



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

EETU PARTALA
BETONIKANTISEN TERÄSPALKKISILLAN OSITTAINEN
LIITTOTOIMINTA

Diplomityö

Tarkastaja: prof. Anssi Laaksonen
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
22. kesäkuuta 2017

TIIVISTELMÄ

EETU PARTALA: Betonikantisen teräspalkkisillan osittainen liittotoiminta

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 131 sivua, 5 liitesivua

Marraskuu 2017

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: betonikantinen teräspalkkisilta, liittorakenne, sillan kantavuus, rakenneanalyysi, osittainen liittorakenne, koekuormitus

Liittorakenteissa mekaanisilta ominaisuuksiltaan poikkeavilta materiaaleilta, teräkseltä ja betonilta, hyödynnetään niiden edullisia ominaisuuksia, betonin puristuskestävyyttä ja teräksen lujuutta vedettynä ja puristettuna. Ennen betoni-teräs -liittorakenteiden yleistymistä 1960 – luvun lopulta lähtien olivat teräspalkkisillat usein betonikantisia teräspalkkisiltoja, joista puuttuivat leikkausvoimaa välittävät vaarnatapit.

Mitoituksessa kansirakenteen teräspalkit ja betonilaatta oletettiin toimivan erikseen, ilman liittovaikutusta. Koekuormitusten ja monitorointien perusteella näissä ”laiskakantisissa” teräspalkkisilloissa on materiaalien välille havaittu muodostuvan osittaista yhteistoimintaa, jonka ansiosta sillan kantavuus on ollut parempi kuin alun perin odotettiin. Siltatyyppin kantokyvyssä tiedetään olevan hyödyntämätöntä potentiaalia, jonka muodostumista ja suuruutta selvitettiin tässä tutkimuksessa teoreettisesti ja koekuormituksen mitaustulosten perusteella.

Tutkimuksessa koekuormitettiin käytössä oleva betonikantinen teräspalkkisilta tarkoituksena tuottaa tietoa rakenteen käyttäytymisestä ja osittaisen liittovaikutuksen kehittymisestä liikkuvan kuorman alla. Koekuormituskohteeksi valittiin vapaasti tuettu siltarakenne, jossa on mahdollisimman vähän rakenneosien yhteistoiminnassa esiintyviä epävarmuustekijöitä.

Koekuormituksessa mitattiin erinäisiä suureita, kuten rakenteen taipumia, venymiä ja liitoksen siirtymiä mitattiin lukuisista pisteistä useilla eri liikennekaistoilla ja kuormitustasoilla. Näiden mittaustulosten perusteella pystyttiin arvioimaan sillan päällysrakenteen poikkisuuntaista kuormanjakokykyä, rakenneosien jäykkyyksien vaikutusta voimasuureisiin ja osittaisen leikkausliitoksen kehittymiseen vaikuttavia tekijöitä. Koekuormitusta simuloitiin FEM-analyysin avulla ja tuloksia verrattiin rakenteesta muodostetun analyytisen mallin avulla.

Tulosten perusteella voidaan todeta, että koekuormitettu rakenne toimii osittaisena liittorakenteena. Välittömästi kuormituksen alla sillan pääkannattimessa kehittyvä tehokas liittotoiminta liitospinnassa vaikuttavan kitkan ansiosta ja kuormittamattomalla alueella liittovaikutus pysyy alhaisemmalla tasolla. Pääkannattimien muuttuvat jäykkyydet ja kuormien poikittainen jakaantuminen sillan teräspalkkien välillä on keskeisessä asemassa sillan toimintaa tarkastellessa. Tutkimuksen perusteella voidaan betonikantisessa teräspalkkisillalla olettaa olevan merkittävästi käyttämätöntä kapasiteettia, johon on aiheellista kiinnittää huomiota siltojen kantavuuksia arvioitaessa.

ABSTRACT

EETU PARTALA: Partial interaction of a concrete deck steel girder bridge

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 131 pages, 5 Appendix pages

November 2017

Master's Degree Programme in Department of Civil Engineering

Major: Structural design

Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: steel girder concrete deck bridge, composite structure, bridge load bearing, structural analysis, partial composite interaction, load bearing test

On composite structures, materials with divergent properties, steel and concrete, their beneficial properties, compressive strength of concrete and the tensile strength of steel are exploit. Before steel-concrete composite structures became more common from the late 1960's, steel girder bridges were often concrete deck bridges with no shear studs to resist longitudinal shear forces.

In the design, these materials were considered to act independently with no interaction. Based on load bearing tests and bridge monitoring, steel girder concrete deck bridges have recognized to have partial interaction between the two structural members that haven't been utilized in the original design. Bridge type conceals some untapped potential, which is being researched in this study by ways of a theoretical model and load bearing test.

In this study a load bearing test was made to a steel girder concrete deck bridge. The test was to solve how partial interaction will develop and to produce information about the structure acting under a moving load. Single span bridge with minimum number of unknown factors interfering the partial interaction was chosen for the test.

During the loading test, several different quantities were measured, such as deck deflection, strains and slips in the steel-concrete connection on a different load lines and levels. On the grounds of these results, estimates were made of the bridge deck load distribution, the stiffness of the members and factors influencing the partial interaction of the girders. The load bearing test was simulated with a FEM-analysis and the results were compared with an analytical model of the structure.

Based on the results, the tested bridge structure is acting as a partial composite structure. Directly underneath the loading vehicle a strong composite interaction is developed in the main girder because the friction forces with unloaded areas having lower degree of interaction. The variable stiffness of the main girders and the cross-direction load distribution is a central focus in steel girder concrete deck bridge action. Based on the study, concrete deck steel girder bridge hides a significant amount of unused load bearing capacity, that should be paid attention on later bridge analysis.

ALKUSANAT

Diplomityöni on laadittu Sweco Rakennetekniikka Oy:ssä Liikenneviraston toimeksiantona. Kunnian työn toteutumisesta ansaitsevat Liikenneviraston Timo Tirkkonen sekä Sweco Rakennetekniikan Olli Pyykönen ja Hannu Hänninen. Projekti ei olisi ollut mahdollista ilman heidän panostaan. Lisäksi kiitokset ansaitsee professori Anssi Laaksonen työn ohjaamisesta ja tarkastamisesta.

Koekuormitus näytteli suurta osaa työssäni ja haluan kiittää Etelä-Pohjanmaan ELY-keskuksen Jukka Ylimäkeä sen mahdollistamisesta ja Dimense Oy:n koko henkilöstöä sillan mittauksista. Kaikkien edellä mainittujen lisäksi haluan kiittää myös muita Liikenneviraston asiantuntijoita sekä Sweco Rakennetekniikkaa työn tukemisesta.

Tutkimuksen aihepiiri on herättänyt minussa aina mielenkiintoa, sillä betoni-teräs liittorakenteissa yhdistyvät kahden eri rakennusmateriaalin ominaisuudet. En ole kuitenkaan koskaan halunnut leimautua kummankaan materiaalin suunnittelijaksi, vaan tuntea hyvin molemmat. Tämä työ on syventänyt osaamistani liittorakenteiden alueella merkittävästi.

En voi tarpeeksi korostaa lähipiirin roolia työni tukemisessa. Sillat ovat antoisuuden lisäksi joskus myös raskas harrastus. Tasapainoa työn ja vapaan välillä on ylläpidetty perheen, ystävien ja työkavereiden voimin. Kiitokset kuuluvat teille jokaiselle.

Diplomityön tekeminen töiden ja talonrakennusprojektin ohessa on ollut rentouttava kokemus. Nautinnollisesta matkasta huolimatta olen tyytyväinen, että olen vihdoinkin saavuttanut määränpääni. Yksinkertainen insinööri on nyt kaksinkertainen insinööri.

Tampereella, 16.11.2017

Eetu Partala

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tausta.....	1
1.2	Tavoitteet	2
1.3	Rajaus.....	3
2.	TERÄSPALKKISILLAT SUOMESSA.....	4
2.1	Siltatyypin kehitys	4
2.2	Tilastoja.....	5
2.3	Kuormat	9
2.4	Materiaalit ja liitokset	10
2.4.1	Pääkannatimet.....	10
2.4.2	Betoni	10
2.4.3	Raudoitus.....	11
2.4.4	Niittiliitokset.....	12
2.4.5	Hitsiliitokset.....	13
2.4.6	Pulttiliitokset.....	13
3.	TAIVUTETUN LIITTORAKENTEEN TOIMINTA.....	15
3.1	Perusteet.....	16
3.2	Poikkileikkaussuureet	17
3.2.1	Taivutusjäykkyys	17
3.2.2	Muodonmuutokset ja jännitykset.....	20
3.2.3	Liittojäykkyyskerroin.....	21
3.2.4	Tehollinen leveys	22
3.3	Kuormitushistoria	23
3.4	Leikkausliitos	25
3.4.1	Leikkausvuo.....	26
3.4.2	Leikkausliitoksen työntövoimat.....	26
3.4.3	Liukuma.....	28
3.4.4	Leikkausliittimet	29
3.5	Osittainen leikkausliitos	32
3.5.1	Leikkausliitoksen aste	32
3.5.2	Osittainen leikkausliitos taivutuksessa.....	34
3.6	Leikkausliittimetön liitos	37
3.6.1	Liitoksen jouston vaikutus taivutusjäykkyyteen.....	37
3.6.2	Liitoksen jäykkyys	38
3.6.3	Liitoksessa vaikuttava kitka	39
3.7	Rakennemallit.....	40
3.7.1	Poikkileikkauksen mallintaminen	41
3.7.2	Jatkuvat palkit taivutuksessa	42
3.7.3	Muodonmuutoskuormat	43

4.	RONNALAN SILLAN KOEKUORMITUS.....	45
4.1	Kohteen tiedot	45
4.2	Sillan rakenne	46
4.2.1	Pääkannattimet.....	47
4.2.2	Kansilaatta.....	48
4.2.3	Poikkipalkit aukossa	49
4.2.4	Päätyrakenne.....	51
4.3	Mittausjärjestelyt	55
4.3.1	Taipumamittaus	57
4.3.2	Venymämittaus	58
4.3.3	Siirtymämittaus.....	60
4.4	Kuormitusjärjestelyt	61
4.4.1	Kuormitusajoneuvo 1	63
4.4.2	Kuormitusajoneuvo 2	64
4.4.3	Kuormien sijoittelu	66
5.	MITTAUSTULOKSET.....	68
5.1	Mittausten tulkinta	68
5.2	Taipumat	70
5.3	Venymämittaukset	73
5.3.1	Poikkipalkin venymät.....	74
5.3.2	Pääkannattimen venymät.....	77
5.3.3	Betonikannen venymät	83
5.4	Liukumat	85
6.	RAKENNEANALYYSI.....	88
6.1	Lähtökohdat.....	88
6.2	Rakennemallit.....	88
6.2.1	Sillan pääkannattajien palkkimalli	89
6.2.2	Päärakennemalli.....	91
6.3	Laskentaparametrit	93
6.3.1	Kannen toiminta poikkisuuntaan	93
6.3.2	Leikkausliitos.....	94
6.4	Analyttinen malli	95
7.	ANALYYSIN TULOKSET	96
7.1	Yleistä	96
7.2	Poikkileikkausarvot	96
7.3	Tulosten vertailu	100
7.3.1	Taipumat.....	101
7.3.2	Venymät	109
7.3.3	Liukumat	113
7.3.4	Liitoksessa vaikuttava kitka	120

8. YHTEENVETO.....	122
8.1 Yhteenveto	122
8.2 Näkökulmia kantavuustarkasteluun.....	124
8.3 Vahventamisvaihtoehdot.....	126
8.4 Jatkotutkimusehdotukset.....	129
LÄHTEET	130

LIITE A: RONNALAN SILTA - YLEISPIIRUSTUS 3120-A

LIITE B: RONNALAN SILTA - KOEKUORMITUSVAIHEET

LIITE C: RONNALAN SILTA - KOEKUORMITUKSEN ANTUROINTIKAAVIO

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Merkinnät

A	Poikkileikkauksen pinta-ala
b	Rakenneosan leveys
F	Voima
E	Kimmokerroin
EA	Aksiaalijäykkyys
EI	Taivutusjäykkyys
h	Rakenneosan korkeus
I	Poikkileikkauksen neliömomentti y-y akselin suhteen
K_{sd}	Liitoksen jousijäykkyys
L	Jännemitta
α	Liittojäykkyyskerroin
ε	Suhteellinen venymä
y	Etäisyys neutraaliakselista
ρ	Käyristymä
κ	Kaarevuus
μ	Mikro, kerroin 10^{-6}

Merkintöjen yhteydessä käytetyt alaindeksit

a	Rakenneteräs
act	Actual = todellinen
b	Bottom = alapuoli
c	Concrete = betoni
com	Composite = liittorakennepoikkileikkaus
d	Design = mitoitusarvo
e	Equivalent = ekvivalentti
eff	Effective = tehollinen
el	Elastic = kimmoinen
f	Flange = laippa
i	Internal = sisäinen
k	Ominaisarvo
s	Betoniteräs
t	Top = yläpuoli
pl	Plastic = plastinen
0	Poikkileikkausarvo rakenneosan oman neutraaliakselin suhteen
w	Web = uuma

Lyhenteet

f_{cd}	Betonin mitoituslujuus
f_{ck}	Betonin ominaislujuus
f_{sd}	Raudoituksen mitoituslujuus
f_{sk}	Raudoituksen ominaislujuus
FEM	Finite Element Method, elementtimenetelmään pohjautuva laskentamenetelmä
ULS	Ultimate Limit State = Murtorajatila
N.A.	Neutral Axis = Neutraaliakseli
y_{top}	Poikkileikkauksen painopisteakselin etäisyys rakenteen yläpinnasta
y_{bot}	Poikkileikkauksen painopisteakselin etäisyys rakenteen alapinnasta

Käsitteet

Ajoneuvoasetus	Lakisääteinen asetus millaisella ajoneuvolla tiestöllä voidaan liikennöidä ilman erikoislupa
Erikoiskuljetus	Ajoneuvoasetuksen mukaiset mitat tai painot ylittävä kuljetus
Koekuormitus	Koekuormitus sisältää useita raskailla ajoneuvoilla suoritettuja kuormituskokeita. Koekuormituksen tarkoitus on testata ja mitata siltaa sen käyttäytymisen tai kantavuuden selvittämiseksi.
Kitkakerroin	Normaalivoiman ja kitkavoiman suhdeluku
Käyttöaste	Rakenneosan rasitusten suhde kestävyyyteen
Instrumentointi	Sillan varustaminen mittalaitteilla
Leikkausliitos	Liittorakenteen teräs ja betoniosat yhdistävä liitos
Liittopalkki	Teräs- ja betoniosista koostuva taivutettu rakenneosa
Liittovaikutus	Teräs ja betoniosien välille muodostuva yhteistoiminta
Liukuma	Palkin vastakkaisten pintojen välinen liukumaero
Mitoitusarvo	Ominaisarvo, joka on kerrottu tai jaettu osavarmuusluvulla
Ominaisarvo	Perusarvo, jota ei ole kerrottu millään osavarmuusluvulla
Ortotrooppinen	Materiaali, jolla on toisiaan vastaan kohtisuorissa suunnissa erilaiset ominaisuudet
Painorajoitus	Maksimikuormitus, joka sillalle sallitaan
Pääkannatin	Pituussuuntainen rakenneosa, jolla välitetään kuormat joko suoraan tai välillisesti tukirakenteille
Rakenneanalyysi	Menettely, jossa tutkitaan kuormitusten vaikutukset rakenteen eri pisteissä
Shear lag	Leikkausviive

1. JOHDANTO

Merkittävimmät terässillat Suomessa ovat liittopalkkisilloja, joissa pääkannatin koostuu teräspalkin tai kotelon ja betonikannen muodostamasta liittorakenteesta. Liittorakenteessa mekaanisilta ominaisuuksiltaan poikkeavilta materiaaleilta, teräkseltä ja betonilta, hyödynnetään niiden edullisia ominaisuuksia, betonin puristuskestävyyttä ja teräksen lujuutta vedettynä ja puristettuna. Liittopalkissa kaksi eri materiaalia yhdistetään vaarnatapin tai muiden vastaavien liitososien avulla monoliittiseksi rakenteeksi.

Ennen teräs–betoni liittorakenteiden yleistymistä 1960-luvun lopulta lähtien olivat teräspalkkisillat usein betonikantaisia teräspalkkisilloja, joista puuttuivat leikkausvoimaa välittävät vaarnatapat. Laskennallisesti kansirakenteen teräspalkit ja betonilaatta toimivat siis erikseen, ilman liittovaikutusta. Nämä siltatyypit muodostavat suuren osan tiestöllä olevista teräspalkkisilloista, noin puolet.

Betonisen kansilaatan vähäinen merkitys rakenteen pääsuunnan kantokyvyssä antoi myös rakennetyypille nimen ”laiskakantinen teräspalkkisilta”. Koekuormitusten ja monitorointien perusteella näiden niin sanottujen laiskakantisten teräspalkkisiltojen kantavuus on oletettua parempi, jolloin on syytä olettaa materiaalien välille osittainen liittovaikutus.

Siltatyypin kantokyvyssä oletetaan olevan käyttämätöntä potentiaalia. Osittaisen liittotoiminnan muodostumista selvitetään tässä tutkimuksessa teoreettisesti ja koekuormituksen mittaustulosten perusteella.

1.1 Tausta

Betonikantisista teräspalkkisilloista merkittävä osa sijaitsee joko erikoiskuljetusreiteillä tai muutoin merkittävillä väyläosuuksilla. Osalle näistä silloista on määrätty painorajoitus, jos ne eivät kantavuuslaskennan perusteella kestä ajoneuvoasetuksen mukaista kuormaa. Sillalle voidaan myös asettaa painorajoitus, jos sen kantokykyä ei ole laskennallisesti osoitettu.

Siltojen alhainen kantokyky voi muodostaa liikenneverkkoon pullonkauloja, joista eroon pääseminen on kansantaloudellinen intressi. Rakenteen kapasiteettia on tavallisesti analysoitu leikkausliitoksettomille silloille pelkän teräspalkin kantokyvyn perusteella, eikä yhteisvaikutusta ole huomioitu lainkaan. Tämä linjaus rakenteiden toiminnasta on ollut perusteltua, sillä leikkausliittimettömällä rakenteella murtomekanismi on hauras ja rakenteen toimintatavassa lukuisia muuttujia. Kaikkien näiden epävarmuustekijöiden ja muut-

tujien huomioon ottaminen käytännön suunnittelussa ei ole järkevää, eikä aina edes mahdollista. Siltatyypissä on kuitenkin epäilty piilevän kapasiteettia, jota ei hyödynnetty täysin.

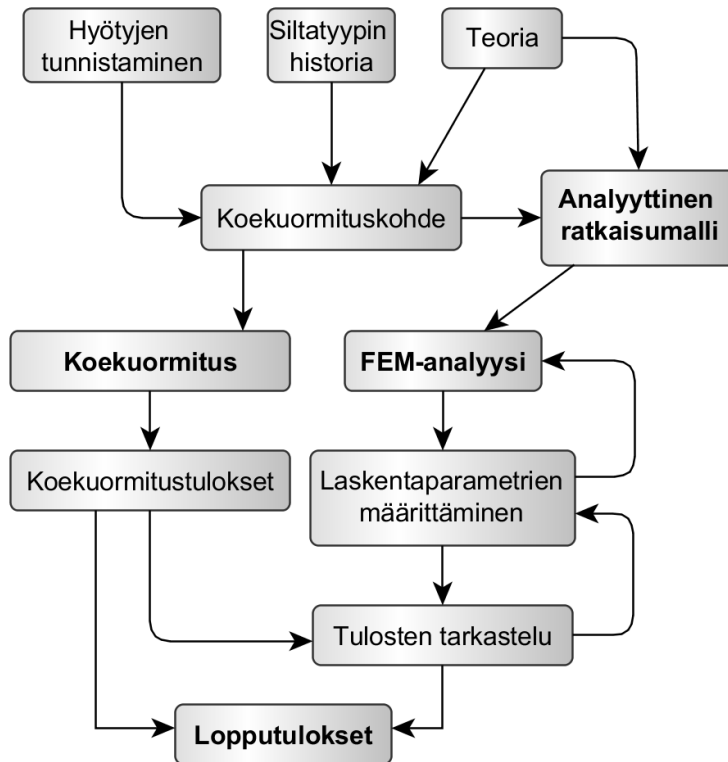
Osittaisen liittovaikutuksen tutkimiseen tuli löytää oikea kohde, jossa sillan päällysrakenteen toimintaa voidaan tarkastella kokonaisuutena ja ulosmitata juuri teräksen ja betonin yhteistoimintaan vaikuttavat tekijät. Tutkimuksen esiselvitysvaiheessa on tehty kattava työ sopivan koekuormituskohteen löytämiseksi. Tutkimukseen haluttiin valita kohde, jonka kantavuuden parantamisesta on selkeää hyötyä ja jonka rakennejärjestelmä on niin yksinkertainen, että liittovaikutuksen ulosmittaaminen on mahdollista. Useissa betonikantisissa teräspalkkisilloissa esiintyy paikallisia leikkausliittimiä joko niitattujen palkkien liitoslevyjen, tartuntaterästen tai esimerkiksi päätyjäykisteiden muodossa. Tällaisten siltojen rakennemalli olisi monimutkainen ja vaikeasti analysoitava.

Näiden perusteiden nojalla päädyttiin käsittelemään vapaasti tuettua rakennetta, jossa toiminta voidaan esittää käsin laskentaan soveltuvina kaavoina ja jossa mittaustulokset on yksinkertaista liittää käytännön laskelmiin.

1.2 Tavoitteet

Tämän työn päätavoitteena on kehittää laskennallinen malli vapaasti tuetulle betonikantiselle teräspalkkisillalle ja tutkia rakenteen osittaista liittotoimintaa. Leikkausliittimettömällä sillalla liitospinnassa kehittyvä kitka vaikuttaa keskeisesti rakenneosien väliseen liittotoimintaan. Laskentamallilla jäljitellään liitoksen toimintaa ja sen parametreja sovitetaan koekuormitetusta rakenteesta kerättyjen mittaustulosten avulla. Tutkimuksella tuotetaan tietoa osittaisen liittovaikutuksen kehittymisestä tyypillisellä teräspalkista ja betonilaatasta koostuvalla liittorakenteella.

Tavoitteena on, että tutkimuksen tuloksia voidaan hyödyntää materiaalien liittovaikutuksen osalta myös jatkuviin rakenteisiin. Nämä rakenteet ovat kuitenkin harvassa ja niiden rakennejärjestelmät saattavat poiketa hyvinkin paljon toisistaan. Tästä huolimatta pyritään tällä tutkimuksella antamaan suuntaviivoja siihen, saadaanko osittaisesta liittovaikutuksesta käytännön hyötyä siltojen kantavuuden analysoinnissa ja tuleeko aihetta tutkia laajemmin. Työn vaiheita on havainnollistettu kaaviossa alla.



Kuva 1.1 Tutkimuksen vaiheet ja tutkimusmenetelmät

1.3 Rajaus

Tutkimuksessa käsitellään osittaisen leikkausliitoksen muodostumista koekuormitettavalla sillalla ja esitellään laskentamalli kuvaamaan rakenteen toimintaa. Sillan kansilaa-tan ja poikkirakenteiden toimintaa käsitellään niiltä osin, kun niillä on vaikutusta sillan pääkannattajien kuormitusjakaumaan. Tarkasteluissa ei käsitellä sillan alusrakenteita, vaurioita tai toiminnallisia vaatimuksia.

Leikkausliitos voidaan saada aikaa useilla eri menetelmillä, joilla kaikilla on omat ominaispiirteensä. Näitä ovat esimerkiksi tartuntalujuus, muototeräksset, liitosten kohdalle muodostuvat paikalliset leikkausliitokset ja varsinaiset leikkausliittimet. Sen vuoksi tarkasteluissa on analysoitu rakenneosien leikkausliitosta riippumatta millä liitintyyppillä tai liitoksella se on saatu aikaan.

Koekuormitusjärjestelyt ovat laadittu niin, että mittauksista saadaan nimenomaan rakenneosien yhteisvaikutuksen kannalta keskeiset suuret. Mittaustuloksia voidaan käyttää tämän tutkimuksen lisäksi myöhemmin myös sillan kantavuuden arviointiin. Tämä työ keskittyy sillan rakenneanalyysiin ja mahdollinen kantavuustarkastelu toteutetaan erikseen.

Työn kannalta olennaisinta on liittovaikutuksen tutkiminen ja siihen vaikuttavien tekijöiden analysointi liitoksen ja koko rakenteen kannalta. Liittorakenteiden mitoituksesta löytyy laajalti tietoa kirjallisuudesta, joten tässä työssä esitellään yksityiskohtaisemmin vain näiden eri materiaalien liittovaikutukseen keskeisesti liittyvät termit ja ilmiöt.

2. TERÄSPALKKISILLAT SUOMESSA

Betonikantisten teräspalkkisiltojen toimintaan perehtyäkseen, on ensin hyödyllistä tutustua hieman niiden historiaan. Vaikka rakentaminen on nykymuodossaan tarkemmin standardisoitua kuin koskaan, on Suomen siltojen historiassa tunnistettavissa eri aikakausille ominaiset rakennetyypit, suunnitteluratkaisut ja -periaatteet.

2.1 Siltatyypin kehitys

Teräspalkkisillat ovat olleet rakentamistapansa ansiosta suosittuja etenkin vesistösiltoina. Vesistöön ei tarvinnut rakentaa telineitä, sillä ne voitiin tukea suoraan teräspalkkeihin. Tämä yksinkertaisti rakentamista ja antoi siltatyypille kilpailuetua muihin siltatyyppeihin nähden.

Suomen itsenäistymisen jälkeen maantiesilloista suuri osa oli puukantisia teräspalkkisilloja. Nämä sillat olivat nopeita ja helppoja rakentaa vuodenajasta riippumatta, mutta olivat kantavuustasoltaan vaatimattomia. Siltojen tuotantoa tehostamaan 1920-luvulla esiteltiin myös puukantisten teräspalkkisiltojen tyyppiirustukset, jotka kattoivat jännemitat 30-60 metriä. Jatkuvat ja suurempien jänneväliden sillat olivat 1930-luvulla teräsristikosilloja, teräspalkkien ollessa edelleen taloudellinen vaihtoehto lyhyen jänneväliden siltatapaikoilla. Liitosmenetelmä oli niittiliitos. Teräspalkkisiltojen määrä kasvoi 1930 -luvun loppua kohti, mutta puukansi alkoi syrjäytyä vasta betonin yleistyessä.

Alun perin terässillat olivat tilattu ulkomailta, 1930-luvulle mennessä pystyivät kotimaiset konepajat kilpailemaan ulkomaisten konepajojen kanssa. Toisen maailmansodan myötä turvauduttiin pääosin ulkomaisten konepajojen tuotteisiin.

1950-luku oli myös siltojen osalta jälleenrakennuskautta, jota leimasi työn edullisuus ja rakennustöiden nopeus. Tiestön tärkeimpien väylien rakennuttua siirryttiin 1960-luvulla heikkokantoisten terässiltojen uusimiseen. Suomessa terässillat olivat pitkään ulkomalaisen, pääosin Englannista, Saksasta ja Ruotsista tuodun teräksen varassa. Rautaruukin vuonna 1964 Raaheen perustetun teräsvalimon valmistumisen myötä voitiin Suomessa käyttää lähes täysin kotimaista terästä.

Valtion rautateiden (VR) ja Tie- ja vesirakennushallituksen (TVH) vastattua tähän mennessä siltojen suunnittelusta ryhtyi 1960-luvun alussa moni konsulttitoimisto suunnittelemaan terässilloja. Terässiltojen suunnitteluohjeita ei vielä tuolloin ollut, joten suunnittelussa hyödynnettiin saksalaisten ja englantilaisten normeja. Varsinaisten liittopalkkien kehityskaari oli vasta nousussaan, joten suunnitteluperusteissa ja rakennusmenetelmissä oli runsaasti hajontaa.

Suomessa on rakennettu ennen 1980-lukua vain muutamia liittopalkkisiltoja. Nämä olivat teräspalkkisiltoja, jotka olivat vaarnatapein yhdistetty betonilaattaan. Ensimmäiset liittopalkkisillat olivat paria poikkeusta lukuun ottamatta yksiaukkoisia, sillä niiden suunnittelussa käytettyjen saksalaisten ohjeiden mukaisesti laattaan ei saanut syntyä tukialueella vetoa.

Jälleenrakennuskauden jälkeen oli suomalainen konepajateollisuus nostanut päätään ja lukuiset eri konepajat, telakkayhtiöt mukaan lukien, tuottivat terässiltoihin rakenteita. Tuolloin rakennuttaja tilasi usein teräsrakenteet konepajalta suoraan, eikä nykyistä pääurakoitsija -mallia tunnettu kuin vasta 1980-luvulta lähtien. Terässiltojen rakentamisen volyymin pudotessa ja urakointimallien muuttuessa väheni myös terässiltoja tuottavien konepajojen määrä. [1, 2]

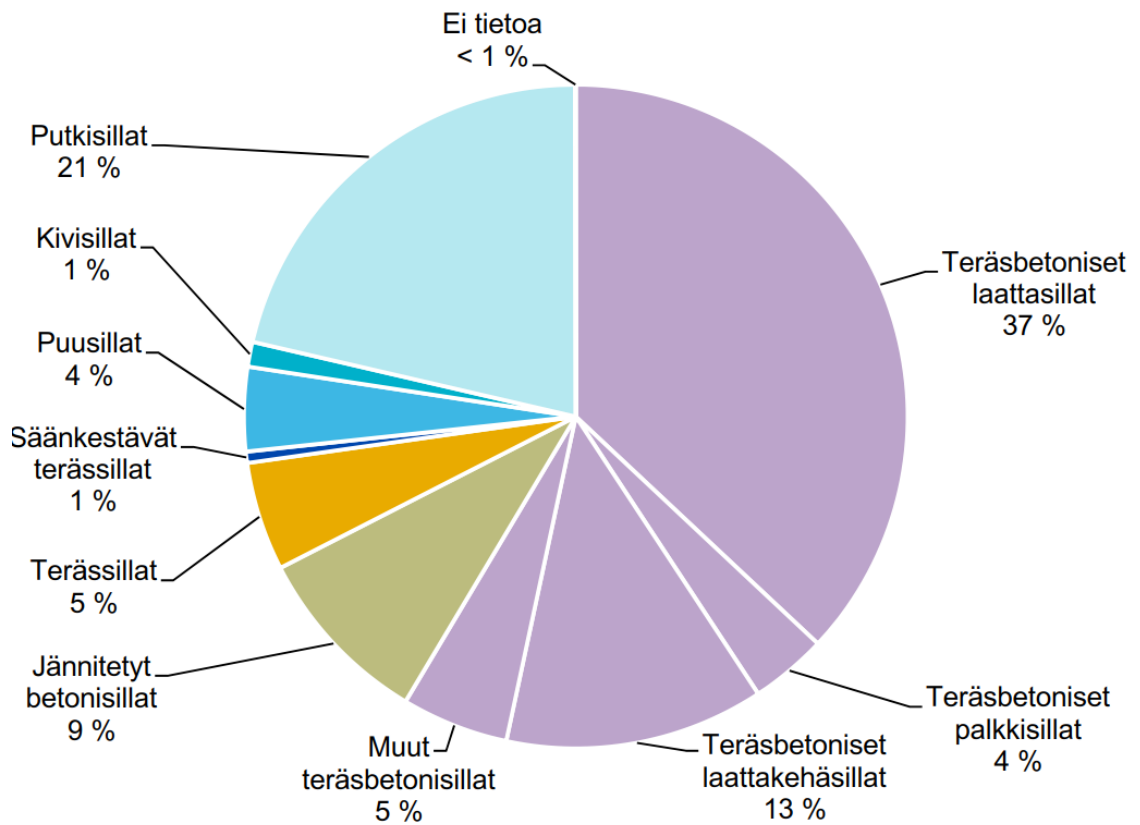
2.2 Tilastoja

Liikenneviraston hallinnassa oli 1.1.2016 15 140 tiesiltaa ja 2 417 kiskoliikenteen rautatiesiltaa. Siltojen rakentaminen oli erittäin aktiivista 1960-luvulta lähtien, josta rakennustahti jatkui kiivaana vuosituhannen vaihteeseen asti. Tämän jälkeen on sillanrakentamisen painopiste muuttunut entistä enemmän ylläpidon suuntaan. Sillan voidaan olettaa saavuttavan peruskorjauksen 30-40 vuoden iässä. Ikärakenteen vuoksi kasvavassa osassa siltoja esiintyy korjaustarvetta.

Siltojen kuntoa on tarkkailtu 1970-luvulta lähtien noin viiden vuoden välein tehdyillä yleistarkastuksilla. Vuodesta 1990 lähtien siltatietoja on kirjattu Siltarekisteriin ja vuoden 2017 kevästä lähtien Liikenneviraston Taitorakennerekisteriin. Nämä tiedot palvelevat niin siltojen ylläpitoa kuin niiden suunnitteluakin.

Terässiltojen osuus tiestön siltakannassa on kuitenkin verraten pieni. Putkisillat pois lukiens varsinaisen terässiltojen osuus on noin 6 % kaikista Liikenneviraston hallinnoimista tieverkon silloista. Tiestön siltojen lukumäärien jakaumaa on havainnollistettu seuraavassa kuvassa.

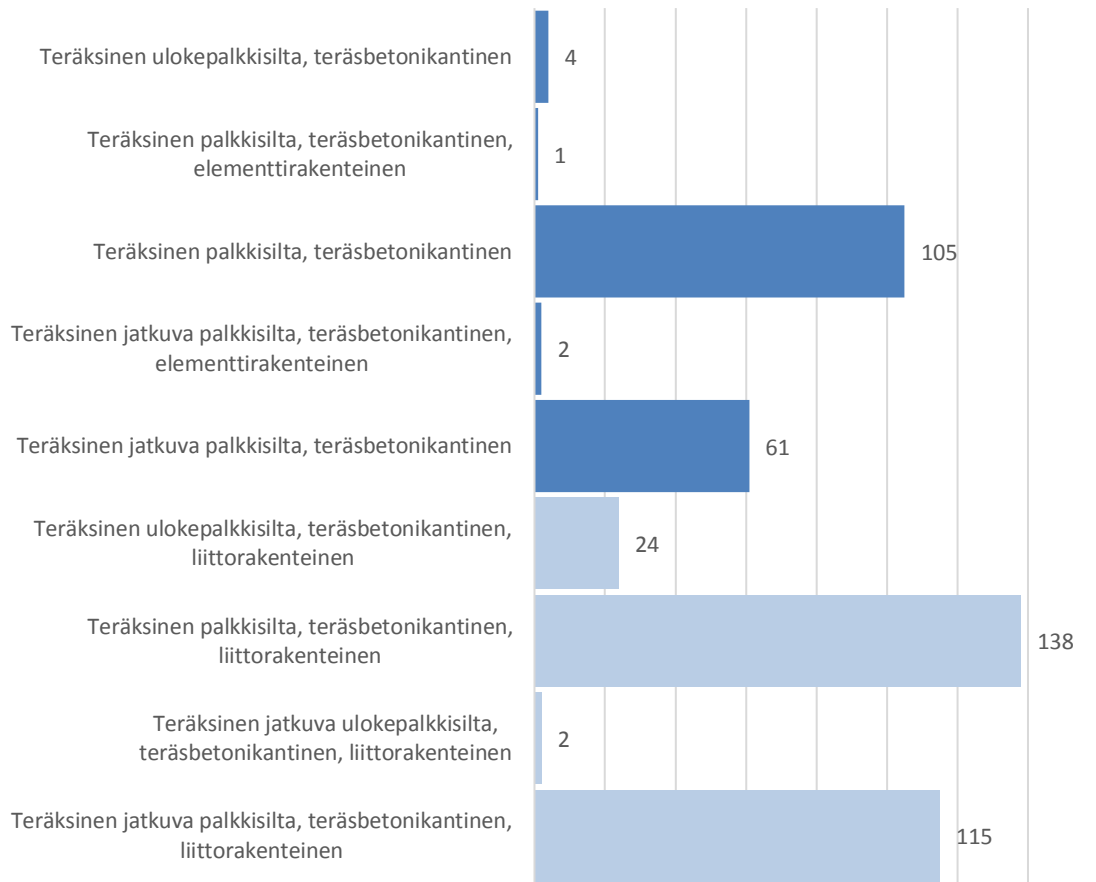
Siltojen lukumäärien jakauma siltatyypeittäin



Kuva 2.1 Siltojen lukumäärien jakauma siltatyypeittäin [3]

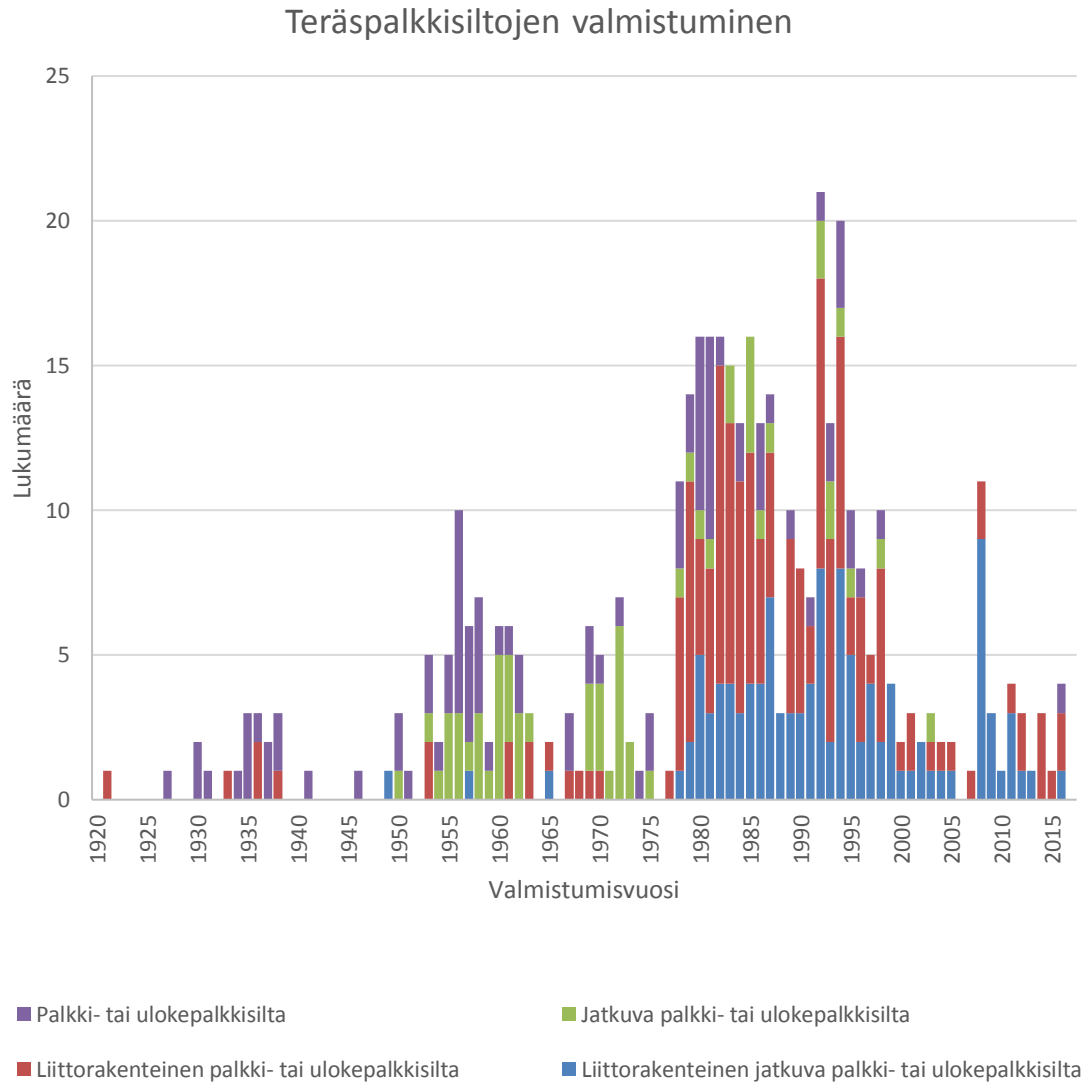
Teräspalkkisiltoja on Suomessa 453 kpl ja näistä niin sanottuja laiskakantisia 173 kpl. [1] Alla olevassa kuvassa (Kuva 2.2) on esitetty Liikenneviraston hallinnoimien käytössä olevien teräspalkkisiltojen kappalemäärät.

Teräspalkkisiltojen lukumäärät siltatyypeittäin



Kuva 2.2 *Teräspalkkisiltojen lukumäärät siltatyypeittäin [1]*

Betonikantisten teräspalkkisiltojen rakentamistahti on ollut laskusuhdanteessa vuosittu-
hannen vaihteesta lähtien. Nykyisin tämän tyyppisiä siltoja rakennetaan noin yhdestä kah-
teen vuodessa, kun taas huippuvuosina 1980 ja 1990-luvuilla siltoja valmistui keskimää-
rin noin 15 vuodessa. Teräspalkkisiltojen valmistumismääriä vuosittain, sekä teräspalk-
kisiltojen keski-ikää on siltatyypeittäin havainnollistettu seuraavissa kuvissa 2.3 ja 2.4.



Kuva 2.3 Teräspalkkisiltojen valmistumismäärät vuosittain ja tyyteittäin [1]



Kuva 2.4 Teräspalkkisiltojen ikä siltatyypeittäin [1]

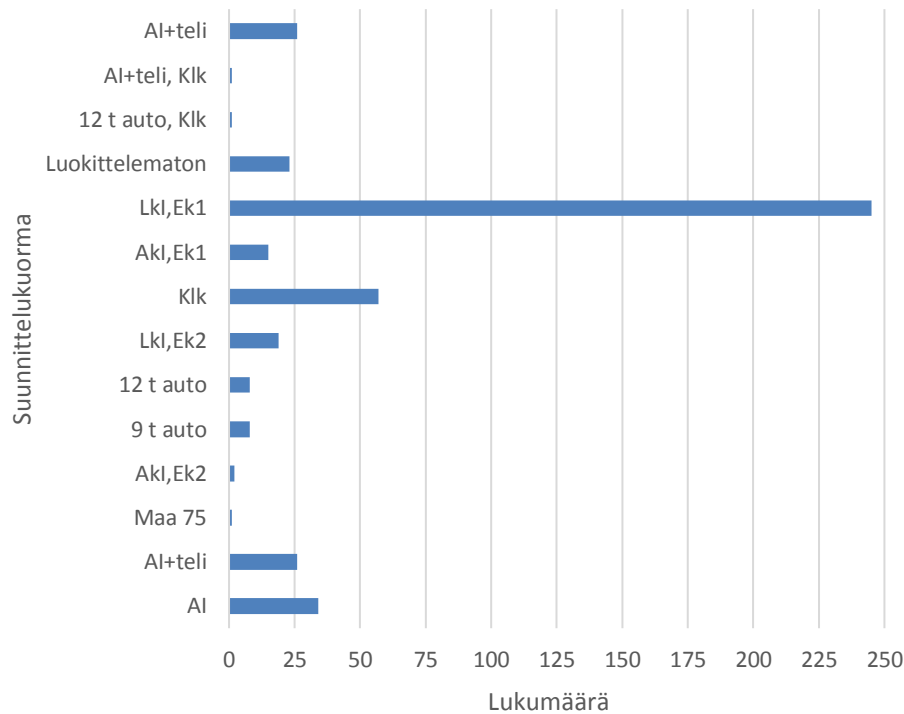
Liittorakenteisten siltojen osuus alkaa vähitellen nousta vanhojen siltojen poistuessa tie-liikennekäytöstä. Olemassa olevien laiskakantisten teräspalkkisiltojen merkittävyys tieliikenneverkossa on usein suuri. Pienemmät sillat ovat yksinkertaisempia uusia ja sijaitsevat usein hiljaisemmilla tieosuuksilla. Merkittävät betonikantiset teräspalkkisillat ovat usein kooltaan suurempia ja sijaitsevat tärkeillä tieosuuksilla. Näiden siltojen uusiminen on usein ongelmallista, minkä vuoksi niiden käyttöikää pyritään pidentämään.

2.3 Kuormat

Tiesiltojen suunnittelukuormat ovat vaihdelleet eri aikoina. Kuormien suuruus on kasvanut jatkuvasti ja erityisesti teollistumisen myötä kasvoi myös tarve tiestön paremmalle kuormankantokyvylle. Siihen mennessä rautatiet välittivät suuria kuormia, sillä kuorma-autojen määrä oli vähäinen ja tiestön kunto heikko. Vasta Suomen itsenäistyttyä ja tienpitovelvollisuuden siirryttyä valtiolle, alkoi tiestö kehittyä. Siitä lähtien ovat tiestöllä liikkuvien ajoneuvojen painot ja siltojen kuormat kasvaneet. [2, 4]

Taitorakennerekisteriin kirjattuihin siltoihin kuuluu myös niitä, joiden suunnittelukuorma on luokittelematon, eikä kuorman suuruutta tällöin tiedetä. Sillan kantavuutta voidaan näissä tapauksissa arvioida piirustusten perusteella, mittaamalla tai tekemällä rakenteille koekuormituksia. Alla olevaan kuvaajaan on listattu suunnittelukuormittain kaikki ajoneuvoliikenteen palkkisillat, joiden pääkannattimen materiaali on teräs ja kansirakenteen betoni.

Ajoneuvoliikenteen betonikantisten terässiltojen lukumäärät suunnittelukuormittain



Kuva 2.5 Ajoneuvoliikenteen betonikantisten teräspalkkisiltojen kuormitukset suunnittelukuormittain [1]

2.4 Materiaalit ja liitokset

2.4.1 Pääkannatimet

Sillan pääkannattimissa on käytetty lukuisia eri teräslaatuja, St37, St52 Fe430C/D, Fe510C/D/E, Fe 355E sekä nykyisin S355NL/ML ja S420NL/ML. Lisäksi 1970 -luvulta lähtien on käytetty säänkestävää terästä (Tuotenimi Cor-Ten), mutta tämän käyttö on alkanut vasta liittopalkkisiltojen yleistyttyä. Betonikantisten teräspalkkisiltojen pääkannattimien ensisijaisena teräslaatuina käytettiin rakenneterästä St37, jonka myötölujuus on 235 MPa.

2.4.2 Betoni

Betonikannen lujuusluokat voidaan määrittää joko sillan alkuperäisten suunnitelmien tai rakenteesta otettujen koekappaleiden avulla. Betonitekniikan ja rakenneosien mitoituksen kehittyttyä on myös betonin käyttö muuttunut. Alun perin poikkisuuntaisia rasiuksia välittämään suunniteltu kannen teräsbetonirakenne toimii nykytietämyksen mukaan merkittävässä roolissa myös sillan pääsuunnan taivutuksessa. Tätä ei voida sivuuttaa analysoitaessa sillan todellista kantavuutta.

Betonien merkinnät ovat muuttuneet vuosien saatossa, mutta puristuslujuuksien suhde säilyy ennallaan. Betonin lujuusluokitusta eri normien välillä voidaan arvioida alla esitetyn taulukon avulla.

Vanhat Normit [kp/cm ²]	Vanhat Normit [kp/cm ²]	Suomen RakMk B4 [N/mm ²]	Nykyinen lujuusluokka CEN (EN) [N/mm ²]	150x300 mm lieriö- lä määrätty ominais- lujuus f_{ck} [N/mm ²]	150 mm kuutiolla määrätty ominais- lujuus [N/mm ²]	100 mm kuutiol- la mää- rätty omi- nais- lujuus [N/mm ²]
$\sigma_{b28}=200$	K200	K20	C16/20	16	20	20,5
$\sigma_{b28}=250$	K250	K25	C20/25	20	25	26,0
$\sigma_{b28}=300$	K300	K30	C25/30	25	30	31,0
$\sigma_{b28}=350$	K350	K35	C28/35	28	35	36,0
$\sigma_{b28}=400$	K400	K40	C32/40	32	40	41,0
$\sigma_{b28}=450$	K450	K45	C35/45	35	45	46,5
$\sigma_{b28}=500$	K500	K50	C40/50	40	50	51,5
$\sigma_{b28}=550$	K550	K55	C45/55	45	55	56,5
$\sigma_{b28}=600$	K600	K60	C50/60	50	60	62,0
$\sigma_{b28}=700$	K700	K70	C57/70	57	70	72,0
$\sigma_{b28}=800$	K800	K80	C65/80	65	80	82,5

Taulukko 1 Betonin lujuusluokitusta vastaavia 28 vuorokauden ikäisiä lujuuksia eri koekappaleilla sekä Suomessa eri aikaan käytössä olevien normien betonilujuusluokat [5]

Betonin ominaisuuksiin kuuluu sen lujittuminen ajan funktiona. Mitoituslujuutta tarkastellaan betonin ollessa 28 vuorokauden ikäinen, mutta lujuuden kehitys jatkuu koko rakenteen elinkaaren ajan vähitellen hidastuen. Sillan kantavuustarkasteluissa betonin lujittuminen ajan saatossa voidaan ottaa huomioon korottamalla vaurioitumattomaksi todetun betonin puristuslujuutta 5 N/mm². [5]

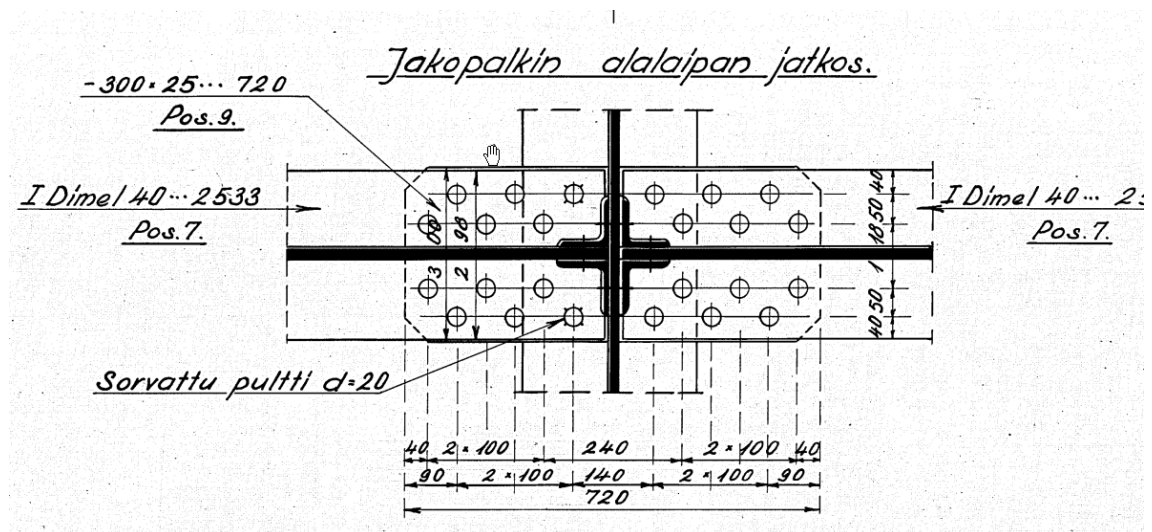
2.4.3 Raudoitus

Betonikantisten teräspalkkisiltojen raudoituksena on yleisesti käytetty sileää pyöröterästankoa tai harjaterästankoa. Teräslaadut ovat vaihdelleen vuosikymmenien saatossa, mutta ennen 1980-lukua käytettiin sillan kannen raudoituksina pyöröterästä st37 (myötölujuus 235 MPa) ja harjaterästä V40, A40H tai A400H (myötölujuus 400 MPa). Harjateräksen merkinnöissä numerosarja kertoo teräksen myötölujuudesta, kun taas muut merkinnät liittyvät sen valmistustapaan, muokkausominaisuuksiin tai pinnan kuviointiin. [5]

2.4.4 Niittiliitokset

Niittiliitoksia käytettiin teräspalkkisilloissa aina 1960-luvulle asti, jolloin ne joutuivat väistymään kitkapulttiliitoksen ja hitsiliitosten tieltä. Niittiliitoksissa käytettiin ensin halkaisijaltaan 20 mm ja sitten 23 mm pultteja. Niitit valmistettiin liitettävää terästä pehmeämmästä ja sitkeämmästä teräksestä. (Siltateräs st37 ja niitti st34). [6]

Niitti oli useimmiten 3mm pienempi kuin reikä. Niitti kuumennettiin mahdollisimman lähellä liitospaikkaa kuumaksi ahjossa, asetettiin reikään ja taottiin päistään pyöreäksi apulaisen pitäessä vastinkappaletta paikallaan. Niitin päätä taottaessa, sen varsi muuttui paksummaksi ja täytti koko niittireiän. Niitin jäähtyessä, se kutistui ja painoi liitettävät levyt yhteen. Lopuksi koputtelutarkastuksella varmistettiin, että niitti oli täyttänyt reiän kokonaan.



Kuva 2.6 Niittiliitos (Betonikantisen teräspalkkisillan normaalipiirustus TD32)

Itse niittaustyö oli vaativaa käsityötä. Se oli meluisaa, vaarallista ja siihen tarvittiin vähintään kolmen henkilön asennusryhmä. Osa niittiliitoksista siirtyi myöhemmin tehtäväksi konepajalla, mutta työmaalle jäi edelleen tehtäväksi merkittävä osa liitoksista etenkin palkkien jatkokset ja sekundäärirakenteiden liitokset.

Niittiä voidaan pitää hyvänä liitostyyppinä, joka ei muutoin kuin työlään asennustapansa vuoksi jää merkittävästi jälkeen esimerkiksi pulttiliitoksesta. Niiteissä on kuitenkin havaittu erinäisiä työvirheitä, jotka pienentävät liittimen kapasiteettia. Tyypillinen niittausrvirhe on asennuksessa jäänyt tyhjätila niitin ja reiän väliin. Tämä johtuu usein niitin riittämättömästä lämmittämisestä tai epäonnistuneesta taonnasta. Toinen työvirhe on niitin riittämätön kannan koko. Tällöin niitissä ei ole riittävästi kantaa välittämään puristusvoimaa levyosien välillä. Näiden lisäksi saattaa niiteissä esiintyä hammastusta, joka johtuu epätasaisesta taonnasta. [6]

2.4.5 Hitsiliitokset

Rautatiesillat toimivat myös hitsattujen palkkien osalta suunnannäyttäjinä. Toisen maailmansodan jälkeen oli hitsaaminen yleistynyt merkittävästi terässiltojen valmistuksessa Euroopassa. Materiaalien kustannukset olivat työvoimaan nähden suuret ja hitsaamalla voitiin vähentää teräksen menekkiä jopa 20 %. Tämän lisäksi voitiin vähentää jatkosten määrää ja muotoilla vapaammin rakenneosien liitoksia.

Työmaalla tehtävät jatkokset toteutettiin kuitenkin usein niittaamalla. Niitattuihin verrattuna hitsatuilla silloilla teräksen osalta kustannukset pienenevät merkittävästi. Limitettävien rakenneosien määrä vähenee, jatkoskappaleista voidaan luopua ja maalattava pinta-ala pienenee.

Suomessa seurattiin vähitellen Euroopan kehitystä ja hitsi yleistyi liitostyyppinä. Hitsaus yleistyi ensin tieliikenteen levypalkkisilloissa, mutta myöhemmin myös rautatiesilloissa. Yleisesti käytössä olleita valssattuja palkkeja saatettiin korottaa hitsausta apuna käyttäen tehden työmaaliitokset edelleen niittaamalla. 1960-luvun vaiheesta lähtien pyydettiin useista suurista silloista tarjoukset molemmista vaihtoehdoista. Muutamien pilottikohteiden myötä todettiin hitsatun levypalkkisillan olevan tapauksesta riippuen noin 15% edullisempi niitattuun verrattuna. Hitsattavan teräksen saatavuuden ja laadun parantuessa sekä konepajojen ammattitaidon ja laitteiden kehittyessä valmistettiin palkit tästedes hitsaamalla. Erityisesti rautatiesilloilla hitsaus ja pulttiliitokset syrjäyttivät niittiliitokset hetkessä. [2]

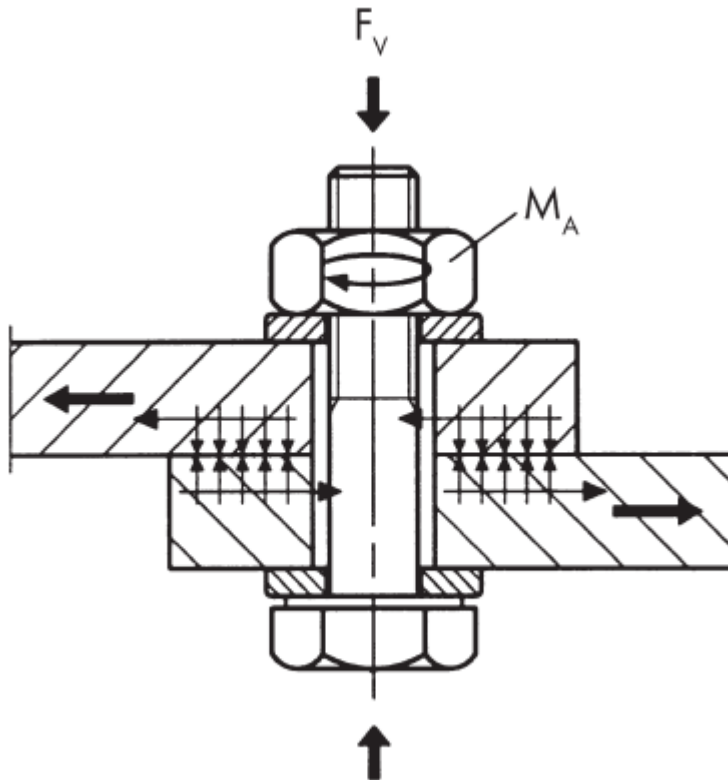
Jo varhain huomattiin tiesiltojen levypalkeissa hitsisaumojen vieressä halkeamia, joka johtivat teräksen iskusitkeysominaisuuksien tutkimiseen ja systemaattiseen parantamiseen. Saksassa iskusitkeysluokitus tehtiin vielä 1960-luvulla 0 asteessa, kun Suomessa VR (Valtionrautatiet) vaati samaa -20 asteessa. Tämä tuotti ongelmia materiaalin saatuuden suhteen.

Rautatieliikenteen kuorman luonne on dynaaminen ja se oli tuohon aikaan vielä suuruudeltaan merkittävämpi kuin tieliikenteen silloilla. Tämä johti teräsmateriaalin iskusitkeysvaatimusten tiukentumiseen ja vähitellen teräksen väsymisilmiön laajempaan tiedostamiseen suunnittelussa.

2.4.6 Pulttiliitokset

Pulttiliitoksin varustetut hitsatut sillat asettuivat yleistyneiden niitattujen terässiltojen kilpailijaksi. Rakenneosien liitoksissa alettiin käyttää niittien sijasta kitkapultteja hitsauksen yleistyessä 1960-luvulla. Kitkapultissa korkealujuusruuvi kiristetään suurella vääntömomentilla. Pulttiin syntyvä vetojännitys painaa kiinnitettävät osat yhteen niin suurella voimalla, että kaikki voimat siirtyvät kitkan välityksellä. Ideaalitalanteessa pulttiin kohdistuu vain vetoa. Kitkapultti vaati toimiakseen levyosien puhdistamisen ja karhentamisen, joka

tehtiin usein hiekkapuhaltamalla. Liittämisen jälkeen näkyvät pinnat maalattiin, levyjen välillä vallitsevan puristuksen piti huolen, ettei liitokseen pääse vettä.



Kuva 2.7 Kitkapultin toimintamalli

Lujuusluokkaa 10.9 vastaavat pultit pystyvät välittämään 20% enemmän vetoa kuin samankokoinen niitti. Tämä tarkoitti liittimien määrän vähenemistä, liitoslevyjen pienemistä ja sen myötä säästöä materiaalissa sekä työssä.

Työmaajatkoksissa niittaus syrjäytyi niin ikään kitkapulttien tieltä, vaikka liitosmenetelmänä siinä ei ollut mitään vikaa. Pultit olivat vain yksinkertaisempi ja edullisempi liitosmenetelmä. Niittaus liitosmenetelmänä oli siirtynyt siltojen historiaan.

3. TAIVUTETUN LIITTORAKENTEEN TOIMINTA

Tavallisesti terästä ja betonia käsitellään materiaaleina erikseen ja niillä on omat tyypilliset ominaisuutensa. Teräsrakenteet ovat usein hoikkia, jolloin mitoitus keskittyy usein estämään osan nurjahdusta tai paikallista lommahdusta. Betonirakenteet ovat puolestaan paksuja ja niiden stabiliteettiongelmat ovat vähäisiä. Betoni kestää kuitenkin heikosti vetoa ja sen oma paino on merkittävän suuri. Liittorakenteissa yhdistyvät molempien materiaalien ominaispiirteet sekä niiden kyky toimia yhdessä. Tätä yhteisvaikutusta ylläpitää leikkausliitos, joka huolehtii pääosin leikkausvoimien siirtämisestä rakenneosien välillä. [7]

Liittorakenteella on myös muita mielenkiintoisia ominaisuuksia. Teräspalkilla voidaan ajatella olevan taivutuskestävyys, joka pysyy vakiona koko palkin matkan. Samoin käsitellään raudoitettua betonipalkkia, jonka taivutuskapasiteetti on yksinkertaista määrittää mittojen ja materiaalitietojen avulla. Teräs- ja betonipalkeilla molemmilla riittää, että kapasiteetti on mitoituskuormaa suurempi ja mitoitusehto täyttyy. Vaikka liittopalkki on näiden kahden materiaalin yhdistelmä, poikkeaa sen toiminta merkittävästi edellisistä. Liittopalkin toiminta riippuu siihen kohdistettavasta kuormasta, sillä kuormituksen muuttuessa muuttuu myös palkin jännitys jakauma.

Taivutetun liittorakenteen toimintaa tarkasteltaessa käytetään tässä yhteydessä esimerkkinä teräs- ja betoniosista koostuvaa palkkirakennetta, jossa osat ovat sijoitettu päällekkäin. Liittopalkki on tehokkaimmillaan, kun siinä hyödynnetään betonin suurta puristuslujuutta ja teräksen suurta vetolujuutta. Tämä rakennetyyppi esiintyy myös tutkimuskohteissa ja on Suomessa käytetyistä siltojen liittopalkkityypeistä yleisin.

Betonikantisessa teräspalkkisillassa vallitsee lähes aina jonkinasteinen liittovaikutus, vaikka varsinaisia leikkausliittimiä ei olisikaan. Teräspalkin ylälaiipan ja betonikannen välille syntyy tartuntalujuus, niitatuissa silloissa ylälaiipan liitoslevyt välittävät leikkausvoimaa ja teräspalkin yläpuolisista pystykuormista muodostuu kitkaa liitospintaan.

Näihin ominaisuuksiin liittyy lukuisia epävarmuustekijöitä, minkä vuoksi niitä ei ole otettu huomioon siltojen mitoituksessa tai olemassa olevien siltojen kantavuustarkastelemissa. Yksi ylisuuri kuormitus tai dynaaminen sysäys saattaa aiheuttaa tartuntalujuuden pettämisen, jolloin leikkausliitos toimii enää täysin kitkan varassa. Kuormituksen alla teräspalkin ja kannen välillä tapahtuu liukumaa, joka lukuisten toistojen jälkeen vaikuttaa pintojen väliseen kitkaan. Kitkan suuruus puolestaan vaihtelee kuorman sijainnin ja suuruuden mukaan.

Liikkuvan kuorman kulkiessa palkin yli, rakenteen toiminta muuttuu. Kitkan vaikutuksesta kuormaa välittyy enemmän betonilaataan, jolloin neutraaliakselin paikka siirtyy ja poikkileikkauksen taivutuskapasiteetti kasvaa.

3.1 Perusteet

Liittopalkin rakenneosat voivat sijaita päällekkäin, vierekkäin tai osittain tai kokonaan toistensa sisällä. Yksi harvinaisempi liittopalkin sovellutus on laattapalkkisilta, jossa teräspalkit ovat sijoitettu betonilaatan sisään alalaippojen ollessa alapinnan tasolla. Periaatteet poikkileikkausmitoituksen osalta ovat pitkälti samat, mutta jätetään tämä rakennetyyppi tarkastelun ulkopuolelle.

Liittorakenteella voidaan puhua *leikkausliitoksesta*, kun kahden eri rakenneosien välille muodostuu rajapinta, jolla on kyky rajoittaa tai estää muodonmuutosevoja. Poikkileikkauksen normaalijännitysten tasapainon tulee olla kaikissa tilanteissa voimassa, jolloin vaaditaan leikkausliitosta välittämään rakenteissa vallitsevat voimat. Leikkausliitoksen voi muodostaa joko rakenneosien välisellä tartunnalla, mekaanisilla liittimillä tai näiden yhdistelmällä. Rakenteen sitkeän murron takaamiseksi tulee kuitenkin käyttää mekaanisia liittimiä, joilla on riittävästi muodonmuutoskykyä.

Leikkausliitoksella on olennainen osuus palkin taivutuskapasiteetin muodostumiseen. Rakenneosien välillä on *osittainen leikkausliitos*, jos rajapinnoissa tapahtuu merkittäviä muodonmuutosevoja.

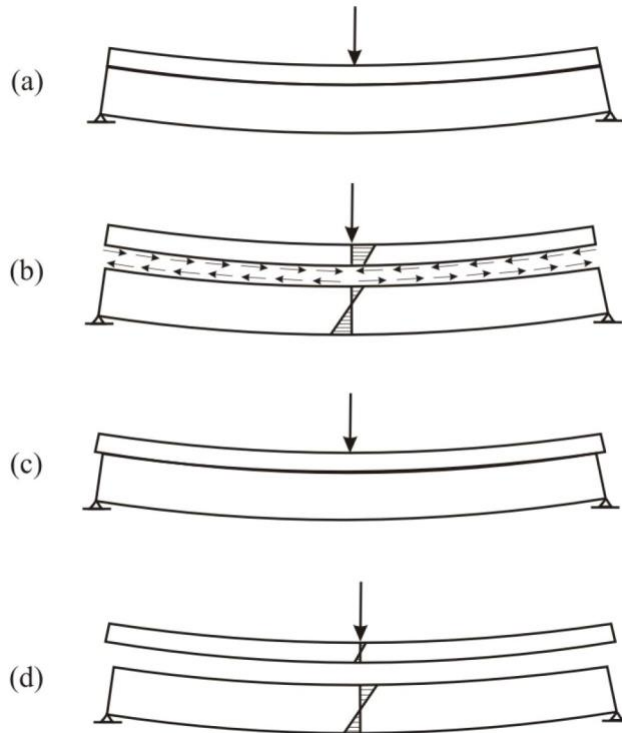
Teoriassa eri materiaalien yhteistoiminta edellyttää äärimmäisen jäykkää leikkausliitosta. Käytännössä leikkausliitosta voidaan kuitenkin pitää täydellisenä, jos muodonmuutoserot pysyvät riittävän pieninä ja niiden vaikutusta ei tarvitse ottaa huomioon. Tällöin voidaan puhua liittorakenteesta. Kun rakenteen liitoksen kestävyys lisäämisellä ei enää voida parantaa rakenteen taivutusjäykkyyttä, vallitsee rakenteiden välillä *täydellinen leikkausliitos*.

Liittorakenteella taivutusjäykkyys on suurempi kuin yksittäisten rakenneosien summa, jolloin *leikkausliitoksen asteen* kasvaessa rakenteen taivutusjäykkyys kasvaa, kunnes täydellinen leikkausliitos saavutetaan.

Leikkausliitoksen ollessa osittainen, aiheutuu leikkauspintojen välille siirtymiä, joita kutsutaan *liukumaksi*. Leikkausliitoksen *jäykkyys* vastustaa liitoksessa tapahtumia liukumia.

Alla olevassa kuvassa (Kuva 3.1) on havainnollistettu liittopalkkiin liittyviä termejä

- Täydellinen leikkausliitos
- Liittopalkin jännitys jakauma ja leikkauspinta
- Leikkauspintojen liukuma
- Leikkausliitoksettoman poikkileikkauksen taivutusjännitys jakauma



Kuva 3.1 Liittopalkin toiminta

3.2 Poikkileikkaussuureet

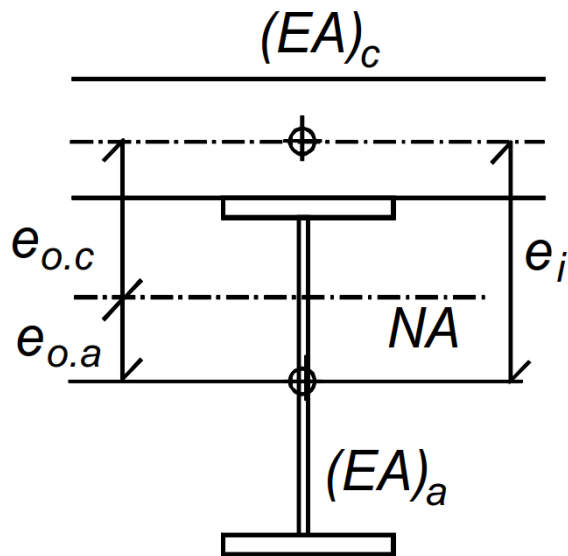
Poikkileikkaussuureiden osalta on aiheellista käsitellä pääkannattimen taivutuksen ja liittovaikutuksen kannalta keskeisimmät termit ja kaavat.

3.2.1 Taivutusjäykkyys

Rakenteen kantavuuden kannalta keskeisimpiä tekijöitä on liittorakenteen taivutusjäykkyyden arvo EI_{com} . Teoriassa ääretön määrä eri materiaalikerroksia tai -osia voidaan yhdistää yhdeksi monoliittiseksi rakenteeksi, kun seuraavat olettamien ovat voimassa:

- Yhteisvaikutus osien välillä on täydellinen
- Osien välisissä liitospinnoissa ei tapahdu muodonmuutoseroja
- Poikkileikkauksen tasot pysyvät tasoina

Näiden ehtojen toteutuessa muodonmuutostila ja jännitykset ovat lineaarisia ja ne voidaan ratkaista helposti. Neutraaliakselin sijainnin (Kuva 3.2) avulla voidaan muodostaa muodonmuutoksen funktiot, etäisyyden y funktiona.



Kuva 3.2 Liittopalkin poikkileikkaus (Leskelä M. V. 2012)

Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys voidaan lausua Steinerin säännön avulla. Poikkileikkauksen eri osien materiaalit ja etäisyys huomioidaan ottamalla huomioon materiaalien kimmokerroimet ja etäisyydet liittopoikkileikkauksen neutraaliakselista. Osan neliömomenttia oman painopisteakselinsa suhteen kutsutaan termillä I_0 ja osan etäisyyttä koko poikkileikkauksen painopisteakselista termillä e_{ref} . Huomioimalla osan kimmokerroin ja lisäämällä neliömomenttiin poikkileikkauksen epäkeskisyyden neutraaliakselista tulolla $A_0 * e_2$, saadaan termi EI_{ref} . Alaindeksillä "ref" viitataan referenssiakseliin, joka on tässä yhteydessä poikkileikkauksen painopisteakseli.

Liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyys voidaan lausua yleisen Steinerin säännön avulla:

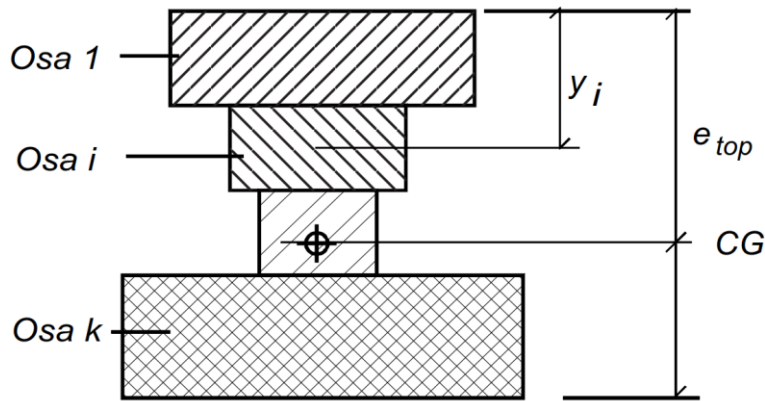
$$EI_{ref} = EI_0 + e_{ref}^2 EA \quad (1)$$

Jossa,

EI_0 = Osan taivutusjäykkyys

e_{ref} = Osan etäisyys neutraaliakselista

EA = Osan aksiaalijäykkyys



Kuva 3.3 Liittopoikkileikkauksen osat ja neutraaliakseli (Leskelä M. V. 2012)

Vastaavasti voidaan poikkileikkauksen aksiaali jäykkyys laskea kertomalla eri osien poikkileikkausalat kimmokertoimilla.

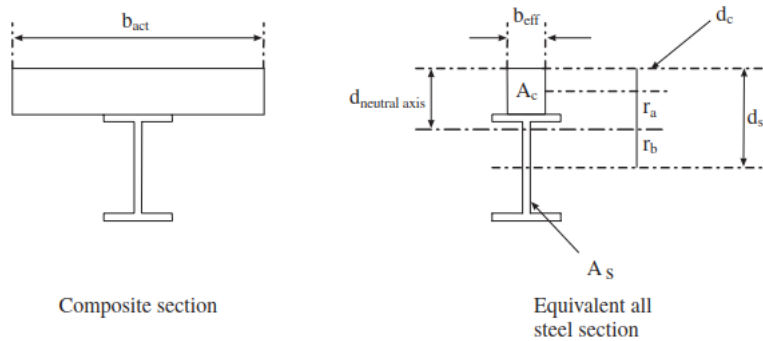
Liittopoikkileikkaus voidaan myös muuntaa vastaamaan yhtä materiaalia kimmokerroin-suhteen n (E_s / E_c) avulla. Tyypillisillä betoni-teräs -liittorakenteilla tämä tuottaa riittävän tarkan tuloksen ja kahdesta eri materiaalista koostuvassa poikkileikkauksessa on kimmokerroin-suhteiden käsittely yksinkertaista.

Liittorakenteessa betonilaatta voidaan muuttaa teräsosaksi suhteella:

$$\frac{b_{eff}}{b_{act}} = \frac{E_s}{E_c} = n \quad (2)$$

Jossa,

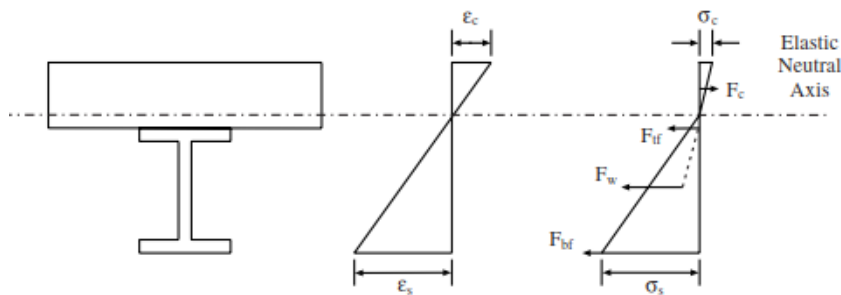
- b_{eff} = Laatan tehollinen leveys
- b_{act} = Laatan todellinen leveys
- E_s = Teräsosan kimmokerroin
- E_c = Betoniosan kimmokerroin
- n = Kimmokertoimien suhde



Kuva 3.4 Liittopoikkileikkauksen muuttaminen teräspoikkileikkaukseksi (Nethercot D.A. 2003)

3.2.2 Muodonmuutokset ja jännitykset

Alla olevassa kuvassa (Kuva 3.5) on esitetty mahdollinen muodonmuutos- ja jännitysjauma liittopoikkileikkauksessa. Riippuen rakenneosien ominaisuuksista ja mittasuhteista, saattaa kimmoisen neutraaliakselin paikka vaihdella. Tässä tilanteessa kaikki palkkiteorian ehdot täyttyvät. Kuvasta voidaan nähdä, että lineaarinen muodonmuutoskuvaaja saa aikaan vastaavan bilineaarisen jännityskuvaajan, johtuen rakenneosien eri materiaaliominaisuuksista. Betonilaatan ollessa puristettu, sijaitsee neutraaliakseli usein hyvin korkealla poikkileikkauksista, riippuen betonilaatan mittasuhteista.



Kuva 3.5 Liittopoikkileikkaus, venymät ja jännitykset (Nethercot D.A. 2003)

Bernoullin hypoteesin mukaan poikkileikkauksen tasot pysyvät tasoina, mutta kiertyvät poikkileikkauksen neutraaliakselin ympäri. Tämän kiertymän muutosta kutsutaan käyristymäksi κ . Oletuksen ollessa voimassa, on myös palkin alkioden venymäjakauma lineaarinen koko poikkileikkauksen matkalla. Käyristymä voidaan tällöin lausua kaavalla

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_1 - \varepsilon_2|}{y_1 - y_2} \quad (3)$$

Jossa,

- ε = Suhteellinen venymä pisteissä 1 ja 2
- y = Pisteiden 1 ja 2 etäisyys neutraaliakselista

Täydellisessä yhteistoiminnassa eri osien muodonmuutosero rajapinnassa on yhtä kuin nolla. Tällöin myös seuraava lause on voimassa [8]:

$$\varepsilon = \frac{y}{\rho} = \kappa * y \quad (4)$$

Jossa,

- ε = Suhteellinen venymä
- y = Etäisyys neutraaliakselista
- ρ = Käyristymä
- κ = Kaarevuus

Käyritymän ollessa yhtä suuri kaikissa liittorakenteen osissa, voidaan muodostaa seuraavien yhtäsuuruuksien avulla yhteys osien (1, 2, ..., i) momenttikapasiteetin suhteelle.

$$\kappa_1 = \kappa_2 = \dots = \kappa_i = \kappa_{com} \quad (5)$$

Tällöin myös momenttien suhde poikkileikkauksen taivutusjäykkyyteen pysyy samana:

$$\frac{M_1}{EI_1} = \frac{M_2}{EI_2} = \dots = \frac{M_i}{EI_i} = \frac{M}{EI_{com}} \quad (6)$$

Liittorakennepoikkileikkauksessa tulee aina säilyä tasapaino, jolloin poikkileikkauksen momentin on täytettävä ehto, jossa kokonaismomentti on yksittäisten osien momenttien sekä normaalivoimien staattisten momenttien summa:

$$M = \sum_1^i M_i + \sum_1^i N_i \cdot e_i \quad (7)$$

Nyt avulla voidaan johtaa yhteys eri rakenneosien jäykkyyden ja taivutuskuormituksen välille

$$M_i = \frac{M \cdot EI_i}{EI_{com}} \rightarrow M = \frac{M_i \cdot EI_{com}}{EI_i} \quad (8)$$

Poikkileikkauksen jännitykset voidaan muodostaa funktio, jossa muuttujina on tarkasteltavan materiaalin kimmokerroin ja tarkasteltavan pisteen etäisyys neutraaliakselista.

$$\sigma(E, y) = \frac{E \cdot M_{com}}{EI_{com}} * y \quad (9)$$

3.2.3 Liittojäykkyyserroin

Osittaisen leikkausliitoksen tapauksessa kappaleessa 3.2.1 mainitut ehdot eivät toteudu, joten jäykkäplastista taivutuskestävyyttä ei voida saavuttaa. *Liittojäykkyyserroin* α kuvaa tehokkaasti yksittäisten rakenneosien ja monoliittisen liittorakenteen jäykkyyden suhdetta. Edellisessä kappaleessa johdetun momenttien ja jäykkyyksien suhteen avulla voidaan muodostaa kaavat myös liittojäykkyyserroimelle.

$$\alpha_i = \frac{EI_{com} - (EI_1 + EI_2 + \dots + EI_i)}{(EI_1 + EI_2 + \dots + EI_i)} \quad (10)$$

$$\alpha_i = \frac{EI_{com}}{(EI_1 + EI_2 + \dots + EI_i)} - \frac{(EI_1 + EI_2 + \dots + EI_i)}{(EI_1 + EI_2 + \dots + EI_i)} \quad (11)$$

$$\alpha_i = \frac{EI_{com}}{(EI_1 + EI_2 + \dots + EI_i)} - 1 \quad (12)$$

Liittojäykkyyserroimen avulla voidaan nyt lausua poikkileikkauksen taivutusjäykkyys:

$$EI_{com} = (1 + \alpha_i)(EI_1 + EI_2 + \dots + EI_i) \quad (13)$$

Kaavasta voidaan huomata, että liittojäykkyyskertoimen ollessa nolla, koostuu poikkileikkauksen taivutusjäykkyys ainoastaan yksittäisten rakenneosien taivutusjäykkyyksien summasta. Tämän ansiosta kerroin on hyvin havainnollinen kuvaamaan liittovaikutuksen merkitystä rakenteen taivutuskapasiteettiin.

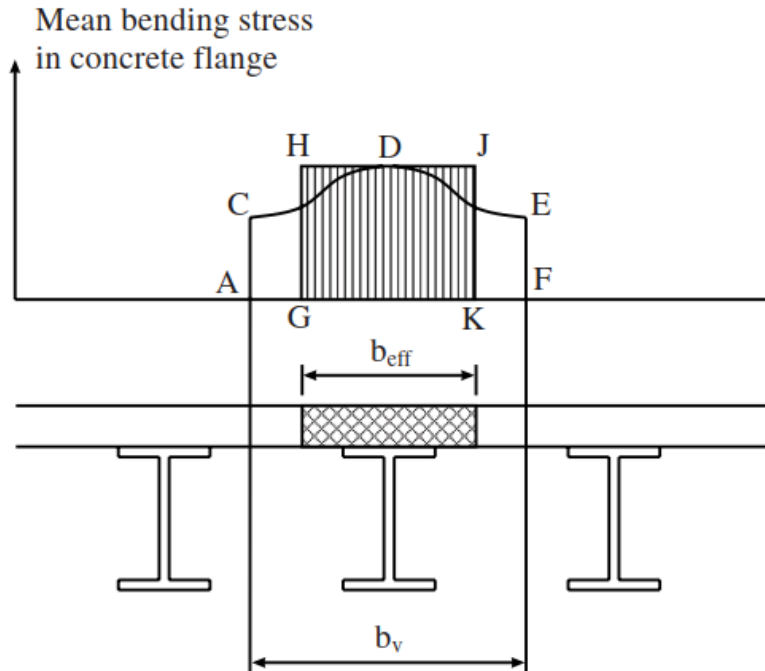
3.2.4 Tehollinen leveys

Taivutetulla liittorakennepalkilla betonilaataan kohdistuu leikkausjännityksistä tason suuntaisia muodonmuutoksia. Pituussuuntaisissa muodonmuutoksissa ilmenee leikkausviivettä kun palkista kauimmat osat jäävät jälkeen palkin kohdalla vallitsevasta muodonmuutostilasta. Tämä tunnetaan englanninkielisellä nimityksellä "shear lag". Ilmiö saattaa aiheuttaa vääristymää poikkileikkauksen äärimmäisten pisteiden jännityksissä ja muodonmuutoksissa.

Tämän vuoksi tehottomat osat tulee jättää huomioimatta poikkileikkauksen laskennassa. Jäljelle jäävää laatan osaa kutsutaan nimellä tehollinen leveys tai toimiva leveys, lähteestä riippuen. Shear lag ei ole ainoastaan betonilaataan kohdistuva ilmiö, vaan se voi ilmetä myös esimerkiksi kotelopalkkisiltojen levyosissa. Ilmiö on laajalti tunnettu ja sen käsittelyyn on esitelty eri normeissa useita eri menetelmiä.

Liittorakennepalkille tyypillisessä positiivisen taivutuksen tapauksessa neutraaliakseli sijaitsee aluksi teräspoikkileikkauksessa ja siirtyy kohti betonilaattaa kuormituksen kasvaessa. Murtokuorman saavutettuaan poikkileikkauksen betonilaatta on usein osittain puristettu ja teräspalkki kokonaan vedetty. Tällöin tehokkaan leveyden avulla määritetään laatan puristuskapasiteetti.

Laatan, jonka leveys on b_v , reunaosilla redusoidaan sen kykyä välittää normaalivoimia. Sen vuoksi alla olevassa kuvassa esitetty jännityskenttä ACDEF on muutettu tasan jakautuneeksi jännityskentäksi GHJK, joka vaikuttaa tehokkaalla leveydellä b_{eff} .



Kuva 3.6 Liittorakennepoikkileikkauksen tehollinen leveys (Nethercot D.A. 2003)

Jatkuvilla rakenteilla tukialueille kohdistuu negatiivista taivutusta, jolloin betonilaatta on täysin vedetty. Negatiivisessa taivutuksessa betoniin ilmestyy halkeamia ja kuormituksen kasvaessa voimat ovat siirtyneet täysin betoniraudoitukselle. Betonipoikkileikkaus oletetaan tukialueella täysin halkeilleeksi, vaikkakin betonin vetojäykistysvaikutus pienentää teräksille kohdistuvia vetojäännityksiä. Negatiivisen momentin tapauksessa vain tehollisen leveyden alueella sijaitseva rauditus huomioidaan poikkileikkaussuureita laskettaessa.

Eurokoodissa on teholliselle leveydelle annettu raja-arvo, joka on $L_e / 8$ palkin molemmilla puolin. Tässä termi L_e on palkin momentin nollakohtien väli, joka tässä tapauksessa on yhtä kuin vapaasti tuetun palkin pituus. Tehollinen leveys oletetaan usein vakioksi ja taivutuksen suuntien välillä lineaarisesta muuttuvaksi, mikä on käytännön suunnitteluun riittävän tarkka yleistys. Jänteen keskellä betonin normaalijännitys on suurimmillaan palkin päällä ja pienenee etäisyyden kasvaessa palkista. Todellisuudessa tehollinen leveys riippuu siis paljon kuormituksesta, tarkastelupaikasta sekä siitä, tehdäänkö analyysi kimoteoriaa vai plastisuusteoriaa käyttäen.

3.3 Kuormitushistoria

Kuormitushistorialla ja rakennustavalla on olennainen vaikutus rakenteen jännityksiin ja muodonmuutoksiin. Rasiustilojen muodostuminen riippuu poikkileikkauksesta, joka en-

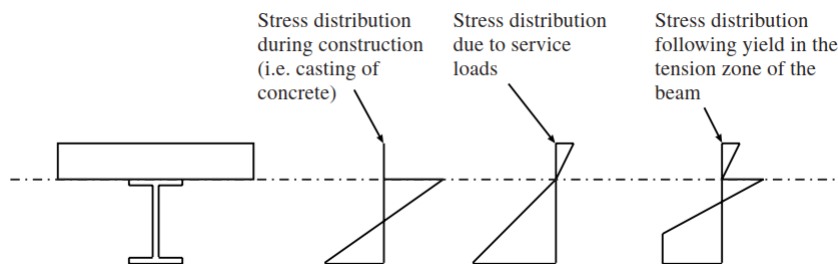
simmäisessä vaiheessa koostuu ainoastaan teräspalkista ja rakentamisen edetessä täydentyy päälle valettavalla betonilaatalla. Betonilaatan lujuuden kehittymisellä on vaikutus niin poikkileikkausarvoihin kuin voimasuureisiinkin kutistuman ja viruman kautta.

Teräspalkista ja betonikannesta koostuvassa poikkileikkauksessa voidaan kuormitushistorian vaikutus jättää huomiotta vain, kun rakenneosien välillä ei ole yhteisvaikutusta. Tämä tilanne on kuitenkin teoreettinen, sillä rakenteiden rajapinnoilla on useimmiten kyky välittää niiden suuntaisia voimia esimerkiksi kitkan vaikutuksesta. Tällöin rakenteen kuormitushistorialla on vaikutus poikkileikkauksen jännitysjakaumaan.

Pääkannattimen kuormitushistoria on esimerkiksi seuraavan lainen (Taulukko 2).

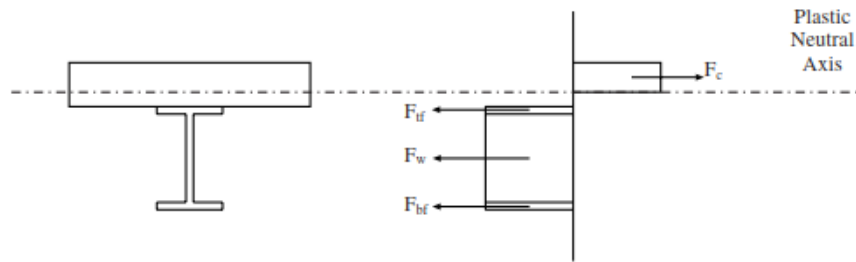
Taulukko 2 *Esimerkki liittopalkin kuormitushistoriasta*

Rakennusvaihe	Kuormitus	Toimiva poikkileikkaus
Teräspalkin asennus	Teräspalkki	Teräspalkki
Muotit ja telineet	Muotit ja telineet	Teräspalkki
Kannen valu	Märkä betoni	Teräspalkki
Rakennusvaihe	Betonin lujittuminen, kutistuma ja viruma	Liittorakenne 0...28 vrk
Muottien poisto	- Muotit ja telineet	Liittorakenne < 28 vrk
Varustaminen	Pysyvät lisäkuormat, kuten päällysteet ja kaiteet	Liittorakenne 28 vrk
Käyttöönotto	Hyötykuormat	Liittorakenne 28 vrk
Pitkäaikaiset vaikutukset	Kutistuma ja viruma (pitkäaikainen)	Liittorakenne 28 vrk → ∞



Kuva 3.7 *Tukemattoman palkin jännityshistoria (Nethercot D.A. 2003)*

Kuormitushistorialla on vaikutukset myös rakenteen myötämiseen. Jos positiivisen taivutuksen tapauksessa neutraaliakseli sijaitsee betonilaatassa tai jos poikkileikkaus kuuluu muutoin poikkileikkausluokkiin 1 tai 2, voidaan poikkileikkauksen taivutuskestävyys laskea plastisuusteoriaa noudattaen. Tällöin rakenne plastisoituu ja kuormitushistorian vaikutukset häviävät (Kuvat 3.7 ja 3.8).



Kuva 3.8 Poikkileikkaus, jännitys ja voimajakauma plastisessa taivutuksessa (Nethercot D.A. 2003)

Talonrakentamisessa ja alun perin myös sillanrakennuksessa käytettiin hyväksi niin sanottua tuettua rakennustapaa. Tässä teräsrakenteen työnaikaisia taipumia rajoitettiin asettamalla aukkoihin väliaikaisia pistemäisiä tukia ja tunkkaamalla palkkeja välituilla alapäin ennen kannen valua. Kun palkkien esikohotus vapautetaan kansilaatan kovetuttua, muodostuu rakenteeseen esijännitystilä, joka on vastakkaismerkkinen välituelle hyötykuormista syntyvän rasituksen kanssa.

Teräspalkin esijännittäminen oli monessa mielessä ylimääräinen työvaihe ja kasvatti sillan rakentamiskustannuksia. Tämä osaltaan hidasti liittopalkkisillan yleistymistä etenkin vesistösiltojen siltatyypinä ja jäi työvaiheena pois jo hyvin varhaisessa vaiheessa.

3.4 Leikkausliitos

Ennen kuin harjateräkset yleistyivät, käytettiin teräsbetonissa sileää terästä, jonka lujuus oli myös nykyistä pienempi. Jännitysten jakautuminen betonin ja teräksen välillä oletettiin tapahtuvan täysin tartunnan tai adheesion välityksellä näiden materiaalien rajapinnassa. Kun tämä teräsbetonipoikkileikkaus ympäröitiin teräksellä, saavutettiin merkittävästi suurempi kantokyky. Samojen periaatteiden mukaan todettiin, että tartunta betonin ja teräksen välillä oli riittävä ilman erillisiä leikkausliittimiä. Tämä pitää paikkansa poikkileikkauksilla, joissa teräsosa on betonin ympäröimä. Esimerkiksi betonilla ympäröidyssä palkissa liittospintaa on runsaasti ja liittopilarissa betoniin kohdistuu usein kolmiakselialinen puristustila, joka entisestään parantaa tartuntaa.

Tartunta betonin ja teräksen välillä ei kuitenkaan ole niin yksiselitteinen. Betonin kutistuma, lämpötilavaihtelut sekä kuormituksen aiheuttamat paikalliset tartuntalujuuden ylitykset aiheuttavat liittovaikutuksen heikkenemistä. Näistä syistä on useissa suunnitellustandardeissa kielletty tartuntavoiman hyödyntäminen palkkien murtorajatilatarkasteleissa.

Teoriassa vain leikkausliittimet pitävät yllä rakenneosien välistä voimatasapainoa. Vaikka tässä työssä keskitytään erityisesti leikkausliittimetöntä sillan toimintaan, on aiheellista tutustua myös leikkausliittimiin. Aiemmin esitellyn määritelmän mukaan liittovaikutus on täydellinen vasta kun liittimien määrän lisääminen ei enää olennaisesti lisää

rakenteen taivutuskapasiteettia ja liitosta voidaan pitää täydellisenä. Tätä pienemmällä liitinmäärillä rakenneosien välillä vallitsee aina osittainen liittovaikutus. Leikkausliitos on kahden kontaktissa olevan rakenneosan välinen rajapinta, jossa kehittyy rakenneosien välisen yhteistoiminnan kannalta tarvittavat leikkausvoimat.

3.4.1 Leikkausvuo

Leikkausvuo on liitoksen leikkausvoima pituusyksikköä kohti. Jännitysten tulee olla tasapainossa jokaisessa poikkileikkauksen alkiossa, jolloin leikkausvuo välittää jännitysresultantin muutosta palkin kussakin pituusalkiossa. Leikkausvuo v voidaan määrittää seuraavilla kaavoilla.

$$v_l = \frac{dF}{dx} \quad (14)$$

$$v_l = V \frac{EA_c \cdot EA_a}{EA_c + EA_a} \cdot \frac{e_i}{EI_{com}} \quad (15)$$

$$v_l = V \frac{EA_c \cdot e_c}{EI_{com}} \quad (16)$$

Joissa,

dF = Voiman muutos

dx = Pituuden muutos

V = Leikkausvoima

EA_c = Betoniosan aksiaalijäykkyys

EA_a = Teräsosan aksiaalijäykkyys

e_i = Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi

e_c = Betonin sisäinen momenttivarsi

EI_{com} = Liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyys

Nämä kaavat ovat voimassa teräspalkin poikkileikkausluokasta riippumatta. Yleinen muoto leikkausvuon lausekkeelle on:

$$v_l = \frac{S_c}{I_{com}} \quad (17)$$

Joissa,

S_c = Betoniosan staattinen momentti liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin suhteen

I_{com} = Liittopoikkileikkauksen neliömomentti

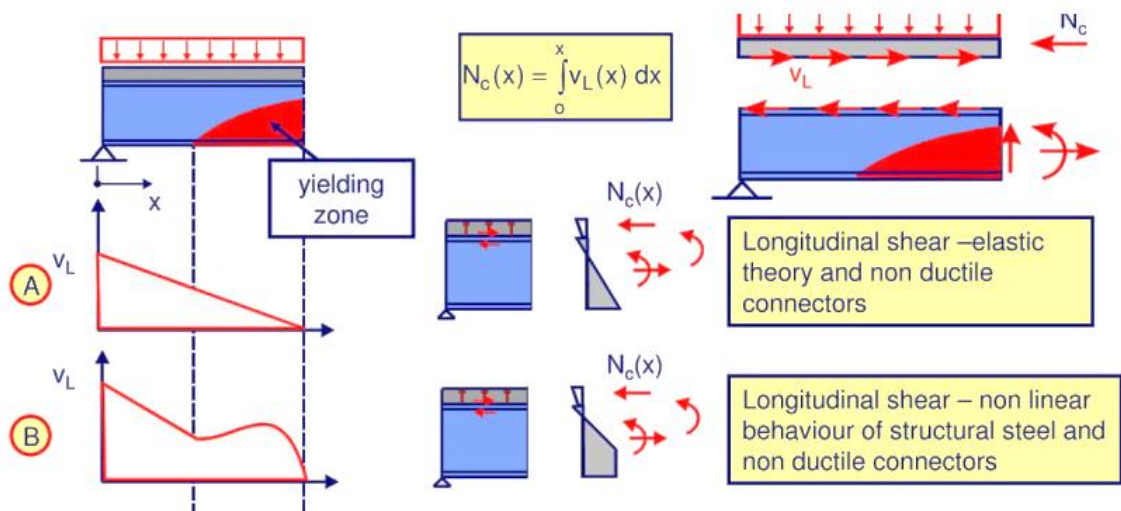
3.4.2 Leikkausliitoksen työntövoimat

Liittopalkin betonilaataan kohdistuu työntövoimia laatan välittäessä pituussuuntaisia leikkausvoimia. Poikkileikkauksen tasapainoehdon perusteella, tulee betonilaatalle kehittyä taivutusmomenttia vastaava normaalivoima.

Esimerkkinä jäykkäplastisen taivutuskestävyyden muodostuminen positiivisen momentin maksimiarvon kohdalla, jolloin betonilaatta on puristettu ja teräspalkki täysin vedetty. Leikkausliitos on täydellinen, jos se pystyy välittämään eri merkkiset aksiaalivoimat; betonin puristuksen ja teräspalkin vedon. Betonissa vallitseva työntövoima on siis leikkausvuon kertymäfunktio tarkastelupisteessä:

$$N_c(x) = \int_0^x v_L(x) dx \quad (18)$$

Työntövoiman suuruus riippuu myös rakenteen jännitys jakaumasta ja liitoksen käyttäytymistä. Kimmoisella alueella liitokselta ei vaadita muodonmuutoskykyä, jolloin jännitys jakauma on lineaarinen. Tässä yhteydessä rakenteen yhteistoiminnan asteella ja leikkausliitoksen asteella on hyvin erilaiset merkitykset. Leikkausliitoksen aste perustuu vain ja ainoastaan liitoksen kestävyteen, kun yhteistoiminnan aste määräytyy liitinten muodonmuutoskyvyn perusteella.



Kuva 3.9 Liittopalkin pituussuuntainen työntövoimajakauma (Hanswille G. 2008)

Eräs käytännön menetelmä poikkileikkauksen työntövoiman laskemiseksi on hyödyntää laskettuja poikkileikkauksarvoja ja mitoitusmomenttia. Tällöin poikkileikkauksessa vaikuttava pienin työntövoima voidaan laskea kaavasta:

$$N_c = \frac{M_{Ed} - M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}} N_{c,f} \quad (19)$$

Joissa,

M_{Ed} = Mitoitusmomentti

$M_{pl,a,Rd}$ = Teräspalkin plastinen taivutuskapasiteetti

$M_{pl,Rd}$ = Liittopalkin plastinen taivutuskapasiteetti

$N_{c,f}$ = Liittopalkin täydellistä yhteistoimintaa vastaava betoniosan työntövoima

3.4.3 Liukuma

Tarkan määritelmän mukaan kuution sivujen kääntyessä toistensa suhteen leikkausjännityksen vaikutuksesta, niiden välille syntyy liukukulma γ , eli liukuma. Leikkausjännityksen τ ja liukukulman γ välinen yhteys voidaan esittää samalla tavoin kuin normaalijännityksen σ ja venymän ε välinen yhteys jännitys-venymäkuvaajassa.

Liukuman määritelmä on liittorakenteiden yhteydessä hieman erilainen. Palkkiteorian perusolettama on, että palkin poikkileikkaukset pysyvät tasoina ja tällöin leikkausmuodonmuutoksiakaan ei pääse tapahtumaan. Jos tarkastellaan kaksikerrospalkkia (Kuva 3.10), jossa ei leikkausliittimiä ei ole, huomataan, kuinka kerrosten rajapintaan muodostuu vaakasuuntaista muodonmuutoseroa (Kuva 3.11). Liittorakenteissa tätä pintojen välistä porrastusta kutsutaan liukumaksi ja sitä kuvataan symbolilla δ .

Jotta tämä muodonmuutos saataisiin katoamaan, vaatisi se leikkausliitokselta ääretöntä jäykkyyttä. Toiseksi, tulisi leikkausliitoksen olla täysin jatkuva koko palkin matkalla.

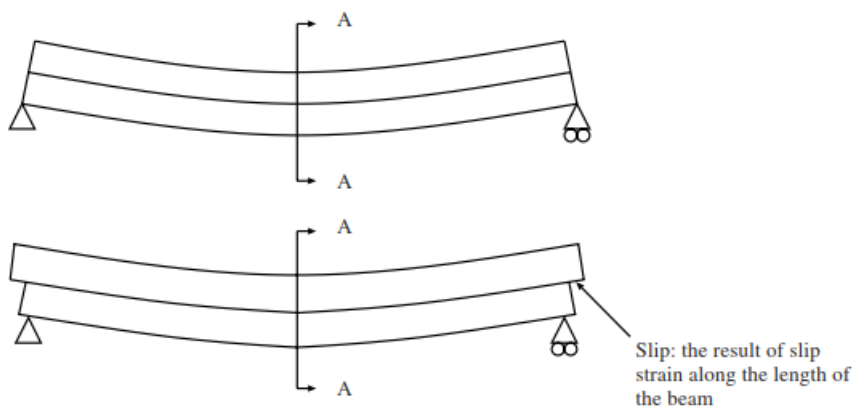
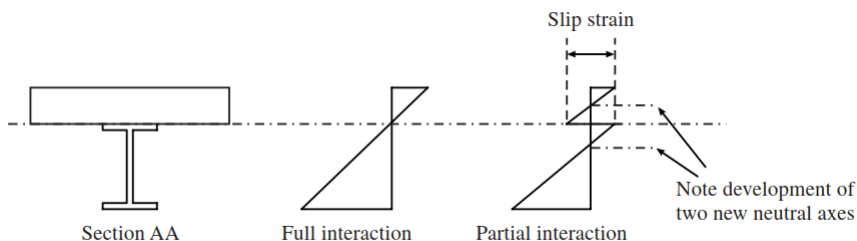


Figure 2.9 Behaviour of fully connected and unconnected beams

Kuva 3.10 Täyden leikkausliitoksen ja liitoksettoman kerrospalkin toiminta (Nethercot D.A. 2003)



Kuva 3.11 Täyden ja osittaisen yhteistoiminnan muodonmuutokset (Nethercot D.A. 2003)

Näiden ehtojen toteutuminen ei käytännön tilanteissa ole mahdollista, joten oletetaan palkin täyttävän ehdot, kun muodonmuutoserot ovat riittävän pieniä ja yksittäisten

liitinten jako riittävän tiheä. Palkin toimintaa voidaan siis tarkastella liitosten toiminnan ja muodonmuutosten perusteella. Yksittäisen leikkausliittimen murtuessa kuormituksessa ilman, että seuraava liitin on saavuttanut murtukapasiteettinsa, voidaan todeta liittovaikutuksen olevan osittainen. Sama päätelmä voidaan tehdä tilanteessa, jossa kerrosten välinen liukuma aiheuttaa kerrospalkille merkittäviä taipumia. Tämä ilmiö tosin toteutuu kaikilla liittopalkeilla, mutta sen vaikutus on usein hyvin pieni, jos liittovaikutus on riittävä.

Osien välisellä liukumalla on suora yhteys rakenteen momenttipinnan muotoon. Leikkausliitoksettomalla palkilla tasot pysyvät tasoina ja liukuma on nolla vain leikkausvoiman nollakohdassa. Tällöin myös liukuman kertymä jakaantuu nollakohdan molemmin puolin. Palkin pituusakselin funktiona (x) muuttuva liukuman arvo muodostuu palkin kaarevuuden kertymänä. Leikkausliitoksettomalla palkilla momentin ja kaarevuuden yhteyden avulla voidaan muodostaa funktiot liukumalle:

$$\delta(x) = \frac{\int_x^{x_0} M(x) \cdot e_i}{EI_1 + EI_2} \quad (20)$$

Jossa,

x_0 = Leikkausvoiman nollakohdan x-koordinaatti

e_i = Osien painopisteiden välinen epäkeskisyyss

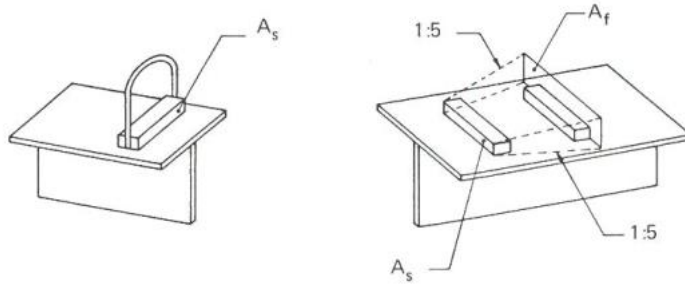
EI_1 = Osan 1 taivutusjäykkyys

EI_2 = Osan 2 taivutusjäykkyys

3.4.4 Leikkausliittimet

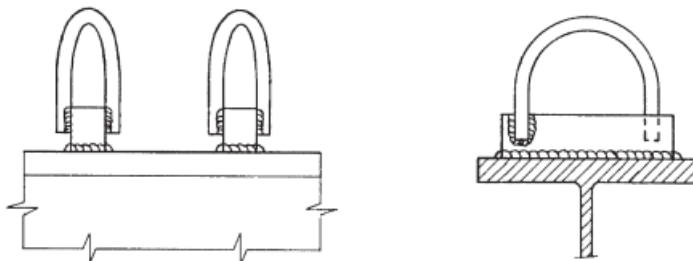
Leikkausliitoksessa on käytetty useita eri liitintyyppisiä aikakaudesta riippuen ennen kuin nykymuotoiset tappiliittimet yleistyivät ja vakiinnuttivat paikkansa. Leikkausliitos on yksinkertaisimmillaan muodostunut ikään kuin vahingossa, kun niittiliitoksilla varustettujen pääkannattimien liitoslevyjen huomattiin välittävän leikkausvoimaa eri materiaalien välillä. Näissä tapauksissa leikkausliitos oli hyvin paikallinen ja tarjosi kapasiteettia vain tiettyyn rajaan asti, sillä suuren kuormituksen alaisena betoni murtuu kontaktipinnassa.

Muototeräsvarnoilla kapasiteetti perustui teräspalkin ylälaippaan poikittain hitsatun muototeräksen puristuspintaan (Kuva 3.12, A_s) ja sen projektiopinta-alaan (A_f). Puristus-pinnan oletettiin jakaantuvan betonissa 1:5 suhteessa. [9]



Kuva 3.12 Muototeräsvaarnan puristusjännitysjauma (by 26 liittorakenteet 1988)

Tällä menetelmällä saavutettiin jatkuva, mutta hauras leikkausliitos. Muototeräsvaarnalla muodonmuutoskyky on lähes olematon, sillä kapasiteetti perustuu vain betonin puristumaan. Liitostyyppinä sen hauras toimintamalli on hyvin lähellä palkkia, jossa ei ole leikkausliittimiä ja jonka kapasiteetti perustuu pintojen väliseen tartuntaan.



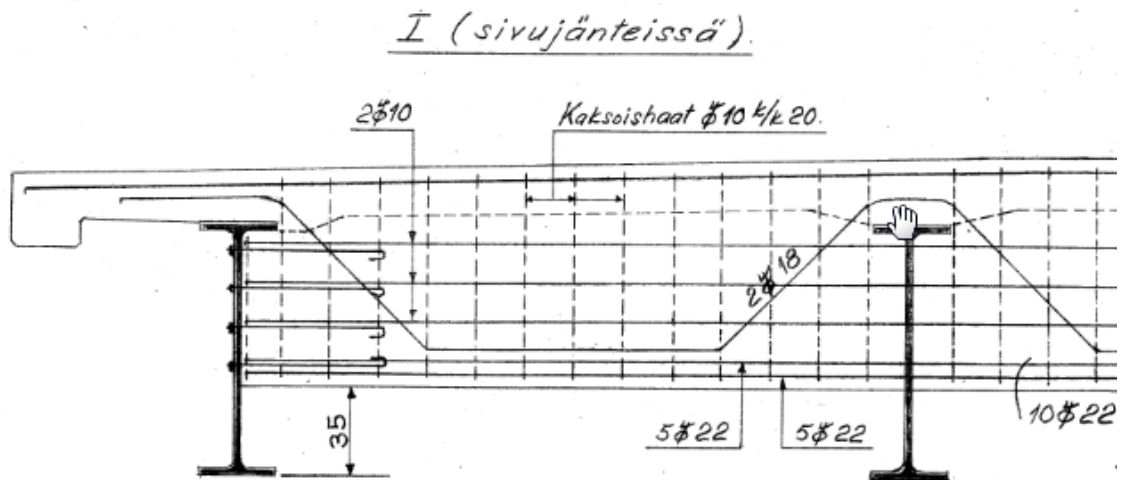
Kuva 3.13 Muototeräsvaarna (by 26 liittorakenteet 1988)



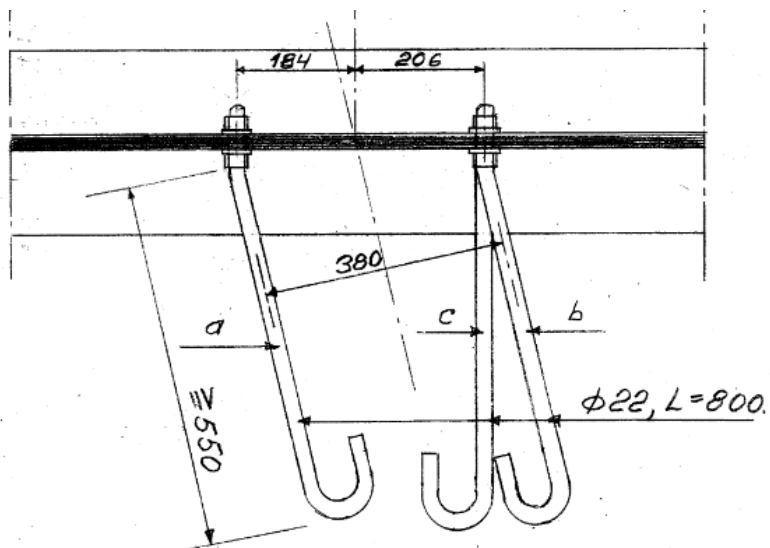
Kuva 3.14 Profiilivaarna (by 26 liittorakenteet 1988)

Betoniset poikkipalkit olivat yleinen keino parantaa yhteistoimintaa jatkuvilla teräspalkkisilloissa. Siltojen poikkirakenteet koostuivat yleensä L-profiileista muodostetusta ristikosta, levypalkista, betonirakenteisesta poikkipalkista tai näiden yhdistelmästä. Rakenteellisesti nämä rakenteet toimivat hyvin eri tavoin, sillä poikkirakenne vaikuttaa kuormien poikkisuuntaiseen jakautumiseen, mutta betonipalkin tapauksessa eri rakenneosien

väliseen liittotoimintaan sillan pääsuunnassa. Betonisia poikkipalkkeja on käytetty esimerkiksi kolmiaukkoisessa Lapuanjoen sillassa (Kuva 3.15 ja Kuva 3.16).



Kuva 3.15 Betonisen poikkipalkin raudoitus (Lapuanjoen silta)

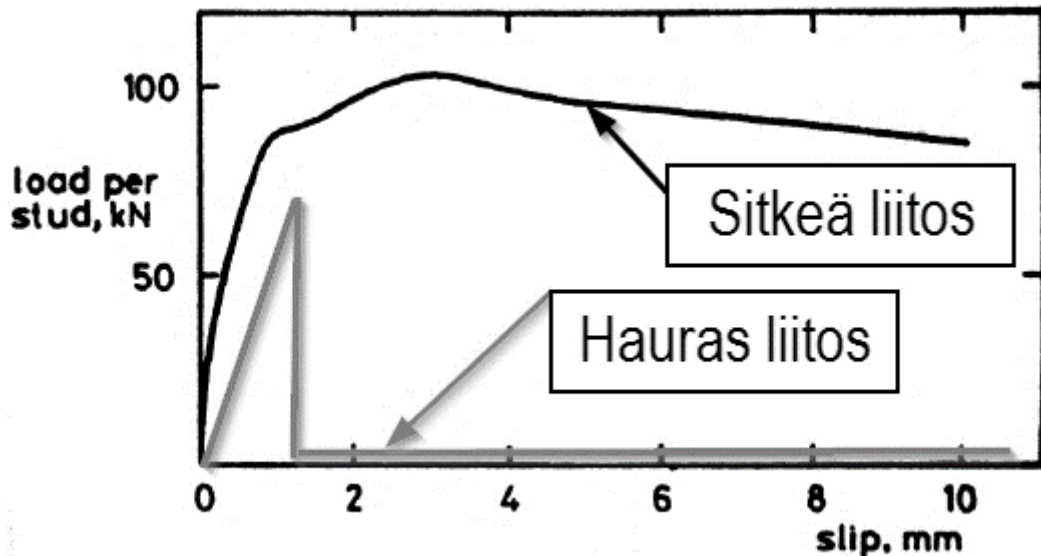


Kuva 3.16 Betonisen poikkipalkin kiinnitys reunakannattajiin (Lapuanjoen silta)

Lisäksi pääkannattimien jatkokset toimivat myös liittovaikutusta edesauttavana tekijänä. Yleisimmin jatkokset sijoitetaan kolmiaukkoisissa silloissa keskijänteen neljännesosapisteisiin, jossa leikkausvoima on edelleen merkittävä.

Vaarnatapit ovat nykymuodossaan syrjäyttäneet muut liitintyyppit jo 1970 -luvulta alkaen. Vaarnatapit ovat yksinkertaiset asentaa ja ne välittävät teräs- ja betoniosan rajapinnassa vaikuttavien vaakasuuntaisen leikkausvoimien lisäksi myös palkin muodonmuutosten aiheuttamia tapin suuntaisia vetovoimia. Eurokoodi asettaa vaarnatapin vaatimuksen välittää vetovoimaa 10% siihen kohdistuvasta leikkausvoimasta. Kaikki vaarnatapit täyttävät automaattisesti tämän vaatimuksen, eikä sitä tarvitse erikseen tarkastella. [10]

Liitokset voidaan luokitella eri tyypeihin toimintatapansa perusteella joko sitkeisiin tai hauraisiin liitoksiin ja sijaintinsa perusteella paikallisiin tai jatkuviin liitoksiin. Toimintatavan perusteella tehtyä jaottelua voidaan havainnollistaa voima-liukuma kuvaajalla (Kuva 3.17). Sitkeällä liitoksella on erittäin suuri muodonmuutoskyky. Tätä vaaditaan leikkausliitoksessa vallitsevien voimien jakamiseen ja plastisen taivutuskapasiteetin kehittymiseen. Liitos koostuu kahdesta komponentista, joista varsinainen liitin on ympäröivän betonin ohella vain toinen.



Kuva 3.17 Leikkausliitoksen voima-liukuma kuvaaja (Alkuperäinen kuva: Nethercot D.A. 2003)

Liitintyyppistä riippumatta, liitoksen molemmilla komponenteilla on ylärajansa ja komponenttien liitoksen kapasiteetti on määräävin näistä kahdesta. Mekaaniset leikkausliittimet välittävät kaikki suuria pistemäisiä jännityspiikkejä betoniin.

3.5 Osittainen leikkausliitos

3.5.1 Leikkausliitoksen aste

Leikkausliitoksen aste on suhdeluku, joka kuvaa liitoksen kapasiteetin suhdetta täydelliseen leikkausliitokseen. Liitoksen asteen ollessa 1, on leikkausliitos täydellinen ja tätä pienemmillä luvuilla osittainen. [11] Leikkausliitoksen astetta η voidaan siis kuvata liitoksen kapasiteetin suhteella täydellisen liitoksen kapasiteettiin tai liittimien määrän suhteella täydellisen liitoksen liitinmäärään:

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{n}{n_f} \quad (21)$$

Jossa,

N_c = Leikkausliitoksessa vaikuttava työntövoima

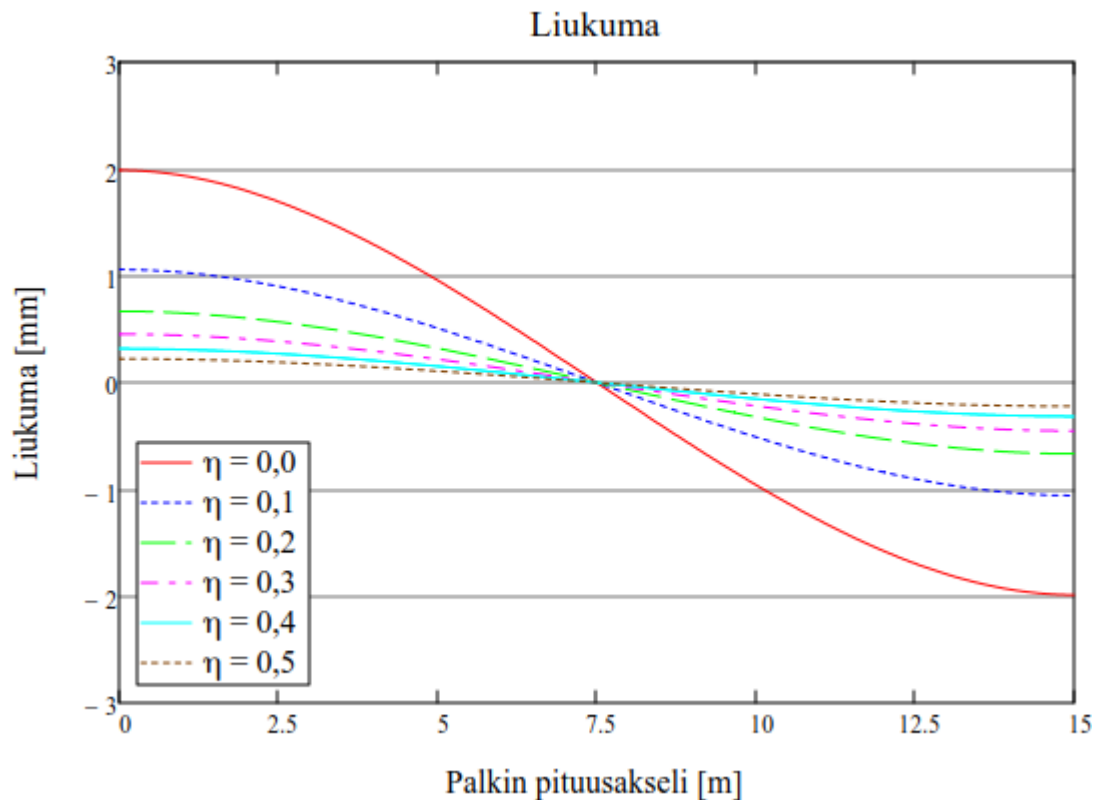
- $N_{c,f}$ = Täydelliseen leikkausliitoksen vaatima työntövoima
 n = Liitinten lukumäärä
 n_c = Täydelliseen leikkausliitoksen vaatima liitinten lukumäärä

Leikkausliitoksen asteella on suora kytkös rakenteen kuormitushistoriaan. Tukematonta rakennustapaa käytettäessä rakenteen oma paino ei rasita leikkausliitosta, jolloin leikkausliitos on edellä esitetyn määritelmän mukaan kuormitukset huomioiden vain osittainen. Täydellistä leikkausliitosta tavoiteltaessa palkin taiputuskapasiteetti kasvaisi suureksi kuormitukseen nähden.

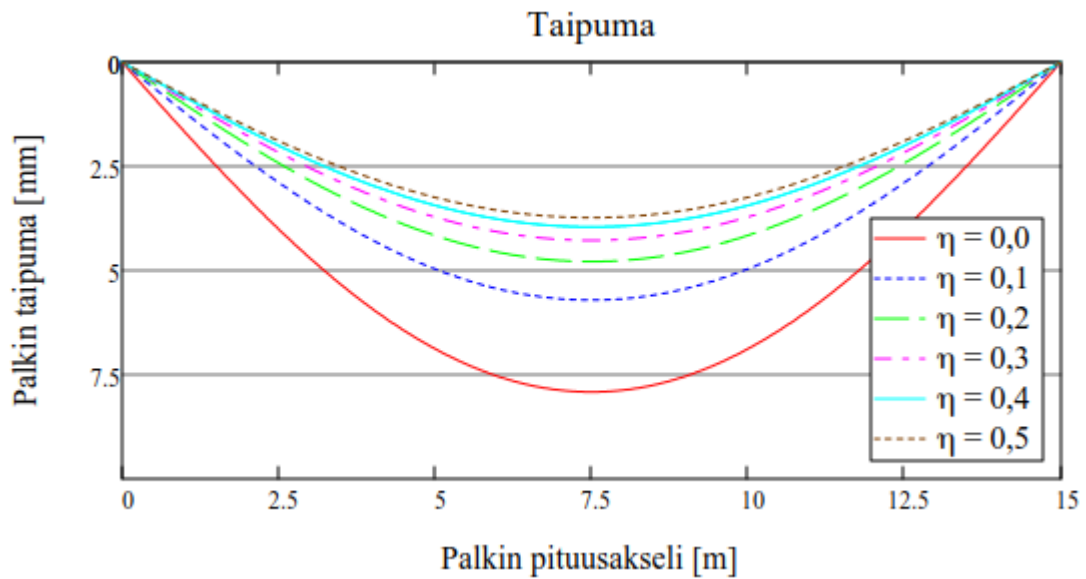
Useissa eri standardeissa on asetettu minimivaatimukset leikkausliitoksen asteelle, jotta voidaan varmistua osien yhteistoiminnasta. Eurokoodissa rajana on 0,4 ja tämä sama vaatimus on ollut alarajana myös vuonna 1991 julkaistuissa liittorakenteiden sovellusohjeissa. [12]

Leikkausliitoksen asteen vaikutusta rakenteen muodonmuutoksiin voidaan yksinkertaisesti havainnollistaa vapaasti tuetulla palkilla, jossa kerrosten väliset liukumata ja taipumat on helppo kirjoittaa funktion muotoon.

Seuraavissa kuvissa (Kuva 3.18 ja Kuva 3.19) on havainnollistettu leikkausliitoksen asteen (η) merkitystä kerrospalkin liukumaan ja taipumaan. Esimerkkinä on käytetty vapaasti tuettua palkkia, jonka jänneväli on 15 metriä.



Kuva 3.18 Palkin liukuma eri leikkausliitoksen asteilla

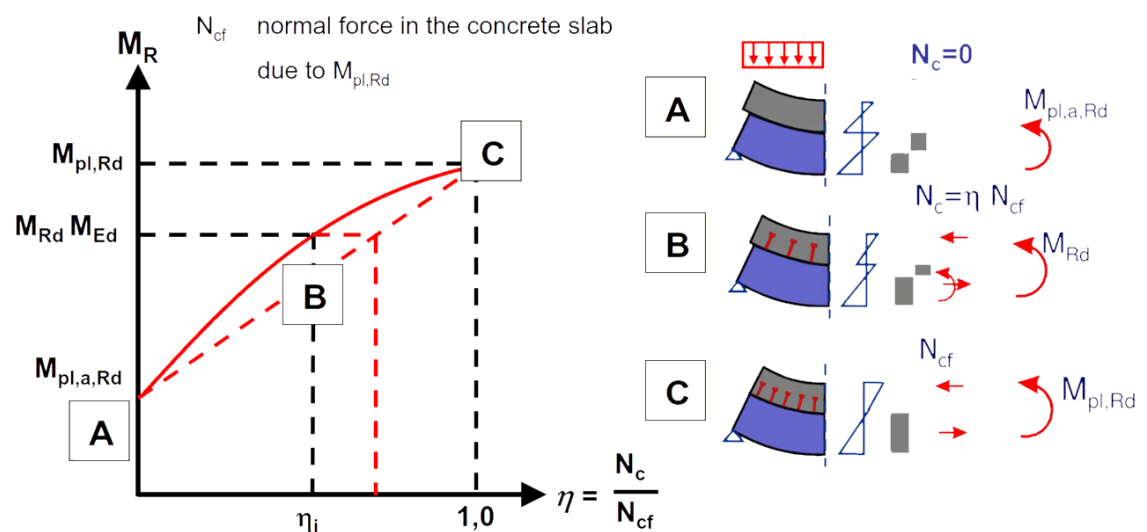


Kuva 3.19 Palkin taipuma eri leikkausliitoksen asteilla

Kuvaajien perusteella nähdään, kuinka leikkausliitoksen asteella on olennainen vaikutus palkin päädyn liukumaan. Leikkausliitoksettomalla palkilla nimellisen leikkausliitoksen asteen alarajan (0,4) ylittämisen jälkeen muodonmuutoserot pienenevät voimakkaasti. Taipuman suhteen leikkausliitoksen asteella on merkittävästi vähäisempi merkitys.

3.5.2 Osittainen leikkausliitos taivutuksessa

Poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden kehittyminen täyteen arvoonsa vaatii leikkausliitokselta kykyä välittää rakennekerrosten välinen normaalivoima. Leikkausliitoksen asteen kasvaessa nousee myös neutraaliakseli lähemmäs rakenteen yläpintaa, jolloin poikkileikkauksen taivutuskapasiteetti nousee.



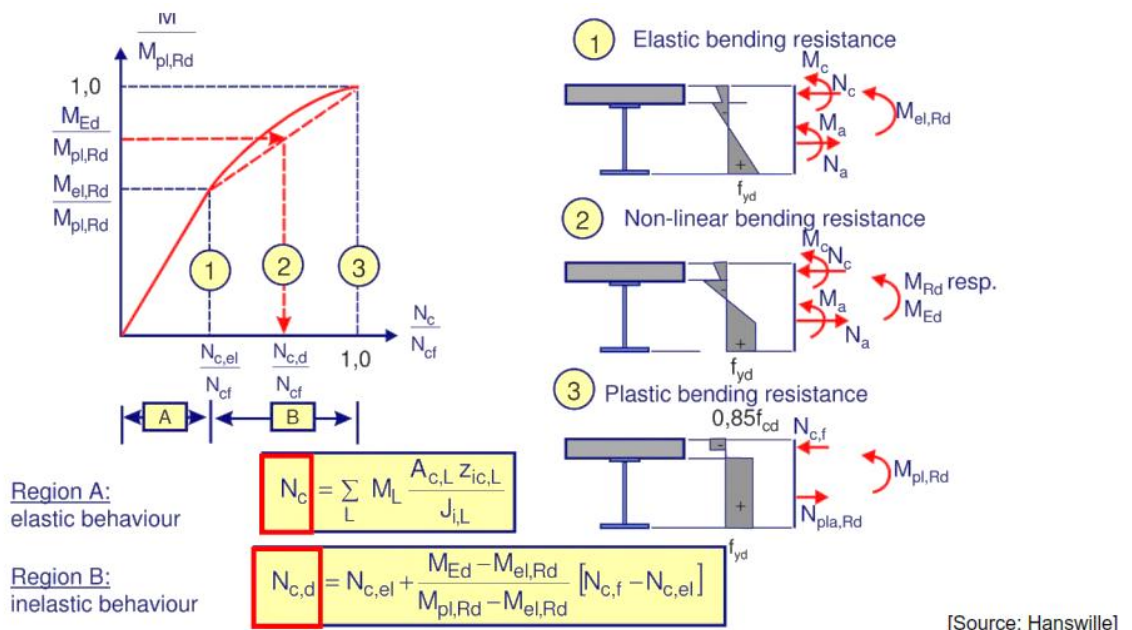
Kuva 3.20 Liittorakennepoikkileikkauksen taivutuskapasiteetin kehittyminen (Hanswille G. 2008)

Liittopalkilla on tunnistettavissa kolme jännitysjakautumaa, jota ovat esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 3.21). Käytännön suunnittelussa usein oletetaan, että betonin taivutuskapasiteetti on nolla ja leikkausliitoksen asteen nousulla vaikutetaan vain betoniosan kyykyyn välittää normaalivoimaa. Tällöin oletetaan, että betoniosassa ei ole pituussuuntaista raudoitusta välittämässä laatassa vallitsevaa normaalivoimaa tai toimimassa laatan taivutuksessa.

Vaiheessa yksi on osien välinen leikkausliitos osittainen ja neutraaliakseli sijaitsee teräsosassa. Teräspoikkileikkauksen jännitykset ovat kauttaaltaan kimmoisella alueella ja betoniosassa vallitsee teräsosan kanssa bilineaarinen jännitystila. Palkin taivutuskapasiteetti koostuu yksittäisten osien taivutuskapasiteetista sekä osittaisen leikkausliitoksen ylläpitämästä voimaparista.

Toisessa vaiheessa teräsosa on plastisoitunut osittain ja neutraaliakseli sijaitsee teräsosassa. Esimerkin palkissa alaosa on saavuttanut myötörajan, ja yläosassa vallitsee vastaavanlainen bilineaarinen jännitystila kuin edellisessäkin tilanteessa.

Kolmannessa ja viimeisessä tilanteessa on teräsosa saavuttanut kokonaisuudessaan myötörajan ja poikkileikkaus saavuttaa plastisen taivutuskapasiteettinsa. Vain osa betonista on puristettu, joten neutraaliakseli sijaitsee betoniosassa. Poikkileikkauksen tasapainoehdon mukaan on vaikuttaa molemmissa osissa yhtä suuri, mutta vastakkaismerkkinen normaalivoima, jota välittää leikkausliitos. Leikkausliitoksen kapasiteetin tulee siis olla vähintään teräksen normaalivoimakapasiteetin suuruinen, jotta liitos voi pitää yllä eri osien välistä tasapainoa. Poikkileikkauksen sisäistä voimatasapainoa on havainnollistettu kuvassa alla.



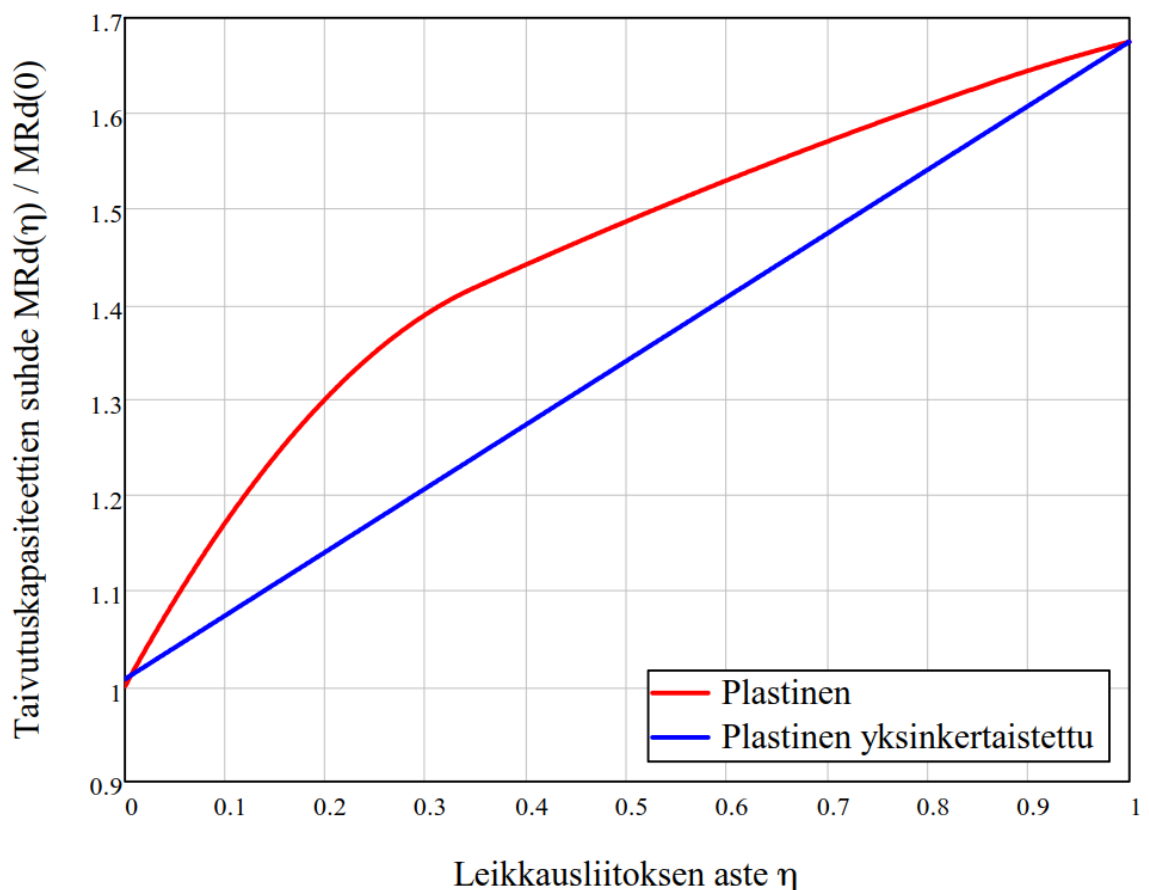
Kuva 3.21 Pituussuuntaisten leikkausvoimien kehittyminen (Hanswille G. 2008)

Poikkileikkauksen plastinen taivutuskapasiteetti positiivisen momentin alueella saadaan tämän perusteella laskettua kahdella eri menetelmällä.

Ensimmäinen tapa on kertoa betonin puristusresultanttia leikkausliitoksen asteella, jolloin poikkileikkauksen neutraaliakseli siirtyy ylöspäin betonin normaalivoimakapasiteetin noustessa ja poikkileikkauksen taivutuskapasiteetti kasvaa. Tämä johtaa paloittain jatkuvaan funktioon, sillä neutraaliakselin siirtyessä ylöspäin, poikkileikkauksen taivutuskapasiteetin laskenta muuttuu siitä riippuen, sijaitseeko neutraaliakseli uumassa, ylälaipassa vai betonilaatassa. Liittopoikkileikkauksen taivutuskapasiteetin laskentaperiaatteet pysyvät ennallaan.

Toinen menetelmä on linearisoida kapasiteetti liittopoikkileikkauksen ja eri rakenneosien taivutuskapasiteettien välillä. Tällöin kapasiteetti muuttuu lineaarisesti pelkän teräs-poikkileikkauksen ja täydellisen liittopoikkileikkauksen välillä.

Näitä eri laskentatapoja on havainnollistettu seuraavassa kuvassa (Kuva 3.22), jossa taivutuskapasiteettien suhde on esitetty liittovaikutuksen asteen funktiona molemmilla laskentamenetelmillä.



Kuva 3.22 Liittovaikutuksen aste taivutuskapasiteetissa

3.6 Leikkausliittimetön liitos

Leikkausliittimetön liitoksessa liittovaikutus perustuu pintojen väliseen tartuntalujuuteen tai kitkaan. Näistä jälkimmäisen huomioon ottaminen ei ole käytännön suunnittelussa järkevää, sillä se johtaisi monimutkaisiin raskaisiin laskentoihin. Tartuntalujuu- den huomioiminen on kitkaan verrattuna yksinkertaista ja suoraviivaista. Pintojen välistä tartuntalujuu- tta voidaan mitata ja sen oletetaan pysyvän vakiona kuormitustasosta ja kuormituksen sijainnista riippumatta.

Ongelma leikkausliittimetön rakenteessa on sen hauras käyttäytyminen. Perinteiseen vaarnatappiin verrattuna muodonmuutoskyky on olematon ja tartunnan murtuessa on kaikki yhteisvaikutus menetetty. Tämä usein tulee esiin kannen päissä, joissa muodon- muutoserot ovat suurimmillaan. Sillan keskialueella, saattaa tartuntalujuuteen perustuva yhteisvaikutus olla vielä voimassa pienten muodonmuutosvoimien ansiosta. Tällä alu- eella liittovaikutus on tarpeen, sillä vapaasti tuetulla rakenteella keskialueella kehitty- myös taivutuksessa suurimmat rasitukset.

3.6.1 Liitoksen jouston vaikutus taivutusjäykkyyteen

Liitoksen jäykkyys vaikuttaa sen leikkausvoimajakaumaan. Yleisesti liitokset oletetaan täysin jäykiksi, jolloin poikkileikkaus voi saavuttaa edellä esitetyt taivutusjäykkyyden ar- vot. Leikkausliitokset ovat kuitenkin aina joustavia, jolloin rakenneosien rajapinnoissa tapahtuu eri suuruisia liukumia. Leikkausliitoksettoman rakenteen tapauksessa liitoksen jäykkyys on nolla ja jäykkäliitoksisessa rakenteessa liitoksen jäykkyys lähestyy ääretöntä.

Osittaisen liittotoiminnan poikkileikkauksessa liitos ei ole täysin jäykkä, jolloin liittymä- pintojen välillä syntyy muodonmuutosero $\Delta\varepsilon$. Poikkileikkauksen tehollinen jäykkyys määräytyy tällöin muodonmuutoseron mukaan. Tehollista jäykkyyttä voidaan tuolloin ar- vioida kaavalla.

$$EI_{com,eff} = EI_{ac} \left(1 + \alpha_i - \frac{\Delta\varepsilon}{M-F \cdot e_i} e_i \frac{EA_a \cdot EA_c}{EA_{ac}} \right) \quad (22)$$

Jossa,

$EI_{com,eff}$	= Tehollinen taivutusjäykkyys
α_i	= Liittojäykkyysskerroin
$\Delta\varepsilon$	= Muodonmuutosero
M	= Ulkoinen momentti
e_i	= Sisäinen momenttivarsi
EA_a	= Teräsosan aksiaalijäykkyys
EA_c	= Betoniosan aksiaalijäykkyys
EA_{ac}	= $EA_a + EA_c$

Poikkileikkauksessa vaikuttava ulkoinen momentti on aina jakaantunut sen osien jäykkyyksien suhteessa liitoksen jouston suuruudesta riippumatta. Ulkoinen momentin jakaantuminen eri rakenneosien kesken voidaan määrittää kaavalla:

$$M = M_a + M_c + F \cdot e_i \quad (23)$$

$$F = F_c = -F_a \quad (24)$$

Joissa,

- M_a = Teräsosassa vaikuttava momentti
- M_c = Betoniosassa vaikuttava momentti
- F = Osien välinen normaalivoima
- e_i = Sisäinen momenttivarsi
- F_c = Betoniosan normaalivoima
- F_a = Teräsosan normaalivoima

Taivutusmuodonmuutosten perusteella voidaan tarkastella rakenteen päässä tapahtuvia muodonmuutoksia tai liukumia. Tällöin liitoksen jäykkyys voidaan lausua myös leikkausvuon ja liukuman avulla. Poikkileikkauksen ja rasiuksen muuttuessa tämä lause ei kuitenkaan pidä ehtoitta paikkaansa.[13] Kaavaa voidaan pitää yleistyksenä jousijäykkyyden arvolle alueella, jossa liukumia ovat suurimmillaan.

$$K_{sc}(x) = \frac{v_l(x)}{\delta(x)} \quad (25)$$

Jossa,

- K_{cs} = Liitoksen jousijäykkyys
- v_l = Liitoksen leikkausvuo
- δ = Liitoksen liukuma

3.6.2 Liitoksen jäykkyys

Täysin jäykällä liitoksella todettiin kappaleiden välisen muodonmuutoksen olevan nolla. Jos liitos ei ole täysin jäykkä, syntyy pintojen välille muodonmuutoseroa, jota voidaan arvioida poikkileikkauksen tehollisen taivutusjäykkyyden avulla. Aivan kuten kappaleessa 3.2.3 muodostettiin liittojäykkyyseroimen avulla lauseke taivutusjäykkyydelle, voidaan samaa soveltaa myös näiden suureiden tehollisille arvoille.

$$EI_{com,eff} = (1 + \alpha_{i,eff})(EI_1 + EI_2 + \dots + EI_i) \quad (26)$$

Jossa,

- $EI_{com,eff}$ = Tehollinen taivutusjäykkyys
- $\alpha_{i,eff}$ = Tehollinen liittojäykkyyseroin

Tehollisen liittojäykkyyseroimen määrittämiseksi tulee muodostaa parametrit, jotka huomioivat palkinjäykkyydet, mitat ja itse liitoksen jäykkyyden. Joustoparametri r_δ on

kerroin, joka kuvaa liitoksen joustavuutta. Kertoimen ollessa 1, ei liitoksella ole leikkausjäykkyyttä ja kertoimen lähestyessä arvoa 0, lähestyy liitoksen jäykkyys täydellistä leikkausliitosta [13]. Joustokerroin voidaan lausua palkin jäykkyyksien ja jäykkyysskertoimien funktiona:

$$r_{\delta} = \frac{\delta_{s,0}}{\delta_{s,0,eff}} = \frac{\frac{\alpha_i EI_a + EI_c}{\alpha_{i+1} e_i^2}}{\frac{\alpha_i EI_a + EI_c}{\alpha_{i+1} e_i^2} + \mu_m * K_{sc,d} * L^2} \quad (27)$$

Jossa,

$\delta_{s,0}$	= Leikkausliitoksettoman liitoksen aksiaalijäykkyys
$\delta_{s,0,eff}$	= Tehollisen liitoksen aksiaalijäykkyys
α_i	= Liittojäykkyyserroin
μ_m	= Jakaantuneisuuskerroin
$K_{sc,d}$	= Liitoksen jäykkyyserroin

Jakaantuneisuuskerroin μ_m riippuu kuormajakaumasta, mutta likimääräistykseenä voidaan käyttää arvoa 1/10. [13]. Parametrin tarkat arvot ovat:

- Tasaisella kuormituksella $\mu_m = \frac{5}{16*3} = 0,104166 \dots$
- Pistekuorma jänteen keskellä $\mu_m = \frac{1}{4*3} = 0,0833 \dots$

Teholliselle liittojäykkyysskertoimelle voidaan niin ikään muodostaa lauseke:

$$\alpha_{i,eff} = \frac{1 - \frac{\delta_{s,0}}{\delta_{s,0,eff}}}{1 + \alpha_i \frac{\delta_{s,0}}{\delta_{s,0,eff}}} = \frac{1 - r_{\delta}}{1 + \alpha_i * r_{\delta}} \quad (28)$$

Lausekkeita voidaan vapaasti tuetun palkin lisäksi soveltaa myös jatkuvissa palkeissa korvaamalla jännemitta L tehollisella jännemittalla L_{eff} . Liitoksen liukuman arviointi analyttisin menetelmin rajoittuu tälle teholliselle alueelle, sillä tukialueella palkin taivutuksesta aiheutuvat vetovoimat ja leikkauksesta muodostuva työntövoima ovat erimerkkiset.

3.6.3 Liitoksessa vaikuttava kitka

Leikkausliittimettömässä palkissa, jossa betonilaatta on sijoitettu teräspalkin päälle, vaikuttaa liitoksessa kitkavoimia, jotka pyrkivät estämään pintojen välistä liikettä. Teräspalkin päällä olevien rakenneosien omapaino ja hyötykuormat aiheuttavat teräspalkin yläpintaa vasten vaikuttavia normaalivoimia. Kun näiden päällekkäin asetettujen rakenneosien välille kohdistetaan vaakavoima, muodostuu rajapintaan vaakakomponentti vastustamaan pintojen suuntaista liikettä. Kitkan suuruus riippuu liikkeestä. Liitoksessa vaikuttava lepokitka kasvaa aluksi kunnes pintojen välille syntyy muodonmuutoseroa ja liikettä vastustaa liikekitka. Kitkakerroin on liikkeelle saattamiseen vaativan voiman ja puristavan voiman suhde:

$$\mu = \frac{F}{N} \quad (29)$$

Jossa,

F = Vaakavoima

N = Puristava voima

Liitoksessa vaikuttava kitkavoima riippuu pintojen laadusta. Rakenneosien kuormitushistoria ja rakenteen kunto vaikuttavat merkittävästi pintojen välisiin ominaisuuksiin. Sillan vuosikymmeniä pitkän käyttöiän aikana liitospinta on kokenut valtavan määrän kuormitustoistoja. Jos kuormitus aiheuttaa pintojen välille muodonmuutoseroa, muuttuu myös liitoksen ominaisuudet pintojen kulumisen ja jauhautumisen vuoksi. Kuormituksen luonne vaikuttaa myös kitkavoimiin, sillä dynaaminen sysäys voi olla riittävä ylittämään lepokitkan, jolloin pintojen välille syntyy liikekitkan vastustamaa liikettä.

Rakenneanalyysissä kitkaliitos toimii aina epälineaarisesti, eikä rajausta lepo- ja liikekitkan välille ole helppo toteuttaa käytännön menetelmin. Tarkka kitkavoimien analysointi vaatisi kattavia mittauksia koko palkin pituudelta, jotta muodonmuutoserojen kehittyminen ja kitkavoimien jakaantuminen saataisiin määritettyä. Keskimääräistä kitkakertoimen arvoa voidaan kuitenkin approksimoida kokopalkin matkalla edellä esitettyä kaavaa soveltaen:

$$\mu = \frac{\int_0^L v_{Eff}(x) dx}{\int_0^L (g+q)} \quad (30)$$

Jossa,

v = Tehollinen leikkausvuo

g = Puristava voima pysyvistä kuormista [kN/m]

q = Puristava voima hyötykuormista [kN/m]

Kaavassa esiintyvä tehollinen leikkausvuo voidaan lausua leikkausliitoksen asteen ja palkin pituusakselin funktiona seuraavan kaavan avulla.

$$v_{Eff}(\eta, x) = \frac{E_c \cdot S_c(\eta)}{EI_{com,eff}(\eta)} \quad (31)$$

Jossa,

E_c = Betonin kimmokerroin

η = Leikkausliitoksen aste

S_c = Tehollinen staattinen momentti

$EI_{com,eff}$ = Tehollinen taivutusjäykkyys leikkausliitoksen asteen funktiona

3.7 Rakennemallit

Siltarakenteissa moniaukkoisissa silloissa palkit rakennetaan lähes poikkeuksetta jatkuviksi. Jatkuvalle palkilla saavutetaan usein merkittävästi taloudellisempi rakenneratkaisu kuin vapaasti tuetulla rakenteella.

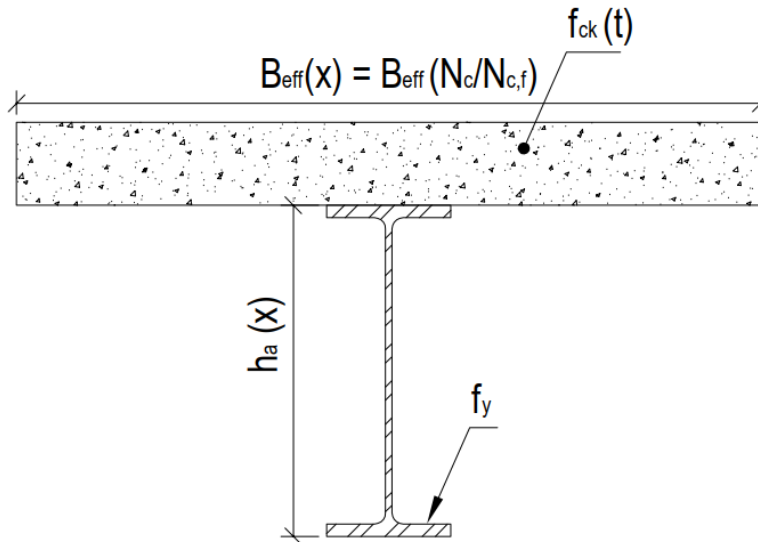
Tässä yhteydessä ei ole eroteltu täyden yhteistoiminnan palkkeja erikseen. Vaikka tutkimuksen painopisteenä on osittainen liittovaikutus siltapalkissa, mutta siihen voidaan yhtä lailla soveltaa täyden liittovaikutuksen palkkien laskentaperiaatteita. Liittorakenteisen siltapalkin laskentaperiaatteet pätevät aina kun yhteisvaikutuksen aste on yli 0.

3.7.1 Poikkileikkauksen mallintaminen

Liittorakenteisen sillan poikkileikkaus koostuu yleisesti päällekkäin sijaitsevista rakenneosista, betonilaatasta ja sen alapuolella olevasta teräspalkista tai -kotelosta. Rakennemallissa näitä eri materiaaleista koostuvia osia tulee käsitellä yhtenä poikkileikkauksena. Tämän vuoksi yleisesti käytetään menetelmää, jossa kansilaatta mallinnetaan kuorielementtinä todellisia mittoja käyttäen, mutta sen aksiaali- ja taivutusjäykkyys redusoidaan nolaksi sillan pääsuuntaan. Varsinainen liittopoikkileikkaus mallinnetaan omana sauvanaan. Tällä tavoin välttyään niin sanotulta kaksoisjäykkyydeltä, joka aiheutuu eri rakenneosien painopisteiden välille muodostuvasta voimaparista. Tätä ei sovi sekoittaa betoni- ja teräsosien välille liittopoikkileikkauksessa muodostuvaan sisäiseen momenttivarteen, joka on jo huomioitu poikkileikkaussuureita laskettaessa.

Useat FEM-ohjelmiston osaavat laskea liittorakenteiden poikkileikkausarvot ja rasitukset. Erityisesti betonin aikariippuvaisista materiaaliominaisuuksista saattaa aiheutua lukuisia eri poikkileikkauksia rakenteen kuormitushistorian aikana. Tämä johtaa siihen, että poikkileikkausarvojen lisäksi myös rakenteen kuormajakauma on alati muuttuva teoriassa koko rakenteen elinkaaren ajan.

Teräsojan pysyessä pääsuunnassa samana koko kuormitushistorian ajan, tapahtuu betonissa lujittumista, kutistumista ja virumaa. Betonin ominaisuudet ja sen myötä myös poikkileikkausarvot muuttuvat. Yksi tapa on luoda eri poikkileikkaukset jokaiselle vaiheelle (Taulukko 2 Esimerkki liittopalkin kuormitushistoriasta) huomioiden betonin sen hetkiset materiaaliominaisuudet. Tällöin kuormitus liitetään aina sillä hetkellä toimivaan poikkileikkaukseen. Laskentamenetelmän sen mahdollistaessa, voidaan myös luoda yksi liittorakennepoikkileikkaus, jossa huomioidaan suoraan betonin materiaaliominaisuudet ajan funktiona. Tällöin voidaan palkin kuormitushistoria liittää suoraan materiaalin lujuuden ja poikkileikkausarvojen kehitykseen.



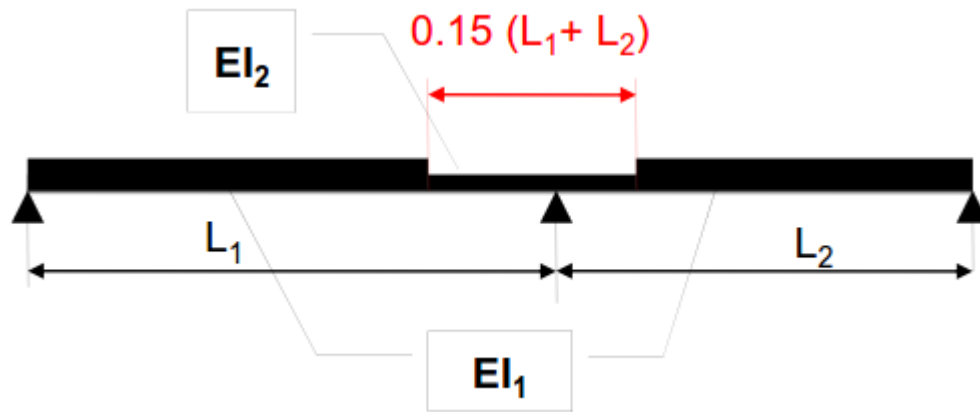
Kuva 3.23 Palkin poikkileikkauksen mallintaminen

Poikkileikkauksen parametrinen mallintaminen palkin x-akselin suuntaisten muuttujien avulla avaa myös muita mahdollisuuksia rakenneanalyysiin. Esimerkiksi hyödyllinen leveys ja koekuormituksessa muuttuvana tekijänä oleva yhteisvaikutus voidaan mallintaa funktiona. Tällöin muuttuvia parametreja on helppoa hallita ja lukuisilta eri poikkileikkauksilta vältytään.

3.7.2 Jatkuvat palkit taivutuksessa

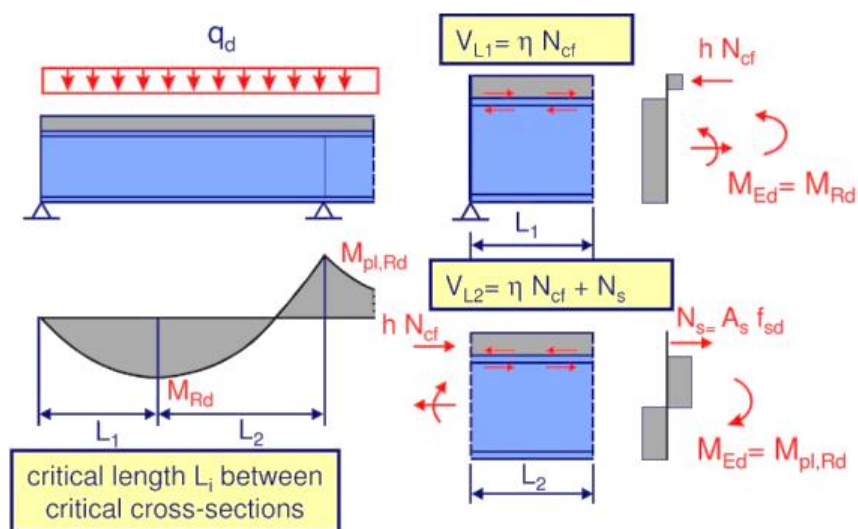
Jatkuviin palkkeihin pätee muutamaa erityispiirrettä lukuun ottamatta samat periaatteet kuin vapaasti tuettuun rakenteeseen.

Ensinnäkin, vapaasti tuetussa palkissa rakenteeseen kohdistuu positiivista taivutusta, jolloin teräsosa on osittain tai kokonaan vedetty ja betonilaatta täysin puristettu. Jatkuvilla rakenteella betonilaatan puristus muuttuu vedoksi lähestyttäessä tukialuetta. Negatiivisen momentin alueella palkki toimii kuin ulokkeena, jolloin betonilaattaan kohdistuu usein vetojännityksiä, jotka ylittävät betonilaatan vetolujuuden. Laatta halkeaa, jännitykset jakautuvat uudelleen ja tukialueen taivutuskapasiteetti pienenee. Tästä syystä betonilaatta oletetaan halkeilleeksi tukialueella ja liittopoikkileikkaus koostuu enää kahdesta teräsosasta: vedetystä raudoituksesta ja osittain puristetusta teräspalkista.



Kuva 3.24 Palkin jäykkyyden redusointi tukialueella

Halkeillut alue voidaan määrittää laskemalla laatan jännitykset kuormien ominaisyhdistelmällä ja vertailla niitä betonin vetolujuuteen. Täyden liittovaikutuksen palkilla halkeillut alue voidaan myös tietyin rajoituksin arvioida ulottuvan 15% etäisyydelle jännemitan pituudesta. Halkeillut alue vaikuttaa siis poikkileikkausarvojen lisäksi rakennemallin kuormitusjakaumaan.



Kuva 3.25 Poikkileikkauksen jännitysjaakauma positiivisessa ja negatiivisessa taivutuksessa (Hanswille G. 2008)

3.7.3 Muodonmuutoskuormat

Muodonmuutoskuormista aiheutuu jatkuvalla rakenteella vaikutuksia, jotka eivät pääse vapaasti purkautumaan. Näihin lukeutuvat esimerkiksi lämpötilakuormat ja betonilaatan kutistuminen. Vapaasti tuetulla rakenteella poikkileikkauksessa vallitsevat pakkojännitykset näkyvät palkin taipumisena tukireaktioiden pysyessä ennallaan. Jatkuvalla rakenteella näin ei ole, sillä pakkojännitystila on tukipisteissä estetty. Tukireaktiot ovat estetyssä pakkojännitystilassa eri suuruisia, mutta tasapainotilan säilymiseksi tulee niiden

summan olla nolla. Eri merkkisistä tukireaktioista aiheutuu palkin x -akselin funktiona muuttuvat pakkojännitystila.

Taivutusmuodonmuutokset välituella aiheuttavat vastaavanlaisia leikkausmuodonmuutoksia kuin positiivisen momentin alueella. Palkissa vaikuttava työntövoiman suuntautuu kohti välitukea. Tukialueella syntyy tällöin muodonmuutostila, jossa betonilaatta on taivutusteorian mukaan vedetty, mutta siihen kohdistuu samanaikaisesti vastakkaissuuntaista liukumaa.

4. RONNALAN SILLAN KOEKUORMITUS

Sillan koekuormituksella voidaan tuottaa tarkkaa tietoa rakenteen todellisesta toiminnasta. Koekuormituksessa sillan yli ajetaan ajoneuvoja eri kuormituskaistoja ja -tasoja käyttäen. Ajoneuvot ylittävät sillan pysähdellen, jolloin kuormitusvaiheet koostuvat useista staattisista kuormitustapauksista. Kuormien poikkisuuntaista jakaantumista selvitetään ajamalla ajoneuvo useita eri kuormakaistoja pitkin.

Siltarakenteen kuormitushistoria, materiaalit, vauriot ja mittapoikkeamat aiheuttavat lukuisia epävarmuustekijöitä, joiden vaikutuksia on mahdotonta arvioida ilman yksityiskohtaista tutkimusta siltapaikalla. Erityisesti leikkausliittimettömällä betonikantisella teräspalkkisillalla on olennaista selvittää, miten kuormat jakautuvat ja toimiiko kansi liittorakenteena.

4.1 Kohteen tiedot

Koekuormitettu silta on Seinäjoen kunnassa sijaitseva Ronnalansilta. Silta sijaitsee osoitteessa Vile Ritolantie, tieosoite: 17145-001-00887 Mäntymäki-Luomajoki. Silta on tyyppiltään teräsbetonikantinen teräspalkkisilta ja se on valmistunut vuonna 1956. Sillan jännemitta on 15,00 metriä ja hyödyllinen leveys 7,00 metriä. Sillan suunnittelukuorma on AII / 12 tn akselikuorma. Silta on perustettu maanvaraisesti.



Kuva 4.1 Ronnalansillan yleiskuva koekuormituksessa 2017

Vuonna 2016 tehdyn laskennan mukaan sillan keskimääräinen vuorokausiliikenne on 358 ajoneuvoa päivässä, josta raskasta liikennettä on 3%. Sillalla on painorajoitus telille 16 tn ja ajoneuvon kokonaismassalle 50 tn, jonka vuoksi raskas liikenne kiertää toista reittiä. Poistamalla tai keventämällä painorajoitusta, palvelisi silta paremmin liikenteen tarpeita. Vuonna 2014 tehdyn yleistarkastuksen mukaan sillan yleiskunto on välttävä ja päällysrakenteen kunto hyvä. Silta on perusparannettu vuonna 1994.

Silta valittiin koekuormitettavaksi kohteeksi erityisesti sen suoraviivaisen rakennemallin vuoksi. Sillassa ei ole pääkannattimien päittäisjatkoksia, jotka toimivat paikallisina leikkausliitoksina eikä varsinaisia leikkausliittämiä. Näiden tekijöiden huomiointi rakenneanalyysissä olisi erittäin monimutkaista ja ne sisältäisivät lukuisia muuttujia. Minimoidulla epävarmuustekijät rakenteen leikkausliitoksen suhteen, on yhteisvaikutuksen ulosmittaaminen yksinkertaisempaa ja tulokset luotettavampia.



Kuva 4.2 Ronnalansilta koekuormituksessa kesällä 2017

Koekuormitus- ja mittausjärjestelyt tehtiin yhteistyössä Liikenneviraston, Sweco Rakennetekniikka Oy:n, Dimense Oy:n ja Etelä-Pohjanmaan ELY-keskuksen kanssa kesäkuussa 2017.

4.2 Sillan rakenne

Sillan päällysrakenne koostuu kolmesta pääkannattimesta ja niiden päälle valetusta betonilaatasta. Poikkisuunnassa kantava rakenne on jäykistetty aukon keskellä valssatulla I-profiililla ja tukilinjoilla U- ja L-profileista koostuvilla ristikoilla. Kaikki liitokset ovat Ø20 mm niittiliitoksia.

Kyseistä siltatyyppeä on rakennettu lukuisia Tie- ja vesirakennushallituksen tyyppipiirustuksen TD32 pohjalta. 1950 -luvun alussa julkaistu piirustussarja sisällyttää päällysrakenteen välttämättömän mittatiedon ja detajjiikan yhteen piirustukseen. Normaalipiirustus on laadittu vuonna 1951 ja vuonna 1955 siihen on päivitetty pyöröteräksen st37 lisäksi vaihtoehtoinen raudoitus harjateräksellä V40.

Tämän siltatyypin edustajia on edelleen tiestöllä ja osa näistä rakenteista on edelleen hyväkuntoisia. Suurin osa näistä silloista on rakennettu 1950 ja 1960 -luvuilla jännemittojen vaihdella 14 ja 18 metrin välillä. Tämä rakenne on toiminnaltaan yksinkertainen. Pääkannattimet ovat kaikki samanlaisia, eikä niissä ole jatkoksia. Rakenteessa ei ole myöskään liitoslevyjä tai tartuntoja, joilla se liittyisi kansilaataan.

4.2.1 Pääkannattimet

Pääkannattimet ovat ajalle tyyppillisesti valssattuja I-profiileja. Tämän jännemitta-alueen silloissa pääkannattimissa ei ole jatkoksia. Samoja tyyppipiirustuksia on sovellettu eri jänneväliden silloilla vain pääkannattimien profiilia muuttamalla. Sillan kolme pääpalkkia sijaitsevat 2390 mm keskiöetäisyydellä toisistaan. Ronnalán sillassa profiilit ovat tyyppitään I Dimel 80 ja teräslaatu st37.

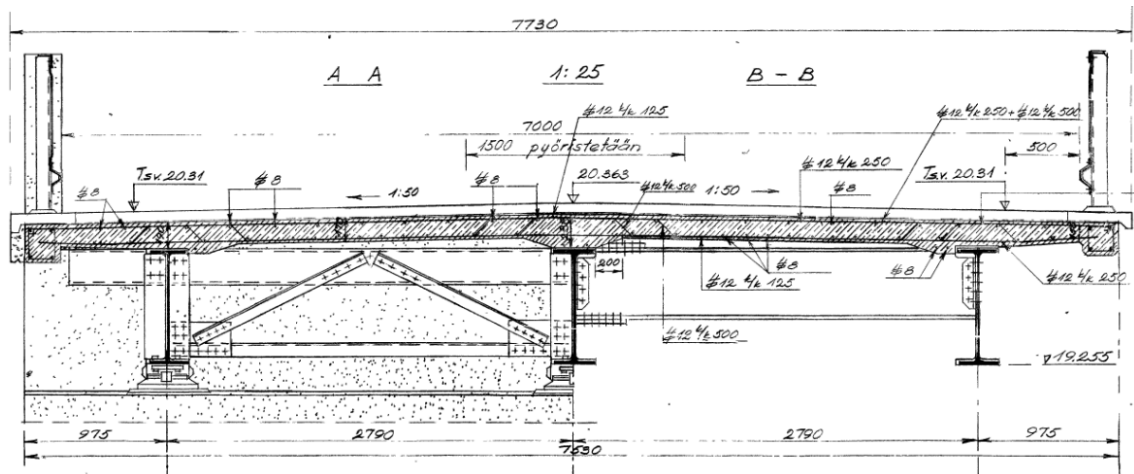


Kuva 4.3 Ronnalán sillan pääkannattimet koekuormituksessa kesällä 2017

Koekuormituksen yhteydessä palkkien profiilit on tarkistettu, jolloin ainevahvuuksissa ja ulkomitoissa on havaittu mittapoikkeamia profiilin nimellisarvoihin nähden. Mitat eivät myöskään vastaa mitään muuta sillan rakentamisaikaan käytössä ollutta profiilia, joten muutokset voivat johtua mittaepätarkkuuksista rakenteen valmistuksessa. Siltapaikalla tehtyjen mittausten perusteella palkit P1 ja P2 ovat samaa profiilia, mutta palkin P3 poikkileikkausmitat olivat hieman muita palkkeja pienemmät.

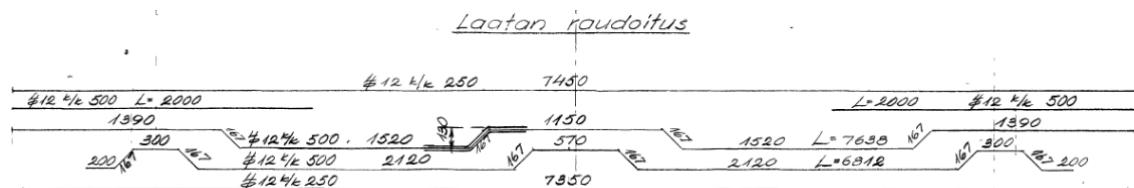
4.2.2 Kansilaatta

Kansirakenne on paikalla valettu betonilaatta. Kansilaatassa on kaksipuolinen sivukallistus ja matalat reunapalkit. Laatan paksuus on reunimmaisten palkkien kohdalla noin 180 mm, keskipalkin kohdalla noin 230 mm ja palkkien välissä 190 mm. Kansirakenne on A-betonia, jonka murtolujuus on 250 kg/cm^3 .



Kuva 4.4 Kannen poikkileikkaus (Sillan yleispiirustus 3120-a)

Sillan raudoitus on tehty harjateräksestä V40. Sillan tyyppiinirustuksessa TD32 annetaan vaihtoehtoinen raudoitus molempia terästyypejä käyttäen.



Kuva 4.5 Ajotielaaan raudoitus (Sillan yleispiirustus 3120-a)

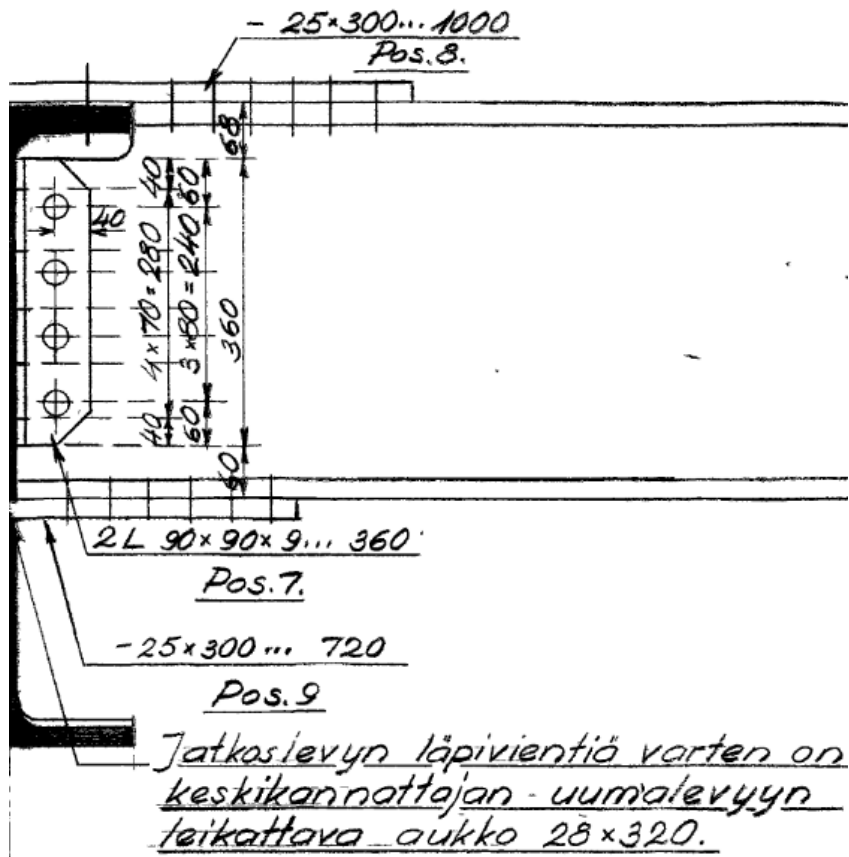
Sillan pääkannattimet on laakeroitu rullalaakereihin. Rullalaakereista voidaan nähdä, että silta pysyi omalla painollaan kuormitettuna laakerien keskiasennossa. Sillan päällysrakenne ei ole siis siirtynyt pituussuunnassa, eikä päätytukien oleteta liikkuneen aukkoa kohti.

4.2.3 Poikkipalkit aukossa

Sillan poikkirakenne on aukon keskellä I-profiili (Dimel 40), joka on tehty jatkuvaksi reunimmaisten pääkannattimien välillä. Keskimmäisen pääkannattimen uumaan on tehty aukko, jonka läpi on sijoitettu poikkipalkin alalaipan jatkoslevy. Poikkipalkin ylälaipan jatkoslevy on sen sijaan viety pääkannattimen yläpuolelta. Tämän lisäksi poikkipalkki on liitetty pääkannattimiin sen uuman molemmin puolin olevien L-profiilien avulla.



Kuva 4.6 Ronnalan sillan poikkipalkki aukon keskellä



Kuva 4.7 Keskimmäisen poikkipalkin jatkos (Sillan yleispiirustus 3120-a)

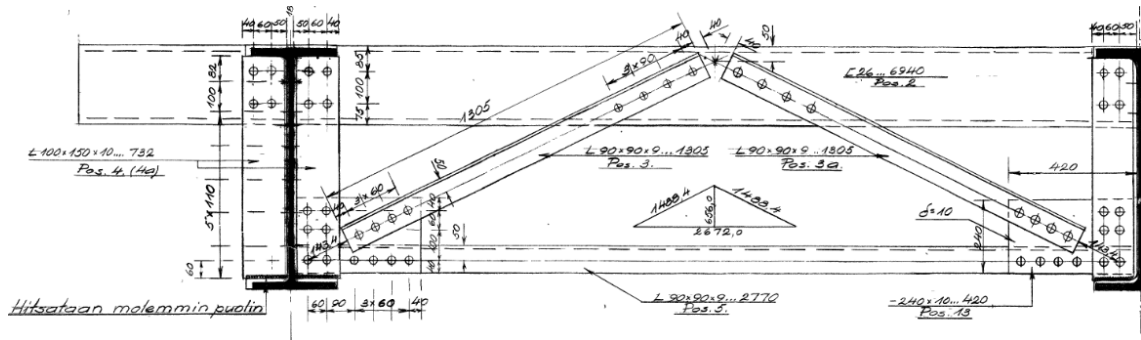
Siltaan poikkipalkin ylälaipan jäädessä kannen betonivalun sisään, pääkannattimien kohdalle muodostuu teoriassa paikallinen leikkausliitos. Silta paikalla tehtyjen havaintojen mukaan poikkipalkki on liikkunut pääpalkkiin nähden. Sekä osassa poikkipalkin niittiliitoksista, että betonilaatan ja poikkipalkin rajapinnassa oli merkkejä liikkeestä. Aukon keskellä teräspalkin ja betonilaatan väliset muodonmuutoserot ovat pienimmillään ja leikkausliitoksen jäykkyys on todella alhainen. Kyseisen liitosdetaljin ei oleteta vaikuttavan sillan pääsuunnan toimintaan.



Kuva 4.8 Ronnalan sillan poikkipalkin liitos reunimmaiseen pääkannattimeen

4.2.4 Päätyrakenne

Sillan tukilinjoilla poikkirakenne on K-ristikko, joka koostuu niittiliitosten ja liitoslevyjen avulla toisiinsa liitetyistä avoprofiileista. Ristikon sauvat ovat L-profiileja (L90x90x9) ja yläpaarre U-profiili (U-20). Tukilinjalla on lisäksi pystyjäykisteet pääkannattimen molemmin puolin, jotka toimivat myös osana ristikkoo. Pystyjäykisteet ovat niin ikään L-profiileja (90x150x10), jotka on kiinnitetty lyhyeltä sivultaan pääkannattimen uumaan niittiliitoksin pitkän sivun jäädessä tukilinjan suuntaiseksi.



Kuva 4.9 Tukilinjan poikkijäkisteet (Sillan yleispiirustus 3120-a)



Kuva 4.10 Ronnalan sillan päätyristikko

Sillan päätyristikko on pääosin hyvässä kunnossa muutamia pistemäisiä korroosiovauroita lukuunottamatta. Niittien kantojen kohdalla ei ole havaittavissa liikettä, eikä levyosien liitoksissa murtumia. Sillan päädyssä ristikon yläparre liittyy pääpalkkien kohdalla betonikanteen vastaavalla tavalla kuin aukon keskellä oleva poikkipalkki. Poikkipalkki sijoittuu noin 30 millimetriä betonivalun sisään kannen paksunnetun osan kohdalla. Toisin kuin aukon keskellä, sillan päädyssä muodonmuutoserot ovat suurimmillaan päädyn poikkipalkin kohdalla.



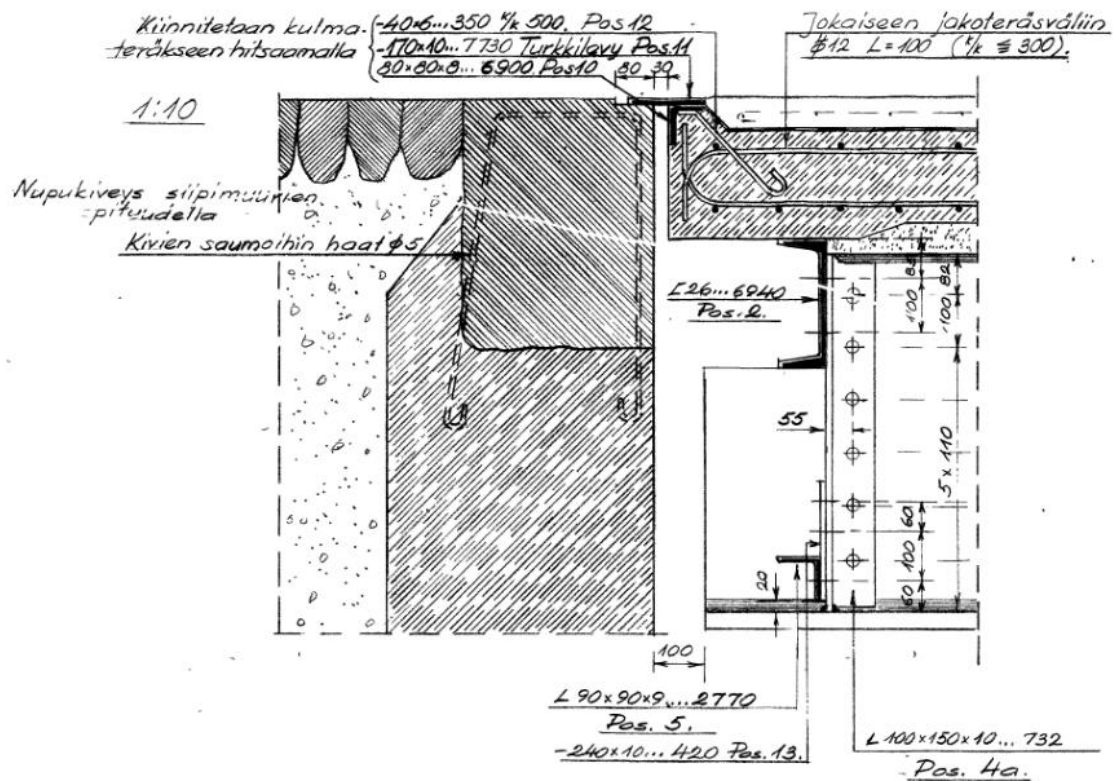
Kuva 4.11 Ronnalan sillan kannen päätypalkki koekuormituksessa 2017

Visuaalisen tarkastelun perusteella päädyn poikkipalkin ja sillan betonikannen välillä on tapahtunut liikettä osien muodonmuutoserosta johtuen. Poikkipalkkien maalipinta oli yläpinnasta selkeästi vaurioitunut ja rakenneseosien rajapinnassa oli havaittavissa selkeä rako

tilanteessa, jossa sillan päällä ei ollut hyötykuormaa. Havaintojen perustella voidaan päätellä, että teräs- ja betoniosien välille syntyy muuttuvan kuormituksen alla liukumaa.

Päädyn poikkipalkin niittiliitokset olivat täysin ehjät, eikä vuonna 1994 tehdyn perusrannuksen jälkeen ole syntynyt silmin nähtäviä muodonmuutoksia tai vaurioita. Poikkipalkin ja pystyjäykisteen rajapinnassa oli sen sijaan havaittavissa selkeitä jälkiä osien välillä tapahtuneesta liikkeestä. Tämän voidaan olettaa syntyneen kannen liukumisesta sillan päätä kohti, jolloin betonilaatan sisällä osittain olevan poikkipalkki pyrki vetäytymään irti pystyjäykisteestä.

Rakenteeseen on kohdistunut sen käyttöiän aikana suuret määrät kuormitustoistoja, jotka ovat löystyttäneet sekä teräksisen poikkipalkin ja sillan betonikannen välistä liitosta, että poikkipalkin liitosta pystyjäykisteeseen.



Kuva 4.12 Ronnalan sillan kannen päätyrakente (Sillan yleispiirustus 3120-a)

4.3 Mittausjärjestelyt

Koekuormitusta varten silta instrumentoitiin yhteensä 22 mittalaitteella, jotka mittasivat sillan taipumia, rakenneosien venymiä sekä betonikannen ja teräspalkkien välisiä siirtymiä. Sillan instrumentointi valmisteltiin koekuormitusta edeltävinä päivinä ja koekuormituksen päätyttyä kaikki asennetut anturit ja kaapeloinnit poistettiin.

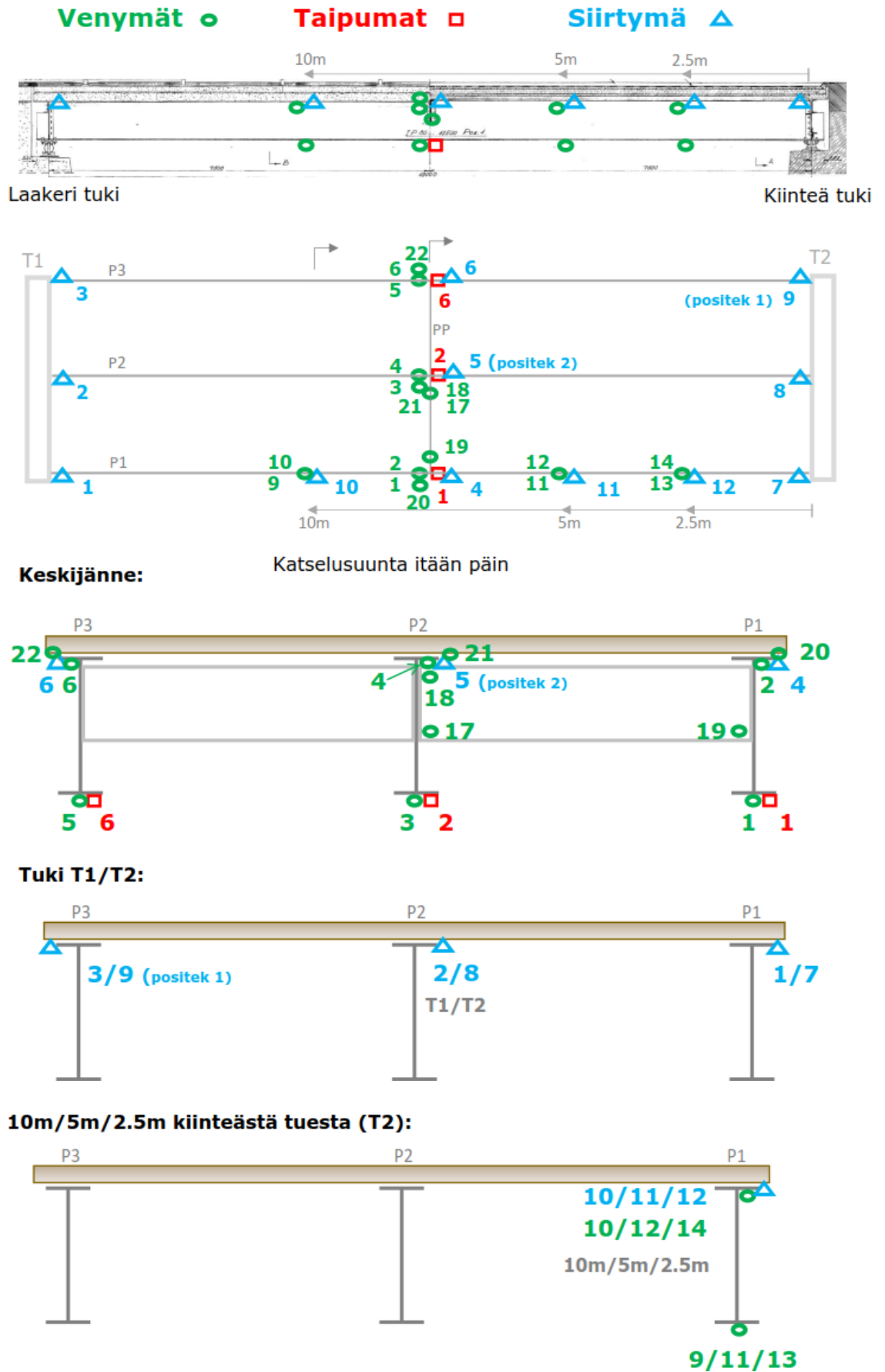
Anturit asennettiin lautalta ja rakennustelineeltä. Mittauksessa käytettiin kolmea eri mitausmenetelmää ja viittä eri anturityyppiä. Sillasta mitattiin:

1. Sillan taipumaa pystysuuntaista liikettä mittaavilla taipuma-antureilla (3 kpl),
2. Sillan rakenneosien pitkittäistä venymää venymäantureilla (18 kpl) sekä
3. Sillan kannen ja kantavien runkopalkkien välistä liikettä siirtymäantureilla (12 kpl).



Kuva 4.13 *Ronnalan sillan mittalaitteita sillan eteläpuolella*

Anturien asennuksessa ja sijoittelussa on käytetty sillan oikean ja vasemman puolen erotelussa merkintää, jossa siltaa katsotaan lännestä itään eli oikea puoli on sillan alla kulkevan joen yläjuoksun puolella (eteläpuoli). Siltaan asennettujen antureiden sijoittelu on esitetty seuraavassa kuvassa.



Kuva 4.14 Ronnalan sillan anturointikaavio (Dimense Oy, 2017)

4.3.1 Taipumamittaus

Sillan taipumaa mitattiin jokaisen pääkannattimen alalaipasta, yhteensä kolmesta pisteestä. Taipumamittauksessa käytettiin Dimense Oy:n kehittämää DMM-tasoanturia. DMM-menetelmä (Deflection Multi Meter) perustuu pyörivän tasolaserin muodostamaan referenssitason ja optisiin anturiyksiköihin. Jokainen DMM-tasoanturiyksikkö mittaa pystysuuntaista liikettä 0-160 millimetrin mittausalueella, 10 Hz näytteenottotaajuudella sekä 0,5 mm kertamittausresoluutiolla. [14]

Kuormitustestissä asennettiin kolme DMM-tasoanturia sillan pääkannattajiin liitteen 1 mukaisesti. Antureiden kiinnitystelineet asennettiin teräspalkkien alalaippoihin puristimilla ja itse anturit kiinnitettiin telineisiin magneettien avulla (2 kpl/anturi).

Alla olevassa kuvassa näkyy DMM-anturit asennettuna.



Kuva 4.15 DMM-tasoanturit asennettuna (Dimense Oy)

Tasoantureille asennettiin maapenkalle referenssitason laser (Leica Rugby 830). Laserin etäisyys tasoantureista oli 5-10 metriä. Tasolaseriin perustuva DMM-mittausmenetelmä on altis samoille virhelähteille kuin kaikki optiset mittausmenetelmät. Näitä ovat muun muassa ilman vaikutus lasersäteeseen sekä maaperän värinä ja tuuli, jotka voivat heiluttaa tasolaseria. Optimaalisissa ympäristöolosuhteissa DMM-mittausmenetelmän tarkkuus on 0,5 mm yhdellä anturin ohittavalla säteen pyyhkäisyllä mittausmatkan ollessa alle 25 metriä.



Kuva 4.16 Leica Rugby 830 tasolaser siltapenkereellä

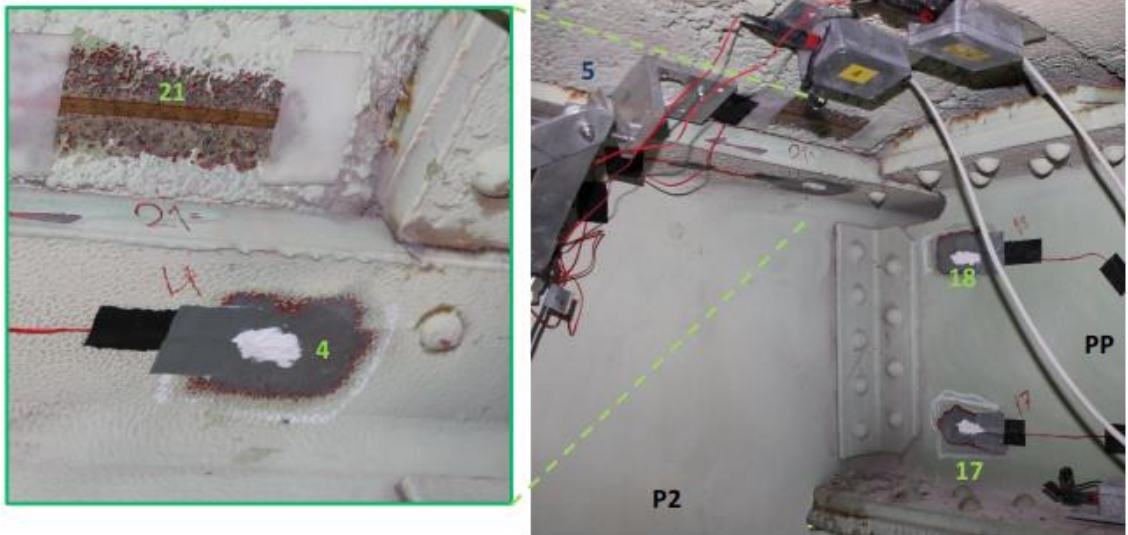
4.3.2 Venymämittaus

Rakenneosien venymien mittaamista varten asennettiin yhteensä 18 venymäantureita. Venymämittauksessa käytettiin Kyowan valmistamia venymäliuskoja, joita oli kahdenlaisia, 5 mm mittaisia teräksen mittaukseen sekä 100 mm mittaisia betonin mittaukseen. Venymäliuskojen mittausnopeus on 1 Hz käytetyllä mittauskokooppinolla. [14]

Venymäliuskat liimattiin betoniin ja teräspalkkeihin, joista sillan maalipintaa poistettiin anturialueilta. Maalin poistossa ja pinnan hionnassa käytettiin teräspinoilla hiomalaikkoja, nauhahiomakonetta, epäkeskohiomakonetta sekä vesihiomapaperia. Pinnan esikäsitelyssä edettiin karkeasta hienoon hiontamenetelmään parhaimman lopputuloksen saavuttamiseksi.

Teräsanturit kiinnitettiin pikaliimalla ja betonianturit kaksikomponenttiepoksiliimalla. Teräsanturien liimauksessa pyrittiin löytämään teräksen pinnalta määrättyltä mittausalueelta mahdollisimman tasainen kohta anturin kiinnittämiseen. Betonianturien kiinnityksessä betoni hiottiin ensin nauhahiomakoneella, jonka jälkeen pinnalle levitettiin epoksiliima ja anturi painettiin liiman päälle.

Lopuksi myös anturin pinta siveltiin samalla epoksiliimalla anturin suojaamiseksi. Teräsanturit suojattiin lopuksi silikonitahnalla. Sekä teräs- että betonianturien kiinnityksessä käytettiin teippejä apuna anturien ja johtimien kiinnityksessä.



Kuva 4.17 Ronnalan sillan päällysrakenteeseen asennetut venymäluiskat 4, 17, 18 ja 21 asennettuna (Kuva: Dimense Oy)

Venymänmittauksessa antureiden lukemat mitattiin Laumas TLM8-venymäluiskavahvistimilla. Venymäluiskavahvistimet, kaikkiaan 3 kappaletta, oli sijoitettu IP68-suojattuihin koteloihin ja ne kiinnitettiin sillan kaiteeseen mittauksen ajaksi nippusiteillä (kuva alla).



Kuva 4.18 Sillan kaiteeseen asennetut venymäluiskavahvistimet

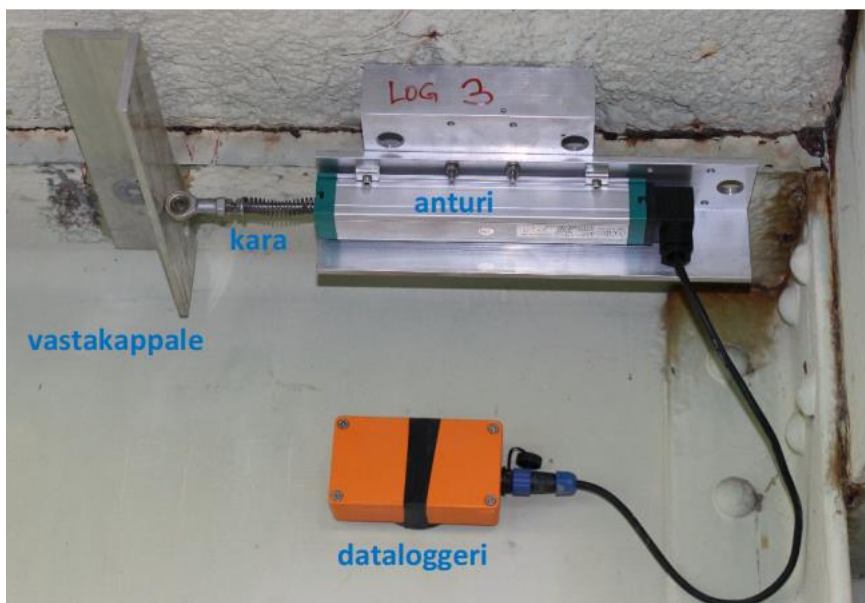
Venymäanturien mittaustarkkuus on yleensä hyvä, kun venymän laskennassa käytetään valmistajan antamia kalibrointikertoimia. Käytännön mittauksissa nähtävä mittauksen nollopisteen muuttuminen aiheutuu yleensä lämpötilan muuttumisesta ja sen vaikutuksesta sekä venymäliuskoihin itseensä, että mitattavaan kappaleeseen.

4.3.3 Siirtymämittaus

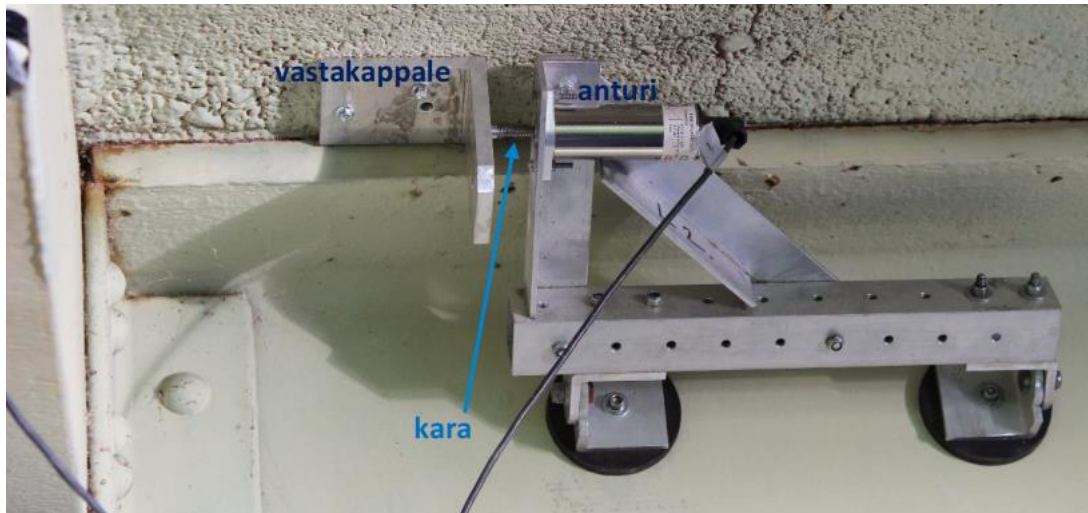
Betonikannen ja teräspalkin välistä liukumaa mitattiin yhteensä 12 lineaarianturilla. Antureista 10 kappaletta oli tyypiltään Seiko KTC-150, jonka mitta-alue on ± 75 mm ja 2 kappaletta tyypiltään Positek P103.25 antureita, jonka mitta-alue on $\pm 12,5$ mm. Mittaus-alue on molemmilla laitteilla riittävä.

Siirtymäanturien tuloksia luettiin kahden tyyppisillä mittalaitteilla, akuilla varustetuilla dataloggereilla (kuvissa oranssit laatikot), liitettynä Seiko-antureihin, ja Positek-antureita luettiin liitettynä DMM-anturien ylimääräisiin analogisiin tuloihin. Kaikissa dataloggereissa oli oma reaaliaikakello, joiden asetustarkkuus oli noin 1 sekunti. Eri dataloggereiden mittaustulokset saadaan tarvittaessa synkronoitua toisiinsa tiedostoina tällä tarkkuudella.

Siirtymäanturit kiinnitettiin betonikanteen betoniruuveilla ja teräspalkkiin magneeteilla (Positek) siten, että mitta-alue on noin puolivälissä, kun anturin jousitettu kara on vastakappaletta vasten. Vastakappale kiinnitettiin teräspalkkiin epoksiliimalla ja betonikanteen betoniruuvilla. Liukumaa mittavat siirtymäanturit Seiko ja Positek on esitetty seuraavissa kuvissa (Kuva 4.19 ja Kuva 4.20).



Kuva 4.19 Betonikannen ja teräspalkin välistä siirtymää mittaava siirtymäanturi 3 (Seiko) asennettuna noin 200 mm päähän tuen poikkipalkista



Kuva 4.20 Betonikannen ja teräspalkin välistä siirtymää mittaava siirtymäanturi 9 (Positek) asennettuna noin 200 mm päähän tuen poikkipalkista

Kahden eri tyyppisten siirtymäanturien käytännön eroissa on huomattava A/D-muuntimien resoluution lisäksi se, että jokaisessa Seiko-dataloggerissa on oma kellopiiri ja Positek-anturien kello puolestaan on erillinen näistä. Positek-mittausten tulokset ovat synkronissa kaikkien muiden mittausten kanssa, mutta eivät välttämättä täysin Seiko-anturien tulosten kanssa. Myös Seiko-anturien keskinäisissä tuloksissa saattaa olla 1-2 sekunnin ero kellojen synkronoinnissa. [14]

Mekaanisten antureiden tapauksessa mittaustarkkuus riippuu olennaisesti myös antureiden kiinnityksen pitävyydestä. Kiinnitysmekanismeihin kohdistuvan hyvin pienen rasituksen (alle 10 N voima) vuoksi on oletettavaa, että ne eivät aiheuta havaittavaa virhettä mittaustuloksiin.

4.4 Kuormitusjärjestelyt

Sillan koekuormituksessa itse kuormitus tuotettiin kahden eri kuormitusajoneuvon avulla, joita ajettiin sillan yli eri painoilla, nopeuksilla ja ajolinjoja pitkin. Koekuormituksella simuloitiin kuormitustilanteita, jotka todennäköisesti toistuvat sillan käyttöiän aikana. Ajoneuvoja ajettiin sillan yli pysähdellen sekä vakionopeudella keskilinjalla, sekä molemmilla reunakaistoilla. Silta oli kuormituksen ajan suljettu muulta liikenteeltä.

Kuormitusajoneuvona 1 käytettiin 5-akselista kuorma-autoa ja kuormitusajoneuvona 2 oli 4 akselista kuorma-autoa ja 4 akselista perävaunua. Koekuormitusajoneuvon mitat sekä akseli- ja kokonaispainot on tiedettävä tarkasti, jotta tehdyt mittaukset olisivat luotettavia. Ajoneuvojen akselivälit voitiin määrittää ennen koekuormituksen alkamista liikennöitsijöiltä saatujen tietojen perusteella.

Kullekin kuormitusajoneuvolle oli annettu tavoitepaino telille ja ajoneuvon kokonaispainolle. Nämä painot tarkistettiin vaa'alla ennen koekuormituksen alkamista. Painojen tarkistamiseksi kuormitusajoneuvot punnittiin Vapon vaa'alla Peräseinäjoella noin 5 kilometrin päässä siltapaikalta. Punnitukseen käytettiin autovaakaa, joka soveltuu hyvin ajoneuvon kokonaispainon mittaamiseen.

Telikuorman mittaaminen tarkasti on tällä mittauskalustolla haasteellista, sillä ajoneuvojen kuormantasausjärjestelmät sekä autovaa'an suuri pinta-ala aiheuttavat mittaepätarkkuuksia. Ajoneuvojen painoja mitattiin tämän vuoksi usealla menetelmällä: ajamalla auto akseli kerrallaan vaa'alle etu- ja takaperin, laskemalla painolukemien erotukset, sekä tekemällä sama toisinpäin ajamalla auto toisesta päästä pois ja vähentämällä akselikuormien arvot toisistaan.

Summaamalla erikseen mitattuja akselikuormia ja vertaamalla niitä ajoneuvon kokonaismassaan, päästiin kaikissa mittauksissa tarkkuuteen $\pm 100\text{...}300$ kg, joka vastaa noin 0,47...1,55 % virhemarginaalia akselikuormissa. Punnituksissa on kuitenkin oletettu, että ajoneuvon kokonaismassa on tarkka ja se on jaettu eri punnitusmenetelmien keskiarvojen suhteessa ajoneuvojen akseleille. Tällä minimoidaan kuormantasausautomaatiikan ja autovaa'an kallistumisesta aiheutuvat mittavirheet.

Kuormitus aloitettiin käyttäen 32 tonnin painoista ajoneuvoa. Koekuormituksen edetessä vetoautoon lisätään painoja tarpeen vaatiessa. Painojen lisäämistä varten oli punnituspaikealle varattu ajoneuvonosturi sekä teräslevyistä koostuvia 590, 1000 ja 2000 kilon lisäpainoja kuorman kasvattamista varten. Kuormituksen edetessä rakenteen taipumia ja palkkien venymiä tarkkailtiin ja kuormaa lisättiin koekuormituksen edetessä. Lisäpainot sijoitettiin niin, että telipainot kasvoivat lineaarisesti.

Ajoneuvot punnittiin jokaisen kuorman lisäyksen yhteydessä ja tulokset kirjattiin pöytäkirjaan. Tarpeen tullen lisäpainoja siirrettiin ajoneuvon lavalla ja ajoneuvoista tehtiin uudet punnitukset, jotta haluttu painojakauma saavutettiin. Seuraavassa kuvassa on esitetty lisäpainojen asentaminen ja asennuskalusto.



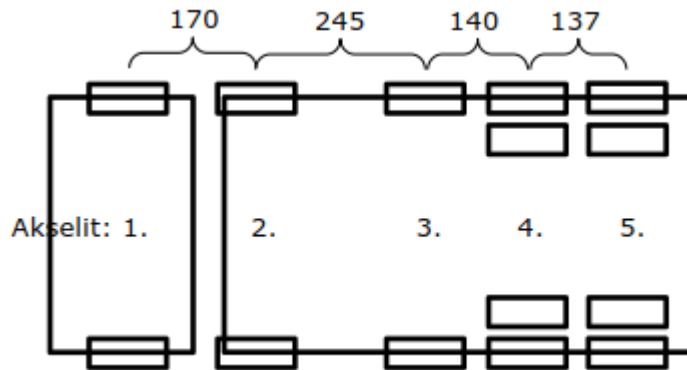
Kuva 4.21 Koekuormitusajoneuvojen lisäpainojen asennus

4.4.1 Kuormitusajoneuvo 1

Kuormitusajoneuvo 1 on 5-akselinen kuorma-auto, joka koostuu kahdesta kääntyvästä etuakselista sekä kolmen akselin muodostamasta telistä. Ajoneuvon kolmas akseli on kuormaa tasaava.



Kuva 4.22 Koekuormitusajoneuvo 1



Kuva 4.23 Koekuormitusajoneuvon 1 akselivälit [cm] ja akselien numerointi

Ajoneuvon tavoitepainoiksi oli asetettu kokonaispaino 32 tonnia, josta takatelille 20 tonnia. Tavoitepaino ei punnituksessa täyttynyt, joten sorakuormaa siirrettiin lavalla eteenpäin, jotta se jakautuisi paremmin halutulla tavalla akselien kesken. Sorakuorman siirtämisen jälkeen kuormajakauman todettiin olevan riittävän lähellä tavoitetasoa, joten punnitut arvot jäivät voimaan. Kuormitusajoneuvon 1 kokonais- ja telipainot ovat esitetty alla olevassa taulukossa. Mittauksissa tulee huomioida, että ensimmäisistä mittauksista on olemassa akseleilta 3-5 vain kokonaistelikuorman arvo. Akselikohtaiset arvot lasketaan kuormajakauman suhteessa

Taulukko 3 Kuormitusajoneuvon 1 punnitut painot [kg]

Akselinro	1	2	3	4	5	Summattu	Mitattu	Telikuorma
Lisäpainot 0 kg	5500*	5400*	6100*	7500*	7500*	32000	31950	21100
Lisäpainot 3000 kg	5150*	5200*	7150*	8500*	8500*	34500	34850	24150
Lisäpainot 6590 kg	5650	5400	7750	9900	9800	38500	38500	27450
Lisäpainot 9590 kg	6200	6400	7900	10500	10400	41400	41400	28800

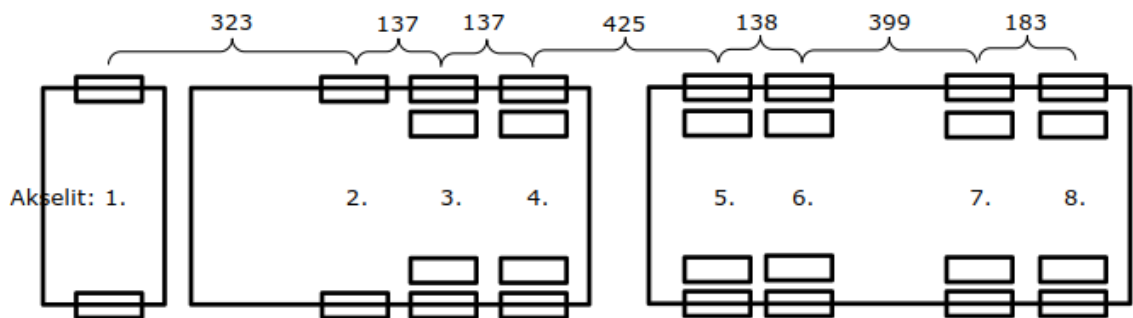
*) Laskettu kuormajakauman avulla

4.4.2 Kuormitusajoneuvo 2

Kuormitusajoneuvo 2 on 4 akselinen kuorma-auto, joka koostuu yhdestä etuakselista ja kolmen akselin muodostamasta telistä. Kuorma-auton toinen akseli oli kuormaa tasaava, mutta tällä ei ollut merkittävää vaikutusta telikuormien jakaumaan arviointiin. Etuakselin ja telin väliin jäävä etäisyys oli riittävä tarkan punnitustuloksen saamiseen. Kuorma-autoon oli liitetty perävaunu, jossa oli kaksi kahden akselin teliä. Koekuormituksessa ajoneuvoa ajettiin sillalla sekä perävaunun kanssa, että ilman.



Kuva 4.24 Koekuormitusajoneuvo 2



Kuva 4.25 Koekuormitusajoneuvon 2 akselivälit [cm] ja akselien numerointi

Ajoneuvon tavoitepainoiksi oli asetettu kokonaispaino 32 tonnia, josta takatelille 24 tonnia ja perävaunulle 18 tonnia, joka jakaantuu tasan kaikkien akselien kesken. Yhdistelmän molempien osien tavoitepainot saavutettiin hyvin tarkasti koepunnituksessa.

Taulukko 4 Kuormitusajoneuvon 2 punnitut painot [kg]

Akselinro	1	2	3	4	3-aks teli	Summattu	Mitattu
Lisäpainot 0 kg	7950	5950	9150	9200	24300	32250	32100
Lisäpainot 3000 kg	7200	6670	10230	10500	27400	34600	35300
Lisäpainot 6000 kg	8250	7300	11200	11500	30000	38250	38250

Taulukko 5 Kuormitusajoneuvon 2 perävaunun ja yhdistelmän punnitut painot [kg]

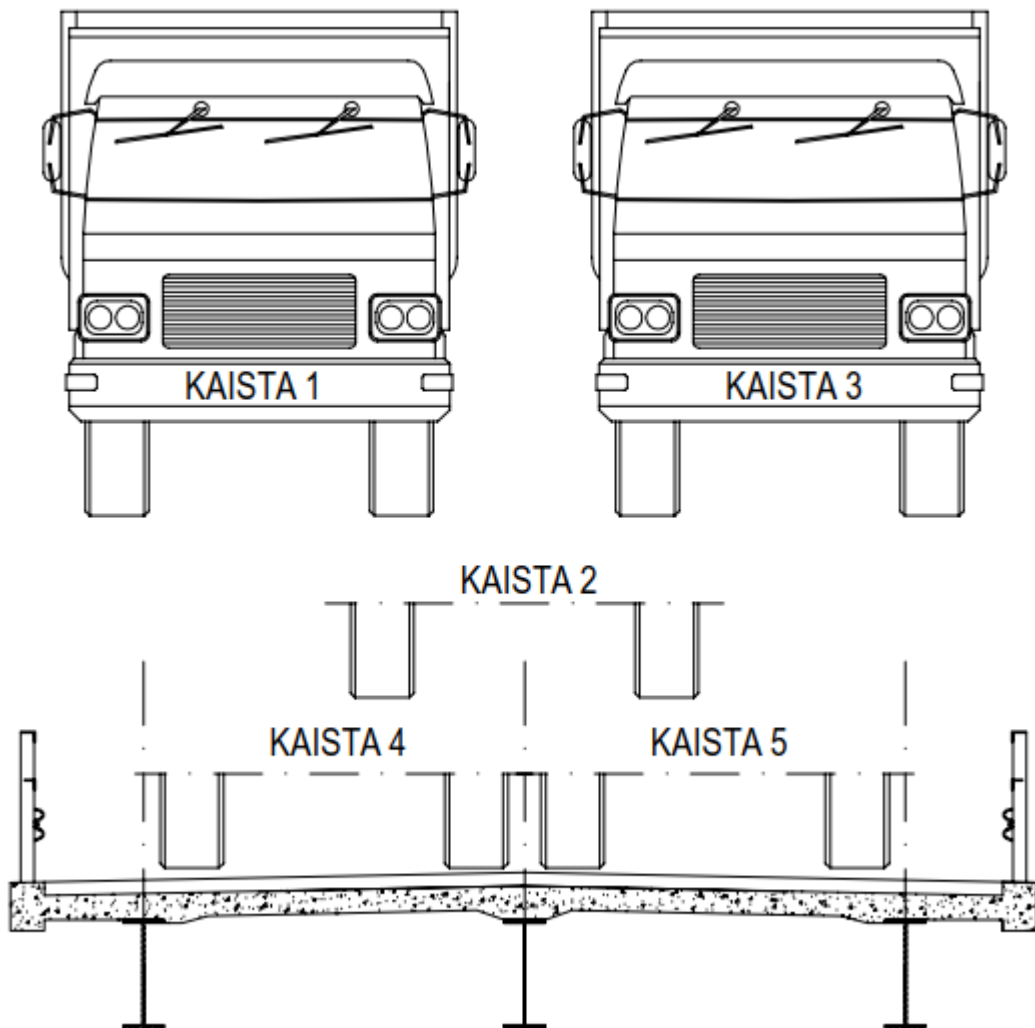
Akselinro	Kärry teli 1	Kärry teli 2	Yhdistelmä
Lisäpainot 0 kg	9000	9000	68250
Lisäpainot 3000 kg	9000	9000	70600
Lisäpainot 6000 kg	9000	9000	74250

4.4.3 Kuormien sijoittelu

Koekuormituksen alkuvaiheessa sillan päällysteeseen merkittiin kuormakaistojen sijainnit, jotta ajoneuvot voidaan sijoittaa kullakin ajolla tarkasti haluttua linjaa pitkin. Kuormituskaistoja merkittiin seuraavasti:

1. Ajoneuvon renkaan ulkoreuna sijaitsee 30 cm etäisyydellä sillan eteläreunan ajojohteesta.
2. Ajoneuvo sillan keskilinjalla.
3. Ajoneuvon renkaan ulkoreuna sijaitsee 30 cm etäisyydellä sillan pohjoisreunan ajojohteesta.
4. Ajoneuvo palkkien 1 ja 2 välissä. Ajosuunta itään.
5. Ajoneuvo palkkien 2 ja 3 välissä. Ajosuunta länteen.

Kuormakaistat on esitetty seuraavassa kuvassa.



Kuva 4.26 Kuormakaistojen sijoittelu koekuormituksessa

Koekuormituksen aikana ajoneuvon kuljettajalla ei ollut rajatun näkyvyyden vuoksi mahdollisuutta tarkkailla ajolinjalla pysymistä, joten kuljettajaa ohjeistettiin jatkuvasti radioyhteyden avulla. Ajoneuvon liikkuesssa laskettiin alaspäin akselin etäisyyttä pysäytyslinjalle, jotta ajoneuvon pysähdykset saatiin tarkasti halutulle kohdalle. Ajoneuvon epäonnistuessa pysymään mittalinjalla, mittaus toistettiin.



Kuva 4.27 Sillan pintarakenteeseen merkityt kuormituslinjat koekuormituksessa

5. MITTAUSTULOKSET

5.1 Mittausten tulkinta

Koekuormitusmittaus sisälsi kaikkiaan 39 vaihetta (liite C), joista 34 on luonteeltaan staattisia kävelyvauhdilla ja 3 dynaamisia 20-60 km/h nopeudella tehtyjä sillan ylityksiä. Loput 2 vaihetta (V18 ja V29) ovat täysin staattisia muutaman sekunnin otantoja sillalle asemoidusta perävaunusta.

Mittaustulokset on kirjattu eri vaiheisiin V1...V39, jotka sisältävät kuorman pysäytykset sillan yli ajettaessa. Jokaista pysähdystä käsitellään omana staattisena kuormitustapauksenaan, mikä vuoksi kuormituksille on annettu numerot 01n...39n, jossa n on yhden vaiheen aikana tehtyjen pysähdysten määrä. Näin kunkin ajon jokaisesta pysähdyksestä saadaan muodostettua oma kuormitustapauksensa. Analysoitavia kuormitustapauksia on yhteensä 115 kpl. Kuormitustapausten ja mitattujen suureiden suuresta määrästä johtuen, on tässä luvussa esitetty niistä vain osa.

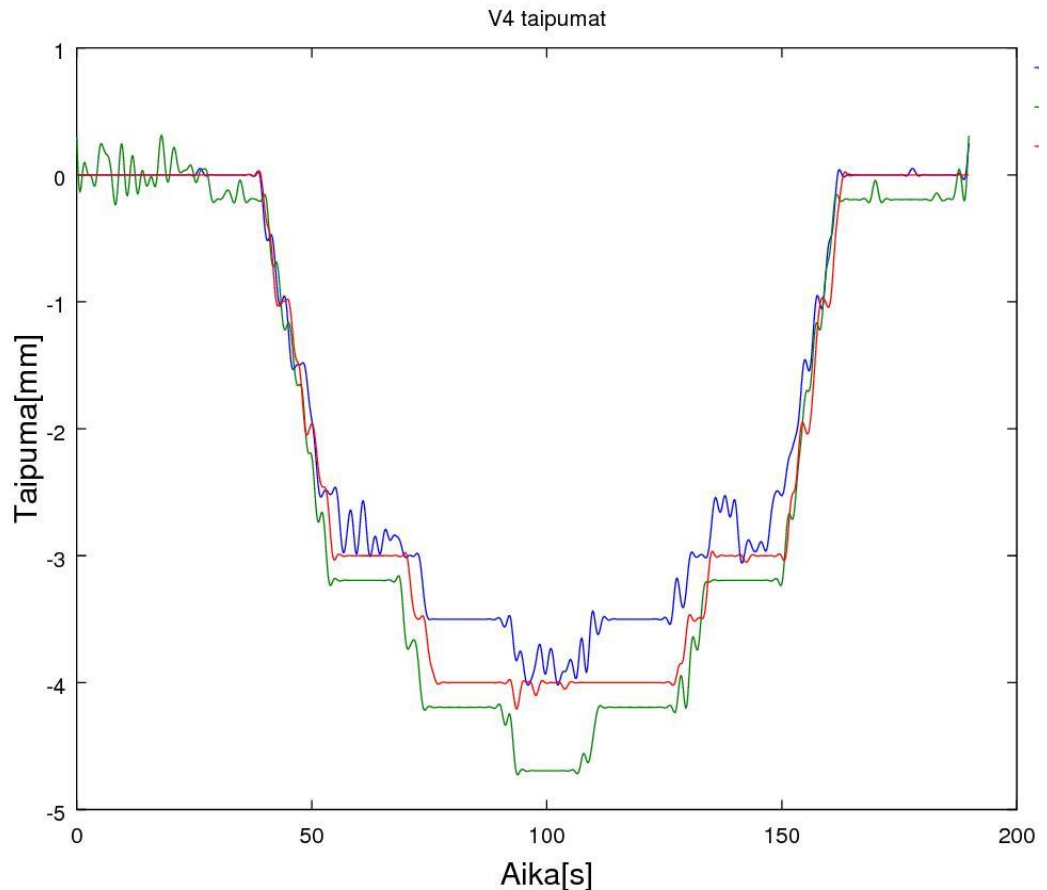
Mittaus on ollut jatkuvaa, minkä vuoksi tuotetun mittausaineiston määrä on todella suuri. Kuorman liikkua hitaasti kannella staattisten kuormitustapausten välillä, on tarkoituksen mukaista suodattaa mittatuloksia analyysin keventämiseksi. Antureiden mittaustuloksia on suodatettu siten, että Seiko-lineaarianturien tuloksista on käytetty 50 mittauksen liukuvaa keskiarvoa ja venymämittauksista on suodatettu automaattisesti joitakin yksittäisiä häiriöpulsseja, jotka näkyvät lyhyinä, suurina hyppäyksinä. [14]

Venymäkäyrissä on edelleen jäljellä joitakin yksittäisiä hyppäyksiä, sillä tuloksissa ei ole haluttu sulkea pois sitä mahdollisuutta, että rakenteessa olisi jokin tekijä, joka aiheuttaa pulssimaisen venymänmuutoksen. Jos venymäpiikki olisi todella nopea, sen muoto ei välttämättä näy oikein 1 Hz näytteenottotaajuudella, mutta tyypillisesti koekuormituksessa esiin tuleville rasituksille tämä on tarkkuudeltaan riittävä.

Venymäliuskat ovat herkkiä lämpötilamuutoksille ja niitä ei ole lämpötilakompensoitu, joten kaikki venymäantureiden arvot nollattiin jokaisen kuormitusvaiheen alussa. Tästä poikkeuksena vaiheet V19 ja V30, joissa oli liikkuvan kuorman lisäksi paikallaan seisova perävaunu sillan toisella kaistalla.

Mittaustulokset on esitetty kuvaajina, joissa x-akselilla on kunkin kuormitusvaiheen aika sekunteina ja y-akselilla mitattu suure. Vaiheista on muodostettu kuvaajat erikseen jokaiselle mitatulle suurelle analyysin havainnollistamiseksi. Kuorman sijaintia ei ole erikseen mitattu kuormituksen aikana, mutta esimerkiksi taipumakuvaajista voidaan selkeästi tunnistaa ajanhetket, jolloin kuorma on ollut paikallaan. Vaiheen eri kuormitustapausten ajanhetkien avulla voidaan noutaa muut vastaavat mittasuureet tulosten vertailua varten.

Kuormitustapausten käsittelytapaa on havainnollistettu pääkannattimien taipumakuvaajan avulla (Kuva 5.1). Vaiheen V4 sisältämät kuormitustapaukset V41...V45 on selkeästi tunnistettavissa vaiheen taipumakuvaajasta. Koekuormituksen aikana kuormaa pidettiin paikallaan vähintään 10 sekuntia, jotta kuormituksen dynaamiset vaikutukset saataisiin erotettua kuorman staattisista arvoista. Tästä huolimatta tuloksissa on nähtävissä normaalin kohinan lisäksi värähtelyä, jota on tarvittaessa tasattu keskiarvottamalla mittaustuloksia.



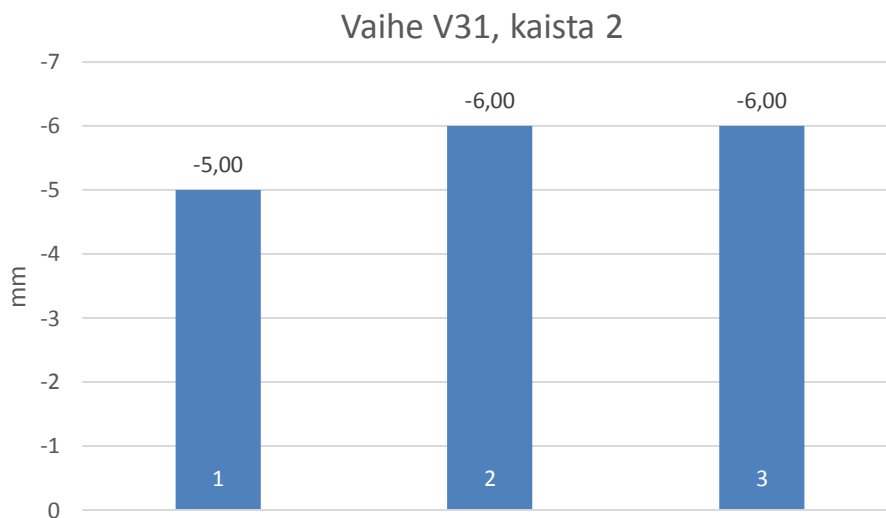
Kuva 5.1 *Taipuman arvot kuormitusvaiheen aikana*

Kuormitusvaiheiden sisältämät kuormitustapaukset ovat suuressa osassa tarkastelluista tapauksista helposti tunnistettavissa ja eroteltavissa omiksi staattisiksi kuormituksikseen. Tulosten vertailussa on kuitenkin jätetty tietyt tapaukset analyysin ulkopuolelle. Vaiheet V13...V15 on jätetty tarkastelun ulkopuolelle, sillä niissä ajoneuvo on ajanut sillan yli keskiviivaa pitkin 20, 40 ja 60 km/h nopeudella. Näissä tilanteissa kuormituksen luonne on dynaaminen, jolloin tulokset eivät ole vertailukelpoisia staattisten kuormitustapausten kanssa. Vaiheissa V18 ja V29 on sijoitettu ainoastaan perävainu aukon keskelle. Näistä kuormitustapauksista ei ole vertailuarvoja muilta kuormakaistoilta, joten ne on jätetty vertailun ulkopuolelle.

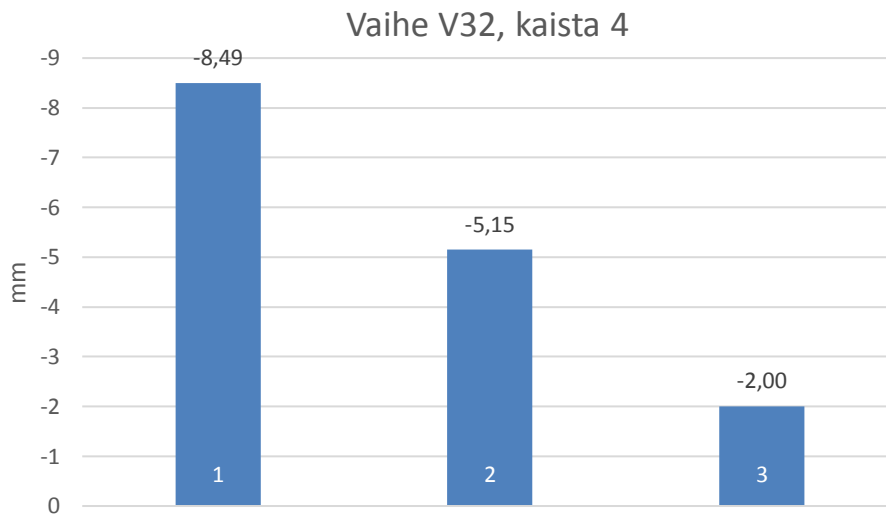
5.2 Taipumat

Pääkannattimien pystysiirtymiä, eli taipumia mitattiin aukon keskellä jokaisen palkin alapinnasta. Taipuma on helposti ja luotettavasti mitattava suure, jonka avulla pystytään arvioimaan palkin jäykkyyttä ja kansirakenteen poikkisuuntaista kuormitusjakaamaa. Pääkannattimen taipuma on tässä tapauksessa se mittasuure, jonka perusteella voidaan tehdä ensimmäiset johtopäätökset rakenteen toiminnasta ja antaa suuntaviivat tutkittaville parametreille.

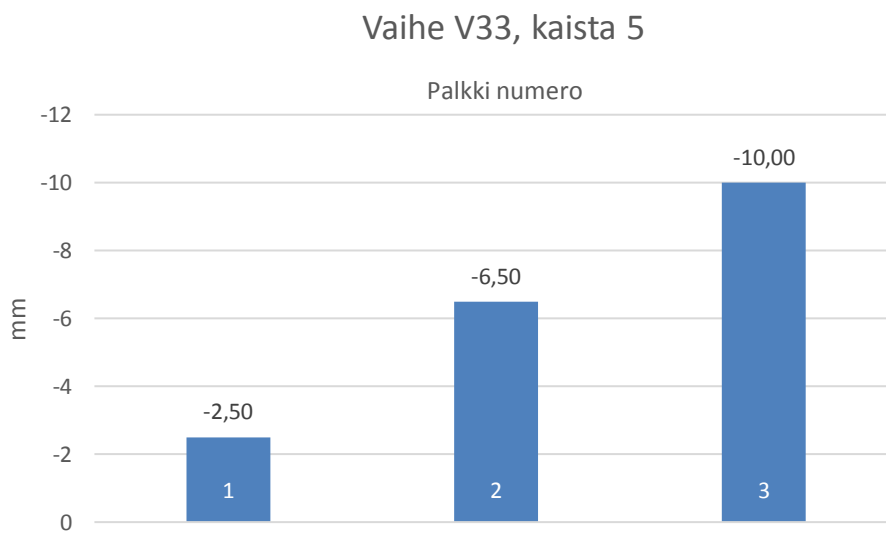
Kuormien poikkisuuntaista jakaantumista voidaan havainnollistaa ja vertailla niiden kuormitustapausten avulla, joissa vastaava kuorma on sijoitettu sillan poikkisuunnassa eri kaistoille. Näissä tapauksissa kuorman sijainti sillan pituusakselin suunnassa on identtinen, mutta poikkisuunnassa ne sijaitsevat joko sillan keskellä (kaista 2) tai sillan pääkannattimien välissä joko sillan oikealla (kaista 4) tai vasemmalla (kaista 5) puolella. Osassa kuormitusvaiheissa on tehty myös tarkastelut tilanteessa, jossa kuorma sijaitsee edellä mainittujen kaistojen lisäksi sillan reunapalkin vieressä. Vertailut valituista kuormitustapauksista on esitetty seuraavissa taulukoissa.



Kuva 5.2 Pääkannattimien maksimipystysiirtymät kuormitusvaiheessa 31



Kuva 5.3 Pääkannattimien maksimipystysiirtymät kuormitusvaiheessa 32



Kuva 5.4 Pääkannattimien maksimipystysiirtymät kuormitusvaiheessa 33

Sillan pystysiirtymät tukevat siltapaikalla jo ennen koekuormitusta tehtyjä havaintoja. Palkki P3 on ulkomitoiltaan muita palkkeja hiivenen pienempi, mikä näkyy selkeästi siirtymämittauksissa. Sillan keskelle symmetrisesti sijoitettu kuormitus vaiheessa 31 aiheuttaa sillan laitimmaisille palkeille epätasaiset siirtymät. Yhtä lailla reunimmaisten palkkien väliin sijoitettu kuormitus saa aikaan olennaisesti suuremmat siirtymän arvot palkkien P2 ja P3 välissä. Kaikissa kuormitustapauksissa on havaittavissa, että palkkien välinen taipumaero on keskimäärin lineaarinen.

Pääkannattimien pystysiirtymien osalta rakenneanalyysin kannalta keskeinen suure on pääkannattimien suhteellinen siirtymäero. Tämän avulla voidaan muodostaa hyvä arvio palkin jäykkyyksien suhteesta ja arvioida niiden ominaisuuksia rakenneanalyysia varten.

Seuraavaan taulukkoon on kerätty kuormituskaistoittain nousevassa järjestyksessä pääkannattimien P1, P2 ja P3 suhteelliset siirtymäerot. Taulukkoon on lisäksi korostettu edellä vertailut kuormitusvaiheet 31, 32 ja 33.

Taulukko 6 Pääkannattimien taipumat aukon keskellä ja suhteelliset taipumaerot kuormituskaistoittain

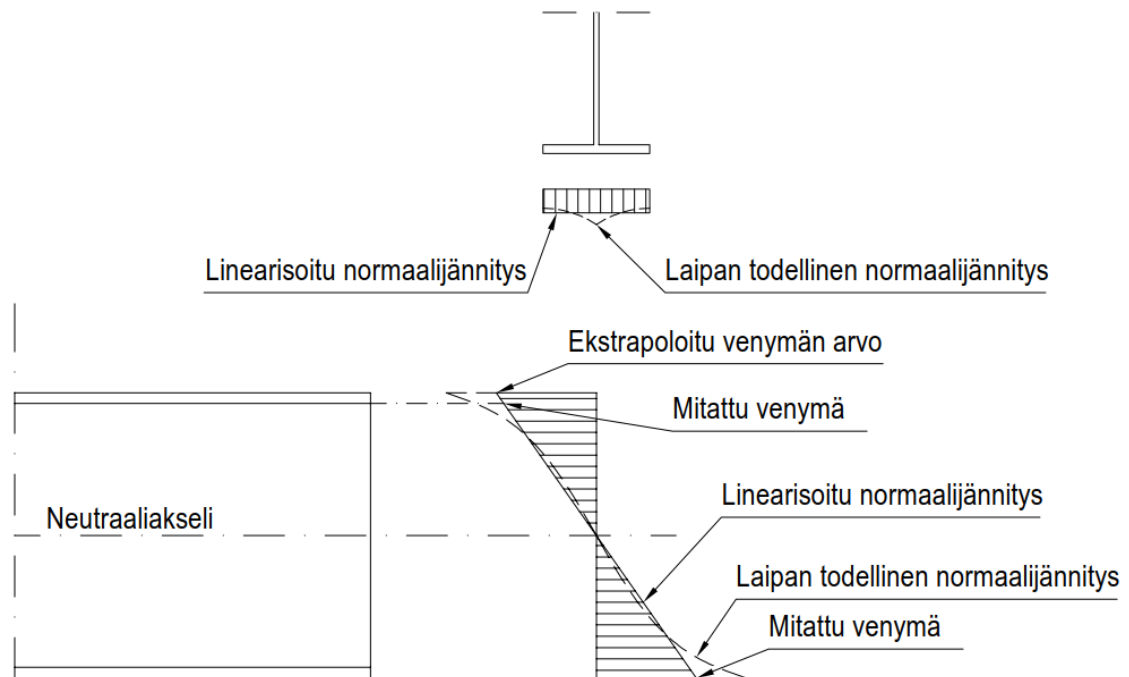
Vaihe	Kaista	Taipuma [mm]			Suhteellinen taipumaero		
		P1	P2	P3	P1	P2	P3
V1	1	-7,56	-4,48	-0,99	1,00	0,59	0,13
V2	1	-7,50	-4,00	-0,64	1,00	0,53	0,09
V7	1	-10,00	-5,00	-0,99	1,00	0,50	0,10
V8	1	-9,50	-5,51	-1,00	1,00	0,58	0,11
V10	1	-8,07	-4,50	-0,67	1,00	0,56	0,08
V3	2	-3,53	-4,23	-4,00	0,83	1,00	0,95
V4	2	-3,94	-4,69	-4,04	0,84	1,00	0,86
V11	2	-4,00	-5,00	-4,50	0,80	1,00	0,90
V20	2	-4,50	-5,18	-4,50	0,87	1,00	0,87
V23	2	-5,00	-5,50	-5,50	0,91	1,00	1,00
V26	2	-6,00	-6,50	-6,02	0,92	1,00	0,93
V31	2	-5,00	-6,00	-6,00	0,83	1,00	1,00
V34	2	-5,50	-6,50	-5,50	0,85	1,00	0,85
V5	3	-1,48	-5,02	-8,99	0,17	0,56	1,00
V6	3	-1,00	-5,31	-9,48	0,11	0,56	1,00
V9	3	-1,50	-7,00	-12,00	0,12	0,58	1,00
V12	3	-1,50	-5,50	-9,99	0,15	0,55	1,00
V16	4	-6,50	-4,00	-1,08	1,00	0,62	0,17
V21	4	-7,00	-4,00	-1,50	1,00	0,63	0,28
V24	4	-7,12	-4,50	-2,00	1,00	0,66	0,26
V27	4	-7,57	-5,00	-2,00	1,00	0,72	0,28
V32	4	-8,49	-5,15	-2,00	1,00	0,61	0,24
V35	4	-8,92	-5,50	-2,00	1,00	0,62	0,22
V38	4	-9,50	-5,75	-2,00	1,00	0,61	0,21
V17	5	-1,52	-5,00	-7,50	0,20	0,67	1,00
V22	5	-2,00	-5,50	-9,00	0,22	0,61	1,00
V25	5	-2,00	-6,00	-9,50	0,21	0,63	1,00
V28	5	-2,50	-7,50	-11,00	0,23	0,68	1,00
V33	5	-2,50	-6,50	-10,00	0,25	0,65	1,00
V36	5	-2,50	-6,50	-10,00	0,25	0,65	1,00
V39	5	-2,50	-6,52	-10,60	0,24	0,62	1,00

Palkkien suhteellisista taipumaeroista voidaan havaita kannen käyttäytyvän kuormituskaistojen kesken likimain samalla tavalla. Kuormitustaso kasvaa vaihenumeron myötä, mutta tällä ei ole havaittavaa merkitystä suhteellisten taipumien suuruuteen. Kuormitusjakauman voidaan tulosten perusteella olettaa pysyvän vakiona.

5.3 Venymämittaukset

Sillan pääkannattimen ja poikkipalkkien venymämittaukset on tehty palkkien ala- ja ylälaippojen alapinnasta. Poikkileikkauksen tasojen oletetaan pysyvät tasoina, mutta kiertyvän poikkileikkauksen neutraaliakselin ympäri. Oletuksen ollessa voimassa, on myös palkin alkioden venymäjakauma lineaarinen koko poikkileikkauksen matkalla. Ylälaipan venymämittauspisteiden sijaitessa laipan alapinnassa, määritetään palkin yläpinnan venymät ekstrapoloimalla ne mitatuista arvoista.

Palkkien laippojen poikkisuunnassa jännityskenttä ei ole vakio, eikä lineaarinen, sillä Shear lag -ilmiön vuoksi jännitykset pienenevät laipan ulkoreuna reunoja lähestyessä. Valssattujen palkkien tapauksessa laipan kriittinen jännitys tulee harvoin rajoittavaksi tekijäksi, joten tarkasteluissa oletetaan jännityskentän pysyvän vakiona laipan poikkisuunnassa. Venymien ekstrapolointi ja jännitys jakauman linearisointi on esitetty alla olevassa kuvassa.



Kuva 5.5 Sillan pääkannattimen jännitys jakauma ja ylälaipan tulosten ekstrapolointi

Venymien mittauksessa on käytetty yksikköä $\mu\epsilon$ (eng. "microstrain"), jonka avulla voidaan suoraan muodostaa yhteys palkin jännityksiin. Käytännön suunnittelun kannalta jännitys on usien helpommin havainnollistettava muoto, joten tulokset on muunnettu jännityksiksi kaavalla:

$$\sigma = E * \mu * \epsilon \quad (32)$$

Jossa,

E = Materiaalin kimmokerroin ($E_c = 33,8 \text{ GPa}$, $E_a = 210 \text{ GPa}$)

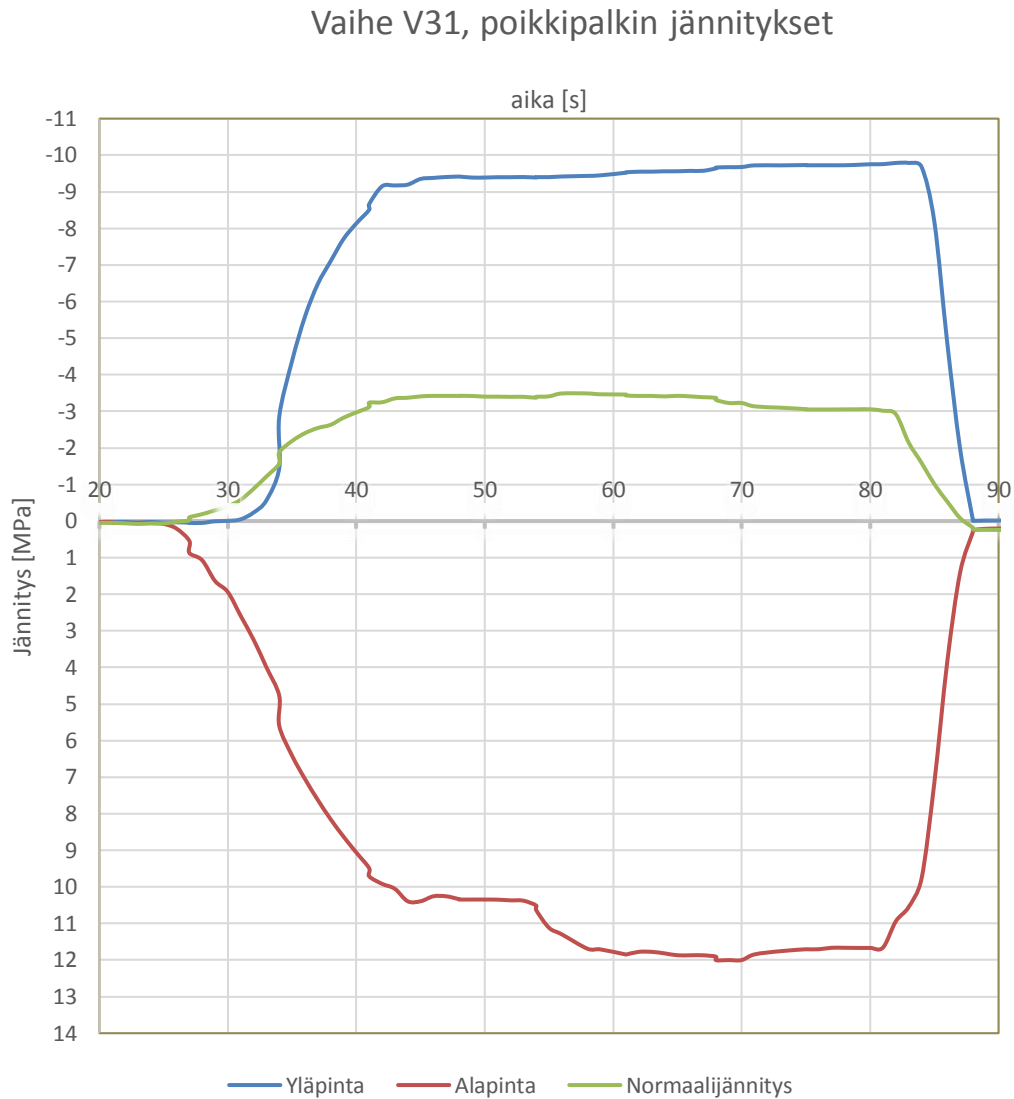
μ = Kerroin mikro, 10^{-6}

ε = Mitattu venymä

5.3.1 Poikkipalkin venymät

Poikkipalkin venymiä on tutkittu palkkien P1 ja P2 välissä sillan reunassa alalaipasta ja sillan keskilinjalta ylä- ja alalaipasta. Mitta-anturien sijoittelu on esitetty kuvassa sivulla 56. Venymien avulla voidaan tutkia poikkipalkin osuutta kuormien jakamisessa sillan poikkisuuntaan.

Poikkipalkkien jännitystason pysyessä alhaisena, voidaan turvallisesti olettaa palkin toimivan kimmoisella alueella. Tämän olettaman perusteella on mittaustuloksista laskettu reunavenymien avulla palkissa vaikuttava normaalijännitys. Seuraavassa kuvassa on esitetty poikkipalkin jännitykset keskimmäisen pääkannattimen kohdalta. Jännitykset on mitattu ylä- ja alalaipoista, sekä reunajännitysten avulla on erikseen määritetty palkin normaalijännitys.



Kuva 5.6 Poikkipalkin jännitykset vaiheessa V31

Esitetty vaiheen V31 jännityskuvaaja edustaa hyvin koekuormituksessa mitattuja poikkipalkin jännityksiä. Kaikissa kuormitustapauksissa poikkipalkin alapinnan vetojännitys on suurempi kuin yläpinnassa, joten palkki on vedetty. Poikkipalkki on liitetty jatkuvaksi sillan reunasta reunaan niitattujen jatkoslevyjen avulla. Poikkipalkin jatkoksen toiminta keskimmäisen pääkannattimen kohdalla on niitattujen jatkoslevyjen ja kulmaterästen vuoksi monimutkainen. Tulosten perusteella voidaan poikkipalkkien olettaa toimivan jatkuvana keskimmäisen pääkannattimen läpi ja keräävän merkittävästi poikkisuuntaisia kuormia.

Mitattujen venymien avulla voidaan poikkipalkin liitosten jäykkyyttä säätää rakenneanalyysissä. Poikkisuuntainen kuormitusjakauma betonikannen ja teräksisten poikkipalkkien välillä saadaan näin vastamaan mahdollisimman hyvin mittaustuloksia. Kunkin kuormitusvaiheen maksimijännitykset on esitetty seuraavassa taulukossa. Taulukkoon on kerätty mitatut jännitykset keskimmäisen palkin ylä- ja alapinnasta, sekä reunimmaisen palkin

alapinnasta. Taulukkoon on mitattujen suureiden lisäksi laskettu likimääräiset arvot poikkipalkin yläpinnan jännitykselle ($P1$, σ_{top}) palkin P1 kohdalla sillä olettamalla, että normaalijännitys pysyy vakiona ja että palkki toimii kimmoisesti.

Taulukko 7 Poikkipalkin jännitykset koekuormituksessa

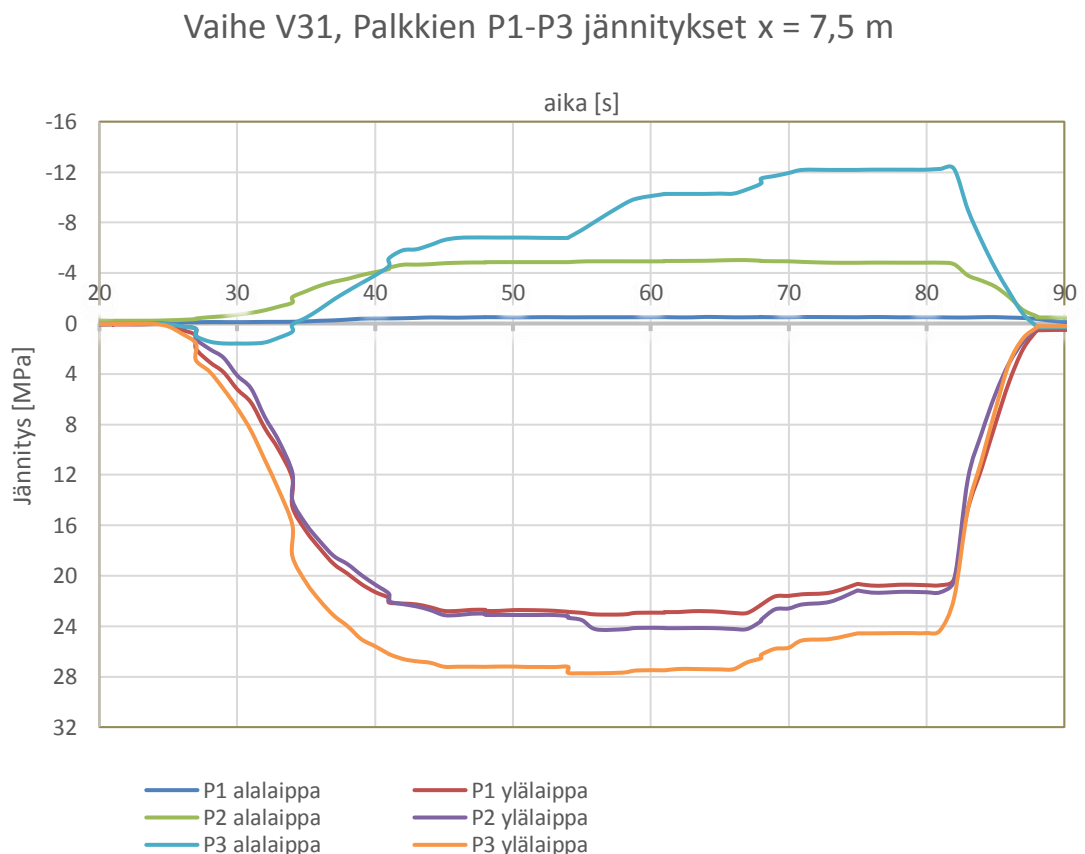
Vaihenro	Kaista	Jännitys [MPa]			Jännitys [MPa]		
		Palkki P2			Palkki P1		
		σ_{top}	σ_{bot}	σ_x	σ_{top}	σ_{bot}	σ_x
V1	1	0,89	0,90	-0,02	-0,98	1,02	-0,02
V2	1	0,37	0,82	-0,46	0,24	0,67	-0,46
V3	2	5,05	-1,84	6,89	-16,45	2,68	6,89
V4	2	4,82	-3,01	7,83	-17,72	2,06	7,83
V5	3	-0,65	0,24	-0,89	2,46	-0,68	-0,89
V6	3	-0,65	0,55	-1,19	2,85	-0,46	-1,19
V7	1	-0,47	0,94	-1,41	2,82	0,00	-1,41
V8	1	0,76	1,47	-0,71	0,34	1,08	-0,71
V9	3	-0,31	0,64	-0,95	2,24	-0,33	-0,95
V10	1	0,26	1,29	-1,03	1,37	0,69	-1,03
V11	2	5,98	-2,76	8,74	-20,46	2,98	8,74
V12	3	-0,28	0,23	-0,51	1,49	-0,47	-0,51
V16	4	1,51	-0,91	2,42	-5,24	0,40	2,42
V17	5	2,18	-0,45	2,63	-6,13	0,88	2,63
V19	4	2,73	0,57	2,16	-6,05	1,73	2,16
V20	2	6,18	-2,96	9,14	-21,19	2,91	9,14
V21	4	3,39	-0,72	4,12	-10,02	1,79	4,12
V22	5	2,08	-1,03	3,11	-6,84	0,62	3,11
V23	2	6,70	-3,21	9,91	-23,00	3,18	9,91
V24	4	3,54	-0,60	4,14	-10,07	1,78	4,14
V25	5	4,66	-10,68	15,34	-25,09	-5,59	15,34
V26	2	7,26	-3,91	11,18	-25,60	3,24	11,18
V27	4	4,27	-1,17	5,44	-13,02	2,14	5,44
V28	5	2,66	-1,29	3,95	-8,80	0,89	3,95
V30	4	2,48	0,08	2,40	-6,06	1,26	2,40
V31	2	6,26	-3,29	9,56	-21,98	2,87	9,56
V32	4	3,29	-0,60	3,89	-9,47	1,69	3,89
V33	5	1,89	-1,40	3,29	-6,97	0,40	3,29
V34	2	6,62	-4,25	10,87	-24,50	2,75	10,87
V35	4	3,22	-0,12	3,34	-8,41	1,74	3,34
V36	5	2,56	-1,77	4,34	-9,38	0,71	4,34
V37	2	5,96	-3,95	9,91	-22,38	2,57	9,91
V38	4	3,51	-0,40	3,91	-9,70	1,88	3,91
V39	5	2,79	-1,29	4,07	-9,15	1,00	4,07

5.3.2 Pääkannattimen venymät

Pääkannattimen venymiä on mitattu ylä- ja alalaipoista kaikista pääkannattimista aukon keskeltä. Kattavimmin mittauksia on tehty palkista P1, jossa taipumia on mitattu kuudesosapisteistä, jotka sijaitsivat 5, 10 ja 12,5 metrin etäisyydeltä tuelta T1.

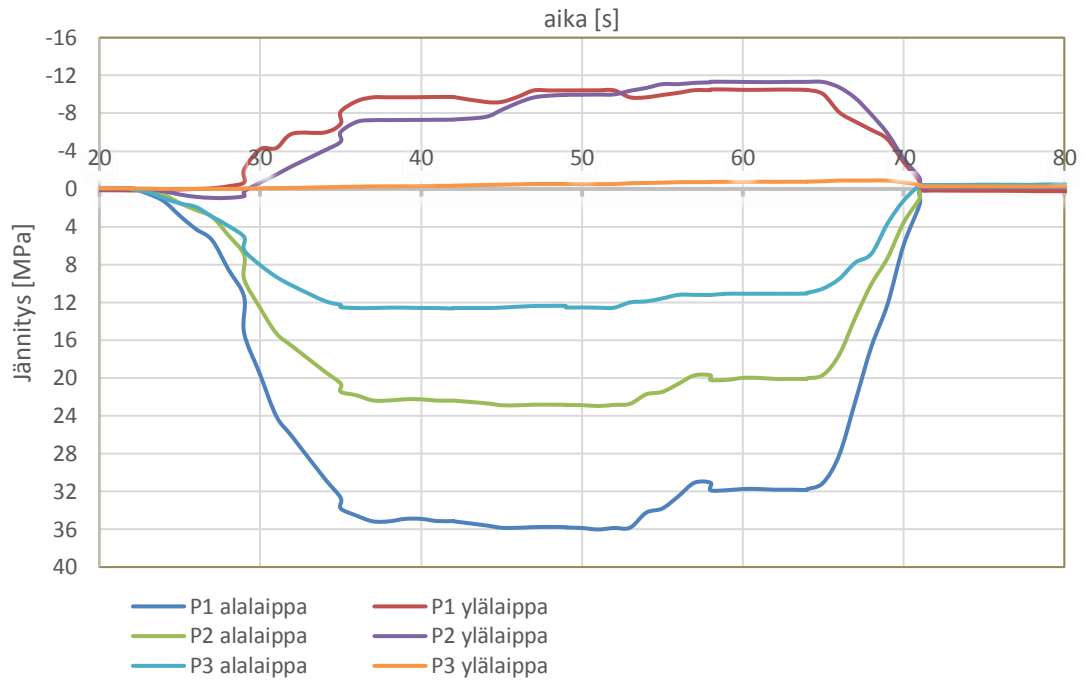
Venymämittausten ja edellä esitettyjen taipumamittaustulosten perusteella voidaan kuitenkin arvioida muiden palkkien, P1 ja P2, jännitysjakauksiin. Vertailupisteinä toimii tällöin aukon keskeltä mitatut pystysiirtymien ja venymien arvot, joiden avulla P1 jännitysjakautta voidaan tietyin ehdoin soveltaa myös palkeille P2 ja P3.

Kuten edellä, on pääkannattimien venymiä havainnollistettu vaiheiden V31, V32 ja V33 avulla. Näissä vaiheissa saman suuruinen kuormitus on sijoitettu vaiheessa V31 sillan keskilinjalle ja vaiheissa V32 ja V33 sillan reunimmaisen ja keskimmäisen palkin väliin ajosuunnassa joko oikealle (V32) tai vasemmalle (V33). Venymiä voidaan tällöin vertailla symmetrisellä kuormituksella sillan eri puolilla ja vertailla siten sillan pääkannattimien ominaisuuksia. Kuvissa 5.7, 5.6 ja 5.7 on esitetty sillan pääkannattimien jännityksien arvot aukon keskellä.



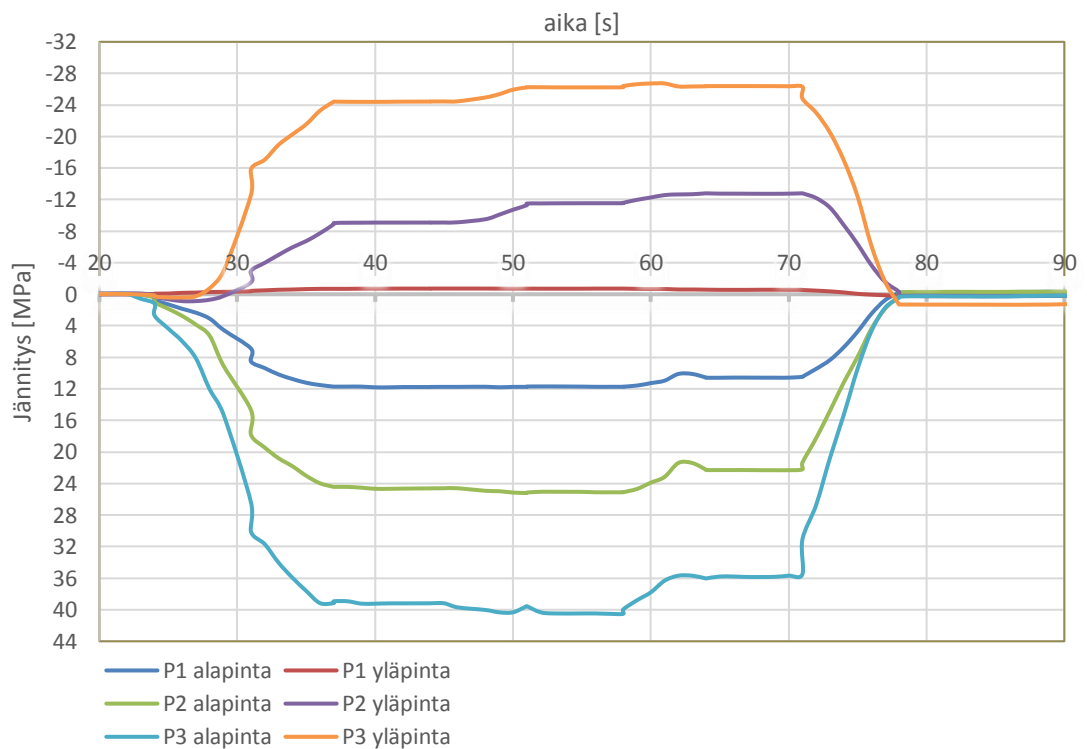
Kuva 5.7 Pääkannattimien jännitykset aukon keskellä vaiheessa V31

Vaihe V32, Palkkien P1-P3 jännitykset x = 7,5 m



Kuva 5.8 Pääkannattimien jännitykset aukon keskellä vaiheessa V32

Vaihe V32, Palkkien P1-P3 jännitykset x = 7,5 m

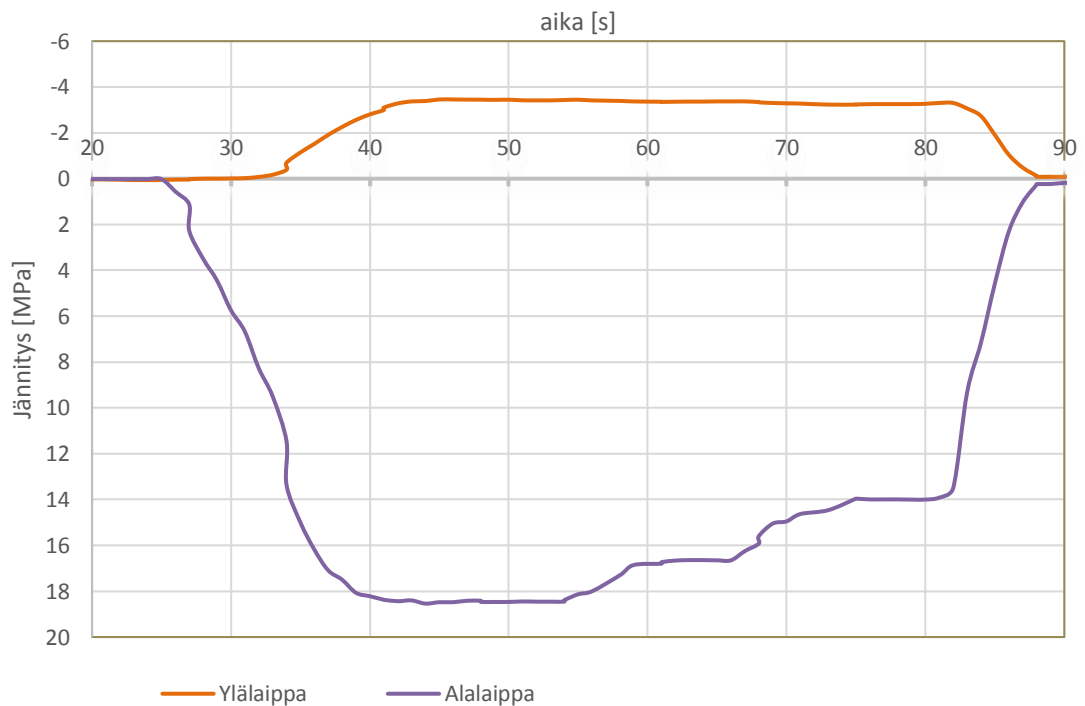


Kuva 5.9 Pääkannattimien jännitykset aukon keskellä vaiheessa V33

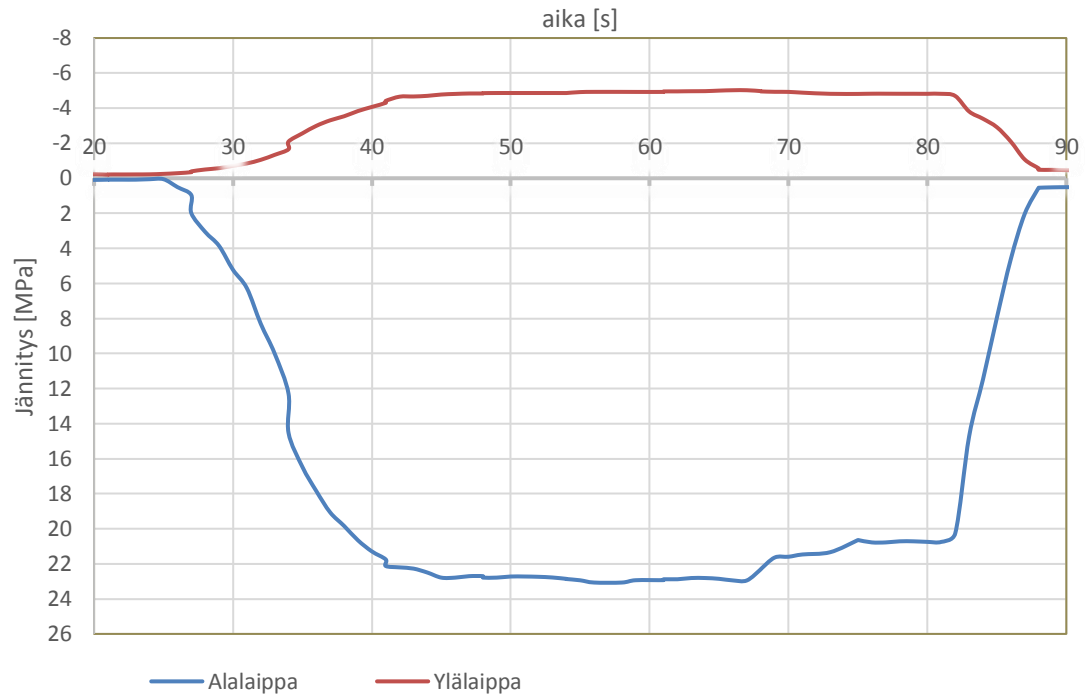
Tuloksista nähdään, kuinka sillan keskilinjaa pitkin etenevä kuormitus saa aikaan palkin alalaippoihin jännitykset, joiden keskinäinen suhde noudattaa tarkasti palkin taipumien suhdetta. Vaiheessa V31 ylälaippojen jännitykset vaihtelevat palkkien kesken.

Sillan reunakaistoilla palkkien alalaippojen jännitysjakouma on keskenään lähes symmetrinen. Kuorman puolella reunimmaiseen palkkiin muodostuu ylälaippaan merkittävä puristusjännitys, mutta vastakkaisella reunalla ylälaipan jännitys on lähes nolla molemmissa kuormitusvaiheissa. Reunimmaisten palkkien jännityskenttä on siis toisiinsa verrattuna erilainen.

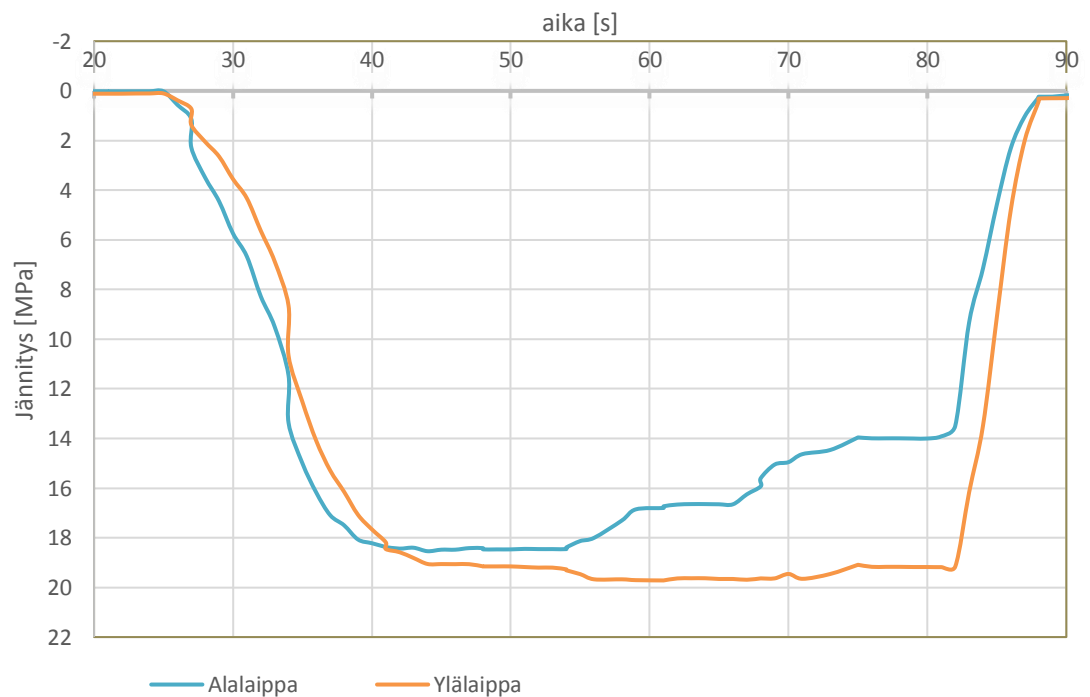
Pääkannattimien venymiä on laskettu aukon puolivälin ohella myös lukuisista muista pisteistä. Yhteensä 14 pisteestä mitattuja pääkannattimen venymien avulla laskettuja jännityksiä on havainnollistettu seuraavissa kuvaajissa. Mittauspisteiden sijainnin mukaan järjestellyissä kuvaajissa on esitetty pääkannattimen ylä- ja alalaipan jännitykset.



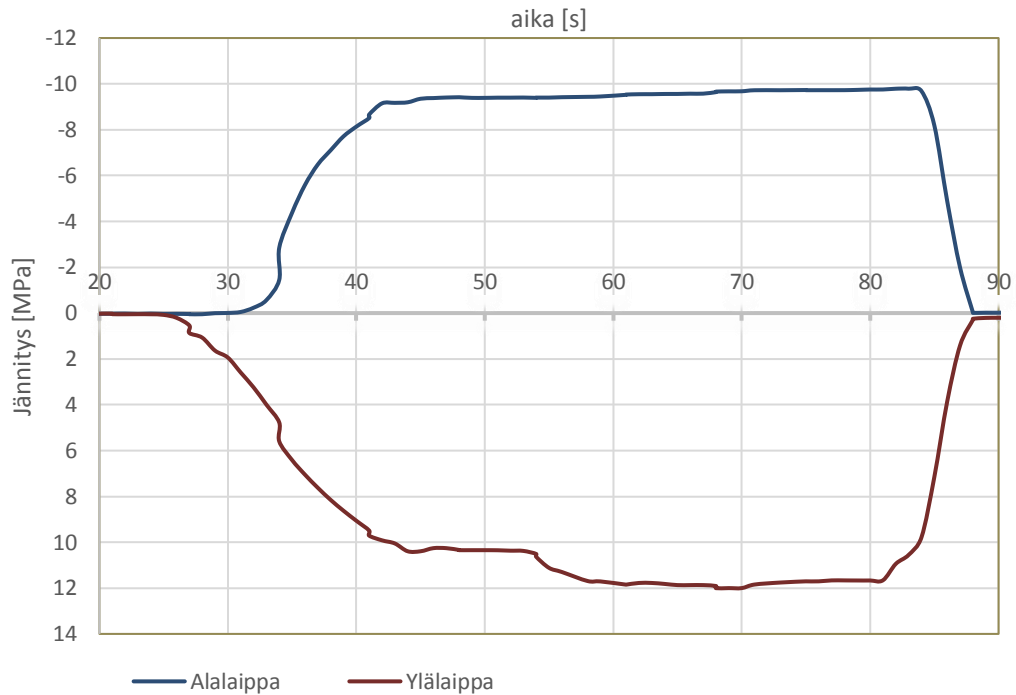
Kuva 5.10 Palkin P1 jännitykset vaiheessa V31, sijainti $x=5,0$ m



Kuva 5.11 Palkin P1 jännitykset vaiheessa V31, sijainti $x=7,5$ m



Kuva 5.12 Palkin P1 jännitykset vaiheessa V31, sijainti $x=10,0$ m



Kuva 5.13 Palkin P1 jännitykset vaiheessa V31, sijainti $x=12,5$ m

Pääkannattimien jännityksistä voidaan tehdä kaksi rakenneanalyysin kannalta keskeistä havaintoa. Ensinnäkin, palkkien ylä- ja alalaippojen jännitykset eivät ole symmetriset. Tämä tarkoittaa, että pääkannattimen ja betonilaatan välillä on liittotoimintaa.

Teräs- ja betoniosien muodostaman poikkileikkauksen neutraaliakseli sijaitsee kauttaaltaan teräspalkin neutraaliakselin yläpuolella. Toiseksi, reunavenymien keskinäinen suhde ei ole vakio. Pääkannattimen poikkileikkaussuureet siis vaihtelevat kuormituksen sijainnin mukaan. Pääkannattimen jännitykset on esitetty taulukossa 8.

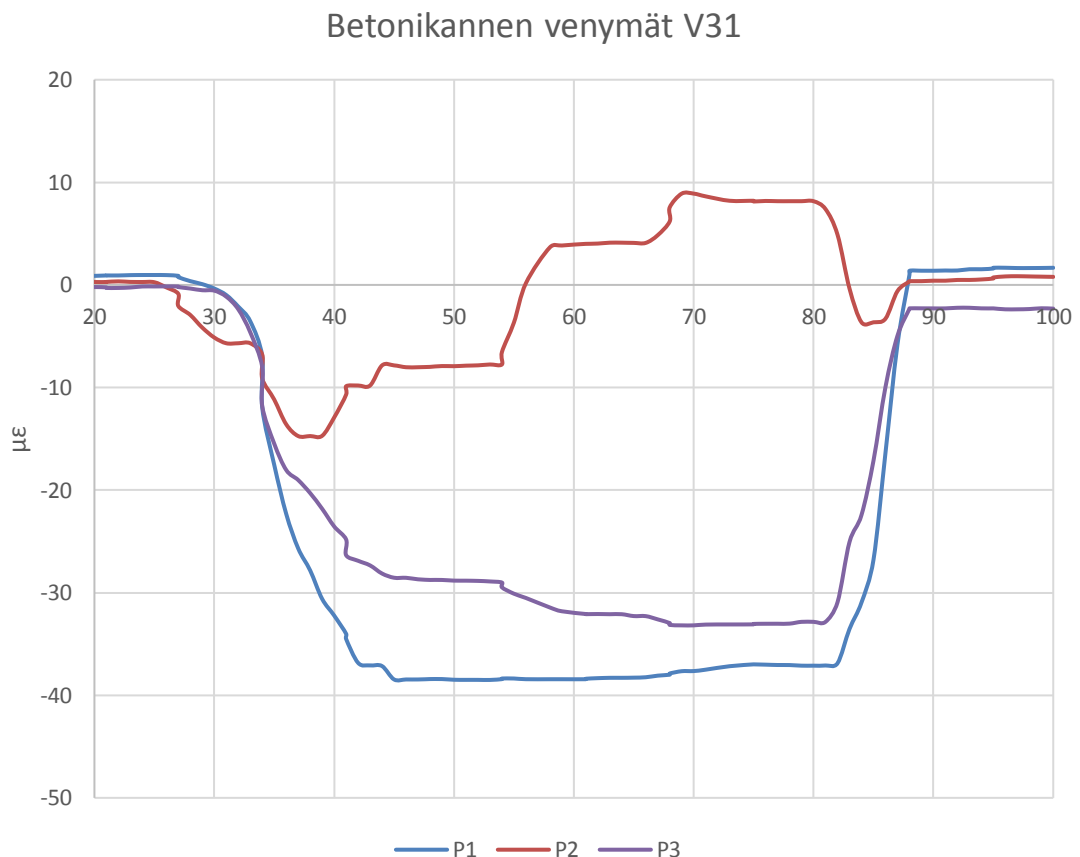
Taulukko 8 Pääkannattimen jännitykset koekuormituksessa aukon keskellä

Vaihenro	Kaista	Jännitykset [MPa]					
		P1		P2		P3	
		σ_{bot}	σ_{top}	σ_{bot}	σ_{top}	σ_{bot}	σ_{top}
V1	1	33,04	5,47	19,44	-5,85	7,68	1,09
V2	1	32,08	5,03	18,91	-5,01	6,51	0,75
V7	1	36,37	5,40	21,60	-7,13	5,91	0,74
V8	1	40,42	13,04	23,38	-7,13	7,91	1,21
V10	1	36,77	11,59	20,65	-7,17	6,49	1,39
V3	2	16,64	2,77	16,69	-6,60	18,71	-7,38
V4	2	18,81	2,05	18,59	-5,75	20,90	-7,42
V11	2	20,45	3,10	20,70	-7,16	23,20	-6,99
V20	2	22,30	4,55	21,46	-8,69	22,58	-8,23
V23	2	22,42	4,78	23,85	-9,13	26,47	-11,43
V26	2	27,00	5,81	25,80	-10,49	27,73	-11,85
V31	2	22,72	4,86	23,11	-6,81	27,20	-12,20
V34	2	24,82	5,57	25,52	-11,78	26,56	-12,45
V37	2	23,24	5,28	25,99	-9,03	31,51	-17,26
V5	3	6,53	0,01	21,25	-5,91	35,02	-19,97
V6	3	6,05	0,55	21,87	-6,98	35,52	-22,05
V9	3	8,17	0,35	26,35	-9,33	43,75	-26,12
V12	3	7,05	0,37	23,17	-8,42	38,43	-24,46
V16	4	27,66	6,35	17,77	-7,86	7,69	-1,83
V19	4	31,15	7,37	20,05	-4,16	9,26	0,56
V21	4	30,95	7,93	20,39	-5,63	12,48	-0,53
V24	4	34,38	9,25	22,33	-8,67	12,19	-0,86
V27	4	38,18	10,02	24,56	-10,34	15,31	-1,26
V30	4	34,42	9,94	22,44	-4,75	9,35	0,01
V32	4	35,85	9,20	22,88	-8,34	12,55	-0,45
V35	4	39,10	11,62	24,42	-10,87	12,28	-0,34
V38	4	38,87	11,82	24,69	-8,48	13,44	-0,56
V17	5	9,94	1,23	19,67	-4,40	30,78	-15,73
V22	5	10,79	0,55	22,60	-7,15	35,27	-20,82
V25	5	11,61	1,01	24,62	-9,64	55,88	-42,79
V28	5	13,52	0,99	27,33	-11,33	43,42	-26,85
V33	5	11,75	0,72	24,60	-9,09	39,18	-24,44
V36	5	12,67	0,76	26,81	-11,81	42,26	-27,39
V39	5	13,42	0,93	27,05	-12,04	42,92	-28,79

5.3.3 Betonikannen venymät

Betonikannen venymiä on mitattu pääkannattimien vierestä aukon keskeltä. Betonikannen venymiä sillan pääsuuntaan on käytetty venymä- ja liukumamittausten rinnalla poikileikkauksen jännitys jakauman analysoinnissa. Betonikannen jännitykset voidaan määrittää venymien avulla, mutta kannen kimmokerrointa ei voida määrittää tarkasti ilman tarkempia tutkimuksia. Betonikannen osalta jännitysten laskeminen ei ole välttämätöntä, sillä tarvittavat vertailut voidaan tehdä yhtä lailla mitattujen venymien avulla. Mittaustulosten varmistamiseksi onkin tarpeellista vertailla pääkannattimen ylälaipan venymiä, betonilaatan venymiä ja niiden välisiä siirtymiä samassa pisteessä. Betonikannen venymät momentin ääriarvon kohdalla on esitetty taulukossa 9.

Betonikannen venymien tuloksissa hajonta on merkittävä. Venymien kehittymistä voidaan lisäksi havainnollistaa alla olevalla kuvaajalla, jossa on esitetty vaiheen V31 sillan keskilinjalla olevan kuormituksen venymäkuvaajat.



Kuva 5.14 Betonikannen mitatut venymät vaiheessa V31

Aukon keskeltä mitatut venymän arvot teräspalkin ylälaipoissa ja betonikannen alapinnassa ovat erisuuret, joten pintojen välille todetaan kehittyvän muodonmuutoseroa. Vaikka kuormituksen kohdalla rakenneosien välillä on merkittävä yhteistoiminta. Edellä

kuvatut venymät edustavat jokaisessa kuormitusvaiheessa havaittavaa ilmiötä. Keskimäisen palkin venymät vaihtavat merkkiä kuormituksen edetessä, jolloin on odotettavissa, että betonikansi liukuu teräspalkkien päällä.

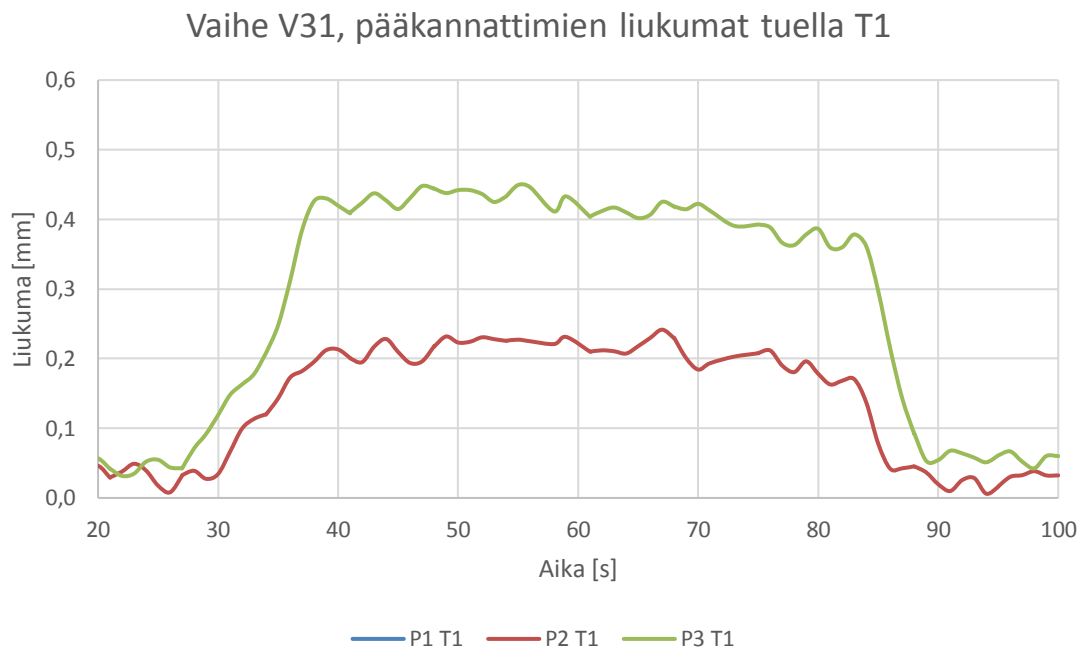
Taulukko 9 Betonikannen mitatut venymät aukon keskellä

Venymät [$\mu\epsilon$]				
Vaihenro	Kaista	P1	P2	P3
V1	1	-75,85	7,34	-5,97
V2	1	-76,66	3,54	-4,26
V7	1	-100,52	1,08	-3,99
V8	1	-95,60	6,93	-7,72
V10	1	-89,98	7,31	-6,36
V3	2	-15,20	8,48	-16,79
V4	2	-27,81	0,79	-13,83
V11	2	-28,15	5,85	-21,59
V20	2	-39,08	4,73	-22,03
V23	2	-35,12	3,82	-29,43
V26	2	-56,02	3,33	-28,35
V31	2	-38,49	-7,92	-28,82
V34	2	-51,51	1,96	-27,61
V37	2	-44,97	-9,05	-37,41
V5	3	1,04	0,61	-36,26
V6	3	3,84	4,73	-59,07
V9	3	1,24	-0,58	-67,11
V12	3	2,43	2,55	-58,95
V16	4	-77,04	0,36	-1,50
V19	4	-71,85	1,67	-8,98
V21	4	-80,78	-6,91	-6,88
V24	4	-91,62	-0,01	-7,42
V27	4	-106,66	1,83	-9,89
V30	4	-85,80	-3,28	-7,37
V32	4	-99,49	-1,14	-7,74
V35	4	-112,10	2,11	-7,96
V38	4	-113,48	-8,41	-7,90
V17	5	0,11	-2,21	-40,97
V22	5	-2,87	-7,28	-49,02
V25	5	-195,50	-0,11	-62,56
V28	5	-3,84	-1,87	-71,45
V33	5	-3,23	-9,70	-61,05
V36	5	-4,30	-0,57	-68,49
V39	5	-4,32	1,22	-68,17

5.4 Liukummat

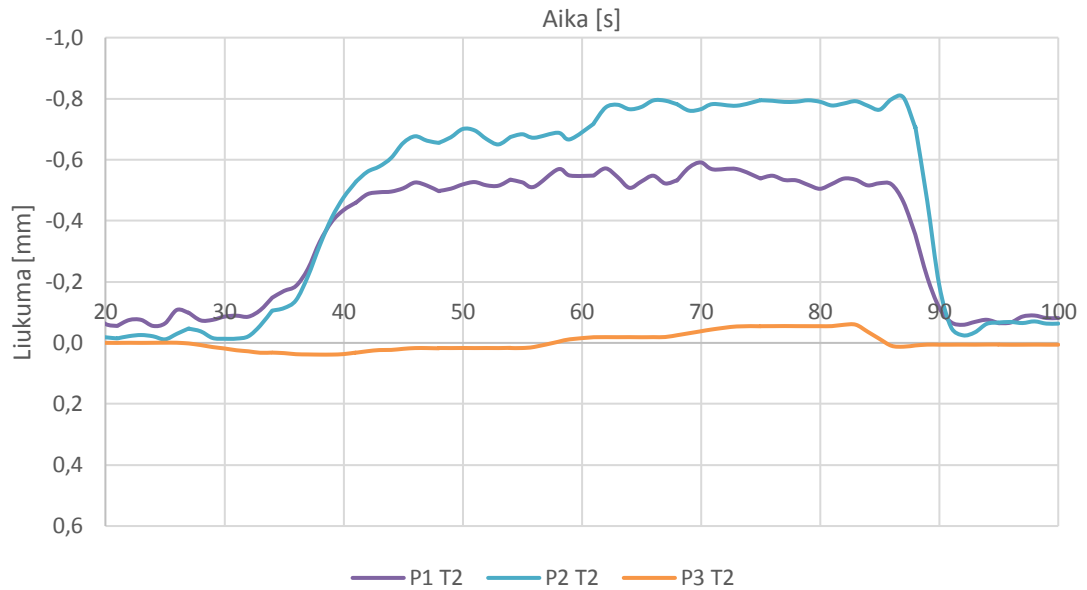
Sillan betonikannen ja teräspalkkien välistä liukumaa on mitattu jokaisesta pääkannattimesta päätytuilla ja palkista P1 lisäksi kuudennespisteistä. Liukuman arvot ovat tukialueella äärimmillään, jolloin myös tulosten tarkkuus paranee. Mitatut liukuman arvot ovat tukialueilla pieniä ja sillan aukon keskialueella, momentin ääriarvon kohdalla, liukuma lähestyy nollaa. Keskialueella signaali-kohinasuhde mitatusta arvosta on niin merkittävä, ettei mittaustuloksia voida enää pitää luotettavina. Liukumia tarkastellaan tämän vuoksi vain sillan tukilinjoilla.

Liukuma-arvojen tuloksista merkille pantavaa on mittalaitetyyppien vaikutus arvojen suuruuteen. Tukilinjalla T1 on käytössä keskenään samanlaiset Seiko siirtymäanturit, kun puolestaan tuella T2 on käytössä myös Positek mittalaite palkissa P3. Positek mittalaitteen tulokset eroavat merkittävästi muiden laitteiden tuloksista, eikä niitä voida hyödyntää vertailussa. Tuloksissa tulee huomioida, että mittalaitteiden karat ovat keskenään samansuuntaiset, jolloin päätyliukumien arvot ovat erimerkkiset. Päädyn siirtymien tulokset on esitetty kuvaajissa alla.



Kuva 5.15 Pääkannattimien liukummat tuella T1

Vaihe V31, pääkannattimien liukummat tuella T2



Kuva 5.16 Pääkannattimien liukummat tuella T2

Liukumien mittaustuloksissa on nähtävissä sama ilmiö kuin sillan betonikannen venymien yhteydessä. Eri rakenneosien pintojen väliin syntyy pysyvää muodonmuutoseroa, eikä liukumien arvot ole yhtä suuria palkkien kesken. Ajosuunnassa jälkimmäisellä tuella T2 liukuman arvot ovat suurempia kuin tuella T1, jolloin kannen oletetaan liikkuvan kuormituksen alla.

Palkkien päätyliukumien arvojen perusteella voidaan jäljempänä rakenneanalyysissä arvioida palkin liitoksen ominaisuuksia. Kuten edellä palkkien taipumien yhteydessä, voidaan liukumia vertailla suhteellisen liukumaeron avulla. Taulukossa 10 on esitetty kuormitusvaiheiden liukuman maksimiarvot ja suhteelliset liukumaerot.

Taulukko 10 **Liukuman arvot tuella T1**

Vaihenro	Kaista	Liukuma [mm]			Suhteellinen liukumaero		
		P1	P2	P3	P1	P2	P3
V1	1	0,36	0,24	0,02	1,00	0,65	0,06
V10	1	0,37	0,30	0,03	1,00	0,80	0,08
V2	1	0,42	0,26	0,02	1,00	0,61	0,04
V7	1	0,52	0,36	-0,05	1,00	0,70	0,10
V8	1	0,50	0,39	-0,05	1,00	0,78	0,09
V11	2	0,15	0,32	-0,20	0,46	1,00	0,61
V20	2	0,19	0,37	-0,20	0,50	1,00	0,55
V23	2	0,17	0,39	-0,31	0,44	1,00	0,80
V26	2	0,25	0,47	-0,34	0,53	1,00	0,72
V3	2	0,16	0,29	-0,10	0,54	1,00	0,35
V31	2	0,22	0,44	0,35	0,50	1,00	0,78
V34	2	0,22	0,45	-0,32	0,50	1,00	0,72
V37	2	0,24	0,52	-0,42	0,46	1,00	0,81
V4	2	0,19	0,31	-0,19	0,62	1,00	0,61
V12	3	0,03	0,35	-0,44	0,06	0,80	1,00
V5	3	0,06	0,32	-0,38	0,14	0,83	1,00
V6	3	0,03	0,35	-0,52	0,05	0,68	1,00
V9	3	0,03	0,42	-0,58	0,05	0,73	1,00
V16	4	0,30	0,25	-0,04	1,00	0,85	0,14
V19	4	0,42	0,84	-0,57	0,50	1,00	0,67
V21	4	0,33	0,37	-0,08	0,90	1,00	0,21
V24	4	0,35	0,37	-0,13	0,96	1,00	0,34
V27	4	0,42	0,47	-0,21	0,88	1,00	0,44
V30	4	0,53	0,92	-0,60	0,57	1,00	0,65
V32	4	0,41	0,41	-0,11	1,00	1,00	0,27
V35	4	0,38	0,40	-0,11	0,94	1,00	0,27
V38	4	0,48	0,50	-0,16	0,97	1,00	0,32
V17	5	0,03	0,31	-0,40	0,06	0,78	1,00
V22	5	0,05	0,41	-0,47	0,10	0,88	1,00
V25	5	0,03	0,41	-0,47	0,06	0,87	1,00
V28	5	0,05	0,49	-0,62	0,08	0,79	1,00
V33	5	0,03	0,46	-0,57	0,06	0,81	1,00
V36	5	0,05	0,49	-0,59	0,09	0,83	1,00
V39	5	0,10	0,53	-0,62	0,17	0,84	1,00

6. RAKENNEANALYYSI

6.1 Lähtökohdat

Laskennallisella mallilla simuloidaan kenttäolosuhteissa tehtyjä mittauksia ja pyritään muodostamaan muuttuvien parametrien avulla rakennemalli, jonka käyttäytyminen vastaa todellista rakennetta. Analysoitava rakenne on mallinnettu mahdollisimman tarkasti jokaista yksityiskohtaa myöten. Koekuormitustilannetta simuloidaan rakenneosien ominaislujuuksia ja kuormien ominaisarvoja käyttäen.

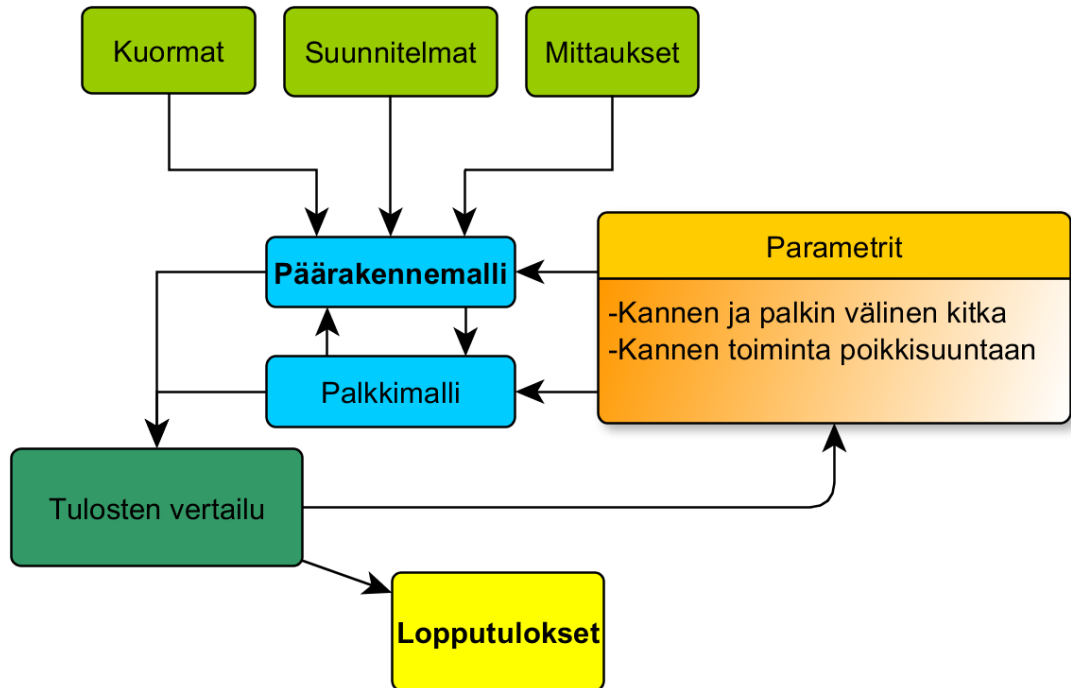
Rakenneanalyysi on lukuisten muuttujien ja laajan mittausdatan vuoksi monimutkainen. Keskeinen tekijä analyysissä on teräs- ja betoniosan yhteisvaikutus. Yhteisvaikutus ei kuitenkaan ole vakio, vaan sen vaihtelee tarkastelupisteen ja kuormitustapauksen mukaan. Lisäksi tartunnan oletetaan olevan epälineaarinen eri materiaalien rajapinnoissa.

Tämä johtaa rakenneanalyysissä iteratiiviseen prosessiin, jossa eri mittaustulosten tulokset joudutaan sovittamaan rakennemallissa vaikuttaviin kuormituksiin. Mittausolosuhteista ja laitteista johtuen kaikkien pisteiden mittaustulokset eivät ole absoluuttisen tarkkoja, eivätkä välttämättä täysin linjassa keskenään. Myöskään sillan laskentamallia ei voida muodostaa niin, että kaikki tarkasteltavat suureet vastaisivat tarkalleen mitattuja arvoja. Rakennemalli luodaan niin, että se edustaa mahdollisimman kattavasti rakennetta kokonaisuutena. Laskennan tuloksia verrataan mitattuihin arvoihin ja tarkasteltavasta suureesta riippuen, tehdään oletukset muuttuville parametreille.

6.2 Rakennemallit

Sillan päällysrakenteesta on laadittu FE-malli, joka noudattaa tarkasti sillan todellista geometriaa. Rakennemalli on luotu Sofistik -ohjelmiston Bridge Design -pakettia käyttäen. Rakennemallin geometria luodaan AutoCAD -ohjelmiston päällä pyörivän SofiPlus moduulin avulla. Rajapinta mahdollistaa mitatun sillan geometrian saumattoman yhdistämisen rakennemalliin.

Sillasta on laadittu kaksi rakennemallia. Kuten edellä käydyissä esimerkeissä, voidaan vapaasti tuettua palkkia tutkia kaksiulotteiden rakennemallin avulla. Käytännön syistä on tarkastelut jaettu kahden mallin kesken. Kaksiulotteisen palkkirakenteen avulla tutkitaan liitoksen käyttäytymistä ja toimintaa kuormituksen alaisuudessa. Tämä alustava kaksiulotteinen rakenne laajennetaan päärakennemalliin koko sillan tarkasteluja varten.

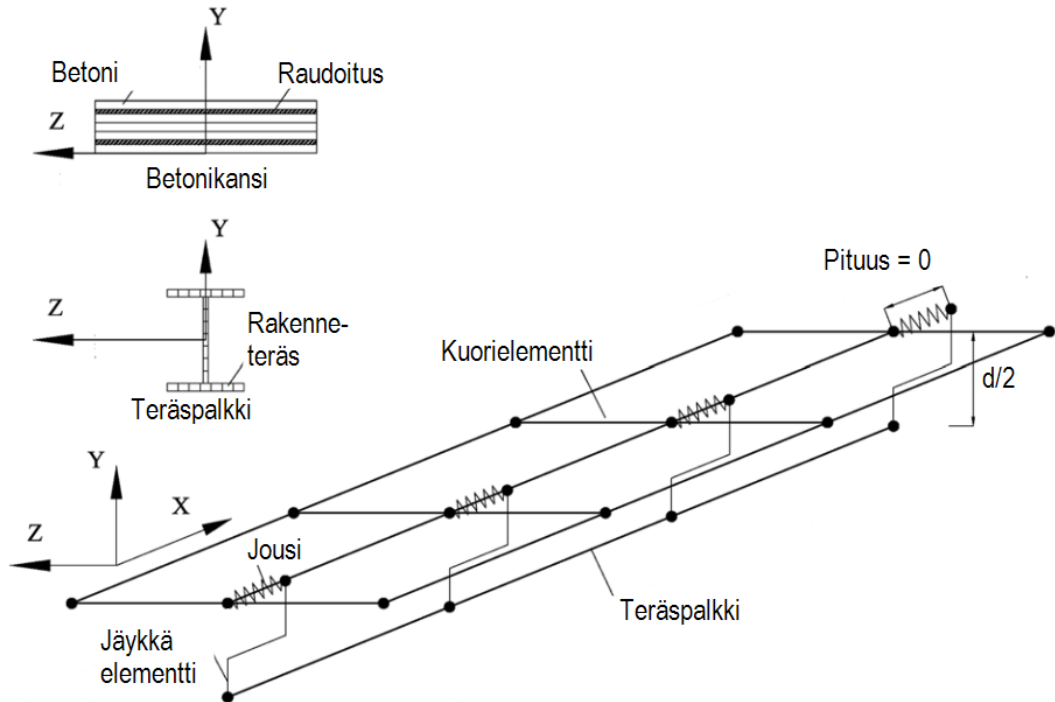


Kuva 6.1 Rakenneanalyysin prosessikaavio

6.2.1 Sillan pääkannattajien palkkimalli

Sillan toinen rakennemalli sisältää yksittäiset pääkannattimet, jotka ovat mallissa erikseen. Palkkimallin avulla voidaan yksinkertaistetusti muodostaa laskentamalli, joka jäljittelee mahdollisimman tarkasti rakenteen todellista toimintaa. Tätä palkkimallia käytetään sellaisenaan osana päärakennemallia, kun tarkastellaan koko siltarakenteen toimintaa.

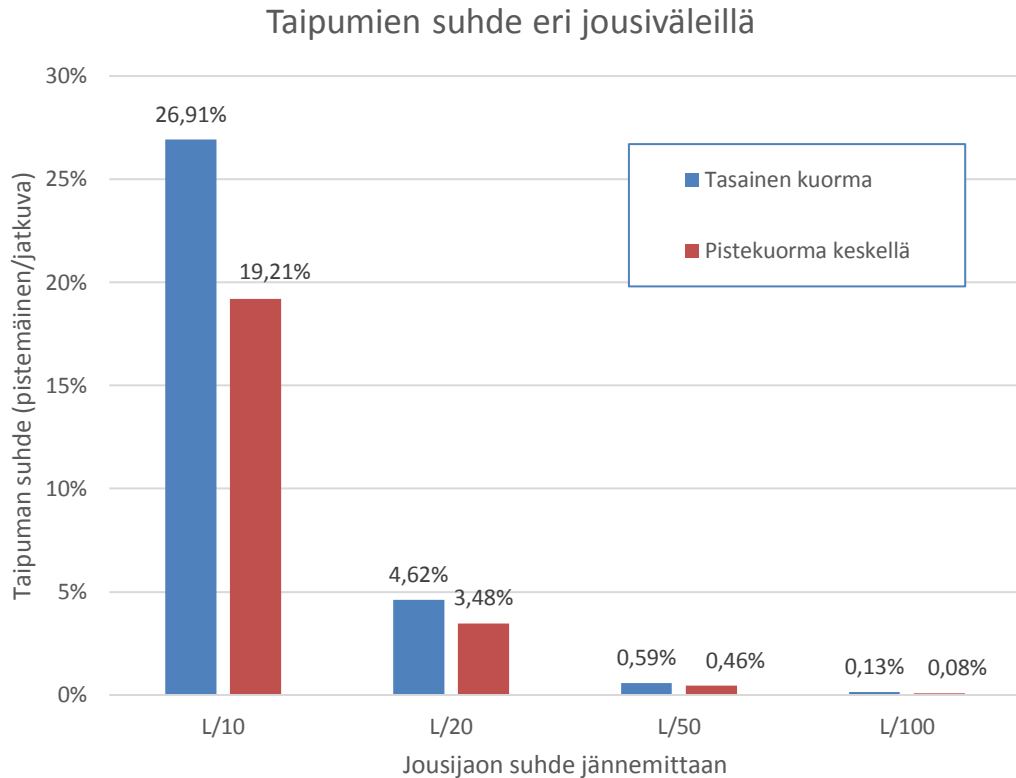
Palkkimalli koostuu laatasta, palkista ja niitä yhdistävistä jousista. Rakenneanalyysissä teräspalkki ja laatta pysyvät samoina, mutta leikkausliitoksella säädellään niiden yhteistoimintaa.



Kuva 6.2 Sillan pääkannattimen rakennemalli

Palkin ja laatan yhdistävänä elementtinä käytetään jousia, joka toimii palkin pääsuuntaan sekä pystysuuntaista jäykkää elementtiä, joka yhdistää palkit toisiinsa y-suunnassa. Pistemäinen jousi mahdollistaa liitoksen parametrisoinnin esimerkiksi jäykkyyden, myötö- ja murtolujuuden sekä kitkan suhteen. Leikkausliitokset sillalla liitos on jatkuva, joten paikallinen jousielementti on tietynlainen yksinkertaistus. Liitosväliä tihennettäessä alkaa rakenne käyttäytyä kuitenkin jatkuvan liitoksen tapauksessa. Liitosten välisen etäisyyden pienentyessä pienentyvät myös siinä esiintyvät muodonmuutoserot.

Koekuormituksessa eräs keskeinen suure on taipuma, jota tarkastelemalla voidaan muodostaa raja-arvot, milloin paikallisen liitoksen tiheys on riittävä kuvaamaan jatkuvaa liitosta. Vaikutuksia on tutkittu vertailemalla esimerkin 15 metriä pitkää vapaasti tuettua palkkia, jonka jäykkyys on vakio. Rakennetta on kuormitettu tasaisella kuormalla ja jännitteen keskelle kohdistuvalla pistekuormalla. Rakennemalliin on sijoitettu paikalliset liitokset siten, että niiden keskinäinen etäisyys noudattaa jännemittojen suhdetta $L/10$, $L/20$, $L/50$ tai $L/100$. Näillä eri liitinjaoilla syntyviä taipumia on verrattu jatkuvalla leikkausliitoksen palkin taipumiin alla olevassa taulukossa.

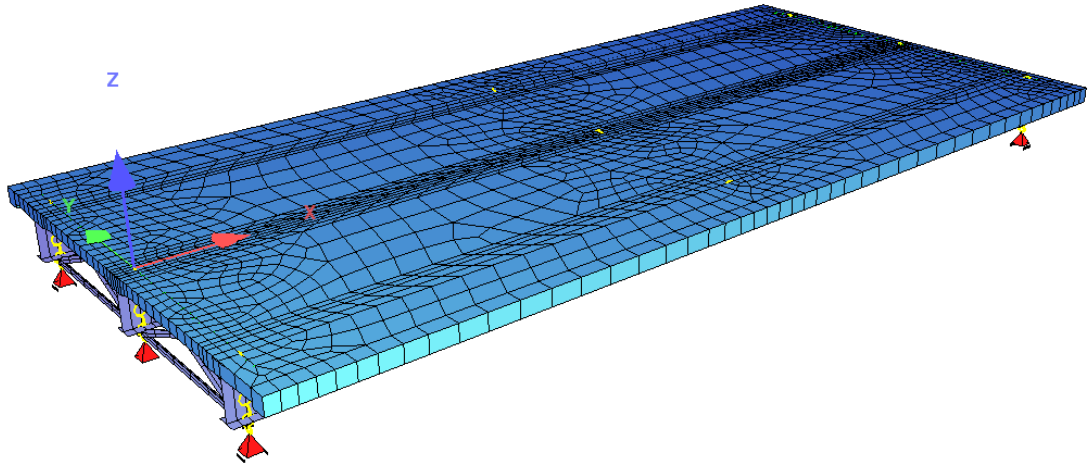


Kuva 6.3 *Taipumien suhde ei jousiväleillä*

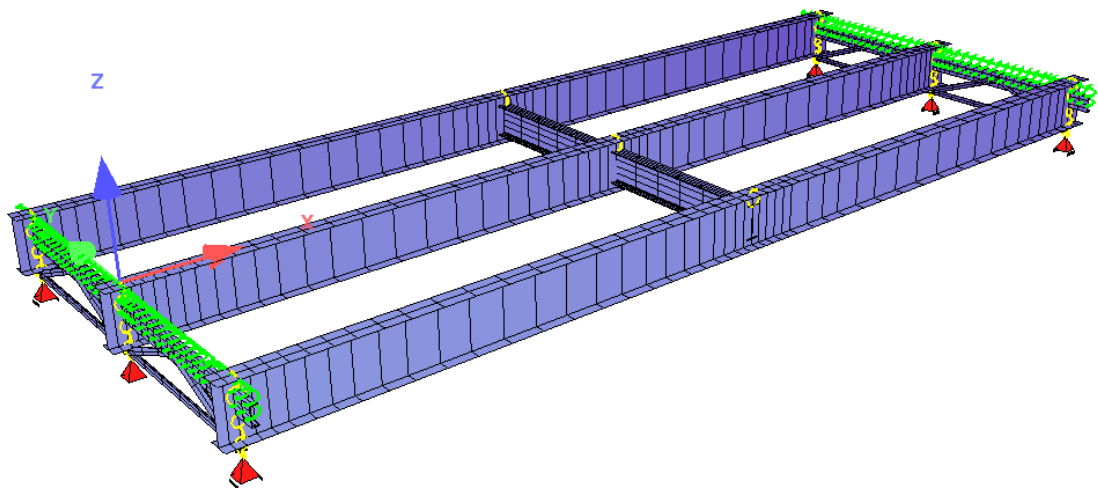
Taipumien suhde pienenee merkittävästi, kun liitinjako alkaa lähestyä arvoa $L/100$. Vertailun perusteella valitaan rakenneanalyysiin liitinjako 200 mm, joka vastaa jännemittan suhdetta $L/80$. Tällä liitinjaoilla saavutetaan 0,365 % virhemarginaali, joka on hyväksyttävissä rajoissa. Tiheämpi liitinjako hidastaisi laskentaa, eikä sillä saavutettaisi lisäarvoa tulosten kannalta.

6.2.2 Päärakennemalli

Päärakennemalliin on mallinnettu koko sillan päällysrakenne sekä kaikki koekuormituksessa toteutetut kuormitusvaiheet. Tätä rakennemallia käytetään kuormien jakaantumisen määrittämiseen sekä pääkannattamien lopulliseen analyysiin. Päärakennemallissa kansi koostuu kuorielementeistä ja palkit sauvaelementeistä.

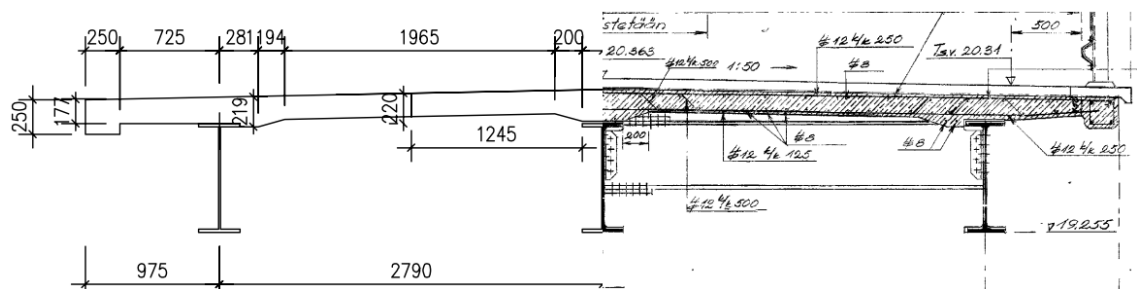


Kuva 6.4 Sofistik päärakennemalli



Kuva 6.5 Sofistik päärakennemalli: Sillan teräsrakenne

Kannen poikkileikkaus on muodostettu sillan todellisen poikkileikkauksen mukaan niin, että korkeus vaihtelee lineaarisesti taitepisteiden kohdalla. Kannen muotoa on havainnollistettu kuvassa alla.



Kuva 6.6 Kannen poikkileikkaus päärakennemallissa

Betonilaatan toiminta on mallinnettu päärakennemalliin niin, että sillan kannella ei ole pituussuuntaista aksiaali- eikä taivutusjäykkyyttä. Rakennemallissa kansilaatan tehtävä on vain välittää kuormia pääkannattimille ja sen jäykkyyden oletetaan pysyvän vakiona.

Pääkannattimien pituussuunnan toiminnassa on keskinäisiä eroja, joten palkkien jäykkyyksiä ja parametreja tulee voida säädellä palkkikohtaisesti. Tällöin on tarkoituksen mukaista määrittää jokainen pääkannatin erikseen omana poikkileikkauksenaan, jolloin rakenteen toimintaa pystytään jäljittelemään mahdollisimman tarkasti. Sen vuoksi kaikki kolme palkkia muodostuvat mitattuihin arvoihin perustuvista teräspoikkileikkauksesta ja betonikannesta, jotka on liitetty jousielementeillä yhdeksi poikkileikkaukseksi.

Sillan päärakennemalliin syötetään myös kaikki koekuormituksessa mukana olleet kuormitusvaiheet V1n...V39n, joita verrataan mittaustuloksiin. Päärakennemalliin muodostetaan solmupisteet kunkin koekuormituksessa olleen mitta-anturin kohdalle. Näiden solmupisteiden numeroiden avulla FEM-analyysin tulokset saadaan vertailtua mittaustulosten kanssa.

6.3 Laskentaparametrit

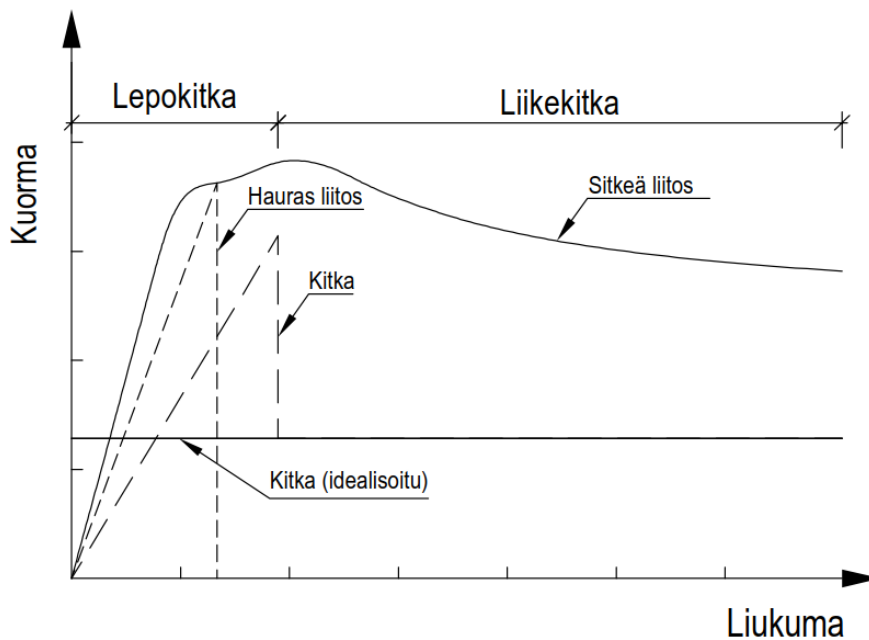
6.3.1 Kannen toiminta poikkisuuntaan

Sillan betonikannella on keskeinen osa kuormitusten jakamisessa pääkannattimille. Rakenneparametrien ensimmäinen askel on määrittää kuormien jakaantuminen poikkisuunnassa, jotta palkkikohtaiset muodonmuutokset saadaan vastaamaan toisiaan. Poikkisuunnan toimintaa voidaan tarkastella aluksi palkkien taipumaeron kautta ja sitten vertailla tuloksia palkin venymien avulla. Tässä yhteydessä kannen poikkisuuntaisen jäykkyyden lisäksi muuttuva tekijä on pääkannattimen pituussuunnan liittotoiminta. Näitä kahta ei voida erottaa toisistaan, mikä johtaa iteratiiviseen prosessiin myös poikkisuunnan jäykkyyden osalta. Tutkittavassa rakenteessa rakenneosien välinen liittotoiminta ei rajoitu sillan pääsuuntaan, vaan aukon keskellä sijaitseva poikkipalkki välittää yhtä lailla sen suuntaisia kuormituksia.

Kimmoisuus betonikansi on siis ortotrooppinen, eli sillä on eri jäykkyydet sillan poikki- ja pituussuuntaan. Nollaamalla kuorielementin jäykkyys sillan pituussuuntaan, jää tehtäväksi selvittää kannen toiminta kannen poikkisuuntaan mittaustulosten perusteella. Pitkäkestoisten kuormien vaikutuksesta betonissa tapahtuu virumaa, joka omalta osaltaan alentaa kimmoteorian mukaisia rasituksia. Tämä voidaan huomioida redusoidulla betonin kimmokertoimen arvoa. Poikkisuuntaista jäykkyyttä tarkastellessa kansilaatta oletetaan halkeilleeksi ja sen jäykkyyttä säädellään korjauskertoimin.

6.3.2 Leikkausliitos

Rakennemallissa leikkausliitosta käsitellään epälineaarisen hauraana liitoksena. Liitoksessa vallitseva voima kasvaa lineaarisesti murtoon asti, jonka jälkeen se putoaa joko nolnaan tai pintojen välisen kitkan tasolle. Hypoteesin mukaan liitoksen alkulujuus on yhtä suuri kuin nolla. Pintojen välinen kitka on muuttuva parametri, jonka arvo on analyysissä vakio. Jousielementtiin ei ole erikseen mallinnettu pintojen välille lepo- ja liikekitkaa, vaan kitkakertoimen arvo on vakio. Lepo- ja liikekitkan mallintaminen tulisi tehdä kahta eri jouta käyttäen ja tällöin jousielementeissä vaikuttavat voimat tulisi summata erikseen. Tämä johtaisi monimutkaiseen ja työläeseen laskentamenetelmään.



Kuva 6.7 Eräiden liitostyyppien voima-siirtymäkuvaaja

Sillalle on mitä todennäköisimmin kohdistunut sen käyttöiän aikana koekuormitusta suurempi kuormitustila. Tällöin varsinainen tartuntalujuus pintojen välissä on menetetty, mutta jäljelle jää vielä kuormituksesta pintojen välille muodostuva kitka, joka parantaa yhteistoimintaa. Siltapaikalla tehtyjen näköhavaintojen mukaan kannen ja teräspalkin välillä on nähtävissä merkkejä toistuvasta liikkeestä

Liitoksen mallintaminen kitkaa välittävin elementein ei ole käytännön suunnittelun kannalta tarkoituksenmukaista. Lisäksi kitkavoimien arviointi on monessa mielessä monimutkaista. Kitka muodostuu kahden toisiinsa kontaktissa olevien kappaleiden välille, jolloin kitkavoiman suuruus määräytyy pintaa kohtisuoraan vaikuttavan voiman ja pinnan kitkakertoimen perusteella.

Osittaisen liittotoiminnan palkissa tasot eivät enää pysy tasoina ja poikkileikkaukseen muodostuu sisäisiä voimia, jotka ovat kitkan muodostavien pystykuormien kanssa vas-

takkaismerkkisiä. Puristuskomponenttina toimivaan laattaan kohdistuu kuitenkin pystysuuntainen komponentti, joka pyrkii nostamaan laattaa samalla kun muodonmuutoksen aiheuttava kuorma painaa sitä alaspäin. Tämä ilmiö on teoreettinen, sillä sen vaikutukset ovat pienten muodonmuutoseurojen vuoksi häviävän pieniä, eikä sillä ole käytännön vaikutusta lopputuloksiin.

Betonilaatta mallinnetaan tämän lisäksi rakennemallissa kahdella eri elementillä, poikkileikkauksen osana toimivalla betoniosalla ja poikkisuuntaisia kuormia välittävällä kuorielementillä. Näistä palkkielementtinä toimiva betoniosa huolehtii pituussuuntaisten aksiaalivoimien välittämisestä ja sen mittoihin on parametrisoitu betoniosan tehollinen leveys. Kuorielementti välittää poikkisuuntaisia kuormituksia, jolloin sen pituussuuntainen aksiaali- ja taivutusjäykkyys on nollattu.

Suoraviivaisempi tapa liitoksen mallintamiseen on käyttää lineaarista jousielementtiä poikkileikkauksen osien välillä. Tällöin jousi voidaan mallintaa välittämään vain palkin akselin suuntaisia voimia, eikä sen toiminta ole riippuvainen poikkileikkauksen muodonmuutoksista. Jousijäykkyyttä voidaan lisäksi arvioida suoraan koekuormituksessa mitattujen suureiden avulla.

6.4 Analyyttinen malli

Siltarakenteen pääkannattimen jännityksiä, muodonmuutoksia ja liukumia tarkastellaan myös analyttisen mallin avulla. Edellä esitetty elementtinen menetelmä ei kuitenkaan ole tarkoituksenmukainen käytännön suunnittelussa. FEM-malli on monimutkainen sekä lukuisten kuormitustapausten ja epälineaarisuuden vuoksi raskas. Kuten tavanomaiselle teräs- tai liittopalkille, voidaan osittaisen liittovaikutuksen pääkannattimelle esitellä tarkastelu, joka on yksinkertaisesti toteutettavissa käytännön suunnittelutehtävissä.

Poikkileikkauksen tasapainoehdon perusteella teräs- ja betoniosan välinen leikkausliitos ylläpitää osien välistä normaalivoimaeroa. Leikkausliitoksessa vallitsevat voimat ovat siis suoraan verrannollisia betonilaatassa vallitsevaan normaalivoimaan. Palkin taipumat, venymät sekä liukumät voidaan luvussa 3.5 esitetyn teorian pohjalta esittää leikkausliitoksen asteen ja palkin pituusakselin funktiona.

7. ANALYYSIN TULOKSET

7.1 Yleistä

Ronnalan sillan koekuormituksessa tuotettuja mittaustuloksia verrattiin eri menetelmin tehtyihin laskennallisiin tarkasteluihin. FEM-analyysin ja liittorakenteiden teoriaan perustuvien analyttisten laskentamenetelmien avulla simuloitiin rakenteen käyttäytymistä. Tarkasteluissa tutkittiin parametreja, joiden avulla teräs- ja betoniosien välisen liitoksen käyttäytymistä voidaan simuloida. Koekuormituksessa mittapisteiden määrä oli merkittävä ja ajovaiheista muodostettuja kuormitustapauksia lukuisia. Tarkasteluihin on poimittu näistä edustavat ja vertailukelpoiset kuormitustapaukset ja mittasuureet.

Tulosten vertailussa analyttisen mallin avulla määritettiin ensin liitoksen toiminta FEM-analyysiä varten ja tuloksia verrattiin koekuormituksessa tuotettuihin mittaustuloksiin. Tarkastelun edetessä liitoksen ominaisuuksia tarkennettiin vastaamaan paremmin mitattuja arvoja.

Laskennallisissa arvoissa ja mittauksissa voi kuitenkin esiintyä virheitä, jotka vaikuttavat tarkastelun lopputuloksiin. Kaikki mitattavat suuret eivät tuottaneet edustavia arvoja jokaisesta kuormitustapauksesta, minkä vuoksi tarkasteluiden ulkopuolelle on jätetty virheelliset tai muutoin selkeästi linjasta eroavat arvot. Yhtä lailla laskennallinen tarkastelu on eräänlainen yksinkertaistus rakenteesta, jonka toiminta on alati muuttuva liikkuvan kuormituksen alla.

7.2 Poikkileikkausarvot

Rakenneanalyysissä sillan pääkannattimien ja betonilaatan yhteistoimintaa voidaan säädellä liitoksen jäykkyyden ja lujuuden avulla. Monisäikeisen FEM-analyysin tueksi on aiheellista hyödyntää luvussa 3 esitettyjä analyttisiä ratkaisumalleja ja arvioida liitoksen toimintaa taipumien, palkin liukumien tai esimerkiksi poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainnin avulla.

Laskentaparametrien määrittämiseksi on sillan tutkituista poikkileikkauksista määritetty poikkileikkausarvot analyttistä vertailua varten. Sillan poikkileikkaussuureita vertailtaessa tulee huomioida, ettei poikkileikkaus toimi hypoteesin mukaan pelkkänä teräspalkkina eikä täydellisenä liittopoikkileikkauksena. Liittotoiminta ei ole siis täydellinen, eikä vakio. Tämän vuoksi poikkileikkausarvojen laskennat on rakennettu funktiomuotoon ja ne ottavat huomioon liittovaikutuksen vaiheittaisen kehittymisen kuormituksessa.

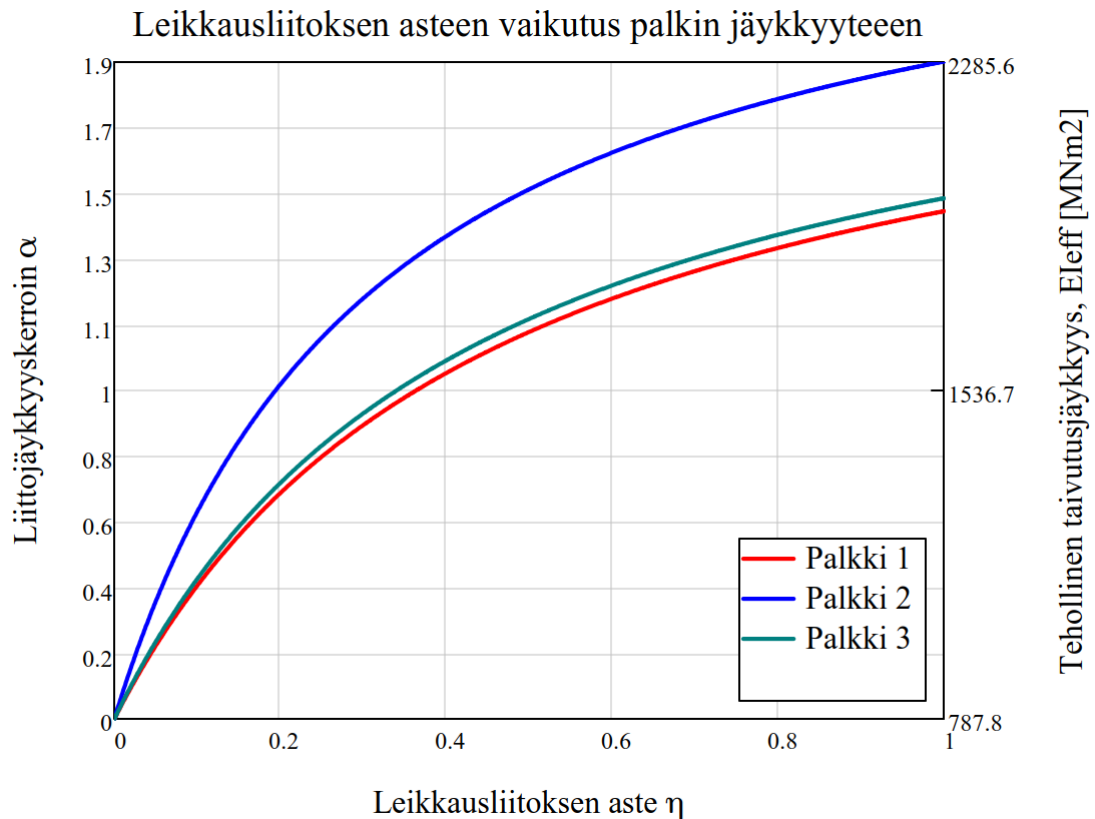
Parametrien havainnollistamiseksi on sillan poikkileikkaussuureet esitetty alla olevassa taulukossa teräs- ja liittopoikkileikkaukselle.

Taulukko 11 Sillan pääkannattimien poikkileikkaussuureet

Leikkausliitokseton poikkileikkaus	Tunnus	P1	P2	P3	Yksikkö
Teräspoikkileikkauksen korkeus	h	797	797	787	mm
Teräspalkin laippojen leveys	b _f	300	300	297	mm
Teräspalkin laippojen paksuus	t _f	31	31	29	mm
Teräspalkin uuman paksuus	t _w	17	17	17	mm
Teräspalkin pyöristyssäde	r	15	15	15	mm
Teräsprofiilin poikkileikkausala	A _a	31290	31290	29810	mm ²
Neutraaliakselin korkeus	e _{a,bot}	398,5	398,5	393,5	mm
Taivutusjäykkyys	EI	740,4	787,8	684,0	MNm ²
Kimmoinen momenttikapasiteetti	M _{el,Rd,a}	1890	2011	1768	kNm
Plastinen momenttikapasiteetti	M _{pl,Rd,a}	2012	2012	1877	kNm
Liittopoikkileikkaus					
Teräsosan normaalivoimakapasiteetti	N _{Rd,s}	7353	7353	7353	kN
Betoniosan normaalivoimakapasiteetti	N _{Rd,c}	7797	11111	7797	kN
Sisäinen momenttivarsi	e _i	491	549	486	mm
Neutraaliakselin alapinnasta	e _{bot}	736	815	733	mm
Neutraaliakselin korkeus	e _{top}	248	247	242	mm
Taivutusjäykkyys	EI _{com}	1829,1	2287,9	1715,5	MNm ²
Betoniosan staattinen momentti	S _c	1,1E+07	1,4E+07	1,1E+07	mm ³
Betoniosan taivutusjäykkyys	EI _c	43,6	91,0	43,6	MNm ²
Kimmoinen momenttikapasiteetti	M _{el,Rd}	2528	2857	2382	kNm
Plastinen momenttikapasiteetti	M _{pl,Rd}	3275	3892	3117	kNm
Liittojäykkyyserroin	α _i	1,47	1,904	1,508	-

Leikkausliitoksetoman palkin ja täydellisen yhteistoiminnan liittopoikkileikkauksen arvojen lisäksi voidaan nostaa esiin eräät tunnusluvut, joiden avulla rakenteen käyttäytymistä voidaan tulkita. Näistä ensimmäinen on liittojäykkyyserroin (kaava 12), joka kuvaa monoliittisen liittopoikkileikkauksen ja leikkausliittimettömän palkin tehollisten taivutusjäykkyyksien suhdetta. Liittojäykkyyserroimen ollessa nolla, koostuu rakenteen taivutusjäykkyys ainoastaan yksittäisten rakenneosien taivutusjäykkyyksien summasta.

Tässä yhteydessä täydellistä yhteistoimintaa ei voida saavuttaa, sillä liittojäykkyyden sijaan poikkileikkauksen kantavuutta rajoittaa poikkileikkauksen osien välinen leikkausliitos. Leikkausliitoksettomaan rakenteeseen verrattuna on sillan pääkannattimissa kuitenkin hyödyntämätöntä taivutuskapasiteettia, jonka suuruus määräytyy todellisen leikkausliitoksen asteen mukaan. Pääkannattimien liittojäykkyyserroimien ja tehollisten taivutusjäykkyyksien arvot leikkausliitoksen asteen funktiona on esitetty seuraavassa kuvassa.

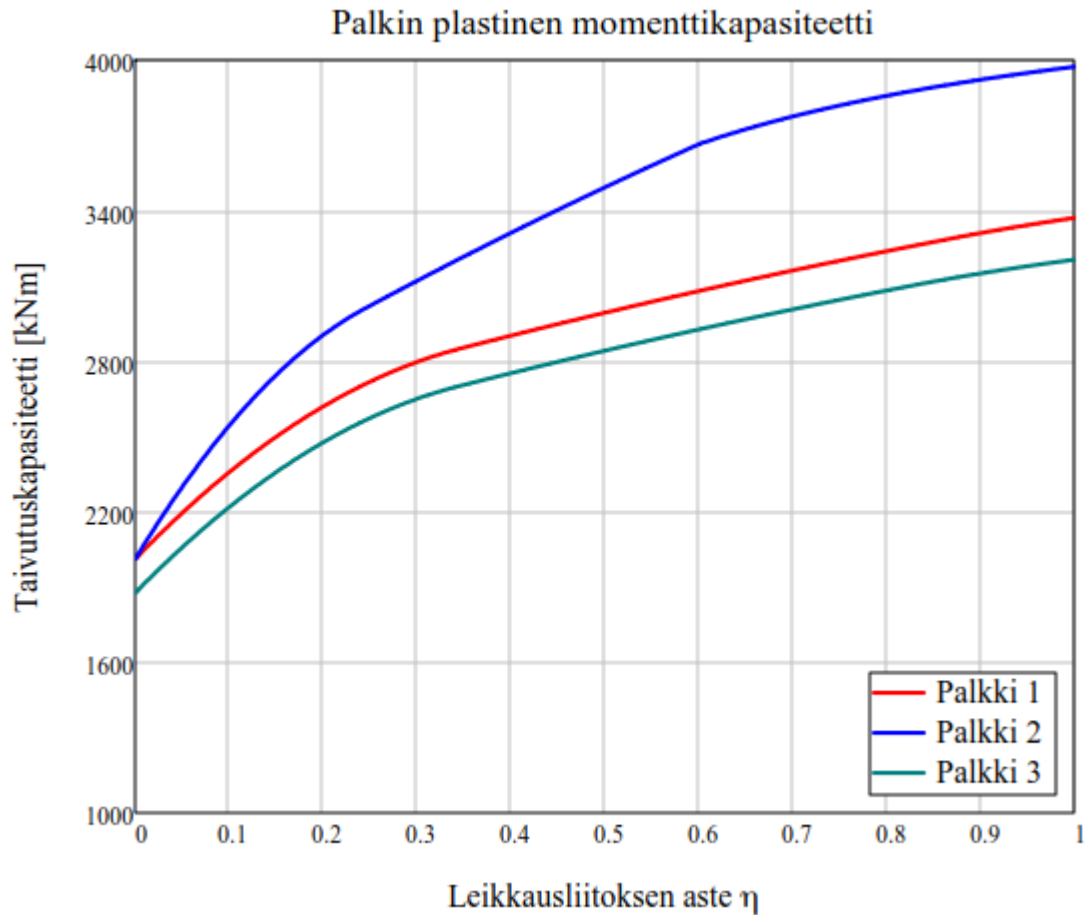


Kuva 7.1 Sillan pääkannattimien liittojäykkyyserroin

Liittojäykkyyserroin perusteella voidaan yksinkertaisesti todeta, että alhaisillakin leikkausliitoksen asteilla saavutetaan tuntuva lisäys sillan pääkannattimen taivutusjäykkyyteen. Päällysrakenteen palkeista keskimääräinen kerää kaikissa tapauksissa merkittävän osan hyötykuormista, jolloin myös sen kapasiteetilla on olennainen osuus rakenteen kuormankantokyvyssä.

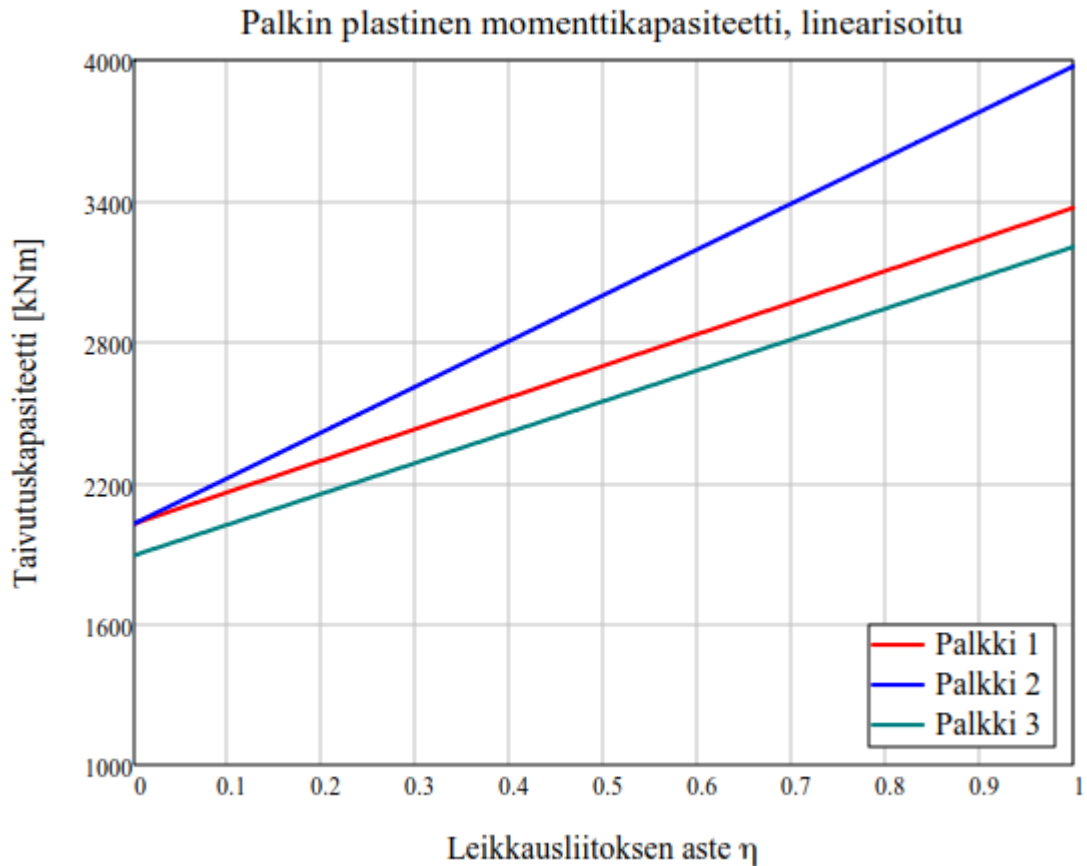
Liittojäykkyyserrointa ei voida sellaisenaan hyödyntää tuloksien vertailussa, mutta sen avulla voidaan muodostaa lausekkeet niin palkin taipumille, jännityksille ja liukumillekin. Leikkausliitoksen aste ja liittojäykkyyserroin tulevat seuraavissa luvuissa toistumaan poikkileikkauksen tehollisten arvojen parametreina.

Käytännön suunnittelun kannalta tehokas ja yksinkertainen tapa parametrizoida tällaisen palkin poikkileikkausmitoitusta, on asettaa esimerkiksi leikkausliitoksen aste (kaava 21) muuttujaksi. Koska teräs- ja betoniosan välinen leikkausliitos säätelee poikkileikkauksen yhteistoimintaa, on leikkausliitoksen aste helposti havainnollistettava suure, jolla on suora vaikutus kaikkiin koekuormituksessa mitattuihin suureisiin. Kuvassa 7.2 on esitetty palkin momenttikapasiteetit leikkausliitoksen asteen funktiona.



Kuva 7.2 *Sillan pääkannattimien plastinen taivutuskapasiteetti*

Toinen yksinkertaistettu menetelmä taivutuskapasiteetin määrittämiseen on linearisoida tulokset leikkausliitoksen asteiden 0 ja 1 välillä. Tämä on varmallalla puolella oleva yksinkertaistus, jossa alarajana on pelkän teräspoikkileikkauksen ja betonikannen taivutuskapasiteetti ja ylärajana täyden yhteistoiminnan liittopalkki. Menetelmä on tehokas tapa arvioida leikkausliitoksen kehittymisen myötä kasvanutta palkin taivutuskapasiteettia.



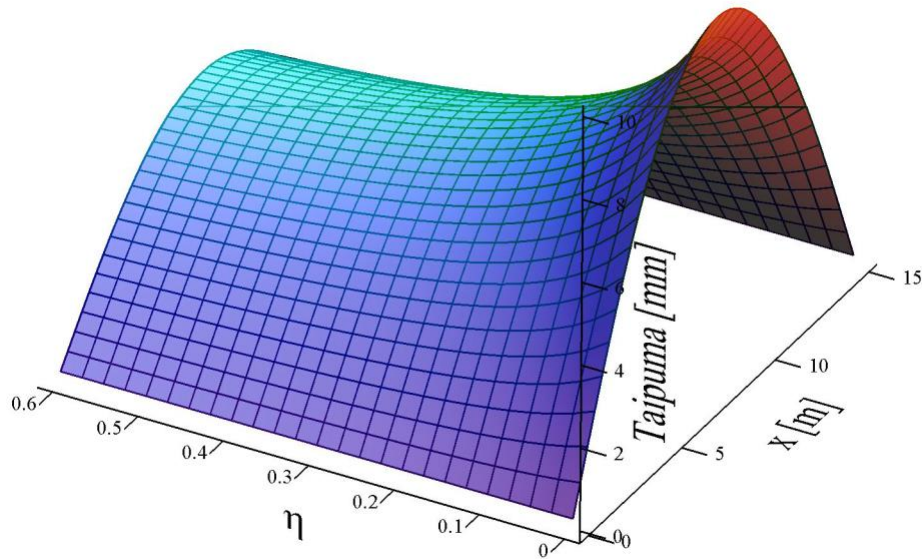
Kuva 7.3 Sillan pääkannattimien plastinen momenttikapasiteetti, linearisoitu

7.3 Tulosten vertailu

Tarkasteltavat suureet sekä parametrien määrittäminen riippuvat tarkastelupisteen sijainnista. Aukon keskellä taipuma antaa erinomaisen kuvan rakenteen jäykkyydestä ja mitatut venymät palkin kuormitusjakaumasta. Tällä tavoin saamme hyvän kuvan poikkileikkauksen toiminnasta. Vaikka tarkastelu onkin edustava, on se sitä vain aukon keskialueella, missä taivutusrasitus ja taipuman arvot ovat äärimmillään. Tukialueella tarvitaan puolestaan palkin liukuman arvoja yhteistoiminnan määrittämiseen, sillä taipumaa tai taivutusrasitusta ei vapaasti tuetulla palkilla tukilinjalla ole. Pääkannattimen toimintaa tarkastellaan siis eri mittasuureiden avulla eri tarkastelupisteissä.

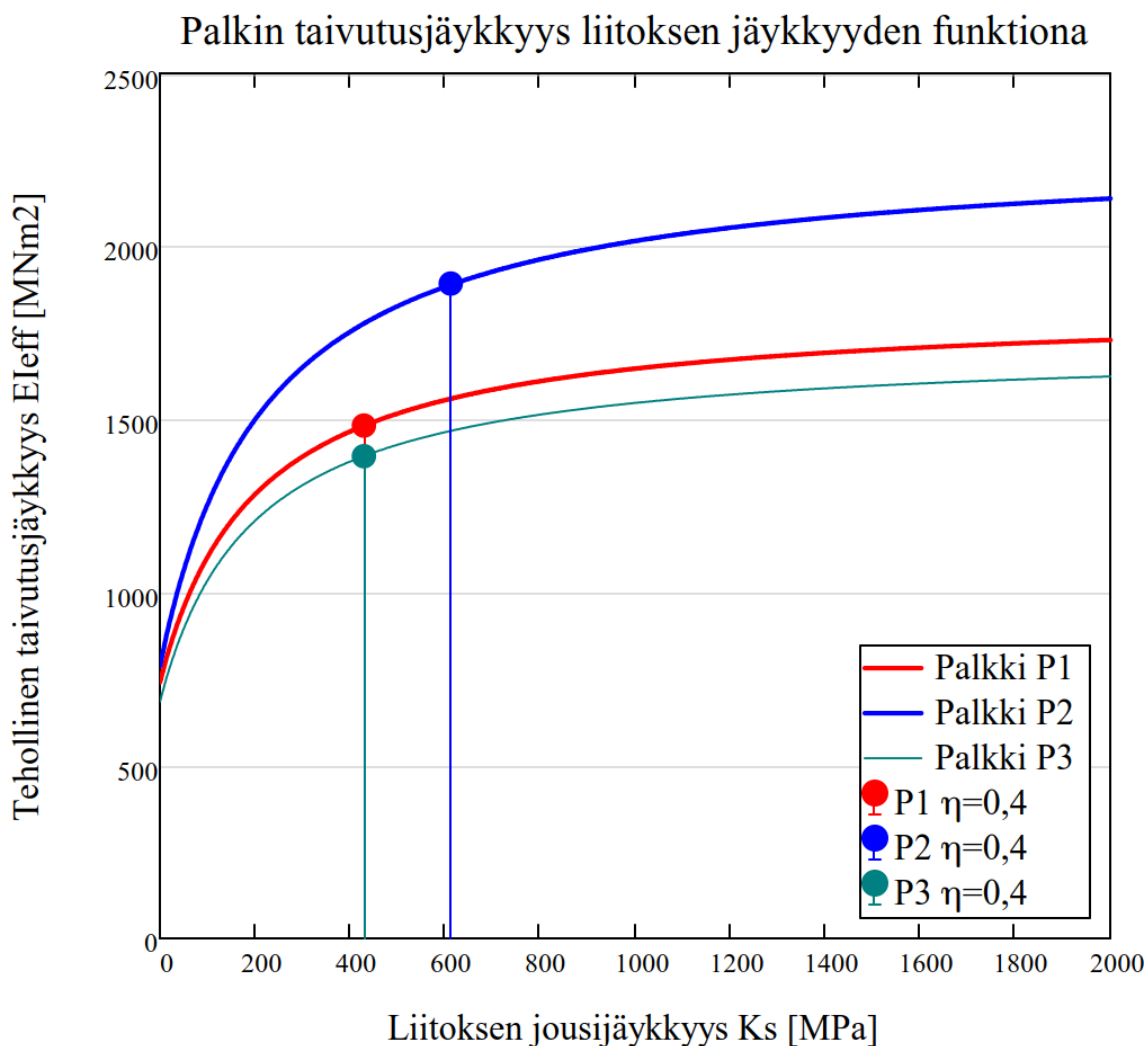
7.3.1 Taipumat

Sillan pääkannattimien alapinnasta, aukon keskeltä, mitattujen taipumien vertailu on tehty analyttisen mallin ja FEM analyysin avulla. Poikkileikkauksen keskimääräinen taivutusjäykkyys on yksinkertaista määrittää rakenteen taipumien perusteella ja poikkileikkauksen mitat tuntien, on yksinkertaista arvioida palkin leikkausliitoksen astetta. Leikkausliitoksen asteen vaikutusta taipumien arvoihin on havainnollistettu alla olevassa kuvassa.



Kuva 7.4 Palkin P1 taipuma eri leikkausliitoksen asteilla kuormitustapauksessa 311

FEM-malliin on iteroitu tehollisten taivutusjäykkyyksien avulla liitosten jousijäykkyydet. Leikkausliitoksen jäykkyys-siirtymäyhteyttä voidaan kuvata liitoksen jousivakion, K_s [N/mm^2], ja tehollisen taivutusjäykkyyden avulla. Jousijäykkyyden ollessa nolla, koostuu palkin taivutusjäykkyys vain yhteenlasketuista teräs- ja betoniosien taivutusjäykkyyksistä. Jousijäykkyyden noustessa kasvaa myös rakenteen tehollinen jäykkyys. Tämä yhteys voidaan muodostaa poikkileikkauksen tehollisen taivutusjäykkyyden, liitoksen joustokertoimen ja tehollisen liittojäykkyyksikertoimen kaavojen avulla (Kaavat 26-28). Tätä yhteyttä on havainnollistettu seuraavassa kuvassa.



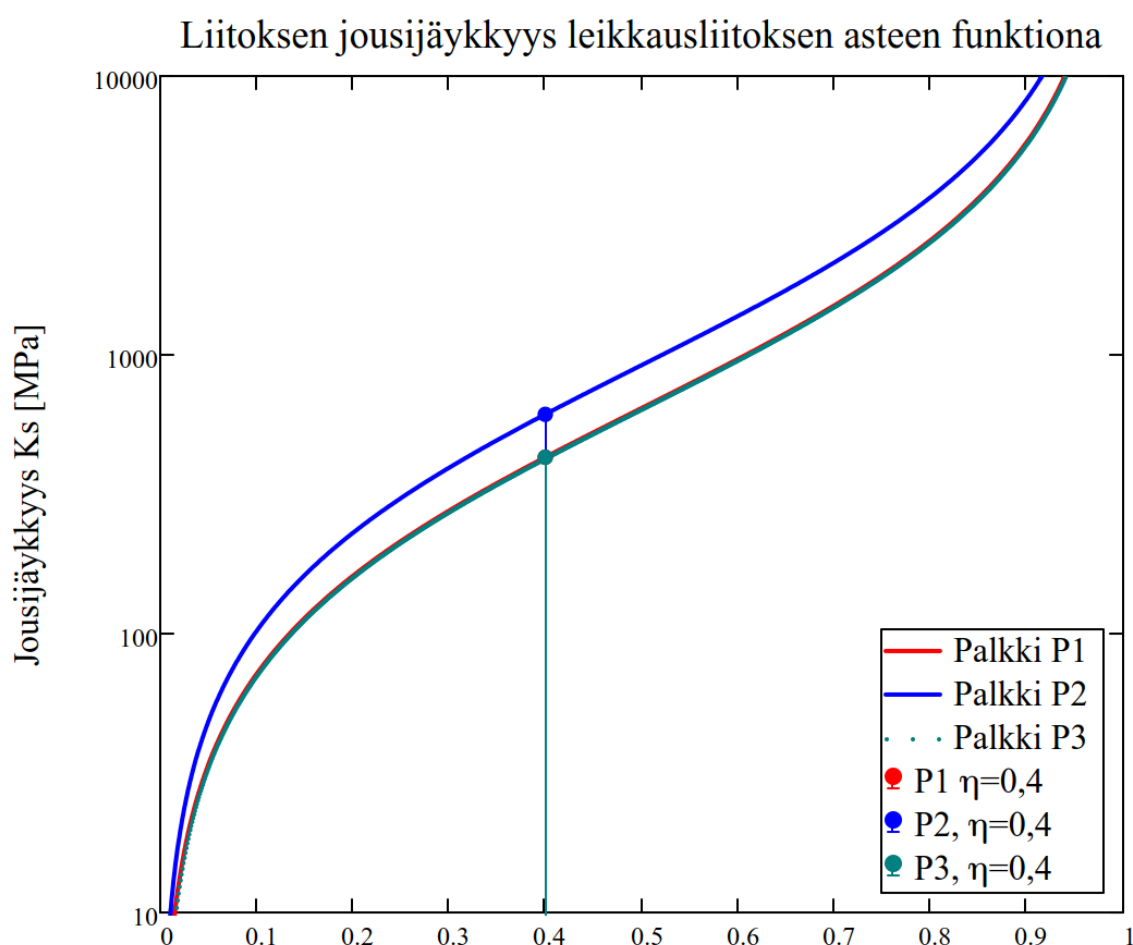
Kuva 7.5 Liitoksen jousivakion vaikutus pääkannattimen taivutusjäykkyyteen

Kuvaajasta voidaan huomata, kuinka liitoksen jäykkyyden kasvattamisella on olennainen vaikutus rakenteen taivutusjäykkyyteen vain tiettyyn rajaan asti. Tässä yhteydessä on aiheellista nostaa jälleen esille useissa suunnittelunormeissa täydellisen leikkausliitoksen alarajana pidetty 0,4. Tämän jälkeen liitoksen jäykkyyden kasvattaminen ei paranna olennaisesti taivutusjäykkyyttä.

Liitoksen jäykkyys ei kuitenkaan ole vakio. Pystysuuntaisen kuormituksen vaikutuksesta betoni- ja teräsosien välille kehittyvät kitkavoimat voivat saada aikaan jopa täydellisen liittotoiminnan, kun taas liikennekuorman vaikutusalueen ulkopuolella leikkausliitoksen aste on alhainen. Taipuman avulla voidaan siis approksimoida rakenteen jäykkyyttä kokonaisuutena, huomioimatta paikallisia vaikutuksia kuormituksen alla. Edellä esitelty palkkirakenteen analyttinen malli antaa tarkan ratkaisun vain tapauksessa, jossa kuormitus on tasainen ja liitoksen jäykkyys on vakio koko palkin matkalla. Ajoneuvoliikenteen silloilla tämä asetelma on epätodennäköinen, mutta menettelyn tarkkuus on riittävä koko rakenteen toiminnan arviointiin.

Liitoksen jousivakion lukuarvo on sellaisenaan huono kuvaamaan rakenteen toimintaa. Jotta eri pisteissä tehdyt tarkastelut olisivat vertailtavissa keskenään, on aiheellista muuntaa arvot paremmin havainnollistettavaan muotoon. Jousijäykkyys eri leikkausliitoksen asteilla voidaan laskea etenemällä päinvastaisessa järjestyksessä kuin edellä. Parametrisoimalla leikkausliitoksen aste voidaan laskea sitä vastaava tehollinen jäykkyys (kaava 26), liittojäykkyyskerroin (kaava 28) ja iteratiivisin menetelmin ratkaista kaavan 27 avulla vastaava liitoksen jousivakio.

Liitoksen toiminnan havainnollistamiseksi ja neutraaliakselin sijainnin määrittämiseksi on muodostettu yhteys liitoksen jousivakion ja leikkausliitoksen asteen välillä (Kuva 7.6). Tämän yhteyden ansiosta voidaan vertailla eri mittasuureiden avulla määritettyjä liitoksen ominaisuuksia keskeään.



Kuva 7.6 Liitoksen jousivakio leikkausliitoksen asteen funktiona

Liitoksen jousijäykkyyttä voidaan verrata liittorakenteissa tavanomaisen kannallisen vaarnatapin jäykkyyden arvoon. Vaarnatapin jousijäykkyys riippuu esimerkiksi sen halkaisijasta, pituudesta ja ympäröivän betonin lujuudesta. Vertailun vuoksi tässä yhteydessä vaarnatapin keskimääräisenä jousijäykkyyden arvona käytetään 300 kN/mm ja leikkausliitoksen astetta 0,4 vastaavana jousijäykkyyden arvona 430 N/mm² (Kuva 7.6: Palkit 1

ja 2). Jousijäykkyyden perusteella määritettynä tämä vastaisi noin 700 mm liitinjakoa, kun liittimet on sijoitettu yhteen riviin. [15, 16]

Taipumien avulla rakenteen jäykkyyttä voidaan arvioida kokonaisuutena. Edellä esitettyjen kaavojen avulla voidaan taipuman arvoista muodostaa rakenteen toiminnan kannalta olennaiset tunnusluvut kuten leikkausliitoksen aste (η), neutraaliakselin korkeus alapinnasta, jatkuvan liitoksen keskimääräinen jousijäykkyys (K_{sd}) ja tehollinen liittojäykkyyserroin (α_{eff}). Nämä arvot on esitetty seuraavassa taulukossa 12.

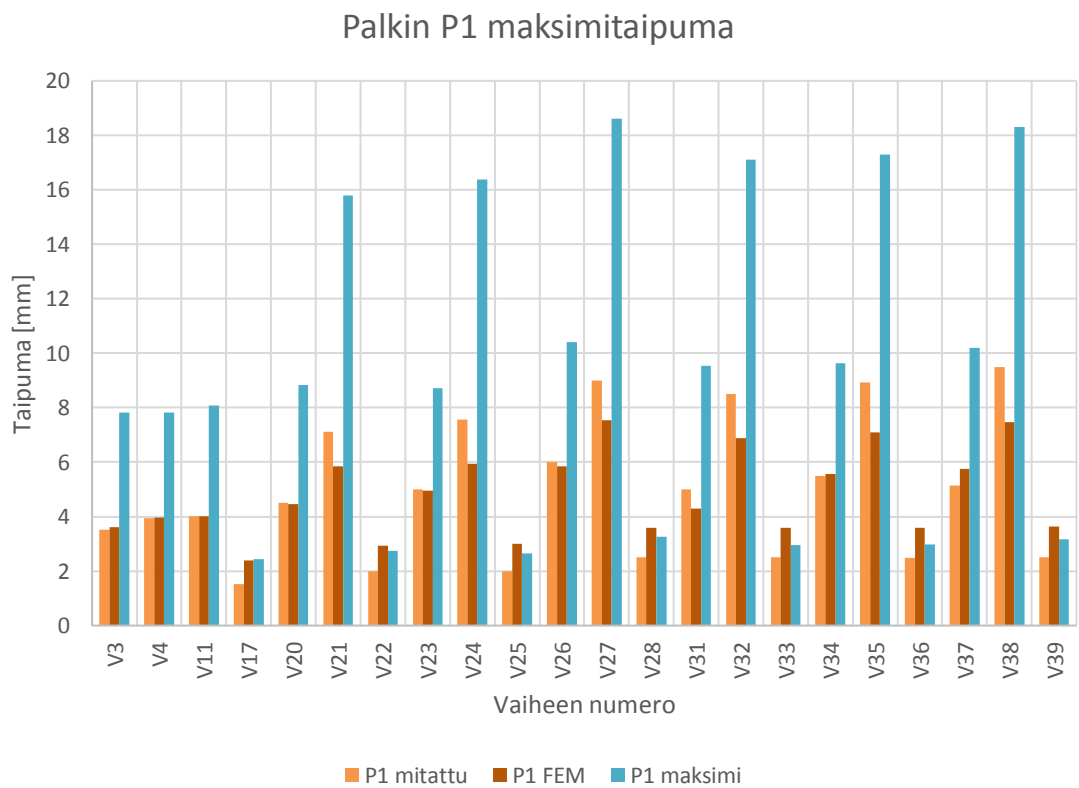
Taulukko 12 *Taipumien perusteella määritetyt leikkausliitoksen ominaisuudet*

Vaihe	Leikkausliitoksen aste η			Neutraaliakselin korkeus [mm]			Liitoksen jousijäykkyys [N/mm^2]			Liittojäykkyyserroin α_{eff}		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
V3	0,60	0,44	0,46	677	718	643	956	732	537	1,22	1,46	1,11
V4	0,39	0,30	0,44	625	665	638	407	396	501	0,99	1,22	1,09
V11	0,41	0,28	0,33	632	653	604	452	350	316	1,02	1,17	0,93
V17	0,18	0,20	0,37	537	608	618	140	224	379	0,60	0,96	1,00
V20	0,37	0,33	0,46	620	677	645	381	449	555	0,96	1,28	1,12
V21	0,60	0,42	0,13	678	710	504	972	661	94	1,22	1,43	0,49
V22	0,10	0,22	0,30	485	621	591	69	255	270	0,38	1,02	0,88
V23	0,24	0,27	0,21	569	648	554	204	332	174	0,74	1,14	0,71
V24	0,54	0,36	0,11	666	688	492	760	509	80	1,16	1,33	0,44
V25	0,08	0,20	0,28	474	609	583	58	227	246	0,33	0,96	0,84
V26	0,24	0,27	0,29	567	649	589	201	336	263	0,74	1,15	0,87
V27	0,45	0,21	0,11	644	613	492	534	236	80	1,07	0,98	0,44
V28	0,08	0,13	0,26	468	561	578	52	141	231	0,30	0,74	0,82
V31	0,33	0,26	0,21	606	647	554	322	329	174	0,91	1,14	0,71
V32	0,41	0,35	0,17	631	684	531	446	483	132	1,01	1,31	0,61
V33	0,04	0,16	0,27	439	585	580	28	180	238	0,18	0,85	0,83
V34	0,25	0,21	0,31	571	617	595	209	245	283	0,75	1,00	0,89
V35	0,36	0,29	0,18	614	658	535	354	366	139	0,94	1,19	0,63
V36	0,04	0,17	0,28	442	590	585	30	189	251	0,19	0,88	0,85
V37	0,39	0,20	0,13	624	607	506	405	223	96	0,98	0,96	0,50
V38	0,35	0,29	0,22	611	662	558	342	381	183	0,93	1,21	0,73
V39	0,06	0,20	0,28	460	611	584	44	231	250	0,27	0,97	0,85

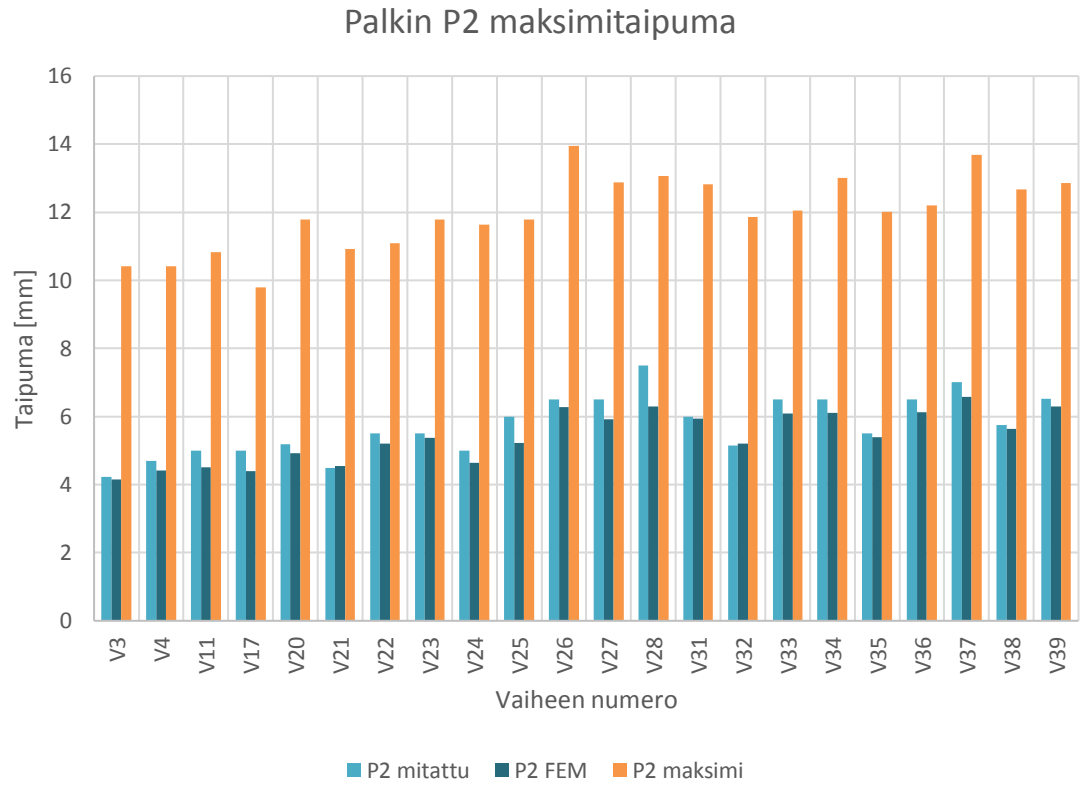
Sillan pääkannattimen maksimitaipumaa on verrattu FEM-analyysin tuloksiin, jossa palkkien jousijäykkyyttä on approksimoitu edellä esitettyjen periaatteiden mukaisesti. Pääkannattimen toiminta on lineaarista laskentamallia käyttäen iteratiivinen prosessi, jossa rakenneosien jäykkyyksien muuttaminen johtaa kuormien uudelleen jakautumiseen. Yhtä

lailla palkkien jäykkyydellä on suora yhteys sillan kansirakenteen poikkisuuntaiseen kuormanjakokykyyn. Kuormien jakautuessa uudelleen, muuttuvat myös palkkien taipumat ja niiden avulla määritetyt teholliset taiputusjäykkyydet.

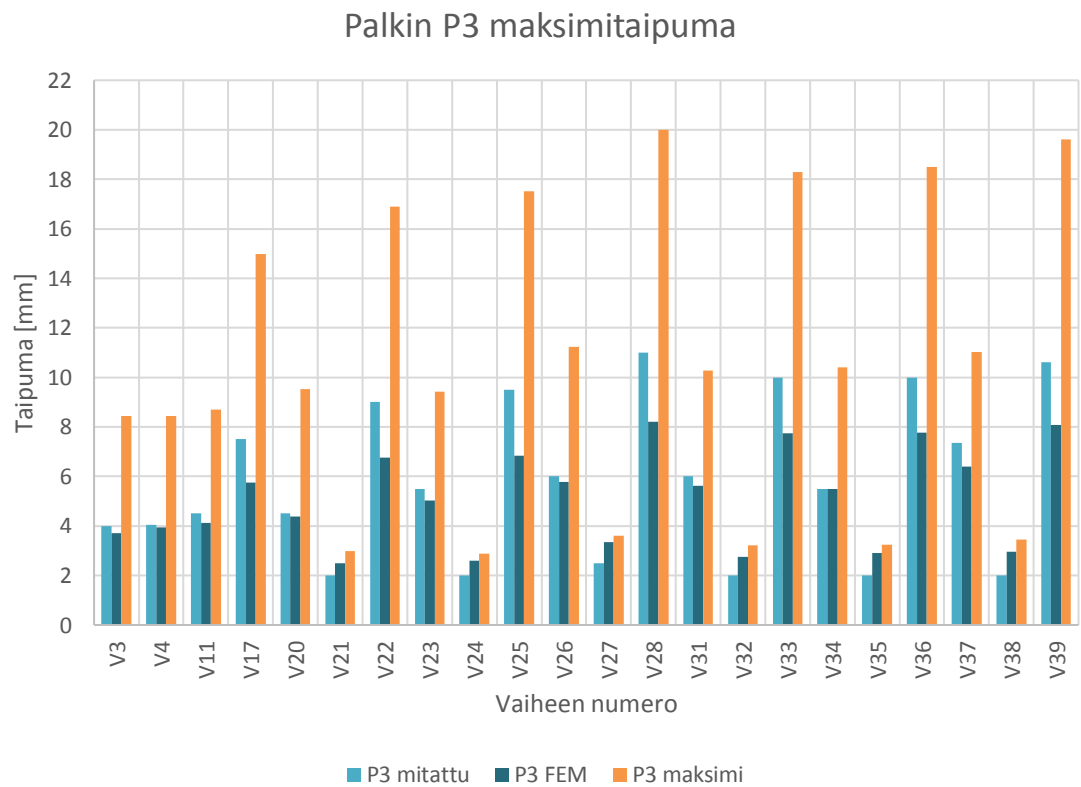
Tarkastelluissa kuormitustapauksissa on liitosten jäykkyydet määritetty mitattujen taipumien perusteella. Seuraavissa kuvaajissa on vertailtu kunkin kuormitusvaiheen maksimitaipumaa FEM-analyysin tuloksiin. Lisäksi on esitetty maksimitaipuman arvo tilanteessa, jossa leikkausliitoksen aste $\eta=0$. Tulokset on esitetty palkkikohtaisesti kuvissa alla (Kuva 7.7, Kuva 7.8 ja Kuva 7.9). Vertailut on tehty käyttäen vain kaistojen 2,4 ja 5 kuormitustapauksia, joissa ajoneuvo oli sijoitettu joko sillan keskelle (2) tai jompaankumpaan reunaan (4 ja 5).



Kuva 7.7 Palkin P1 maksimitaipumien vertailu



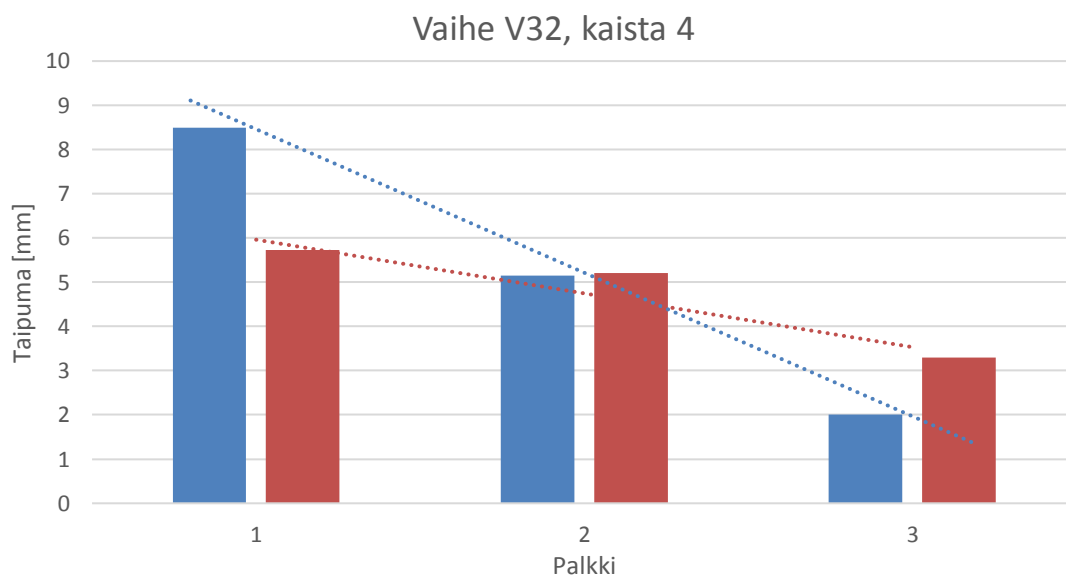
Kuva 7.8 Palkin P2 maksimitaipumien vertailu



Kuva 7.9 Palkin P3 maksimitaipumien vertailu

Keskimmäinen palkki P1 kerää jokaisessa kuormitustapauksessa merkittävästi kuormia ajoneuvon ollessa joko täysin sen yläpuolella kaistalla 2, tai aivan sen vieressä kaistoilla 4 tai 5. Rakenteiden maksimitaipumista voidaan huomata, kuinka sillan keskimmaisella palkilla P2 arvioitu jousijäykkyys antaa hyvin tarkalleen yhtä suuret taipuman arvot kuin mitatut tulokset. Keskimmäisen palkin mitatut taipumat ovat keskimäärin noin 6% laskentamallin taipuman arvoja suuremmat.

Sillan reunimmaisten palkkien P1 ja P3 mittaustuloksista voidaan nähdä, kuinka sillan päällysrakenteen poikkisuuntainen kuormajakokyky vaikuttaa olennaisesti taipuman maksimiarvoihin. Tätä kuvaa hyvin esimerkiksi kuormitustapaus V32, jossa ajoneuvo sijaitsee reunakaistalla palkkien P1 ja P2 puolivälissä. Koekuormituksessa sillan reunassa sijaitseva palkki P1 taipuu merkittävästi, mutta vastakkaisella puolella palkin P3 taipuma on tästä vain murto-osa. FEM-analyysissä taipuma jakaantuu tasaisemmin palkkien kesken, mutta taipumaero pysyy edelleen lineaarisena eri palkkien kesken. Vaiheen V32 maksimitaipumat on esitetty kuvassa alla.



Kuva 7.10 Maksimitaipumien vertailu vaiheessa V32

Sillan pääkannattimien taipumaeroissa on huomattavissa sama ilmiö jokaisessa tarkastellussa kuormitustapauksessa. Erityisesti sillan reunakaistoille sijoitettu kuorma saa laskennallisesti aikaan merkittävästi pienemmät taipumat kuin mitä koekuormituksessa mitattiin. Vertailut maksimitaipumien arvot löytyvät taulukosta 13.

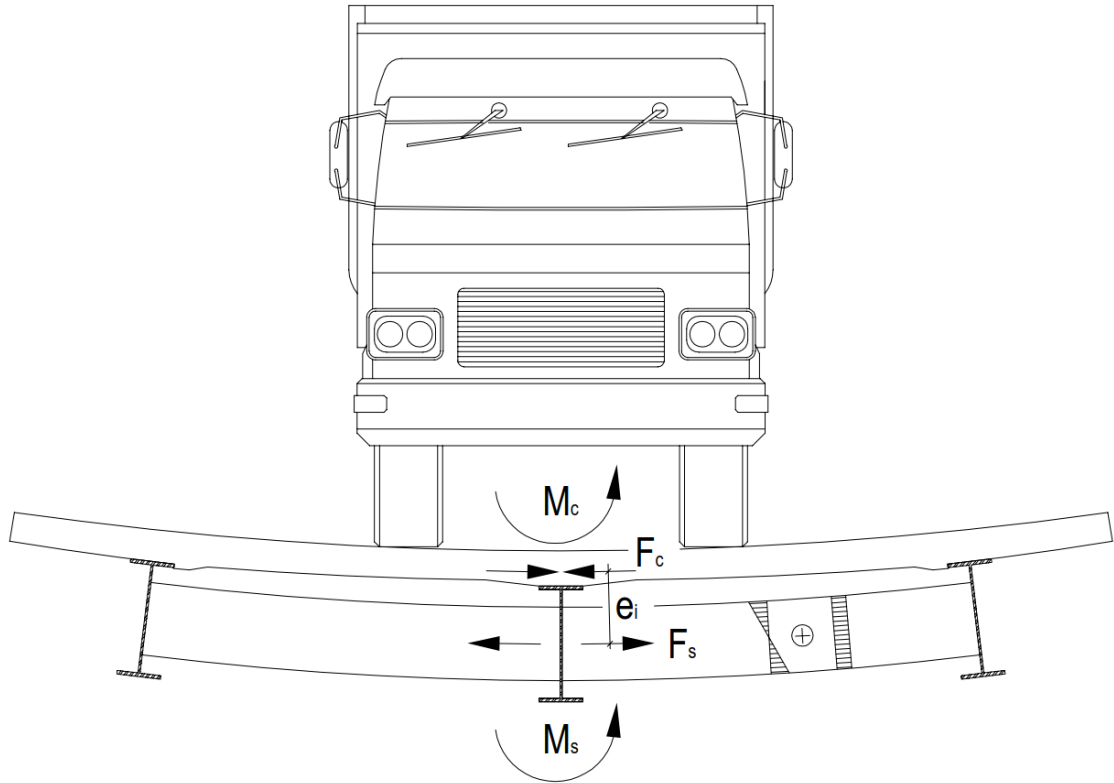
Taulukko 13 Sillan maksimitaipumien vertailu

Vaihe	Kaista	Koekuormitus			FEM-analyysi			Leikkausliitoksen aste $\eta = 0$		
		P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
V3	2	3,53	4,23	4,00	3,61	4,16	3,70	7,82	10,41	8,43
V4	2	3,94	4,69	4,04	3,97	4,41	3,95	7,82	10,41	8,43
V11	2	4,00	5,00	4,50	4,01	4,50	4,13	8,07	10,83	8,70
V17	5	1,52	5,00	7,50	2,39	4,40	5,76	2,44	9,79	14,97
V20	2	4,50	5,18	4,50	4,45	4,93	4,39	8,83	11,78	9,53
V21	4	7,12	4,50	2,00	5,84	4,54	2,48	15,80	10,92	2,98
V22	5	2,00	5,50	9,00	2,94	5,21	6,76	2,75	11,10	16,89
V23	2	5,00	5,50	5,50	4,94	5,38	5,03	8,71	11,78	9,42
V24	4	7,57	5,00	2,00	5,95	4,64	2,59	16,37	11,63	2,88
V25	5	2,00	6,00	9,50	3,01	5,22	6,83	2,66	11,78	17,51
V26	2	6,00	6,50	6,02	5,84	6,28	5,78	10,42	13,95	11,24
V27	4	9,00	6,50	2,50	7,54	5,92	3,35	18,61	12,88	3,60
V28	5	2,50	7,50	11,00	3,58	6,30	8,21	3,26	13,06	20,01
V31	2	5,00	6,00	6,00	4,30	5,94	5,63	9,53	12,82	10,28
V32	4	8,49	5,15	2,00	6,88	5,21	2,75	17,10	11,87	3,22
V33	5	2,50	6,50	10,00	3,60	6,09	7,75	2,94	12,05	18,30
V34	2	5,50	6,50	5,50	5,57	6,10	5,48	9,62	13,00	10,42
V35	4	8,92	5,50	2,00	7,09	5,40	2,92	17,28	12,02	3,26
V36	5	2,50	6,50	10,00	3,59	6,12	7,78	2,98	12,20	18,50

Kannen ollessa taivutettu poikkisuuntaan, muodostuu kannen ja poikkipalkin välille voimapari, jossa taivutus välittyy kannen ja poikkipalkin taivutuksen lisäksi niiden välisenä veto- ja puristuskomponenttina (Kuva 7.11). Kannen poikkisuuntainen liittotoiminta on suurimmillaan, kun kuorma on sijoitettu kannen keskelle. Tällöin kaikki sillan pääkannattimet osallistuvat tehokkaasti kuormien kantamiseen ja taipumat jakaantuvat tasaisesti. Tämä on havaittavissa kaikissa kuormitustapauksissa, joissa kuorma-ajoneuvo sijaitsee sillan keskikaistalla (kaista 2).

Kannen poikkileikkauksen muoto on lisäksi tehokas välittämään poikkisuuntaisia voimia betoni- ja teräsrakenteosien välillä. Sillan reunimmaisten teräspalkkien ylälaipan sisäreuna tukeutuu betonikannessa olevaa porrasta vasten. Tämä saa kitkan ohella aikaan voimaparin, joka koostuu poikkisuuntaan puristetusta betonilaatasta ja vedetystä poikkipalkista. Mittaustulosten perusteella (Luku 5.3.1) poikkipalkissa vaikuttaa taivutusjännitysten ohella merkille pantava vetojännitys, joka aiheutuu nimenomaan poikkisuuntaisesta taivutuksesta. Kuten mikä tahansa liittopalkki, toimii sillan kansi poikkileikkauksena,

joka koostuu betoni- ja teräsosien taivutuskomponenteista (Kuvassa M_c ja M_s) sekä etäisyydellä e_i toisistaan sijaitsevista vastakkaisuuntaisista aksiaalivoimista (F_c ja F_s).



Kuva 7.11 *Betonikannen ja poikkipalkin sisäiset voimat poikkisuuntaisessa taivutuksessa*

7.3.2 Venymät

Sillan pääkannattimen venymien avulla voidaan tarkastella poikkileikkauksen jännityksiä ja määrittää neutraaliakselin sijainti. Neutraaliakselin sijainnin perusteella voidaan niin ikään tehdä päätelmiä poikkileikkauksen liittotoiminnasta ja kuormankantokyvystä.

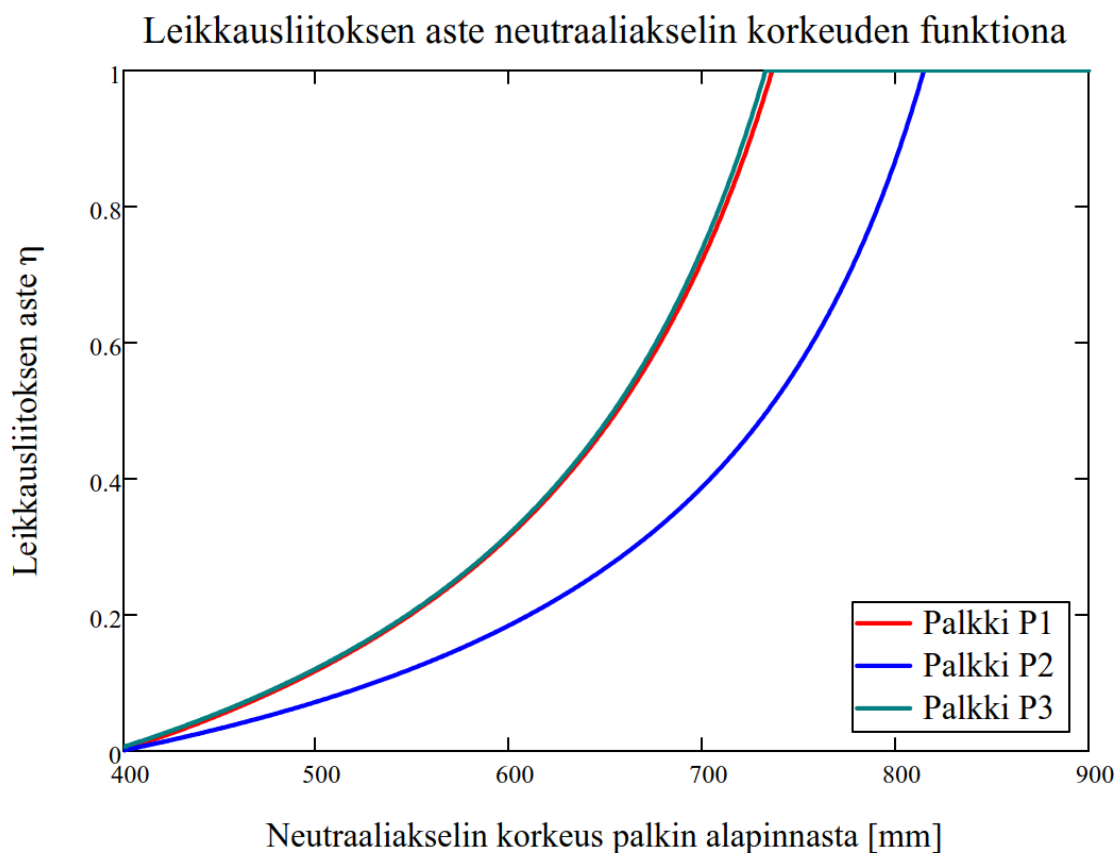
Sillan pääkannattimen reunavenymien avulla voidaan nyt määrittää neutraaliakselin korkeuden avulla leikkausliitoksen aste kussakin kuormitustapauksessa. Leikkausliitoksen asteen kautta saadaan niin ikään laskettua tehollinen liittojäykkyyserroin ja taivutuskapasiteetti kaavojen 26-28 avulla. Tehollisen taivutusjäykkyyden avulla voidaan määrittää samoilla menetelmin kuin taipumien tapauksessa liitoksen keskimääräinen jousijäykkyys ja liittojäykkyyserroin. Tulokset on esitetty taulukossa 14.

Taulukko 14 Reunavenymien perusteella määritetyt leikkausliitoksen ominaisuudet

Vaihe	Neutraaliakselin korkeus [mm]			Leikkausliitoksen aste η			Liitoksen jousijäykkyys [N/mm ²] *			Liittojäykkyyseroin α_{eff}		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
V1	686	615	701	0,64	0,21	0,74	1166	240	1860	1,25	0,99	1,37
V2	692	632	718	0,67	0,24	0,87	1326	285	4175	1,28	1,07	1,44
V3	686	573	574	0,64	0,15	0,26	1147	161	220	1,25	0,80	0,80
V4	721	611	590	0,87	0,20	0,30	4436	231	269	1,41	0,97	0,88
V5	798	626	509	1,00	0,23	0,14	∞	267	101	1,47	1,04	0,52
V6	734	606	494	0,98	0,19	0,11	∞	221	81	1,46	0,95	0,45
V7	696	602	711	0,70	0,19	0,82	1511	211	2859	1,30	0,93	1,41
V8	605	613	693	0,33	0,20	0,70	316	236	1488	0,90	0,98	1,33
V9	767	591	501	1,00	0,17	0,12	∞	190	90	1,47	0,88	0,48
V10	608	594	659	0,34	0,18	0,52	330	196	701	0,91	0,89	1,18
V11	695	594	615	0,69	0,18	0,36	1436	197	365	1,29	0,90	0,98
V12	760	587	489	1,00	0,17	0,11	∞	183	76	1,47	0,86	0,42
V15	633	504	570	0,41	0,08	0,25	455	75	212	1,02	0,48	0,79
V16	651	555	647	0,48	0,13	0,47	593	133	570	1,10	0,71	1,13
V17	712	654	529	0,80	0,28	0,17	2587	352	130	1,37	1,17	0,60
V19	647	663	754	0,46	0,30	1,00	558	385	∞	1,08	1,21	1,51
V20	664	569	586	0,54	0,14	0,29	743	154	256	1,16	0,78	0,86
V21	637	627	767	0,43	0,23	1,00	482	269	∞	1,04	1,05	1,51
V22	761	608	503	1,00	0,20	0,13	∞	224	93	1,47	0,96	0,49
V23	659	578	559	0,52	0,16	0,22	684	169	185	1,14	0,82	0,74
V24	630	576	747	0,41	0,15	1,00	440	165	∞	1,01	0,81	1,51
V25	736	575	453	1,00	0,15	0,06	∞	163	41	1,47	0,81	0,27
V26	658	569	560	0,51	0,14	0,23	671	153	188	1,13	0,78	0,74
V27	634	563	739	0,42	0,14	1,00	461	145	∞	1,02	0,75	1,51
V28	745	565	494	1,00	0,14	0,11	∞	148	82	1,47	0,76	0,45
V30	621	660	799	0,38	0,29	1,00	387	375	∞	0,97	1,20	1,51
V31	659	618	552	0,51	0,21	0,21	679	247	171	1,14	1,00	0,71
V32	637	586	772	0,43	0,17	1,00	481	182	∞	1,04	0,86	1,51
V33	754	584	493	1,00	0,16	0,11	∞	179	80	1,47	0,85	0,44
V34	653	547	545	0,49	0,12	0,20	618	123	156	1,11	0,68	0,67
V35	617	554	778	0,36	0,13	1,00	367	132	∞	0,95	0,71	1,51
V36	755	555	485	1,00	0,13	0,10	∞	134	72	1,47	0,72	0,41
V37	652	594	517	0,49	0,18	0,15	605	196	111	1,10	0,89	0,55
V38	613	596	768	0,35	0,18	1,00	352	199	∞	0,94	0,90	1,51
V39	748	554	479	1,00	0,13	0,09	∞	132	65	1,47	0,71	0,38

*) Laskennallisen jousijäykkyyden ollessa yli 10 000 N/mm², $K_{sd} = \infty$

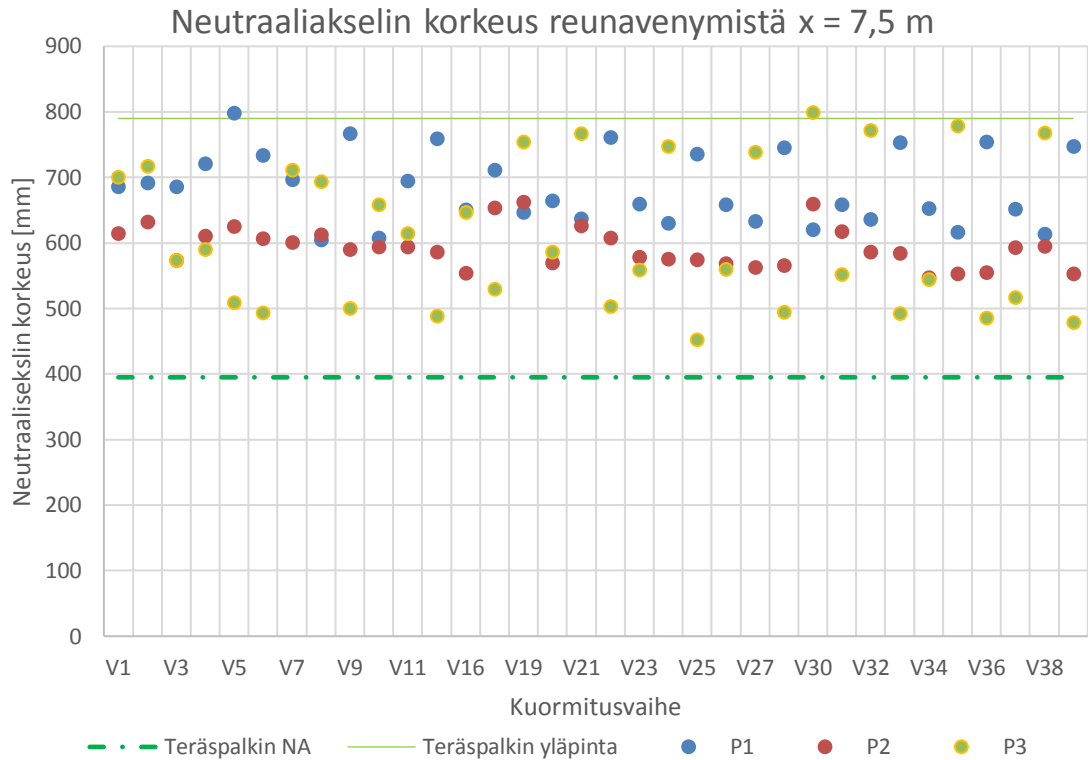
Leikkausliitoksen aste määritetään neutraaliakselin sijainnista kuvassa (7.12) esitetyn funktion avulla. Leikkausliitoksen asteen voidaan ajatella säätelevän betonilaatan tehollista pinta-alaa, jolloin neutraaliakselin korkeus on yksinkertaista määrittää.



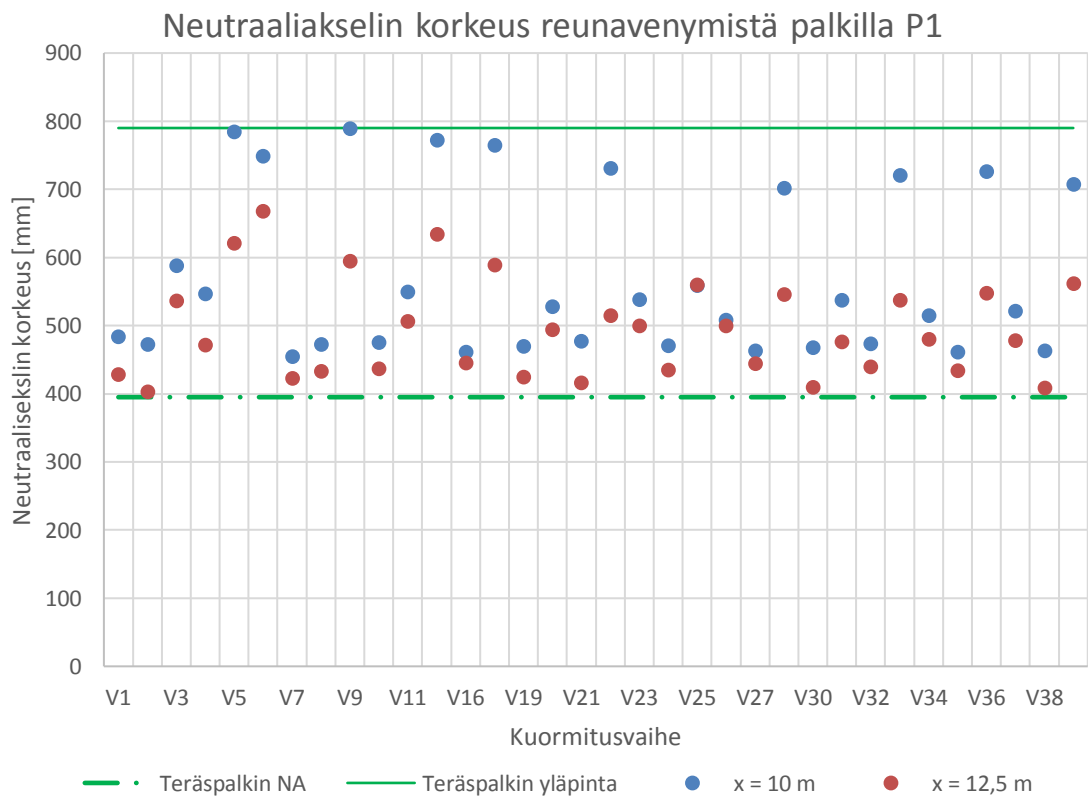
Kuva 7.12 *Leikkausliitoksen aste neutraaliakselin korkeuden funktiona*

Koekuormituksessa on mitattu lukuista pisteistä sillan pääkannattimien venymiä, joiden avulla poikkileikkauksen reunajännitykset ja neutraaliakselin sijainti lasketaan. Leikkausliittimetön palkilla voidaan turvallisesti olettaa tasojen säilyvän tasoina ja palkin pysyttelevän koekuormituksessa kimmoisella alueella. Tällöin neutraaliakseli voidaan määrittää aina poikkileikkauksen kahden tunnetun pisteen venymien tai jännitysten avulla.

Neutraaliakselin korkeutta on vertailtu aukon keskellä kuvassa 7.13 ja kuudennespisteissä palkista P1 kuvassa 7.14. Neutraaliakselin korkeus on laskettu teräspalkin alapinnasta kuormitusvaiheittain.



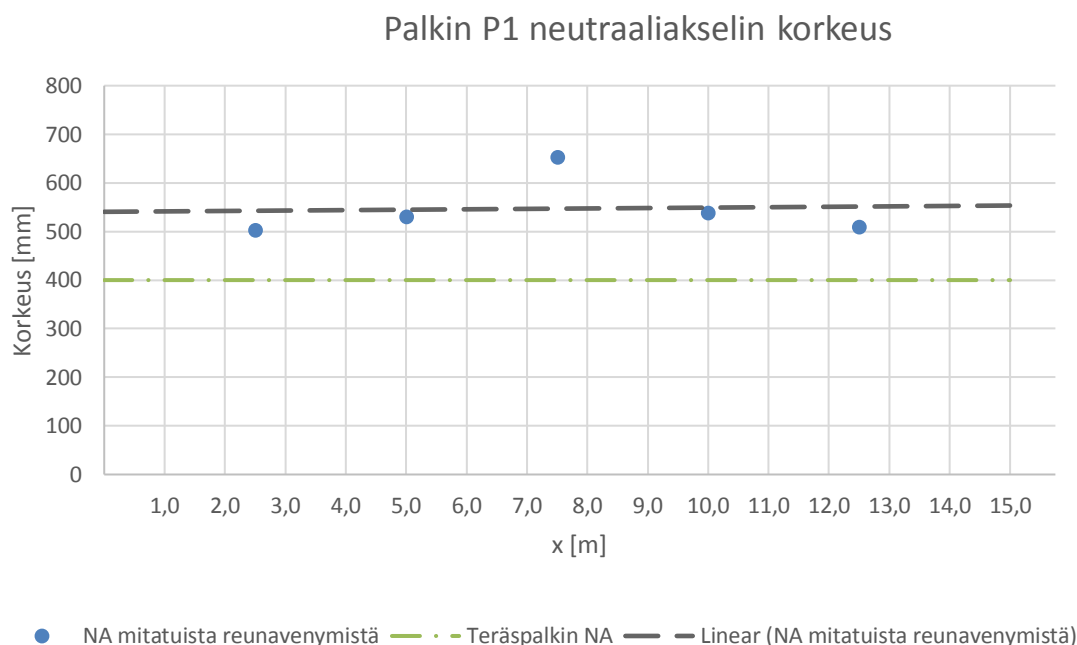
Kuva 7.13 Pääkannattimien neutraaliakselin korkeus reunavenymien perusteella aukon keskellä



Kuva 7.14 Palkin P1 neutraaliakselin korkeus reunavenymien perusteella

Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti on riippuvainen kuormituksesta. Tässä tutkitut jännitykset muodostuvat kuormitustapauksissa, joissa palkin taivutusrasitus ja taipuma saavuttavat maksimiarvonsa. Kuorman resultantti on aukon keskialueella, jossa kitkavoimien kehittyessä yhteistoiminta paranee ja myös betonilaatan ja teräspalkin muodonmuutoserot ovat pienimmillään. Olosuhteet liittotoiminnan kehittymiselle ovat ideaaliset ja neutraaliakselin sijainti nousee ylöspäin.

Neutraaliakselin kehittymistä palkin pituusakselin funktiona on havainnollistettu kuvassa 7.15. Palkin kuudennespisteissä lasketut neutraaliakselin korkeudet ovat sillan keskialueella olennaisesti korkeammalla ja laskevat sillan päätä lähestyttäessä.



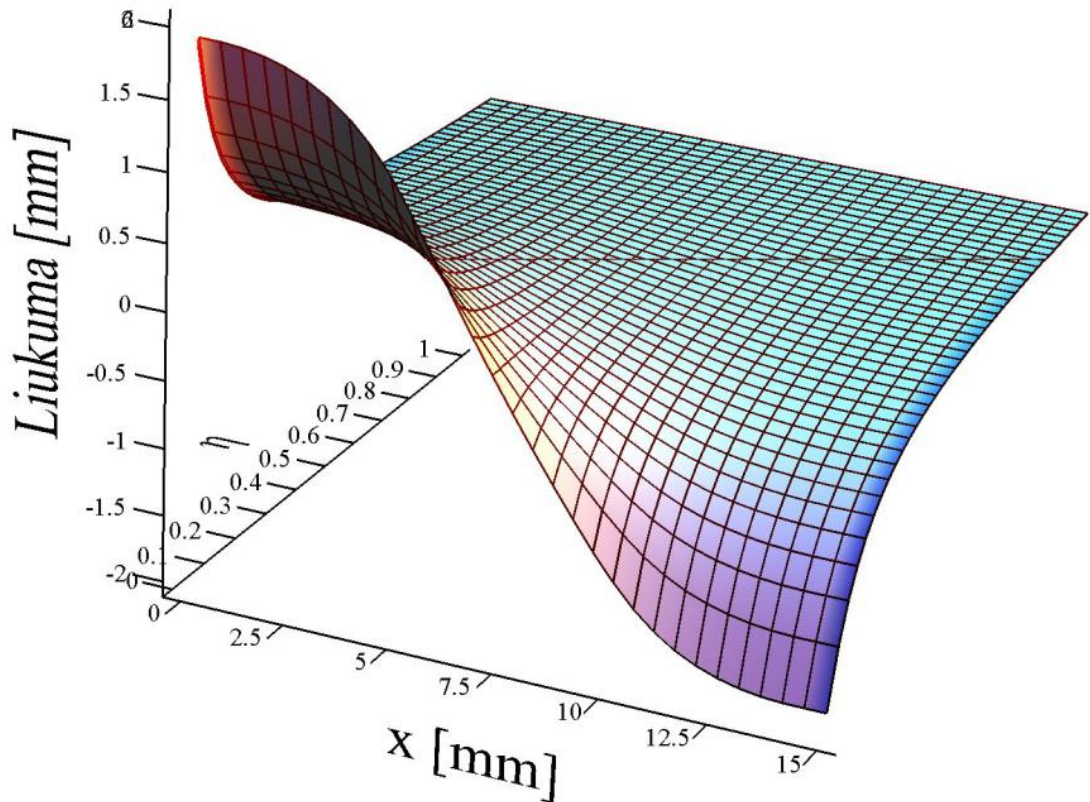
Kuva 7.15 Palkin P1 neutraaliakselin korkeus rakenteen alapinnasta

7.3.3 Liukumat

Mittaustulosten avulla voidaan approksimoida liitoksen jousijäykkyyttä alueella, jossa siirtymät ovat suurimmillaan. Yhtä lailla voidaan liukuman arvojen avulla arvioida palkin keskimääräistä yhteistoiminnan astetta. Palkin koko pituudella kehittyvä päätyliukuman arvo ei sellaisenaan anna riittävän tarkkaa kuvaa koko rakenteen toiminnasta, mutta yhdessä taipumien ja venymämittausten kanssa sen avulla voidaan arvioida poikkileikkauksen toimintaa.

Ideaalitilanteessa liukuma on poikkileikkauksen momenttijakauman funktio, sillä momenttipinta voidaan esittää palkin pituuskoordinaatin x jakaumafunktiona. Tiedetään, että poikkileikkauksen momentti on sen osissa vaikuttavien momenttien ja osien välisen voi-

maparin summa. Tällöin rakennemallin tulosten avulla voidaan helposti muodostaa vastaava jakaumafunktio osien välistä liukumaa kuvaamaan. FEM-analyysin perusteella on muodostettu liukuman arvot leikkausliitoksen asteen funktiona. Näiden arvojen perusteella on voitu arvioida poikkileikkauksen toimintaa mitattujen liukuman arvojen avulla. Edellä jo esimerkkinä käytetyn vaiheen V31 sisältämän kuormitustapauksen 311 liukuma kuvaaja pituuden ja leikkausliitoksen asteen funktiona on esitetty alla.



Kuva 7.16 Palkin P2 liukuma eri leikkausliitoksen asteilla kuormitustapauksessa 311

Päätyliukumien avulla on muodostettu vastaavat vertailuarvot kuin taipumien ja venymien yhteydessä. Liukumien on laskettu poikkileikkausten leikkausliitoksen aste, neutraaliakselin korkeus alapinnasta, liitoksen keskimääräinen jousijäykkyys ja tehollinen liittojäykkyyskerroin. Nämä arvot on esitetty alla olevassa taulukossa 15.

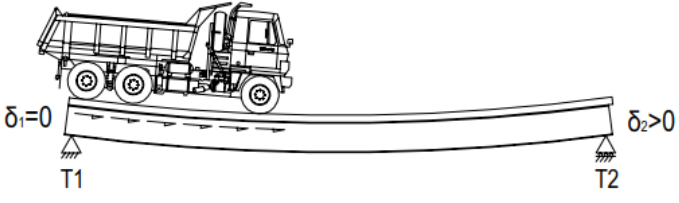
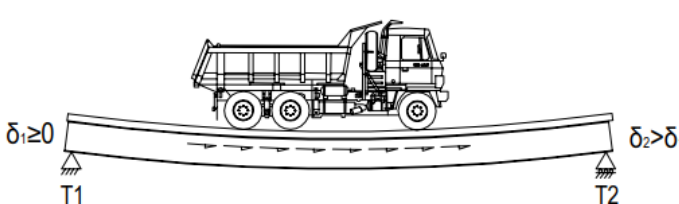
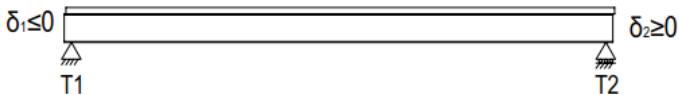
Taulukko 15 *Päätyliukumien perusteella määritetyt leikkausliitoksen ominaisuudet*

Vaihe	Leikkausliitoksen aste η			Neutraaliakselin korkeus [mm]			Liitoksen jousijäykkyys [N/mm ²]			Liittojäykkyyserroin α_{eff}		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
V3	0,19	0,08	0,23	543	513	563	150	84	194	0,63	0,53	0,75
V4	0,17	0,08	0,16	529	509	527	127	80	126	0,57	0,50	0,59
V11	0,20	0,08	0,16	549	508	526	162	79	125	0,66	0,50	0,59
V17	0,27	0,08	0,14	579	504	514	232	75	107	0,79	0,48	0,54
V19	0,16	0,06	0,12	528	481	498	125	54	86	0,56	0,38	0,46
V20	0,18	0,08	0,17	540	504	530	145	75	130	0,62	0,48	0,61
V21	0,18	0,07	0,15	540	498	516	144	70	110	0,62	0,46	0,55
V22	0,20	0,07	0,14	551	492	511	165	64	103	0,66	0,43	0,52
V23	0,19	0,07	0,12	544	500	496	153	72	85	0,64	0,47	0,46
V24	0,18	0,08	0,09	538	504	473	142	75	60	0,61	0,48	0,36
V25	0,25	0,07	0,14	575	497	514	219	69	107	0,77	0,45	0,53
V26	0,17	0,07	0,13	532	500	505	132	71	95	0,58	0,46	0,50
V27	0,18	0,07	0,05	536	492	447	137	64	37	0,60	0,43	0,24
V28	0,22	0,06	0,13	561	491	503	185	63	92	0,71	0,42	0,49
V31	0,17	0,07	0,11	533	497	495	132	69	83	0,58	0,45	0,45
V32	0,17	0,07	0,11	530	497	492	129	68	80	0,57	0,45	0,44
V33	0,26	0,06	0,12	576	489	502	223	61	91	0,77	0,41	0,48
V34	0,17	0,07	0,13	534	498	503	135	69	93	0,59	0,45	0,49
V35	0,18	0,07	0,12	537	499	496	140	71	84	0,60	0,46	0,45
V36	0,21	0,06	0,12	553	486	500	170	59	89	0,67	0,40	0,47
V37	0,17	0,06	0,10	533	490	485	133	62	72	0,59	0,42	0,41
V38	0,16	0,06	0,08	524	487	469	118	60	55	0,55	0,40	0,33
V39	0,13	0,06	0,12	507	484	500	95	57	89	0,47	0,39	0,47

Esitettyä laskentamenetelmää voidaan pitää suuruusluokkatarkasteluna ja työkaluna alustaviin vertailuihin. Betonikansi käyttäytyy liikkuvan kuorman alla hyvin eri tavalla kuin mitä staattisiin, yksittäisiin kuormitustapauksiin, pilkottu analyysi antaa ymmärtää. Koe-kuormituksen tuloksissa oli selkeästi nähtävissä kannen ”vaeltaminen” kuorman ajaessa yli, sillä siirtymäantureihin jäi pysyvää muodonmuutoseroa. Tämä tukee hypoteesia tartuntalujuuden menettämisestä ja yhteisvaikutuksen muodostumisesta pintojen välisen kitkan avulla.

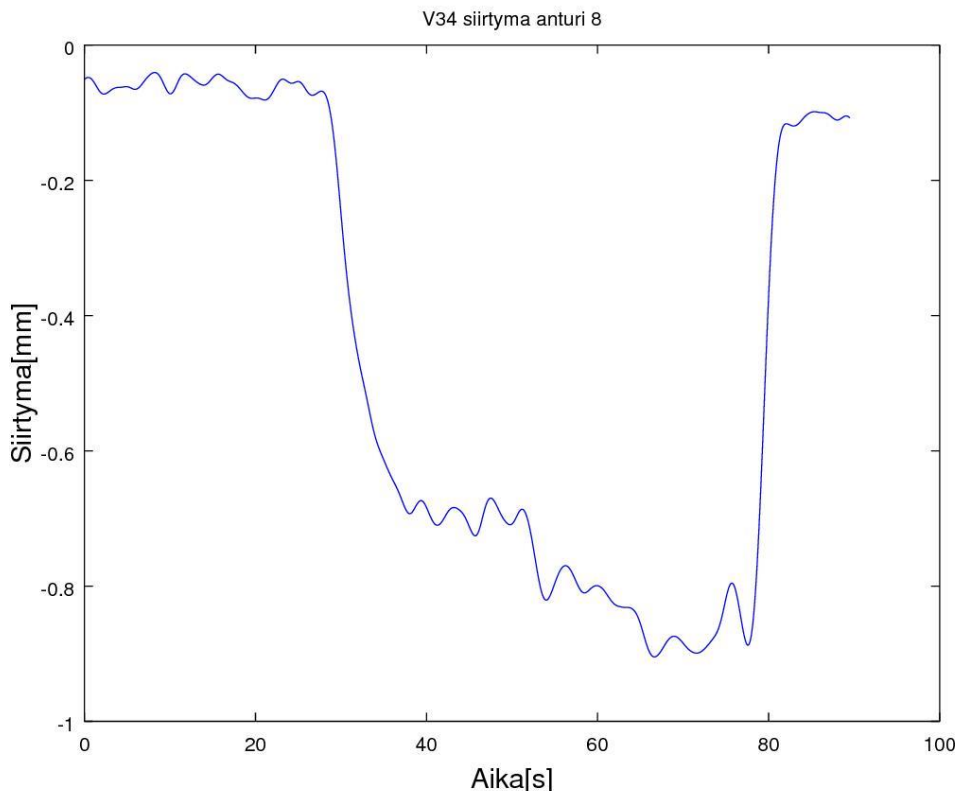
Kuorman rullatessa kannen päällä, on poikkileikkauksen osien välinen muodonmuutosero kitkan vaikutuksesta osittain tai kokonaan estetty ajoneuvon pyörien alla. Tällöin työntövoima pääsee vapautumaan vain kannen kuormittamattomasta päästä, jolloin kan-

silaatta työntyy eteenpäin. Ilmiö on havaittavissa jokaisessa Ronnalán sillan koekuormituksen vaiheessa. Kannen vaeltamista ja pysyvien siirtymäerojen kehittymistä on havainnollistettu alla olevassa kuvassa.

 <p>$\delta_1=0$ $\delta_2>0$</p> <p>T1 T2</p>	<p>Kuorman ollessa tuella T1 ajoneuvon paino kasvattaa teräspalkin ja betonilaatan välistä kitkaa sekä pienentää vapaata liukumaa.</p> <p>Liukumaa pääsee syntymään vapaasti tuelle T2.</p>
 <p>$\delta_1\geq 0$ $\delta_2>\delta_1$</p> <p>T1 T2</p>	<p>Aukon keskellä oleva kuorma aiheuttaa liukumaa palkin molempiin päihin.</p> <p>Tuella T2 liukuma on suurempi kuin tuella T1, sillä liukuma on päässyt kehittymään vapaasti koko kuormituksen ajan.</p>
 <p>$\delta_1\leq 0$ $\delta_2\geq 0$</p> <p>T1 T2</p>	<p>Kuormituksen päätyttyä on betonikannen ja teräspalkin väliin jäänyt pysyvää liukumaa.</p> <p>Kansi on "vaeltanut" kuorman suuntaan, sillä kitkavoimat ovat vaikuttaneet liukumien vapaaseen kehittymiseen kuorman edetessä.</p>

Kuva 7.17 Sillan kannen vaeltaminen liikkuvan kuorman alla

Pysyvät siirtymäerot on selkeästi havaittavissa tuen T2 siirtymäantureiden kuvaajissa. Tästä esimerkkinä seuraavassa kuvassa esitetty kuormitusvaiheen 34 siirtymäkuvaaja.



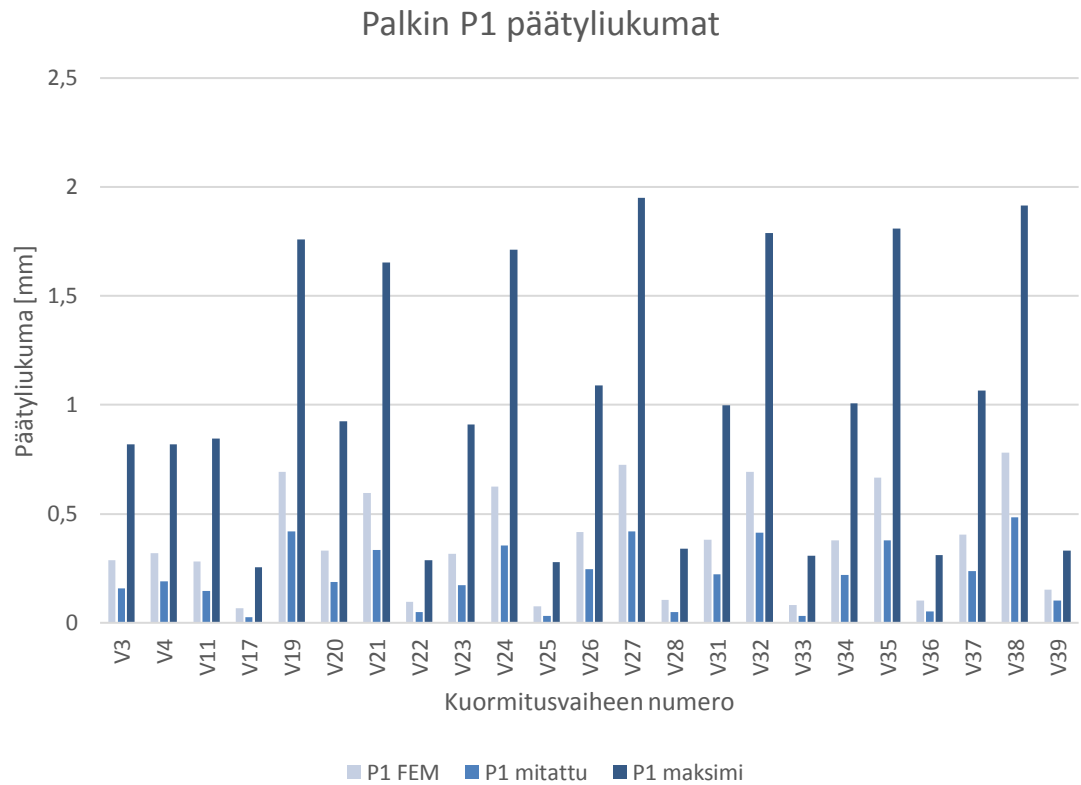
Kuva 7.18 Sillan kannen päätyliukuma kuormitusvaiheen 34 aikana

Palkkien päätyliukumia on vertailtu kuormitustapauksittain vain tuella T1, sillä tuella T2 yksi mittalaite ei tuottanut vertailukelpoisia tuloksia. Tuella T1 saatiin koekuormituksessa sillan jokaisesta pääkannattimesta edustavat suuret eikä kannen vaeltamisella ollut niin merkittävää vaikutusta tuloksiin kuin tuella T2. Ilmiönä kannen liukuminen kuormitusuuntaan on todellinen, mutta paremmin FEM-analyysin kanssa vertailukelpoiset tulokset löytyivät tuelta T1.

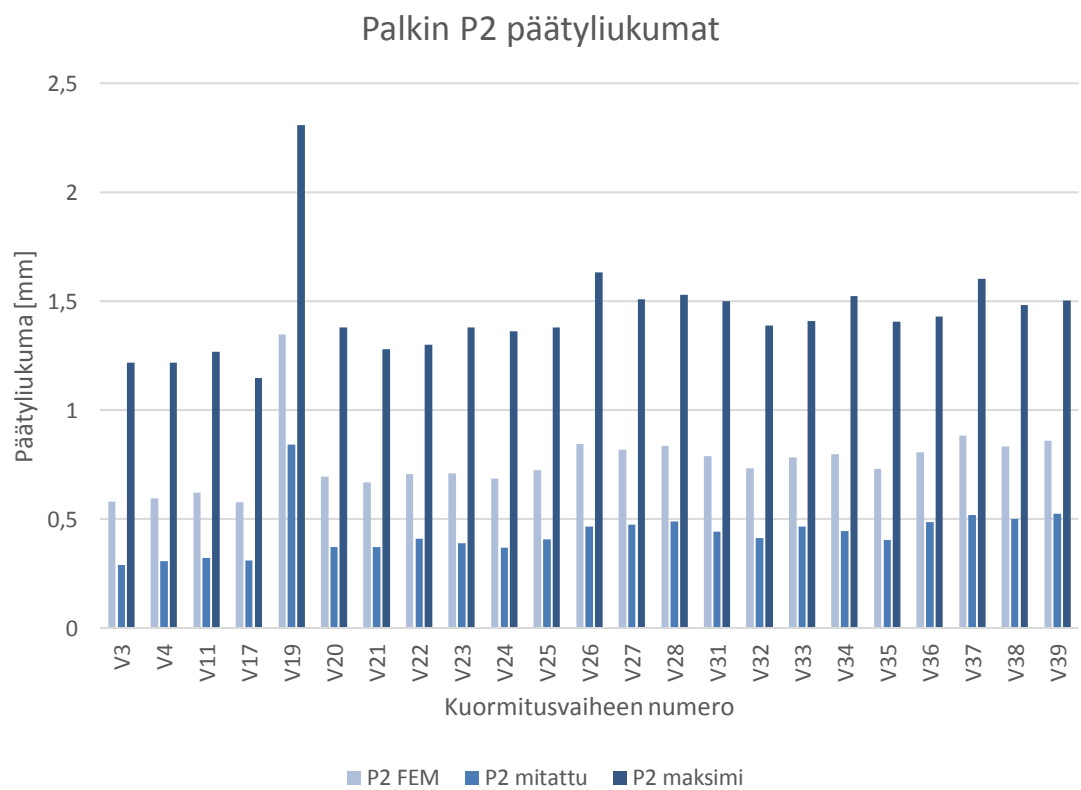
Tuella T1 on vertailtu päätyliukumista kolmea eri suuretta:

1. Sillan koekuormituksessa mitattu kuormitusvaiheen maksimimomenttia vastaava liukuma
2. Rakenneanalyysin mukainen vastaava liukuman arvo
3. Rakenneanalyysin mukainen liukuman maksimiarvo tilanteessa, jossa yhteisvaikutusta ei ole

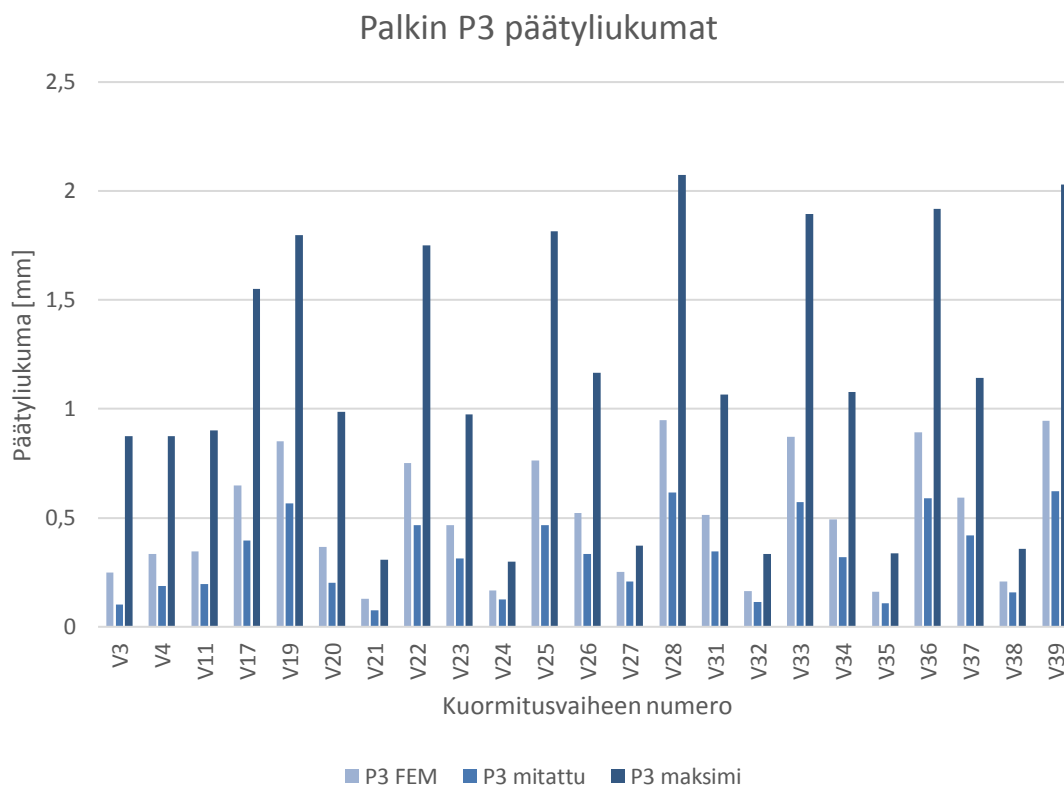
Mitatut päätyliukuman arvot olivat palkeilla P1 ja P2 noin 40 % pienemmät kuin rakenneanalyysin arvot. Poikkileikkausmitoiltaan pienemmällä palkilla P3 mitatut päätyliukumat olivat noin 35% laskennallisia arvoja pienemmät. Sekä laskennalliset, että mitatut arvot olivat merkittävästi pienempiä kuin leikkausliitoksettoman palkin päätyliukuman arvot. Päätyliukumien vertailu on esitetty kuvissa 7.19, 7.20 ja 7.21.



Kuva 7.19 Palkin P1 päätyliukumat tuella T1



Kuva 7.20 Palkin P2 päätyliukumat tuella T1



Kuva 7.21 Palkin P3 päätyliukummat tuella T1

Päätyliukumien tuloksista voidaan havaita, että poikkileikkausten liittotoiminta on selkeä ja suuruudeltaan merkittävä. Kuormien poikkisuuntainen jakaantuminen on tärkeässä roolissa päätyliukumien kehittymisen kannalta, kuten jo edellä taipumien ja venymien osalta huomattiin. Sillan keskimmäisen palkin rasituksia pystyttiin jäljittelemään hyvin tarkasti FEM- analyysin avulla, jolloin myös päätyliukumien arvot olivat paremmin linjassa mitattujen arvojen kanssa. Kuten edellä taipumien ja venymien osalta voitiin havaita, on sillan reunassa olevien palkkien rasituksissa sen myötä myös päätyliukumien arvoissa enemmän hajontaa.

7.3.4 Liitoksessa vaikuttava kitka

Leikkausliittimettömässä rakenteessa kitka välittää betoni- ja teräsosien välisiä pintojen suuntaisia voimia. Kitkavoiman suuruuteen vaikuttaa pintojen ominaisuudet, niitä kohtisuora kuormitus ja onko liitoksessa vaikuttava kitka lepo- vai liikekitkaa. Näiden arvojen mittaaminen on jätetty koekuormituksen ulkopuolelle, mutta kitkakertoimen keskimääräistä arvoa voidaan approksimoida mitattujen voimasuureiden avulla määriteltyjen parametrien avulla.

Mitattujen suureiden avulla on luvussa 7.3 määritetty jokaisessa kuormitusvaiheessa mitoitettavan tilanteen teholliset poikkileikkausparametrit. Näiden parametrien ja erityisesti leikkausliitoksen asteen avulla voidaan määrittää liitospinnan keskimääräinen kitkakerroin. Kitkakertoimen määrittämiseksi on luettu rakennemallista teräspalkin yläpinnassa vaikuttava viivakuorma, joka koostuu pysyvistä kuormista ja koekuormitusajoneuvon aiheuttamasta hyötykuormasta. Yhtä lailla kuormituksen avulla voidaan määrittää palkkien leikkausvoimakuvaajat ja niin ikään tehollisia poikkileikkausarvoja vastaava leikkausvuon arvot.

Teholliset poikkileikkausarvot ovat koko palkin pituusakselin keskimääräisiä arvoja. Näistä liitoksen kitkavoimien kannalta kuvaavimmat tulokset saadaan päätyliukuman arvojen avulla, sillä ne kuvaavat suoraan sillan pääkannattimen liitoksessa esiintyviä liikkeitä. Samoja liikkeitä, jotka mobilisoivat liitoksessa vaikuttavat kitkavoimat.

Kitkakertoimelle betoni-teräs kontaktipintojen välille on annettu kirjallisuudessa useita arvoja lähteestä ja käyttötarkoituksesta riippuen. Kitkakertoimen arvoksi on Eurokoodissa määritetty 0,6 käsittelemättömälle teräspinnalle kun pinnat ovat tasaiset. Tutkimuksissa on vastaaviksi betoni-teräs kontaktipinnan kitkakertoimen arvoiksi saatu kuivissa olosuhteissa 0,45...0,7. Märissä olosuhteissa voidaan kitkakertoimen arvojen olettaa olevan pienemmät. [17-19]

Seuraavassa taulukossa (Taulukko 16) on esitetty venymien, taipumien ja liukumien tehollisten poikkileikkausarvojen avulla lasketut keskimääräiset kitkakertoimen arvot. Laskelmat on tehty niistä kuormitusvaiheista, joista saatiin koekuormituksessa edustavia arvoja. Arvon puuttuessa taulukosta, ei kyseisestä tapauksesta ole ollut käytettävissä edustavia tuloksia. Keskimääräiset kitkakertoimen arvot vaihtelevat 0,39-0,75 välillä, joten tulokset ovat linjassa kirjallisuudessa annettuihin ohjearvoihin nähden.

Taulukko 16 Tehollisten jäykkyyksien avulla määritetyt keskimääräiset kitkakertoimen arvot eri mittasuureilla.

Vaihe	μ, venymä			μ, taipuma			μ, liukuma		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
V3	0,69	0,43	0,54	0,97	0,93	0,93	0,49	0,32	0,53
V4	0,72	0,49	0,56	0,91	0,86	0,93	0,46	0,31	0,46
V11	0,69	0,46	0,59	0,90	0,83	0,87	0,50	0,31	0,46
V17	0,97	0,75	0,61	-	-	-	0,76	0,41	0,59
V19	0,44	0,39	0,51	-	-	-	0,32	0,17	0,27
V20	0,63	0,40	0,53	0,86	0,83	0,89	0,46	0,29	0,45
V21	0,45	0,37	0,53	0,70	0,66	0,47	0,35	0,21	0,31
V22	0,97	0,64	0,52	0,76	1,00	1,00	0,67	0,36	0,57
V23	0,63	0,42	0,49	0,78	0,80	0,75	0,47	0,28	0,37
V24	0,44	0,30	0,52	0,68	0,63	0,43	0,34	0,21	0,23
V25	0,98	0,57	0,33	0,71	1,00	1,00	0,74	0,38	0,58
V26	0,58	0,37	0,45	0,72	0,74	0,76	0,42	0,26	0,37
V27	0,41	0,27	0,48	0,61	0,51	0,40	0,31	0,18	0,16
V28	0,94	0,53	0,47	0,65	0,85	1,00	0,68	0,35	0,52
V31	0,60	0,46	0,46	0,81	0,77	0,72	0,43	0,26	0,36
V32	0,43	0,31	0,50	0,63	0,61	0,50	0,32	0,20	0,26
V33	0,96	0,58	0,48	0,46	0,94	1,00	0,73	0,35	0,53
V34	0,60	0,35	0,44	0,75	0,72	0,79	0,44	0,26	0,37
V35	0,41	0,27	0,50	0,61	0,58	0,51	0,33	0,20	0,26
V36	0,96	0,51	0,45	0,48	0,96	1,00	0,67	0,34	0,52
V37	0,58	0,41	0,38	0,81	0,68	0,59	0,42	0,24	0,32
V38	0,39	0,31	0,49	0,59	0,56	0,52	0,30	0,17	0,21
V39	0,95	0,50	0,42	-	-	-	0,53	0,33	0,52
Keskiarvo	0,67	0,44	0,49	0,72	0,77	0,75	0,48	0,28	0,40
Keskiarvo P1-P3	0,53			0,75			0,39		

8. YHTEENVETO

8.1 Yhteenveto

Tutkimuksessa selvitettiin teorian, koekuormitusten ja laskennallisten tarkastelujen avulla mitkä tekijät vaikuttavat betonikantisen teräspalkkisillan kantavuuteen. Siltatyypin suunnittelussa ja sittemmin kantavuustarkasteluissa vain teräspalkkien kuormankantokyky on otettu huomioon. Rakenneosien välille muodostuvaa yhteisvaikutusta, liittotoimintaa, ei ole huomioitu lainkaan. Siltatyypin kantokyvyssä on tiedetty piilevän hyödyn-tämätöntä potentiaalia, jonka muodostumista ja suuruutta selvitettiin tutkimuksessa teoreettisesti ja koekuormitustulosten perusteella.

Työssä tarkasteltiin sillan pääkannattimen liittotoimintaa laskennallisten tarkastelujen ja Ronnalalan sillalle tehtyjen koekuormitusten avulla. Tutkimukseen valittiin rakenne, jossa ei ole pintojen välistä yhteisvaikutusta häiritseviä paikallisia leikkausliittimiä ja jolle voidaan muodostaa analyyttinen ratkaisumalli. Tarkoitukseen sopiva kohde oli painorajoi-tettu kolmipalkkinen vapaasti tuettu teräspalkkisilta. Yksiaukkoiselle rakenteelle muodostettuja ratkaisumalleja ja analyysin rakennemallia voidaan soveltaa myös vastaaviin jatkuviin rakenteisiin, joita on Suomen tiestöllä merkittävät määrät.

Koekuormituksessa mitattiin sillan taipumia, rakenneosien venymiä ja liitospinnan liukumia. Mittaustuloksia kerättiin kattavasti jokaisesta sillan pääkannattimesta ja valikoiduista pisteistä poikkirakenteista sekä betonikannesta. Yksityiskohtaista rakenneanalyysia varten mittauspisteitä oli lukuisia ja mittausaineistoa kerättiin merkittävät määrät.

Taipumia tarkasteltiin aukon puolivälissä sillan jokaisen pääkannattimen alapinnassa. Taipumavertailun avulla tutkittiin sillan kuormitusjakaumaa ja pääkannattimien jäykkyyttä. Laskennallisten tarkasteluiden avulla määritettiin sillan pääkannattimien teholliset jäykkyydet ja arvioitiin niiden avulla poikkileikkauksen yhteistoimintaa. Nämä tarkastelut antavat kattavan ja yksinkertaisesti tulkittavan kuvan rakenteen keskimääräisestä jäykkyydestä. Niissä ei kuitenkaan huomioida poikkileikkauksen ominaisuuksien muuttumista koko palkin pituudella. Palkkien taipumien avulla pystyttiin arvioimaan FEM-analyysissä käytettyjä liitoksen jousijäykkyyksien arvoja ja muodostamaan jokaiselle palkille mitoitusvoimasuureet kaikista koekuormituksen kuormitustapauksista. Sillan pääkannattimien jäykkyydet olivat merkittävästi suurempia kuin pelkällä teräspalkilla.

Sillan pääkannattimien toimintaa arvioitiin aukoissa teräspalkkien venymien sekä tuilla liitosten liukuman avulla. Näiden suureiden avulla voitiin taipumaa tarkemmin määrittämään, miten jännitykset jakautuvat silta-aukon eri alueilla. Aukossa mitatut teräspalkin reunajännitykset eivät olleet yhtä suuret, joten poikkileikkauksen neutraaliakseli on nousut liittotoiminnan ansiosta ylöspäin. Rajapintaan muodostuvat kitkavoimat kasvoivat

merkittävästi kuorman vaikutuspisteen kohdalla, jolloin rakenneosien välille kehittyi tehokas yhteistoiminta. Voitiin jo puhua osittaisesta liittorakenteesta.

Tukialueella liittotoimintaa tutkittiin liitoksen liukumien perusteella, sillä taipuman tai venymän arvot antavat edustavia arvoja vain taivutusrasituksen vaikutusalueella. Tukialueella teräs- ja betoniosien väliset muodonmuutoserot ovat suurimmillaan, jolloin oli aiheellista tarkastella liitoksen käyttäytymistä.

Koekuormituksessa mitatut päätyliukumat olivat merkittävästi pienempiä kuin laskennallisissa tarkasteluissa. Tämä johtuu paikallisesti kuorman alla kehittyvästä liittotoiminnasta, joka pienentää liitoksen jouston kertymää. Päätyliukuma kuvaa parhaiten liitoksen toimintaa tukialueella, mutta sen avulla voidaan myös arvioida palkin toimintaa kokonaisuutena.

Pintojen välisen kitkan vaikutus on merkittävä, sillä kuormituksen vaikutuspisteen alla mitatut liukuman arvot ovat pieniä kuorman sijainnista riippumatta. Kitkavoimat rajoittavat kannen liukumaa kuorman kohdalla, jolloin liukuma kertyy aaltomaisesti ajoneuvon edessä olevalla kuormittamattomalla osuudella. Kitkan aikaan saamana koekuormituksessa oli selkeästi nähtävissä kannen niin sanottu ”vaeltaminen”, jossa betonikansi siirtyy kuorman liikkumissuuntaan ajoneuvon ylittäessä sillan. Vastavuoroisesti pysyvät kitkavoimat jäävät vastustamaan kannen palautumista kuormitustilasta takaisin.

Teräspalkin ja betonilaatan välisten pintojen ominaisuuksia arvioitiin kitkakertoimen avulla. Kitkavoiman jaottelu lepo- ja liikekitkaan näillä mittauksilla ei ollut mahdollista, mutta pintojen kitkavoimaa voidaan approksimoida mitattujen venymän, taipuman ja etenkin päätyyn siirtymäerojen avulla. Tulokseksi on saatu keskimääräinen kitkakertoimen arvo koko palkin pituudelta.

Liitospintojen kitkakertoimet ovat määrittelytavasta riippuen noin 0,28-0,75. Nämä vastaavat hyvin eri kirjallisuudesta löytyviä ohjearvoja kuivissa olosuhteissa. Kitkakertoimeen vaikuttaa kuitenkin olennaisesti olosuhteet ja liitospintojen kunto. Kitkakertoimen oletetaan pienenevän kuormitustoistojen määrän kasvaessa, sillä kyseisellä siltatyypillä liitospinnoissa tapahtuu kulumaa ja jauhautumista. Kitkavoimat ovat joka tapauksessa huomattavia ja pystyvät välittämään merkittävän osuuden poikkileikkauksen sisäisistä voimista.

Sillan liittotoimintaa kuvaamaan määritettiin leikkausliitoksen asteet mitattujen suureiden avulla. Yksittäisissä kuormitustapauksissa saavutettiin paikallisesti jopa täyteen liittotoimintaan verrattavat arvot etenkin keskimmaisella palkilla. Tulokset vaihtelivat mitauspisteittäin, sillä kitkan vaikutus arvoihin oli suurimmillaan aukon keskellä ja pienimmillään tukialueilla. Leikkausliitoksen keskimääräinen aste oli taipumien perusteella noin 0,26-0,30, venymissä 0,18-0,66 ja päätyliukumissa 0,07-0,19.

Keskeinen tekijä tutkimustuloksissa on sillan laskennallinen taivutuskapasiteetti. Mit- tausten perusteella sillan pääkannattimien laskennallinen taivutuskapasiteetti kasvoi osit- taisen liittotoiminnan ansiosta mitatusta suuresta ja tarkastelupisteestä riippuen jopa noin 10-56 %. Sillan keskialueella, jossa taivutusrasitus on voimakkaimmillaan, saavu- tettiin erinomainen taivutuskapasiteetti verrattuna leikkausliitoksettomaan poikkileik- kaukseen. Yhteenvedo keskimääräisistä leikkausliitosten asteista, kitkakertoimesta ja suh- teellisesta taivutuskapasiteetin muutoksesta on esitetty kootusti taulukossa 17. Taivutus- kapasiteetin muutoksen kohdalla on vertailu osittaisen liittotoiminnan poikkileikkausta leikkausliitoksettomaan poikkileikkaukseen.

Taulukko 17 *Yhteenvedo leikkausliitoksen asteesta, liitoksen kitkakertoimista ja taivutuskapasiteetin muutoksesta*

Suure	Leikkausliitoksen aste η			Keskimääräinen kitkakerroin μ			Taivutuskapasiteetin suhteellinen muutos		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
Taipumat	0,30	0,26	0,26	0,72	0,77	0,75	+39 %	+36 %	+36 %
Venymät	0,66	0,18	0,46	0,67	0,44	0,49	+56 %	+28 %	+47 %
Liukumät	0,19	0,07	0,13	0,48	0,28	0,40	+29 %	+10 %	+21 %

Tutkimustulosten perusteella voidaan todeta, että rakenne toimii osittaisena liittoraken- teena. Rakenneosien välille muodostuva kitka saa aikaan tehokkaan liittotoiminnan ilman varsinaisia leikkausliittimiä. Vaikka vertailut taipumat, venymät ja liukumät ovat hyvin erilaisia suureita, liittyvät ne kaikki tiiviisti toisiinsa ja kertovat samaa viestiä rakenteen käyttäytymisestä. Liittotoiminta on merkittävä.

8.2 Näkökulmia kantavuustarkasteluun

Voimassa olevien suunnitteluohjeiden perusteella leikkausliittimettömän sillan osittaista liittotoimintaa ei voida hyödyntää. Yleisesti liitokselta vaaditaan muodonmuutoskykyä, jota kitkaliitoksella ei ole. Kitkan vaikutuksesta sillan kantavuuteen ei ole myöskään helppo tehdä yleistyksiä, sillä rakenteen toiminta on usean muuttujan summa.

Laiskakantisissa teräspalkkisilloissa osittainen liittotoiminta on monimutkainen ja haas- tava ilmiö määrittää perinteisin mitoituksimenetelmin. Rakenteen toimintaan liittyy lukui- sia epävarmuustekijöitä, kuten esimerkiksi hajonta betonin lujuudessa, kuormituksen tyyppi, sijainti, kuormitushistoria ja kansirakenteen poikittainen jäykkyys. Ilman kohde- kohtaisia tutkimuksia on haastavaa arvioida laiskakantisen teräspalkkisillan liittotoimin- taa.

Betonin lujuutta voidaan arvioida sillan iän perusteella kirjallisuudessa esitettyjä mene- telmiä hyödyntäen. Itse betonin lujuuden rooli ei ole suuri, sillä betonin ja teräspalkin

liitospinta on rajoittava tekijä pääsuunnan liittovaikutuksen kehitymisessä. Lisäksi useissa tapauksissa rakenne toimii myös poikkisuuntaan osittaisena liittorakenteena, jolloin poikkisuuntaista jäykkyyttä ei voida määrittää vain kansilaatan ominaisuuksien perusteella. Betonilaatan osalta keskeisintä on tunnistaa puutteet betonin lujuudessa tai kansilaatan vauriot, jotka saattavat rajoittaa kannen ominaisuuksia.

Rakenteen laskennallista tarkastelua varten on tärkeää tunnistaa, mistä rakenteen liittovaikutus muodostuu. Teräs- ja betoniosien kontaktipinnat ovat merkittävät siltatyypin liittotoiminnan kehitymisessä. Kuormituksen ohella liitospintojen kunto ja rakenteen kuormitushistoria vaikuttavat pintojen välille syntyvien kitkavoimien suuruuteen. Merkittävä osa betonikantisista teräspalkkisilloista on rakennettu 1950- ja 1960-luvuilla, joten vastinpinnat ovat ehtineet kokea valtavat määrät kuormitustoistoja. Tartunta betonin ja teräksen välillä on menetetty ja kansilaatta vaeltaa palkkien päällä. Vastinpintojen välillä tapahtuva liike on pientä, mutta jatkuvaa. Edestakaisen liikkeen myötä teräspalkin ja betonin pinnat jauhautuvat sileiksi, jolloin kitkakerroin pienenee. Jauhautuminen on tunnistettavissa usein ruosteen värisestä raosta betonikannen teräspalkin välisissä rajapinnoissa.

Teräs- ja betoniosien liitospintojen kitkakertoimen avulla voidaan arvioida pääkannattimen toimintaa. Tutkimuksessa määritetyt keskimääräiset kitkakertoimen arvot kuvaavat rakenteen toimintaa kokonaisuutena, niitä voidaan hyödyntää alustavissa tarkasteluissa. Kitkavoimat muodostavat leikkausliitoksen ja leikkausliitoksen aste on kitkavoimista riippuvainen. Ohjearvoiksi voidaan tulosten perusteella ehdottaa kitkakertoimelle 0,3 ja leikkausliitoksen asteelle 0,15. Suurimassa osassa tutkituista kuormitustapauksista arvot olivat merkittävästi suuremmat ja esitettyjä arvoja voidaan pitää varmallalla puolella olevina yksinkertaistuksina.

Kuormien poikkisuuntainen jakaantuminen on keskeinen tekijä monesta näkökulmasta. Betonikannen ja teräksisten poikkipalkkien kuormanjakokyky vaikuttaa olennaisesti kuinka liikkuva kuorma välittyy pääkannattimille. Kitkasta syntyvä liittotoiminta on voimakkaimmillaan palkeilla, joihin kohdistuu suurin kuormitus. Tällöin myös palkin jäykkyys kasvaa ja kuormitukset jakaantuvat uudelleen. Kuormajakauman muuttuessa muuttuu myös sekundäärirakenteiden kuormia tasaava vaikutus, mikä johtaa liikkuvan kuorman alla alati muuttuvaan rakennejärjestelmään.

Koekuormitus tämän tutkimuksen laajuudessa ei ole välttämätön kaikille kantavuustarkastelun piirissä oleville silloille. Edellä esitettyjen kitkakertoimien ja leikkausliitoksen asteiden avulla voidaan tutkia, saavutetaanko ne hyödyntämällä riittävä kantavuustaso. Koekuormituksen avulla voidaan arvioida rakenteen toimintaa yksityiskohtaisesti, mutta tutkittavat suureet ja mittauslaitteiden sijoittelu tulee aina määrittää tapauskohtaisesti. Pääsääntöisesti pääpalkkien taipumat aukoissa ja venymät mitoittavissa pisteissä antavat jo hyvän kuvan rakenteen todellisesta toiminnasta.

Kantavuustarkastelussa käytettävät parametrit tulee määrittää tapauskohtaisesti tarkasteltavan sillan kunto ja toiminnalliset tavoitteet huomioiden. Silta voidaan korjata, sille voidaan asettaa painorajoitus tai se voidaan niin sanotusti käyttää loppuun. Elinkaarensa loppupuolella olevilla silloilla voidaan sallia suuremmat kuormitukset ja myös hyödyntää liittovaikutusta enemmän kuin korjattavilla siltakohteilla.

8.3 Vahventamisvaihtoehdot

Rakenteita on vahvistettu lukuisin eri menetelmien ja kaikki näistä ovat toimineet

1. Poikkisuuntainen jäykistäminen
2. Leikkausliitoksen parantaminen
3. Pääkannattimien vahvistaminen

Sillan poikkisuuntaisella jäykistämällä saadaan kannen kuormanjakokykyä parannettua ja hyötykuormat jaettua tehokkaammin useamman kuin yhdelle pääkannattimelle. Tätä menetelmää on käytetty esimerkiksi Jeesiöjoen sillan vahventamisessa (Kuva 8.1). Vuonna 1960 valmistuneen sillan kantavana rakenteena toimii neljä tasakorkeaa teräspalkkia. Sillan molemmille puolille on rakennettu erilliset kevyen liikenteen sillat.



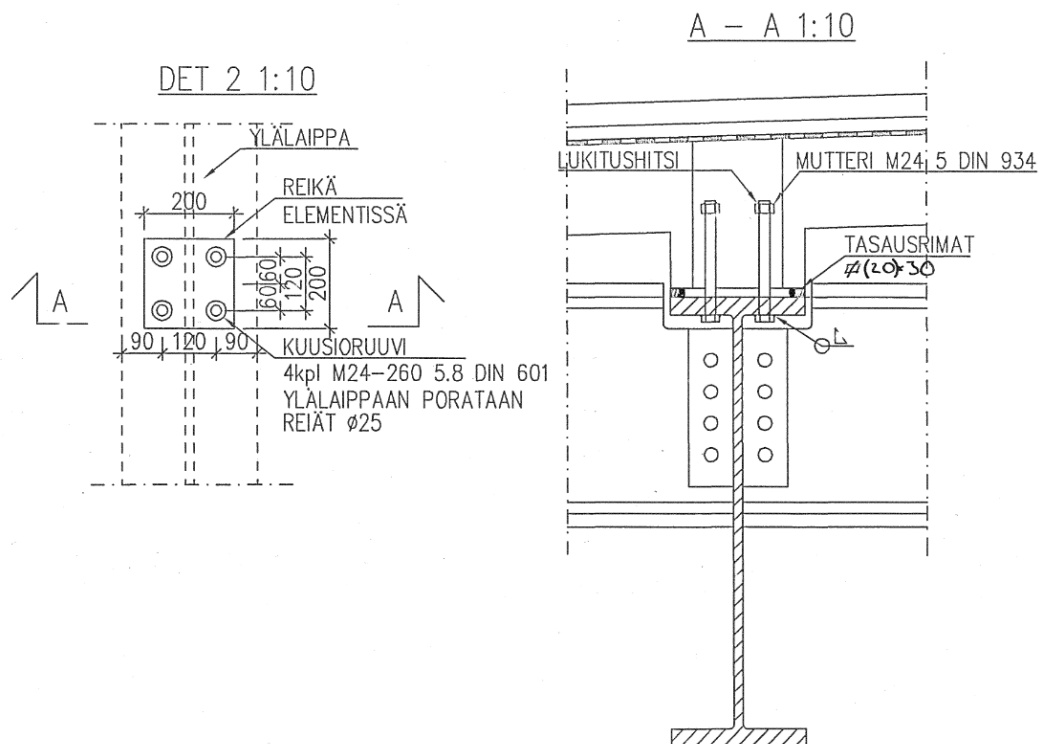
Kuva 8.1 Jeesiöjoen silta vuonna 2010 ennen vahventamista [1]

Sodankylässä sijaitsevalle teräsbetonikantiselle jatkuvalla teräspalkkisillalle on tehty koekuormitus, jossa rakenteen on todettu toimivan osittain liittorakenteena. Mittausten perusteella sillasta on laadittu rakennemalli, jossa rakenteen on oletettu toimivan osittain liittorakenteena. Rakenneanalyysin perusteella on todettu, että erikoiskuorman sallittuja

akselipainoja voidaan nostaa kuormakaaviosta riippuen 10-20 %. Sillalle on tämän analyysin jälkeen tehty poikkipalkkien lisäys, sillä sen yli on tarve kuljettaa raskaita erikoiskuormia. Teräksiset poikkipalkit on sijoitettu aukkojen keskelle kaikkien neljän pääkannattimen väliin. Palkit on liitetty poikkisuunnassa jatkuviksi tekemällä pääkannattimen uumaan liitoslevyille reiät ja liittämällä levyt poikkipalkkien laippoihin. Tällä menetelmällä on liikennekuormat pystytty jakamaan tehokkaasti useamman pääkannattimen kesken.

Leikkausliitoksen parantamisella tarkoitetaan leikkausliitinten lisäämistä teräspalkin ja betonikannen välille. Leikkausliittimet voivat olla pultteja, nittejä tai hitsattavia vaarnatappeja. Useimpien alun perin leikkausliittimettömien teräspalkkisiltojen teräslaatu ei ole hitsattavaa, joten ainoaksi vaihtoehdoksi jää liittimien poraaminen teräspalkin ylälaippaan. Leikkausliittimien lisääminen ilman betonikannen vaurioittamista on kuitenkin haastavaa, jolloin menetelmä on tarkoituksenmukainen tilanteissa, jossa sillan kansirakenne on uusimisen tarpeessa.

Juuan kirkkosilta on yksi siltakohde, jossa leikkausliittimiä on lisätty betonikannen uusimisen yhteydessä. Tämän betonikantisen teräspalkkisillan kantava rakenne koostuu kuudesta valssatusta teräspalkista ja jännemitta on 18 metriä. Sillan betonikansi korvattiin elementtirakenteisella betonikannella ja tukialueelle sijoitettiin jälkikiinnitteiset leikkausliittimet. Leikkausliittiminä käytettiin neljästä ylälaippaan kiinnitetystä pultista koostuvia liitinryhmiä. Tällä menetelmällä saavutettiin pääkannattimen osittainen liittotoiminta ilman kitkan vaikutusta ja sillalle riittävä kantavuustaso.



Kuva 8.2 Juuan kirkkosillan paikallinen leikkausliitos [1]

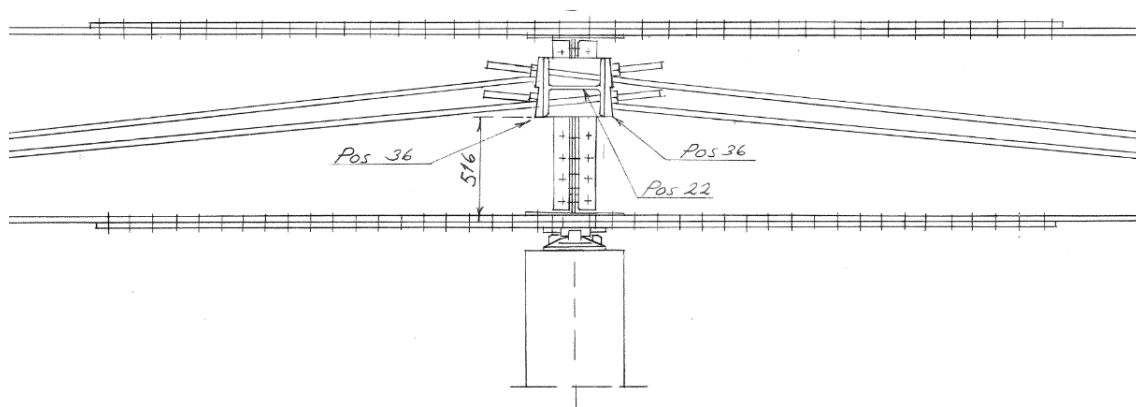
Pääkannattimen vahventamista on käytetty kasvattamaan sillan pääsuunnan taivutuskapasiteettia. Vahventaminen voidaan tehdä teräspalkkia vahventamalla tai käyttämällä ulkoisia vetotankoja tai jänteitä. Ulkoiset vetotangot toimivat laiskakantisessa teräspalkkisillassa kuten jänneteräket betonisillassa. Ne muodostavat hyötykuormiin nähden vastakkaismerkkisen jännitystilän ja pyrkivät nostamaan kansirakennetta ylöspäin. Tällöin sillan betonikanteen kohdistuu kentässä alkutilannetta suurempi puristusjännitys.

Ulkoista vahvistamista on käytetty esimerkiksi Halikonjoen sillassa, jossa aukkoihin pääkannattimien alle asennettiin poikkipalkit ja niiden alle vetotangot (Kuva 8.3). Vetotangot ankkuroitiin välituille, josta varsinainen jännittämistyö tehtiin (Kuva 8.4). Päätyuille sijoitettiin passiiviankkurit. Tämä jatkuva teräspalkkisilta on koekuormitettu ennen ja jälkeen vahventamisen.

Ulkoisilla vetoankkureilla sillan kantavuutta pystyttiin parantamaan ja rakenne toimi koekuormituksessa kuten oli suunniteltu. Sillan kaikki kapasiteetti hyödynnettiin vahventamisen yhteydessä, mutta kantavuustaso ei täyttänyt tieosuuden vaatimuksia. Sillan kansilaatta osoittautui vahventamisessa rajoittavaksi tekijäksi. Vahventamisella tämän ongelmasillan kantavuus saatiin nostettua AA90 kuormitustasolle ilman painorajoitusta, mutta erikoiskuljetusten kantavuusvaatimuksia rakenne ei täyttänyt. Silta on sittemmin korvattu uudella jännitetyllä betonisella jatkuvalla palkkisillalla.



Kuva 8.3 Halikonjoen sillan ulkoiset vetotangot aukossa [1]



Kuva 8.4 Halikonjoen sillan aktiiviankkurit välituilla [1]

8.4 Jatkotutkimusehdotukset

Betonikantisten teräspalkkisiltojen jatkotutkimuksessa tulisi koekuormitusten ja laskennallisten tarkasteluiden perusteella perehtyä liitoksen toimintaan jatkuvilla rakenteilla. Edellä esitetyt analyyttisen mallin perusteella voidaan arvioida liittotoiminnan kehittymistä vapaasti tuetulla rakenteella, mutta ne eivät sovellu sellaisenaan jatkuvien rakenteiden tarkasteluun.

Tässä työssä esitetyllä FE -mallilla voidaan puolestaan tarkastella myös jatkuvia rakenteita, joissa välituille syntyy liittotoiminnan kannalta jo entisestään monimutkaiseen tilanteeseen mielenkiintoinen kuormitustila; Betonilaatassa vaikuttaa samanaikaisesti negatiivisen taivutuksen aikaan saama veto ja liitoksen liukumasta aiheutuva puristus. Tämän alueen käyttäytymistä tulisi tutkia, jotta kitkan vaikutuksesta liittotoimintaan voitaisiin tehdä sovelluskelpoisia johtopäätöksiä. Tarkastelu edellyttää epälineaarista analyysiä, jotta kuormien jakaantuminen ja liitosten kuormia tasaava vaikutus voidaan huomioida.

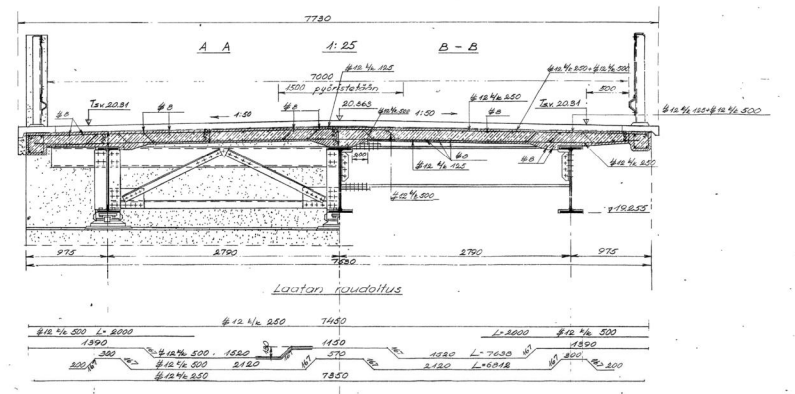
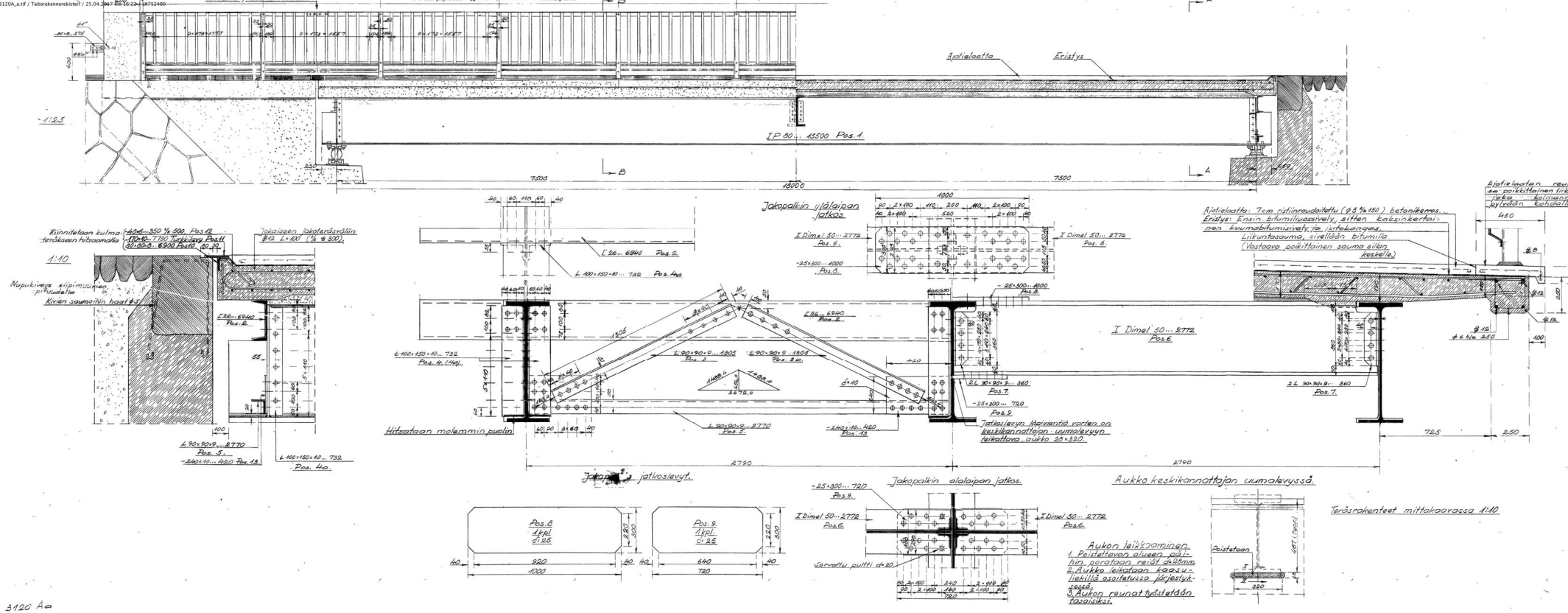
Laiskakantisella teräspalkkisillalla leikkausliitoksen aste vaihtelee voimakkaasti kuorman sijainnista ja suuruudesta riippuen. Paikallisesti voidaan saavuttaa lähes täydellinen yhteistoiminta, kun kuormittamattomilla osilla saattaa liitoksen aste jäädä alhaiseksi. Sil- lan jatkuvalla monitoroinnilla voitaisiin määrittää ja seurata sillan käyttäytymistä tieliikenteen kuormitustoistojen alla. Monitoroinnin avulla voitaisiin määrittää rakenteen kelloinen kuormitustaso jäljellä olevan käyttöiän mukaan sekä seurata kantavuuden nostamisen vaikutuksia rakenteen kuntoon ja toimintaan.

LÄHTEET

- [1] Taitorakennerekisteri, Liikennevirasto, web sivu. Saatavilla (viitattu 13.3.2017): www.liikennevirasto.fi.
- [2] Suomen rakennusinsinöörien liitto, Siltojemme historia, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL, Helsinki, 2004, 525 p.
- [3] J. Dietrich, S. Kesti, T. Sundholm, Liikenneviraston sillat, Liikenneviraston tilastoja 8/2017 Liikennevirasto, 2017, Saatavilla: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lti_2017-08_liikenneviraston_sillat_web.pdf.
- [4] Tiehallinto, Vähäliikenteisten teiden siltojen taloudellinen ja turvallinen ylläpito, Tiehallinto, Siltatekniikka, Helsinki, 2003, 12-21 p.
- [5] Siltojen kantavuuslaskentaohje, Liikenneviraston ohjeita 36/2015, 2016. Saatavilla: www.liikennevirasto.fi.
- [6] Metallit sillankorjausmateriaalina, Liikennevirasto, Sillanrakentamisyksikkö, Helsinki, 2010, 5-6 p.
- [7] D.J. Oehlers, M.A. Bradford, Composite Steel and Concrete Structures, Elsevier Science, 2013, 10-28 p.
- [8] T. Salmi, K. Kuula, Rakenteiden mekaniikka, Pressus Oy, Tampere, 2012, 44-47 p.
- [9] Liittorakenteet: suunnitteluohjeet 1988, Suomen betoniyhdistys ry, Teräsrakenneyhdistys ry, 1988, 59 p.
- [10] D.A. Nethercot, Composite construction, 1. publ. ed. Spon Press, London [u.a.], 2003, 242 p.
- [11] Ulrike Kuhlmann Design of composite beams according to Eurocode 4-1-1, web sivu. Saatavilla: eurocodes.jrc.ec.europa.eu.
- [12] Liittorakenteiden sovellusohjeet, By36, Betoniyhdistys ry, Teräsrakenneyhdistys ry, Helsinki, 1991, 106-107 p.
- [13] M.V. Leskelä, Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 4 -oppikirja BY 58, 1st ed. Teräsrakenneyhdistys ry, Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, 336 p.
- [14] V. Lyöri, J. Häkkinen, R. Pennala, A. Kilpelä, V-544 Ronnalan sillan koekuormitusmittaus, 2017, 14 p.
- [15] C. Shim, P. Lee, T. Yoon, Static behavior of large stud shear connectors, Engineering Structures, Vol. 26, Iss. 12, 2004, pp. 1853-1860.

- [16] D.J. Oehlers, C.G. Coughlan, The shear stiffness of stud shear connections in composite beams, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 6, Iss. 4, 1986, pp. 273-284.
- [17] Eurocode 3. Design of steel structures. Part 2: Steel Bridges, Suomen Standardisoimisliitto SFS, 2006.
- [18] E. Ellobody, *Finite Element Analysis and Design of Steel and Steel–Concrete Composite Bridges*, Butterworth Heinemann, US, 2014.
- [19] H.G. Russell, B.G. Rabbat, Friction Coefficient of Steel on Concrete or Grout, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, Iss. 3, 1985, pp. 505-515.

ST IV: KÄYTTÖ RAJOITETTU



Aineluukko

no	mitat	ainek.	varuste	alue	no	mitat	ainek.	varuste	alue
1	1000x1000	1000	1000	1000	1	1000x1000	1000	1000	1000
2	1000x1000	1000	1000	1000	2	1000x1000	1000	1000	1000
3	1000x1000	1000	1000	1000	3	1000x1000	1000	1000	1000
4	1000x1000	1000	1000	1000	4	1000x1000	1000	1000	1000
5	1000x1000	1000	1000	1000	5	1000x1000	1000	1000	1000
6	1000x1000	1000	1000	1000	6	1000x1000	1000	1000	1000
7	1000x1000	1000	1000	1000	7	1000x1000	1000	1000	1000
8	1000x1000	1000	1000	1000	8	1000x1000	1000	1000	1000
9	1000x1000	1000	1000	1000	9	1000x1000	1000	1000	1000
10	1000x1000	1000	1000	1000	10	1000x1000	1000	1000	1000

Kansirakennus A-betoni ja seos käytettävä...
Käytäväseinä...
Aineluukko...
Auton reunat...
Teräsvanteet...

TIE- JA VESIRAKENNUSHALLITUS SILTASASTO

Työ: Käytävän seinä...
Käytäväseinä...
Pöytä...
Auton reunat...
Teräsvanteet...

Luokitus: A1...
Käytäväseinä...
Pöytä...
Auton reunat...
Teräsvanteet...

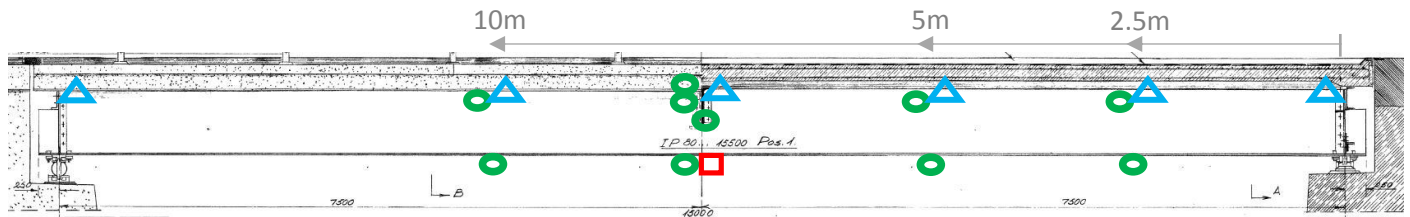
Luokitus: A1...
Käytäväseinä...
Pöytä...
Auton reunat...
Teräsvanteet...

V-544 Ronnalán silta - koekuormitusvaiheet 21.6.2017			
Vaihe	Tapahtuma	klo	Huom!
	Kuorma A: Nuppi 1 (2+3)		Keula T2 suuntaan
V1	Linjaa L1 kv (kävelyvauhtia)	13:36	
V2	L1 kv, peruuttamalla + stopit joka akseli aukon keskellä	13:39	5 stoppia
V3	L2 kv	13:50	
V4	L2 kv, peruuttamalla + stopit joka akseli aukon keskellä	13:52	5 stoppia
V5	L3 kv	13:59	
V6	L3 kv, peruuttamalla + stopit joka akseli aukon keskellä	14:01	5 stoppia
	Kuorma E: Nuppi 2 (1+3) ja perävaunu (2+2)		
V7	L1 kv	14:13	
V8	L1 kv, stopit 2-6 akselit aukon keskellä	14:19	5 stoppia
V9	L3 kv, stopit 2-6 akselit aukon keskellä	14:27	5 stoppia
	Kuorma E: Nuppi 2 (1+3)		
V10	L1 kv, stopit 2-4 akselit aukon keskellä	14:44	3 stoppia
V11	L2 kv, stopit 2-4 akselit aukon keskellä	14:48	3 stoppia
V12	L3 kv, stopit 2-4 akselit aukon keskellä	14:52	3 stoppia
V13	L2 20km/h	15:09	
V14	L2 40km/h	15:12	
V15	L2 60km/h	15:17	
	Kuorma A: Nuppi 1 (2+3)		
V16	L4 kv, stopit 3-5 akselit aukon keskellä	15:50	3 stoppia
V17	L5 kv, stopit 3-5 akselit aukon keskellä	15:54	3 stoppia
	Kuorma E: Nuppi 2 (1+3) ja perävaunu (2+2) rinnan		
V18	L5 pelkkä perävaunu, 2. akseli aukon keskellä	16:09	staattinen
V19	L4 kv, stopit 2-4 aks. keskellä, perävaunu L5 2. aks. keskellä	16:11	3 stoppia
	Kuorma B: Nuppi 1 (2+3) + 3tn		
V20	L2 kv, stopit 3-5 akselit aukon keskellä	16:39	3 stoppia
V21	L4 kv, stopit 3-5 akselit aukon keskellä	16:45	3 stoppia
V22	L5 kv, stopit 3-5 akselit aukon keskellä	16:47	3 stoppia
	Kuorma F: Nuppi 2 (1+3) + 3tn		
V23	L2 kv, stopit 2-4 akselit aukon keskellä	17:11	3 stoppia
V24	L4 kv, stopit 2-4 akselit aukon keskellä	17:16	3 stoppia
V25	L5 kv, stopit 2-4 akselit aukon keskellä	17:18	3 stoppia
	Kuorma F: Nuppi 2 (1+3) + 3tn ja perävaunu (2+2)		
V26	L2 kv, stopit 2-6 akselit aukon keskellä	17:27	5 stoppia
V27	L4 kv, stopit 2-6 akselit aukon keskellä	17:32	5 stoppia
V28	L5 kv, stopit 2-6 akselit aukon keskellä	17:37	5 stoppia
	Kuorma F: Nuppi 2 (1+3) + 3tn ja perävaunu (2+2) rinnan		
V29	L5 pelkkä perävaunu, 2. akseli aukon keskellä	17:46	staattinen
V30	L4 kv, stopit 2-4 aks. keskellä, perävaunu L5 2. aks. keskellä	17:47	3 stoppia

Venymät ○

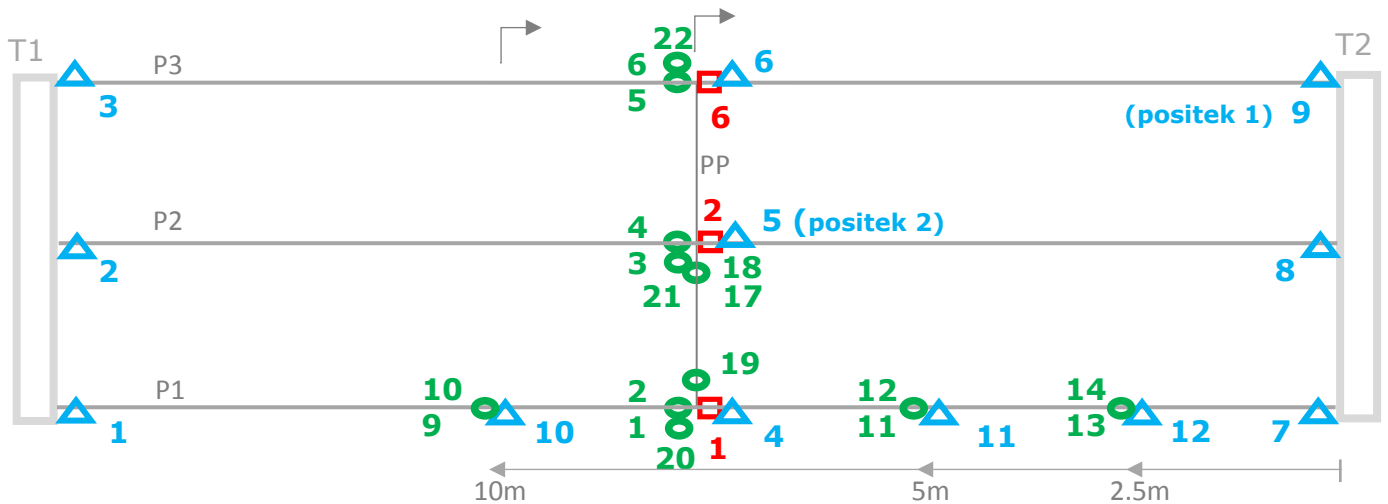
Taipumat □

Siirtymä △



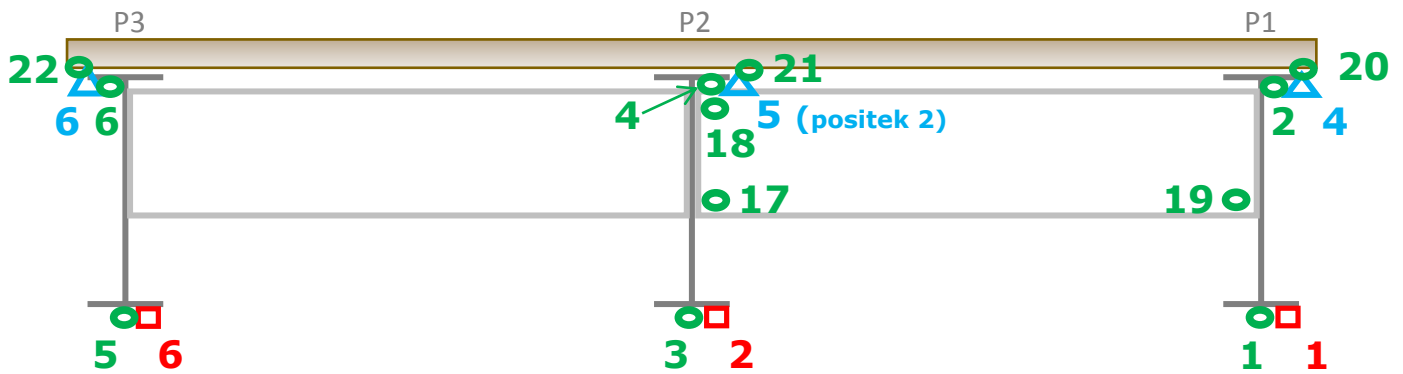
Laakeri tuki

Kiinteä tuki

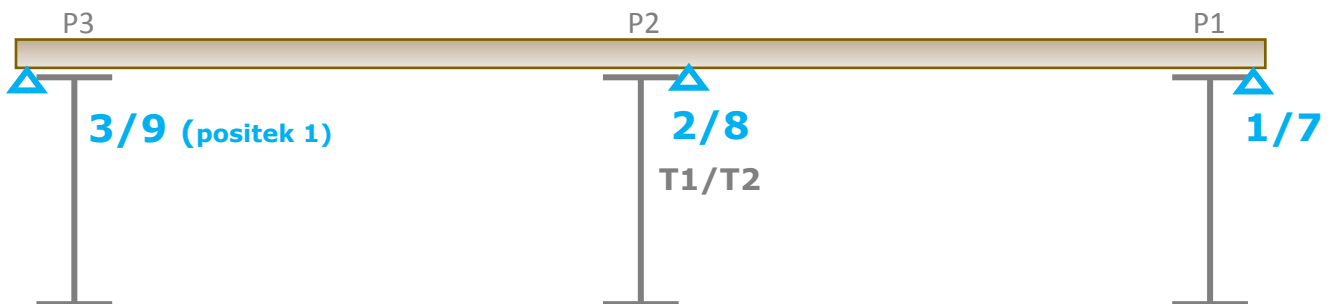


Keskijänne:

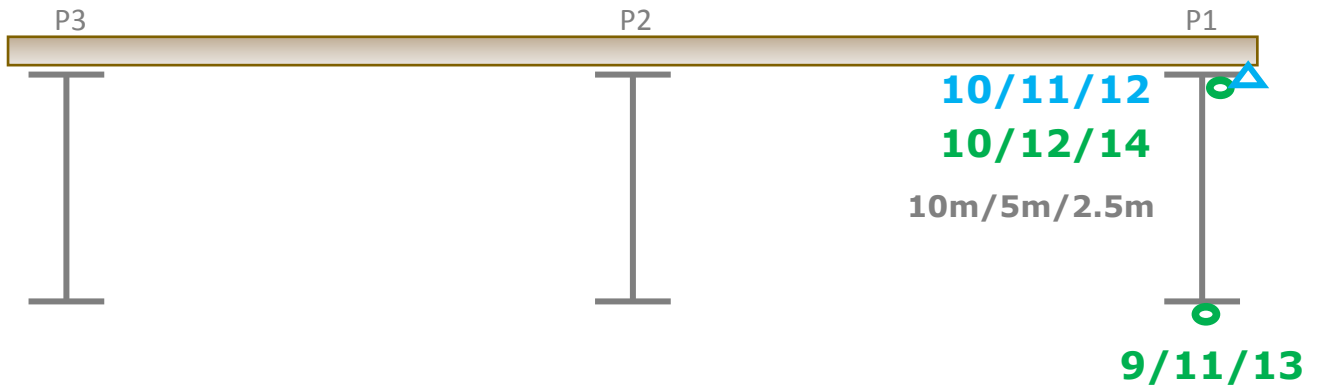
Katselusuunta itään päin



Tuki T1/T2:



10m/5m/2.5m kiinteästä tuesta (T2):



HUOM !

Anturit sillan pituussuunnassa, poikkipalkissa vaakasuunnassa.

Siirtymäantureiden kara-suunnat vektoreina:

