



SAVONIA

OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

SILLAN REUNAPALKIN RAKENNEANALYYSI KAIDETÖRMÄYKSELLE

TEKIJÄ:

Liisa Vesalo

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Tutkinto-ohjelma Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma	
Työn tekijä Liisa Vesalo	
Työn nimi Sillan reunapalkin rakenneanalyysi kaidetörmäykselle	
Päiväys 25.2.2022	Sivumäärä/Liitteet 44/28
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Väylävirasto, Sitowise Oy	
Tiivistelmä <p>Reunapalkki uusitaan tyypillisesti ainakin kerran sillan elinkaaren aikana. Reunapalkin uusimiseen liittyvän suunnitelman tekee sillan korjaussuunnittelija. Opinnäytetyössä oli tarkoituksena syventyä reunapalkin uusimiseen laattasillan korjaussuunnittelun yhteydessä, ja määrittää FEM-laskentaohjelmaa käyttäen siltakaitteilta reunapalkille ja siitä edelleen siltakanteen siirtyvien törmäyskuormien vaatimaa tartuntarudoitusta. Lisäksi tavoitteena oli perehdyttää opinnäytetyön tekijä sillan korjaussuunnittelussa käytettäviin laskentaohjelmiin ja ohjeistuksiin. Opinnäytetyön tilaajana toimi Väylävirasto ja Sitowise OY.</p> <p>Opinnäytetyössä muodostettiin useampia FEM-laskentamalleja SOFiSTiK-laskentaohjelmaa käyttäen. Laskentamalleja vertailemalla selvitettiin H2-törmäyskestävyysluokan siltakaitteiden välittämät onnettomuuskuormat reunapalkille ja siltakanteen. Laskennasta saatujen voimasuureiden perusteella mitoitettiin reunapalkki ja sen liitos siltakanteen Väyläviraston nykyisiä mitoitusohjeistuksia noudattaen, sekä arvioitiin ohjeistuksen mukaisen rudoituksen riittävyttä.</p> <p>Tulosten perusteella todettiin, että reunapalkin taiputus- ja leikkauskapasiteetti sekä reunapalkin liitoksen kestävyys siltakanteen olivat riittävät nykyisen ohjeistuksen mukaisilla rudoituksilla. Tulosten perusteella todettiin, että reunapalkin kapasiteetti riittää myös sillan kannen vahvuuden ollessa vanhan ohjeistuksen mukainen 150 mm. Tämä tieto oli hyödyllistä erityisesti sillan korjaussuunnittelun kannalta, koska vastaavanlaisia kohteita saattaa tulla vastaan vanhemmissa silloissa korjaussuunnittelun yhteydessä. Laskennassa huomioitiin vain onnettomuuskuormien vaikutus. Jatkotutkimusta tehtäessä voisi tarkastella kutistuman ja valulämpötilan vaikutusta reunapalkin ja kannen sauman mitoitukseen.</p>	
Avainsanat FEM-laskenta, mitoitus, rudoitus, reunapalkki, siltakaide, törmäyskuorma	

Field of Study Technology, Communication and Transport	
Degree Programme Master's Degree Programme In Civil Engineering	
Author Liisa Vesalo	
Title of Thesis Structural Analysis of Edge Beam of Bridge in Case of Railing Collision	
Date 25 February 2022	Pages/Appendices 44/28
Client Organisation /Partners Finnish Transport Infrastructure Agency, Sitowise Ltd	
<p>Abstract</p> <p>The renewal of the edge beam is typically made at least once during the lifespan of the bridge. Plans for the renewal are made by a bridge repair designer. The aim of the thesis was to define the distribution of forces in the edge beam and the deck slab of a slab bridge caused by accidental actions affecting the vehicle parapets. In addition, the purpose was to get familiar with the calculation programs and guidelines used in bridge repair design. The thesis was commissioned by the Finnish Transport Infrastructure Agency and Sitowise Ltd.</p> <p>The method used for the structural analysis was FE-simulation. Several FE-analysis were performed to investigate the structural behavior of an edge beam under accidental actions. The containment level of the vehicle parapets used in the analysis was class H2. The structure was analyzed with FE-program SOFiSTiK. The purpose of the analysis was to evaluate the existing design instructions for the reinforcement on of an edge beam and the durability of the structure.</p> <p>The results showed that the reinforcement of an edge beam was adequately evaluated both in bending and shear capacity. The structural analysis also revealed that the durability of the construction joint between the edge beam and the deck slab was adequate when the thickness of the joint was 150 mm. The analysis only considered the impact of accidental actions. The effect of shrinkage on a construction joint needs further analysis.</p>	
<p>Keywords accidental action, design, edge beam, FE-analysis, reinforcement, vehicle parapets</p>	

ESIPUHE

Opinnäytetyö on toteutettu yhteistyössä Väyläviraston sekä työnantajani Sitowise Oy:n kanssa. Haluan kiittää mahdollisuudesta tehdä yhteistyötä näin rautaisten ammattilaisten kanssa. Erityiskiitos Väyläviraston teräsrakenteiden asiantuntijalle Mikko Peltomaalle avustasi työn edetessä ja Sitowisen ohjaajalleni Jani Valokoskelle kärsivällisyydestäsi ja osaamisestasi laskentamallin luomisen ja analysoinnin kanssa. Teidän arvokkaan asiantuntemuksenne avulla työ on edennyt ja valmistunut lopulta aikataulussa. Lisäksi haluan kiittää Savonia ammattikorkeakoulun ohjaajaani yliopettaja Arto Puurulaa ohjauksesta ja työn edistymisen tukemisesta.

Suuren kiitoksen ansaitsevat myös opiskelutoverini, kollegani, ystäväni ja läheiseni tuestanne opinnäytetyön ja opintojen aikana. Tukenne on ollut korvaamaton. Suurimmat kiitokset kuuluvat kuitenkin perheelleni kärsivällisyydestänne opintojeni aikana. Kiitos Tommi, Veikko, Onni ja Alma!

Kuopiossa 25.2.2021

Liisa Vesalo

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	6
2	REUNAPALKKI OSANA LAATTASILLAN RAKENNETTA	7
2.1	Laattasilta siltatyypinä	7
2.2	Reunapalkin rakenne.....	8
2.3	Siltakaiteiden törmäysturvallisuus.....	11
3	REUNAPALKIN UUSIMINEN SILLANKORJAUKSESSA	14
3.1	Sillan korjaustarpeen määrittäminen	14
3.2	Reunapalkin ja siltakaiteiden uusiminen.....	17
4	REUNAPALKIN JA KANSILAATAN LIITOKSEN MITOITUS	19
4.1	Onnettomuusmitoituksen kuormat	19
4.2	Reunapalkin mitoitus.....	21
4.3	Reunapalkin ja siltakannen liitoksen mitoitus	22
5	REUNAPALKIN JA LAATAN LIITOKSEN MITOITUS	26
5.1	Laskentamalli.....	26
5.2	Laskennassa käytetyt kuormat.....	27
5.3	Laskentamallien vertailu	29
5.4	Mitoittavat voimasuureet	31
6	MITOITUKSEN TULOKSET	38
6.1	Reunapalkin kapasiteetti.....	38
6.2	Liitoksen kapasiteetti.....	38
7	JOHTOPÄÄTÖKSET JA POHDINTA.....	40
	LÄHTEET	43
	LIITE 1. TÖRMÄYSKUORMIEN MÄÄRITYS KAITEEN TAIVUTUSKAPASITEETIN MUKAAN.....	45
	LIITE 2. SILTAKAITEEN OMAPAINON LASKENTA.....	46
	LIITE 3. LASKENNASSA KÄYTETYT KUORMAT	48
	LIITE 4. VOIMASUUREIDEN VERTAILU ERILAISILLA KANNEN REUNAULOKKEEN VAHVUUKSILLA	54
	LIITE 5. MITOITTAVAT VOIMASUUREET	55
	LIITE 6. REUNAPALKIN MITOITUS	63
	LIITE 7. LIITOKSEN MITOITUS.....	67
	LIITE 8. TARTUNTARAUDOITUKSEN ANKKUROINTI	71

1 JOHDANTO

Suomen tieverkkoa rakennettiin ahkerasti 1960- ja 1970-luvuilla. Samaan aikaan aloitettiin myös rakentamaan ahkerammin Suomen tiesiltoja. Nyt suuri osa näistä silloista on saavuttanut peruskorjauksiensa. (RIL 179-2018. Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito 2018, 24–25.) Myös sillan osittaisella korjauksella voidaan jatkaa sillan käyttöikää huomattavasti. Reunapalkit altistuvat Suomen vaihtelevissa oloissa tyypillisesti pakkasrapautumiselle ja klorideille, minkä vuoksi reunapalkki joudutaan uusimaan ainakin kerran sillan käyttöikänsä aikana. Reunapalkin uusimisen yhteydessä uusitaan myös siltakaiteet nykyisten ohjeistusten mukaiseksi. (Silko 2.211 Reunapalkin uusiminen 2008.)

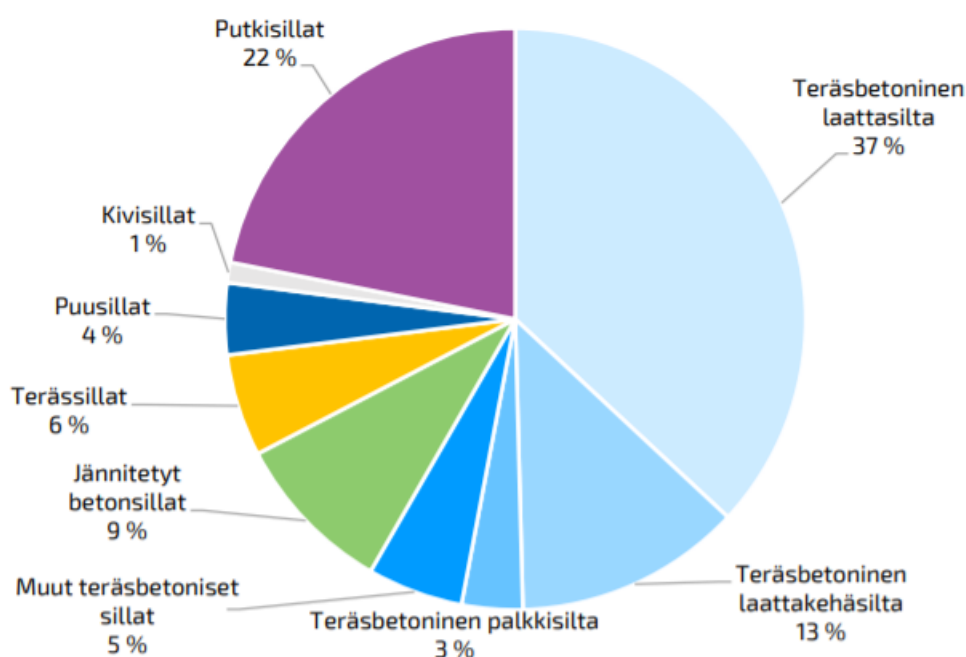
Opinnäytetyössä keskitytään laattasiltojen reunapalkkien korjaussuunnitteluun. Opinnäytetyössä määritetään FEM-laskentaohjelmaa käyttäen siltakaiteilta reunapalkille ja siitä edelleen siltakanteen siirtyvien törmäyskuormien vaatimaa raudoitusta. Laskennassa keskitytään H2-törmäyskestävyysluokan siltakaiteisiin, joita käytetään tyypillisesti tieliikenteen silloissa. H2-törmäyskestävyysluokan kaide asennetaan sillalle myös usein reunapalkkia uusittaessa, minkä vuoksi opinnäytetyössä on tarkastelu rajattu juuri kyseiseen kaidetyyppiin.

Laskentatulosten perusteella arvioidaan reunapalkin taivutus- ja leikkauskapasiteettia Väyläviraston nykyisen ohjeistuksen mukaiselle raudoitukselle. Tulosten perusteella esitetään tarvittaessa ainakin periaatteen tasolla parannusehdotuksia reunapalkkirakenteelle. Lisäksi opinnäytetyön tavoitteena on perehdyttää opinnäytetyön tekijä siltakorjaussuunnittelussa käytettäviin laskentaohjelmiin ja ohjeistuksiin. Opinnäytetyön tilaajina toimivat Väylävirasto sekä asiantuntija- ja digitalo Sitowise Oy. Opinnäytetyön teoriapohja muotoutuu Väyläviraston suunnitteluohjeiden, Siltojen korjausohjeiden eli SILKO-ohjeiden sekä Eurokoodiston ympärille.

2 REUNAPALKKI OSANA LAATTASILLAN RAKENNETTA

2.1 Laattasilta siltatyypinä

Ensimmäiset teräsbetoniset sillat rakennettiin Suomeen 1900-luvun alussa. Alkuun teräsbetoniset sillat olivat lyhytjänteisiä: rautatiesilloissa tyypillinen jännemitta oli 10 m ja tiesilloilla 20 m luokkaa. 1950-luvulle tultaessa teräsbetoni oli vakiinnuttanut asemansa sillan rakennusmateriaalina, ja nykyään kaksi kolmasosaa Suomen tiesilloista lukumääräisesti on rakennettu teräsbetonista (kuva 1). Teräsbetoninen laattasilta on lukumääräisesti Suomen yleisin siltatyypä. (RIL 179-2018. Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito 2018, 19, 24; Väyläviraston sillat 1.1.2020. Sillaston rakenne, palvelutaso ja kunto. Osa 1 Tiesillat, Osa 2 Rataverkon sillat 2020, 27.)

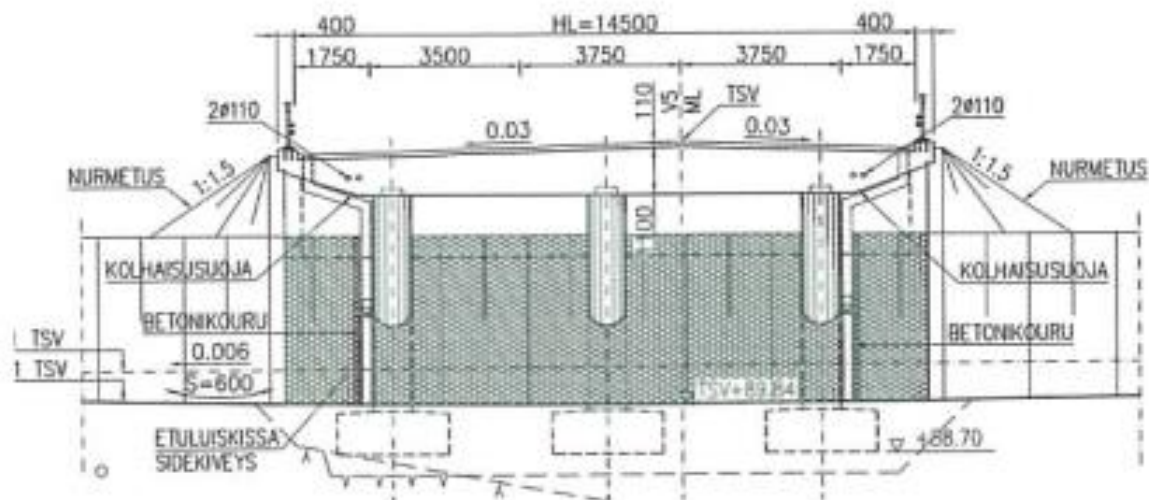


KUVA 1. Suomen siltojen lukumäärien jakauma siltatyypeittäin (Väyläviraston sillat 1.1.2020. Sillaston rakenne, palvelutaso ja kunto. Osa 1 Tiesillat, Osa 2 Rataverkon sillat 2020, 27)

Laattasiltaa käytetään yleisesti alikulku-, risteys- sekä rautatiesiltana. Laattasilan tyypillinen jännemitta on 8–20 m, ja jännitettyä laattasiltaa voi olla tätäkin pidempi. Laattasilta on Suomessa yleinen yksinkertaisen rakennekokonaisuutensa ansiosta. Rakenteessa hyödynnetään tehokkaasti tasakorkean kahteen suuntaan kantavan laatan rakenneominaisuuksia sekä rakentamisen helppoutta. Uusissa ulokelaattasilloissa ei pääsääntöisesti käytetä laakereita tai liikuntasaumalaitteita, vaan teräsbetoni-laatta yhdistyy jäykästi pilareihin ja ulokepäättyihin. Tämä tekee siltatyypistä edullisen rakentaa ja ylläpitää. (RIL 179-2018. Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito 2018, 49.)

Laattasilan yleisilme on linjakas ja ilmava, koska sillan päällysrakenteen poikkileikkaus on reunojen osalta viisteellinen (kuva 2). Laattasilan hyötyleveyttä on helppo muuttaa sillan matkalla siten, että reunan viisteet pysyvät saman levyisinä ja kannen keskiosa levenee. Ylittävän tien kaltevuus määrittää kannen alapinnan kaltevuuden ja näin ollen myös kannen poikkileikkauksen. Kannen alapinta on vaakasuora, kun ylittävä väylä on kahteen suuntaan kalteva. Vastaavasti tilanteessa, jossa ylittävä

väylä kallistuu yhteen suuntaan, myös kannen alapinta on laatan yläpinnan kallistuksen mukainen. (RIL 179-2018. Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito 2018, 49–50.)

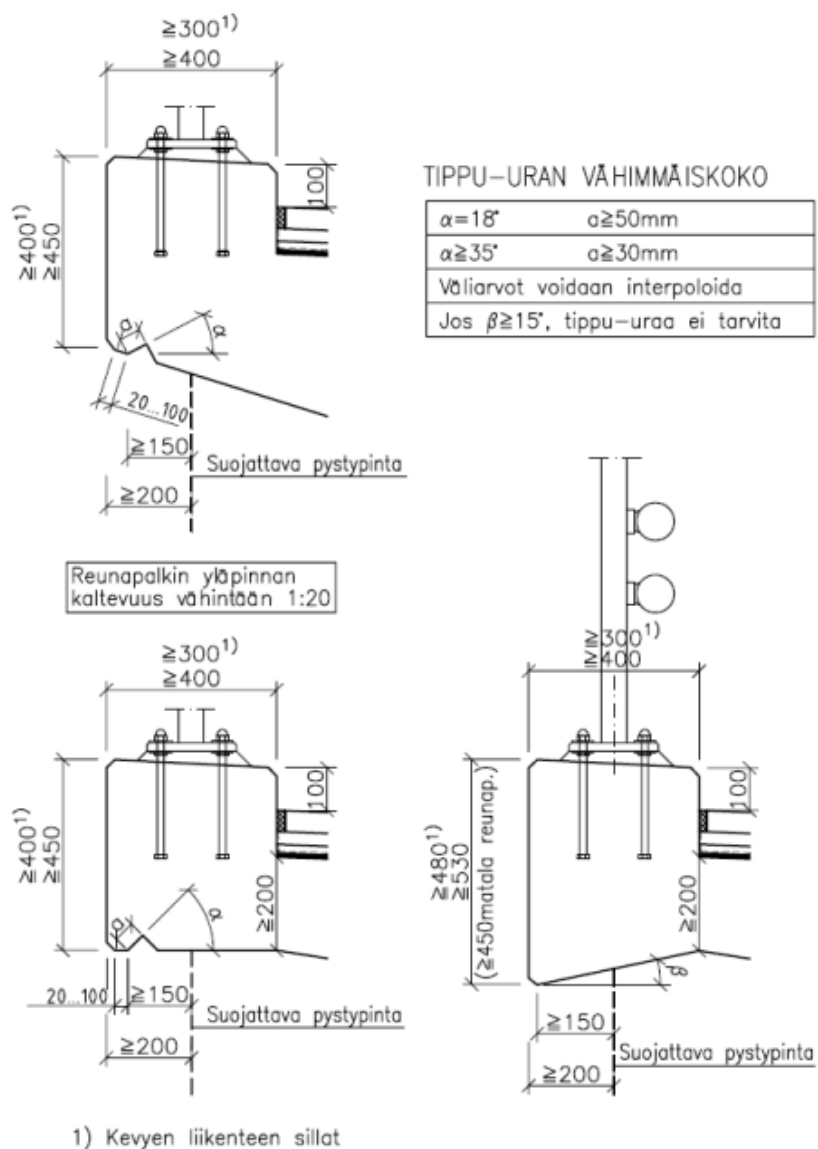


KUVA 2. Tyypillisen laattasillan poikkileikkaus (RIL 179-2018. Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito 2018, 49)

2.2 Reunapalkin rakenne

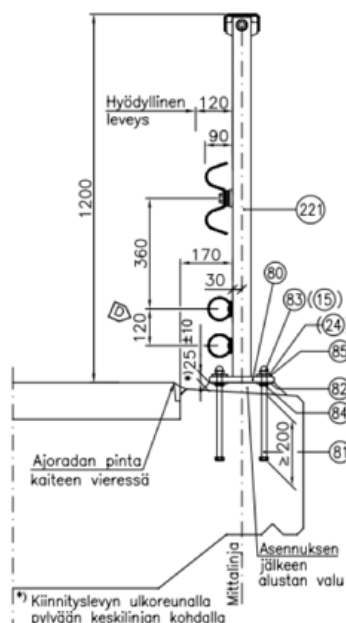
Reunapalkin tärkeänä tehtävänä on toimia siltakaiteiden ja muiden tarvikkeiden, kuten valaisinpylväiden, kiinnitysalustana. Reunapalkin palkkimainen rakenne mahdollistaa paremmin törmäyskuormien välittymisen sillan kanteen sekä kaiteiden tehokkaan ja turvallisen kiinnittämisen. Ruotsissa on selvitetty sillan elinkaaren aikaisia kustannuksia ja havaittu reunapalkin korjauksen aiheuttavan merkittävän osan sillan kokonaiselinkaarikustannuksista. KTH Royal Institute of Technologyn tutkimusryhmän tekemän tutkimuksen mukaan elinkaarikustannuksia voisi merkittävästi vähentää suunnittelemalla siltarakenne ilman reunapalkkia. Tutkimusryhmän selvityksen mukaan reunapalkin käyttö kuitenkin parantaa sillan kantokykyä. Reunapalkki jäykistää erityisesti rakenteen vapaata reuna ja näin ollen parantavaa sillan leikkaukskapasiteettia. (Veganzones Muñoz 2020, 126.) Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 mukaan Suomessa reunapalkin kestävyyttä ei saa hyödyntää laattapalkkisillan poikkileikkauksuureissa. Siltakannen reuna-olokkeen laskennassa reunapalkin jäykistävä vaikutus voidaan kuitenkin ottaa huomioon. (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, 35.)

Reunapalkki voidaan toteuttaa joko korkeana tai matalana riippuen siltapaikasta. Korkeaa reunapalkkia käytetään risteys silloissa, alikulkukäytävissä ja rautatien ylittävissä silloissa. Vesistösiltaan korkea reunapalkki voidaan rakentaa esimerkiksi ympäristösyistä, muutoin vesistösiltoilla käytetään matalaa reunapalkkia. Tie- ja kevyenliikenteen silloille tyypillisesti asennettavien H2-törmäyskestävyysluokan kaiteiden kanssa käytettävän korkean reunapalkin vähimmäismitat ja muotoiluperiaatteet määrittelee Suomessa Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (kuva 3). (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, Liite 4.)



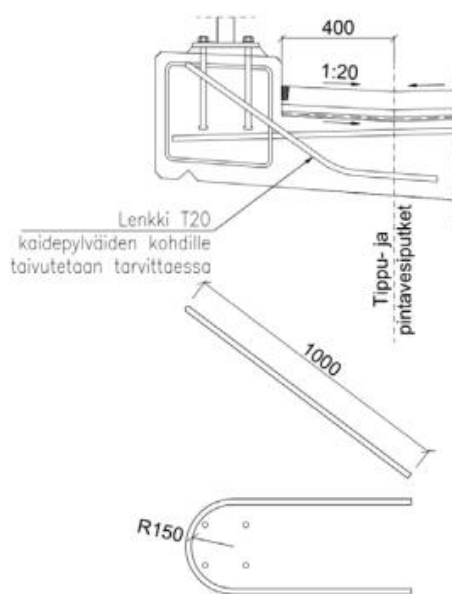
KUVA 3. Korkean reunapalkin vähimmäismittoja ja muotoiluperiaatteita (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2, 2017)

Reunapalkin muotoiluun liittyy reunapalkin toinen merkittävä tehtävä valumavesien ohjaajana. Reunapalkin yläreunan kallistuksella ohjataan sillalle tulevia hulevesiä: matalalta reunapalkilta valumavesi ohjautuu pois sillan reunalta, kun taas korkeaa reunapalkkia käytettäessä valumavedet poistetaan erillisen sadevesijärjestelmän kautta. Korkeassa reunapalkissa palkin yläpinta on kalteva sisäänpäin ja matalassa reunapalkissa kallistus on ulospäin. Reunapalkin yläreunan kaltevuuden tulee olla vähintään 1:20. (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, Liite 4.) Kuvassa 3 on esitelty reunapalkin alapinnassa oleva tippu-ura, joka suojaa siltakannen alapintaa valumavesien aiheuttamilta vaurioilta. Kuvassa 4 esitellään matalan reunapalkin periaatteellinen kuva sekä siltakaiteen suunnittelua ohjaavia mittoja H2-törmäyskestävyysluokan kaiteen tyyppiinrustuksesta (2002).



KUVA 4. Ote H2-törmäyskestävyysluokan tyyppiirustuksesta (DK2 H2 Teräksinen siltakaide H2 – törmäystestattu luokkaan H2 (EN 1317-2) 2013)

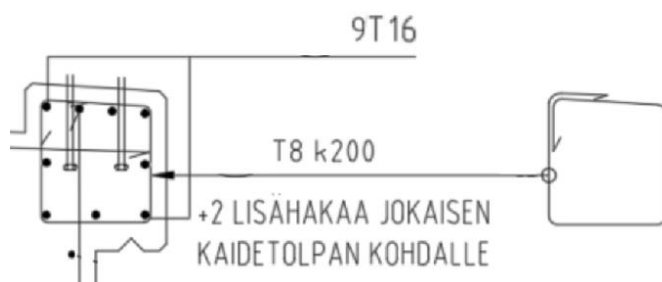
Korkeaa reunapalkkia käytettäessä siltakanteen tehdään vastakallistus reunapalkin viereen, joka ohjaa vedet taitteeseen ja siihen asennettuja tippuputkia pitkin pois vedeneristeen päältä. Vastakallistuksen taitekohdan tulee sijaita 250–500 mm päässä reunapalkin reunasta, ja vastakallistuksen tulee olla vähintään 1:20 (kuva 5). (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, Liite 4.) Vastakallistus on mahdollista tehdä epoksi-hiekkaseoksella, jolloin vastakallistusta ei tarvitse huomioida kantta valettaessa (Täydentäviä ohjeita siltojen suunnitteluun 2019, 49). Vastakallistus asettaa omat reunaehdotensa kaidepylväiden ympärille tulevalle lisälennkiraudoitukselle. Mikäli vastakallistus on kapeampi kuin 250 mm, voidaan T20 lenkkirauditus korvata kahdella T8 lisähaalla (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, Liite 4).



KUVA 5. Vastakallistus ja kaidetolpan kohdalla oleva lisäraudoitus (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2, 2017)

Reunapalkin muulle raudoitukselle on asetettu seuraavat reunaehdot:

- reunapalkissa on umpihaat, joiden halkaisija on 8 mm ja jakoväli vähintään 200 mm.
- hakaraudituksen jokaisessa nurkassa on pituussuuntainen, halkaisijaltaan vähintään 16 mm raudoitetanko.
- kaikkien pitkittäissuuntaisten raudoitteiden halkaisija on vähintään 16 mm.
- reunapalkin yläpinnassa on vähintään neljä tankoa jakovälin ollessa enintään 150 mm. Mikäli reunapalkin leveys on kuitenkin alle 400 mm, riittää kolme raudoitetankoa.
- reunapalkin muissa pinnoissa raudoitetankojen jakoväli on vähintään 200 mm (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, Liite 4.) (kuva 6)



KUVA 6. Esimerkki reunapalkin raudoituseriaatteesta Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2:n (2017, Liite 4) mukaan (Vesalo 2022)

Yllä kuvatuunlainen rauditus katsotaan riittäväksi törmäyskestävyysluokan H2 kaiteille, eikä erillistä mitoittamista tarvita käytettäessä kyseisen törmäyskestävyysluokan kaidetta. Käytettäessä korkeamman törmäyskestävyysluokan kaidetta, täytyy reunapalkin rauditus mitoittaa kyseessä olevan kaidetyypin törmäyskuormien mukaisesti. (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, Liite 4.)

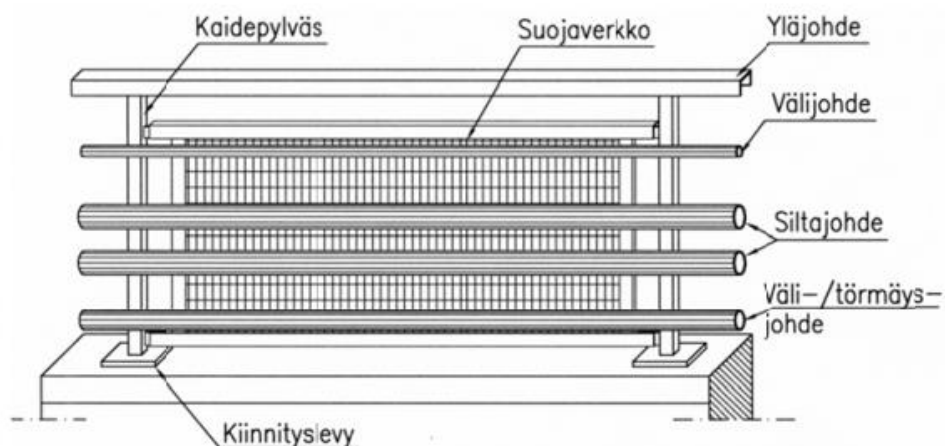
2.3 Siltakaiteiden törmäysturvallisuus

Kaikilla silloilla tulee olla siltakaide, jotta sillankäyttäjille voidaan turvata sillan turvallinen käyttö (Siltakaiteiden suunnittelu 2022, 7). Siltakaiteiden tehtävänä on myös pitää ajoneuvo törmäyksen sattuessa sillalla. Sillan kaiteen ei ole tarkoitus kestää ajoneuvon kohtisuoraa törmäystä. Kaiteen tulee absorboida törmäysenergiaa ja siirtää se reunapalkin kautta kantavaan rakenteeseen. (RIL 179-2018: Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito 2018, 168.)

1960-luvun puoliväliin saakka siltakaiteet valmistettiin L-teräsprofileista, minkä jälkeen siirryttiin käyttämään kuumasinkittyä putkipalkkia (tuotemerkki RHS). Putkiprofiilia käytettiin aina 2000-luvun alkuun saakka, jolloin siltakaiteet vaihtuivat nykyisen suosituksen mukaisiksi, tyypillisesti Tieh H2-tyyppikaiteiksi. Muutoksen taustalla on eurooppalainen standardi SFS-EN 1317, jossa määritetään kaiteen testauksesta sekä käyttöluokista. (SILKO 2.311 2004, 2.) Nykyään markkinoille on CE-merkittyjä putkiprofiilipylväitä, jotka soveltuvat yhtä lailla H2-törmäyskestävyysluokan kaiteiksi.

Teräksiset siltakaiteet valmistetaan kuumasinkitystä teräksestä, ja niiden varustelu vaihtelee käyttötarkoituksen perusteella. Kuvassa 7 on kerrottu kaiteen rakenneosien nimiä. Kaikissa siltakaiteissa on vähintään kaidepylväät tyypillisesti 2 m välein, yläjohde sekä yksittäinen tai useampi siltajohde. Tällaisessa rakennekokonaisuudessa on kyse harvasta siltakaiteesta, jota voidaan käyttää pelkästään ajoneuvoliikenteen silloilla, esimerkiksi moottoritillä. Kun siltakaiteeseen asennetaan välijohde tai -

johteita siltajohteiden ylä- tai alapuolelle, siltakaiteesta puhutaan tiheänä kaiteena. Välijohteiden tehtävä on tuoda turvaa pyöräilijöille ja jalankulkijoille. Suojaverkolla taas estetään auraslumen tip-puminen alittavalle väylälle. (Siltakaiteiden suunnittelu 2022, 12–14.)



KUVA 7. Kaiteen rakenneosien nimiä (Siltakaiteiden suunnittelu 2022, 7)

Siltakaiteiden törmäyskestävyyttä testataan standardin SFS-EN 1317-2 mukaan. Kyseisessä eurokoodissa on määrätty eri törmäyskestävyysluokkien testauksessa käytettävän törmäävän ajoneuvon massa, törmäyskulma sekä nopeus törmäyshetkellä. Eri törmäyskestävyysluokille tehtävien testauksen periaatteet on esitelty taulukossa 1. (Tiekaiteiden suunnittelu 10.12.2021, 14.)

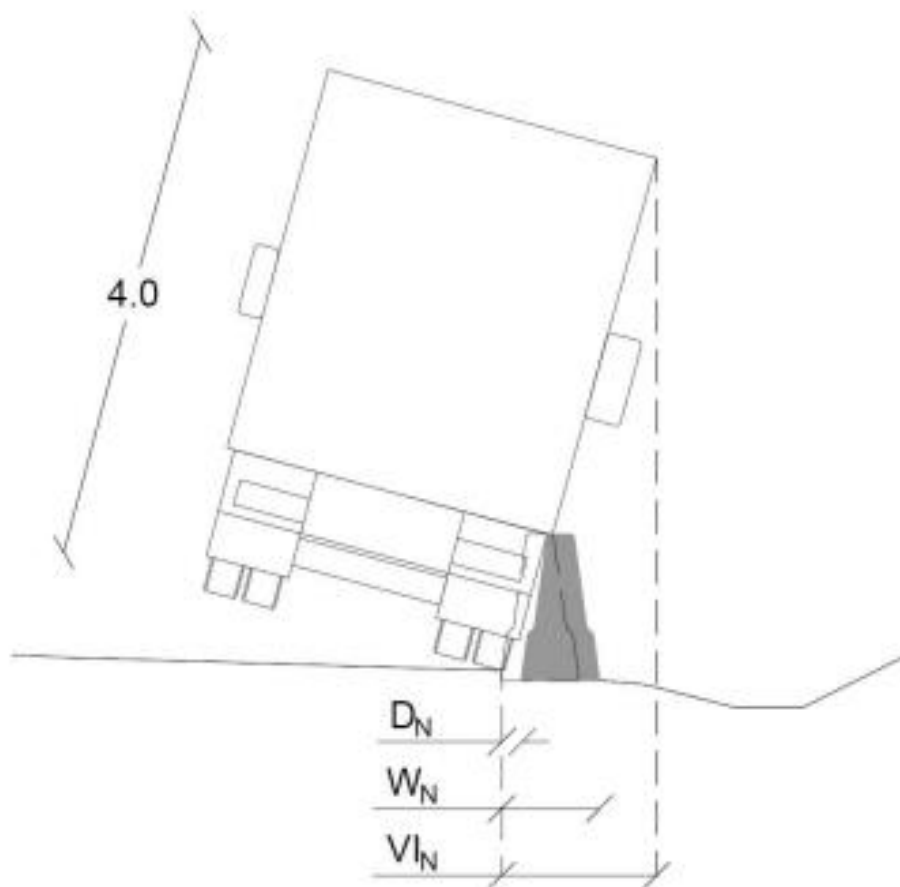
TAULUKKO 1. Törmäyskestävyysluokat ja niiden törmäystestit (Siltakaiteiden suunnittelu 2022, 9)

Törmäyskestävyysluokka	Törmäysnopeus [km/h]	Törmäysmassa [kg]	Törmäyskulma [°]	Törmäävä ajoneuvo
N1	80	1 500	20	henkilöauto
N2	100	900	20	henkilöauto
	110	1 500	20	henkilöauto
H1	100	900	20	henkilöauto
	70	10 000	20	kuorma-auto
H2	100	900	20	henkilöauto
	70	13 000	20	kuorma-auto
H3	100	900	20	henkilöauto
	80	16 000	20	kuorma-auto
H4a	100	900	20	henkilöauto
	65	30 000	20	kuorma-auto
H4b	100	900	20	henkilöauto
	65	38 000	20	ajoneuvoyhdistelmä

Törmäystestissä määritetään:

- kaiteen toimintaleveys W_n , joka kuvaa suurinta törmäyksen aiheuttamaa siirtymää kaiteen etureunan alkuperäisestä sijainnista kaiteen ulkoreunan uloimpaan sijaintiin törmäyksen aikana.
- dynaaminen taipuma D_n , joka kuvaa törmäyksen aiheuttamaa kaiteen etureunan siirtymää.
- ajoneuvon ulottuma VI_n , joka kuvaa etäisyyttä, jolla neljä metriä korkean ajoneuvon yläreuna käy uloimmillaan. (Tiekaiteiden suunnittelu 10.12.2021, 16.)

Kuvassa 8 on havainnollisesti esitetty kyseiset suureet. Henkilöautolla testattaessa VI_n jää luonnollisesti pois.



KUVA 8. Kaiteen toimintaleveys (W_n), dynaaminen leveys (D_n) ja ajoneuvon ulottuma (Tiekaiteiden suunnittelu 10.12.2021, 15)

3 REUNAPALKIN UUSIMINEN SILLANKORJAUKSESSA

3.1 Sillan korjaustarpeen määrittäminen

Väylävirasto on kehittänyt Taitorakennerekisterin, joka on taitorakenteiden omaisuuksien hallintaa ohjaava järjestelmä. Taitorakennerekisteriin kirjataan kaikki Väyläviraston omistamat sillat, ja myös kaupungit ja kunnat voivat käyttää palvelua siltaomaisuutensa hallintaan. Järjestelmään kirjataan sillan tarkastustulokset, joiden perusteella päätöksentekijät voivat määrittää korjaustoimenpiteiden kiireellisyyttä ja laajuutta. Lisäksi tehdyt korjaukset kirjataan Taitorakennerekisteriin. (Sillantarkastuskäsikirja 2020, 7.)

Taitorakenteille tehdään säännöllisesti tarkastuksia, joiden tarkoituksena on antaa selkeä ja riittävän luotettava kuva taitorakenteiden kunnosta (Taitorakenteiden tarkastusohje 2013, 47). Sillan valmistuessa sillalle tehdään vastaanottotarkastus, jonka jälkeen siltarakenteelle tehdään vuosittain vuositarkastuksia. Vuositarkastusta laajempi yleistarkastus tehdään 3–10 v välein ja erikoistarkastus tarpeen mukaan. Suurille vesistösilloille ja terässilloille tehdään aika ajoin laajennettuja yleistarkastuksia. (Taitorakenteiden tarkastusohje 2013, 50–51.)

Yleistarkastuksessa taitorakenteen rakenneosat käydään silmämääräisesti läpi ja jokainen rakenneosa arvioidaan erikseen. Tarkastustulosten perusteella rakenteet jaetaan seuraavanlaisiin kuntoluokkiin:

- kuntoluokka 5, erittäin hyvä: uusi tai lähes uudenveroinen rakenne
- kuntoluokka 4, hyvä: hyväkuntoinen rakenne, jossa on normaalia kulumista ja ikääntymistä
- kuntoluokka 3, tyydyttävä: rakenteessa puutteita tai vaurioita, kuten rapautumista. Rakenteen korjausta voidaan vielä siirtää.
- kuntoluokka 2, huono: useita selkeästi havaittavia korjausta vaativia vaurioita tai jokin yksittäinen vakava vaurio. Erikoistarkastuksen ja peruskorjauksen tarve sillalla on ilmeinen.
- kuntoluokka 1, erittäin huono: rakenne on täydellisen peruskorjaukset tai uusimisen tarpeessa. Silta vaatii peruskorjauksen heti. (Taitorakenteiden tarkastusohje 2013, 45.)

Kun rakenteissa on vakavia vaurioita, voidaan taitorakenne asettaa tehostettuun tarkkailuun tai sille voidaan suositella erikoistarkastusta. Erikoistarkastus tehdään yleensä vaurioiden syntymekanismien selvittämiseksi, vaurioasteen määrittämiseksi tai rakenteen tarkemman kuntoarvion saamiseksi esimerkiksi peruskorjauksen lähestyessä. Erikoistarkastuksessa taitorakenteelle tehdään silmämääräisen arvioinnin lisäksi tarkempia tutkimuksia, joiden avulla rakenteiden kuntoa arvioidaan pintaa syvemmältä. Erikoistarkastusten tutkimusten sisältö ja laatu määritetään tapauskohtaisesti. Erikoistarkastuksesta valokuvineen ja tuloksineen laaditaan kirjallinen raportti korjausehdotuksineen ja kustannusarvioineen. Raporttia käytetään korjaussuunnittelun pohjana. (Taitorakenteiden tarkastusohje 2013, 50, 68, 70.)

Taulukossa 2 on esitelty ELY-keskusten kunnossa pitämien siltojen jakaumaa kuntoluokituksen mukaan. Kuntoluokkaan 1 ja 2 kuuluvia siltoja on taulukon mukaan noin 5 % kaikista ELY-keskusten kunnossa pitämistä silloista. Kuntoluokkaan 3 kuuluvien siltojen osuus on noin 38 %, ja näiden silto-

jen peruskorjaus on tulossa lähitulevaisuudessa. Siltatyypeistä heikoimmassa kunnossa ovat laattasillat, joita on noin 41 % kaikista kuntoluokan 1 ja 2 silloista (taulukko 3). (Väyläviraston sillat 1.1.2020. Sillaston rakenne, palvelutaso ja kunto. Osa 1 Tiesillat, Osa 2 Rataverkon sillat 2020, 48, 53.)

TAULUKKO 2. ELY-keskusten kunnossa pitämät sillat kuntoluokittain (Väyläviraston sillat 1.1.2020. Sillaston rakenne, palvelutaso ja kunto. Osa 1 Tiesillat, Osa 2 Rataverkon sillat 2020, 49)

ELY-keskus	Kuntoluokka						Silltoja yhteensä
	1	2	3	4	5	Ei tiedossa	
UUD	10	106	967	1714	179	28	3004
VAR	26	113	854	687	104	23	1807
KAS	5	24	238	461	146	32	906
PIR	19	53	472	537	25	8	1114
POS	16	94	851	1085	154	21	2221
KES	7	59	425	436	45	5	977
EPO	16	73	605	613	90	7	1404
POP	12	56	748	1177	79	26	2098
LAP	1	45	545	690	64	4	1349
Väylä	1	0	8	75	83	32	199
Yhteensä	113	623	5713	7475	969	186	15079

TAULUKKO 3. Huonokuntoisista, kuntoluokkaan 1 tai 2 kuuluvista, silloista selkeästi suurin osa on siltatyyppiltään laattasiltoja (Väyläviraston sillat 1.1.2020. Sillaston rakenne, palvelutaso ja kunto. Osa 1 Tiesillat, Osa 2 Rataverkon sillat 2020, 53).

Päärakennusmateriaali		Lukumäärä	Pinta-ala [m ²]
Staattinen rakenne			
Teräsbetoni		405	111225
	holvi	33	4174
	kaari	1	2141
	kehä	1	81
	laatta	305	74912
	laattakehä	27	10865
	palkki	36	18197
	palkkikehä	2	855
Jännitetty betoni		34	46059
	kaari	1	750
	laatta	3	2073
	palkki	30	43236
Teräs		51	29255
	palkki	2	1404
	ristikko	46	27063
	kaari	2	488
	ei tietoa	1	300
Kivi		13	1494
Puu		54	5895
Putkisillat		179	3755
Kaikki yhteensä		736	197683

Reunapalkin suunnittelukäyttöä on määritelty 50–70 vuotta muun kannen suunnittelukäyttöön ollessa 100 v (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, 26). Lähtökohtaisesti reunapalkin käyttöikä on siis muuta kansirakennetta lyhyempi. Tämä huomioidaan uusien siltojen reunapalkkien suunnittelussa muun muassa kansilaatan poikittaisessa raudoituksessa, joka ulotetaan 50 mm päähän reunapalkin ulkoreunasta. Tällä rakenteellisella ratkaisulla pyritään tehostamaan uusittavan reunapalkin tartuntaa siltakanteen. (Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje 2011, Liite 2.)

Sillan reunapalkki on alttiina fysikaalisille rasituksille, kuten sateelle, tiesuoloille sekä sulamiselle ja jäätymiselle. Myös mekaaniset kuormat, kuten kunnossapitoajoneuvojen törmäys, altistavat reunapalkin vaurioille. (RIL 179-2018, 394–395.) Alla olevassa kuvasarjassa 9 on kuvattu erityyppisiä reunapalkin vaurioita.



KUVA 9. Ylhäällä vasemmalla kuvassa on reunapalkin pakkasrapautumisesta johtuva pintavaurio, ylhäällä oikealla vesivaurio, alhaalla vasemmalla valuvika ja alhaalla oikealla lohkeamavaurio (Sillan tarkastuskäsikirja 2020)

Pakkasrapautumisella tarkoitetaan betonirakenteen vaurioitumista, joka johtuu betonin huokosissa olevan veden toistuvan jäätymiseen ja sulamisen vaikutuksista betoniin. Jäätyessään veden tilavuus laajenee, mikä aiheuttaa betoniin säröilyä. Säröt heikentävät betonin lujuutta ja nopeuttavat veden imeytymistä. Rasituksen jatkuessa betoni rapautuu, joka näkyy esimerkiksi rakenteen pinnan halkeiluna ja lopulta myös betonin lohkeiluna. Pakkasrapautumista voidaan ehkäistä parantamalla betonirakenteen pakkasenkestävyyttä lisähuokoistuksella ja betonin tiivydellä. Betonin lujuutta lisäävä alhainen vesi-sementtisuhde pienentää vedenimukykyä ja -nopeutta sekä betonissa olevan jäätyvän veden määrää. (BY 42 Betonijulkisivujen kuntotutkimus 2019, 24–27.)

Pakkasrapautuminen on hyvin merkittävä siltojen betonirakenteiden vauriotyyppi Suomen sääolosuhteissa. Korkeat kloridi- ja kosteuspitoisuudet altistavat betonirakenteen pakkasrapautumiselle. Pakkasrapautuminen heikentää erityisesti betonin vetolujuutta sekä raudoitteiden tartuntalujuutta. (RIL 179-2018, 394–395.) Pitkälle edennyt rapautuminen altistaa raudoituksen korroosiolle, jolloin vaurio pahenee nopeasti (SILKO 2.211 Reunapalkin uusiminen 2008, 1).

Siltakaiteet ovat voimakkaan suola- ja kosteusrasituksen alaisina, joten tyypillisin kaiteiden vaurio on ruostuminen. Ruostumista pahentaa kunnossapitomaalauksen laiminlyönti. Lisäksi erityisesti kunnossapitoajoneuvojen törmäykset vaurioittavat kaiteita aiheuttaen pahimmillaan kaidepylvään irti leikkautumisen. Siltakaiteet joudutaan uusimaan, kun kaide ei enää täytä nykyisiä liikenneturvallisuusvaatimuksia. Reunapalkin uusimisen yhteydessä siltakaiteet uusitaan aina. (SILKO 2.311 Sillankaiteen uusiminen 2004, 1–2.)

3.2 Reunapalkin ja siltakaiteiden uusiminen

Reunapalkin vaurioiden annetaan edetä yleensä pitkälle, koska reunapalkin uusiminen on suuritöinen toimenpide eivätkä reunapalkin vauriot vaaranna sillan kantokykyä tai käyttöturvallisuutta. Korjaus ajoitetaan yleensä sillan peruskorjauksen yhteyteen. Joskus sillan ulkonäköön vaikuttavat tekijät voivat nopeuttaa korjauspäätöstä merkittävässä silloissa. Ehdoton takaraja korjauksille on mahdollinen liikenneturvallisuuden vaarantuminen kaidepylväiden heikon kiinnityksen tai reunapalkista irtoilevien betonikappaleiden vuoksi. (SILKO 2.211 Reunapalkin uusiminen 2008, 2.)

Reunapalkkia uusittaessa vanha reunapalkki poistetaan mieluiten vesipiikaten. Ennen piikkausta purkuraaja merkitään suoraviivaisesti kulmahiomakoneella tai timanttisahalla yleensä taitteen kohdalle. Syvyysuuntainen piikkausraja määritetään erikoistarkastuksen kloriditestin tulosten perusteella. Syvyysuunnassa piikkaus ulotetaan vähintään 20 mm paljastuneen raudoituksen taakse. Piikatussa tartuntapinnassa betonin vetolujuuden tulee olla vähintään 1,5 MPa. (SILKO 2.211 Reunapalkin uusiminen 2008, 6.) Mikäli sillan kannessa on ohut laattauloke, tulee varmistaa, ettei liikennettä pääse ulokkeelle korjaustyön aikana (Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje 2011, Liite 1).

Vesipiikkaus on purkamismenetelmänä nopea. Lisäksi vesipiikkaus puhdistaa olemassa olevat teräkset vaurioittamatta niitä ja aiheuttaa vähän tai ei ollenkaan mikrohalkeilua jäävään rakenteeseen. Betonin pinnassa on vesipiikkauksen jäljiltä hyvä tartunta uudelle betonivalulle, sillä vesipiikkaus poistaa vain heikkolaatuisen betonin jättäen lujan betonin rakenteeseen. (SILKO 1.203 Purkamis- ja esikäsitteilymenetelmät 2021, 10.)

Reunapalkin purkamisen jälkeen kansilaattaan lisätään tartuntateräkset erillisen ankkurointisuunnitelman mukaan. Ankkurointisuunnitelmaa tehtäessä on varmistuttava ankkurointialustan riittävästä lujuudesta ja kantavuudesta ankkurointialustaksi. Ankkurointimenetelmän valintaan vaikuttaa ankkurointialustan kunnon lisäksi muun muassa korjauskohteen koko, ankkurointiin kohdistuvat rasitukset, porattavien reikien määrä, suuruus, sijainti ja suuntaus sekä korjauksen toteuttamisajankohta ja aikataulu. (SILKO 2.261 Tartuntatankojen ankkurointi 2016, 4.)

Tartuntatangot porataan pääsääntöisesti raudoituksen sisäpuolelle mahdollisimman lähelle olemassa olevaa raudoitusta kuitenkin vahingoittamatta vanhaa raudoitusta. Raudoitustanko suunnataan siten, ettei tartuntareian poraus aiheuta lohkeamisvaaraa rakenteelle. Rakenteen paksuuden tartuntareian suunnassa tulee yleensä olla vähintään 1,5-kertainen raudoitustangon tartuntapituuteen tai erikoisankkurin poraussyvyyyteen verraten. (SILKO 2.261 Tartuntatankojen ankkurointi 2016, 4.)

Kun siltakaide uusitaan olemassa olevaan reunapalkkiin ruuvikiinnitteisenä, kiinnitysruuvit juotetaan juotoslaastilla tai -massalla olemassa olevaan reunapalkkiin porattaviin reikiin. Kiinnitysruuveille porattavien reikien halkaisija riippuu käytettävästä ruuvista ja juotosaineesta. Kiinnityksessä voidaan käyttää myös kemiallisia ankkureita. Tämän jälkeen kaidepylväät asennetaan oikeaan korkeuteen asennusruuvien avulla. Kaidepylväiden asennuksen jälkeen tehdään tyyppiinrakennuksen mukainen juurikoroke juotoslaastilla valaen. Viimeiseksi asennetaan johteet ja muut siltakaiteen varusteet. (SILKO 2.311 Sillankaiteiden uusiminen 2004, 7.)

Kun reunapalkki uusitaan kokonaisuudessa, kaidepylvään kiinnityspultit asennetaan reunapalkin valuun ryhmänä. Pulttiryhmä asennetaan esimerkiksi vaneriseen kaaviolevyyn, joka naulataan reunapalkin muottiin. Pulttien oikea asennuskorkeus varmistetaan kaaviolevyn ylä- ja alapuolelle tulevien pulttien kiinnitysmuttereiden avulla. Kaidepylvään asennuksen jälkeen suoritetaan alustan korokevalu kutistumattomalla juotoslaastilla. (DK H2 Teräksinen sillankaide H2 – törmäystestattu luokkaan H2, 2013.) Tämän jälkeen kaidepylvääseen asennetaan johteet ja muut siltakaiteen varusteet suunnitelmien mukaan (SILKO 2.311 Sillankaiteiden uusiminen 2004, 7).

4 REUNAPALKIN JA KANSILAATAN LIITOKSEN MITOITUS

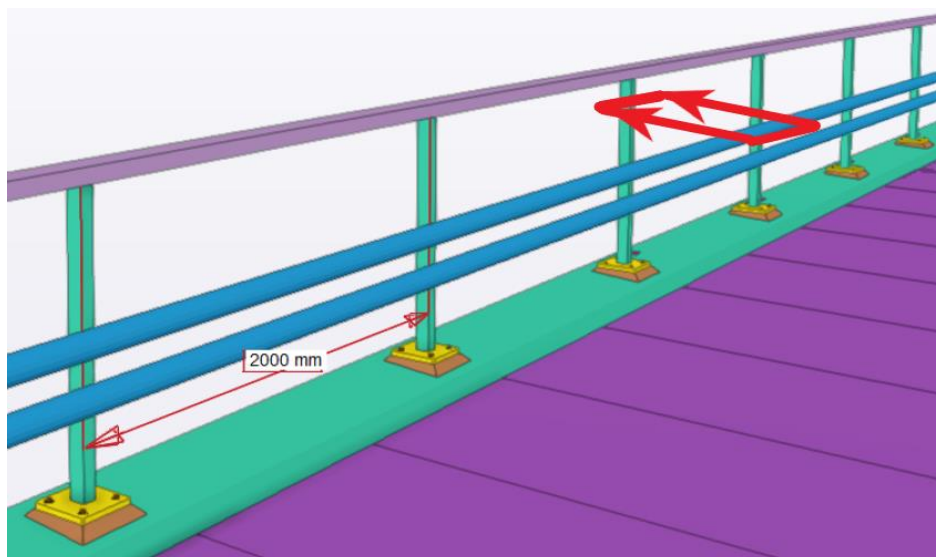
4.1 Onnettomuusmitoituksen kuormat

Standardissa SFS-EN 1991-2: Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat (2004) on määritetty ajoneuvoliikenteen kaiteen kautta siirtyvien vaakasuuntaisten voimien suositusluokat (taulukko 4.) Vaakavoimille saadut arvot ovat peräisin mittauksista, jotka on suoritettu silloilla käytettyjen, todellisten ajoneuvokaiteiden törmäyskokeissa. Kuorman oletetaan kohdistuvan 0,5 m matkalle 1 m korkeudella ajoradan pinnasta (kuva 10). (SFS-EN 1991-2 Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat 2004, 47–48.) Siltarakennetta mitoitettaessa sillan laakereiden ja alusrakenteiden tulee kestää taulukon 4 mukaiset kuormat. Lisäksi sillan päällysrakenne ei saa nousta vaakakuormien vuoksi laakereiltaan. (Lilja, 2022.)

Taulukossa 4 olevien arvojen ja ajoneuvoliikenteen kaiteiden törmäyskestävyysluokkien välillä ei ole suoraa riippuvuutta. Suositusluokkien suuruus riippuu enemmän kaiteen ja sen kiinnitykseen käytetyn sillan osan välisen liitoksen jäykkyydestä. Törmäyskestävyysluokan H2-siltakaiden liitos siltaan on yleensä heikosti kiinnitettyjä, joten ne kuuluvat pienimpään suositusluokkaan A. (SFS-EN 1991-2 Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat 2004, 47–48.)

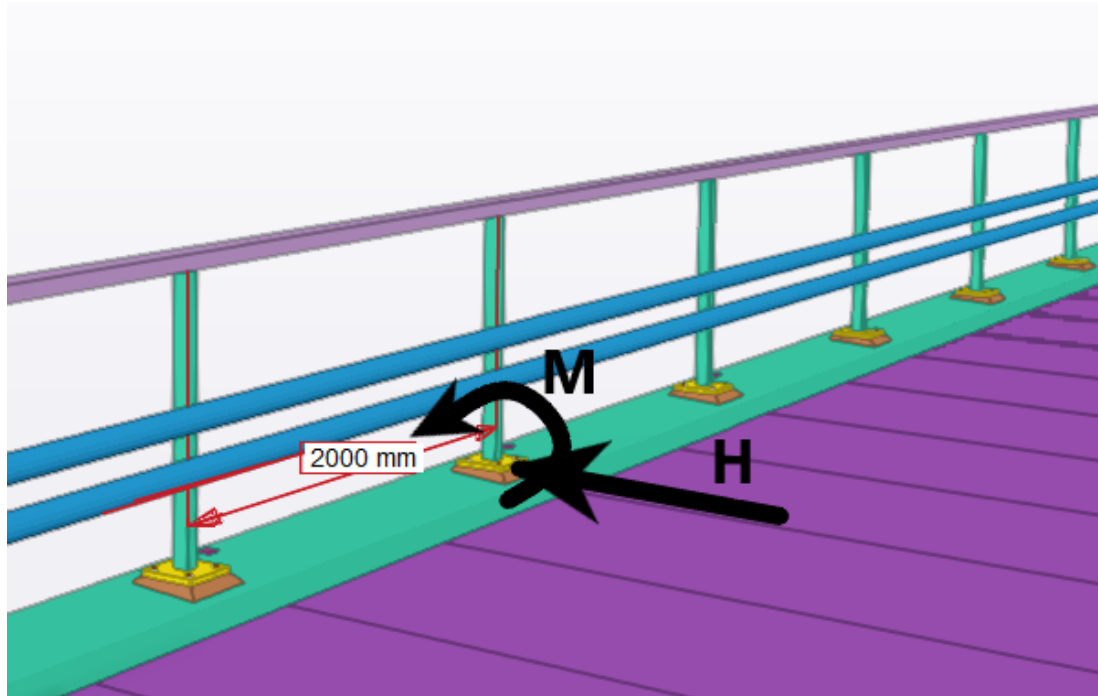
TAULUKKO 4. Ajoneuvoliikenteen kaiteen tai törmäysvaimentimen kautta siirtyvän vaakasuuntaisen voiman suositusluokat (SFS-EN 1991-2 Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat, 2004)

Suositusluokka	Vaakavoima (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600



KUVA 10. Vaakakuorman kohdistuminen siltakaiteeseen (Vesalo 2022)

Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1:ssä (2017) on määritetty siltakaiteen kiinnityselimiin kohdistuvat rasitukset, jotka tulee siirtää reunapalkkiin ja siitä edelleen siltakannelle. Nämä arvot ovat törmäyskestävyysluokan H2-kaiteelle: leikkausvoima $H=90$ kN ja momentti $M=18$ kNm. Törmäyskestävyysluokan H4b-kaiteelle vastaavat arvot ovat: $H=450$ kN ja $M=90$ kNm. Edellä kuvattuja arvoja voidaan käyttää laskennassa, kun kaidepylväiden väli on tasan 2 m (kuva 11). (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1 2017, 48.)



KUVA 11. Törmäyksen aiheuttamien voimasuureiden H ja M suunnat (Vesalo 2022)

Mikäli reunapalkille tulevat voimat halutaan määrittää tarkemmin, saadaan kaiteen törmäyskuormaa vastaavat voimasuureet kertomalla kaiteen plastinen taivutuskapasiteetti ja sitä vastaava leikkausvoima kansallisen liitteen mukaisella osavarmuusluvulla 1,5. (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1 2017, 48.) Edellä mainitulla laskentaperiaatteella kaidetörmäyksen aiheuttamaksi taivutusmomentiksi

saadaan teräksen myötölujuuden perusteella 15,9 kNm, ja tätä vastaavaksi leikkausvoiman arvoksi 79 kN. Teräksen murtolujuuden perusteella vastaavat luvut ovat: $M=24,3$ kNm ja $H=121,5$ kN. (Liite 1.) Leikkausvoima on saatu jakamalla plastinen taivutuskapasiteetti 0,2 m. Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1 (2017) ei avaa tarkemmin mistä kyseinen mitta reunapalkin momentissa on johdettu.

Ajoneuvoliikenteen siltakannen reuna mitoitetaan onnettomuustilanteen kuormille. Mitoitettavia onnettomuuskuormia ovat kaiteiden kautta reunapalkkiin ja siitä edelleen sillan kanteen siirtyvät aiemmin kuvatut törmäyskuormat. Törmäyskuormat vaikuttavat 100 % törmäyskohdan pylväässä ja 50 % törmäyskohdan viereisissä pylväissä. Lisäksi onnettomuustilanteen kuormiin kuuluu törmäyskohdalla, keskellä reunapalkkia vaikuttava rengaskuorma. Törmäyskohdan rengaskuorman arvona käytetään kuormakaavio LM1:n tavallista arvoa. (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1 2017, 47–48.)

Kuormakaavio LM1:n tavallinen arvo saadaan kertomalla kuormakaavion mukainen akselikuorma Q_k yhdistelykertoimella ψ_1 , jonka arvo on 0,75 (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1 2017, 55,59). Rengaskuorman suuruus on puolet akselikuormasta. Kuormakaistalla 1 akselikuorman arvo on 300 kN. Rengaskuorman kosketuspintana pidetään sivumitoiltaan 0,4 m neliötä. (SFS-EN 1991-2+AC Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Siltojen liikennekuormat 2004, 31–32). Kaiteen pulttiryhmän liitos reunapalkkiin ja reunapalkin paikallinen kestävyys mitoitetaan vain kaiteen törmäyskuormalle (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1 2017, 47–48).

Lisäksi onnettomuusmitoitussyhdistelyssä huomioidaan rakenteen omapainoista johtuvat pysyvät kuormat sekä mahdollisesta esijännityksestä aiheutuvat kuormat. Yhdistelykertoimena laskennassa käytetään arvoa 1. (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1 2017, 59.) Onnettomuusmitoitussyhdistely on esitelty tarkemmin taulukossa 5.

TAULUKKO 5. Onnettomuusmitoitussyhdistely (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1 2017, 59)

Mitoitustilanne		Pysyvät kuormat		Esijännitys		Onnettomuus- tai maanjäristyskuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
Onnettomuuskuorma	6.11 a/b	1,00	G	1,00	P	A_d (onnettomuuskuorma)	$\psi_{s,1}$ · (liikennekuorma) $\psi_{s,1}$ · (muut muuttuvat kuormat)
Maanjäristyskuorma	6.11 a/b	1,00	G	1,00	P	A_{Ed} (maanjäristyskuorma)	$\psi_{s,1}$ · (muut muuttuvat kuormat)

4.2 Reunapalkin mitoitus

Reunapalkin leikkaus- ja taivutusmitoitus tehdään standardia SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betoni-rakenteiden suunnittelu. Osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt (2015) mukailien kansallisen Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017) kaavoja käyttäen. Materiaaliominaisuudet, reunaetäisyydet ja laskentakaavat ovat kansallisesta Eurokoodin soveltamisohjeesta NCCI 2 (2017). Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017) mukaan mitoitukset antavat varmemmalla puolella olevat kapasiteetit.

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt (2015, 82) selitetään periaatteelliset käytännöt palkin taivutusmitoitukseen, ja varsinaiset mitoituksessa käytettävät kaavat esitetään esimerkiksi oppikirjoissa (Betoniteollisuus, 1). Eurokoodi muun muassa määrittää, ettei betonin vetolujuutta saa huomioida palkin taivutuskestävyyttä mitoitettaessa (SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt 2015). Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI 2 (2017) täydennetään ohjeistusta määrittämällä, että poikkileikkauksen murtotavan tulee olla sitkeä.

Betoniteollisuus on tuottanut standardista SFS-EN 1992-1-1 suunnitteluohjeita, joissa on koottu eurokoodin mukaiset periaatteet, ja samalla ohjattu mitoitusta myös mitoitukseen käytettävillä kaavoilla ja suunnittelua ohjaavilla kaavioilla. Palkin taivutusmitoitusta etenee Betoniteollisuuden suunnitteluohjeen mukaan määrittämällä alkuun mitoittava momentti. Tämän jälkeen määritetään momenttivarsi, jonka avulla saadaan määritettyä tarvittava raudoituksen määrä poikkileikkauksessa vaikuttavalle taivutusmomentille. Viimeiseksi palkin taivutuksessa täytyy tarkistaa raudoituksen vähimmäisvaatimukset. (Betoniteollisuus, 3.)

Palkin leikkaukskapasiteetti täytyy tarkastella sekä leikkauusraudoittamattomana että leikkauusraudoitettuna myötämiseen perustuvan leikkaukskestävyyden avulla. Leikkaukskestävyyden yläraja on leikkaukskestävyyden arvo, joka perustuu betonin puristusmurtumiseen. Mikäli mitoittava leikkauusvoima on pienempi kuin leikkauusraudoittamattoman palkin leikkaukskestävyys, tulee rakenneosaan suunnitella kuitenkin vähimmäisleikkauusraudoitus. (SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt 2015, 83–84.) Reunapalkin leikkaukskestävyyden laskenta tehdään Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017, 54) mukaisilla kaavoilla.

Mikäli reunapalkki tehdään jälkivaluna, on sauman mitoituksessa otettava huomioon kansilaatan ja reunapalkin kutistumaero, valulämpötilan sekä viruman vaikutus (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, Liite 4). Nämä aiheuttavat rakenteeseen pakkovoimia, jotka saadaan määritettyä esim. epälineaarisen FEM-laskennan avulla ajan funktiona. Rakenteen kokonaiskutistuma muodostuu sisäisen kutistuman ja kuivumiskutistuman summasta, joka tulee määrittää ajanhetkellä ääretön, jolloin kutistuma ja kutistuman aiheuttamat pakkovoimat ovat suurimmillaan. (Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje 2011, 23, 36.)

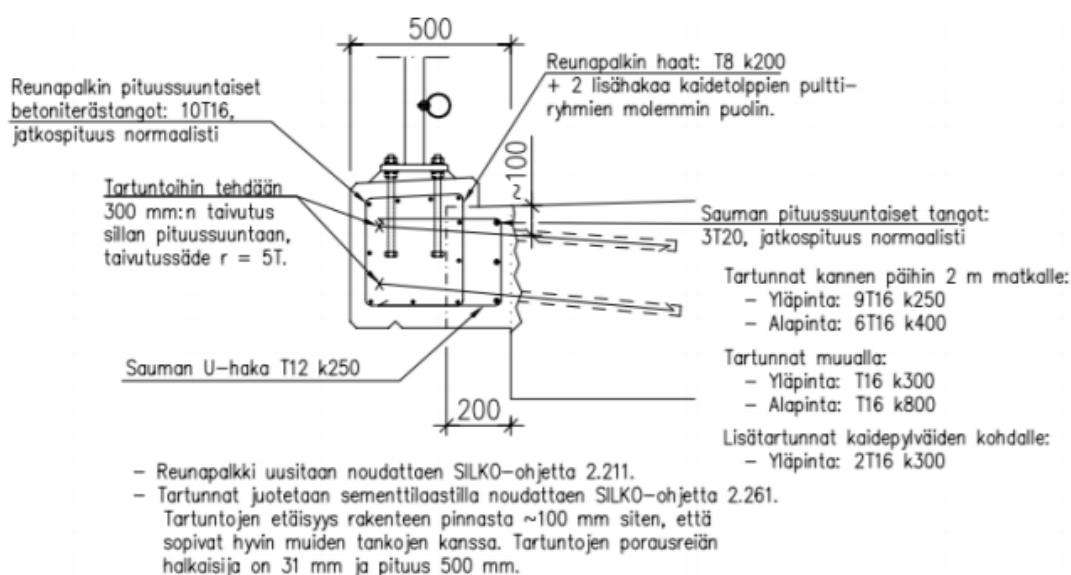
4.3 Reunapalkin ja siltakannen liitoksen mitoitus

Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeessa (2011) on kuvattu raudoitusperiaate, jota noudattaen reunapalkin ja kannen välinen työsauma voidaan toteuttaa ilman lisätarkasteluja. Tällöin uuden valun leveys sillan poikittaissuunnassa saa olla korkeintaan 500 mm. Reunapalkin ankkurointiraudoitusta määritettäessä tulee huomioida seuraavat reunaehdot:

- raudoituksen pinta-alan tulee olla vähintään $1300 \text{ mm}^2/\text{m}$ sillan päädyistä 2 m matkalla sillan pituussuunnassa ja $900 \text{ mm}^2/\text{m}$ muualla.
- ankkurointiraudoituksesta $650 \text{ mm}^2/\text{m}$ on oltava sauman yläreunassa sillan koko pituuden matkalla.

- ankkurointiraudoituksen tulee sijaita vähintään 100 mm päässä vanhan rakenteen pinnoista.
- ankkurointiraudoitusta määritettäessä olemassa olevista poikittaisista betoniterästangoista voidaan huomioida vain puolet.
- uutta ankkurointiraudoitusta tulee olla vähintään T16 k1000 koko sillan matkalla.
- kaidepylvään kohdalle laitetaan aina kaksi ylimääräistä T16 ankkurointitankoa ja kaksi ylimääräistä T8 hakaa.

Pituussuunnassa uusittavassa reunapalkissa tulee olla raudoitusta vähintään 1,4 % valettavan uuden betonin kokonaispinta-alasta. Tästä määrästä vähintään 2 % on sijoitettava valusauman viereen. Näiden ehtojen lisäksi uusittavan reunapalkin raudoituksen tulee täyttää aiemmin kuvatut reunapalkin raudoituksen ehdot. (Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje 2011, Liite 2.) Kuvassa 12 on havainnollistava esimerkki ohjeistuksen mukaisesta raudoituksesta.



KUVA 12. Esimerkki uusittavan reunapalkin raudoituksesta ja tartunnasta siltakanteen (Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje 2011, 60)

Kun uusittavan reunapalkin ja kansilaatan sauman tartuntarauδοitus mitoitetaan tarkemmin, tarkastellaan sekä taivutus- että leikkauskapasiteettia. Taivutuskapasiteetin laskenta etenee samalla periaatteella kuin aiemmin esitelty palkin taivutuskapasiteetin laskenta. Tartuntarauδοitusta mitoitettaessa täytyy määrittää käytettävä tankopaksuus ja keskiöväli sekä tangon porareian halkaisija ja ankkurointipituus. Mitoitukseen vaikuttavia tekijöitä ovat olemassa olevan betonin ja tartuntarauδοitteiden materiaaliominaisuudet, saumassa vaikuttavat voimat sekä raudoitettankojen tartuntaolosuhteet.

Työsauman leikkauskestävyys määritetään euronormin mukaisesti kahden eri aikaan valetun betonin rajapinnan leikkausmitoituksena. Laskennassa huomioidaan betonin ja terästen osuus leikkauskestävyyteen sekä kitkan vaikutus saumaa vastaan kohtisuorasta puristuksesta. Edellä mainittujen tekijöiden summaa verrataan rakenteen maksimikestävyyteen, joka perustuu halkeilleen betonin murtoon. Laskennassa huomioidaan eri aikaan valettujen pintojen karheus lujuuksia pienentävillä kertoimilla. (SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt 2015, 91–92.)

Työsauman raudoitusta mitoitettaessa voidaan kannen vanhoista poikittaissuuntaisista raudoituksesta huomioida vain puolet kapasiteettia mitoitettaessa. Ankkurointiterästen keskipisteen tulee sijaita vähintään 100 mm päässä vanhan rakenteen pinnoista. (Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje 2011, Liite 2.) Myös Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 (2017, 9) ohjeistaa, että sillan kansirakenteen vähimmäispaksuus tulee olla 200 mm koko laatan alueella.

Ankkuroinnin tartuntalujuuden mitoitusarvo riippuu raudoituksen harjapinnan ominaisuuksista, betonin vetolujuudesta ja ympäröivän betonin laajenemisen estämisestä. Betonin laajenemisen estämiseen vaikuttavat betonipeite, poikittaisraudoitus sekä poikittainen puristus. Ankkuroinnissa tarvittavan vetovoiman kehittymiseen tarvittava pituus lasketaan vakiona pysyvän tartuntalujuuden perusteella. Raudoitustangot tulee ankkuroida siten, että tartuntavoimat siirtyvät luotettavasti betonille aiheuttamatta tartuntatangon suuntaista halkeilua tai lohkeilua. Tarvittaessa halkeilua voidaan rajoittaa poikittaisella raudoituksella. (SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt 2015, 110, 131.)

Työsauman tartuntaraudoituksen pituutta mitoitettaessa määritetään tangon mitoitusjännityksen ja tartuntalujuuden avulla ankkurointipituudelta vaadittava perusarvo. Tartuntalujuuteen vaikuttavat olemassa olevan betonin vetolujuus, tartuntaolosuhteet sekä käytettävän raudoitteen paksuus. Saatu ankkurointipituuden perusarvo kerrotaan tartuntaolosuhteita kuvaavilla (betonipeite, mahdolliset hitsatut poikkatangot, lohkeilutasoon vaikuttava paine), ankkurointipituutta pienentävillä α -kertoimilla. (SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt 2015, 132–134.) Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 (2017, 74) suosittelee käyttämään kertoimina arvoa 1. Euronormissa on määritetty myös tartuntapituuksien minimiarvojen laskentakaavat vedolle ja puristukselle (SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt 2015, 134).

Eurokoodin soveltamisohje NCCI2:n liitteessä 2 on esitelty taulukko, jota voi myös käyttää harjaterästangon reiän syvyyden määrittämiseen (taulukko 6). Huonoissa tartuntaolosuhteissa ankkurointipituudet tulee kertoa luvulla 1,43 (Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2 2017, LIITE 2).

TAULUKKO 6. Vedettyjen harjatankojen ankkurointipituudet toteutusluokassa 3. $f_{yk}=500$ MPa. Harjaterästangoilla on hyvät tartuntaolosuhteet, betonipeite on vähintään 35 mm. Harjaterästankojen vaapaaväli on vähintään 70 mm. (Eurokoodin soveltamishje NCCI 2 2017, Liite 2.)

		Betonin lujuus f_{ck}							
n	ϕ	25	30	35	40	45	50	55	60
1	10	270	240	220	200	180	170	170	160
2	10	420	380	340	310	290	270	260	250
3	10	560	500	450	410	380	360	340	330
1	12	330	290	260	240	220	210	200	200
2	12	550	480	440	400	370	350	330	320
3	12	710	630	570	520	480	450	440	420
1	16	500	450	400	370	340	320	310	300
2	16	790	700	640	580	540	500	490	470
3	16	1020	900	810	740	690	640	620	600
1	20	680	600	540	500	460	430	420	400
2	20	1040	920	830	760	710	660	640	620
3	20	1350	1200	1080	990	920	850	830	800
1	25	900	800	720	660	610	570	550	530
2	25	1390	1240	1120	1020	940	880	850	820
3	25	1860	1650	1490	1360	1260	1170	1130	1100
1	32	1200	1070	960	880	810	760	730	710
2	32	1990	1760	1590	1450	1340	1250	1210	1170
3	32	2750	2440	2200	2010	1860	1740	1680	1620

Ankkurointitangon vaatiman reiän halkaisijaa määritettäessä porareian kokoon vaikuttaa merkittävästi ankkurointiin käytettävä ankkurointiaine. Mikäli ankkuroinnissa käytetään sementtipohjaista ankkurointiainetta, tulee reiän halkaisijan olla vähintään ankkurointitangon halkaisija, johon on lisätty ankkurointiaineen kiviaineksen enimmäisläpimitan arvo viisinkertaisena. Erikaisankkureita käytettäessä porareian koon määrää tuotteen valmistajan ohjeistus. (SILKO 2.261 Tartuntatankojen ankkurointi 2016, 4.) Alustavassa mitoituksessa voi käyttää taulukon 7 arvoja.

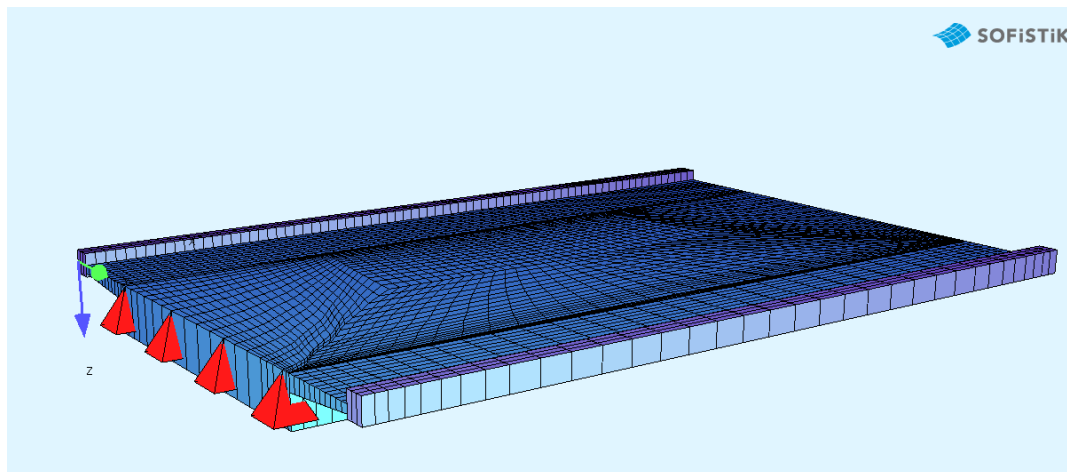
TAULUKKO 7. Ankkurointitangon ohjeellinen reiän halkaisija d_0 (Betonisiltojen korjaus- ja vahventamishje luonnos 2021, 91)

Ankkuritanko	Kemiallinen massa	Juotoslaasti
$d \leq 6$ mm	$d_0 = d + 4$ mm	$d_0 = d + 7$ mm
$d = 8 \dots 12$ mm	$d_0 = d + 4$ mm	$d_0 = d + 10$ mm
$d > 12$ mm	$d_0 = d + 7$ mm	$d_0 = d + 15$ mm

5 REUNAPALKIN JA LAATAN LIITOKSEN MITOITUS

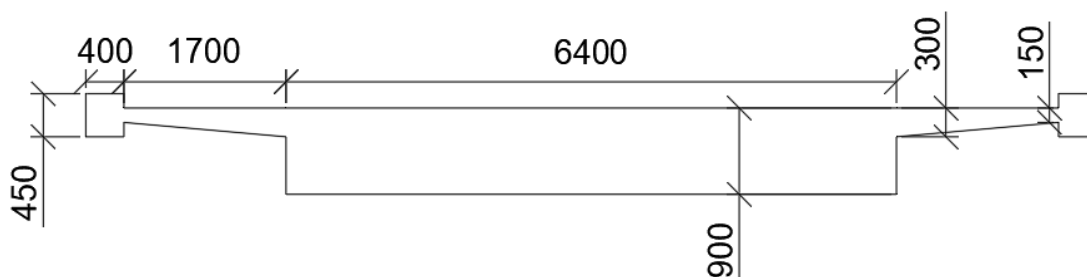
5.1 Laskentamalli

FEM-laskentamalli muodostettiin SOFiSTiK-laskentaohjelmaan kuorielementteinä. Reunapalkit, kannen reunaulokkeet ja kantava kansilaatta mallinnettiin laskentamalliin omissa ryhmissään, mikä helpotti tulosten analysointia ryhmien suodattamisen avulla. Sillan pituudeksi valittiin 15 m, ja sillan poikkileikkaukseksi valikoitui Sitowisellä aiemmin korjaussuunnitellun sillan poikkileikkaus. Kuvassa 14 on esitelty mallina olleen sillan poikkileikkauksen profiili, jota jäljiteltiin ensimmäisessä epäkeskisessä laskentamallissa.



KUVA 14. Ensimmäinen epäkeskeinen laskentamalli

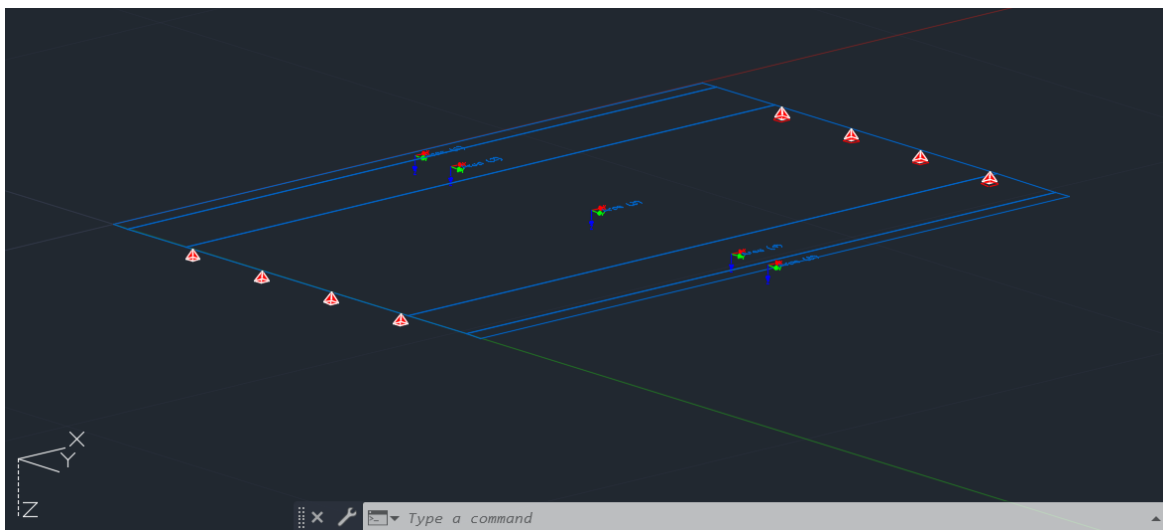
Reunapalkin mitoiksi valittiin 400 x 450 mm, joka on H2-törmäyskestävyyssuokan tiesiltojen tyypillinen reunapalkin koko. Sillan kantavan kansilaatan korkeudeksi määritettiin 900 mm ja leveydeksi 6400 mm. Siltakannen reunaulokkeen korkeus kansilaatan vieressä oli 300 mm ja reunapalkin vieressä 150 mm, reunaulokkeen leveys oli 1700 mm (kuva 15). Materiaaliominaisuudet määritettiin rakenneosakohtaisesti: siltakannen betonin lujuusluokka oli C30/37, reunapalkin lujuusluokka oli C35/45 ja laskennassa käytettävä rauditus oli B500B.



KUVA 15. Ensimmäisen laskentamallin poikkileikkaus

Sillan molempiin päihin mallinnettiin tuenta, joka simuloi sillan laakereita. Kuvassa 16 sillan vasemmanpuoleiseen päähän mallinnettiin kiinteät tuet, jotka mahdollistivat laskentamallissa sillan kannen

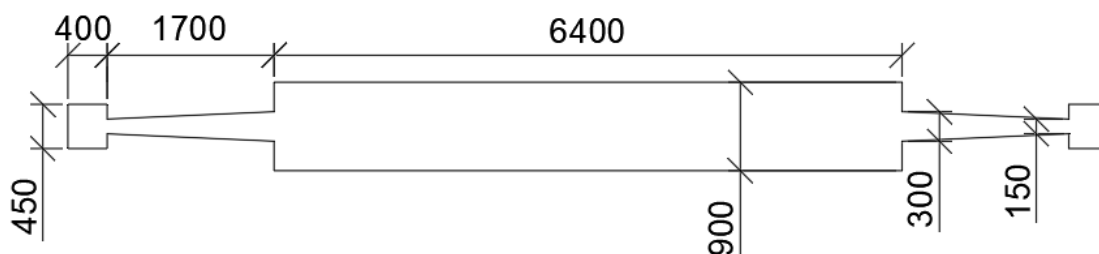
liikkeen sillan poikittaissuunnassa (y-suunta). Toisen pään tuet mahdollistivat myös sillan pituus-suuntaisen (x-suunta) liikkeen.



KUVA 16. SOFIPLUS(-X) Modeling 2020-versiolla luotu sillan laskentamalli

SOFiSTiK-laskentaohjelmassa voidaan määrittää laskentaverkon leveyttä sekä keski- että nurkka-alueilla syöttämällä halutun laskentaverkon leveys. Laskentamalliin määritettiin reunapalkin ja reunalokkeen elementtiverkko 150 mm leveäksi, sillan kansilaatan osuudelle elementtiverkon leveydeksi määritettiin 600 mm. Kansilaatan alueella elementtiverkko kuitenkin muotoutui epäsymmetriseksi ohjelman automaation vuoksi (kuva 14). Elementtiverkon epäsymmetrian vuoksi laskentamalli antoi tiheämmin välein elementtien tai solmupisteiden arvoja. Tällöin elementtien arvot olivat hyvin paikallisia ja todennäköisesti suurempia kuin säännöllisempää ja suurempaa elementtiverkkoa käytettäessä. Tämän tyyppisessä rakenteessa epäsymmetrisellä verkolla ei ole merkitystä, mutta esimerkiksi välituen mitoituksessa merkitys on suurempi.

Laskentamallia muokattiin useampaan otteeseen luotettavien laskentatulosten saamiseksi, tästä on selostettu tarkemmin kappaleessa 5.3. Lopullinen laskentamalli päätettiin kuitenkin toteuttaa siten, että kuorielementtien elementtiverkot olivat sijoitettu pystysuunnassa keskeisesti laskentamalliin, kuva 17. Tällä periaatteellisella ratkaisulla laskennasta saatavat tulokset olivat varman puolella.



KUVA 17. Keskeisen laskentamallin poikkileikkaus ja mitat

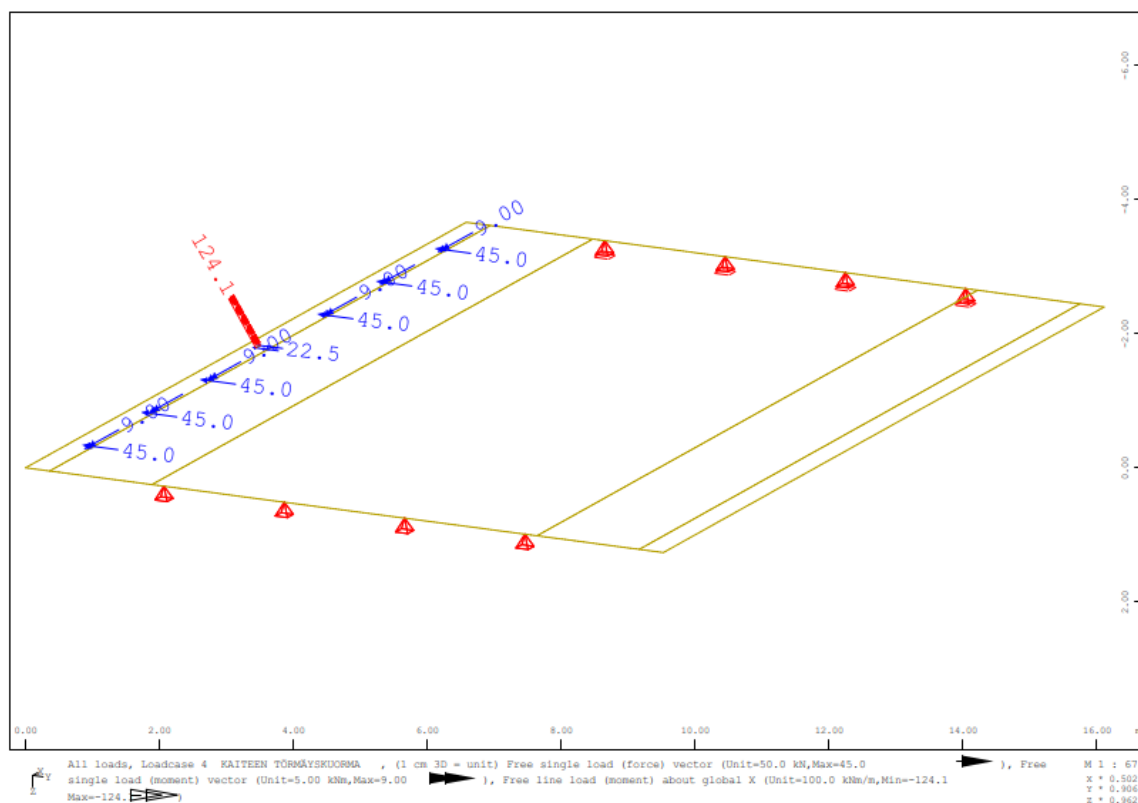
5.2 Laskennassa käytetyt kuormat

Kuormat voi syöttää SOFiSTiK-laskentaohjelmassa joko tekstieditorissa tai graafisesti SOFIPLUS(-X) Modeling-lisäosan avulla. Opinnäytetyön laskentamallissa kuormat syötettiin tekstieditorilla. Lasken-

tamallin kuormat muodostuivat betonirakenteen ja pintarakenteen omapainoista, kaiteen omapainosta, törmäyskuormasta ja keskisestä rengaskuormasta reunapalkin päällä. Jokainen kuorma syötettiin omalla kuormitustapauksena.

Rakenteen omapaino syötettiin ohjelmaan erillisellä komennolla, jolloin laskentaohjelma osasi laskea rakenteelle oikeat painot ja sijoittaa ne vaikuttamaan oikeaan suuntaan. Kaiteiden omapaino koodattiin vain sillan toiselle reunalle pistekuormina nollassolle. Kaiteen omapainona käytettiin 0,85 kN, joka määritettiin tyyppiirustuksen mukaan, liite 2. Kaiteen törmäyskuormat syötettiin NCCI1:n ohjeistuksen mukaisesti 100 % törmäyskohtaan ja 50 % viereisiin pylväisiin. Kaidetörmäyksen aiheuttamat kuormat syötettiin korkeussuunnassa nollassolle. Rengaskuorma syötettiin pinta-alakuormana keskelle reunapalkkia törmäyskohtaan oletettuun reunapalkin yläpintaan sijoitettuna.

Rengaskuormaksi syötettiin puolet kuormakaavio 1:n mukaisesta tavanomaisesta akselikuormasta ($300 \text{ kN} \cdot 0,75 \cdot 0,5 = 112,5 \text{ kN}$). Kuorma jaettiin tasaisesti $0,4 \times 0,4 \text{ m}$ alalle, jolloin pinta-alakuorman suuruudeksi tuli 703 kN/m^2 . Törmäyskuormista leikkausvoima syötettiin pistekuormana: törmäyskohdassa vaakakuorma 90 kN jaettiin siltakaiteen neljään kiinnityspulttiin pistekuormaksi ja muissa kohdissa 50 % vaakakuorman arvosta eli 45 kN keskitettynä pistekuormana oletetun pylvään keskelle juureen (kuva 18). Törmäyksen aiheuttama momentti 18 kNm syötettiin törmäyskohdan oletetun pylvään pulttiviliin viivamaisesti momenttikuormaksi ($18 \text{ kNm} / 0,145 \text{ m} = 124,1 \text{ kN}$) ja muihin pylväisiin 50 % pistemomenttina. Liitteessä 3 on nähtävissä laskennassa käytetyt kuormat kokonaisuudessaan.



KUVA 18. Kaiteen vaakasuuntaiset törmäyskuormat ja momenttikuormat

Kuormien syöttämisen jälkeen kuormitustapauksista muodostettiin kuormitusyhdistely. Kuormitusyhdistelyn muodostivat rakenteiden omapainot, törmäyskuormat ja rengaskuorma törmäyskohdassa.

Kaikissa kuormitustapauksissa osavarmuuslukuna käytettiin arvoa 1, koska kyseessä oli onnettomuustilanteen kuormitusyhdistely. Kuormitustapauksista törmäyskuorma ja rengaskuorma olivat ehdollisia, eli ne huomioitiin kuormitusyhdistelyssä, mikäli kyseiset kuormat pahensivat kuormitusyhdistelyä. Kuormitusyhtälön muodostamisen jälkeen laskentaohjelma suoritti laskennan, minkä jälkeen alkoi määrävien laskentasuureiden vertailu ja määrittäminen.

5.3 Laskentamallien vertailu

Laskentasuureiden tarkastelu aloitettiin ohjelman käyttämien elementtiverkon arvojen tarkastelusta. Solmupiste-*arvot* ovat elementtiverkon kulmapisteiden suureita. Elementti-*arvot* taas ovat elementin solmupisteistä laskettuja keskiarvoja. Reunapalkin taivutuskapasiteetin laskentaan päätettiin käyttää elementti-*arvoja*, joiden oletettiin edustavan paremmin reunapalkissa vaikuttavia voimasuureita. Reunapalkin leikkauskapasiteetin sekä reunapalkin ja siltakannen sauman määrävienä arvoina käytettiin taas solmupiste-*arvoja*, jotka pystyttiin paikantamaan reunapalkin puoleiseen saumaan laskentaelementtien ryhmiin jaon ansiosta.

Laskentamallista tarkastettiin sillan pituussuuntainen momentti MX, jota käytettiin reunapalkin taivutuskapasiteetin laskentaan. Sillan pituussuuntaisen leikkausvoiman VX avulla laskettiin reunapalkin leikkauskestävyyttä. Sillan poikittaisista suureista selvitettiin taivutusmomentti MY, jonka avulla määritettiin reunapalkin ja siltakannen välisen sauman taivutuskestävyyttä. Sauman leikkauskestävyys määritettiin sillan poikittaissuuntaisen leikkausvoiman VY avulla. Lisäksi laskentamallista tarkasteltiin sillan poikkisuuntaan vaikuttavaa normaalivoimaa NY, jota käytettiin tartuntaraudoituksen tartuntapituuden määrittämiseen.

Laskentamallille tehtiin aluksi vertailua elementtiverkon koon perusteella. Ensimmäisessä laskentamallissa elementtiverkko oli leveydeltään 150 mm. Tulosten luotettavuuden arvioimiseksi elementtiverkon leveys suurennettiin 300 mm. Taulukossa 8 on nähtävillä voimasuureiden eroavuuksia eri elementtiverkon leveyksillä. Vertailun pohjalta päädyttiin käyttämään reunapalkissa ja sillan kannen reuna-*lokkeissa* elementtiverkkoa, jonka leveys oli 150 mm. Mitoittavan voimasuureen määrittämiseksi tarkasteluväliksi otettiin kuitenkin 300 mm. Eli määrävä voimasuure laskettiin suurimman voimasuureen antaman arvon ja sen viereisten arvojen painotetusta keskiarvosta.

TAULUKKO 8. Elementtiverkon koon vaikutus laskennassa käytettäviin voimasuureisiin

Voimasuure	Elementtiverkko	
	150 x 150	300 x 300
MY [kNm/m]	15,2	13,3
VY [kN/m]	44,4	41,5
NY [kN/m]	116,4	102,3
MX [kNm/m]	160,6	157,3
VX [kN/m]	119,5	104,3

Suureita tarkastellessa heräsi ajatus törmäyskohdan vaikutuksesta mitoittaviin suureisiin. Ensimmäisessä laskentamallissa törmäys oli sijoitettu keskimmaiseen kaidepylvääseen ($x=7,5$ m). Sillan keskellä omapainojen aiheuttama taivutusmomentti on laskentamallissa suurimmillaan, jolloin törmäyskuormien ja rengaskuorman aiheuttamat kuormat vain lisäävät taivutusta. Koska rengaskuorman aiheuttama kuorman lisä saumaraudoituksen mitoittamiseen oli pieni, päätettiin törmäyskohta vaihtaa ensimmäiseen kaidepylvääseen ($x=1,5$ m). Reunapalkin mitoittava taivutusmomentti jäi kuitenkin tällä tarkastelulla pienemmäksi. Leikkausvoiman mitoittava arvo niin sillan pituus kuin poikkisuunnassa taas suurenivat. (taulukko 9.)

TAULUKKO 9. Törmäyskohdan vaikutus mitoittaviin voimasuureisiin. Törmäyskohtana mallinnettiin keskimäinen pylvä, kun x oli 7,5 m, ja vastaavasti ensimmäinen pylvä, kun x oli 1,5 m. Käytetty elementtiverkon leveys oli 150 mm.

Voimasuure	Törmäyskohta	
	$x = 7,5$ m	$x = 1,5$ m
MY [kNm/m]	15,2	11,6
VY [kN/m]	44,4	54,0
NY [kN/m]	116,4	104
MX [kNm/m]	160,6	99,3
VX [kN/m]	119,5	126,2

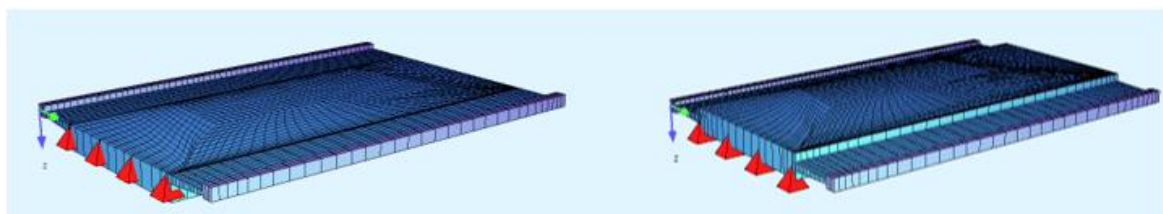
Laskennan mallina käytettiin toteutunutta siltakorjauskohdetta, joka poikkeaa nykyisen ohjeistuksen mukaisesta sillan reunaulokkeen paksuuden vuoksi. Nykyisen ohjeistuksen mukaan siltakannen tulee olla kauttaaltaan paksuudeltaan vähintään 200 mm (Eurokoodin soveltamisohje NCCI2 2017, 9). Mallina olevan siltakannen paksuus oli kuitenkin reunapalkin vieressä vain 150 mm. Tämän vuoksi laskentamallin luotettavuutta testattiin myös vahvistamalla laatan paksuutta arvoon 200 mm. Tällä laskentamallilla reunapalkin mitoittavat voimasuureet jäivät kuitenkin pienemmiksi, joten varsinaisen laskentamallin reunaulokkeen vahvuudeksi reunapalkin vieressä valittiin 150 mm. Työsauman mitoittavat voimasuureet kuitenkin kasvoivat (Liite 4), minkä vuoksi päätettiin vielä tarkastella reunaulokkeen laatanpuoleisen rakennepaksuuden vaikutusta voimien jakautumiseen.

Laskentamallissa sillan kannen reunaulokkeen paksuutta kantavan kansilaatan puoleisessa reunassa muutettiin 300 mm arvoon 900 mm. Reunapalkin viereisen ulokkeen paksuus säilyi 200 mm. Tällä laskentamallilla reunapalkin kapasiteettiä mitoittavat voimasuureet pienenevät edelleen, mutta työsauman mitoittavat voimasuureet kasvoivat edelliseen laskentamalliin verraten (taulukko 10). Tällä laskentamallilla reunapalkin suuntainen leikkausvoima oli tosin edelleen pienempi kuin ensimmäiseen kaidepylvääseen kohdistuneen törmäyksen aiheuttama leikkausvoima.

TAULUKKO 10. Reunaulokkeen kantavan siltakannen viereisen paksuuden vaikutus mitoittaviin voimasuureisiin

Reunapalkin voimasuure	Ulokkeen tyven paksuus	
	300 mm	900 mm
MY [kNm/m]	17,4	21,4
VY [kN/m]	46,7	52,1
NY [kN/m]	109,6	109,6
MX [kNm/m]	149,7	114,5
VX [kN/m]	116,2	95,8

Viimeiseksi laskentamallin luotettavuutta arvioitiin kuorielementin sijoittelun näkökulmasta (kuva 19). Ensimmäinen laskentamalli luotiin siten, että reunapalkin kuorimalli oli laskentamallissa keskeinen sillan kannen kuorielementtien ollessa epäkeskeisiä pystysuunnassa. Tällä periaatteella kannen laskentamalli vastasi laskennassa mallina olevan sillan muotoa, mutta osa taivutusmomentista siirtyi normaalivoimaksi epäkeskeisyyden vuoksi. Tämän vuoksi päätettiin tehdä laskentamalli, jossa kaikki sillan osia kuvaavat kuorielementit olivat laskentamallissa keskeisesti. Tällä varmistettiin, että laskennasta saatavat voimasuureet ovat luotettavat.

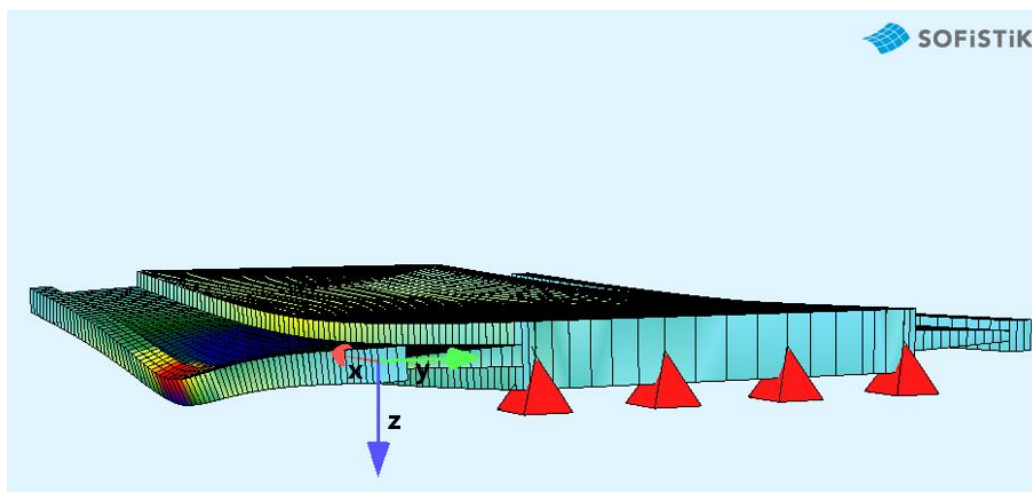


KUVA 19. Vasemmanpuoleisessa laskentamallissa sillan kannen kuorielementit ovat epäkeskeisesti, ja oikeanpuoleisessa kuvassa kaikki laskentamallin kuorielementit ovat keskeisesti (Liisa Vesalo, 2022).

Laskennassa käytettävät voimasuureet päätettiin ottaa laskentamallista, jossa kuorielementit olivat sijoitettu keskeisesti, reunaulokkeen vahvuus oli reunapalkin vieressä 150 mm ja kantavan laatan vieressä 300 mm. Kuorielementtiä käytettäessä SOFiSTiK antaa kuormat metrikuormina, jolloin reunapalkin kestävyyttä määrittävässä laskennassa käytettävät suureet piti kertoa reunapalkin leveydellä. Mitoittavat voimasuureet on esitelty liitteessä 5.

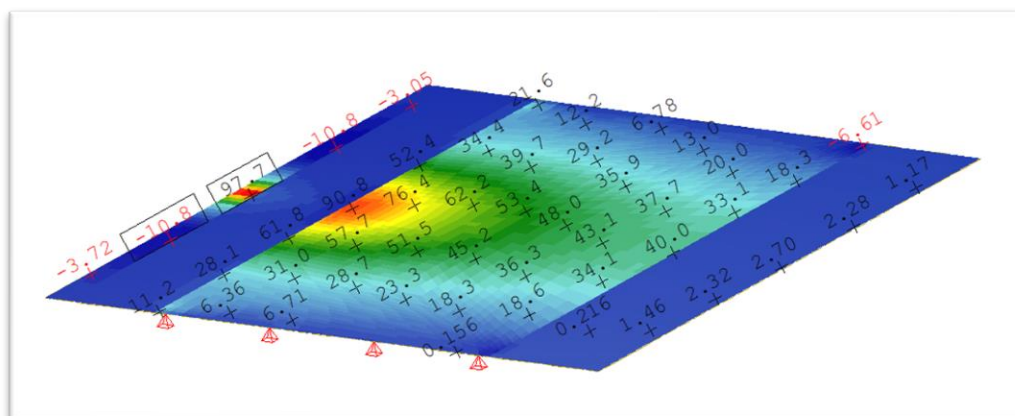
5.4 Mitoittavat voimasuureet

Reunapalkin kapasiteetin kannalta merkittävimmän kuorman kuormitusyhdistelyssä aiheutti reunapalkin päälle keskeisesti sijoitettu rengaskuorma. Rengaskuorma aiheutti eniten taivutusta sekä itse reunapalkille että siltakannen ja reunapalkin saumalle. Kuvassa 20 on havainnollistava kuva rengaskuorman vaikutuksesta siltarakenteelle.



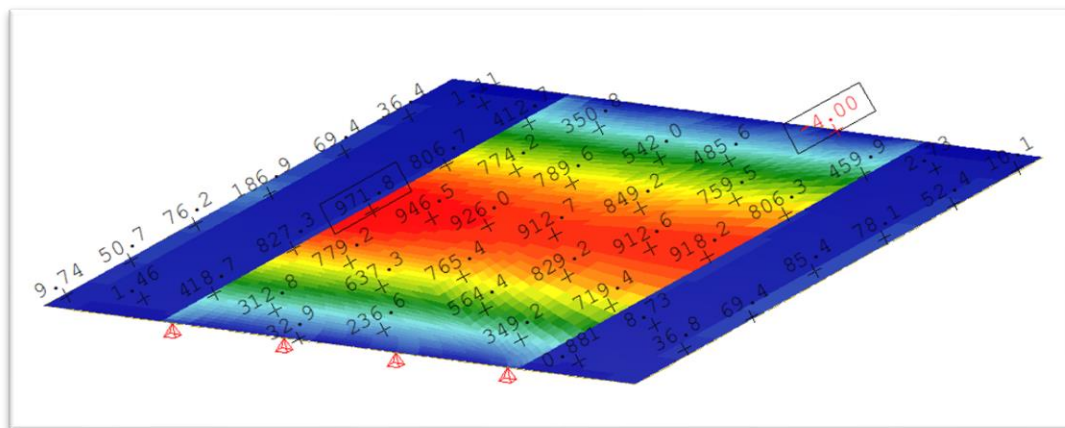
KUVA 20. Reunapalkille sijoitetun rengaskuorman vaikutus siltarakenteen taipumaan, siirtymiä liioiteltu

Reunapalkin taivutuskapasiteettia mitoittava taivutusmomentti sijaitsi laskentamallissa sillan pituussuunnassa keskellä siltaa. Merkittävin reunapalkin pituussuuntaista taivutusta aiheuttava kuorma, eli rengaskuorma, oli sijoitettu laskentamallissa pituussuunnassa sillan keskikohtaan. Rengaskuorma aiheutti paikallisesti voimakkaan puristuksen reunapalkin yläpintaan, jonka voi havaita myös sillan pituussuuntaisesta taivutusmomentista M_X (kuva 21).



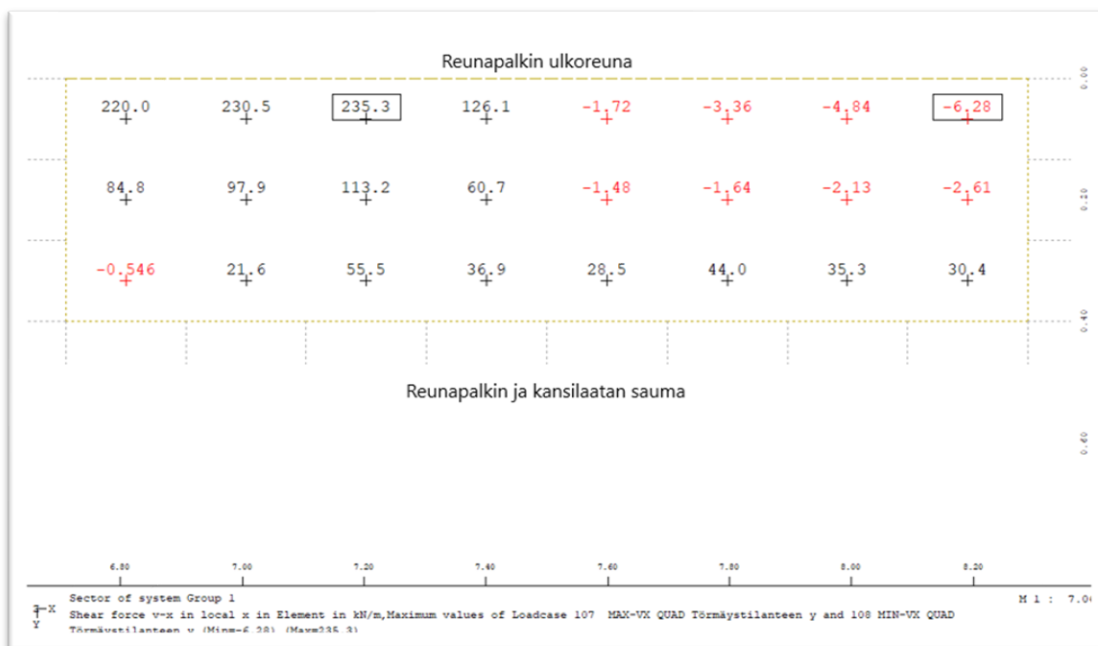
KUVA 21. Rengaskuorman aiheuttama sillan pituussuuntainen taivutusmomentti M_X

Rengaskuorma aiheutti puolet reunapalkin pituussuuntaisesta taivutusmomentista, kuva 20. Toinen puolikas sillan pituussuuntaisesta taivutusmomentista reunapalkissa aiheutui rakenteen omapainosta sekä pintarakenteen painosta. Siltakannen reunaulokkeen ja kansilaatan liitoskohdassa rengaskuorman aiheuttama sillan pituussuuntainen taivutusmomentti oli 90,8 kNm/m eli rengaskuorma aiheutti kuormitusyhdistelyssä kyseisessä kohdassa sillan pituussuuntaisesta taivutusmomentista vajaat 10 %, vertaa kuvat 21 ja 22.

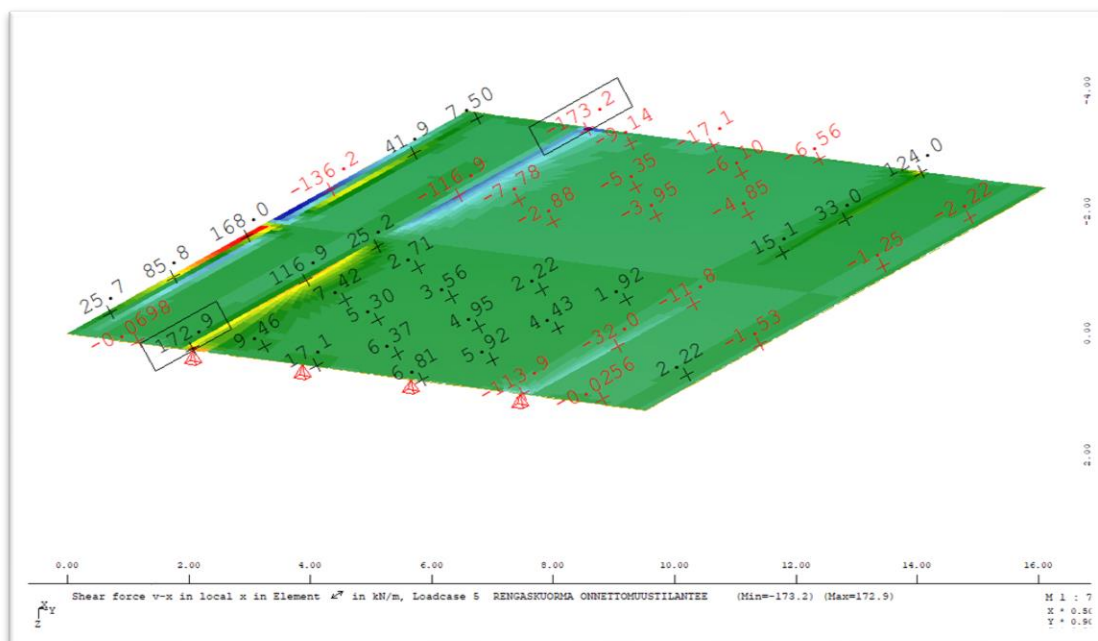


KUVA 22. Kuormitusyhdistelyn aiheuttaman pituussuuntaisen taivutuksen (MX) jakautuminen sillassa

Reunapalkin leikkaukspasiteettia mitoittava sillan pituussuuntainen leikkausvoima muodostui sekä rengaskuorman että törmäyskuormien aiheuttamasta leikkausvoimasta VX. Kuvassa 23 on esitelty reunapalkin mitoituksessa käytettävän leikkausvoiman sijainti sillan pituussuunnassa sekä mitoittavat suureet. Kuvassa 24 on esitelty rengaskuorman osuus leikkausvoimaan.

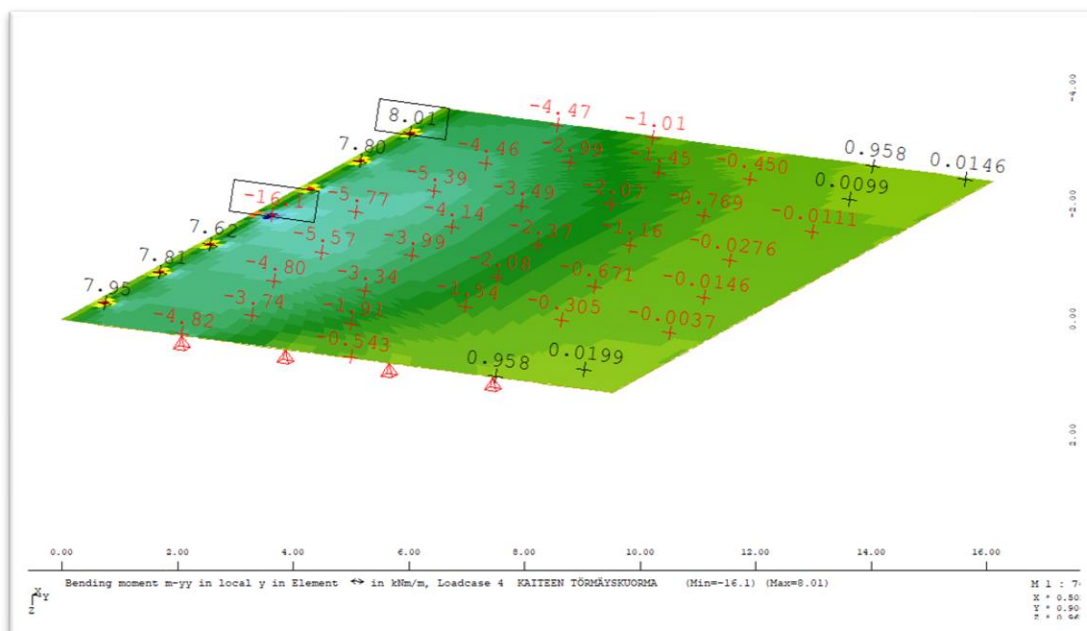


KUVA 23. Reunapalkin leikkausvoiman mitoittavat sillansuuntaiset maksimi arvot (VX) ja niiden sijainti sillan pituussuunnassa (asteikko kuvan alareunassa)

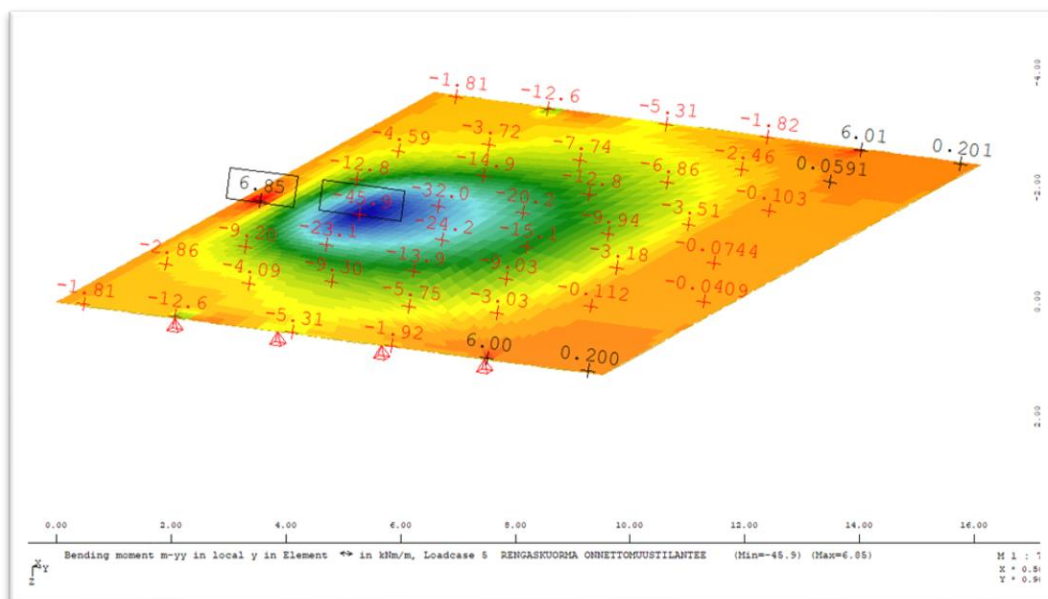


KUVA 24. Rengaskuorman aiheuttama sillan pituussuuntainen leikkausvoima

Sillan poikittaissuuntaiseen taivutusmomenttiin MY vaikutti kuormitusyhdistelyssä merkittävimmin kaiteen törmäyskuormat ja rengaskuorma. Reunapalkin ja siltakannen työsauman mitoittava taivutusmomentti MY muodostui lähes yksinomaan törmäyskuormasta (kuva 25). Rengaskuorma taas vaikutti enemmän sillan reunaulokkeen ja siltakannen liitoksen poikittaissuuntaiseen taivutusmomenttiin, jota ei tässä laskennassa tarkasteltu (kuva 26).

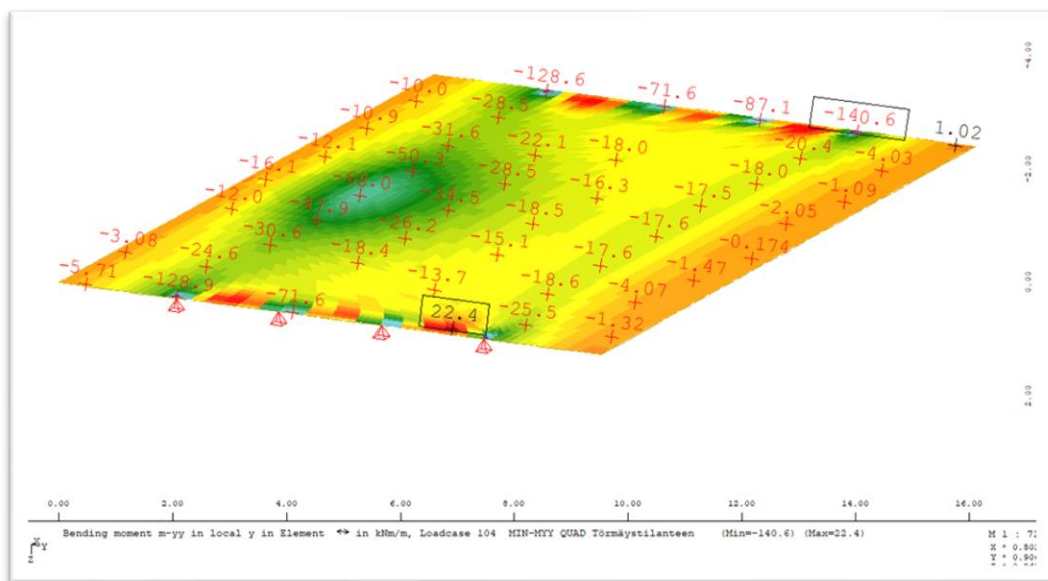


KUVA 25. Törmäyskuormien aiheuttama sillan poikittaissuuntainen taivutusmomentti MY



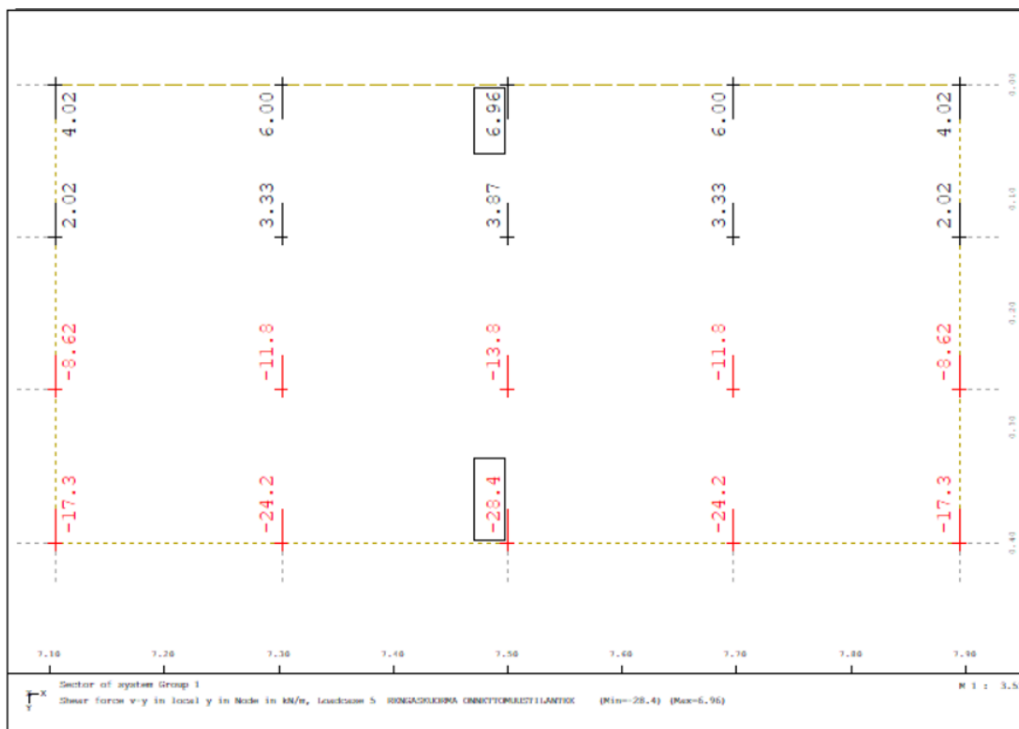
KUVA 26. Rengaskuorman vaikutus sillan poikittaissuuntaiseen taivutusmomenttiin MY

Rengaskuorma aiheutti kannen reunaulukkeen ja siltakannen poikittaissuuntaisesta taivutusmomentista kaksi kolmasosaa, joten kyseisen kuorman vaikutus siltakannen poikittaiseen momenttiin on merkittävä (kuva 27). Kokonaisuudessa sillan poikittaissuuntainen taivutusmomentti on kuitenkin maltillinen.



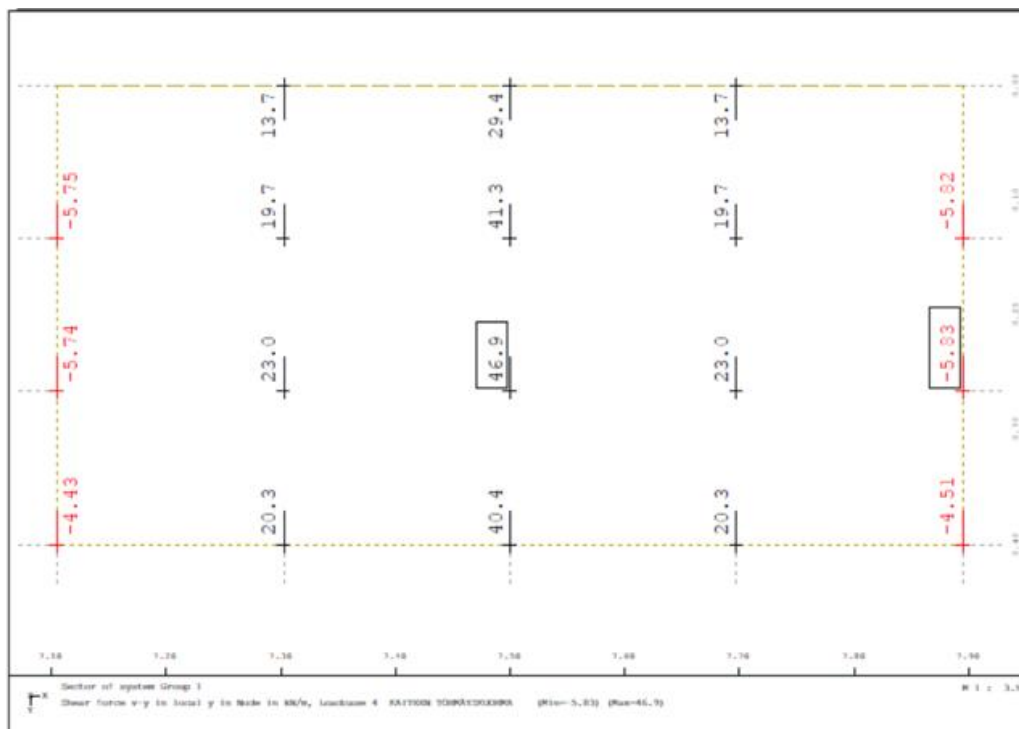
KUVA 27. Kuormitusyhdistelyn aiheuttama sillan poikittaissuuntainen taivutusmomentti MY

Poikittaissuuntaisen leikkausvoiman määräävin kuorma muodostui rengaskuormasta (kuva 28). Rengaskuorma ja kaiteen törmäyskuorma aiheuttivat poikittaissuuntaista leikkausvoimaa eri suuntiin. Koska omapainojen aiheuttama leikkausvoima oli samansuuntainen rengaskuorman kanssa, niiden yhdistelystä muodostui määräävä leikkausvoima.

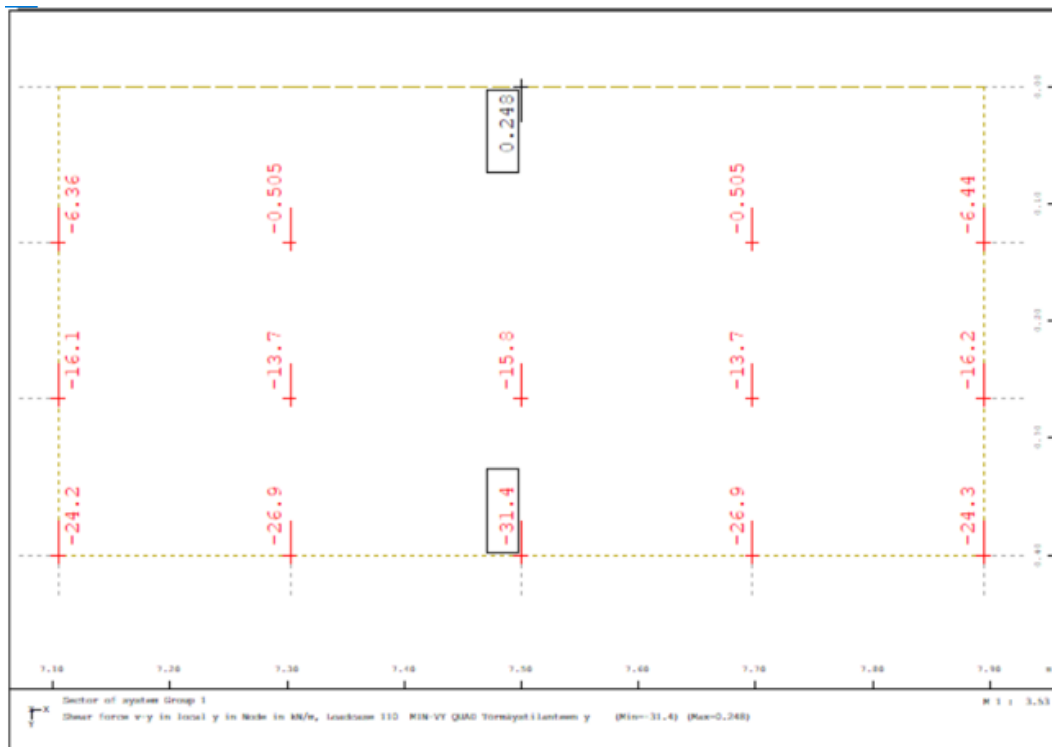


KUVA 28. Rengaskuorman aiheuttama sillan poikittaissuuntainen leikkausvoima VY oli samansuuntaista kuin omapainon aiheuttama leikkausvoima.

Kaiteen törmäyskuorma oli paikallisesti yksittäisessä solmupisteessä suurempi kuin rengaskuorman aiheuttama leikkausvoima, mutta törmäyksen aiheuttama leikkaus oli hyvin paikallinen (kuva 29). Koska laskennassa päätettiin laskea määrävä voimasuure painotettuna keskiarvona, määräytyi mitoituksessa käytettävä suure rengaskuormasta ja omapainoista (kuva 30).



KUVA 29. Kaiteen törmäyskuorma aiheutti suuremman paikallisen sillan poikittaissuuntaisen leikkausvoiman VY, joka oli erisuuntainen kuin omapainojen aiheuttama leikkausvoima.



KUVA 30. Mitoittava sillan poikittaissuuntainen leikkausvoima VY muodostui painotetun keskiarvon vuoksi rakenteen omapainosta sekä rengaskuormasta.

6 MITOITUKSEN TULOKSET

6.1 Reunapalkin kapasiteetti

Reunapalkin kapasiteettia tarkasteltiin sekä taivutuksen että leikkauksen suhteen. Laskennassa käytettiin Sitowisellä käytössä olevia palkin mitoittamiseen tarkoitettuja Mathcad-laskentapohjia. Materiaaliominaisuudet ja reunaetäisyydet määritettiin laskennassa mallina olevan, todellisen siltakohteen piirustusten perusteella sekä Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2:n (2017) mukaisesti. Reunapalkin ja siltakannen liitoksen mitoittamistarkastelu

Laskenta toteutettiin viitekehyksessä esitellyn periaatteen mukaisesti. Laskentapohjaan tosin määritettiin käytetty raudoitus, jonka perusteella saatiin kestävyyskäyttöaste valitulla raudoituksella. Reunapalkin raudoituksena käytettiin Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2:n (2017, Liite 4) mukaista raudoitusta, ja tarkasteltiin palkin kestävyttä kyseisellä raudoituksella.

Laskennan perusteella saatiin selville, että reunapalkki kestää sille kohdistuvat törmäyskuormat riittävällä varmuudella. Taivutuskestävyyttä mitoittaessa reunapalkin taivutus määritettiin reunapalkin alapinnan terästen koon ja lukumäärän mukaan (3 T16), koska reunapalkin alapinta on onnettomuuskuormilla vedettynä. Laskennassa on huomioitu tippu-uran aiheuttama lisä betonin suojaetäisyyteen. Taivutuskapasiteetin käyttöaste laskennan perusteella onnettomuustilanteessa oli 68 %.

Reunapalkin leikkauskestävyyttä arvioitaessa mitoittavana palkin pituussuuntaisena raudoituksena käytettiin reunapalkin alapinnan pituussuuntaista vedettyä raudoitusta. Lisäksi reunapalkin leikkauskapasiteetin laskennassa huomioitiin hakaradoitus (T8 k200, 2-leikkeinen) sekä ylimääräiset kaksi lisähakaa kaidepylvään molemmin puolin. Leikkauskapasiteetin käyttöasteeksi onnettomuuskuormilla saatiin 18 %. Vertailun vuoksi laskennassa tarkasteltiin tavanomaisen hakaradoituksen (T8 k200, 2-leikkeinen) vaikutusta reunapalkin leikkauskapasiteettiin. Tällä tarkastelulla leikkauskapasiteetin käyttöasteeksi saatiin törmäyskuormille 27 %. Lisähaat parantavat reunapalkin sitkeyttä törmäystilanteessa. Lisähakojen vaihtoehtona käytettävä lenkkiradoitus (T20) taas parantaa poikittaista veto- ja taivutuskapasiteettia. Koska leikkauskestävyyden käyttöasteet olivat pienet myös tavanomaisella hakaradoituksella, lenkkiradoituksen käyttö parantaisi reunapalkin kokonaistilannetta lisähakaita enemmän.

6.2 Liitoksen kapasiteetti

Mitoitus tehtiin Sitowisellä käytössä olevilla mitoituspohjilla. Reunapalkin ja siltakannen liitos mitoittettiin eri aikaan valettavien rakenneosien työsauman mitoittamiseen tarkoitettulla laskentapohjalla, joka perustuu Eurokoodin soveltamisohjeeseen NCCI 2:n (2017) mukaiseen leikkauskestävyyden laskentaan. Lisäksi tarkasteltiin sauman taivutuskapasiteettia laatan taivutuskestävyyden mitoittamiseen käytettävällä laskentapohjalla, joka pohjautuu viitekehyksessä esiteltyyn mitoitusperiaatteen.

Määritettäessä sauman leikkauskestävyyttä törmäyskuormille raudoituksena käytettiin ohjeistuksen mukaista kaidepylvään molemmin puolin tulevaa T16 k 300 lisäraudoitusta. Tarkastelussa ei huomioitu olemassa olevaa raudoitusta, jotta laskenta antaisi kapasiteetin riittävällä varmuudella. Työsauman kestävyttä määritettäessä NCCI 2:n (2017) ohjeistuksen mukaan kaavassa huomioidaan myös

mahdollinen kohtisuora puristus. Reunapalkin tapauksessa saumaan ei kuitenkaan kohdistu kohtisuoraa puristusta. Lisäksi kaavassa huomioidaan tartuntaolosuhteet kestävyyttä pienentävillä kertoimilla. Tässä laskennassa tartuntapinnan oletetaan olevan vesipiikattu karhea pinta. Näillä laskenta-periaatteilla työsauman leikkauskestävyyden käyttöasteeksi saatiin 10 %.

Taivutuskestävyyttä mitoitettaessa huomioitiin vanhasta, olemassa olevasta raudoituksesta puolet (tässä tapauksessa T15 k 400). Lisäksi laskennassa huomioitiin uudet tartuntaraidoitteet Betonisiltosten korjaussuunnitteluoppaan (2011, Liite 2) mukaan. Koska olemassa olevaa raudoitusta pystyttiin laskennassa hyödyntämään niin paljon (442 mm²/m, vaatimus tartuntaraidoitukselle 900 mm²/m), päädyttiin uudeksi tartuntaraidoitukseksi määrittämään T20 k600 (kokonaisuudessa A_s=965 mm²/m). Uusi tartuntaraidoitus sijoitettiin laskennassa keskelle laatan poikkileikkausta, eli 75 mm päähän laatan ylä- ja alapinnasta. Tehollista korkeutta määritettäessä huomioitiin molempien yllä kuvattujen raudoitusten vaikutus teholliseen korkeuteen. Näillä raudoituksilla onnettomuusyhdistellyllä kuormilla sauman taivutuskapasiteetin käyttöasteeksi saatiin 38 %. Reunapalkin ja siltakannen työsauman tarkempi mitoitus on liitteessä 7.

Lisäksi mitoitettiin tartuntaraidoituksen pituus sekä laskennallisesti eurokoodin ohjeistuksen mukaan että taulukkomenetelmällä. Terästä T20 käytettäessä ja betonin lieriöpuristuskestävyyden ollessa C30/37 saatiin tartuntapituudeksi laskentamenetelmällä 530 mm. Vastaavasti Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017) liitteenä olevan taulukon perusteella ankkurointipituudeksi saatiin 600 mm. Porareiän halkaisija määritettiin käyttäen apuna viitekehyksessä esiteltyä taulukkoa. Kun ankkurointitangon halkaisija oli suurempi kuin 12 mm, tuli juotoslaastia käytettäessä porareiän halkaisijan olla 35 mm. Työsauman tarkempi mitoitus on liitteessä 8.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET JA POHDINTA

Opinnäytetyön tavoitteena oli perehtyä H2-törmäyskestävyysluokan siltakaiteiden onnettomuuskuormien siirtymiseen kaiteilta reunapalkkiin ja siitä edelleen siltakanteen. Työssä oli tarkoitus arvioida sillan reunapalkin raudoituksen leikkaus- ja taivutuskapasiteettia törmäyskuormille, ja antaa tarvittaessa parannusehdotuksia rakenneanalyysin tulosten perusteella. Lisäksi työn tekijä oli tarkoitus perehdyttää sillan korjaussuunnittelussa käytettäviin laskentaohjelmiin ja ohjeistuksiin.

Saatujen tulosten perusteella voidaan arvioida nykyisen ohjeistuksen mukaisesti raudoitetun reunapalkin kestävän sille kohdistuvat H2-törmäyskestävyysluokan kaidetörmäyksen aiheuttamat rasitukset. Toteutetussa laskennassa käytettiin mallina olemassa olevaa 150 mm paksulla saumalla toteutettua siltaa, vaikka nykyinen ohjeistus vaatiikin laatan vähimmäispaksuudeksi 200 mm koko laatan alueella. Laskentamalleja vertailemalla havaittiin, että reunapalkin mitoittavat suureet olivat suuremmat 150 mm saumalla verrattuna 200 mm saumaan. Opinnäytetyössä suoritettujen laskentamallien vertailun perusteella voidaan todeta, että reunapalkki ja sen sauma siltakanteen kestävät siihen kohdistuvat törmäyskuormat vähintään 150 mm paksulla saumalla nykyisten ohjeistusten mukaisilla raudoituksilla.

Laskennallisesti sillan reunapalkki olisi siis mahdollista toteuttaa 150 mm vahvalla saumalla. Tällaisia kohteita tulee aika ajoin vastaan sillan korjaussuunnittelussa, minkä vuoksi analyysistä saatu tieto on tarpeellista. Toki korjaussuunnitelmia tehdessä tulee huomioida myös työtekniset seikat. Tartuntaraudoituksen vaatima tartuntasyvyyks ja keskiöväli ohuessa ja jo valmiiksi tiheään raudoitetussa sillan kannessa on haastavaa. Kuvassa 31 on esimerkki uudiskohteen reunapalkin ja sillan kannen sauman raudoituksesta. Kuvassa on nähtävissä sillan poikittaissuuntainen raudoitus, joka ulottuu 50 mm päähän reunapalkin ulkoreunasta. Kuvasta voi huomata, että esimerkiksi laskennassa saadulle T20 k600 tartuntaraudoitukselle porattavan tartuntareian, jonka pituus on 600 mm ja halkaisija 35 mm juotoslaastia käytettäessä, toteuttaminen on haastavaa olemassa olevia teräksiä vahingoittamatta. Kuvassa rakenteilla olevan siltakannen valettu paksuus on suunnitelmissa 200 mm.



KUVA 31. Siltakannen ja reunapalkin raudoitusta uudiskohteessa (Vesalo, 2021)

Tartuntarautoitukseen pituutta määritettäessä laskennallisella menetelmällä saatiin pienempi arvo, kun Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 (2017) liitteenä olevalla taulukolla. Tuloksen perusteella voitiin arvioida taulukkomenetelmän antavan mitoituksen kannalta varmallalla puolella olevan arvon.

Tulosten luotettavuuden arvioinnissa tulee huomioida, että laskenta on tehty vain kaidetörmäyksen aiheuttamille onnettomuuskuormille, jolloin kutistuman aiheuttamia pakkovoimia ei tarvitse laskennassa huomioida. Opinnäytetyön laskennasta rajattiin tietoisesti pois kutistuman vaikutus työhön käytettävän ajan rajallisuuden vuoksi. Laskentamalli olisi pitänyt muuttaa lineaarisesta epälineaariseksi kutistuman arvioimiseksi ajanhetkellä ääretön. Tämä olisi laajentanut opinnäytetyökokonaisuutta ja lisännyt työmäärää huomattavasti.

Laskennassa käytettävät voimasuureet olivat pelkästään onnettomuuden aiheuttamien törmäyskuormien tarkastelun kannalta luotettavat. Laskentamalleja vertailtiin monipuolisesti ja vertailulla yritettiin löytää reunapalkkia mahdollisimman paljon rasittava rakennemalli tulosten luotettavuuden takaamiseksi. Lopulliseen laskentamalliin päädyttiin yhteistyössä työn ohjaajien kanssa, ja lopullinen laskentamalli edustaa hyvin korjaussuunnittelussa mahdollisesti eteen tulevaa vanhan ohjeistuksen mukaista laattasiltaa.

Laskennan luotettavuuden kannalta laskentamalliin myös valittiin suuremmat Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 1 (2017) määrittämät törmäyskuorman arvot. Vaihtoehtoisesti laskennan olisi voinut toteuttaa ohjeen mukaan kaiteen plastisen taivutuskapasiteetin perusteella saatujen voimien avulla, jolloin käyttöasteet olisivat jääneet hieman pienemmiksi. Toisaalta kuormitusyhdistelyissä reunapalkille keskeisesti sijoitettu rengaskuorma vaikutti mitoittaviin suureisiin enemmän. Vain reunapalkin ja siltakannen työsauman mitoittava kuorma oli törmäyskuorma. Ohjeistusta muokattaessa voisi miettiä, onko ohjeistus tältä osin ajantasainen. Ohjeistukseen voisi esimerkiksi kirjata selkeästi, käytetäänkö taivutuskapasiteetin määrittämiseen myötö- vai murtolujuutta.

FEM-laskentamallissa käytettiin sillasta kuorimallia, joka on hyvin tyypillistä sillan rakennesuunnittelussa. Laskentamallin luotettavuutta ja saatuja voimasuureita arvioitaessa käytiin ohjaajien kanssa keskustelua kuori- ja palkkimallin aiheuttamista eroavuuksista. Kuorimallia käytettäessä voimasuureet tulevat metrikuormina, jolloin laskentatuloksissa tulee huomioida elementtien leveys. Tässä laskennassa erityisesti tämä seikka tuli huomioida reunapalkin määrääviä suureita mitoittaessa. Kuori- ja palkkirakennemallien vertailulle ei jäänyt aikaa työhön varatun ajan puitteissa, joten jäi epäselväksi, olisiko palkkimalli antanut luotettavammät ja yleistettävämmät voimasuureet.

Opinnäytetyö oli prosessina työn tekijälle erittäin opettavainen. Opinnäytetyön tavoitteena oli perehdyttää työn tekijä sillankorjaussuunnitteluun ja sillan FEM-laskentaan. Prosessin aikana työn tekijä pääsi perehtymään ja käyttämään monipuolisesti mitoituksessa käytettäviä laskentaohjelmia, joiden käyttö täytyi opetella laskennan edetessä. Opinnäytetyössä tehdystä laskennasta ja siitä saaduista opeista tulee olemaan merkittävä hyöty tulevaisuuden työn kannalta korjaussuunnittelijana.

Myös sillan korjaussuunnittelussa apuna käytettävä kirjallisuus, ohjeet ja määräykset avautuivat työtä tehdessä monipuolisesti. Esimerkiksi Väyläviraston SILKO- eli sillankorjausohjeistukset tulivat

tutummiksi reunapalkin uusimiseen liittyvää teoriapohjaa kirjoittaessa. Samoin kansalliset Eurokoodin soveltamisohjeet olivat merkittävänä teoretiedon lähteenä, ja tarkennuksia soveltamisohjeiden tietoihin oli haettava myös alkuperäisistä Eurokoodeista.

SOFISTIK-laskentaohjelmaan työn tekijä sai ensi kosketuksen työtä tehdessä. Laskentamallin tekeminen poikkesi aikaisemmin käytössä olleista ohjelmista. Erityisen opettavaista oli kuormien syöttäminen sekä kuormitusyhtälöiden muodostaminen ohjelmoiden. Laskentamalla muodostaessa ja erilaisia versioita tehdessä huomasi laskentamallin merkityksen tuloksiin. Prosessin aikana on oppinut erityisesti sen, että FEM-laskentaohjelmaa käyttäessä laskennan luotettavuuden varmistamiseksi tulee tietää mitä tietoja ja miten niitä laskentamalliin syötetään. Esimerkiksi laskentamallin elementtiverkon koko vaikuttaa laskentatuloksiin, samoin käytetäänkö elementti- vai solmupistearvoja.

Opinnäytetyö tehtiin kahdessa osassa muiden opintojen ohessa. Prosessi alkoi jo kesällä 2021, jolloin kirjoitettiin suurin osa viitekehuksesta, muokattiin laskentamallia sekä mitoitettiin rakenteita laskennasta saaduille voimasuureille. Työ jäi valitettavasti kesken vaativan opintosyöksen vuoksi ja saatiin loppuun keväällä 2022. Useamman kuukauden tauko työn toteutuksessa asetti omat haasteensa työn valmistumiselle, koska aiheeseen joutui perehtymään uudestaan tauon jälkeen. Tauko toi työhön toki etäisyyttä, jonka vuoksi työn tekijä pystyi tarkastelemaan työtä uusin silmin.

Rakentuneen opinnäytetyökokonaisuuden kirjoittaminen ja hahmottelu haastoi työn tekijää aivan viime metreille saakka. Koska aihealue on ollut entuudestaan tuntematonta, on teoreettisen viitekehysten kirjoittaminen ollut haastavaa ja rajaamista on joutunut tekemään paljon. Opinnäytetyöhön käytettävä aika asetti työlle omat rajoituksensa, minkä vuoksi aihe piti pitää kohtalaisen suppeana. Opinnäytetyölle suunniteltu aikataulu opetti myös oman työn suunnitteluun ja aikatauluttamiseen, mutta myös eri tempoisten päivien hyväksymiseen. Toisina päivinä työskentely eteni jouhevammin, ja välillä aikaa piti ottaa rauhallisemmalle pohdinnalle ja asioiden työstämiselle. Kokonaisuudessa aikataulu kuitenkin piti, ja työ toteutui asetetussa aikataulussa.

Työskentely alan asiantuntijoiden kanssa oli mielenkiintoista ja opettavaista. Tilaajana toimivan Väyläviraston kautta sai lähdemateriaaleiksi vielä kehittämistyön alla olevia ohjeistuksia, mikä oli rohkaisevaa ja innostavaa. Ohjaajien vahva osaaminen aiheeseen liittyen laajensi työn tekijän osaamista paljon, ja haastoi oman osaamisen kehittämiseen ja laajentamiseen.

Kokonaisuudessa työ on hyvin rakentunut ammatillisen kehittymisen kokonaisuus. Teoreettisen viitekehysten kirjoittaminen toimi opinnäytetyön tekijälle erinomaisena perehtymisenä täysin uuteen sillan korjaussuunnittelun maailmaan. Laskennallinen osaaminen kehittyi merkittävästi laskennan edetessä, ja sillan korjaussuunnittelussa käytettävät, entuudestaan tuntemattomat laskentaohjelmat olivat tutummiksi ja niiden käyttöön tuli varmuutta ja uskallusta kokeilla.

Jatkotutkimusta reunapalkin raudoitukseen liittyen voisi tehdä kutistumatarkastelun osalta. Jatkotutkimuksessa voisi arvioida Betonirakenteiden korjaussuunnitteluoppaan ohjeistuksen mukaisen sauman suuntaisen raudoituksen riittävyttä kutistuman aiheuttamille pakkovoimille.

LÄHTEET

- Betonisiltojen korjaus- ja vahventamissuunnitteluohje. 2021. Väyläviraston ohjeita. Pdf-tiedosto, luonnos. Dokumentti Väyläviraston hallussa.
- Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje. 2011. Liikenneviraston ohjeita 17/2011. Helsinki: Liikennevirasto. https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2011-17_betonisiltojen_korjaussuunnitteluohje_web.pdf Viitattu 2.7.2021
- Betoniteollisuus. Betonirakenteiden suunnittelu Eurokoodien mukaan Osa 4: Palkit. Pdf-tiedosto. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/palkit> Viitattu 1.2.2022.
- BY 42 Betonijulkisivujen kuntotutkimus. Suomen Betoniyhdistys 2019. 4. painos. Helsinki: BY-Koulutus Oy.
- DK2 H2 Teräksinen sillankaide H2 – törmäystestattu luokkaan H2 (EN 1317-2). 2013. Pdf-tiedosto. https://julkaisut.vayla.fi/pdf7/tieohjeet_1.6.2021_web.pdf Viitattu 31.1.2022
- Eurokoodin soveltamisohje NCCI 1. Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI1. Liikenneviraston ohjeita 24/2017. Helsinki: Liikenne- ja viestintäministeriö. https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2017-24_ncci1_web.pdf Viitattu 16.6.2021
- Eurokoodin soveltamisohje NCCI 2. Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2. Liikenneviraston ohjeita 31/2017. Helsinki: Liikenne- ja viestintäministeriö. https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2017-31_ncci2_web.pdf Viitattu 16.6.2021
- Lilja, Heikki 2022. Silta-asiantuntija. Väylävirasto. Haastattelu 11.2.2022.
- Markkinoilla olevia sillankaiteita 28.2.2017. Liikenneviraston opas. Pdf-tiedosto. Julkaistu 28.2.2017. https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/opas_markkinoilla_olevia_kaidetuotteita_web.pdf Viitattu 15.7.2021.
- RIL 179-2018. Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito 2018. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry.
- SFS-EN 1991-2: Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat 2004. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Viitattu 30.6.2021 <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/411088.html.stx>
- SILKO 1.203 Betonirakenteet. Purkamis- ja esikäsitteilymenetelmät. Yleiset laatuvaatimukset. Tiehallinnon julkaisu. Pdf-tiedosto. Julkaistu 12/2021. <https://julkaisut.vayla.fi/sillat/silko/kansio1/s1203.pdf>. Viitattu 10.2.2022.
- SILKO 2.211 Reunapalkin uusiminen, Tiehallinnon julkaisu. Pdf-tiedosto. Julkaistu 06/08. https://julkaisut.vayla.fi/sillat/silko/kansio2/s2211_08.pdf. Viitattu 29.6.2021.
- SILKO 2.261 Tartuntatankojen ankkurointi, Liikenneviraston julkaisu. PDF-tiedosto. Julkaistu 07/2016. <https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Taitorakenteet/silko/kansio2/s2261.pdf> Viitattu 1.7.2021.
- SILKO 2.311 Sillankaiteen uusiminen, Tiehallinnon julkaisu. PDF-tiedosto. Julkaistu 02/04. <https://julkaisut.vayla.fi/sillat/silko/kansio2/s2261.pdf>. Viitattu 1.7.2021.
- Sillantarkastuskäsikirja. Suunnittelu- ja toteutusvaiheen ohjaus. 2020. Väyläviraston ohjeita 33/2020. Helsinki: Väylävirasto. https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Vaylavirasto/vo_2020-33_sillantarkastuskasikirja_web.pdf Viitattu 1.7.2021.

Siltakaiteiden suunnittelu. 2022. Väyläviraston ohjeita 9k/2022. Helsinki: Väylävirasto. Koekäytössä 31.1.2022 alkaen. https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Vaylavirasto/vo_2022-9k_siltakaiteiden_suunnittelu_web.pdf Viitattu 15.2.2022.

Taitorakenteiden tarkastusohje. Liikenneviraston ohjeita 17/2013. Helsinki: Liikennevirasto. https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2013-17_taitorakenteiden_tarkastusohje_web.pdf Viitattu 1.7.2021

Täydentäviä ohjeita siltojen suunnitteluun. Väyläviraston ohjeita 4/2019. Helsinki: Väylävirasto. https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Vaylavirasto/vo_2019-04_toss_web.pdf Viitattu 14.1.2022.

Veganzones Muñoz, José Javier 2020. Bridge Overhang Slabs with Edge Beams. LCCA and Structural Analysis for the Development of New Concepts. Doctoral Thesis in Structural Engineering and Bridges. KTH Royal Institute of Technology. Stockholm, Sweden. <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1504029/SUMMARY01.pdf> Viitattu 28.6.2021.

Väyläviraston sillat 1.1.2020. Sillaston rakenne, palvelutaso ja kunto. Osa 1 Tiesillat, Osa 2 Rataverkon sillat. Väyläviraston julkaisuja 46/2020. Helsinki: Väylävirasto. 2020. https://julkaisut.vayla.fi/pdf12/vj_2020-46_vaylaviraston_sillat_web.pdf Viitattu 13.1.2022.

LIITE 1. Törmäyskuormien määrittäminen kaiteen taivutuskapasiteetin mukaan

NCCI1:n ohjeistuksen mukaan kaiteen vastaanottamat kuormat voi halutessaan laskea tarkemmin laskemalla kaiteen plastisen taivutuskapasiteetin ja sitä vastaavan leikkausvoiman puolintoista kertaisena. Plastisen taivutuskapasiteetin saa laskettua seuraavalla kaavalla

$$M = f_y \cdot W_p$$

Taivutusvastus W lasketaan kaavalla

$$W_p = \frac{b \cdot h^2}{4}$$

Kaidepylväs on kiinteä 50x60 teräspylväs, joka on sijoitettu lyhyempi sivu voimaa vasten.

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

$$d := 60 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M0} := 1$$

$$W_p := \frac{(b \cdot d^2)}{4} = 45000 \text{ mm}^3$$

$$f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_u := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{\text{myötö}} := W_p \cdot f_y = 10.575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{murto}} := W_p \cdot f_u = 16.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{pl} := 1.50$$

$$M_{\text{myötö.Rd}} := \gamma_{pl} \cdot M_{\text{myötö}} = 15.863 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{murtoRd}} := M_{\text{murto}} \cdot \gamma_{pl} = 24.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_1 := \frac{M_{\text{myötö.Rd}}}{0.2 \text{ m}} = 79.313 \text{ kN}$$

$$H_2 := \frac{M_{\text{murtoRd}}}{0.2 \text{ m}} = 121.5 \text{ kN}$$

Lisäksi saadun leikkausvoiman täytyy täyttää ehto $H < V_{pl}$

Leikkauskestävyys lasketaan poikkileikkausluokasta riippumatta kaavalla:

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

(Teräsrakenneyhdistys, 2014, s. 49)

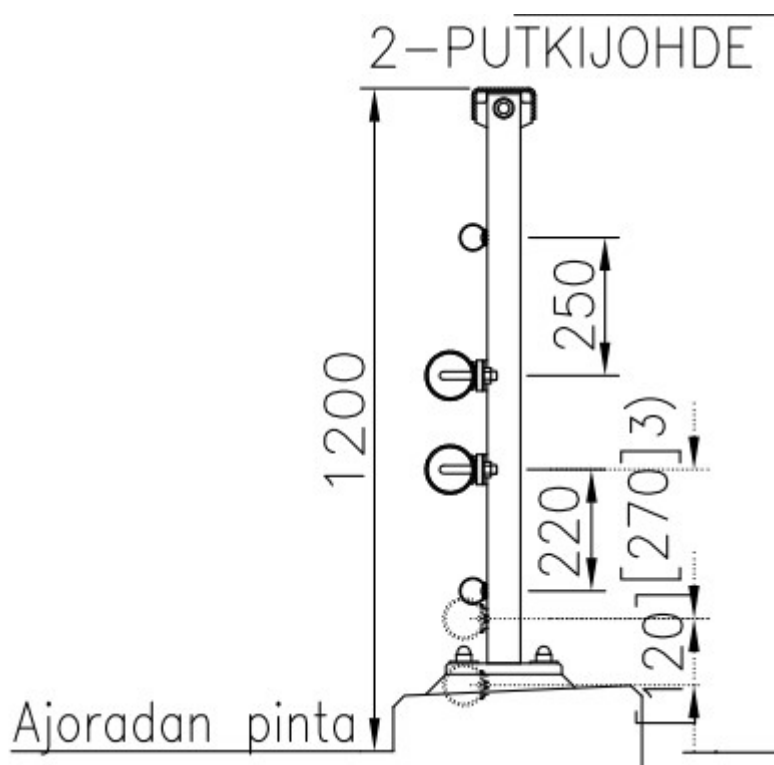
$$V_{pl} := \frac{b \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 407.032 \text{ kN}$$

Tässä tapauksessa sekä myötö- että murtolujuudella ehdot täyttyvät

LIITE 2. SILLANKAITEEN OMAPAINON LASKENTA

Kaiteen omapainon laskenta

Kaiteen omapainoa laskettaessa määritetään tiheän sillankaiteen omapaino, siitä kuva alla:



Välijohde	P48,3x2,6
Törmäysjohde	P76,1x4
Aluslaatta	U-9/30/9x2
Laatta	30x50x8
Lukkoruuvi	M8x35-4.6
Aluslaatta	8-140 HV
Kuusiomutteri	M8-8
Päätylevy	∅42x4
Päätylevy	∅68x4
Aluslaatta	U-13/50/13x4
Laatta	50x50x10
Lukkoruuvi	M10x40-4.6
Aluslaatta	10-140 HV
Kuusiomutteri	M10-8
Laatta	30x50x8
Lukkoruuvi	M10x80-4.6
Aluslaatta	10-140 HV

Lisäksi kaidepylväs 50x60x1000, yläjohde U-55/114/55x6, kaksi siltajohdetta P88,9x4. Välijohteen paino liitoksineen 3,1 kg/m=0,031kN/m ja alempi törmäysjohde 7,6 kg/m=0,076kN/m.

Kaiteet ovat pääsääntöisesti kahden metrin välein, ja kaiteen paino välittyy pylvään kautta reunapalkille. Lasketaan kaiteen omapainoon siis johteet 2 m pituisina.

Rakenneteräksen tiheys

$$\rho_{\text{teräs}} := 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$m_{\text{yläjohte}} := (2 \cdot 0.055 \cdot \text{m} + 0.114 \cdot \text{m}) \cdot 0.006 \cdot \text{m} \cdot 2 \cdot \text{m} \cdot \rho_{\text{teräs}} = 0.21 \text{ kN}$$

$$m_{\text{välijohde}} := 0.031 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 \text{ m} = 0.062 \text{ kN}$$

$$m_{\text{siltajohte}} := \pi \cdot \left(\frac{0.0889 \text{ m}}{2} \right)^2 \cdot 2 \text{ m} \cdot \rho_{\text{teräs}} - \pi \cdot \left(\frac{0.0889 \text{ m} - 0.004 \text{ m}}{2} \right)^2 \cdot 2 \text{ m} \cdot \rho_{\text{teräs}} = 0.085 \text{ kN}$$

$$m_{\text{alempitörmäysjohte}} := 0.076 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 \text{ m} = 0.152 \text{ kN}$$

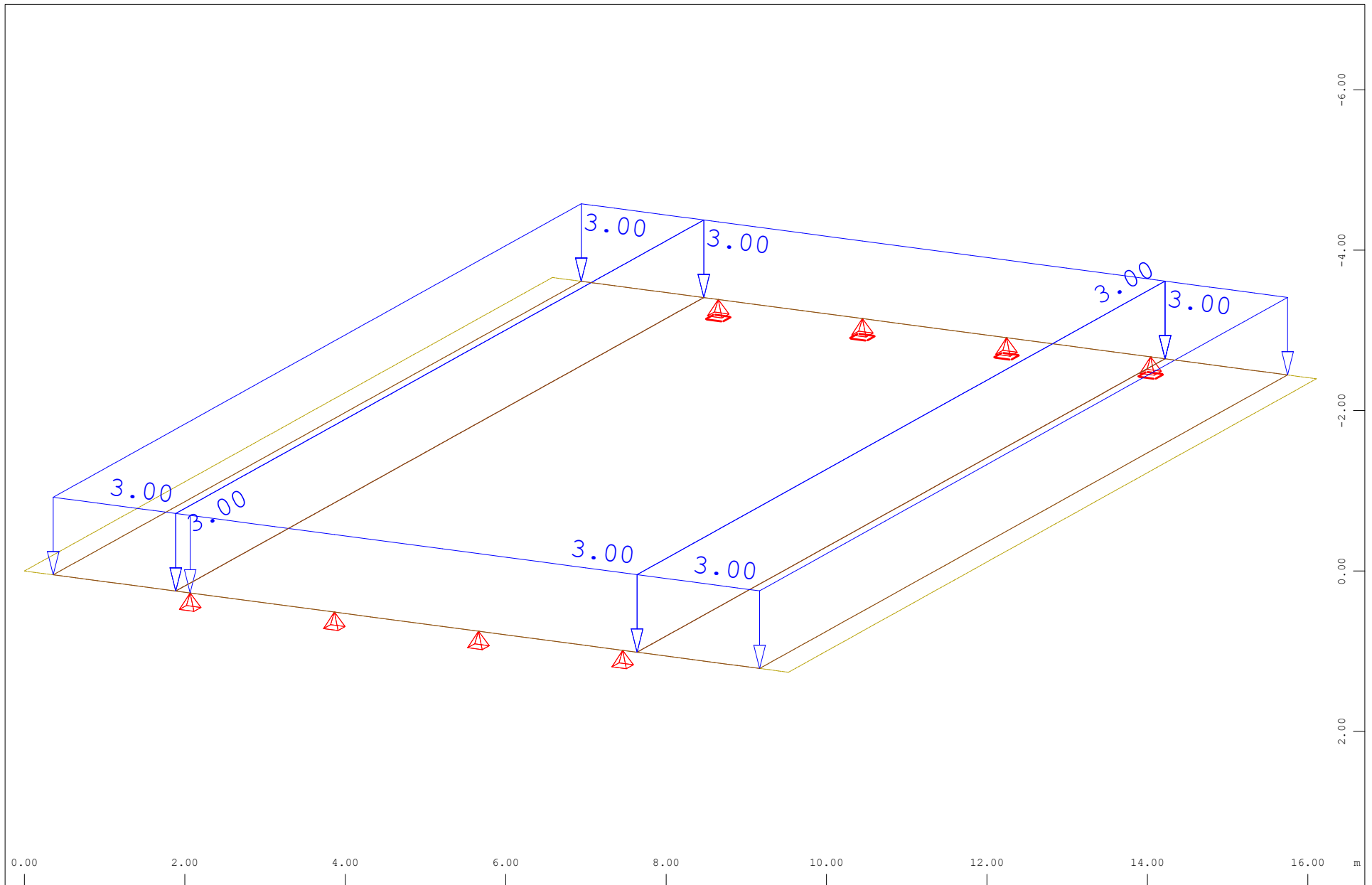
$$m_{\text{laatat}} := (30 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} + 50 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} + 30 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm}) \cdot \rho_{\text{teräs}}$$

$$m_{\text{laatat}} = 0.004 \text{ kN}$$

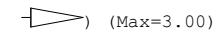
$$m_{\text{pylväs}} := 0.05 \text{ m} \cdot 0.06 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot \rho_{\text{teräs}} = 0.234 \text{ kN}$$

$$m_{\text{sillankaide}} := m_{\text{yläjohte}} + m_{\text{välijohde}} + 2 \cdot m_{\text{siltajohte}} + m_{\text{alempitörmäysjohte}} + m_{\text{laatat}} + m_{\text{pylväs}}$$

$$m_{\text{sillankaide}} = 0.832 \text{ kN}$$



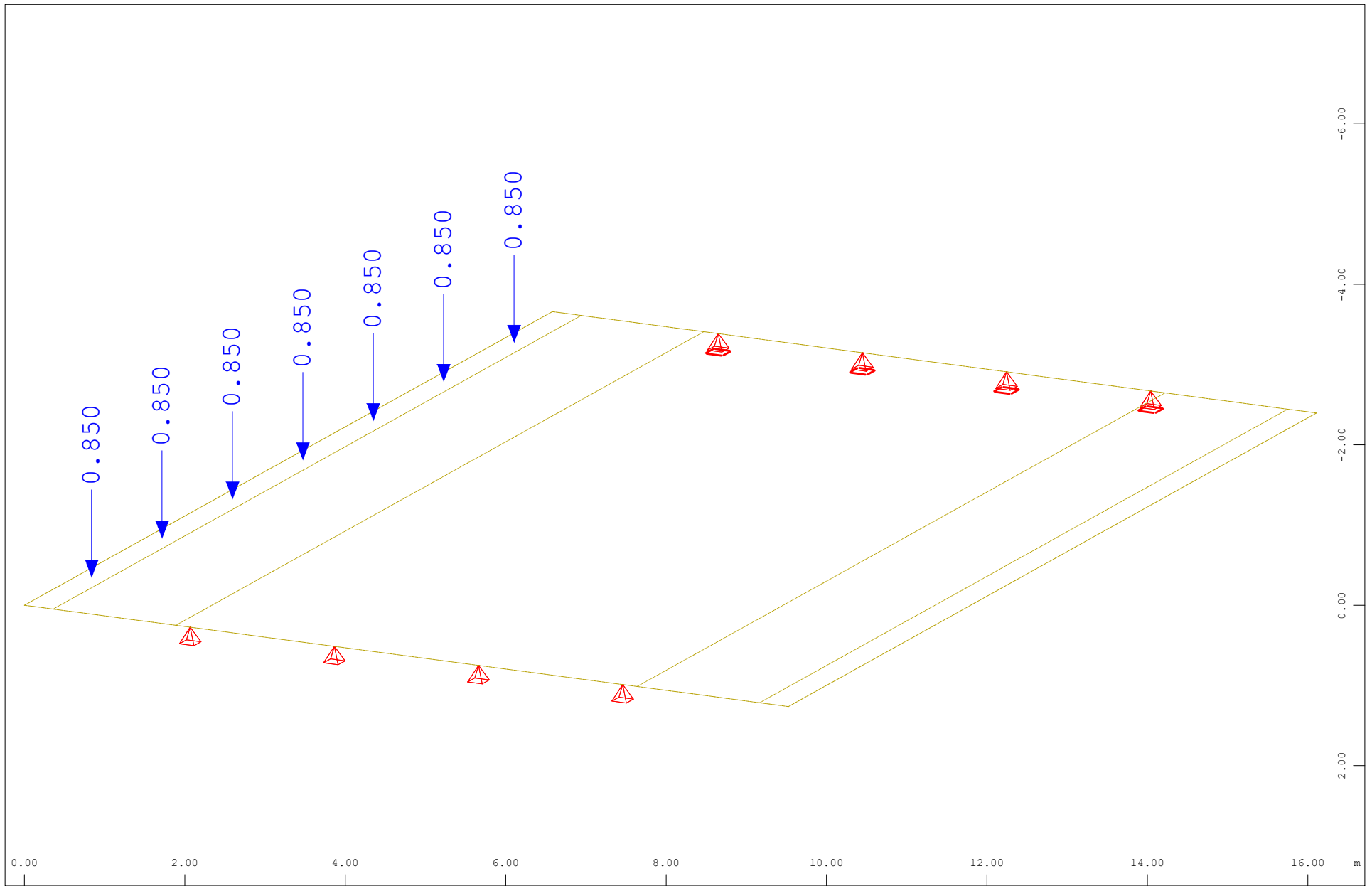
All loads, Loadcase 2 Pintarakenne , (1 cm 3D = unit) Area element load (force) vector (Unit=2.00 kN/m2



(Max=3.00)

M 1 : 67
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

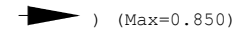
Pintarakenteen omapaino



0.00 2.00 4.00 6.00 8.00 10.00 12.00 14.00 16.00 m

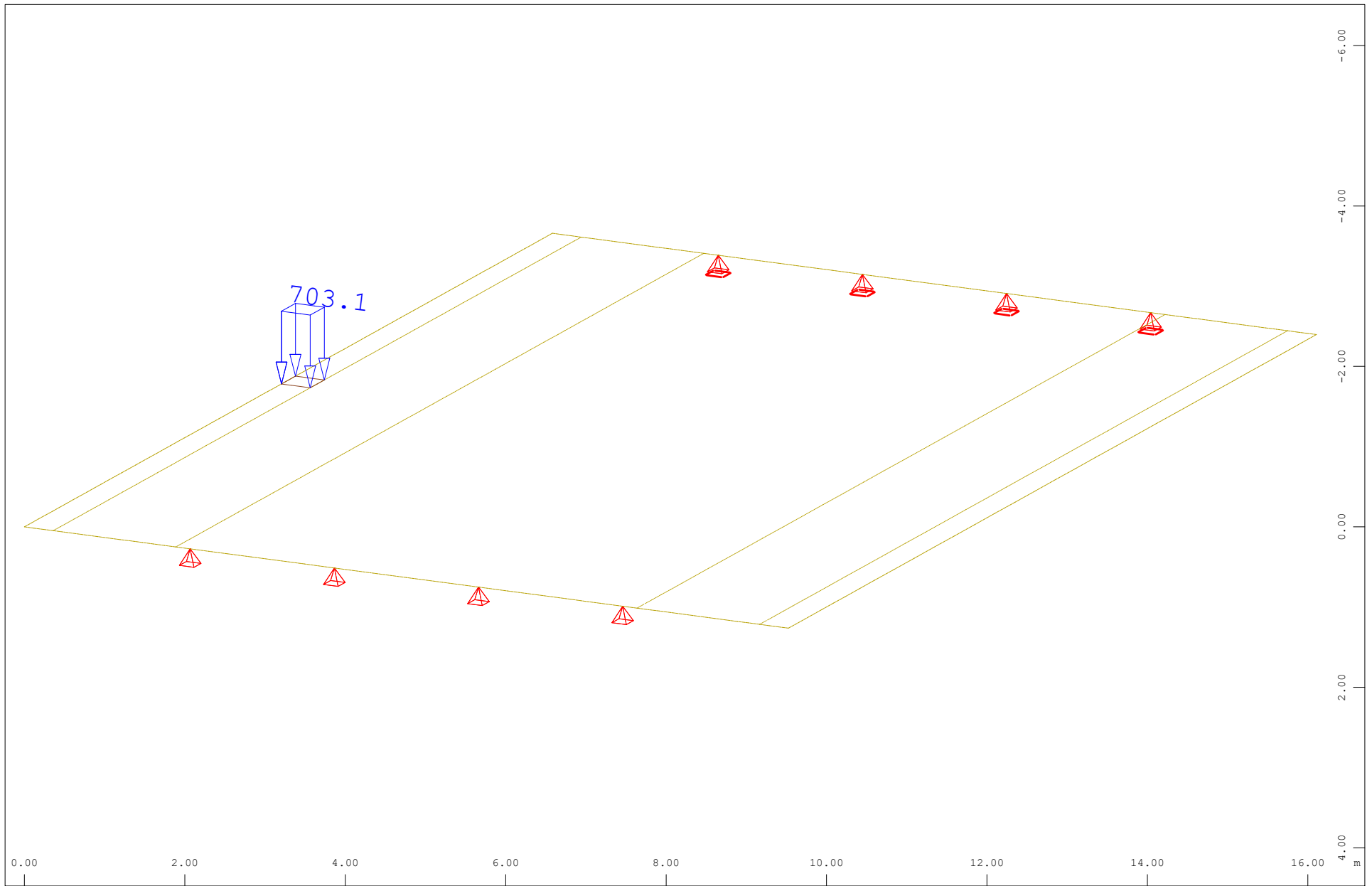


All loads, Loadcase 3 Kaiteen omapaino , (1 cm 3D = unit) Free single load (force) vector (Unit=0.500 kN



(Max=0.850)
 M 1 : 67
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Kaiteen omapaino



All loads, Loadcase 5 RENGASKUORMA ONNETTOMUUSTILANTEE , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=500.0 kN/m2)
 (Max=703.1)



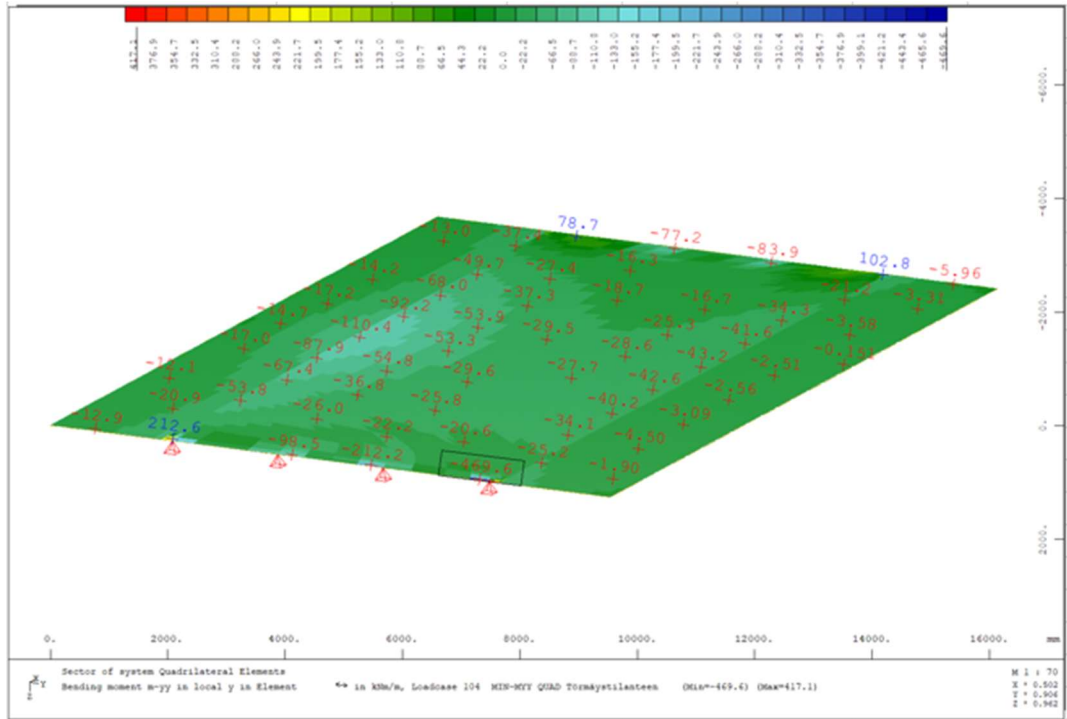
M 1 : 67
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Rengaskuorma

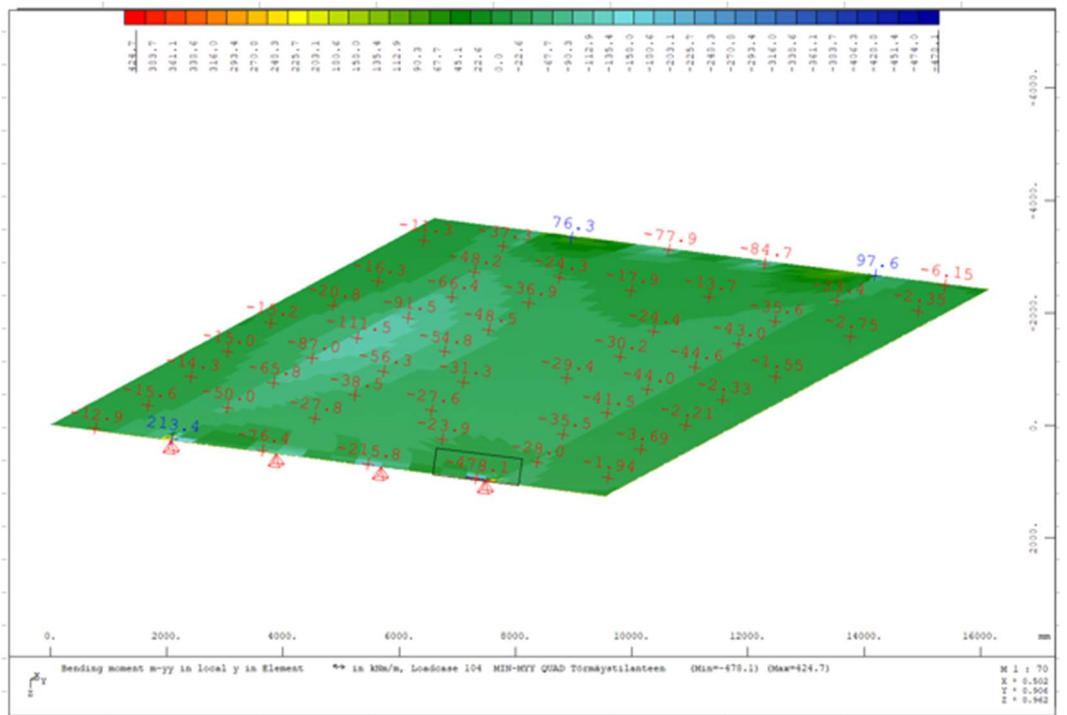
TÖRMÄYSKUORMAT LASKENTAMALLISSA

```
LC 3 type x titl 'Kaiteen omapaino'
POIN PROJ ZZ WIDE 3 P 0.85 X 1.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 P 0.85 X 3.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 P 0.85 X 5.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 P 0.85 X 7.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 P 0.85 X 9.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 P 0.85 X 11.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 P 0.85 X 13.5 Y 0.2
LC 4 type x titl 'KAITEEN TÖRMÄYSKUORMA'
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -45 X 1.5 Y 0.2
POIN PROJ YY WIDE 3 TYPE MXX P -9 X 1.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -45 X 3.5 Y 0.2
POIN PROJ YY WIDE 3 TYPE MXX P -9 X 3.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -45 X 5.5 Y 0.2
POIN PROJ YY WIDE 3 TYPE MXX P -9 X 5.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -22.5 X 7.4275 Y 0.1275
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -22.5 X 7.4275 Y 0.2725
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -22.5 X 7.5725 Y 0.1275
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -22.5 X 7.5725 Y 0.2725
LINE PROJ ZZ WIDE 3 TYPE MXX P1 -124.14 X1 7.4275 Y1 0.2 P2 -124.14 X2 7.5725 Y2 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -45 X 9.5 Y 0.2
POIN PROJ YY WIDE 3 TYPE MXX P -9 X 9.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -45 X 11.5 Y 0.2
POIN PROJ YY WIDE 3 TYPE MXX P -9 X 11.5 Y 0.2
POIN PROJ ZZ WIDE 3 TYPE PYY P -45 X 13.5 Y 0.2
POIN PROJ YY WIDE 3 TYPE MXX P -9 X 13.5 Y 0.2
LC 5 TYPE X TITL 'RENGASKUORMA ONNETTOMUUSTILANTEESSA'
AREA PROJ ZZ WIDE 3 P1 703.125 X1 7.3 Y1 0 Z1 -0.2 P2 703.125 X2 7.7 Y2 0 Z2 -0.2 P3 703.125 X3 7.7 Y3 0.4 Z3 -0.2 P4 703.125 X4 7.3 Y4 0.4 Z4 -0.2
```

LIITE 4. VOIMASUUREIDEN VERTAILU ERILAISILLA KANNEN REUNALOKKEEN VAHVUUKSILLA

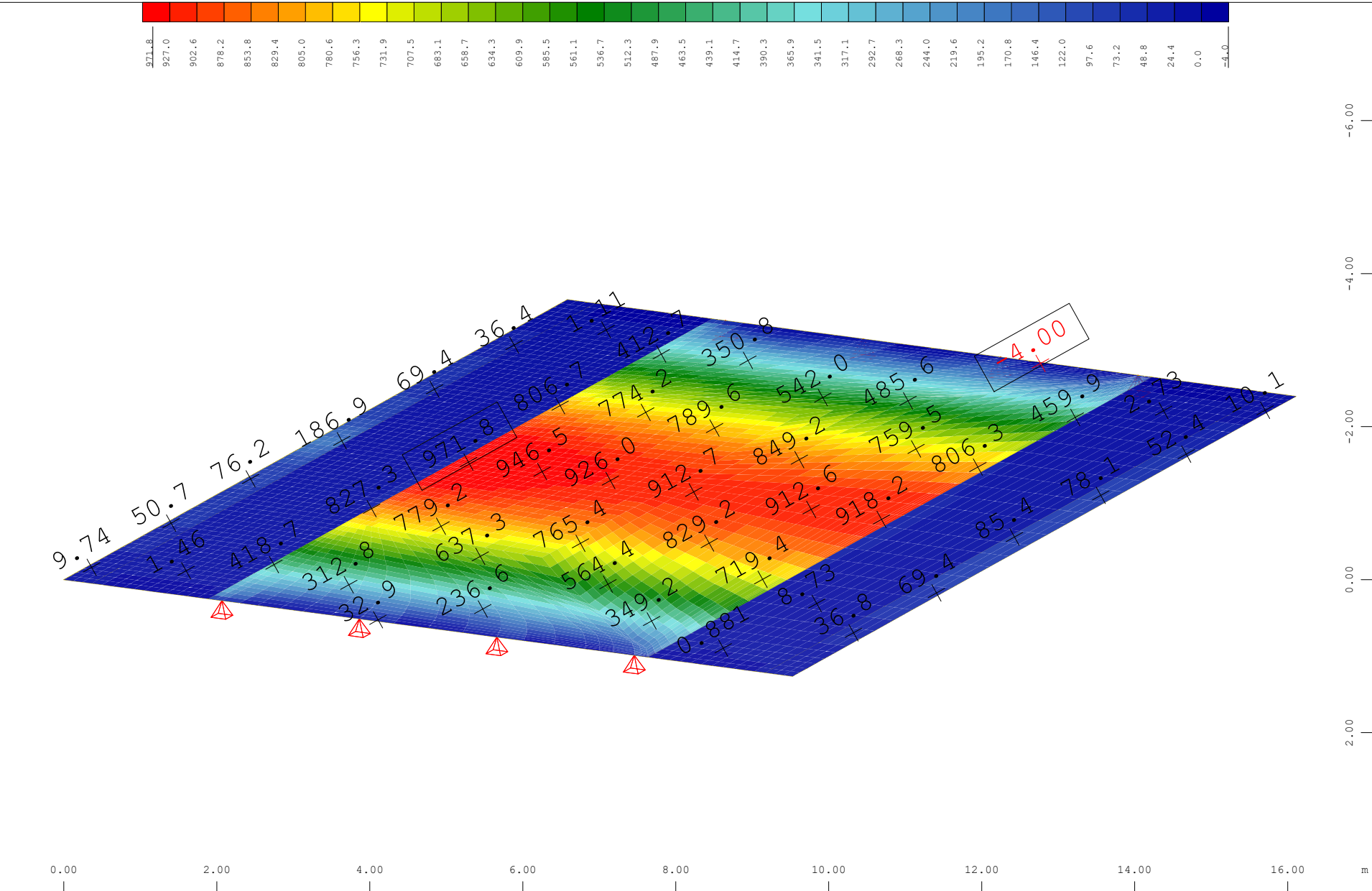


Kuva 1. Sillan poikittaissuuntainen momentti, kannen paksuus reunapalkin vieressä 150 mm



Kuva 2. Sillan poikittaissuuntainen momentti, kannen paksuus reunapalkin vieressä 200 mm

LIITE 5. MITOITTAVAT VOIMASUUREET

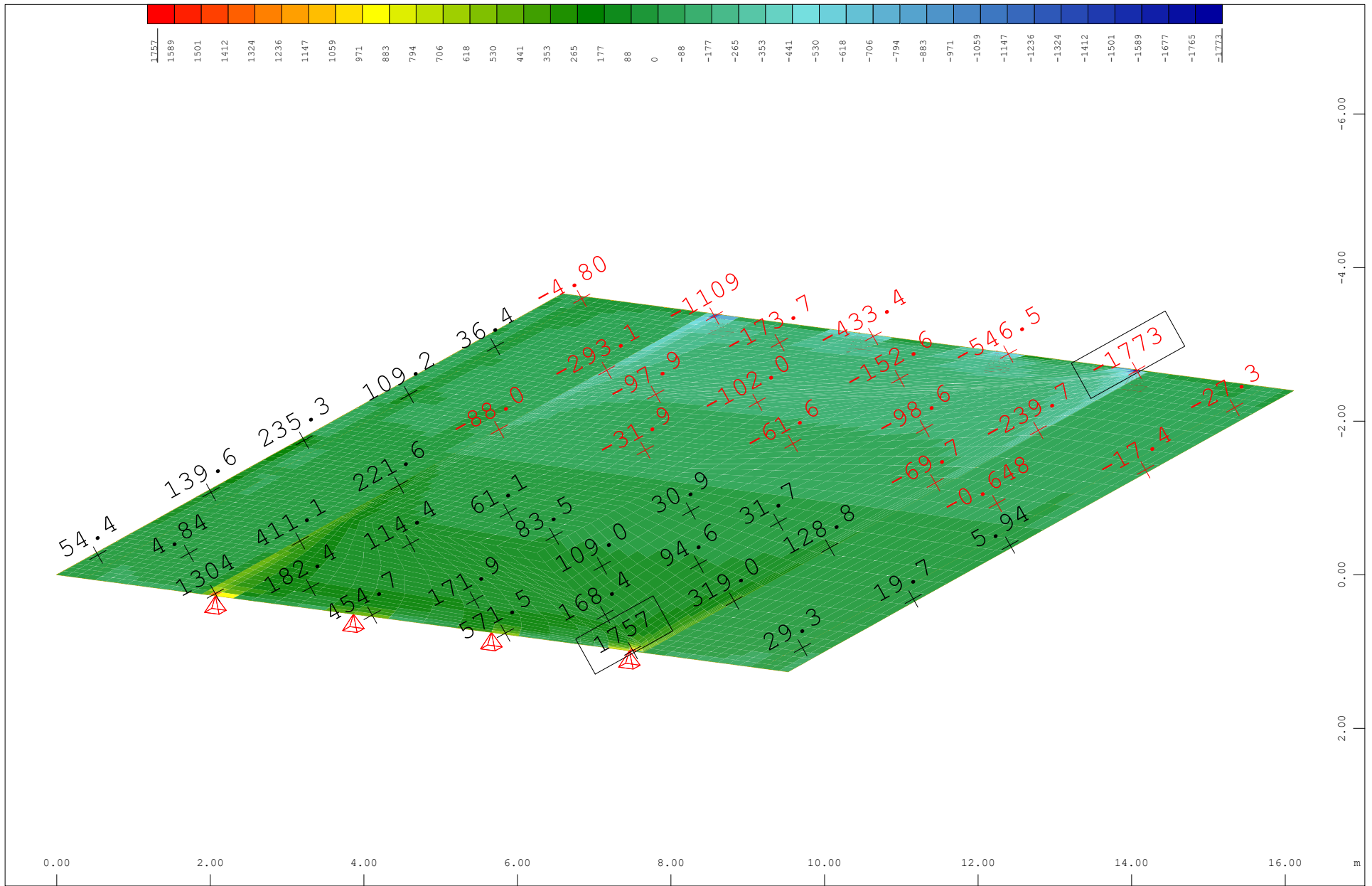


Bending moment m-xx in local x in Element in kNm/m, Loadcase 101 MAX-MXX QUAD Törmäystilanteen (Min=-4.00) (Max=971.8)



Reunapalkin mitoittava taivutusmomentti MX [kNm/m]

M 1 : 71
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Shear force v-x in local x in Element ↗ in kN/m, Loadcase 107 MAX-VX QUAD Törmäystilanteen y (Min=-1773.) (Max=1757.)



Reunapalkin mitoittava leikkausvoima VX [kN/m]

M 1 : 70
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Reunapalkin mitoittavat voimasuureet

Taivutusmomentti MX

168.1 +	179.6 +	179.6 +	168.2 +	148.2 +
167.4 +	184.7 +	184.7 +	167.5 +	147.4 +
165.6 +	186.8 +	186.9 +	165.8 +	146.2 +
9.65 +	10.8 +	10.8 +	9.65 +	8.34 +

MX 182,59 kNm/m

Kerrotaan saatu mitoittava arvo reunapalkin leveydellä 0,4m, jolloin saadaan reunapalkin taivutusta mitoittava momentin arvo MX_{rp}

MX_{rp} 73,0 kNm

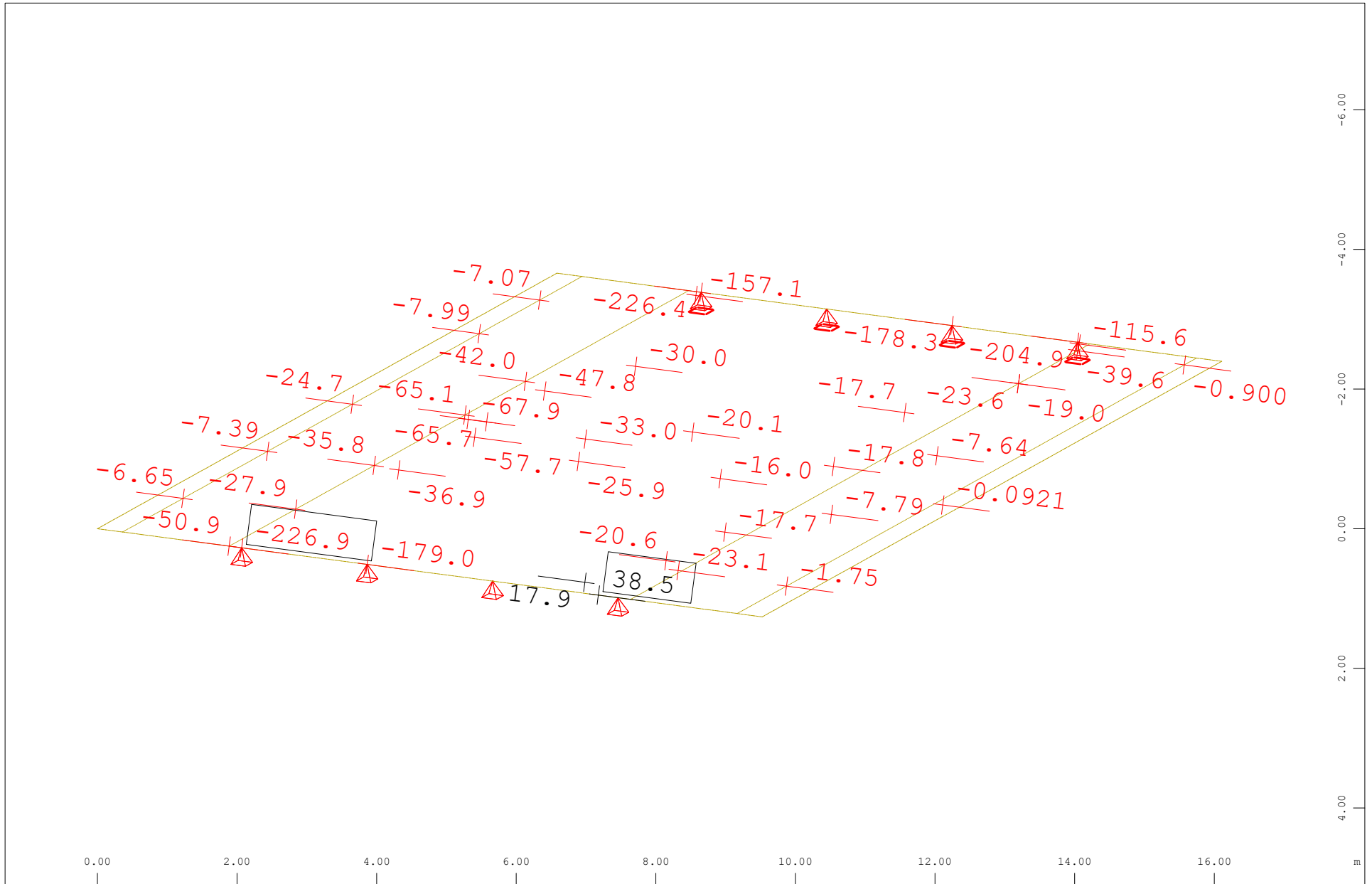
Leikkausvoima VX

220.0 +	230.5 +	235.3 +	126.1 +	-1.72 +
84.8 +	97.9 +	113.2 +	60.7 +	-1.48 +
-0.546 +	21.6 +	55.5 +	36.9 +	28.5 +
-0.262 +	2.06 +	9.43 +	6.45 +	10.1 +

VX 115,13 kN/m

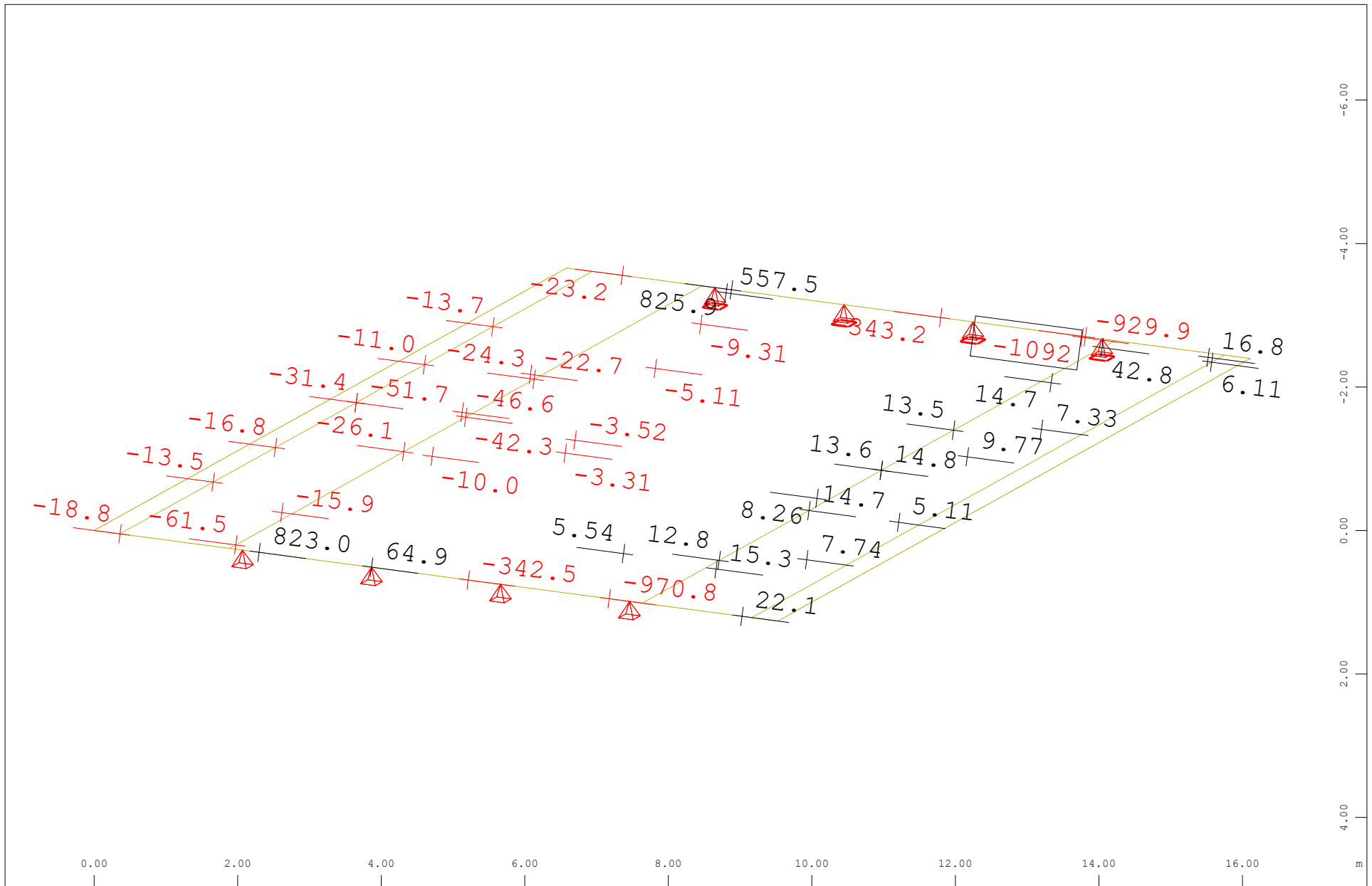
Kerrotaan saatu mitoittava arvo reunapalkin leveydellä 0,4m, jolloin saadaan reunapalkin leikkauskapasiteettia mitoittava leikkausvoiman arvo VX_{rp}

VX_{rp} 46,1 kN



M 1 : 77
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Työsauman mitoittava taivutusmomentti MY [kNm/m]



Sector of system Quadrilateral Elements

Shear force $v-y$ in local y in Node in kN/m , Loadcase 110 MIN-VY QUAD Törmäystilanteen y (Min=-1092.) (Max=864.1)

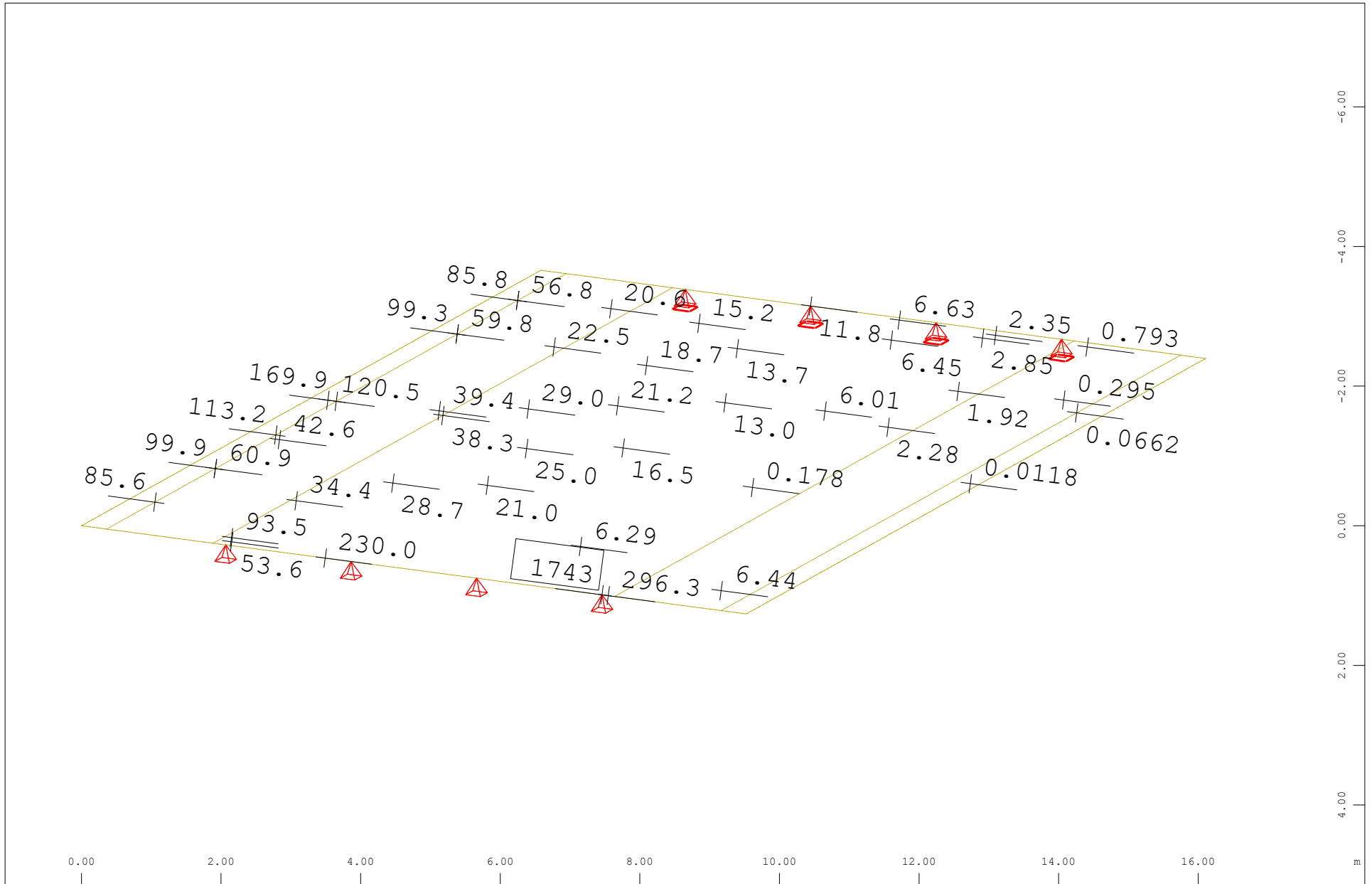
M 1 : 75

X * 0.502

Y * 0.906

Z * 0.962

Työsauman mitoittava leikkausvoima VY [kN/m]



Membrane force n-yy in local y in Node in kN/m, Loadcase 113 MAX-NYY QUAD Törmäystilanteen (Min=-1.1492e-11) (Max=1743.)

M 1 : 77
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

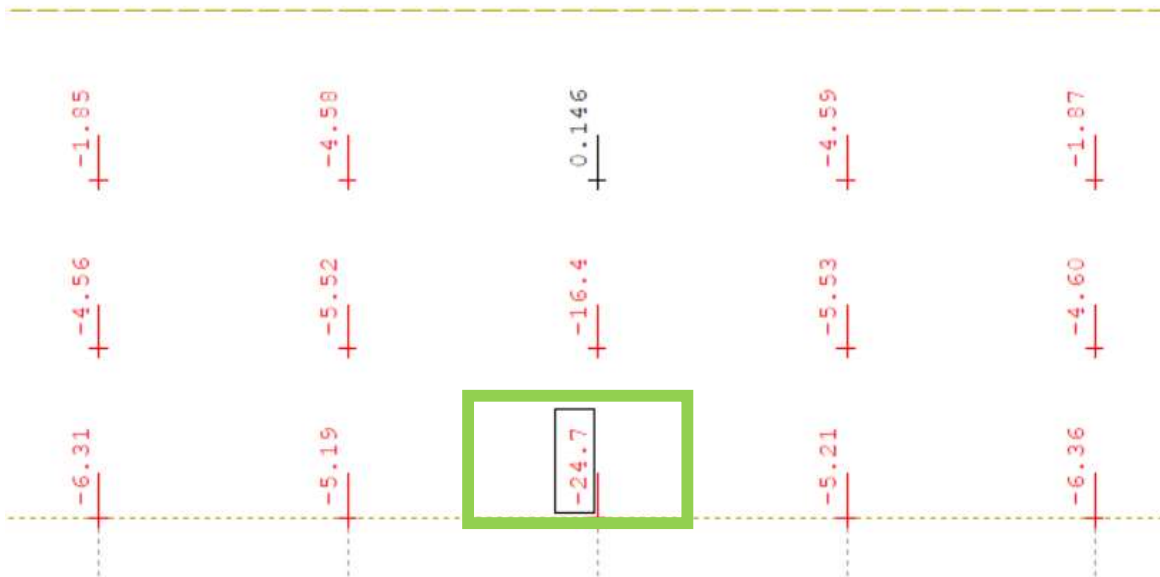
Työsauman mitoittava normaalivoima NY [kN/m]

Uusittavan reunapalkin työsauman mitoittavat voimasuureet

Reunapalkin ja kansilaatan työsauman mitoittavat voimasuureet on laskettun painotettuihin keskiarvoina solmupiste- arvojen suurimmasta voimasuureesta ja sen viereisistä arvoista. Määrävän solmupisteen arvo on kerrottu elementtiverkon leveydellä 150 mm, ja tuloon on lisätty viereiset arvot kerrottuna elementtiverkon puolitetulla leveydellä. Tulojen summa on jaettu tarkasteluvälillä 300 mm.

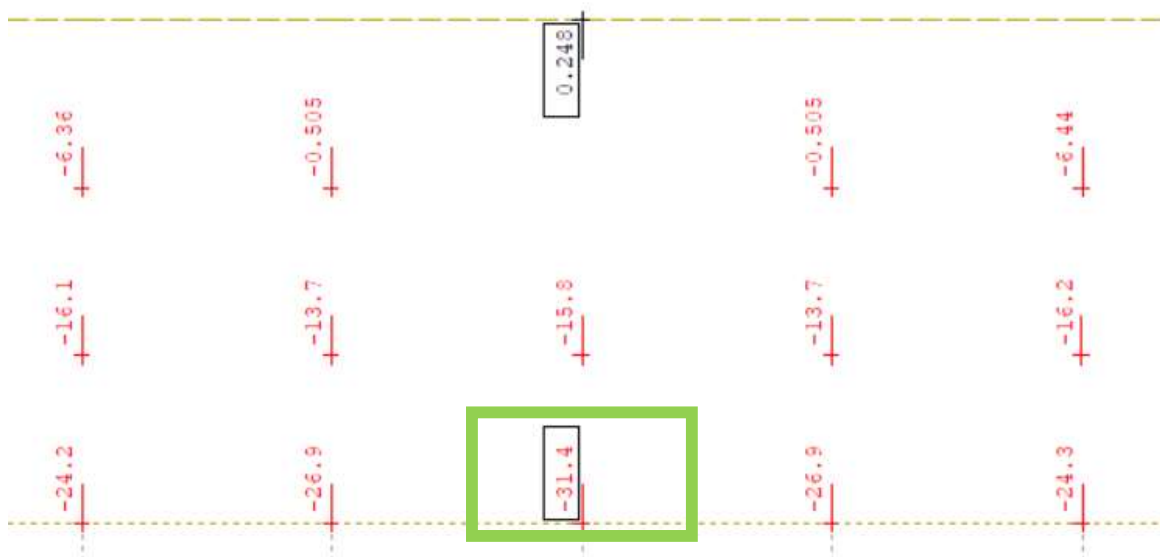
Esim. $MY = (5,19 \cdot 7,5 + 24,7 \cdot 15 + 5,21 \cdot 7,5) / 30 = 14,95$ (kNm)

Taivutusmomentti MY



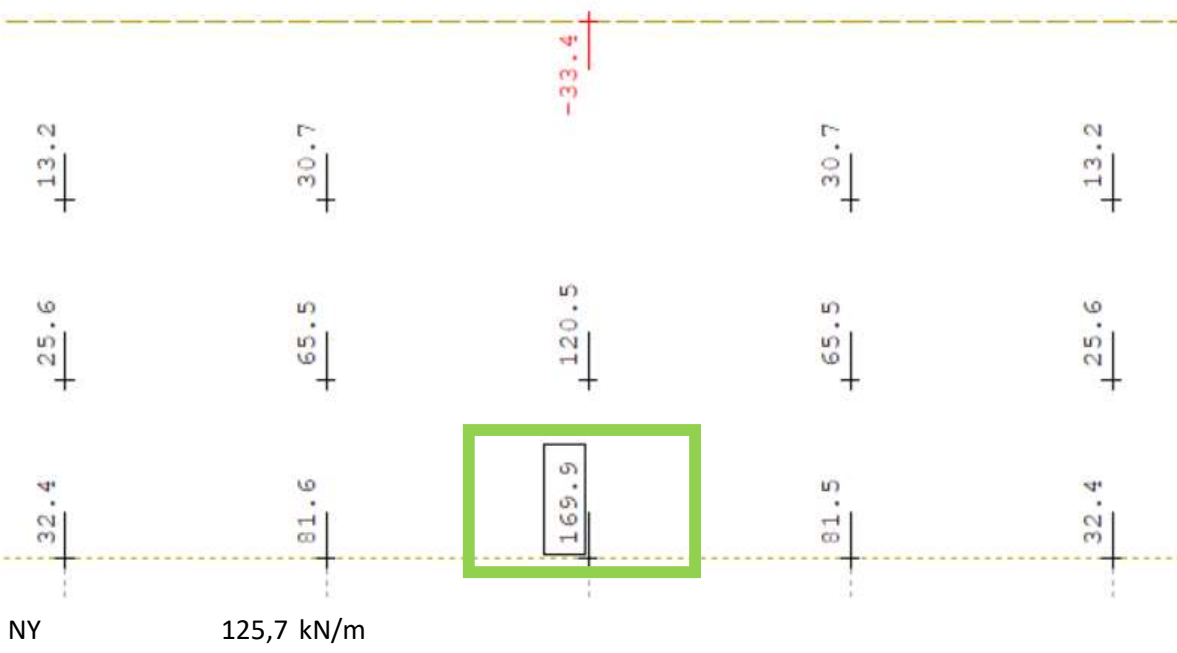
MY 14,95 kNm/m

Leikkausvoima VY



VY 29,2 kN/m

Normaalivoima NY



LIITE 6. REUNAPALKIN MITOITUS

Reunapalkin taivutus

Betonin ominaislujuus

$$f_{ck} = 35.00 \cdot \text{MPa}$$

Teräksen lujuus

$$f_{yk} = 500.00 \cdot \text{MPa}$$

Virumaluku

$$\phi_{oo} = 1.74$$

Poikkileikkausarvot ja raudoitus

Palkin korkeus

$$h := 450 \text{ mm}$$

Palkin leveys

$$b := 400 \text{ mm}$$

Työterästen koko

$$\phi_{tt} := 0 \text{ mm}$$

Hakojen koko

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

Toimivan teräksen 1
koko ja määrä

$$\phi_1 := 16 \text{ mm}$$

$$n_1 := 3$$

Toimivan teräksen 2
koko ja määrä

$$\phi_2 := 0 \text{ mm}$$

$$n_2 := 0$$

$$\phi_{\text{kesk}} := \begin{cases} \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} & \text{if } \phi_2 > 0 \wedge n_2 > 0 \\ \phi_1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{kesk}} = 16.00 \cdot \text{mm}$$

$$A_s := \begin{cases} n_1 \cdot \pi \cdot (0.5 \cdot \phi_1)^2 + n_2 \cdot \pi \cdot (0.5 \cdot \phi_2)^2 & \text{if } \phi_2 > 0 \wedge n_2 > 0 \\ n_1 \cdot \pi \cdot (0.5 \cdot \phi_1)^2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_s = 603 \cdot \text{mm}^2$$

Betonipeitteet ja halkeamaleveysvaatimukset

Nimellisarvo

$$c_{\text{nom}} := 65 \text{ mm}$$

Minimiarvo

$$c_{\text{min.dur}} := c_{\text{nom}} - 5 \text{ mm}$$

$$c_{\text{min.dur}} = 60.00 \cdot \text{mm}$$

Todellinen betonipeite (lähinnä betonipintaa olevan halkeilua rajoittavan raudoituksen betonipeite)

$$c_{\text{true}} := c_{\text{nom}} + \phi_{tt} + \phi_{haka}$$

$$c_{\text{true}} = 73.00 \cdot \text{mm}$$

Halkeamaleveyslaskennassa käytettävä betonipeite

$$c := \min(c_{\text{true}}, 1.4 \cdot c_{\text{min.dur}}, 50 \text{ mm})$$

$$c = 50.00 \cdot \text{mm}$$

Korotuskerroin halkeamaleveydelle

$$k_{wk} := \min(c_{\text{min.dur}}^{-1} \cdot c, 1.4)$$

$$k_{wk} = 0.83$$

Halkeamaleveyttä rajoittavan raudoituksen ekvivalenttihakaisija

$$\phi_{\text{eq}} := \phi_{\text{kesk}}$$

Sallittu halkeamaleveys käyttörajatilan tavallisella yhdistelmällä

$$w_{k.\text{sall.KRTb}} := k_{wk} \cdot 0.20 \text{ mm}$$

$$w_{k.\text{sall.KRTb}} = 0.167 \cdot \text{mm}$$

Sallittu halkeamaleveys käyttörajatilan pitkäaikaisyhdistelmällä

$$w_{k.\text{sall.KRTc}} := k_{wk} \cdot 0.15 \text{ mm}$$

$$w_{k.\text{sall.KRTc}} = 0.125 \cdot \text{mm}$$

Vetorausoitus

Tehokkaan raudoituksen sijainti vedetystä reunasta

$$d_s := c_{\text{true}} + \frac{\phi_{\text{kesk}}}{2}$$

$$d_s = 81.00 \cdot \text{mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - d_s$$

$$d = 369 \cdot \text{mm}$$



MRT, taivutuskestävyys

Venymäkuvio

Tehollisen puristuspinnan korkeus

$$y := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} \quad y = 31.10 \cdot \text{mm}$$

Momenttikestävyys



$$M_{Rd} := (d - 0.5 \cdot y) \cdot (A_s \cdot f_{yd})$$

$$M_{Rd} = 96.91 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 73.00 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



Ad, taivutuskestävyys

Venymäkuvio

Tehollisen puristuspinnan korkeus

$$y_{Ad} := \frac{A_s \cdot f_{yd,a}}{b \cdot f_{cd,a}} \quad y_{Ad} = 25.34 \cdot \text{mm}$$

Momenttikestävyys



$$M_{Rd,Ad} := (d - 0.5 \cdot y_{Ad}) \cdot A_s \cdot f_{yd,a}$$

$$M_{Rd,Ad} = 107.47 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ad} = 73.00 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



Vähimmäisraudoitusmäärä

$$A_{s,min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d, 0.0013 \cdot d\right) \cdot b$$

$$A_{s,min} = 246.37 \cdot \text{mm}^2$$

Murtorajatila (MRT)

Käyttöaste

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 75.33 \cdot \%$$

Onnettomuusyhdistelmä (Ad)

Käyttöaste

$$\frac{M_{Ad}}{M_{Rd,Ad}} = 67.93 \cdot \%$$

Palkin leikkauskestävyys

Betonin ominaislujuus

$$f_{ck} = 35.00 \cdot \text{MPa}$$

Teräksen lujuus

$$f_{yk} = 500.00 \cdot \text{MPa}$$

Virumaluku

$$\phi_{oo} = 1.74$$

Mitoittava leikkausvoima

$$V_{Ed} := 46.1 \text{ kN}$$

Poikkileikkausarvot

Palkin korkeus

$$h := 450 \text{ mm}$$

Palkin leveys

$$b := 400 \text{ mm}$$

$$b_w := b$$

$$b_w = 400.00 \cdot \text{mm}$$

Pituussuunnan terästen koko ja määrä

$$\phi_1 := 16 \text{ mm}$$

$$n_1 := 3$$

Pituussuunnan raudoituksen pinta-ala

$$A_{s1} := n_1 \cdot \pi \cdot (0.5 \cdot \phi_1)^2$$

$$A_{s1} = 603 \cdot \text{mm}^2$$

Pituussuunnan raudoituksen tehollinen korkeus

$$d := h - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \phi_{haka} - 0.5 \cdot \phi_1$$

$$d = 384.00 \cdot \text{mm}$$

Tarkastellaan leikkausraudoittamattomana

Raudoitussuhde

$$\rho_1 := \min\left(\frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}, 2\%\right) \quad \rho_1 = 0.39\%$$

Kerroin

$$k := \max\left(1.6 - \frac{d}{m}, 0.8\right) \quad k = 1.22$$

Leikkauskestävyys leikkausraudoittamattomana

$$V_{c0} := 0.3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho_1) \cdot f_{ctd} \cdot V \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c0} = 111.58 \cdot \text{kN}$$

Tarkastellaan leikkausraudoitettuna

Maksimileikkauskestävyys

$$V_{Rd,max} := 0.25 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \cdot V$$

$$V_{Rd,max} = 846.22 \cdot \text{kN}$$

Betonin osuus kestävydestä

$$V_{Rd,c} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot V$$

$$V_{Rd,c} = 127.83 \cdot \text{kN}$$

Hakojen ja pituusakselin välinen kaltevuuskulma

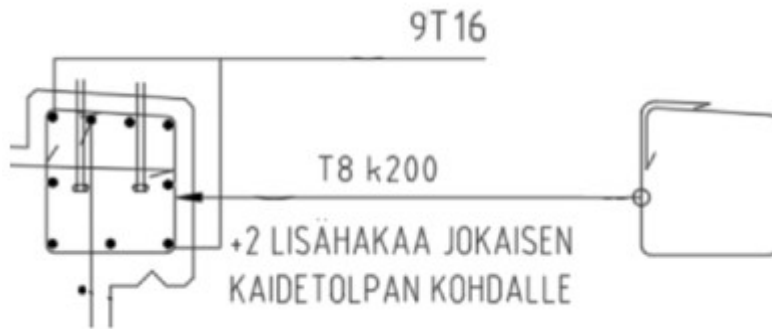
$$\alpha_{sv} := 90 \text{ deg}$$

Hakeraudoituksen minimimäärä

$$A_{sv,min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1}}}{f_{yk} \cdot \text{MPa}^{-1}} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha_{sv})$$

$$A_{sv,min} = 378.63 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Hakaraudoitus



Mitoituksessa hakaraudoituksena on huomioitu kaksi lisä haka jokaisen kaidetolpan kohdalla, jolloin on saatu seuraavanlainen hakaraudoitus.

Hakojen koko

$$\phi_{\text{haka}} = 8 \text{ mm}$$

Leikkeiden määrä

$$n_{\text{leik}} := 2$$

Hakojen jako

$$kk_{\text{haka}} := 100 \text{ mm}$$

Leikkaushaoituksen määrä pituusmetriä kohden

$$A_{sv} := \frac{n_{\text{leik}} \cdot \left[\pi \cdot (0.5 \cdot \phi_{\text{haka}})^2 \right]}{kk_{\text{haka}}}$$

$$A_{sv} = 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Hakaterästen osuus kestävydestä

$$V_{Rd,s} := 0.9 \cdot A_{sv} \cdot f_{yd} \cdot d \cdot (\sin(\alpha_{sv}) + \cos(\alpha_{sv}))$$

$$V_{Rd,s} = 157.93 \cdot \text{kN}$$

Leikkauskestävyys leikkausraudoitettuna

$$V_{Rd} := 0.8V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$$

$$V_{Rd} = 260.19 \cdot \text{kN}$$

Käyttöaste leikkausraudoitettuna

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.18$$

LIITE 7. LIITOKSEN MITOITUS

Liitoksen mitoitus taivutukselle

Betonin ominaislujuus

Teräksen lujuus

Virumaluku

$$f_{ck} = 30.00 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yk} = 500.00 \cdot \text{MPa}$$

$$\phi_{oo} = 1.94$$

Poikkileikkausarvot ja raudoitus

Laatan paksuus

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

Työterästen koko

$$\phi_{tt} := 0 \text{mm}$$

Lähempänä betonipintaa olevien toisen suunnan terästen koko, mikäli on

$$\phi_{pinta} := 0 \text{mm}$$

Toimivan teräksen 1 koko ja jako

$$\phi_1 := 15 \text{mm}$$

Toimivan teräksen 2 koko ja jako

$$\phi_2 := 20 \text{mm}$$

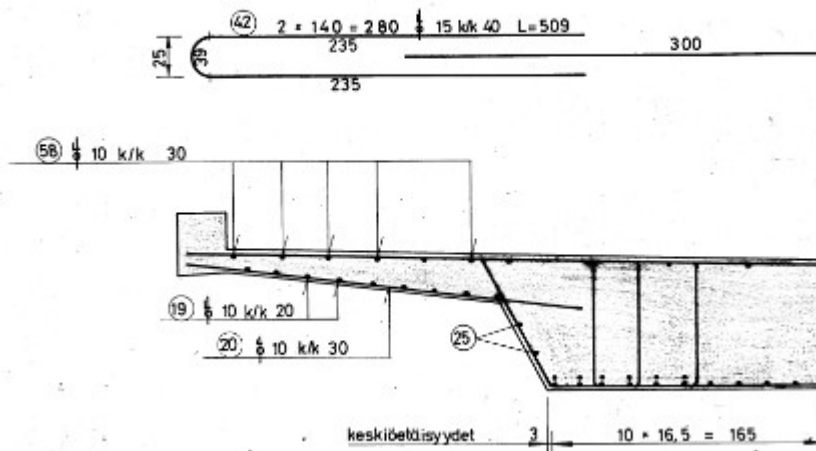
$$kk_1 := 400 \text{mm}$$

$$kk_2 := 600 \text{mm}$$

Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje määrittää uusittavan reunapalkin tartuntaraudoituksesta seuraavaa:

- vanhoista poikittaissuuntaisista betoniterästangoista voidaan ottaa huomioon korkeitaan puolet ankkurointiraudoitusta määritettäessä.

Näin ollen alla olevan kuvan mukaisesta raudoituksesta huomioidaan T15 k 400 raudoitus.



Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeessa määritetään tartuntaterästen vähimmäispinta-alan seuraavasti:

- sillan päässä 2 m matkalla sillan kannella päin pitää olla vähintään $1300 \text{ mm}^2/\text{m}$
- muualla sillassa vähintään $900 \text{ mm}^2/\text{m}$.
- Valitaan T20 k600 tartuntateräkseksi. Tällöin:

$$A_{s2} := kk_2^{-1} \cdot \pi \cdot (0.5 \phi_2)^2 = 523.60 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_{\text{kesk}} := \begin{cases} \frac{kk_1^{-1} \cdot \phi_1^2 + kk_2^{-1} \cdot \phi_2^2}{kk_1^{-1} \cdot \phi_1 + kk_2^{-1} \cdot \phi_2} & \text{if } \phi_2 > 0 \wedge kk_2 > 0 \\ \phi_1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{kesk}} = 17.35 \cdot \text{mm}$$

$$A_s := \begin{cases} kk_1^{-1} \cdot \pi \cdot (0.5 \cdot \phi_1)^2 + kk_2^{-1} \cdot \pi \cdot (0.5 \cdot \phi_2)^2 & \text{if } \phi_2 > 0 \wedge kk_2 > 0 \\ kk_1^{-1} \cdot \pi \cdot (0.5 \cdot \phi_1)^2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_s = 965 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Betonipeitteet ja halkeamaleveysvaatimukset

Nimellisarvo

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

Minimiarvo

$$c_{\text{min.dur}} := c_{\text{nom}} - 5 \text{mm}$$

$$c_{\text{min.dur}} = 25.00 \cdot \text{mm}$$

Todellinen betonipeite (lähinnä betonipintaa olevan halkeilua rajoittavan raudoituksen betonipeite)

$$c_{\text{true}} := c_{\text{nom}} + \phi_{\text{pinta}} + \phi_{\text{tt}}$$

$$c_{\text{true}} = 30.00 \cdot \text{mm}$$

Halkeamaleveyslaskennassa käytettävä betonipeite

$$c := \min(c_{\text{true}}, 1.4 \cdot c_{\text{min.dur}}, 50 \text{mm})$$

$$c = 30.00 \cdot \text{mm}$$

Korotuskerroin halkeamaleveydelle

$$k_{wk} := \min\left(c_{\min, \text{dur}}^{-1} \cdot c, 1.4\right) \quad k_{wk} = 1.20$$

Halkeamaleveyttä rajoittavan raudoituksen ekvivalenttihakaisija

$$\phi_{eq} := \phi_{\text{kesk}}$$

Sallittu halkeamaleveys käyttörajan tavallisella yhdistelmällä

$$w_{k, \text{sall. KRTb}} := k_{wk} \cdot 0.20 \text{ mm}$$

$$w_{k, \text{sall. KRTb}} = 0.240 \cdot \text{ mm}$$

Sallittu halkeamaleveys käyttörajan pitkäaikaisyhdistelmällä

$$w_{k, \text{sall. KRTc}} := k_{wk} \cdot 0.15 \text{ mm}$$

$$w_{k, \text{sall. KRTc}} = 0.180 \cdot \text{ mm}$$

Vetoraudoitus

Tehokkaan raudoituksen sijainti vedetystä reunasta

$$d_{s1} := c_{\text{true}} + \frac{\phi_1}{2}$$

$$d_{s1} = 37.50 \cdot \text{ mm}$$

$$d_{s2} := \frac{h}{2}$$

$$d_{s2} = 75.00 \cdot \text{ mm}$$

$$A_{s1} := k k_1^{-1} \cdot \pi \cdot (0.5 \phi_1)^2 \quad A_{s1} = 441.79 \cdot \frac{\text{ mm}^2}{\text{ m}}$$

$$A_{s2} := k k_2^{-1} \cdot \pi \cdot (0.5 \phi_2)^2 \quad A_{s2} = 523.60 \cdot \frac{\text{ mm}^2}{\text{ m}}$$

$$d := \frac{(d_1 \cdot A_{s1} + d_2 \cdot A_{s2})}{A_{s1} + A_{s2}} \quad d = 92.16 \cdot \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d_1 := h - d_{s1} \quad d_1 = 112 \cdot \text{ mm}$$

$$d_2 := h - d_{s2} \quad d_2 = 75 \cdot \text{ mm}$$



MRT, taivutuskestävyys

Venymäkuvio

Tehollisen puristuspuunnan korkeus

$$y := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd}} \quad y = 23.23 \cdot \text{ mm}$$

Momenttikestävyys



$$m_{Rd} := (d - 0.5 \cdot y) \cdot (A_s \cdot f_{yd})$$

$$m_{Rd} = 35.34 \cdot \frac{\text{ kN} \cdot \text{ m}}{\text{ m}}$$

$$m_{Ed} = 15.20 \cdot \frac{\text{ kN} \cdot \text{ m}}{\text{ m}}$$



Ad, taivutuskestävyys

Venymäkuvio

Tehollisen puristuspuunnan korkeus

$$y_{Ad} := \frac{A_s \cdot f_{yd, a}}{f_{cd, a}} \quad y_{Ad} = 18.93 \cdot \text{ mm}$$

Momenttikestävyys



$$m_{Rd.Ad} := (d - 0.5 \cdot y_{Ad}) \cdot A_s \cdot f_{yd.a}$$

$$m_{Rd.Ad} = 39.92 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ad} = 15.20 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Vähimmäisraudoitusmäärä

$$A_{s.min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d, 0.0013 \cdot d\right)$$

$$A_{s.min} = 138.81 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Murtorajatila (MRT)

Käyttöaste

$$\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} = 43.01 \cdot \%$$

Onnettomuusyhdistelmä (Ad)

Käyttöaste

$$\frac{m_{Ad}}{m_{Rd.Ad}} = 38.08 \cdot \%$$

Liitoksen leikkauskestävyys

Betonin ominaislujuus

$$f_{ck} = 30.00 \cdot \text{MPa}$$

Teräksen lujuus

$$f_{yk} = 500.00 \cdot \text{MPa}$$

Työsauman kestävyys lasketaan kaavasta

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (\text{NCCI2, kohta 6.2.3})$$

Leikkausvoima sauman pituusyksikköä kohden

$$V_{Ed} := 29.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poikkileikkausarvot ja raudoitus

Työsauman korkeus

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

Toimivan teräksen 1
koko ja jako

$$\phi_1 := 16 \text{mm}$$

$$kk_1 := 300 \text{mm}$$

Toimivan teräksen 2
koko ja jako

$$\phi_2 := 0 \text{mm}$$

$$kk_2 := 0 \text{mm}$$

Sauman raudoitus, sauman pituusmetriä kohden

$$A_s := \begin{cases} kk_1^{-1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 + kk_2^{-1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_2}{2}\right)^2 & \text{if } \phi_2 > 0 \wedge kk_2 > 0 \\ kk_1^{-1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_s = 670 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Raudoitussuhde saumassa

$$\rho := \frac{A_s}{h} \quad \rho = 0.45 \cdot \%$$

Terästen ja sauman välinen kulma

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

Saumaan kohdistuva puristusjännitys

$$\sigma_n := 0$$

Leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin

$$v_c := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}}\right) \quad v_c = 0.53$$

Kertoimet rajapinnalle (karkea)

$$c_{ts} := 0.40$$

$$\mu_{ts} := 0.7$$

Sauman kestävyys (leikkausjännitys)

$$v_{Rdi} := \min \left[c_{ts} \cdot f_{ctd} + \mu_{ts} \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu_{ts} \cdot \sin(\alpha_s) + \cos(\alpha_s)) \right], 0.5 \cdot v_c \cdot f_{cd}$$

$$v_{Rdi} = 2022.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$> \frac{V_{Ed}}{h} = 194.67 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sauman kestävyys pituusmetriä kohden

$$V_{Rdi} := h \cdot v_{Rdi}$$

$$V_{Rdi} = 303.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$> V_{Ed} = 29.20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Leikkausraudoituksen minimimäärä pituusmetriä kohden

$$A_{s,\text{min}} := \frac{0.5 \cdot V_{Ed}}{f_{yd} \cdot (\mu_{ts} \cdot \sin(\alpha_s) + \cos(\alpha_s))}$$

$$A_{s,\text{min}} = 45.89 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$< A_s = 670 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Leikkauskestävyyden käyttöaste

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rdi}} = 0.10$$

LIITE 8. TARTUNTARAUDOITUKSEN ANKKUROINTI

Harjatankojen ankkurointipituuden mitoitusarvo

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.1)$$

missä

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi_s}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{\eta_1 \eta_2 \cdot 2,25 f_{ctd}} \right)$$

σ_{sd} on tangon mitoitusjännitys

$\eta_1 = 1,0$, hyvät tartuntaolosuhteet
0,7, muissa tapauksissa

f_{ctd} on betonin vetolujuus, jonka laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60.

$$\eta_2 = \frac{132 - \phi_s}{100} \leq 1$$

α -kertoimet on esitelty EN 1992-1-1 kohdassa 8.4.4. Kertoimelle α_1 suositellaan käytettäväksi arvoa 1. Yleensä myös muilla α -kertoimilla suositellaan käytettäväksi arvoa 1.

$$f_{ctk.0.05} := 2,0 \frac{N}{mm^2}$$

Laatan betonin puristuslujuus C30/37

$$N_Y := 125,7 \text{ kN}$$

saumassa vaikuttava veto/puristus

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

tartuntaraudoitteen halkaisija

$$\sigma_{sd} := \frac{N_Y}{\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2} = 400,116 \frac{N}{mm^2}$$

$$\eta_1 := 1$$

$$\eta_2 = 1$$

$$l_{b,rqd} := \left(\frac{\phi}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot 2,25 \cdot f_{ctd}} \right)$$

Harjatankojen ankkurointipituus

$$l_{bd} := l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 533 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden vähimmäisarvot vedolle ja puristukselle

Vedolle:

$$l_{b,min,veto} := \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 0,2 \text{ m}$$

$$l_{b,min,veto} = 200 \text{ mm}$$

Puristukselle:

$$l_{b,min,puristus} := \max(0,6 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 0,32 \text{ m}$$

$$l_{b,min,puristus} = 320 \text{ mm}$$

Kun saatua harjatangon ankkurointipituutta verrataan alla olevaan taulukkoon, laskennallinen harjatangon pituus jää lyhyemmäksi. Eli taulukon mitoitus on varmempi.

		Betoniin lujuus f_{ck}							
n	ϕ	25	30	35	40	45	50	55	60
1	10	270	240	220	200	180	170	170	160
2	10	420	380	340	310	290	270	260	250
3	10	560	500	450	410	380	360	340	330
1	12	330	290	260	240	220	210	200	200
2	12	550	480	440	400	370	350	330	320
3	12	710	630	570	520	480	450	440	420
1	16	500	450	400	370	340	320	310	300
2	16	790	700	640	580	540	500	490	470
3	16	1020	900	810	740	690	640	620	600
1	20	680	600	540	500	460	430	420	400
2	20	1040	920	830	760	710	660	640	620
3	20	1350	1200	1080	990	920	850	830	800
1	25	900	800	720	660	610	570	550	530
2	25	1390	1240	1120	1020	940	880	850	820
3	25	1860	1650	1490	1360	1260	1170	1130	1100
1	32	1200	1070	960	880	810	760	730	710
2	32	1990	1760	1590	1450	1340	1250	1210	1170
3	32	2750	2440	2200	2010	1860	1740	1680	1620

NCCI 2:n liitteenä olevan taulukon perusteella, kun $\phi = 20 \text{ mm}$ ja betonin lujuus on C30/37, tartuntapituuden tulee olla 600 mm.

Tartuntaraudoituksen vaatiman porareian halkaisijan määrittää lopullisesti käytettävä harjatangon kiinnitysaine. Alustavassa mitoituksessa apuna voi käyttää alla olevaa taulukkoa.

Ankkuritangon ohjeellinen reiän halkaisija d_0 .

Ankkuritanko	Kemiallinen massa	Juotoslaasti
$d \leq 6 \text{ mm}$	$d_0 = d + 4 \text{ mm}$	$d_0 = d + 7 \text{ mm}$
$d = 8 \dots 12 \text{ mm}$	$d_0 = d + 4 \text{ mm}$	$d_0 = d + 10 \text{ mm}$
$d > 12 \text{ mm}$	$d_0 = d + 7 \text{ mm}$	$d_0 = d + 15 \text{ mm}$

jolloin tartuntatangon vaatiman porareian halkaisijaksi tulee käytettäessä

kemiallista massaa:

$$d_{0,1} = 27 \text{ mm}$$

juotoslaastia:

$$d_{0,2} = 35 \text{ mm}$$