97.7\%$$

Elementtikokoa on kasvatettu ja maksimimomenteja tasattu, jotta laatan viisteosa on saatu kestävämmään.

Poikkipalkin kestävyys tarkastelua ei lähdetty tekemään tämän työn puitteissa, sillä tässä työssä keskityttiin rakenteen pääsuunnan kantavuuden lisäämiseen liimausvahventamalla.

Laatan poikkisuunnan tarkasteuissa rasituksia on pienennetty kuormien jakaantumisella ainoastaan T4 kaavioille, sillä se aiheutti alun perin määrävimmät rasitukset laatalle. Kuormien jakaantumisen jälkeiset rasitukset tulisi kuitenkin tarkastella vielä K ja N erikoiskuljetuskaavioilla, sillä ne voivat aiheuttaa määrävimmät rasitukset kuin T kaavio. Tätä ei kuitenkaan lähdetty tekemään tämän työn puitteissa, sillä tässä työssä keskityttiin rakenteen pääsuunnan kantavuuden lisäämiseen liimausvahventamalla.

## 12. VANHAN RAKENTEEN VAHVENTAMINEN PINTAAN LIIMATUILLA HIILIKUITUNAUHOILLA

### Betoni:

Betonin puristuslujuus:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus:  
( $f_{cm}$  määritetään tässä tapauksessa  
suunnittelulujuuden perusteella, koska  
erikoistarkastusta ei ole tehty.)

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

Pitkäaikaistekijät huomioiva  
kerroin betonin puristuslujuudelle:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Pitkäaikaistekijät huomioiva  
kerroin betonin vetolujuudelle:

$$\alpha_{ct} = 1$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus:

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.896 \text{ MPa}$$

Betonin vetolujuuden 5% fraktiili:

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.028 \text{ MPa}$$

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo:

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.502 \text{ MPa}$$

Betonin vetolujuuden keskimääräinen  
arvo halkeilun alkaessa:

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 2.896 \text{ MPa}$$

Pintabetonin vetolujuus, keskimääräinen:

$$f_{ctm,surf} := f_{ctm} = 2.896 \text{ MPa}$$

### Vahvennettava rakenne:

Momentin nollakohtien väli:

$$L_0 = 13 \text{ m}$$

Palkin leveys:

$$b_w = 530 \text{ mm}$$

Pääkannattajan rakennekorkeus:

$$h = 1448 \text{ mm}$$



Betonirakenteen ja vahvikkeiden osavarmuusluvut:  
(NCCI 2 ja Eurokoodi 2 ja 3)

Mitoitustilanne	Betoni	Betoniteräs	Jänneteräs	Mitoitustilanne	Komposiittinauha ja -tanko	Komposiittikangas	Teräslevy	Vahvikkeen tartunta
Murtorajatila, normaali	1,50	1,15	1,15	Murtorajatila	1,30	1,40	1,25	1,50
Murtorajatila, pienennetty	1,35	1,10	1,10	Onnettomuustilanne	1,05	1,10	1,00	1,20
Käyttörajatila	1,00	1,00	1,00	Käyttörajatila	1,00	1,00	1,00	1,00
Onnettomuustilanne	1,00	1,00	1,00	Väsyminen	1,30	1,40	1,35	1,30
Väsyminen	1,50	1,15	1,15					

Hiilikuitunauha StoFRP Plate S 100 C:

Paksuus:

$$t_f := 1.4 \text{ mm}$$

Leveys:

$$b_f := 100 \text{ mm}$$

Poikkipinta-ala:

$$A_f := t_f \cdot b_f = 140 \text{ mm}^2$$

Vetolujuus:

$$f_{fuk} := 2800 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin:

$$E_f := 170 \text{ GPa}$$

Osavarmuusluku komposiittinauhalle:

$$\gamma_f := 1.3$$

Osavarmuusluku vahvikkeen tartunnalle:

$$\gamma_{fb} := 1.5$$

Vahvikkeen mitoituslujuus:

$$f_{fud} := \frac{f_{fuk}}{\gamma_f} = 2153.8 \text{ MPa}$$

Vahvikkeen mitoitusvoima:

$$F_{fud} := f_{fud} \cdot A_f = 301.538 \text{ kN}$$

Vahvikkeen tartunnan mitoituslujuus:

$$f_{fyd} := \frac{f_{fuk}}{\gamma_{fb}} = 1866.7 \text{ MPa}$$

Vahvikkeen tehollinen korkeus:

$$d_{fv} := h = 1448 \text{ mm}$$

Vahvikkeiden vapaaväli:

$$kk_f := 20 \text{ mm}$$

Vahvikkeiden jakoväli:

$$b_c := b_f + kk_f = 120 \text{ mm}$$

(Vahvennettavan betonin leveys yhdelle vahvikkeelle.)

Vahvikkeiden lukumäärä:

$$lkm_f := 4$$

Kimmokertoimien suhteet:

Teräs-betoni,  
(lyhytaikainen):

$$\alpha_s := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.091$$

Hiilikuitu-betoni,  
(lyhytaikainen):

$$\alpha_f := \frac{E_f}{E_{cm}} = 5.177$$

### 13. PINTAAN LIIMATUN VAHVIKKEEN TARTUNTA

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen 12/2021 taulukko 1 tartunnan ominaisarvoista pintaan liimatuille vahvikkeille s.101

Taulukko 1. Tartunnan ominaisarvot pintaan liimatuille vahvikkeille [13] [14].

	Hiilikuitunauha	Hiilikuitukangas	Teräslevy
$\tau_{b1k}$	$0,37\sqrt{\alpha_{cc}f_{cm}\alpha_{ct}f_{ctm,surf}}$	$0,44\sqrt{\alpha_{cc}f_{cm}\alpha_{ct}f_{ctm,surf}}$	$0,30\sqrt{\alpha_{cc}f_{cm}\alpha_{ct}f_{ctm,surf}}$
$s_{0k}$	0,200 mm	0,200 mm	0,185 mm
$\tau_{bFk}$	$10,8\alpha_{cc}f_{cm}^{-0,89}$	$10,8\alpha_{cc}f_{cm}^{-0,89}$	0

Tartunnan ominaisarvot pintaan liimatulle vahvikkeelle:

Rajapinnan maksimiliukuma:

$$s_{0k} := 0.200 \text{ mm}$$

Liitoksen leikkauslujuus:

$$\tau_{b1k} := 0.37 \cdot \sqrt{\alpha_{cc} \cdot f_{cm} \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctm,surf}} = 3.579 \text{ MPa}$$

Liitoksen kitkan ominaslujuus:

$$\tau_{bFk} := 10.8 \cdot \alpha_{cc} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{\text{MPa}} \right)^{-0.89} \cdot \text{MPa} = 0.36 \text{ MPa}$$

Vahvikkeen tehollinen ankkurointipituus:

$$l_e := \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f \cdot s_{0k}}{\tau_{b1k}}} = 181.2 \text{ mm}$$

Vahvikkeen ankkurointipituudeksi tulee ensisijaisesti valita vähintään tehollinen ankkurointipituus.

Vahvikkeen ankkurointipituus:

$$l_b := \text{Ceil}(l_e, 10 \text{ mm}) = 190 \text{ mm}$$

### 14. VAHVIKKEEN ANKKUROINTIKAPASITEETTI

Vahvikkeen päästä tapahtuvan kuoriutumisen rajoittamiseksi vahvikkeen maksimivetojännitys rajataan ankkurointikapasiteetilla.

Ankkurointipituudesta riippuva kerroin:

$$\beta_l(l_b) := \begin{cases} 1 & \text{if } l_b \geq l_e \\ \frac{l_b}{l_e} \cdot \left(2 - \frac{l_b}{l_e}\right) & \text{else} \end{cases}$$

Vahvikkeen tartuntalujuus:  
(Tartuntalujuuden maksimi)

$$f_{fbk}(l_b) := \beta_l(l_b) \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot s_{0k} \cdot \tau_{b1k}}{t_f}}$$

$$f_{fbk}(l_b) = 294.811 \text{ MPa}$$

Ankkurointialueen  
tartuntalujuuden mitoitusarvo:

$$f_{fbd}(l_b) := \frac{f_{fbk}(l_b)}{\gamma_{fb}}$$

$$f_{fbd}(l_b) = 196.541 \text{ MPa}$$

Ankkurointikapasiteetti:

$$K a_{ank} := \frac{f_{fbd}(l_b)}{f_{fbk}(l_b)} = 66.7\%$$

## 15. VAHVIKKEEN TARTUNTAMURTO HALKEAMISTA YKSINKERTAISTETULLA MENETELMÄLLÄ

Yksinkertaistetussa menetelmässä kuoriutumisen halkeamista estetään rajoittamalla vahvikkeen venymää rasitetuimmissa kohdissa.

Kokeellisesti määritetty korotuskerroin:  $k_{cr,k} := 1.8$

Kokeellisesti määritetty kerroin:  $k_k := 0.17$

Geometriakerroin:  $k_b := \max \left( \sqrt{\frac{\left(2 - \frac{b_f}{b_c}\right)}{\left(1 + \frac{b_f}{b_c}\right)}}, 1 \right) = 1$

Mitoitusarvo vahvikkeen irtoamisjännitykselle halkemista:  $f_{fd,IC} := \frac{k_{cr,k} \cdot k_k \cdot k_b}{\gamma_{fb}} \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{E_f}{MPa}\right) \cdot \left(\frac{f_{cm}}{MPa}\right)^{\frac{2}{3}}}$  **MPa**

$$f_{fd,IC} = 337.987 \text{ MPa}$$

Vahvikkeen jännitys murtorajatilassa voi olla korkeintaan:

$$\sigma_{fd} := \min(f_{fd,IC}, f_{fu,d}) = 337.987 \text{ MPa}$$

**Yllä oleva kaava rajoittaa vahvikkeen jännitystä todella paljon! Tässä laskennassa tarkastellaan rajoittaako tämä yksinkertaistettu menetelmä vahvikkeen jännitystä liikaakin.**

Yhteen vahvikkeeseen kohdistuva voima murtorajatilassa yllä olevalla jännityksen rajoituksella:

$$F_{fd} := \sigma_{fd} \cdot A_f = 47.318 \text{ kN}$$

Vahvikkeen rajoitettu maksimivenymä:

$$\varepsilon_{fd,max} := \frac{f_{fd,IC}}{E_f} = 0.00199$$

Sallitulla venymän arvolla rajoitetaan vahvikkeen venymää suurimpien taivutusmomenttien alueilla ja kohdissa, joihin arvellaan muodostuvan vinoja taivutusleikkaushalkeamia.

## 15. VAHVIKKEEN KATKAISUKOHTA JA TARTUNTAMURTO ANKKUROINTIALUEELLA

Lasketaan tarkasteltavan  
T-poikkileikkauksen jäyhyysmomentti:

Laatan korkeus:  $h_{laatta} = 160 \text{ mm}$

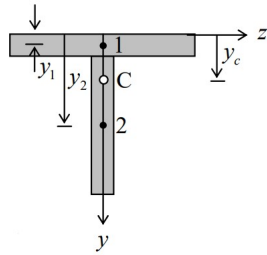
Puristuspuunnan leveys:  $b_{eff} = 2105 \text{ mm}$

Palkin leveys:  $b_w = 530 \text{ mm}$

Pääkannattajan rakennekorkeus:  $h = 1448 \text{ mm}$

Korkeus ilman laattaa:  $h_p := h - h_{laatta} = 1288 \text{ mm}$

Lasketaan pintakeskiö:  $A_1 := h_{laatta} \cdot b_{eff} = 0.337 \text{ m}^2$



$$A_2 := h_p \cdot b_w = 0.683 \text{ m}^2$$

$$y_1 := \frac{h_{laatta}}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$y_2 := \frac{h_p}{2} + h_{laatta} = 804 \text{ mm}$$

$$A := A_1 + A_2 = 1.019 \text{ m}^2$$

$$y_c := \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2}{A} = 564.8 \text{ mm}$$

Siirretään koordinaatisto pintakeskiöön  
C ja esitetään kappaleiden 1 ja 2  
etäisyydet pintakeskiöstä:

$$y_{1.1} := y_1 - y_c = -484.8 \text{ mm}$$

$$y_{2.2} := y_2 - y_c = 239.2 \text{ mm}$$

T-poikkileikkauksen  
jäyhyysmomentti:

$$I_c := \frac{b_{eff} \cdot h_{laatta}^3}{12} + A_1 \cdot (y_{1.1})^2 + \frac{b_w \cdot h_p^3}{12} + A_2 \cdot (y_{2.2})^2$$

$$I_c = 0.2133 \text{ m}^4$$

Vahvikkeen etäisyys  
poikkileikkauksen neutraaliakselista:

$$e := h - y_c = 883.2 \text{ mm}$$

Taivutusvetolujuuden kerroin:

$$\kappa_{fl} := \max \left( 1.6 - \frac{h}{1000}, 1 \right) = 1$$

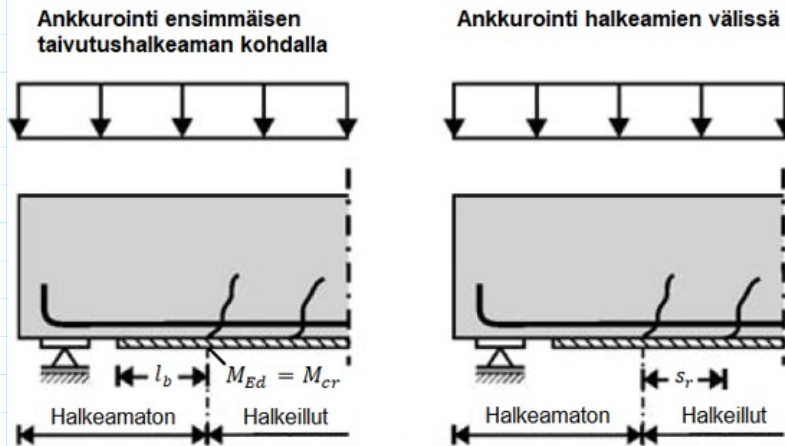
Kimmoinen taivutusvastus:  
(halkeilematon poikkileikkaus)

$$W_{c.0} := \frac{I_c}{e} = 0.242 \text{ m}^3$$

Halkeamamomentti:

$$M_{cr} := \kappa_{fl} \cdot f_{ctm.surf} \cdot W_{c.0} = 699.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen 12/2021 kuva vahvikkeen ankkurointimenetelmistä s.104.



Ensimmäisen taivutushalkeaman sijainti  $\chi_{cr}$  määritetään suurimman murtorajatilän momentin avulla, ottamatta huomioon momenttipinnan siirtoperiaatetta.

Ensimmäinen halkeaman etäisyys tuesta:  
(Excelissä laskettu rakennemallista saaduilla voimasuureilla)

$$\chi_{cr} := 0.85 \text{ m}$$

Maksimivenyymää vastaava ankkurointipituus:

$$l_{b.lim} := 0.9 \cdot l_e = 163 \text{ mm}$$

Vahvikkeen tartuntalujuus:

$$f_{fbk.max} := \sqrt{\frac{E_f \cdot s_{0k} \cdot \tau_{b1k}}{t_f}} = 294.811 \text{ MPa}$$

Vahvikkeen maksimivenyymä voidaan arvioida kaavalla:

$$\varepsilon_{fRk.lim} := \frac{f_{fbk.max}}{E_f} = 0.001734$$

Vahvikkeen tartuntalujuuden rajoittama maksimivenyymä ensimmäisen taivutushalkeaman kohdalla:

$$\varepsilon_{fRk}(l_b) := \begin{cases} \text{if } 0 < l_b < l_{b.lim} \\ \left\| \sin\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{l_b}{l_{b.lim}}\right) \cdot \varepsilon_{fRk.lim} \right\| \\ \text{else if } l_b \geq l_{b.lim} \\ \left\| \varepsilon_{fRk.lim} \right\| \end{cases}$$

$$\varepsilon_{fRk}(l_b) = 0.001734$$

Taruntaolosuhteista riippuva kerroin:

**Taruntaolosuhteet := "hyvä"**

$$\kappa_{vb} := \begin{cases} \text{if } \text{Taruntaolosuhteet} = \text{"hyvä"} \\ \left\| 1 \right\| \\ \text{else if } \text{Taruntaolosuhteet} = \text{"huono"} \\ \left\| 0.7 \right\| \end{cases} = 1$$

Betoniraudoituksesta riippuva kerroin:

**Betoniteräs := "Harjateräs"**

$$a_N := \begin{cases} \text{if } \text{Betoniteräs} = \text{"Harjateräs"} & = 0.25 \\ \quad \parallel & 0.25 \\ \text{else if } \text{Betoniteräs} = \text{"Sileäteräs"} & \\ \quad \parallel & 0 \end{cases}$$

Tartunnan kertoimet betoniraudoitukselle:

 **$\kappa_{b1k} := 2.545$** 

	Harjateräs	Sileä teräs
$\kappa_{b1k}$	2,545	1,292
$\kappa_{b2}$	1,0	1,3
$\kappa_{b3}$	0,8	1,0
$\kappa_{b4}$	0,2	0,3

 **$\kappa_{b2} := 1$**  **$\kappa_{b3} := 0.8$**  **$\kappa_{b4} := 0.2$** 

Vetorausoituksen suurin halkaisija:

 **$\phi_{s,max} := \phi_s = 25 \text{ mm}$** 

Vetorausoituksen tartunnan kerroin:

$$\kappa_{bsk} := \kappa_{b1k} \cdot \sqrt{\frac{\left(\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}\right)^{\kappa_{b2}}}{\left(\frac{E_s}{\text{MPa}}\right) \cdot \left(\frac{\phi_{s,max}}{\text{mm}}\right)^{\kappa_{b3}} \cdot \left(\frac{E_f}{\text{MPa}} \cdot \frac{t_f}{\text{mm}}\right)^{\kappa_{b4}}} = 0.00281}$$

Vahvikkeen liukuma:

$$s_{fr}(l_b) := \begin{cases} \text{if } 0 < l_b < l_{b,lim} & \\ \quad \parallel & 0.213 \text{ mm} \cdot \left(1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{l_b}{l_{b,lim}}\right)\right) \\ \text{else if } l_b \geq l_{b,lim} & \\ \quad \parallel & 0.213 \text{ mm} + (l_b - l_{b,lim}) \cdot \varepsilon_{frk,lim} \end{cases}$$

$$s_{fr}(l_b) = 0.26 \text{ mm}$$

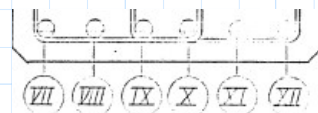
### Betoniterästen ominaisuudet ensimmäisen halkeaman kohdalla:

Vanhat teräkset:

Halkaisija:

 **$\phi_s = 25 \text{ mm}$** 

Lukumäärä:

 **$l_{km,1h} := 6$** 

Raudoitus-ala ensimmäisen halkeaman kohdalla:

$$A_{s,1h} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 \cdot l_{km,1h} = 2945.243 \text{ mm}^2$$

Tehollinen korkeus:

$$d_{1h} := h - c_{nom,p} - \phi_{sw} - \frac{\phi_s}{2} = 1387.5 \text{ mm}$$

Raudoitussuhteet ensimmäisen halkeaman kohdalla:

Vetoterästen raudoitussuhde ensimmäisen halkeaman kohdalla:

$$\rho_{s,1h} := \frac{A_{s,1h}}{h \cdot b_{eff}} = 0.001$$

Vahvennessuhde:

$$\rho_{f,1h} := \frac{A_f \cdot l_{kmf}}{h \cdot b_{eff}} = 0.000184$$

Puristusvyöhykkeen korkeus:

$$\chi := h \cdot \left( -(\alpha_f \cdot \rho_{f,1h} + \alpha_s \cdot \rho_{s,1h}) + \sqrt{(\alpha_f \cdot \rho_{f,1h} + \alpha_s \cdot \rho_{s,1h})^2 + 2 \cdot \left( \alpha_f \cdot \rho_{f,1h} \cdot \frac{d_f}{h} + \alpha_s \cdot \rho_{s,1h} \cdot \frac{d}{h} \right)} \right) = 144.015 \text{ mm}$$

Tarkistetaan, että puristusvyöhyke pysyy laatussa:

$$\chi \leq h_{laatta} = 1$$

Vetorausituksen venymä ensimmäisen taivutushalkeaman kohdalla:

$$\varepsilon_{sRk}(l_b) := \min \left( \kappa_{vb} \cdot \kappa_{bsk} \cdot \left( \frac{s_{fr}(l_b)}{\text{mm}} \right)^{\frac{(a_v+1)}{2}} \cdot \left( \frac{d-\chi}{d_{fv}-\chi} \right)^{\frac{(a_v+1)}{2}}, \frac{f_{yk}}{E_s} \right)$$

$$\varepsilon_{sRk}(l_b) = 0.00116$$

$$\varepsilon_{sRk}(l_b) \leq 0.010 = 1$$

Vahvikkeen sisäinen momenttivarsi:

$$z_f := h - \frac{\chi}{2} = 1375.99 \text{ mm}$$

Vetorausituksen sisäinen momenttivarsi:

$$z_s := d_{1h} - \frac{\chi}{2} = 1315.49 \text{ mm}$$

**HUOM! Vetorausituksen pinta-ala on kohdasta, mihin ensimmäinen halkeama syntyy!**

Taivutuskapasiteetti ensimmäisen halkeaman kohdalla

$$M_{Rd}(l_b) := \frac{\varepsilon_{fRk}(l_b) \cdot E_f}{\gamma_{fb}} \cdot A_f \cdot z_f + \frac{\varepsilon_{sRk}(l_b) \cdot E_s}{\gamma_s} \cdot A_{s,1h} \cdot z_s$$

$$M_{Rd}(l_b) = 854.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lasketaan momenttipinnan siirto, sillä se kasvattaa taivutusmomenttia ensimmäisen halkeaman kohdalla:

Ylöstaivutettujen terästen pinta-ala ensimmäisen taivutushalkeaman  $\chi_{cr}$  kohdalla: (Raudituspiirustuksesta)

$$A_{s,lisä,1h} := A_{s,lisä} \cdot 2 = 1963.495 \text{ mm}^2$$



Momenttipinnan siirto:  
 (Huomioitu vertikaalisen leikkausraudoituksen  
 ja ylöstaivutettujen terästen pinta-alojen suhde)  
 SFS-EN 1992-1-1 kohta 9.2.1.3

$$a_l := \frac{\left( A_{sw} \cdot \left( z_s \cdot \frac{(\cot(\theta) - \cot(\alpha))}{2} \right) + \left( A_{s.lisä.lh} \cdot \left( z_s \cdot \frac{(\cot(\theta) - \cot(\alpha_2))}{2} \right) \right) \right)}{A_{sw} + A_{s.lisä.lh}} = 134 \text{ mm}$$

Taivutusmomentti ensimmäisen  
 taivutushalkeaman kohdalla:  
 (Excelissä laskettu)  
 (Momenttipinnan siirto huomioituna  
 voimasuureessa)

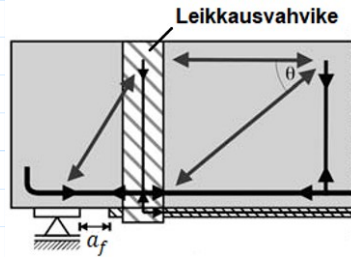
$$M_{Ed.halk} := 804 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste ensimmäisen  
 taivutushalkeaman kohdalla:

$$Ka_{Ihalk} := \frac{M_{Ed.halk}}{M_{Rd}(I_b)} = 94.1\%$$

## 16. LEIKKAUSVAHVIKKEIDEN TARVE

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen  
12/2021 kuva leikkausvahvikkeesta s.109.



Leikkausvoimat voivat aiheuttaa vahvikkeen tartunnan murtumisen, betonipeitteen lohkeamisen tai leikkaushalkeamien seurauksena.

Sillan vapaa-aukko:

$$V_a := 12.2 \text{ m}$$

Arvioitu laakerilevyn pituus:

$$L_{aakerilevy} := 270 \text{ mm}$$

Etäisyys vahvikkeen päästä  
päätytuelle:

$$a_f := \frac{L_0 - V_a}{2} - \frac{L_{aakerilevy}}{2} = 265 \text{ mm} \quad (\text{Vahvennoksen pituus, on etumuurien väli.})$$

*Mikäli tarve, niin huomioi toisen  
pään eroava  $a_f$  mitta!*

### Leikkausvoimista aiheutuva betonipeitteen lohkeaminen:

Betonipeitteen lohkeamisen  
rajoittama leikkauskestävyys:

$$V_{Rd.c,fe} := 0.75 \cdot \left( 1 + 19.6 \cdot \frac{(100 \cdot \rho_{s,1h})^{0.15}}{\left(\frac{a_f}{\text{mm}}\right)^{0.36}} \right) \cdot V_{Rd,c} = 1159.94 \text{ kN}$$

Leikkausvoima tuella:  
(G\_AA76\_T7\_MRT)

$$V_{Ed,tuki} := 935 \text{ kN}$$

$$K a_{lohkeama} := \frac{V_{Ed,tuki}}{V_{Rd.c,fe}} = 80.6\%$$

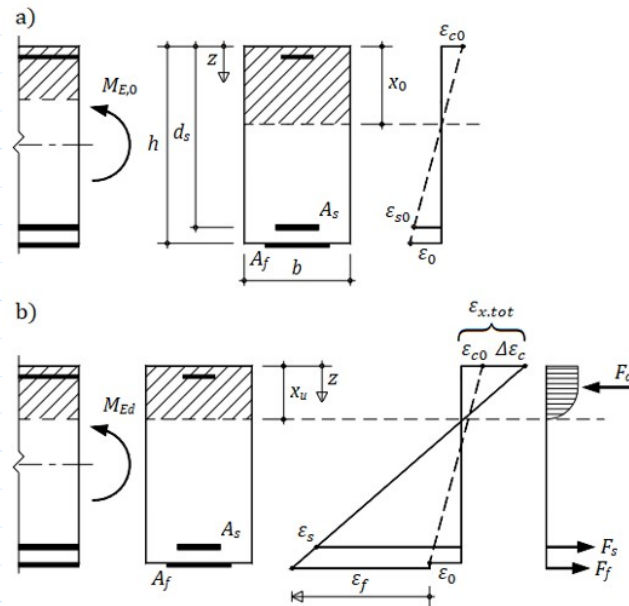
**Betonipeite ei lohkea  
leikkausvoiman vaikutuksesta.**

### Leikkausvoimista aiheutuva vahvikkeen tartuntamurto halkeamista:

**Leikkausvoimista aiheutuvaa vahvikkeen tartuntamurtoa halkeamista ei voitu  
tarkastella tämän työn puitteissa ohjeen luonnosversion keskeneräisyyden vuoksi.**

## 17. VAHVENNETUN POIKKILEIKKAUKSEN TAIVUTUSKESTÄVYYS

Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohjeen 12/2021 kuva poikkileikkauksen venymistä ja sisäisistä voimista s.110.



- a) Poikkileikkauksen venymät vahventamisen aikana käyttörajatilassa.  
 b) Poikkileikkauksen venymät ja sisäiset voimat vahventamisen aikana ja murtorajatilassa.

Vahvennetun rakenteen puristusvyöhykkeen korkeus:

Laskenta on tehtävä rasitetuimalle palkille sen kapasiteetilla  $M_{Rd,1}$  ja raudoituksella  $A_{s2}$ .

Terästen vetovoima maksimissaan:  
 (Reunimmaisessa palkissa)

$$T_s = 1963.5 \text{ kN} \quad \text{Tähän valitaan rakenteen rasitetuin palkki!}$$

Vahvikkeiden vetovoima maksimissaan:

$$T_{f,kok} := F_{fd} \cdot l_{km_f} = 189.3 \text{ kN}$$

Betonin tehokkaan puristusvyöhykkeen korkeus:

$$y_{vahv} := \frac{T_s + T_{f,kok}}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = 54.1 \text{ mm}$$

Puristusvyöhykkeen korkeus:

$$x_{vahv} := \frac{y_{vahv}}{0.8} = 67.7 \text{ mm}$$

$$x_{vahv} \leq h_{laatta} = 1$$

Momentti pysyvistä kuormista:  
 (Rakennemallista)

$$M_g := 903 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betonin reunapuristuma:

$$\varepsilon_c := 0.00009745$$

$$\varepsilon_c \leq 0.0035 = 1$$

**Eli ylläoleva arvo  $\varepsilon_c$  tulee asettaa niin pieneksi, että vahvikkeen venymän ehto täyttyy!**

Betoniteräksen alkuperäinen venymä:

$$\varepsilon_{g0} := \frac{f_{yk}}{E_s} \cdot \frac{M_g}{M_{Rd.1}} = 0.000688$$

$$\varepsilon_{g0} \leq 0.010 = 1$$

Betoniteräksen venymä:

$$\varepsilon_s := \frac{\varepsilon_c}{x_{vahv}} \cdot (d - x_{vahv}) + \varepsilon_{g0} = 0.00255$$

$$\varepsilon_s \leq 0.010 = 1$$

Vahvikkeen venymä:

$$\varepsilon_f := \frac{\varepsilon_c}{x_{vahv}} \cdot (h - x_{vahv}) = 0.001988$$

$$\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fbd.max} = 1$$

$$\varepsilon_{fbd.max} = 0.001988$$

**Yksinkertaistettu menetelmä rajoittaa vahvikkeen venymää niin paljon, että betonin reunapuristuma, sekä betoniteräksen venymä jäävät tosi pieniksi. Vahvikkeen kapasiteetti riittäisi paljon suurempiin vahvikkeen jännityksiin!**

Betoniterästen jännitys:

$$\sigma_{ss} := \min(E_s \cdot \varepsilon_s, f_{yd}) = 363.636 \text{ MPa}$$

Vahvikkeen jännitys:

$$\sigma_f := \min(E_f \cdot \varepsilon_f, f_{fbd.1C}) = 337.88 \text{ MPa}$$

Betoniterästen voimaresultantti:

$$F_s := A_{s2} \cdot E_s \cdot \min\left(\varepsilon_s, \frac{f_{yd}}{E_s}\right) = 1963.5 \text{ kN}$$

$$E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{s2} = 2755.909 \text{ kN} \quad f_{yd} \cdot A_{s2} = 1963.495 \text{ kN}$$

Vahvikkeiden voimaresultantti:

**Vahvikkeen\_tyyppi := "komposiittivahvike"**

$$F_f := \text{if Vahvikkeen\_tyyppi} = \text{"komposiittivahvike"} = 189.2 \text{ kN}$$

$$\left\| \begin{array}{l} (A_f \cdot l_{km_f}) \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \\ \text{else if Vahvikkeen\_tyyppi} = \text{"teräslevy"} \\ (A_f \cdot l_{km_f}) \cdot E_f \cdot \min\left(\varepsilon_f, \frac{f_{fyd}}{E_f}\right) \end{array} \right\|$$

Betonin voimaresultantti:

$$F_c := F_s + F_f = 2152.7 \text{ kN}$$

Betonin puristusvyöhykkeen korkeus vahvennetussa poikkileikkauksessa:

$$x_u := \frac{F_c}{0.8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = 67.7 \text{ mm}$$

$$x_u \leq h_{laatta} = 1$$

Kerroin betonin voiman resultantin etäisyyden määrittämiseen puristetulta pinnalta:

$$k_a := 0.4 \quad \text{,kun lujuusluokka on korkeintaan C50/60.}$$

Vetoraudoituksen sisäinen momenttivarsi:

$$z_{ss} := d - k_a \cdot x_u = 1335.429 \text{ mm}$$

Vahvikkeen sisäinen momenttivarsi:

$$z_{ff} := d_{fv} - k_a \cdot x_u = 1420.929 \text{ mm}$$

Vahvennetun rakenteen taivutuskapasiteetti:

$$M_{Rd.vahv} := F_s \cdot z_{ss} + F_f \cdot z_{ff} = 2891 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste:

$$n_{\text{taiv.vahv.vahvike rajoittaa}} := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.vahv}} = 98.7\%$$

**Taivutuskapasiteetin nousu yksinkertaistetulla menetelmällä:**

$$K\alpha_{\text{taiv.kap.nousu.yks}} := \frac{M_{Rd.vahv}}{M_{Rd.l}} - 1 = 10.1\%$$

Betonin puristuspuunnan oikean korkeuden määrittäminen ennen venymien laskentaa on tärkeää betonin ja betoniterästen oikeiden jännitysten saamista varten.

Taivutuskapasiteetin laskennan tulokseen sillä ei ole merkitystä.

Mikäli puristuspuunnan korkeus on suurempi, niin betonin reunapuristuma on pienempi.

**Palkin alapinta on lähes täynnä hiilikuitunauhaa ja taivutuskapasiteetin nousu on uuden vahventamisohjeen mukaisella yksinkertaistetulla menetelmällä vain noin 10 %.**



**Tarkastetaan kapasiteetti, jos vahvikkeen jännitystä ei rajoitettaisi**

Betonin reunapuristuma:

$$\varepsilon_c := 0.0003501$$

$$\varepsilon_c \leq 0.0035 = 1$$

**Eli nyt ylläoleva arvo  $\varepsilon_c$  tulee asettaa niin pieneksi, että betoniteräksen venymän ehto täyttyy!**

Betoniteräksen alkuperäinen venymä:

$$\varepsilon_{g0} := \frac{f_{yk}}{E_s} \cdot \frac{M_g}{M_{Rd.1}} = 0.000688$$

$$\varepsilon_{g0} \leq 0.010 = 1$$

Betoniteräksen venymä:

$$\varepsilon_s := \frac{\varepsilon_c}{y} \cdot (d - y) + \varepsilon_{g0} = 0.01$$

$$\varepsilon_s \leq 0.010 = 1$$

Vahvikkeen venymä:

$$\varepsilon_f := \frac{\varepsilon_c}{y} \cdot (h - y) = 0.00992$$

$$\varepsilon_f \leq 0.016 = 1$$

Betoniterästen jännitys:

$$\sigma_{ss} := \min(E_s \cdot \varepsilon_s, f_{yd}) = 363.636 \text{ MPa}$$

Vahvikkeen jännitys:

$$\sigma_f := \min(E_f \cdot \varepsilon_f, f_{fyd}) = 1685.655 \text{ MPa}$$

Betoniterästen voimaresultantti:

$$F_s := A_{s2} \cdot E_s \cdot \min\left(\varepsilon_s, \frac{f_{yd}}{E_s}\right) = 1963.5 \text{ kN}$$

Vahvikkeiden voimaresultantti:

**Vahvikkeen\_tyyppi := "komposiittivahvike"**

$$F_f := \text{if Vahvikkeen_tyyppi} = \text{"komposiittivahvike"} = 944 \text{ kN}$$

$$\left\| (A_f \cdot l_{km_f}) \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \right.$$

else if Vahvikkeen\_tyyppi = "teräslevy"

$$\left\| (A_f \cdot l_{km_f}) \cdot E_f \cdot \min\left(\varepsilon_f, \frac{f_{fyd}}{E_f}\right) \right.$$

Betonin voimaresultantti:

$$F_c := F_s + F_f = 2907.5 \text{ kN}$$

Betonin puristusvyöhykkeen korkeus vahvennetussa poikkileikkauksessa:

$$x_u := \frac{F_c}{0.8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = 91.404 \text{ mm}$$

$$x_u \leq h_{laatta} = 1$$

Kerroin betonin voiman resultantin etäisyyden määrittämiseen puristetulta pinnalta:

$$k_a := 0.4 \text{ , kun lujuusluokka on korkeintaan C50/60.}$$

Vetorausituksen sisäinen momenttivarsi:  $z_{ss} := d - k_a \cdot x_u = 1325.938 \text{ mm}$

Vahvikkeen sisäinen momenttivarsi:  $z_{ff} := d_{fv} - k_a \cdot x_u = 1411.438 \text{ mm}$

Vahvennetun rakenteen taivutuskapasiteetti:  $M_{Rd.vahv} := \min(F_s \cdot z_{ss} + F_f \cdot z_{ff}, 1.5 \cdot M_{Rd.1}) = 3935.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

**Taivutuskapasiteetin nousu on rajoitettu ohjeessa 50 %, joten se on huomioitu yllä olevassa kaavassa.**

Käyttöaste:  $n_{taiv.vahv\_teras\_rajoittaa} := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.vahv}} = 72.5\%$

Taivutuskapasiteetin nousu:  $Ka_{taiv.kap.nousu.ei.raj} := \frac{M_{Rd.vahv}}{M_{Rd.1}} - 1 = 49.8\%$

**Mikäli yksinkertaistettu menetelmä ei rajoittaisi vahvikkeen jännitystä niin suuresti, olisi taivutuskapasiteetin nousu lähes 50 % ja rajoittava tekijä betoniteräksen venymä.**

**Tässä vaiheessa minulla ei ole tietoa päästäänkö tarkemmalla menetelmällä yhtä hyvään kapasiteetin nousuun, kuin yllä olevassa esityksessä, sillä tämän työn puitteissa tarkemman menetelmän laskelmia ei lähdetty tekemään.**

**18. KÄYTTÖASTEET VAHVENNETULLE RAKENTEELLE UUDELLA KUORMITUSLUOKALLA II**

Vahvikkeen ankkurointikapasiteetin käyttöaste:

$$Ka_{ank} = 66.7\%$$

Käyttöaste ensimmäisen taivutushalkeaman kohdalla:

$$Ka_{1halk} = 94.1\%$$

Leikkausvoimista aiheutuva betonipeitteen lohkeamisen käyttöaste:

$$Ka_{lohkeama} = 80.6\%$$

Vahvennetun rakenteen taivutuskapasiteetin käyttöaste yksinkertaistetulla menetelmällä:

$$n_{taiv.vahv\_vahvike\_rajoittaa} = 98.7\%$$

Taivutuskapasiteetin nousu yksinkertaistetulla menetelmällä:

$$Ka_{taiv.kap.nousu.yks} = 10.1\%$$

Vahvennetun rakenteen taivutuskapasiteetin käyttöaste ilman vahvikkeen jännitysten rajoittamista:

$$n_{taiv.vahv\_teras\_rajoittaa} = 72.5\%$$

Taivutuskapasiteetin nousu ilman vahvikkeen jännitysten rajoittamista:

$$Ka_{taiv.kap.nousu.ei.raj} = 49.8\%$$



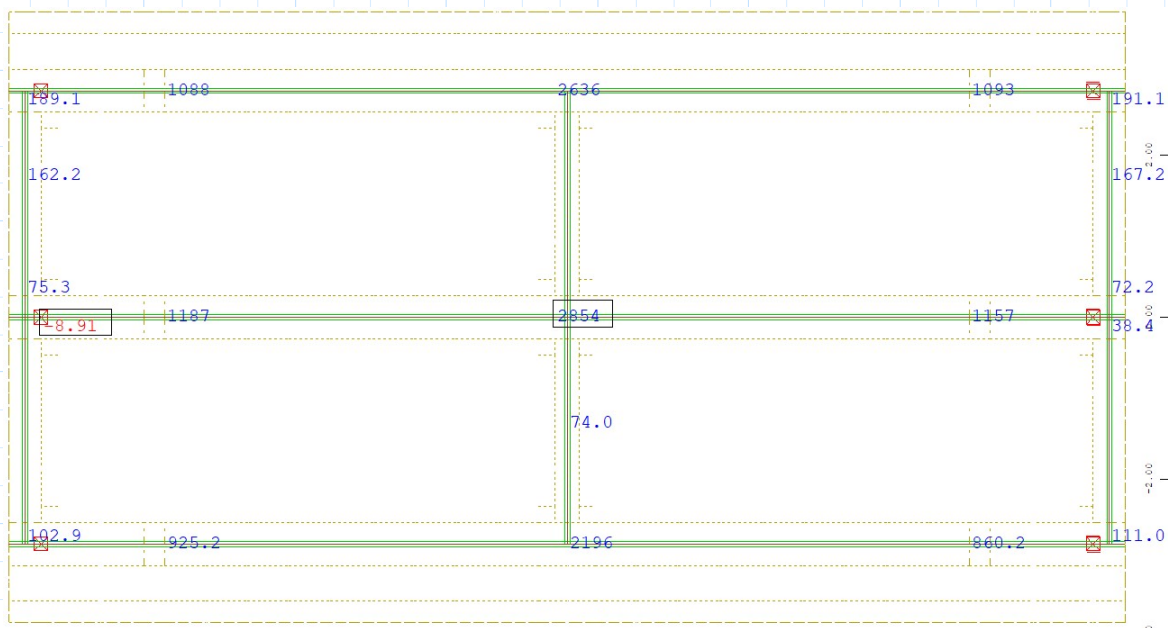
## LIIMAUSVAHVENTAMISESSA KÄYTETYT VOIMASUUREET

Palkin voimasuureita tarkasteltaessa elementtikoko rakennemallissa 0.5 metriä.

### 1. TAIVUTUSKESTÄVYYS ILMAN VÄÄNNÖN VAIKUTUSTA

Maksimi momentti keskipalkissa. G\_AA42\_T7\_MRT:

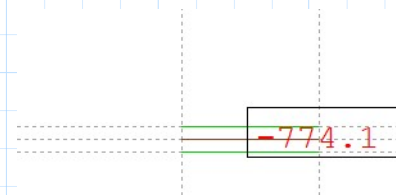
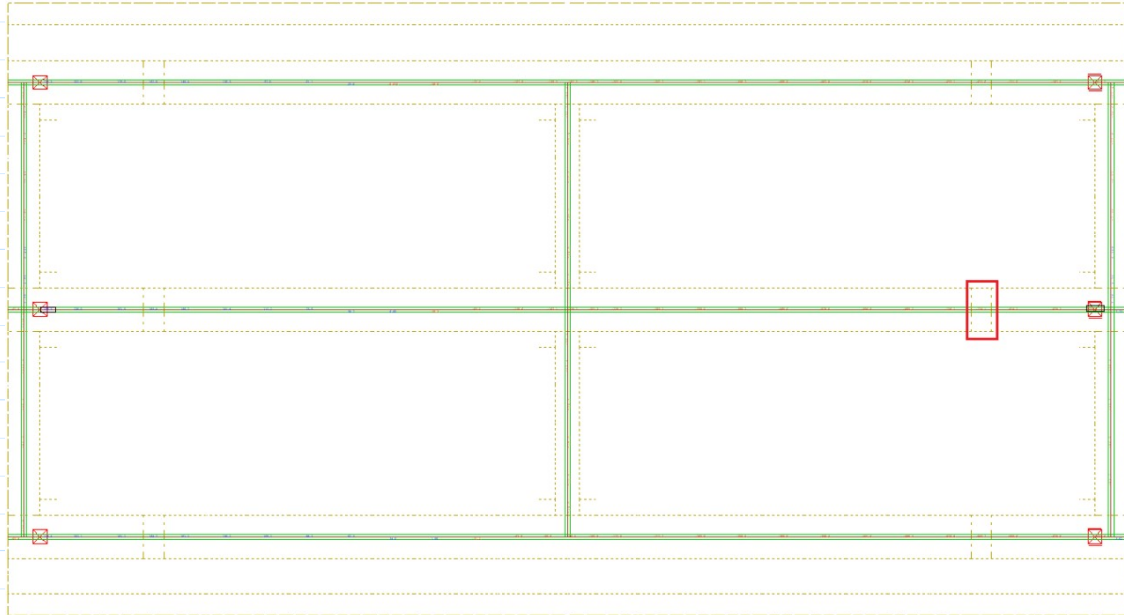
2854  $kN \cdot m$



**3. LEIKKAUSKESTÄVYYS ILMAN VÄÄNNÖN VAIKUTUSTA**

Leikkausvoima d:n päässä. G\_AA76\_T7\_MRT:

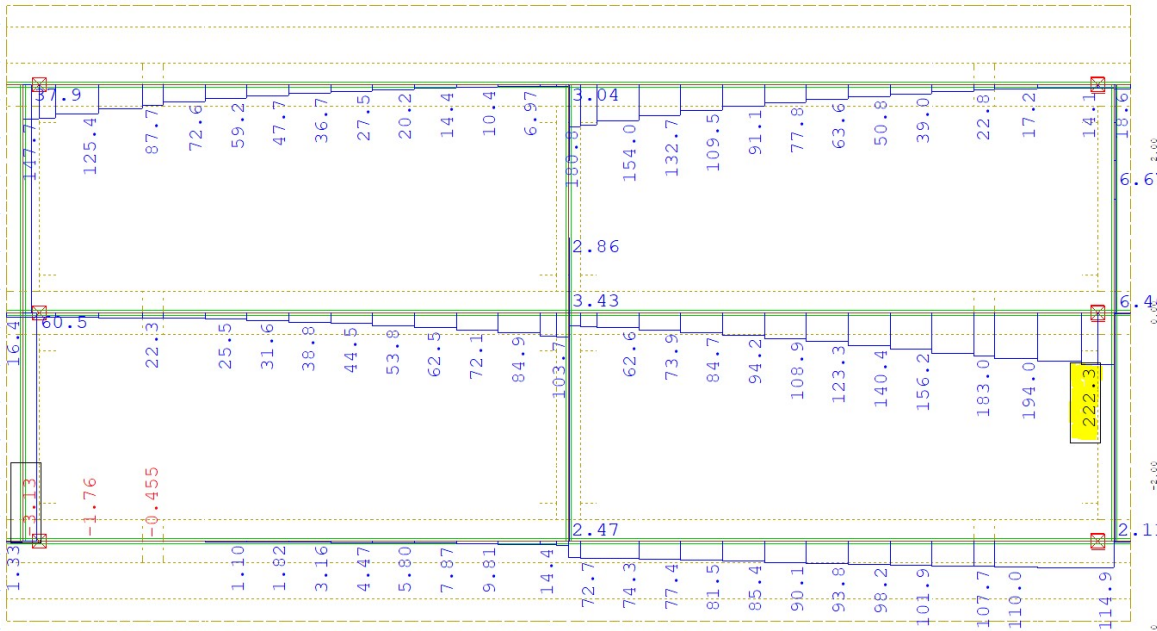
775 kN



### 4. VÄÄNTÖ

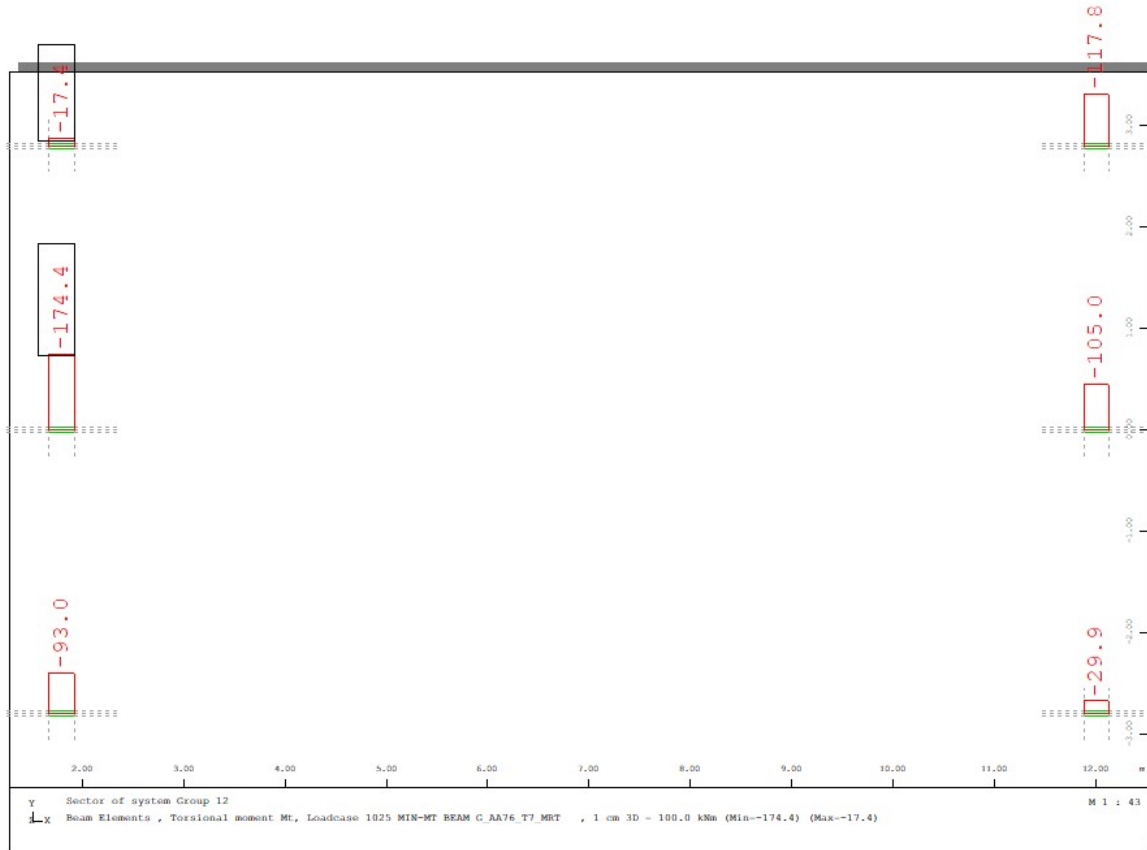
Vääntömomenti tuella keskimmaisessä palkissa.  
**G\_p\_T7\_MRT:**

223 kN·m



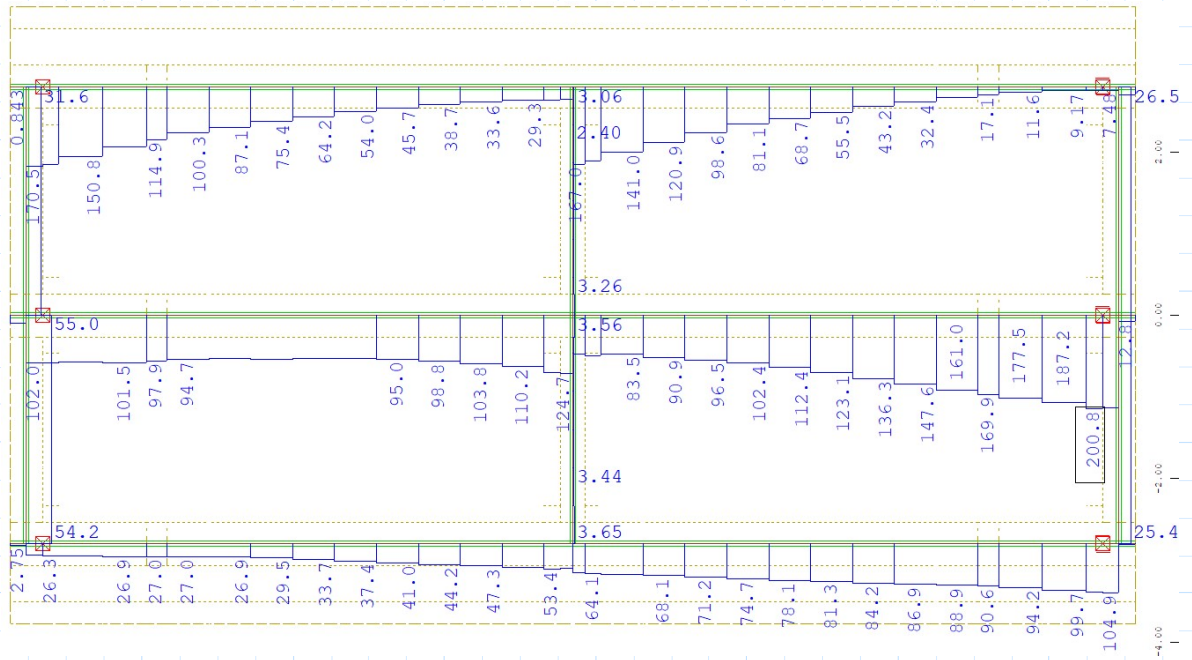
Vääntömomenti etäisyyden d päässä tuelta.  
**G\_AA76\_T7\_MRT**  
 (Leikkausvoimaa vastaava vääntö)

175 kN·m



**Vääntömomentti kentässä keskipalkissa.**  
**G\_AA42\_T7\_MRT**  
 (Taivutusmomenttia vastaava vääntö)

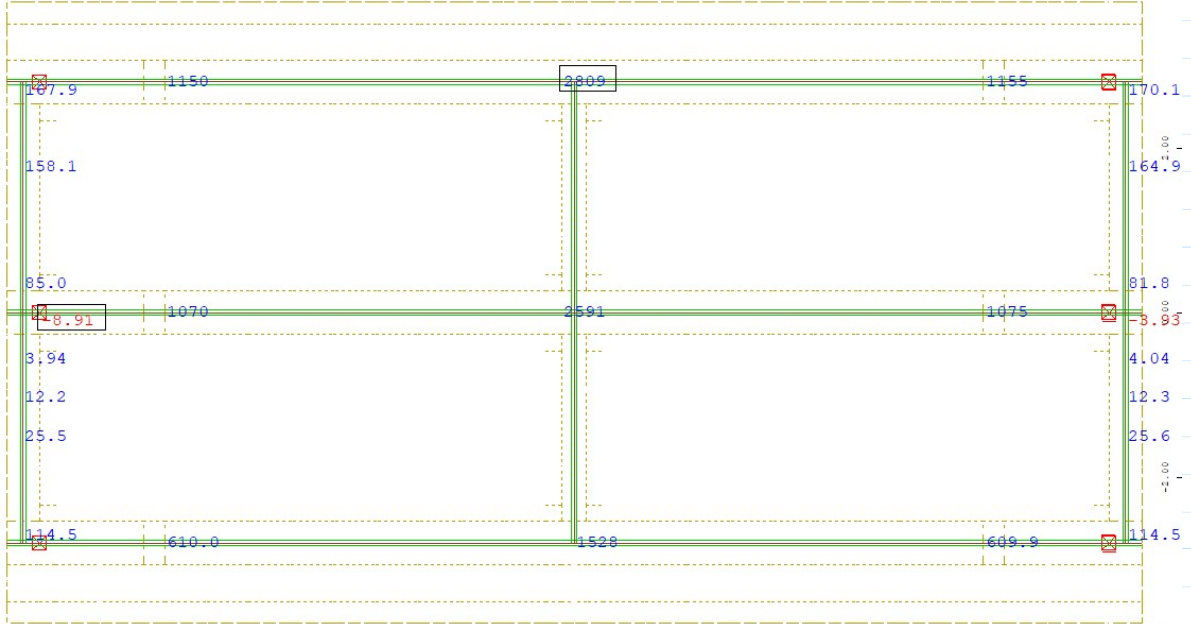
125 kN·m



**Tarkastellaan taivutuksen ja väännön yhteisvaikutus myös reunimmaisessa palkin voimasuureilla.  
Palkeissa on samat raudoitukset.**

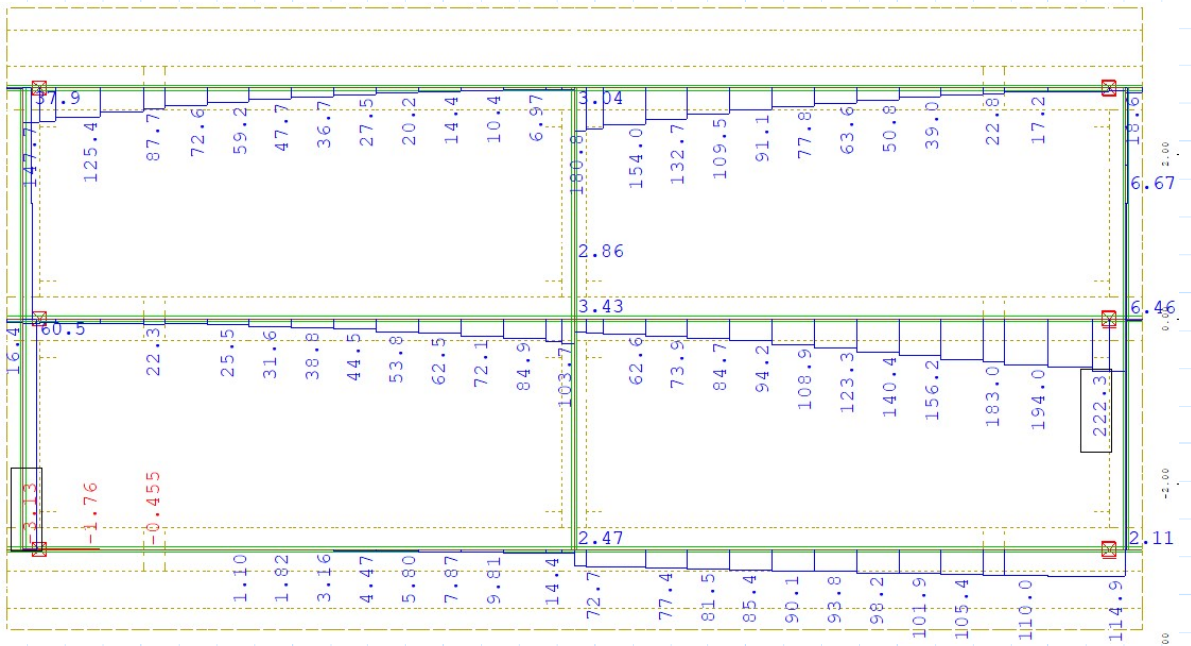
**Maksimi momentti reunimmaisessa palkissa.  
G\_p\_T7\_MRT**

**2809 kN·m**



**Vääntömomentti kentässä reunimmaisessa palkissa.  
G\_p\_T7\_MRT  
(Taivutusmomenttia vastaava vääntö)**

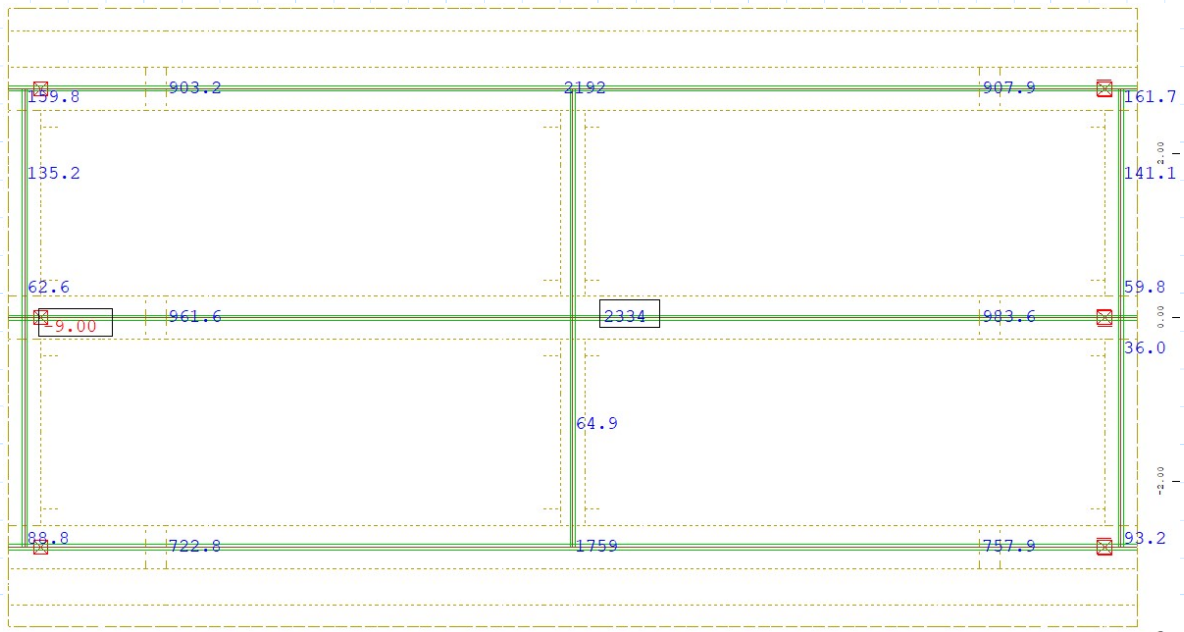
**181 kN·m**



**8. PALKIN KÄYTTÖRAJATILA MITOITUS KENTTÄALUEELLA**

Keskimmäisen palkin käyttörajatilan momentti.  
G\_AA42\_T7\_KRT

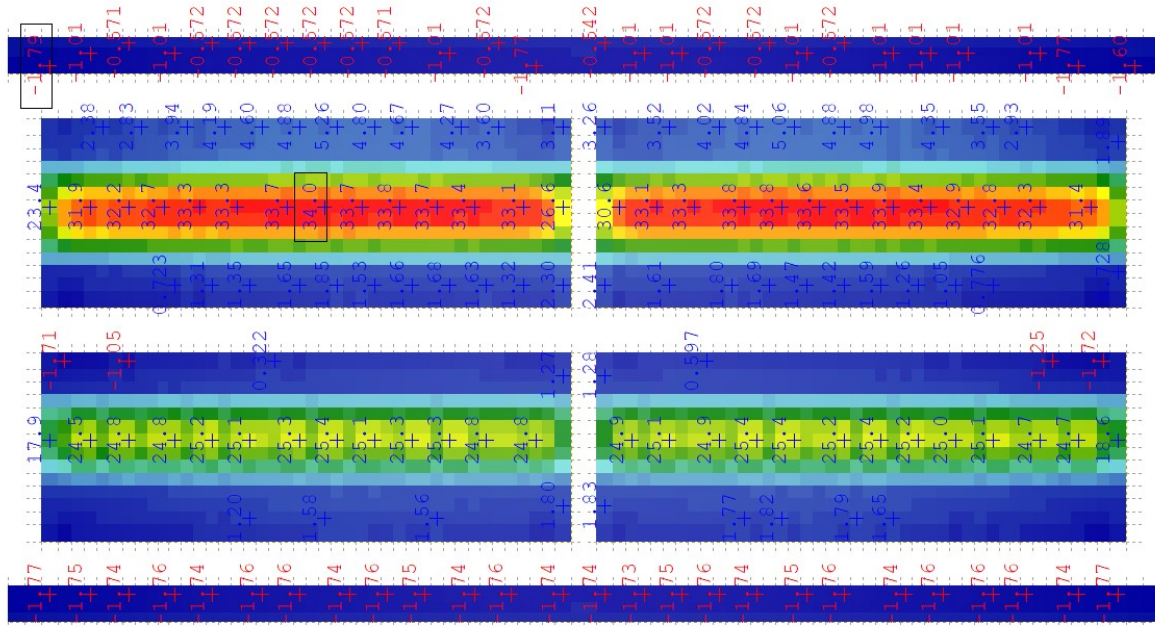
2334  $kN \cdot m$



### 9. LAATAN POIKKISUUNNAN TAIVUTUSKESTÄVYYS (m-yy)

Laatan momentti keskellä m-yy. G\_AA76\_T4\_MRT  
 (Rasituksia pienennetty kuormien jakaantumisella.)  
 (Elementtikoko 150 mm)

34 kN·m



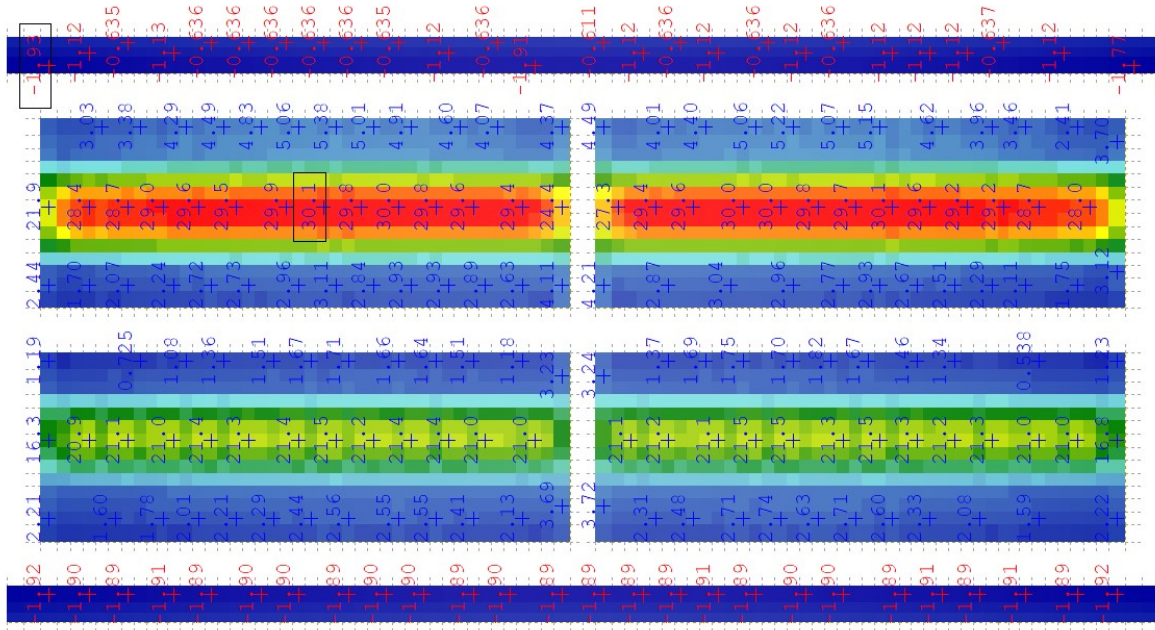




### 10. LAATAN POIKKISUUNNAN KÄYTTÖRAJATILAN MITOITUS (m-yy)

Laatan momentti keskellä m-yy. G\_AA76\_T4\_KRT  
 (Rasituksia pienennetty kuormien jakaantumisella.)  
 (Elementtikoko 150 mm)

30.1 kN·m



**Tarkastellaan halkeamaleveys ja jännitykset myös palkin juuressa laatan viisteosalla:**

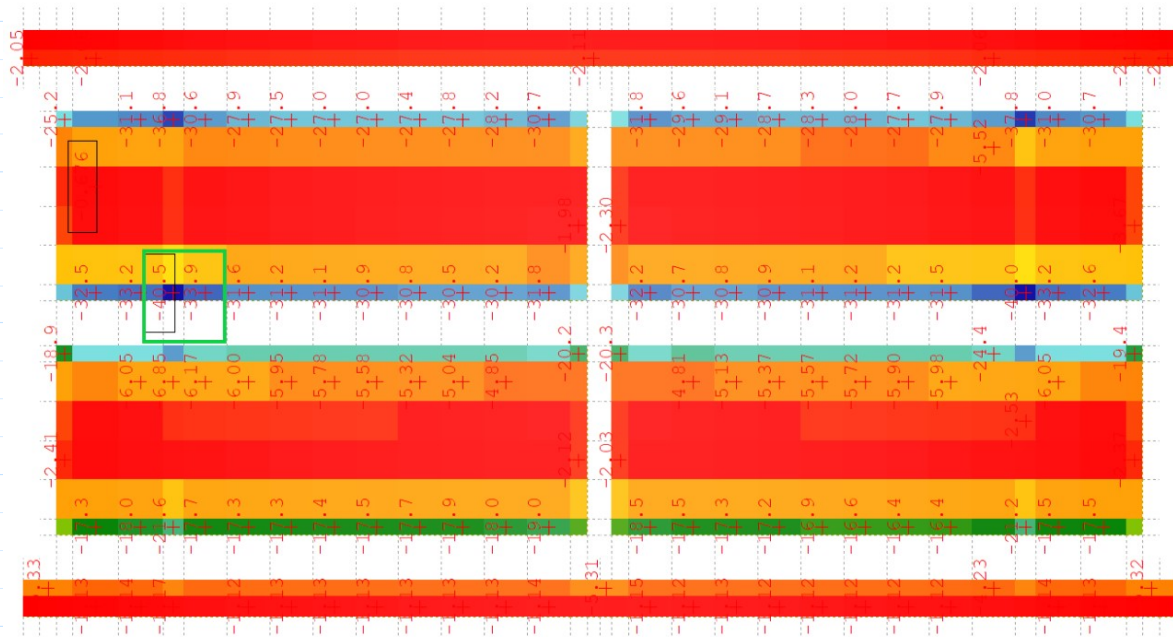
**Laatan momentti palkin vieressä laatan viisteosalla m-yy. 37.2 kN·m**

**G\_AA76\_T4\_KRT**

(Rasituksia pienennetty kuormien jakaantumisella.)

**(Alla olevassa kuvassa elementtikoko on 0.5 m, mutta  
maksimimomentin kohdalla d:n päässä tuesta elementin  
koko on 0.25 m.**

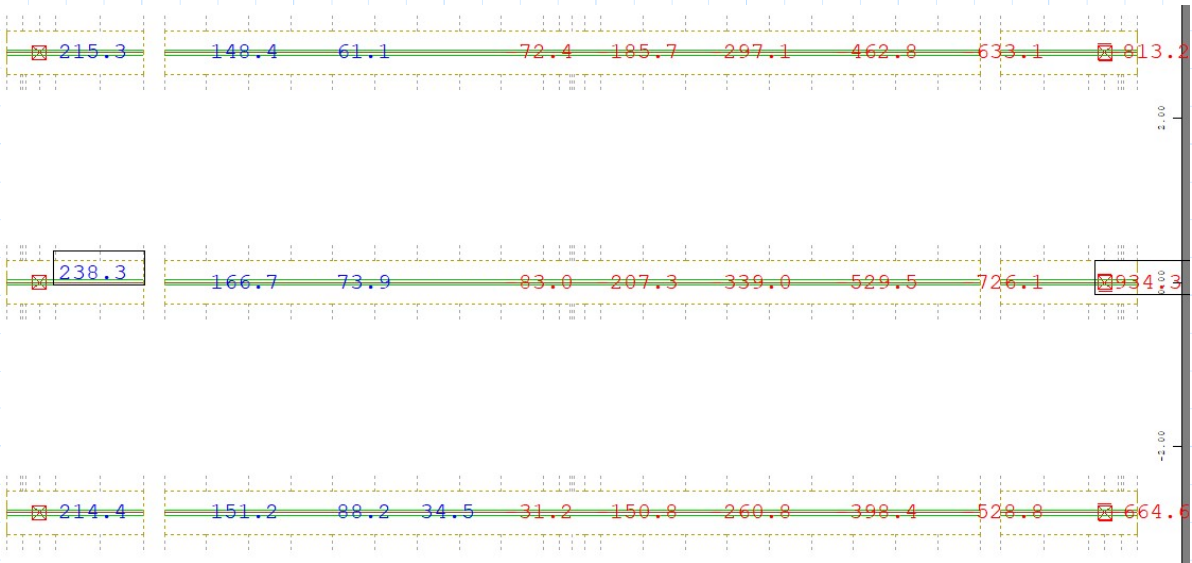
Jotta laskenta saatiin läpi, otettiin viisteen voimasuureksi keskiarvo vierekkäisistä ääriarvoista vihreän laatikon mukaisesti. Maksimimomenttia on siis tasattu.)



### 16. LEIKKAUSVAHVIKKEIDEN TARVE

Palkin leikkausvoima tuella. G\_AA76\_T7\_MRT.

935 kN



**17. VAHVENNETUN POIKKILEIKKAUKSEN TAIVUTUSKESTÄVYYS**

Palkin taivutusmomentti pysyvistä kuormista.

903 kN·m

