

Jani Kujala

ESIJÄNNITETTYJEN BETONIELEMENTTIEN JATKUVUUS - JATKOSKOE

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Professori Anssi Laaksonen
Tohtorikoulutettava Ulla Kytölä
12/2019

TIIVISTELMÄ

Jani Kujala: Esijännitettyjen betonielementtien jatkuvuus - Jatkoskoe
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan DI-tutkinto-ohjelma
Joulukuu 2019

Tässä tutkimuksessa on selvitetty jatkuvaksi rakenteeksi kytkettyjen esijännitettyjen elementtipalkkien negatiivisen taivutusmomenttikapasiteetin suuruutta. Vertailukappaleena esijännitetyille palkeille käytetään teräsbetonisia koekappaleita. Elementtipalkeista tutkitaan tutkimuksen aikana myös jännevoiman siirtopituuden suuruutta.

Elementtipalkit kytketään toisiinsa jatkuvaksi rakenteeksi erityisellä jatkosliitosvalulla ja rakenteen päälle valettavalla teräsbetonilaatalla. Rakennetta on tutkittu ja käytetty laajasti ulkomailla varsinkin Pohjois-Amerikassa, jonka takia rakenneratkaisusta on kiinnostuttu myös Suomessa.

Tutkimusta varten valmistettiin 16 elementtipalkkia, joiden tartunnallisten jännepunosten määrä vaihteli. Elementtipalkeista valmistettiin yhteensä 8 koekappaleita koekuormituksia varten. Elementtipalkkien toisiinsa jatkuvaksi kytkeminen suoritettiin paikallavalurakenteisena jatkosliitoksena Tampereen yliopiston Rakennushallissa. Koekappaleet valmistettiin kahdessa eri vaiheessa koekuormituksia varten.

Valmiit koekappaleet koekuormitettiin, sitä varten rakennetussa kuormitusjärjestelmässä. Koekuormituksista saatuja mittaustuloksia verrattiin rakenteen laskennallisiin arvoihin. Kuormitukset aloitettiin molemmissa vaiheissa teräsbetoniversioista ja päättämällä suurimman jännepunosmäärän koekappaleisiin.

Tutkittavan rakenteen todellinen negatiivinen taivutusmomenttikapasiteetti todettiin olevan suurempi, kuin laskennallisesti oletettiin. Syy rakenteen suurelle kestävyydelle oletettiin löytyvän elementtipalkkien tiheästä haotuksesta ja sen tyypistä, sekä punosten ja raudoitteiden puristusteräksinä toimimisesta.

Avainsanat: negatiivinen taivutusmomenttikapasiteetti, jatkuvuus.

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck -ohjelmalla.

ABSTRACT

Jani Kujala: Prestressed concrete girders made continuous – continuity tests
Master of Science Thesis
Tampere University
Master's Degree Programme in Civil Engineering
December 2019

This study investigates the magnitude of the negative bending moment capacity of prestressed element girders connected to a continuous structure. The reinforced concrete element girders are used as reference pieces. This study also investigates the transfer of prestress transmission length.

The element girders are connected to each other to form a continuous structure. Connection between two element girders are made with a cast in situ diaphragm and a reinforced concrete slab casted above the element girders. The structure has been studied and used extensively and especially in North America, which is why the structural solution has attracted interest also in Finland.

Sixteen element girder were manufactured with varying number of pre-tensioned tendons for this study. Eight full scale test pieces were made for the testing purposes. Joining between the element girders was carried out at the University of Tampere Building Hall. The test pieces were prepared in two separate stages for the test loadings.

Test pieces were test loaded at the University of Tampere Building Hall in special test system that was built for test loading. The measurement results obtained from the test loads were compared with the computational values of the structure. The test loadings were always started from the reinforced concrete versions and ended up to test pieces that contained the maximum amount of pre-tensioned tendons.

The structure negative bending moment capacity was found to be higher than the calculated values. Further analysis indicated that the strength of structure was explained by the density and type of the transverse reinforcement in the element and the operations of pre-tensioned tendons and longitudinal reinforcements as press steels.

Keywords: negative bending moment capacity, continuity.

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

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Tampereen yliopistolla rakennustekniikan yksikössä tammikuun ja lokakuun välisenä aikana vuonna 2019. Diplomityö on osa Ulla Kytölän väitöskirjaprosessia.

Diplomityön tekemisestä haluan kiittää rakennustekniikan yksikön betoni- ja siltarakenteiden ryhmän jäseniä, joista erityiskiitokset neuvoista työn kirjoittamisessa ansaitsevat työn ohjaajat Anssi Laaksonen ja Ulla Kytölä. Diplomityön koekappaleiden valmistamisesta haluan kiittää Rakennushallin työntekijöitä, jotka auttoivat rakennustöissä. Diplomityöprosessista haluan myös kiittää Sweco Rakennetekniikka Oy:n Veijo Valleniusta, joka on mahdollistanut keskittymisen diplomityön kirjoittamiseen täyspäiväisesti.

Tampereella, 27.12.2019

Jani Kujala

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO	1
2. KIRJALLISUUSSELVITYS	3
2.1 Käytetyt rakenneratkaisut	3
2.1.1 Negatiivisen taivutusmomentin vastaanottavat liitosratkaisut	3
2.1.2 Positiivisen taivutusmomentin vastaanottava liitos	7
2.2 Ensimmäinen pilottikoe 1960-luvulla	7
2.2.1 PCA tutkimukset	8
2.2.2 Jatkuvasi kytketyn rakenteen negatiivisen momenttikapasiteetin määrittäminen PCA-menetelmällä	9
2.2.3 Teräsbetonilaatan ja elementtipalkin välinen rajapinta	12
2.2.4 PCA tutkimustulokset	13
2.3 Muut selvitykset jatkuviksi kytketyille esijännitetyille rakenteille	14
2.3.1 Positiivisen taivutusmomentin vastaanottaviin liitosratkaisuihin liittyvät tutkimukset ja suunnitteluohjeet	15
2.3.2 Rakenteen valujärjestys ja elementtipalkkien iän vaikutus	17
2.3.3 Negatiivisen taivutusmomentin vastaanottava raudoitus	20
2.3.4 Laatan toimiva leveys ja poikittainen raudoitus	21
2.3.5 Eri aikaan valettavien betonien rajapinnan mitoitus	23
3. KOEKAPPALEET JA KOEJÄRJESTELYT	25
3.1 Suoritettava tutkimus	25
3.2 Mittalaitteet	26
3.2.1 Demec-mittaus	26
3.2.2 Mittakellot	27
3.2.3 Venymäliuskat	27
3.2.4 Algoritminen venymien mittaus	29
3.3 Esijännitetyt elementtipalkit	29
3.3.1 Elementtipalkkien raudoitus	29
3.3.2 Elementtipalkkien instrumentoidut venymätangot	32
3.3.3 Palkkien valutapahtuma	38
3.4 Elementtitehtaalla suoritettavat mittaukset	40
3.4.1 Venymäliuskat elementtitehtaalla	41
3.4.2 Mittakellot elementtitehtaalla	42
3.4.3 Demec-mittaukset elementtitehtaalla	45
3.5 Koekappaleet	45
3.5.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet	46
3.5.2 Ensimmäisen vaiheen valutapahtuma	57
3.5.3 Toisen vaiheen koekappaleet ja niihin tehtävät muutokset	59
3.5.4 Toisen vaiheen valutapahtuma	64
3.6 Betonien lujuuden kehittyminen	66
3.6.1 Elementtipalkkien lujuuden kehitys	66
3.6.2 Paikallavalurakenteiden lujuuden kehitys 1. vaiheessa	70
3.6.3 Paikallavalurakenteiden lujuuden kehitys 2. vaiheessa	71
3.7 Kuormitusjärjestelmä	73
3.7.1 Ensimmäisen vaiheen kuormitusjärjestelmä	73
3.7.2 Kuormitusjärjestelmään muutokset 1. vaiheessa	80

3.7.3 Vaiheen 2 kuormitusjärjestelmä	82
4.KOEKAPPALEIDEN KUORMITUKSET	88
4.1 Koekappaleiden ja koejärjestelmän aiheuttamat kuormitukset	88
4.2 Ensimmäisen vaiheen koekuormitukset	89
4.2.1 Koekuormitus 1	90
4.2.2 Koekuormitus 2	93
4.2.3 Koekuormitus 3	95
4.2.4 Koekuormitus 4	97
4.3 Toisen vaiheen koekuormitukset	99
4.3.1 Koekuormitus 5	100
4.3.2 Koekuormitus 6	102
4.3.3 Koekuormitus 7	106
4.3.4 Koekuormitus 8	109
4.4 Teräsbetoni-laatoissa havaittava halkeilu	114
4.4.1 Ensimmäisen vaiheen teräsbetoni-laattojen halkeilu	114
4.4.2 Toisen vaiheen teräsbetoni-laattojen halkeilu	115
4.5 Elementtipalkkien alapinnan murtokohdat	118
4.6 Kuormituskokeissa hajonneet mittalaitteet	119
5.TULOKSET	120
5.1 Elementtitehtaalla suoritettujen mittausten tulokset	122
5.1.1 Jännepunosten liukuma	122
5.1.2 Rakenteen kokoonpuristuminen jännevoiman laukaisussa	123
5.2 Rakenteiden kokonaiskuormitukset	126
5.3 Koekappaleiden siirtymät	128
5.3.1 Koekappaleiden taipumien kehittyminen kuormituksessa	129
5.3.2 Taivutusmomentti-taipuma koekuormituksissa	131
5.4 Rakenteen venymät teräsbetoni-laatan pituussuunnassa	132
5.4.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet	132
5.4.2 Toisen vaiheen koekappaleet	135
5.5 Teräsbetoni-laatan pituussuuntaiset venymät laippojen alueella	138
5.5.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet	138
5.5.2 Toisen vaiheen koekappaleet	141
5.6 Rakenteen kokoonpuristuminen elementtipalkkien alapinnassa	147
5.6.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet	147
5.6.2 Toisen vaiheen koekappaleet	150
5.7 Muodonmuutosten jakaantuminen poikkileikkauksessa	153
5.7.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet	153
5.7.2 Toisen vaiheen koekappaleet	156
5.8 Koekappaleiden käyritymä koekuormituksissa	158
5.8.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleiden käyritymä	158
5.8.2 Toisen vaiheen koekappaleiden käyritymä	160
6.KOETULOSTEN ANALYSOINTI	163
6.1 Jännevoiman siirtopituus	163
6.2 Negatiivinen momenttikapasiteetti	165
6.2.1 Rakenteen käyttäytyminen kuormituksen alaisena	165

6.2.2	Teräsbetonisen rakenteen laskennallinen kapasiteetti	169
6.2.3	Esijännitettyjen rakenteiden taivutusmomenttikapasiteetti	171
6.3	Koekappaleiden siirtymä ja käyristymä.....	178
6.3.1	Koekappaleiden taipumat.....	178
6.3.2	Koekappaleiden taivutusjäykkyys.....	179
6.4	Elementtipalkkien kapasiteetti puristusjännityksiä vastaan	180
7.	JOHTOPÄÄTÖKSET	183
	LÄHTEET	185
	LIITE A: ESIJÄNNITETTYJEN ELEMENTTIPALKKIEN RAKENNEKUVAT	187
	LIITE B: JATKOSALUEEN RAUDOITUSHÄKKIEN MITTAKUVAT, VAIHE 1	191
	LIITE C: JATKOSALUEEN RAUDOITUSHÄKKIEN MITTAKUVAT, VAIHE 2.....	193
	LIITE D: VENYMÄLIUSKOJEN SIJAINTIKAAVIOT	197
	LIITE E: BETONIMASSAKOKEET, VAIHE 1.....	201
	LIITE F: KOEJÄRJESTELYN KOKOAMINEN JA PURKAMINEN.....	202
	LIITE G: KUORMITUSTEN AIKAISET ILMIÖT KOEKAPPALEISSA	204
	LIITE H: ELEMENTTITEHTAAN VENYMÄLIUSKA- JA DEMECTULOKSET	208
	LIITE I: RAKENTEeseen KOHDISTUVAT KUORMITUKSET.....	211
	LIITE J: SIIRTYMÄKUVAAJAT, KOKEET 1-8	215
	LIITE K: TAIVUTUSMOMENTTI-TAIPUMA, KOKEET 1-8	219
	LIITE L: ENSIMMÄISEN VAIHEEN MITTAUSTULOKSET	222
	LIITE M: TOISEN VAIHEEN MITTAUSTULOKSET	241
	LIITE N: JÄNNEVOIMIEN SIIRTOPITUUS.....	273
	LIITE O: MITTAKELLOTLINEIDEN MITTAKUVAT.....	274
	LIITE P: NEGATIIVINEN TAIVUTUSMOMENTTIKAPASITEETTI.....	278
	LIITE Q: JÄNNEVOIMAN SIIRTOPITUUS STANDARDIN EN 1992-1-1 MUKAAN LASKETTUNA.....	294

LYHENTEET JA MERKINNÄT

b	leveys
b_i	laipan kokonaisleveys
b_{eff}	toimiva leveys
$b_{eff,i}$	laipan toimiva leveys
b_w	uuman paksuus
c	rajapinnan karheuden kerroin
c	neutraaliakselin etäisyys
e_0	ulostulojännite
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{se}	tehokas esijännitys
f_{sp}	jännepunoksissa vallitseva jännitys
f_{yd}	raudoituksen mitoituslujuus
h_f	laatan paksuus
jd	jännepunosten sisäinen momenttivarsi
k	kerroin
l_o	taivutusmomentin nollakohtien välinen etäisyys
v	lujuuden pienennyskerroin
v	alue, jolla poikittaista raudoitusta ei tarvita
V_{Ed}	pituussuuntainen leikkausjännitys
ΔX	tarkastelupituus
x_p	jännepunosten sisäinen momenttivarsi
y_p	neutraaliakselin etäisyys jännevoiman resultantista
z	sisäinen momenttivarsi
A_s	terästen pinta-ala
A_s	rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen pinta-ala
A_{sp}	jänneterästen pinta-ala yhdellä rivillä
A_{sf}	poikittaisen raudoituksen pinta-ala
A_i	rajapinnan pinta-ala
C	puristusvyöhykkeen resultantti
E	herätejännite
E_s	jänneteräksen kimmokerroin
ΔF_d	normaalivoiman muutos tarkastelupituudella
K_s	kerroin
T	teräksissä vaikuttavan voiman resultantti
V_{Ed}	rakenneosan leikkausvoima
V_{Rdi}	rajapinnan leikkauskestävyys
α	kulma
β	uuden betonin jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde
ϵ_0	liuskan venymä
ϵ_{ce}	jännevoiman laukaisun kokoonpuristuma
ρ	suhdeluku
μ	rajapinnan karheuden kerroin
θ_f	kulma
ν	Poissonin vakio

$f_{cd,p}$	betoninpuristuslujuuden mitoitusarvo
α_{cc}	betonin pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin
$f_{ck,p}$	betonin puristuslujuuden ominaisarvo
γ_c	betonin käyttöluokan mukainen osavarmuusluku.
ε_{cu3}	betonin murtopuristuman arvo
h_t	betonin puristuspinnan korkeus
A_s	teräsbetonilaatan raudoitusala
b_p	elementtipalkin leveys
f_{yd}	rakenneterästen mitoituslujuus
f_{yk}	teräksen ominaislujuus
γ_s	materiaalin käyttöluokan mukainen osavarmuusluku
y	puristuspinnan korkeus
E_s	teräksen kimmokerroin
ε_s	terästen muodonmuutos
F_c	puristusresultantti
$f_{ck,lieriö}$	betonin lieriölujuus
$f_{ck,cube}$	betonin kuutiolujuus
f_{cm}	betonin keskimääräinen puristuslujuus
E_{cm}	betonin kimmokerroin
P_n	jännevoiman resultantti
A_{jp}	jännepunoksen poikkileikkauksen pinta-ala
n_{punos}	jännepunosten lukumäärä jännepunosrivillä
σ_{alku}	jännepunosten alkujännitys
P_{kok}	jännevoiman kokonaisarvo
$\sigma_{punosrivi}$	punosrivin jännitys
A_p	elementtipalkin poikkileikkauksen pinta-ala,
y_{0p}	elementtipalkin neutraaliakselin sijainti,
r_j	jännepunosten aiheuttaman resultantin painopiste,
I_p	poikkileikkauksen neliomomentti ja
$l_{punosrivi}$	punosrivin sijainti poikkileikkauksessa.
$\Delta\sigma_{punosrivi}$	jännityksen muutos jännepunosrivillä
E_p	jännepunoksen kimmokerroin.
$\sigma_{a,laukaistu}$	poikkileikkauksena alapinnan puristusjännitys
W_p	poikkileikkauksen taivutusvastus.
ε_{ce}	kimmainen kokoonpuristuma
ε_d	mitoituksessa käytettävä murtopuristuma
x_{lp}	puristuspinnan korkeus
d_{lp}	liittorakenteen tehollinen korkeus.
f_{sp}	jännepunoksessa vaikuttava jännitys
f_{pd}	jännepunoksen mitoituslujuus.
T	teräksissä vaikuttavan voiman resultantti
ε_s	teräsbetonilaatan terästen muodonmuutos
E_s	teräsbetonilaatan terästen kimmokerroin
A_s	teräsbetonilaatan raudoitusala.
λ	EC2 mukainen kerroin
η	EC2 mukainen kerroin
M_u	murtomomentin arvo

1. JOHDANTO

Suomessa esijännitetyjä betonielementtejä käytetään rakentamisessa erittäin paljon, mutta suurin osa tehtävistä rakenteista suunnitellaan ja toteutetaan yksiaukkoisina rakenteina. Yksiaukkoiset rakenteet kasvattavat rakenteiden poikkileikkausten kokoa, koska osa rasituksista on suurempia moniaukkoiseen rakenteeseen verrattuna. Tästä syystä esijännitettyjen elementtirakenteiden kytkemistä jatkuvaksi rakenteeksi on Suomessa alettu tutkia. Jatkuvien rakenteiden etuina ovat rakenteeseen kohdistuvien rasitusten tasaisempi jakaantuminen ja rasitusten jakautumisen mahdollistamat hoikemmat poikkileikkaukset rakenteissa. Betonielementtien kytkemistä jatkuvaksi rakenteeksi ja niiden käyttömahdollisuuksia suomalaisessa rakentamisessa tutkitaan tässä Suomen betoniteollisuuden eri osapuolten rahoittamassa tutkimuksessa. Tässä diplomityössä suoritettava Jatkoskoe on osa Ulla Kytölän väitöskirjaprosessia.

Betonielementtien jatkuvuutta on tutkittu ulkomailla ja jatkosliitosta varten on kehitetty erilaisia rakenneratkaisuja. Osa ratkaisuista perustuu rakenteen jälkijännittämiseen, mutta käytetyimmät ratkaisut keskittyvät esijännitettyjen elementtipalkkien käyttämiseen. Aihetta on ensimmäisen kerran tutkittu 1960-luvulla kehittämällä esijännitetyistä elementtipalkeista muodostetulle jatkuvalle rakenteelle liitosratkaisu, jota on testattu koekuormituksin. Tutkittu rakenne koostuu kahdesta esijännitetystä elementtipalkista, jotka kytketään toisiinsa pilarituen kohdalla. Rakenneratkaisussa elementtipalkkien päiden väliin tehdään positiivisen taivutusmomentin vastaanottava poikittainen jatkosliitos. Palkkien päälle valetaan teräsbetonilaatta, johon sijoitetaan negatiivisen taivutusmomentin vastaanottava rauditus. Rakennejärjestelmää on tutkittu myöhemmin lisää, jonka perusteella rakenteen suunnittelua ja toteutusta varten on annettu uusia suosituksia

Tässä tutkimuksessa suoritetaan jatkuvaksi rakenteeksi kytkettyjen elementtipalkkien Jatkoskoe, jossa tutkitaan jatkosalueen toimintaa kuormituskokeilla. Jatkosalue muodostuu jatkosalueen yli asennettavasta negatiivisen taivutusmomentin vastaanottavasta raudituksesta, sekä rakenteen alareunassa olevasta elementtipalkkien välisestä liitoksesta. Elementtipalkkien välinen liitos koostuu palkkien

välisestä raudoitushäkistä ja siihen kiinni taivutetuista jännepunospiiskoista. Jatkosalue ja palkkien päälle tuleva teräsbetonilaatta valetaan samanaikaisesti.

Tutkimuksen tavoitteena on selvittää, kuinka esijännitettyjen elementtipalkkien alapinnassa vaikuttava voimakas puristusjännitys vaikuttaa jatkosliitoksen negatiiviseen momenttikapasiteettiin. Negatiivisen momenttikapasiteetin pienentävää puristusjännityksen suuruutta helpottaa elementtipalkeissa ilmenevä jännevoiman siirtopituus, jossa jännevoima ei vielä vaikuta rakenteeseen. Tutkimuksen tavoitteena on selvittää jännepunosten siirtopituuden suuruus ja huomioida sen vaikutus. Näiden ilmiöiden lisäksi tutkimuksessa pyritään selvittämään teräsbetonisen laatan raudoitusalan yläraja, jolloin se käyttäytyy vielä sitkeästi mahdollistaen momentin uudelleenjakaantumisen.

Tutkimus suoritetaan kahdessa eri vaiheessa valmistamalla molemmissa vaiheissa neljä koekuormitettavaa koekappaletta. Tutkimusta varten tilattiin yhteensä 16 kappaletta teräsbetonipalkkeja. Elementtipalkit tutkimusta varten valmisti Betset Kyyjärven elementtitehtaallaan. Palkkeja valmistettiin yhteensä neljää erilaista tyyppiä. Erot palkkien välillä muodostuvat tartunnallisten jännepunosten määrästä. Tartunnallisia jänteitä rakenteessa sijoitetaan 12, 8, 4 ja 0 kappaletta.

Tutkimuksen tärkein osuus on koekappaleiden koekuormitus, jossa jatkosliitoksen rakenteellista toimintaa seurataan. Kuormitusjärjestelmässä koekappale asetetaan keskeiselle tuelle, jonka varassa koko koekappale lepää kuormitusten aikana. Koekappaleen molemmat päädyt ovat koekuormituksissa kuormitusten alaisina. Koekappaletta kuormitetaan sen molemmista päistä yhtä suurilla kuormilla vetämällä koekappaleen päätyjä alaspäin tunkeilla. Kuormitus suoritetaan portaittain koekappaleen murtoon saakka. Kuormaportaiden aikana koekappaleen käyttäytymistä seurataan koekappaleiden halkeamien muodostumista seuraamalla.

Koekappaleiden käyttäytymistä koekuormituksissa seurataan erilaisten mittalaitteiden avulla. Mittalaitteita on koekuormituksia varten sijoitettu rakenteeseen ja sen pinnalle mittaamaan rakenteessa tapahtuvia muodonmuutoksia. Kuormituksista saatavia mittaustuloksia hyödynnetään rakenteen toiminnan tulkitsemisessä.

2. KIRJALLISUUSSELVITYS

2.1 Käytetyt rakenneratkaisut

Jatkuvaksi kytkettyjä jännitettyjä rakenteita on toteutettu maailmalla eri tavoin. Rakenteissa on hyödynnetty erilaisia jälkijännitysratkaisuja, joissa elementtipalkit on kytketty toisiinsa erilaisia jännitystapoja hyödyntämällä. Tässä työssä esitetään erilaisia tapoja kytkeä elementtivalmisteiset palkit toisiinsa jatkuvaksi rakenteeksi. Erilaisia kytkentätapoja on käytetty esimerkiksi Ranskassa, Englannissa ja Alankomaissa [1]. Jälkijännitetty rakenteet voidaan jakaa kahteen eri ryhmään kokomittaisen jännityksen ja osittaisen jännityksen rakenteisiin. Kokomittaisella jännityksellä tarkoitetaan rakenteen jälkijännittämistä koko sen matkalta. Tässä luvussa esitellään osittaisia jännitystapoja elementtipalkkien toisiinsa kytkemiseksi. Jälkijännitetty rakenteet vaativat usein valmistusvaiheessa erityisammattilaisia [2].

Amerikassa esijännitettyjen rakenteiden suosio kasvoi 1960-luvulla. Suosion kasvun myötä niiden käyttö siltarakenteissa yleistyi. Ensin rakenteita käytettiin yksiaukkoisina rakenteina, mutta myöhemmin niiden kytkemistä jatkuvaksi rakenteeksi alettiin tutkia. Jatkuvan rakenteen toimintaa tutkittiin ensimmäisenä Portland Cement Association Research and Development Laboratories (PCA) 1960-luvulla suorittamassa tutkimuksessa. Tutkimuksessa esijännitettyistä elementtipalkeista koostuvalle rakenteelle suoritettiin koekuormituksia. Näiden kokeiden perusteella muodostettiin jatkuvan rakenteen mitoitusohjeet. PCA:n pilottikokeen jälkeen rakennetyyppejä on tutkittu muissa tutkimuksissa, joiden perusteella on tehty joitakin uusia havaintoja rakenteen toiminnasta.

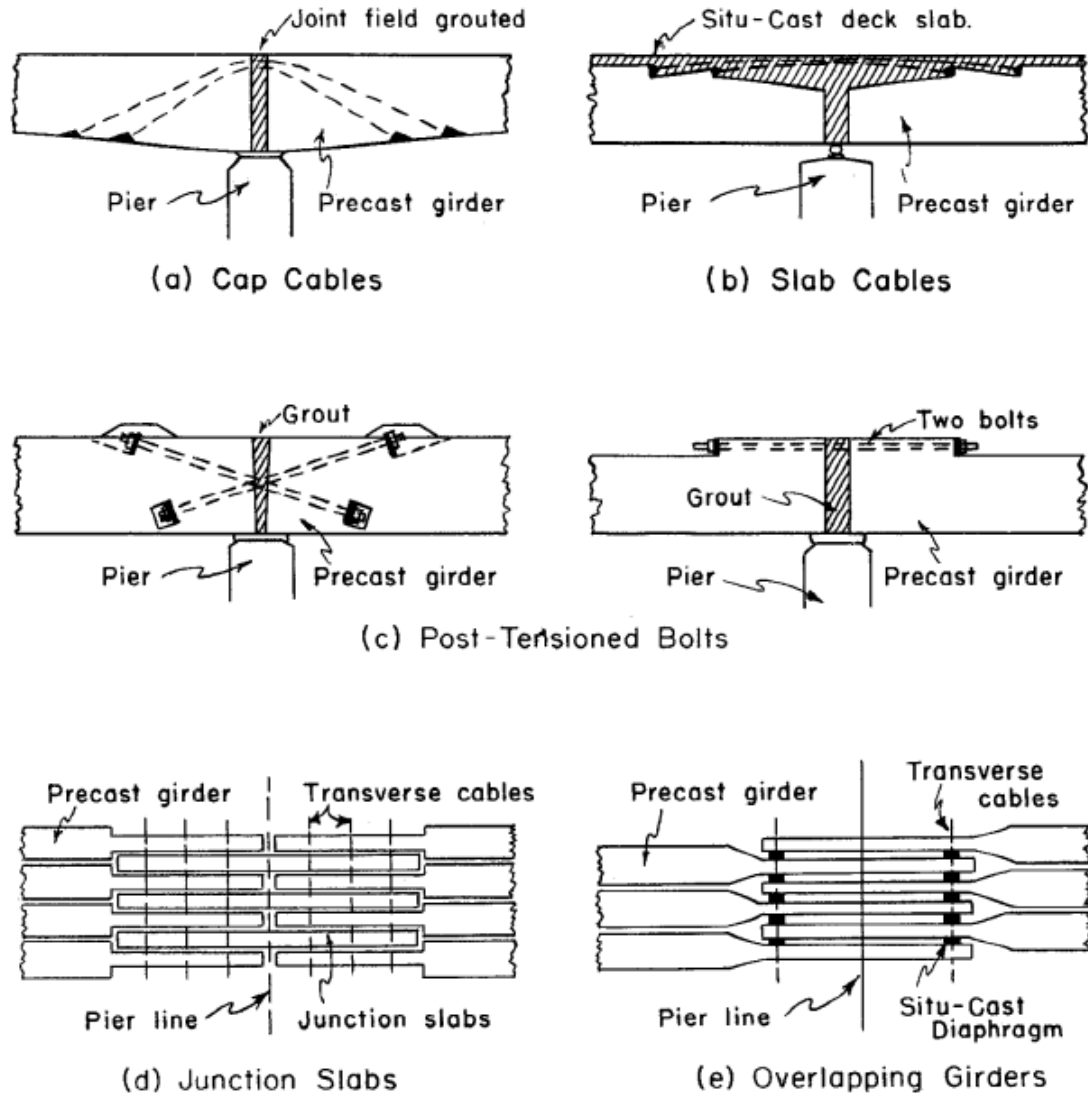
2.1.1 Negatiivisen taivutusmomentin vastaanottavat liitosratkaisut

Jännitettyjä rakenteita on hyödynnetty eri tavoin ympäri maailmaa siltarakenteissa. Yhdysvalloissa ja Kanadassa pääpaino on ollut esijännitettyjen rakenteiden puolella, koska sen yhdistäminen tehdasvalmistuksen mahdollistamaan valmisosat tuotantoon on helpompaa [1].

Yleisimpiä rakenneratkaisuja esijännitettyjen palkkien jatkuvaksi rakenteeksi tekemiseksi on asentaa rakenteen yläpintaan negatiivisen taivutusmomentin vastaanottava raudoitus tukialueen yli. Raudoitus sijoitetaan rakenteen paikalla valettavaan teräsbetonilaattaan. Raudoituksen on tarkoitus alkaa toimia hyötykuormien alkaessa vaikuttaa rakenteeseen. Kyseinen rakenne on todettu helpoksi toteuttaa työmaaolosuhteissa ja se on taloudellisesti tehokas ratkaisu muihin rakenteisiin nähden [1]. Myös nyt suoritettavassa tutkimuksessa keskitytään tähän liitosratkaisuun.

Kyseisellä rakenneratkaisulla on joitakin suuria etuja perinteiseen yksiaukkoiseen rakenteeseen verrattuna. Jatkuvalla rakenteella voidaan mahdollistaa keskikentän taivutusmomenttien ja taipumien pienenemisen. Taivutusmomenttien ja taipumien pienentäminen mahdollistavat tätä kautta aikaisempaa hoikempien poikkileikkausten käytön rakenteissa. Esijännitettyjen palkkien liittäminen jatkuvaksi rakenteeksi mahdollistaa tasaisemman pintamateriaalin yksiaukkoiseen rakenteeseen verrattuna, koska tukialueella ei tarvita liikuntasauvoja. Liikuntasaumaton rakenne mahdollistaa rakenteelle paremman säänkestävyyden esimerkiksi vedenpoiston ja jään muodostumisen suhteen. Liikuntasaumaton rakenne on myös käyttäjäystävällisempi tasaisen pintansa vuoksi [1].

Euroopassa elementtipalkkien kytkeminen toisiinsa on usein suoritettu osittaisella jälkijännityksellä teräsbetonipalkkien alapinnasta käsin niin, että punokset kulkevat rakenteen yläpinnan kautta. Menetelmän ongelmaksi ovat muodostuneet suuret kustannukset ankkureiden jännittämisen yhteydessä. Lisäksi kaarevien punosten kohdalla voidaan havaita myös suuria kitkahäviöitä ja realisoituvasta jatkuvuudesta kyseisellä rakennetavalla on esitetty eriäviä mielipiteitä. Toisena ratkaisuna jälkijännittämiselle on käytetty lyhyiden punosten asentamista loivalla kaarevuussäteellä paikalla valettavaan laattaan. Rakenteita on jälkijännitetty myös hyödyntämällä lyhyitä ankkuripultteja, jotka on ankkuroitu esijännitettyihin palkkeihin. Siltarakenne voidaan tehdä jatkuvaksi myös poikittain jännittämällä. Tätä on kokeiltu esimerkiksi Englannissa niin, että palkkien päälle tuleva laatta on jännitetty. Tämä menetelmä vaatii siseneviä palkkeja. Kuvailtuja rakenneratkaisuja on esitelty kuvassa 1 [1].



Kuva 1. Osittain jännitettyjä rakenneratkaisuja jatkuvalle rakenteelle [1].

Eräänä ratkaisuna negatiivisen momentin vastaanottavaksi rakenneosaksi on kehitetty kierrevaarnaliitos. Liitoksessa esijännitettyjen elementtipalkkien ylälaippoihin on ankkuroitu niiden valuvaiheessa kierrevaarvoja, jotka yhdistetään palkkien liitososalla toisiinsa. Kierrevaarnat kiristetään kiinni liitososaan. Ennen liitoksen tekemistä palkkien välinen alaosa valetaan yhtenäiseksi I-profiilin mukaisesti. Tässä rakenneratkaisussa ainoastaan elementtipalkkien yläosaan valetaan teräsbetonilaatan levyinen jatkosvalu. Rakenneratkaisun etuna on, että kierrevaarnaliitos vastustaa negatiivisen momentin syntymistä jo ennen kuin teräsbetoninen laatta valetaan paikalleen [3].

Jatkuvan rakenteen liitosratkaisuksi on myös E. D. Bishopin toimesta kehitetty vuonna 1962 teräslevyistä koostuva rakenne. Tässä rakenneratkaisussa elementtipalkkien ylä- ja alapintaan on liitetty teräslevyt, jotka ulottuvat palkin pään yli. Teräslevyt on yhdistetty toisiinsa ankkuripulteilla, jotka asennetaan palkkirakenteen läpi ja jotka on hitsattu

rakenteen alareunassa sijaitsevaan teräslevyyn. Teräslevyjen asentamisen jälkeen palkit asetetaan vastakkain tuelle. Vastakkaisten palkkien teräslevyt hitsataan yhtenäiseksi rakenteeksi. Yläpuoliset teräslevyt hitsataan molemmin puolin ja alapuoliset teräslevyt yläpinnastaan. Rakenne on todettu toimivaksi, mutta siinä on havaittu joitakin ongelmia. Järjestelmä muuttaa kuormituksen olosuhteita rakenteen oman painon vaikuttaessa ja edellyttää palkkien yläosan lisäraudoitusta. Toinen ongelma on rakenteen työläs valmistaminen työmaan olosuhteissa, koska tila levyjen hitsaamiselle on rajallinen [2].

Vuonna 1993 M.K. Tadros kehitti rakenteen, jossa elementtipalkin yläreunaan asennettiin jännepunoksia jännittämättä niitä. Jännepunokset ankkuroitiin palkin läpi poikittain meneviin ankkuripultteihin. Menetelmässä elementtipalkit asennetaan tuen päälle, jonka jälkeen eri palkkien jännepunokset yhdistetään toisiinsa sitä varten kehitetyllä liitoksella. Liitoksen tekemisen jälkeen palkkeja vedetään pois tuelta luoden punoksiin jännevoima. Jännittämisen jälkeen liitos valetaan [2].

Vuonna 2004 Libin Yin esitti väitöskirjassaan uudenkaltaisen liitosrakenteen jatkuvaksi rakenteeksi kytkettäville esijännitetyille elementtipalkeille. Rakennerratkaisussaan Yin on käyttänyt CFRP-materiaalia (Carbon Fiber Reinforced Polymer). Materiaalin etuina tavanomaiseen jännepunokseen verrattuna on huomattavasti korkeampi vetolujuus. Jänneteräksen lujuudeksi on ilmoitettu 1860 MPa, kun taas CFRP:n lujuudeksi ilmoitetaan 2760 MPa. Materiaalin heikkoutena on kuitenkin heikko palonkestävyys. Tutkimuksessaan Yin perustaa rakennerratkaisujaan PCA:n testeihin, jossa on todettu pitkäaikaistekijöistä johtuvien positiivisten taivutusmomenttien olevan pienempiä kuin teräsbetonilaatan valamisesta aiheutuva negatiivinen taivutusmomentti. Tämän tiedon perusteella liitokseen ei sijoiteta positiivisen taivutusmomentin vastaanottavaa raudoitusta, jolloin rakentamisessa säästetään aikaa ja kustannuksia. Positiivisen raudoituksen pois jättämisellä elementtipalkit voidaan asentaa lähemmäs toisiaan. Yinin kehittämässä liitosratkaisussa valetaan ensimmäisenä palkkien välinen jatkosalue. Jatkosalueen valamisen jälkeen CFRP-materiaalista valmistetut osat asennetaan paikalleen, jonka jälkeen laatan raudoitus asennetaan paikalleen. Rakenne toimii jatkuvana rakenteena jo ennen teräsbetonilaatan valamista. Teräsbetonilaatta valetaan tässä liitostyyppissä viimeisenä [2].

2.1.2 Positiivisen taivutusmomentin vastaanottava liitos

Tutkittavan rakenteen liitoksen toimintaan vaikuttaa myös positiivisen taivutusmomentin vastaanottava raudoitus. Rakenteen alapintaan muodostuu positiivista taivutusmomenttia rakenteeseen syntyvien pakkovoimien johdosta. Pakkovoimia alapintaan aiheuttavat betonin viruma ja kutistuma, sekä rakenteen lämpöliikkeet. Pakkovoimien suuruuteen vaikuttaa myös rakentamisen aikataulut ja elementtipalkkien ikä [3]. Elementtipalkkien ja paikallavalurakenteiden iän vaikutusta käsitellään myöhemmissä luvuissa.

Positiivista taivutusmomenttia vastaanottavasta raudoituksesta on eri tutkimuksissa kehitetty erilaisia rakenneratkaisuja. Portland Cement Association Research and Development Laboratories (PCA) kehitti 1960-luvulla positiivisen taivutusmomentin vastaanottavaksi raudoitukseksi kaksi erilaista liitostyyppiä. Ensimmäinen näistä kahdesta tutkitusta versiosta on liitosalueelle 90 astetta taivutetut raudoitteet, jotka sijoitetaan elementtipalkin alalaippaan. Taivutetut teräkset limitetään toisiinsa nähden ja sidotaan jatkosalueen muuhun raudoitukseen. Toinen kehitetty liitostapa on hitsata palkkien päistä tulevat suorat teräkset toisiinsa kiinni kulmaraudan välityksellä. Taivutettujen terästen ei tutkimuksissa todettu hallitsevan rakenteen muodonmuutoksia ja halkeamien syntyä niin hyvin kuin hitsattu liitos. Taivutetut teräkset voivat kuitenkin saavuttaa myötörajansa tietyillä reunaehdoilla [4].

Vuonna 2005 Charles D. Newhouse tutki väitöskirjassaan jatkosalueelle taivutettujen jännepunosten lisäksi jatkosalueelle taivutettujen teräshakojen toimintaa. Liitokseen sijoitetaan 180 astetta taivutettuja hakoja palkkien päihin, jotka jatkosalueella sijoitetaan limittäin. Limitettyjen hakojen väliin sijoitetaan jatkosalueen muuta raudoitusta [5]. NCHRP raportissa 322 on myös esitetty, että positiivisen taivutusmomentin vastaanottava raudoitus on mahdollista jättää rakenteesta pois ja sallia alapinnassa mahdollisesti syntyvä halkkeilu [8].

2.2 Ensimmäinen pilottikoe 1960-luvulla

Portland Cement Association Research and Development Laboratories suoritti 1960-luvulla ensimmäisen kokeen jatkuvalla esijännitetyistä palkeista koostuvalle rakennejärjestelmälle. Rakennejärjestelmän tutkimuksen taustalla on vaikuttanut esijännitettyjen palkkien suosion yleistyminen rakentamisessa ja erityisesti moottoritiesiltojen rakentamisessa Yhdysvalloissa ja Kanadassa. Tavoitteena

tutkimuksessa on ollut löytää mitoitusmenettely jälkikäteen jatkuvaksi kytketylle rakenteelle ja havainnoida sen hyötyjä siltarakentamisessa [1].

Tutkittava rakenne koostuu esijännitetyistä elementtipalkeista, jotka asennetaan yksiaukkoisina rakenneosina paikalleen, jonka jälkeen ne kytketään toisiinsa jatkuvaksi rakenteeksi. Palkkien välinen liitos tehdään poikittaisen jatkospalkin avulla. Palkkirakenteen päälle valetaan teräsbetoninen laatta. Rakenteen toiminta perustuu teräsbetonilaattaan asennettavaan negatiivisen taivutusmomentin vastaanottavaan raudoitukseen ja palkkien alapäähän tehtävään positiivisen taivutusmomentin vastaanottavaan raudoitukseen [1].

Rakenteen valamisen jälkeen rakennekoekappaleita on kuormitettu ja niistä saatavia tuloksia verrattu rakenteiden laskennallisiin kapasiteetteihin. Laskennallista tarkastelua on tehty huomioimalla jännevoiman vaikutus rakenteeseen, mutta myös huomioimatta jännevoiman vaikutukset [1].

2.2.1 PCA tutkimukset

Tutkimus oli kokonaisuudessaan moniosainen, mutta tässä luvussa keskitytään ensimmäiseen pilottikokeeseen, jossa PCA valmisti esijännitetyjä elementtipalkkeja kolmea erilaista koekappaletta varten. Betonin lujittumisen jälkeen palkit asetettiin paikoilleen tietylle etäisyydelle toisistaan. Ennen jatkosliitoksen valamista palkit toimivat rakenteellisesti yksiaukkoisina palkkeina. Jatkosliitos suoritettiin PCA:n tutkimuksessa valamalla ensimmäisenä palkkien välinen osuus ja jatkosalue. Rakenteen päälle tuleva teräsbetonilaatta valettiin ennen jatkosalueen betonin lujittumista. Teräsbetonilaatta ja elementtipalkit ankkuroitiin toisiinsa eri aikaan valettujen betonien rajapinnan läpi tulevan raudoituksen avulla. Koekappaleet olivat $\frac{1}{2}$ kokoisia täysmittaiseen rakenteeseen nähden [1].

PCA:n tuottamassa tutkimuksessa valmistettiin kokonaisuudessaan 15 kappaletta erilaisia koekappaleita, jotka jaettiin kolmeen eri ryhmään. Ensimmäisen ryhmän koekappaleita valmistettiin 3 kappaletta, jotka sisälsivät yhtä suuren määrän jännepunoksia, mutta teräsbetonilaatan teräsmäärä oli jokaisessa erilainen. Koekappaleiden teräsmäärä teräsbetonilaatoissa oli 0.83, 1.66 ja 2.49 % pinta-alasta, joka lasketaan koekappaleen poikkileikkauksen tehollisen korkeuden ja laipan leveyden perusteella. Ensimmäisen ryhmän elementtipalkeissa olevan jänneteräksen määrä kaikissa kolmessa palkissa oli 0.6 % palkin poikkileikkauksen pinta-alasta. Ensimmäisen

ryhmän koekappaleet olivat normaaleja elementtipalkkeja, jotka taivutettiin murtoon asettamalla ne keskikohdastaan tuelle ja kuormittamalla molemmista päistä yhtä suurilla voimilla [1].

Toisessa ryhmässä koekappaleita oli yhdeksän kappaletta. Yhdeksän koekappaletta jaettiin tutkimuksessa kolmeen eri ryhmään, joista jokaisessa oli jännepunosmäärältään kolme samanlaista koekappaletta. Jännepunosten määrä eri ryhmissä oli 0, 0.6 ja 0.9 % poikkileikkauksen pinta-alasta. Jokaiseen kolmen koekappaleen ryhmän versioihin sijoitettiin teräsbetoni-laattaan eriävä määrä raudoitusta, samanlaiset määrät kuin ensimmäisen ryhmän koekappaleisiin. Toiset koekappaleet muodostettiin kahdesta erillisestä elementtipalkista, jotka valettiin toisiinsa jatkosvalulla. PCA:n tuottamat toisen ryhmän koekappaleet ovat rakenteeltaan vastaavia kuin tässä tutkimuksessa toteutettavat rakennekoekappaleet [1].

Kolmantena ryhmänä PCA tuotti kolme kappaletta moniaukkoisia rakennekoekappaleita, joissa kolme esijännitettyä elementtipalkkia liitettiin toisiinsa jatkuvaksi rakenteeksi. Palkit yhdistettiin samankaltaisella jatkosvalulla kuin kahden edellisenkin ryhmän kappaleet, jossa teräsbetoni-laattaan asennettiin raudoitusta tukialueen yli. Kolmannen ryhmän koekappaleista teräsbetoni-laattaan asennettiin terästä 0.83 ja 1.66 % verran pinta-alasta, joka lasketaan tehollisen korkeuden ja palkin alapaipan leveyden mukaan. Jännepunosten määrä kolmannen ryhmän koekappaleissa oli 0.6 % palkin poikkileikkauksen pinta-alasta [1].

Tässä tarkastelussa keskitytään PCA:n toisen ryhmän koekappaleiden tarkasteluun, koska ne vastaavat suunniteltuja koekappaleita, joita valmistetaan koekuormituksia varten omassa tutkimuksessamme.

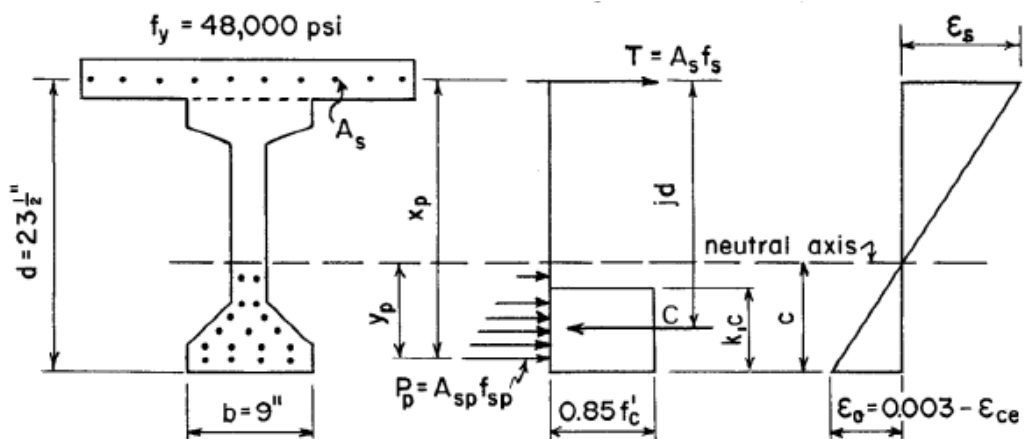
PCA:n tutkimuksessa ensimmäisen ja toisen ryhmän kuormitusjärjestelmässä koekappaleet asetettiin keskeisesti keskituella. Toisen ryhmän koekappaleilla se tarkoittaa jatkosalueen asettamista keskituella, jolloin keskituki simuloi aitoa pilaritukea. Koekappaleiden kuormitus on suoritettu ankkuroimalla koekappaleen toinen pää vetotankojen avulla kiinni lattiaan. Toista päätä kuormitettiin painamalla rakennetta alas tunkilla [1].

2.2.2 Jatkuvasi kytketyn rakenteen negatiivisen momenttikapasiteetin määrittäminen PCA-menetelmällä

PCA:n tekemässä tutkimuksessa rakenteen negatiivisen taivutusmomenttikapasiteetin laskennassa on käytetty suorakaiteen muotoista puristusvyöhykettä rakenteen alapinnassa. Teräsbetonilaatassa olevan negatiivisen taivutusmomentin vastaanottavan raudoituksen suunnitteluun hyödynnettiin jännitys-venymä-käyrää. Laskennat suoritettiin ilman esijännitysvoimien vaikutuksia ja huomioimalla esijännitysvoiman vaikutukset. Taivutusmomenttikapasiteettia tarkasteltiin tutkimuksessa myös tarkempia laskentamenetelmiä käyttäen, mutta sen ei PCA:n mukaan todettu antavan merkittäviä eroja yksinkertaisemman laskennan kanssa. Tästä johtuen tutkimuksessa tehdyt laskennat ovat yksinkertaisella menetelmällä suoritettuja [1].

Laskennassa betonin lujuutena käytetään elementtipalkin lujuutta ja ominaisuuksia betonin osalta. PCA:n tutkimuksissa elementtipalkit ja paikallavalurakenteet tehdään samalla betonimassalla, mutta elementtipalkkien lujuus on kuormitusvaiheessa kehittynyt suuremmaksi. Samaa laskennallista arvoa poikkileikkauksen kapasiteetille käytetään myös jatkosalueelle, vaikka betonin lujuus ei ole yhtä suuri elementtipalkin kanssa. Jatkosalue kuitenkin PCA:n teorian mukaisesti siirtää puristusta kahden elementtipalkin alalaipan välillä, joka on raudoituksen avulla vahvistettu. Tästä johtuen rakenteen murtumisen oletetaan aina sijoittuvan elementtipalkin puolelle [1].

Poikkileikkauksen taivutusmomenttikapasiteetti lasketaan voimatasapainon kautta koko rakennekappaleelle. Sama kapasiteetti on käytössä myös jatkosalueella. Laskenta suoritetaan PCA:n menetelmällä kuvan 2 mukaisella tavalla.



$k_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 4000$ psi, and the value of k_1 was reduced by 0.05 for each 1000 psi over 4000 psi

Fig. 4 — Rectangular Stress Block Used for Flexural Strength Calculations.

Kuva 2. PCA-menetelmän taivutusmomenttikapasiteetin laskenta [1].

Voimatasapainoparina laskennassa käytetään koekappaleen alareunassa sijaitsevaa betonin puristuspuolelta vetoresultanttia ja teräsbetonilaatassa sijaitsevan raudoituksen jännityksen vetoresultanttia. Laskennassa oletetaan, että teräsbetonilaatan tuen yli menevä raudoitus saavuttaa myötörajan ja betonin murtopuristuman arvon oletetaan olevan 0.003 promillea. Tällöin rakenteen taivutusmomenttikapasiteetti saadaan laatan raudoituksen pinta-alan, siihen kohdistuvan jännityksen ja poikkileikkauksen sisäisen momenttivarren tulona lopullinen kapasiteetti silloin, kun jännevoiman vaikutuksia ei huomioida [1].

Huomioitaessa esijännityksen vaikutukset rakenteen taivutusmomenttikapasiteettia määritettäessä jännevoiman siirtopituus oletetaan pituudeltaan nolaksi. Tämän lisäksi laskennat suoritetaan tehokkaalle esijännitykselle f_{se} 1035 MPa ja betonin murtopuristuman ollessa 0.003 promillea. Jännepunoksissa vallitseva jännitys f_{sp} voidaan laskea kaavalla 1 näiden tietojen avulla, kun vähäiset jännevoimaan liittyvät muut tekijät jätetään huomioimatta. Huomiotta jätettäviä ilmiöitä ovat esimerkiksi jännevoiman siirtopituus ja esijännityksessä aiheutuvat jännityshäviöt.

$$f_{sp} = f_{se} - (0.003 - \varepsilon_{ce}) * E_s * \frac{y_p}{c}, \quad (1)$$

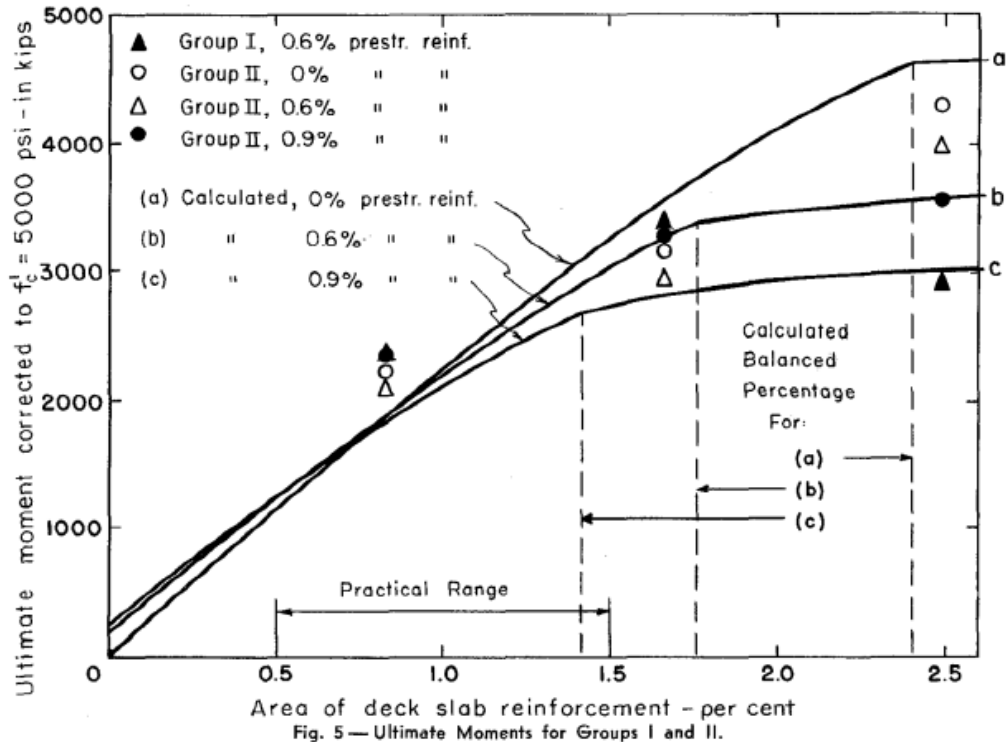
jossa ε_{ce} on betonin jännevoiman laukaisun jälkeinen puristuma, E_s jänneteräksen kimmokerroin, y_p neutraaliakselin etäisyys jännevoiman resultantista ja c neutraaliakselin etäisyys palkin poikkileikkauksen alapinnasta. Laskennassa on huomioitava, että y_p on negatiivinen neutraaliakselin yläpuolella ja positiivinen sen alapuolella. Tämän jälkeen voidaan hakea ylä- ja alareunassa vaikuttaville tekijöille voimatasapaino kaavan 2 mukaisesti.

$$T = A_s * f_{sp} = C - \sum A_{sp} * f_{sp}, \quad (2)$$

jossa C on puristusvyöhykkeen resultantti, A_{sp} on jänneterästen pinta-ala yhdellä jännepunosrivillä. Rakenteen maksimi taivutusmomenttikapasiteetti voidaan sen jälkeen laskea kaavan 3 mukaisella tavalla.

$$M_{ult} = C * jd - \sum A_{sp} * f_{sp} * x_p, \quad (3)$$

jossa x_p on jännepunosten sisäinen momenttivarsi ja jd rakenteen sisäinen momenttivarsi. Tällä menetelmällä laskettujen kapasiteettien arvot on esitelty kuvassa 3 [1].



Kuva 3. Taivutusmomenttikapasiteettien laskennalliset arvot ja koekappaleiden kuormituksista saadut arvot PCA:n tutkimuksessa [1].

Kuvasta 3 voidaan nähdä esijännityksen ja yläpinnan raudoituksen määrän vaikutus rakenteen kapasiteettiin. Kuvasta nähdään, että teräsbetoni-laatan pienemmällä rauditusmäärällä koekappaleiden todelliset kapasiteetit ovat laskennallisia arvoja parempia. Yliraudoitetuilla teräsbetoni-laatoilla nähdään osan koekappaleiden kapasiteeteista olevan laskennallisia arvoja pienempiä. Kuvasta nähdään myös, että jännevoiman vaikutus rakenteen kapasiteettiin on suurempi yliraudoitetuilla rakenteilla.

2.2.3 Teräsbetoni-laatan ja elementtipalkin välinen rajapinta

Ensimmäisen jatkuvan rakenteen koekuormitusten jälkeen PCA tutki kahden eri aikaan valetun betonin rajapinnan ominaisuuksia ja siihen kuormitettaessa vaikuttavia ilmiöitä. Suunniteltaessa betonista liittorakennetta, jossa käytetään kahta eri aikaan valettua betonia, on kyettävä varmistamaan näiden kahden osan rajapinnan kestävyys, jotta rakenne kykenee toimimaan T-poikkileikkauksena tehokkaasti. Kahden eri osan välinen liitos on rakenteeltaan oltava sellainen, että se kykenee siirtämään siihen kohdistuvia rasituksia samalla tavalla kuin kerralla valettu T-poikkileikkaus. Jos rasitukset eivät

liitoksen kautta siirry oikealla tavalla, ei rakennetta voida sanoa täydelliseksi liittorakenteeksi. PCA:n tutkimuksen toisessa vaiheessa on tutkittu tätä ilmiötä [6].

Rajapinnan liitoksessa on aikaisemmissa kokeissa käytetty elementtipalkin yläpintaan asennettuja hakoja. Kuormituksissa, joissa koekappale on murtunut taivutusmomentin seurauksena ei ole havaittu rajapinnan vaurioita. Näissä tutkimuksissa ei kuitenkaan ole tutkittu rajapinnan liitoksen maksimikapasiteettia, vaan tutkittavien rakenteiden soveltuvuutta rakentamiseen [6].

Tutkimuksessaan PCA suoritti ensin pienen mittakaavan kuormituskokeita liittämällä valmiiksi haotuksella varustettuun koekappaleeseen paikallavalurakenteena teräsbetonilaattaa simuloivan osan. Muodostetut koekappaleet käännettiin kuormituksia varten 90 astetta asetettaessa ne kuormitusjärjestelmään. Kappaleita kuormitettiin vertikaalisesti aiheuttamalla kappaleeseen laatan suunnassa aksiaalista puristusta [6].

Koekappaleiden avulla tutkittiin haotuksen ja valettavien pintojen vaikutusta liitoksen kestävyYTEEN. Tutkittavia versioita olivat esimerkiksi elementtipalkin sileä pinta, karhennettu pinta, tarttumaton pinta, sekä raudoittamaton palkin yläpinta. Tarttumaton pinta valmistettiin kokeita varten maalamalla elementtipalkkia simuloiva betonipinta silikonipohjaisella maalilla, joka estää eri aikaan valettujen betonien sitoutumisen. Erilaisten valupintojen lisäksi kokeiltiin myös elementtipalkkien yläpinnan vaarnaamista [6].

Tarttumattoman liitoksen alkuliukuman suuruuden on oltava merkittävä sen alkaessa toimia rasituksia vastaan. Elementtipalkkiin tehtävien vaarnauksien todettiin kasvattavan rasituksien suuruutta verrattuna karheaan valupintaan. Vaarnauksen selvänä haittana kuitenkin on, että rakenteen muun tartunnan on murruttava vaarnauksen toimimiseksi. Kuormitusten perusteella vaarnauksen käyttämistä rajapinnan liitoksessa ei suositella. Suositeltavaa on käyttää karhennettua betonin pintaa yhdessä rajapinnan läpi tulevan haotuksen kanssa [6].

2.2.4 PCA tutkimustulokset

Koekuormituksissa kaikki koekappaleet, joissa terästä oli sijoitettu laattaan 0.83 % saavuttivat myötörajan, ennen kuin lopullinen murto tapahtui. Myös koekappaleet, joissa teräsbetonilaatassa terästä oli sijoitettuna 1.66 % laatan pinta-alasta ja joiden palkeissa jännepunoksia oli 0-0.6 % palkin pinta-alasta saavuttivat laatan raudoituksen myötörajan

ennen lopullista murtumista. Teräsbetoni-laatan raudoituksen kasvettua 2.49 % ja palkin jännepunosten pinta-alan ollessa 0.9 % koekappaleen laatussa olevat teräkset eivät saavuttaneet myötörajaansa, vaan koekappale murtui betonin murtuessa [1].

Teräsbetoni-laattaan sijoitettavan negatiivisen taivutusmomentin vastaan ottavan raudoituksen käytännölliseksi määräksi tutkimuksessa todettiin olevan 0.5-1.5 % elementtipalkin puristuspuoleisen leveyden ja rakenteen tehollisen korkeuden tulo mukaisesta pinta-alasta. Tällainen määrä raudoitusta teräsbetoni-laatussa on käytännöllinen kaikissa rakenteissa, joissa esijännityksen toteuttavan jänneteräsmäärän ollessa 0.6 % palkin kokonaispinta-alasta. Asiaa on havainnollistettu kuvassa 3 [1].

Tutkimuksen tuloksena todetaan, että melko monessa suunnittelutapauksessa esijännityksen vaikutukset rakenteeseen voidaan jättää huomiotta, mutta ne on silti tarkastettava joissakin tutkimuksen määrittelemissä tapauksissa. Tutkimuksessa havaittiin, että laskennan mukainen esijännitysvoiman huomioiminen vastaavat kuormituskokeissa realisoituneita tuloksia. Jatkuvaksi kytketyt rakenteet ovat tutkimuksen perusteella ominaisuuksiltaan hyviä käyttötarkoituksiinsa ja niiden suunnittelu on mahdollista. Tutkimuksia on kuitenkin jatkettava momenttikestävyiden osalta [1].

Koekuormitusten aikana elementtipalkkien ja teräsbetoni-laatan välisessä rajapinnassa ei havaittu kahden eri aikaan valetun betonin välistä irtileikkautumista. Joissakin koekuormituksissa havaittiin pieniä laatan ja palkin välistä irtautumista ensimmäisen ja toisen ryhmän kokeissa, mutta käytännössä rajapinnan ylittävä raudoitusmäärä oli kaikissa koekappaleissa riittävä [1]. Kahden eri aikaan valetun betonin rajapinnan kestävyttä on tutkittu PCA:n toisessa tutkimuksessa ja sitä on käsitelty luvussa 2.2.3.

2.3 Muut selvitykset jatkuviksi kytketyille esijännitetyille rakenteille

Portland Cement Association Research and Development Laboratoriesin ensimmäisen pilottikokeen jälkeen jatkuviksi kytkettyjä esijännitetyjä rakenteita on tutkittu lisää muiden toimijoiden toimesta. Myöhemmissä tutkimuksissa, kuten Stephanie Kochin ja National Cooperative Highway Research Programin (NCHRP) toimesta tutkittu esijännitetyjen elementtipalkkien iän vaikutusta rakenteeseen. Vuonna 2005 Charles D. Newhouse tutki väitöskirjassaan erilaisten positiivisten taivutusmomentin vastaanottavien raudoitusten ominaisuuksia rakenteen jatkosalueen alareunassa.

Näiden ja muiden tutkimusten johdosta on havaittu uusia johtopäätöksiä rakenteen toimintaan ja suunnitteluun liittyen.

Rakenteen virallisia suunnitteluohjeita on esitetty AASHTO LRFD Bridge-Design Specificationissa, joka julkaistu vuonna 2012. Rakenteen suunnittelussa on hyödynnettävä virallisia suunnitteluohjeita, koska eri tutkimukset esittävät eriäviä mielipiteitä rakenteen suunnitteluun liittyen. Tässä luvussa käsitellään myös T-poikkileikkauksen teräsbetonilaatan toimivan leveyden määrittämiseen käytettävää eurokoodin ohjeistusta ja kahden eri aikaan valetun betonin rajapinnan mitoittamiseen liittyvää mitoittamista.

2.3.1 Positiivisen taivutusmomentin vastaanottaviin liitosratkaisuihin liittyvät tutkimukset ja suunnitteluohjeet

Myöhemmissä tutkimuksissa PCA:n kehittämää laskentamallia on verrattu muihin kehitettyihin laskentamalleihin. Vertailujen pohjalta on tultu siihen tulokseen, että PCA-menetelmä arvioi rakenteeseen kaikista konservatiivisimmat positiiviset taivutusmomentit. Syy konservatiivisille tuloksille on virumaluvun arvioiminen arvoon 2.0. Analyttisen tutkimuksen perusteella paremman tarkkuuden antava virumaluvun suuruus on 1.35, jolloin PCA-menetelmästä saatavat tulokset vastaavat paremmin muiden laskentamenetelmien tuloksia [7].

Laskentaohjelmistolla tehtävän simuloinnin perusteella on väitetty, että jatkosalueen positiivisen taivutusmomentin vastaanottavalla raudoituksen määrällä ei ole suurta vaikutusta tuelle kohdistuvan taivutusmomentin suuruuteen, koska rakenteen alapinta on negatiivisen taivutusmomentin vaikuttaessa puristusvyöhykkeessä. Tästä johtuen rakenteella on pieni vaikutus rakenteen jäykkyyteen taivutusta vastaan [8].

Positiivisen taivutusmomentin vastaanottavasta raudoituksesta ei todeta olevan rakenteellista hyötyä jatkosliitoksessa. Ajasta riippuvien tekijöiden aiheuttama positiivinen taivutusmomentti aiheuttaa usein jatkosvalun alapintaan halkeamia, joita voidaan rajoittaa positiivisen taivutusmomentin vastaanottavalla raudoituksella halkeamien ollessa pieniä. Jatkosalueelle muodostuvat halkeamat on saatava sulkeutumaan, ennen kuin jatkosalueelle muodostetaan negatiivista taivutusmomenttia. Jatkosalueen alapinnan raudoitus kasvattaa siis jonkin verran rakenteen kykyä siirtää rasituksia, mutta kasvattaa samalla keskikentän positiivisen taivutusmomentin resultanttia. Vaikka jatkosliitokseen ei sijoitettaisi positiivista raudoitusta, liitos asettuisi tasapainoon kasvavien positiivisten taivutusmomenttien johdosta. Tutkimuksessa todetaankin, että positiivisella raudoituksella ei ole hyötyä rakenteen taipuman

muodostumiselle. Positiivisen taivutusmomentin vastaanottavan raudoituksen huomautetaan olevan kallis, aikaa vievä ja vaikeasti toteutettava rakenneosaa [8].

Charles D. Newhouse on vuonna 2005 väitöskirjassaan tutkinut kahta erilaista positiivisen taivutusmomentin vastaanottavaa liitosmallia. Näistä toinen perustuu jatkosvaluun taitettuihin jännepunoksiin ja toinen jatkokseen sijoitettaviin 180 astetta taivutettuihin raudoitushakoihin. Näiden kahden liitosversion lisäksi valmistettiin liitos, jossa ei ollut positiivista taivutusmomenttia vastaanottavaa raudoitusta. Rakenteen tarkoituksena oli selvittää negatiivisen momentin suuruus, joka synnyttää ensimmäisen halkeaman [5]. Liitostyyppin ongelmaksi on todettu muodostuvan erittäin ahtaaksi sijoittuva raudoitus liitoksessa. Joissakin tapauksissa taivutetut raudoitteet ja punokset ovat kiinni toisissaan, jolloin niiden väliin jää erittäin vähän vapaata tilaa. Ongelman ei ole kuitenkaan kuormituskokeissa todettu vaikuttavan merkittävästi rakenteeseen. Liitoksella on tiheästä raudoituksesta huolimatta riittävästi kapasiteettia siihen kohdistuvia kuormituksia vastaan [9].

Koekuormituksista saadun tiedon perusteella molemmat raudoitetut liitostyyppit käyttäytyivät kuormituksen alla hyväksyttävällä tavalla. Koekappale, jossa positiivista taivutusmomenttia vastustivat 180 astetta taivutetut raudoitushaarat, käyttäytyivät kuormituksen alla hieman jäykemmin verrattuna taitetuilla jännepunoksilla varustettuun versioon. Syklisen kuormituksen aikana jännepunosversiossa alkoi esiintyä halkeamien laajenemista huomattavasti enemmän kuin haoituksella varustetussa versiossa. Tästä johtuen rakenteissa suositellaan käytettäväksi haoituksella varustettuja versioita [5]. On huomattu, että taivutettujen jännepunosten muodostama liitos on helpommin toteutettavissa työmaan olosuhteissa kuin taivutettujen raudoitusten liitos. Tämä johtuu siitä, että punosten päät ovat taipuisia ja käsin liikuteltavissa liitosta tehdessä [9]. Liitoksen tekemisen helpottamiseksi jännepunosten päät voidaan Newhousen väitöskirjan mukaan taivuttaa jo elementtitehtaalla ennen palkkien toimittamista työmaalle. Punokset taivutetaan 90 asteen kulmaan ilman, että niitä lämpökäsitellään [5]. Taivutettujen raudoitteiden liitoksessa haarat on sijoitettava epäsymmetrisesti toisiinsa nähden vastakkaisissa palkeissa, joka aiheuttaa raudoitteissa epäsymmetrisiä rasituksia. Joissakin tapauksissa ongelma on ratkaistu käyttämällä leveämpää jatkosvalua [9].

Newhousen väitöskirjassa suositeltava rakenneratkaisu on sijoittaa elementtipalkkien päät jatkosvaluun niin, että niitä ei upoteta jatkosalueen jatkospalkkiin. Rakenneratkaisua perustellaan siksi, että palkkien päiden upottaminen ei varsinaisesti

kasvata poikkileikkauksen kapasiteettia. Lisäksi palkin kiertyessä sen epäillään aiheuttavan poikkileikkauksen lohkeamisen. Tästä johtuen Newhousen tutkimuksessa oletetaan saavutettavan riittävä kestävyys, kun palkkien päitä ei upoteta jatkosvaluun [5]. Suosituksena tälle rakenteelle on kehoitettu käyttämään palkin ja jatkosvalun rajapinnassa materiaalia, joka kestää rakenteen muodonmuutokset [5].

National Cooperative Highway Research Program on raportissaan 519 huomannut, että jatkosliitoksen palkkien päiden ulkopuolelle sijoitetut haat eivät vaikuta rakenteen toimintaan, ennen kuin palkin ja liitosvalun rajapinta irtautuu toisistaan. Ennen tätä raudoituksissa ei havaita juuri ollenkaan rasituksia. Rajapinnan murtuessa jatkosvalussa oleva raudoitus vastustaa vinosti muodostuvien halkeamien syntymistä jatkosalueelle ja mahdollistaa rakenteen taipumisen. Palkkien päiden upottaminen rakenteeseen sanotaan olevan edellytys jatkosvalussa olevien hakojen toiminnalle niiden mahdollistaessa rakenteen taipumisen [9]. Palkkien upotus siis parantaa positiivisen taivutusmomentin vastaanottavan liitoksen toimintaa rakenteessa [10]. Tältä osin raportti ja suunnitteluohje eroaa Newhousen väitöskirjan väitteistä palkkien päiden upottamiseen liittyen.

Positiivisen taivutusmomentin tuella vastaanottavan raudoituksen kapasiteetin suuruudeksi on monissa tapauksissa määritetty $1.2 \cdot M_{cr}$, jossa M_{cr} on jatkosliitoksen halkeaman muodostumiseen tarvittavan momentin suuruus [5]. On kuitenkin huomattu, että kyseisen kapasiteetin tarjoaminen liitokseen ei ole tehokas tapa. Jos kuitenkin huomataan liitoksen tarvitsevan näin suuri kapasiteetti, on se helpointa toteuttaa mahdollisimman nuoria palkkeja käyttämällä niin, että osa kutistumasta ja virumasta ehtii tapahtumaan ennen jatkosliitoksen tekemistä [9].

Positiivisen taivutusmomentin suunnitteluun on luotu suunnitteluohje AASHTO LRFD Bridge-Design Specifications vuonna 2012. Ohjeen mukaan taivutetut jännepunokset tulee ankkuroida jatkosliitokseen taivuttamalla ne 90 asteen kulmaan tai tarjoamalla punoksille riittävän suuri tartuntapituus suunnitteluohjeen määräämällä tavalla. Punosten tulisi ohjeistuksen mukaan ulottua ainakin 200 millimetriä elementtipalkin päästä, ennen kuin niitä taivutetaan [10].

2.3.2 Rakenteen valujärjestys ja elementtipalkkien iän vaikutus

Rakenteeseen kohdistuvien pakkovoimien suuruudet riippuvat suuresti esijännitettyjen elementtipalkkien iästä ja koosta, jatkosliitoksen ja teräsbetonilaatan laadusta ja

valamisen ajankohdasta, elementtipalkkien sijainnista, sekä jännepunosten määrästä. Nämä tekijät vaikuttavat siihen kuinka suuret positiiviset taivutusmomentit rakenteeseen muodostuvat. Rakenteen kokonaisvaltaista aikataulutusta ei PCA:n ensimmäisissä tutkimuksissa ole käsitelty, mutta myöhemmin tehdyissä tutkimuksissa aihetta on käsitelty enemmän ja huomattu sen vaikuttavan rakenteen toimintaan. Tässä luvussa käsitellään eri tutkimuksissa selville saatuja ilmiöitä.

Eri aikaisesti valettuja jatkosliitoksia ja teräsbetonilaattaa on tutkittu useammassa eri tutkimuksessa. Näiden tutkimusten tarkoituksena on ollut selvittää, miten eri aikaan suoritettujen rakenteellisten osien valmistaminen vaikuttaa valmiin rakenteen toimintaan. Vaikutuksia on tutkittu Nebraska-Lincolnin yliopistossa, Stephanie Kochin ja NCHRP:n toimesta.

Nebraska-Lincolnin yliopistossa on tutkittu rakenneosien valmistamisen vaikutuksia seuraavalla tavalla kokeellisella tutkimuksella. Ensimmäisessä versiossa valetaan ainoastaan jatkosliitos, toisessa tapauksessa jatkosliitos ja laatta valetaan samanaikaisesti ja kolmannessa vaiheessa laatta valetaan jatkosliitoksen jälkeen [3].

Ensimmäisessä tapauksessa jatkosliitokset valettiin 14, 28, 56 ja 120 päivän ikäisille palkeille. Sadan kahdenkymmenen päivän ikäinen elementtipalkki ei ole rakentamisen kannalta järkevä ratkaisu, mutta esimerkiksi talven yli säilytettävät palkit voivat saavuttaa kyseisen iän ennen asennusta. Tutkimuksessa huomattiin, että 14 päivän ikäisille palkeille tehty jatkosliitos saavuttaa halkeaman syntymiseen tarvittavan ajasta riippuvien tekijöiden aiheuttaman taivutusmomentin lähes puolet nopeammin kuin 28 päivän ikäisille palkeille tehty liitos. Palkin korkeus vaikuttaa myös aikaan, joka vaaditaan halkeaman muodostumiseen tarvittavan momentin syntymiseen. Korkeamman profiilin omaava palkki saavuttaa edellä mainitun arvon hitaammin. Ensimmäisessä tapauksessa tultiin tulokseen, että jatkosliitosta ei tulisi valaa ennen kuin palkin ikä on 14 päivää, mutta jatkos olisi valettava viimeistään palkin ollessa 28 päivän ikäinen [3].

Toisessa vaiheessa jatkosliitos ja laatta valettiin samanaikaisesti. Tällöin rakenteeseen muodostuu viruman ja kutistuman vaikutuksesta negatiivista taivutusmomenttia, jonka suuruus on riippuvainen siitä, kuinka vanhoja elementtipalkit ovat. Tutkimuksessa havaittiin negatiivisen taivutusmomentin arvon kasvavan palkkien iän kasvaessa. Rakenteeseen voi mahdollisesti muodostua pitkän ajan kuluessa positiivista taivutusmomenttia, mutta sen suuruus ei ole suurempi kuin halkeaman muodostumiseen

tarvittava momentti. Rakenteesta voidaan todeta, että se ei vaikuta suuresti elementtipalkkien toimintaan [3].

Kolmannessa vaiheessa rakenne valetaan kolmessa eri vaiheessa. Elementtipalkkien jälkeen valetaan jatkosvalu aikaisintaan 28 päivän ikäisenä, ja tämän jälkeen laatta aikaisintaan 7 päivän kuluttua jatkosvalusta. Rakenteeseen muodostuu positiivista taivutusmomenttia jatkosvalun lujituessa, mutta muodostuvat momentit ovat suuruudeltaan pieniä. Laatasta aiheutuva paino aiheuttaa rakenteeseen negatiivista taivutusmomenttia, joka kasvaa ajasta riippuvien tekijöiden vaikutuksesta. Tämän taivutusmomentin suuruus on enemmän kuin kaksi kolmasosaa taivutusmomentista, joka muodostuu omasta painosta ja hyötykuormista. Rakenteen suurin ongelma on negatiivisen taivutusmomentin vastustaminen. Ainoa momenttia vastustava rakenne on jatkosalueen mekaaninen liitos [3].

Michael D. McDonagh ja Kevin B. Hinkley ovat tutkimuksessaan käsitelleet jatkuvaksi tehtyjen jännitettyjen rakenteiden jatkuvuuden menetystä rakenteen eliniän aikana. Rakenteen ikään vaikuttavat elementtitehtaiden aikataulut, siltatyömaan koko ja toteutuvat työmaan aikataulut rakenteiden asentamisessa. Tästä syystä on tärkeää tunnistaa iän vaikutukset rakenteeseen kohdistuvien rasitusten syntymiseen [11]. Jatkuvuuden menetyksellä on tarkoitettu rakenteen kykyä siirtää rasituksia tuen yli. Tutkimuksen tuloksena on havaittu, että 30 päivän iässä muodostettu jatkuvuus rakenteeseen menettää elinikänsä aikana yli 60 prosenttia jatkuvuudestaan. Kuudenkymmenen päivän ikäisenä muodostettu jatkuvuus menettää jatkuvuudestaan 30-40 prosenttia riippuen käytettävästä elementtipalkista. Vanhin tutkittu rakenne muodostettiin palkkien ollessa 90 päivän ikäisiä. Tämän rakenteen kohdalla havaittiin, että se menettää jatkuvuudestaan vain murto-osan ja lähes 100 prosentin jatkuvuus on saavutettavissa [11].

Vuonna 1989 NCHRP tuottamassa tutkimuksessa jatkuvaa rakennetta tutkittiin tietokoneanalyysien avulla. Tutkimuksessa simuloitiin eri aikaan valettujen betonien iän vaikutusta syntyvien rasitusten suuruuteen. Simuloinnissa rakenteisiin sijoitetaan erilaisia määriä raudotteita vastaanottamaan negatiivista ja positiivista taivutusmomenttia. Tutkimuksessa tehtävien analyysien perusteella oletetaan elementtipalkin iän vaikuttavan kaikista eniten liitokseen muodostuvien rasitusten suuruuteen. Muodostuvien rasitusten suuruus riippuu eri aikaan valettujen betonien ajasta riippuvien tekijöiden vaikutuksiin, kuten betonin kutistuman ja viruman eri

vaiheisiin. Simuloinnissa pienimpänä palkin ikänä käytetään 67 päivää, koska tällöin suurin osa sen kutistumasta on ehtinyt tapahtumaan [8].

Koekappaleiden jatkuvuuden luomisessa valujärjestystä tutkittiin valamalla jatkosvalu ja teräsbetoni-laatta samanaikaisesti, laatta ennen jatkosvalua, sekä jatkosvalu ennen laatan valua. Simuloinnin tuloksena saatiin, että valamalla jatkosvalu ennen laattaa rakenteeseen syntyvät rasitukset vastaavat suuruudeltaan samanaikaisesti valettujen koekappaleiden rasituksia. Liitoksessa voidaan havaita hieman suurempia negatiivisia taivutusmomentteja, jotka aiheutuvat laatan omasta painosta. Rakenne pienentää myös tuelle kohdistuvien positiivisten taivutusmomenttien suuruutta, mutta riski jatkosalueen halkeilulle on suurempi. Versiossa, jossa teräsbetoninen laatta valetaan ensin, voidaan pienentää rakenteeseen muodostuvia negatiivisia momentteja ja laatan poikittaisia halkeamia. Hyötykuormien alkaessa vaikuttaa rakenteeseen muodostuvien rasitusten resultantit ovat kuitenkin suurempia. Tuloksista havaitaan myös, että muodostuvat rasitukset ovat suurempia kuormitettaessa nuorempia rakenteita. Tutkimuksen lopputuloksena voidaan pitää, että jatkuvan rakenteen toiminnan edellytykset riippuvat suuresti rakenteiden iästä ja laskennassa käytettävästä virumaluvun arvosta. Suosituksena tutkimuksessa on valaa jatkosvalu ja laatta samanaikaisesti [8].

2.3.3 Negatiivisen taivutusmomentin vastaanottava raudoitus

Aikaisemmissa tutkimuksissa on keskitytty teräsbetoni-laatan raudoituksen määrään ja sen vaikutuksista rakenteen toimintaan ja kapasiteettiin. Esimerkiksi PCA tuotti 1960-luvulla pilottikokeen, jossa raudoituksen määrän vaikutuksia rakenteen toimintaan selvitettiin. Tutkimuksessa ei käsitelty teräsbetoni-laattaan sijoitettavien jatkosalueen ylittävien raudoitusten tartuntapitouksia. Vuonna 2012 julkaistu suunnitteluohje antaa ohjeistuksen terästen tartuntapitouksille.

Vuonna 2012 julkaistu AASHTO LRFD Bridge-ohjeistus käsittelee jatkuvaksi kytkettyjen elementtipalkkien suunnittelua ja antaa suunnittelulle raja-arvoja. Käytettäessä negatiivisen taivutusmomentin raudoituksena teräsbetoni-laattaan sijoitettavaa pitkittäistä raudoitusta, on sen ankkurointipitouksien täytettävä seuraavat ehdot. Raudoituksen on ankkuroiduttava sellaiselle alueelle laatussa, joka on puristusvyöhykkeessä hyötykuormien vaikuttaessa rakenteeseen. Ankkurointipitouden on tällä alueella oltava vähintään liittopoikkileikkauksen tehollisen korkeuden, $12x$ raudoitteen halkaisijan tai $0.0625x$ jännevälän suuruinen [10].

2.3.4 Laatan toimiva leveys ja poikittainen raudoitus

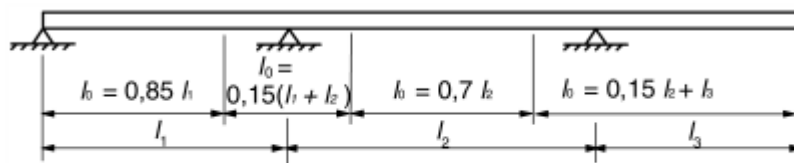
Laatan toimivan leveyden alueella vaikuttavat jännitykset voidaan olettaa tasan jakautuneiksi. Toimivaan leveyteen vaikuttavat rakenteen uuman ja laatan mitat, rakenteen jännemitta, poikittaisraudoitus ja rakenteen tukiehdot. Laatan toimiva leveys määritetään standardin EN 1992-1-1 mukaan kaavalla

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b, \quad (4)$$

jossa b_w on uuman paksuus ja $b_{eff,i}$ on laipan toimiva leveys, joka lasketaan kaavalla

$$b_{eff,i} = 0,2 * b_i + 0,1 * l_o \leq 0,2 * l_o, \quad (5)$$

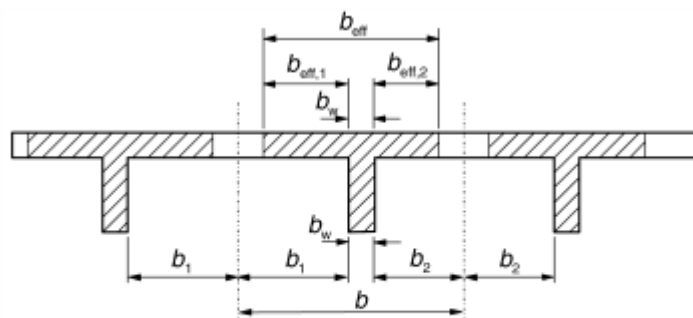
jossa b_i on toisen puolen laipan osan kokonaisleveys ja l_o rakenteen taivutusmomentin nollakohtien välinen etäisyys, joka riippuu tukiehdoista kuvan 4 mukaisella tavalla [12].



Kuva 5.2 Laipan toimivan leveyden laskemiseen käytettävän mitan l_o määrittelmä

Kuva 4. Laatan toimivan leveyden taivutusmomentin nollakohtien välinen etäisyys [12].

Kaavoissa ilmenevät laippojen mitat mitataan kuvan 5 mukaisella tavalla.



Kuva 5.3 Laipan toimivan leveyden parametrit

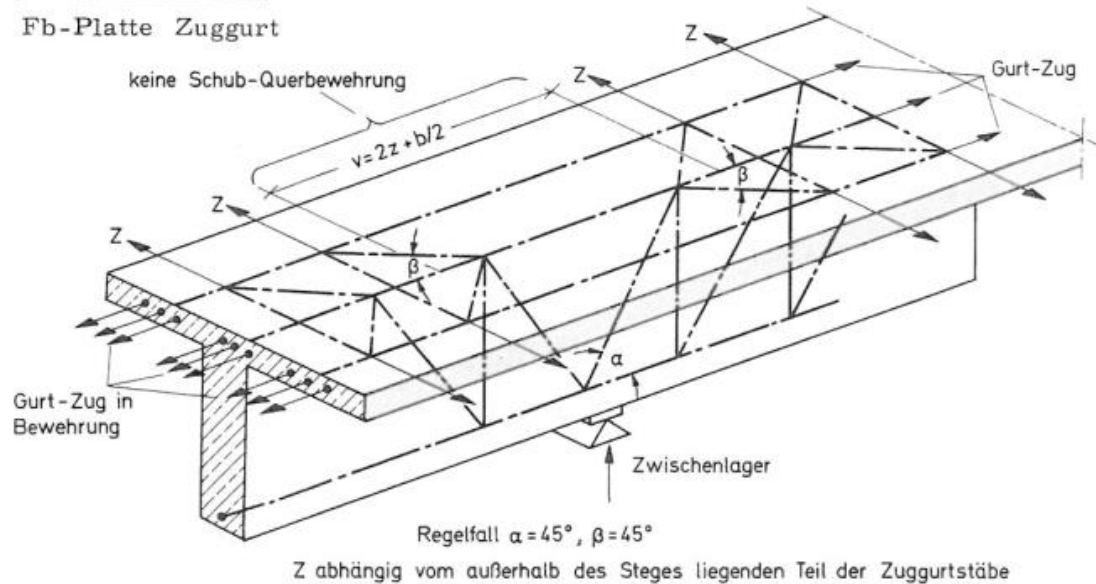
Kuva 5. Laipan toimivan leveyden mukaiset mitat [12].

Teräsbetoni-laatan leikkauslujuutta voidaan tarkastella betonisten puristussauvojen ja poikittaisen raudoituksen muodostamana ristikkorakenteena [12]. Keskeisellä tuella

olevan T-poikkileikkauksen rakenteen laattaan muodostuva ristikkorakenne voidaan määrittellä saksalaisen Vorlesungen über Massivbau mukaisesti. Ristikkomallin kehittymistä on havainnollistettu kuvassa 6 [13].

Zwischenaufleger

Fb-Platte Zuggurt



Kuva 6. Betonilaatan puristussauvojen ja poikittaisen raudoituksen muodostama ristikkomalli T-poikkileikkausrakenteeseen keskeisellä tuella [13].

Kuvasta nähdään, että puristusristikon sijaintiin vaikuttaa rakenteen sisäisen momenttivarren suuruus. Betonin puristussauvojen ja poikittaisen raudoituksen muodostama ristikko voidaan sijoittaa rakenteessa kohtaan, jossa tukipisteen kohdalta 45 asteen kulmassa alapinnan raudoituksesta laatan pitkittäisen raudoitukseen vedetyn janan osoittamaan pisteeseen. Laatan betonin puristussauvojen muodostumiskulmana voidaan käyttää 45 asteen suuruutta. Tunnettaessa raudoituksessa vaikuttavan voiman resultantin suuruus tietyssä kohdassa, voidaan poikittaiseen raudoitukseen vaikuttava voima ratkaista muodostuvasta ristikosta. Muodostuvan kuormituksen jakautuminen rakenteeseen voidaan määrittää kuvassa havaittavalla tavalla sijoittamalla kolmiot tietyille etäisyydelle toisistaan [13].

Kuvasta nähdään, että tukialueella ei vaikuta poikittaisia rasituksia. Tästä johtuen tukialueelle ei tarvitse sijoittaa yhtä paljon poikittaista raudoista. Tämän alueen laajuus voidaan laskea kaavalla

$$v = 2 * z + \frac{b}{2}, \quad (6)$$

jossa z on rakenteen sisäinen momenttivarsi ja b laatan leveys [13].

Standardin EN 1992-1-1 mukaan pituussuuntainen leikkausjännitys voidaan laskea yhdellä puolen uumaa kaavalla

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f * \Delta x}, \quad (7)$$

jossa h_f on laatan paksuus, Δx tarkastelupituus, jonka arvona voidaan käyttää puolta momentin nollakohdan ja maksimipisteen välisestä etäisyydestä. Kaavassa ΔF_d normaalivoiman muutos laatussa tarkastelupituudella.

Poikittaisraudoituksen alaksi pituusyksikköä kohden voidaan määrittää kaavalla

$$\frac{A_{sf} * f_{yd}}{s_f} \geq v_{Ed} * \frac{h_f}{\cot(\theta_f)}, \quad (8)$$

jossa A_{sf} on poikittaisen raudoituksen pinta-ala, f_{yd} raudoituksen mitoituslujuus. Mitoitusehdossa olevan θ_f arvo määritetään kaavojen 9 ja 10 mukaisesti laatan rasituksesta riippuen [12].

$$1,0 \leq \cot(\theta_f) \leq 2,0 \quad \text{puristuslaipoissa} \quad (9)$$

$$1,0 \leq \cot(\theta_f) \leq 1,25 \quad \text{vetolaipoissa} \quad (10)$$

Laipan vinon puristumurron estämiseksi mitoituksessa oletetaan seuraavan ehdon täyttyvän

$$v_{Ed} \leq v * f_{cd} * \sin(\theta_f) * \cos(\theta_f). \quad (11)$$

Pituussuuntaisen leikkausjännityksen ollessa enintään $k * f_{ctd}$, missä kertoimen k arvona käytetään 0,4 ja jossa f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo. Tässä tapauksessa poikittaista raudoitusta ei tarvitse lisätä [12].

2.3.5 Eri aikaan valettavien betonien rajapinnan mitoitus

Eri aikaan valettujen betonien rajapinnan leikkausjännityksen oletetaan täyttävän seuraavan ehdon

$$v_{Edi} \leq V_{Rdi}, \quad (12)$$

Missä v_{Edi} on rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen mitoitusarvo, joka voidaan laskea kaavalla

$$v_{Edi} = \beta * \frac{V_{Ed}}{z * b_i}, \quad (13)$$

jossa β on uuden betonin jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde, V_{Ed} on rakenneosan leikkausvoima, z poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi ja b_i rajapinnan leveys. Rajapinnan leikkauskestävyyden arvo lasketaan kaavalla

$$V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) \leq 0,5 * v * f_{cd}, \quad (14)$$

jossa f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoituslujuus, sekä c ja μ ovat rajapinnan karheuteen liittyviä kertoimia. Karhealle pinnalle, jossa pintaan on 40 millimetrin välein tehty 3 millimetriä syvä karhennus kertoimen arvot ovat c :lle 0,4 ja μ :lle 0,7. Rajapinnan leikkauskestävyyden kaavassa σ_n on rajapintaan kohdistuva ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys. Jännityksen ollessa vetoa, sen arvo on negatiivinen ja tulon $c * f_{ctd}$ arvo on nolla. Kaavassa kertoimen α on kulman arvo, joka rajoitetaan välille 45-90 astetta ja v lujuuden pienennyskerroin. Kaavassa ρ määritellään kaavalla

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}, \quad (15)$$

missä A_s on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen pinta-ala ja A_i on rajapinnan pinta-ala.

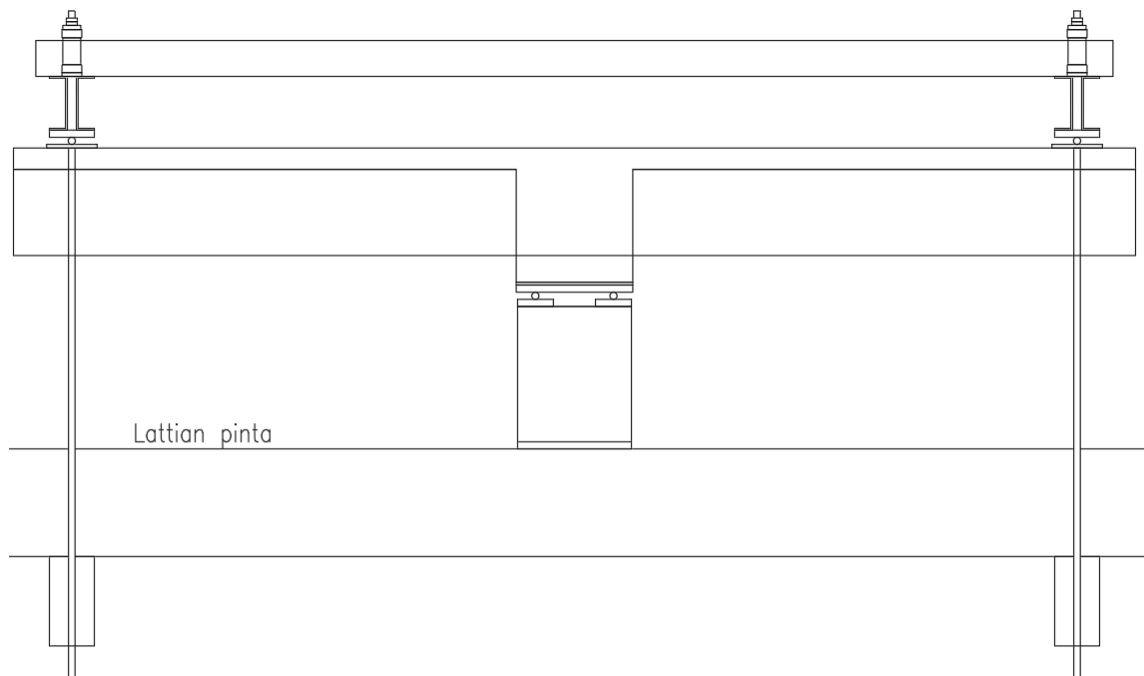
Betonien väliselle rajapinnalle voidaan karhean pinnan kertoimien lisäksi käyttää hyvin sileälle ja sileälle pinnalle määritettyjä kertoimia. Näille pinnoille kertoimien arvot ovat pienempiä kuin karhealle pinnalle. Rajapinta voidaan myös vaarnata, jolloin kertoimien arvot kasvavat [12].

3. KOEKAPPALEET JA KOEJÄRJESTELYT

Tutkimusta varten valmistettiin Betsetin Kyyjärven elementtitehtaalla 16 kappaletta elementtipalkkeja. Rakenteen toimintaan liittyviä mittauksia suoritettiin elementtitehtaalla ja yliopiston laboratoriossa. Tässä luvussa käsitellään tutkimuksessa käytettäviä mittalaitteita ja mittaustapoja, koekappaleiden valmistamista ja raudoituksia, valutapahtumia, betonin lujuuden kehityksen seuraamista, koejärjestelyiden valmistelua, sekä koejärjestelyyn tehtäviä rakenteellisia muutoksia.

3.1 Suoritettava tutkimus

Tutkimuksessa kaksi elementtirakenteista palkkia kytetään toisiinsa jatkuvaksi rakenteeksi. Palkkien pituudet ovat 3000 millimetriä ja niiden poikkileikkauksen koko on 280x480 millimetriä. Palkkien kytkeminen toisiinsa suoritetaan jatkosliitoksen avulla, jonka välityksellä rakenne pystyy siirtämään kuormituksesta aiheutuvia rasituksia tukialueen yli. Tuen yli rasituksia siirtävä rauditus sijoitetaan rakenteen päälle valettavaan teräsbetonilaattaan. Valmiin koekappaleen pituus on 6250 millimetriä. Rakenteen kuormitusjärjestelmää on havainnollistettu kuvassa 7.



Kuva 7. Valmis kuormitusjärjestelmä.

Kuvasta nähdään, että koekappale on liitosalueeltaan laakeroidun tuen varassa. Tuki toimii pilaritukea vastaavana rakenteena kuormituskokeissa. Rakennetta kuormitetaan

kuvan mukaisesti sen molemmista päädyistä lattian alle sijoitettujen voimantuottoyksiköiden avulla. Kuormituskokeiden tarkoituksena on selvittää rakenteen negatiivisen momenttikapasiteetin suuruus ja verrata tuloksia laskennallisiin arvoihin, sekä havainnoida rakenteen kuormituksessa muita ilmeneviä ilmiöitä. Tutkimuksessa koekappaleiden koekuormitukset jaetaan kahteen eri vaiheeseen. Molemmissa vaiheissa kuormitetaan neljä koekappaletta.

3.2 Mittalaitteet

Mittalaitteilla seurataan elementtitehtaalla ja koekuormitusten aikana rakenteessa tapahtuvia siirtymiä ja rakenteen muodonmuutoksia. Tässä luvussa esitellään tutkimuksessa käytettäviä mittalaitteistoja. Mittalaitteiden varsinaiset sijainnit ja tarkemmat tilannekohtaiset tarkoitukset on esitetty myöhemmissä luvuissa.

3.2.1 Demec-mittaus

Tutkimuksessa suoritettava demec-mittaus suoritetaan elementtitehtaalla muottien purkamisen jälkeen, ennen jännevoiman laukaisua, sekä jännevoiman laukaisun jälkeen. Mittapisteet sijoitetaan elementtipalkkien venymätankojen mittapisteiden kanssa samaan kohtaan. Demec-mittauksella tutkitaan elementtipalkkien kokoonpuristumista jännevoiman laukaisun vaikutuksesta.

Tutkittavalle pinnalle liimataan kaksi metallinastaa 200 millimetrin etäisyydelle toisistaan. Liimattavien metallinastojen keskellä on kolot varsinaisen mittalaitteen asettamista varten. Tätä varten on kehitetty oma erityinen työkalu, jolla molemmat nastat voidaan asentaa samanaikaisesti. Nastojen liimaamisen jälkeen niiden välinen etäisyys mitataan demec-mittalaitteella.

Mittalaitteena käytettiin Mastradin demec-mittaria. Demec-mittalaite kalibroidaan ennen ja jälkeen suoritettavia mittauksia vertailutangon avulla. Vertailutangossa on kaksi mittakoloa 200 millimetrin etäisyydellä toisistaan, johon mittalaitteen piikit kohdistetaan. Vertailutulos kirjataan ylös mittauksen alku- ja loppuvaiheessa. Varsinaisten mittapisteiden etäisyyksiä verrataan lähtöarvoon ja näiden arvojen erotukseen lisätään vertailutankojen tulosten keskiarvo. Demec-mittaus ei ilmoita nastojen välistä etäisyyttä, vaan mittalaitteesta saatu tulos on kerrottava sille ominaisella demec-kertoimella. Käytetyn mittalaitteen kertoimen arvoksi on ilmoitettu 0,00000802.

3.2.2 Mittakellot

Tässä tutkimuksessa mittakelloja käytetään elementtitehtaalla jännevoiman laukaisun yhteydessä palkin jännepunoksen liukuman mittaamiseen, koekuormituksissa koekappaleen siirtymien mittaamiseen ja teräsbetonisen laatan muodonmuutoksien tarkkailuun koekuormitusten toisessa vaiheessa.

Tutkimuksessa käytettiin mittauspituudeltaan erilaisia mittakelloja. Mittauspituudella tarkoitetaan käytännössä mittakellon kokoa. Tutkimuksessa käytettäviä mittakelloja olivat 50, 150 ja 300 millimetrin mittakellot. Mittakellojen mittaustarkkuus on sitä parempi, mitä pienempi mittakello on kyseessä. Suurempia 300 millimetrin mittakelloja käytettiin koekappaleen siirtymien mittaamiseen koekuormituksissa koekappaleen päädyissä ja 150 millimetrin mittakelloja koekappaleen keskialueen siirtymien mittaamiseen. Pienempiä 50 millimetrin mittakelloja käytettiin teräsbetonilaatan muodonmuutoksien mittaamiseen. Mittakelloja käytettäessä on huomioitava, että jokaisella mittakellolla on omakohtainen kalibrintikerroin. Kalibrintikerroin on syötettävä käytettävään mittausohjelmaan.

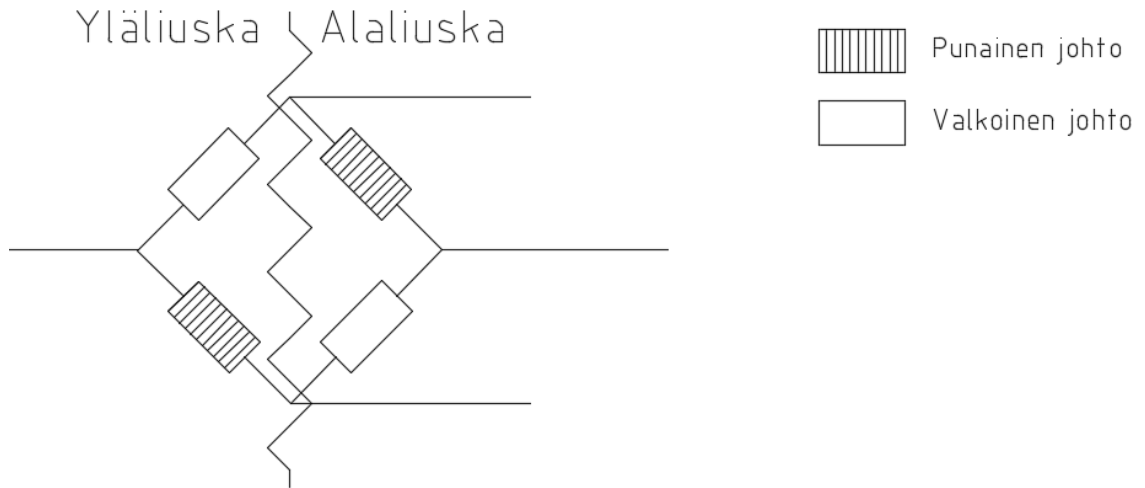
3.2.3 Venymäliuskat

Tutkimuksessa rakenteeseen sijoitetaan venymäliuskoja, joita tutkimuksessa on käytössä kahta erilaista versiota. Rakenteen raudoitteisiin sijoitetaan kaksiaksiaalisia venymäliuskoja ja betonipinnoille yksiaksiaalisia. Venymäliuskojen avulla seurataan rakenteessa tapahtuvia muodonmuutoksia elementtipalkkien valmistamisen yhteydessä ja koekappaleiden koekuormituksissa.

Koekappaleiden betonipintaan liimataan yksiaksiaalisia venymäliuskoja, jotka ovat malliltaan Kyowan KC-70-120-A1-11L1M2R liuskoja. Liuskat mittaavat koekappaleen venymiä yhdessä suunnassa. Yksiaksiaalisia venymäliuskoja sijoitetaan koekappaleeseen enimmillään 4 kappaletta jokaista koekuormitusta varten. Liuskojen liimaaminen suoritetaan valmistajan ohjeen mukaan CC-35 tyyppin pikaliimalla.

Tutkimuksen tärkeimmät mittalaitteet ovat kaksiaksiaaliset venymäliuskat, joita sijoitetaan rakenteessa oleviin raudoituksiin mittaamaan rakenteessa ja raudoituksessa tapahtuvia muodonmuutoksia. Käytettävät kaksiaksiaaliset venymäliuskat ovat Kyowan KFGS-2-120-D16-11 L1M2S mallin liuskoja. Kaksiaksiaalisia liuskoja kiinnitetään kaksi kappaletta jokaiseen mittapisteeseen. Liuskat liimataan harjateräksiin tehtyihin liimauskohtiin teräksen molemmin puolin. Liuskan liimaamiseen sopivia liimoja

valmistajan ohjeen mukaisesti ovat CC-33a ja EP-340 tyyppin pikaliimat. Kaksiakseliset liuskat yhdistetään toisiinsa täyssiltakytkennällä, jota on esitetty kuvassa 8. Täyssiltakytkennällä saavutetaan lämpötilakompensaatio liuskan johtimien välille.



Kuva 8. Kaksiakselisten venymäliuskojen täyssiltakytkentä.

Kuvasta 8 nähdään, kuinka yhdistetyt liuskojen johtimet kytketään. Kaksiakselisten venymäliuskojen mittapisteitä on sijoitettu rakenteeseen esijännitettyihin elementtipalkkeihin ja paikallavalurakenteisiin enimmillään 19 kappaletta.

Venymäliuskojen mittaustulokset ovat mitattuja jännitteen muutoksia venymäliuskassa. Venymäliuskojen toimintaperiaate perustuu venymäliuskan resistanssin muutokseen johtimen muuttaessa pituuttaan kuormituksen voimasta. Tätä muuttuvaa jännitettä voidaan mitata ja muuttaa valmistajan ohjeiden mukaisesti venymän arvoksi. Yksiakselisten venymäliuskojen mittaustuloksia voidaan muuttaa kaavalla

$$e_o = \frac{E}{4} * Ks * \varepsilon_o, \quad (16)$$

jossa E on herätejännite (V), e_o ulostulojännite (mV/V), Ks kerroin venymäliuskalle ja ε_o liuskan venymä. Kaksiakselisten venymäliuskojen mittaustulokset voidaan muuttaa venymiksi kaavalla

$$e_o = \frac{(1+\nu)}{2} * Ks * \varepsilon_o, \quad (17)$$

jossa kaavan ν on Poissonin vakio, jonka arvo on 0.3 [14].

3.2.4 Algoritminen venymien mittaus

Tutkimuksen toisessa vaiheessa kokeillaan rakenteesta otettavien valokuvien avulla rakenteessa tapahtuvien venymien määrittämistä. Venymien määrittäminen on tarkoitus suorittaa syöttämällä rakenteesta otettavat valokuvat laskentaohjelmaan, jossa algoritmi laskee rakenteessa tapahtuvat venymät. Algoritmin on tarkoitus tunnistaa eri kuvista samat pisteet ja laskea niiden siirtymien avulla rakenteessa tapahtuvia venymien suuruus.

Tässä tutkimuksessa tarkoituksena on vain kokeilla uutta mahdollista tekniikkaa rakenteen toiminnan seuraamiseksi. Tutkittava kohta rakenteessa sijoittuu jatkosliitoksen viereiselle palkin sivulle. Elementtipalkin sivu maalattiin pohjaltaan valkoiseksi. Valkoiselle pohjalle muodostettiin mustista pisteistä pistemäinen kuvio. Kuormituskokeissa valokuvaus suoritettiin ennen kuormituksen aloittamista ja jokaisella kuormaportaalla.

3.3 Esijännitetyt elementtipalkit

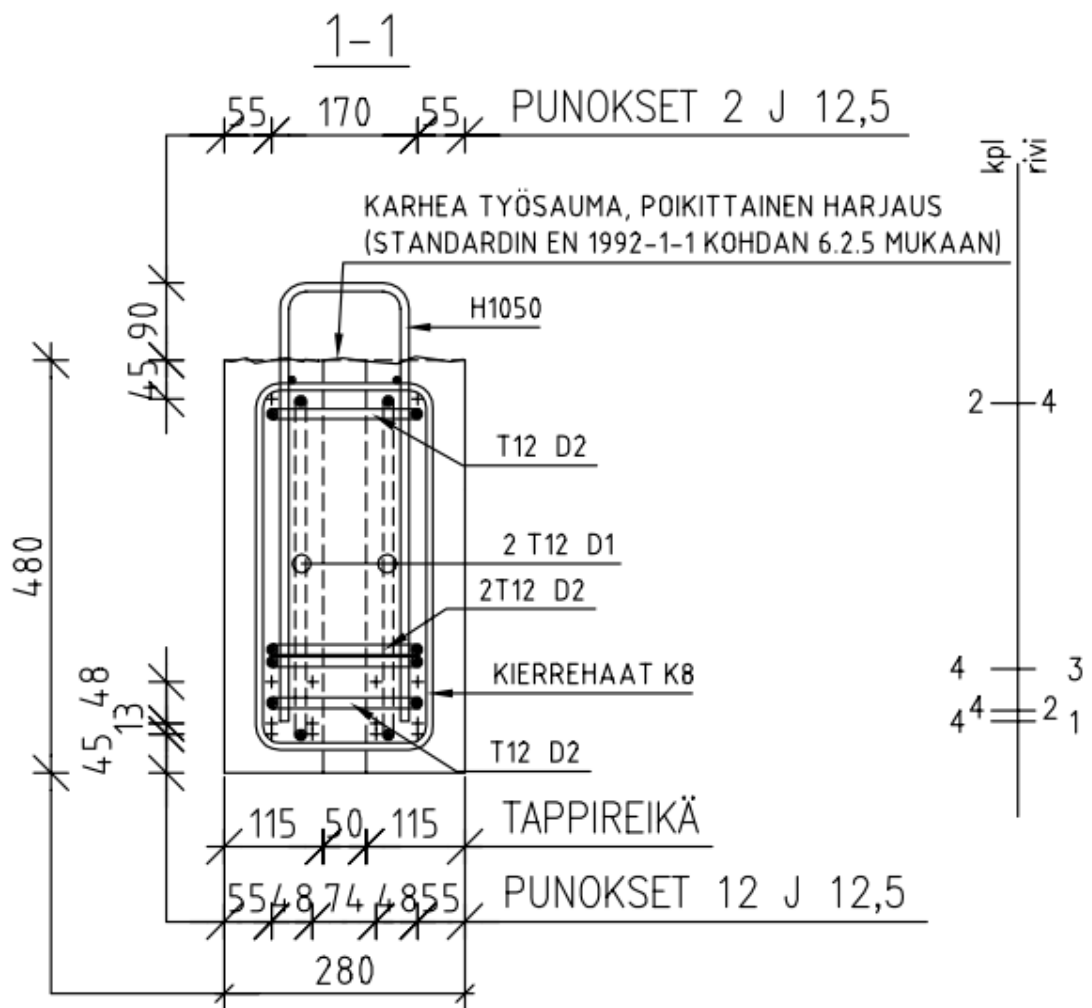
Tutkimuksia varten valmistettiin kuusitoista kappaletta elementtipalkkeja Betsetin Kyyjärven elementtitehtaalla. Elementtipalkit jaetaan punosmääriensä mukaan neljään eri malliin. Palkkeja varten valmistettiin instrumentoituja venymätankoja, jotka toimitettiin elementtitehtaalle. Elementtipalkkien valamista varten elementtitehtaalle lähdettiin suorittamaan tarvittavia mittauksia valamisen ja jännevoiman laukaisun yhteydessä. Elementtipalkkien valutapahtuma suoritettiin 13.2.2019.

3.3.1 Elementtipalkkien raudoitus

Elementtipalkkeja valmistetaan neljää eri versiota. Erot palkkien välillä muodostuvat tartunnallisten jänteiden määrästä. Kaksitoista palkkia valmistetaan esijännitettyinä rakenteina ja neljä palkkia teräsbetoniversiona vertailukappaleiksi. Kaikissa esijännitetyissä suorakaidepalkeissa punosmäärät ovat yhtä suuret, koska ne valetaan samalla tuotantolinjalla. Pienemmän tartuntapunosmäärän omaavat elementtipalkit putkitetaan määrättyjen punosten osalta. Tartunnallisia jännepunoksia on palkkien alapinnoissa suurimmillaan kaksitoista kappaletta ja pienimmillään neljä kappaletta. Alapinnan jännepunosten lisäksi palkkien yläpintaan on sijoitettu kaksi jännepunosta. Valettavat elementtipalkit on nimetty alapinnassa olevien tartunnallisten jännepunosten

määrän mukaisesti. Rakenne, joka sisältää 12 tartunnallista punosta on nimetty JK12-koekappaleeksi.

Tutkimuksia varten valettavien elementtipalkkien rauditus koostuu jännepunoksista, kierrehaoista, palkin yläpinnassa olevista tartuntahaoista, palkkien päädyissä olevista haotuksista, sekä nostolenkeistä. Elementtipalkkien rakennekuvat löytyvät liitteestä A. Palkkien poikkileikkauksen mitat ovat 280 millimetriä leveä, 480 millimetriä korkea ja pituus 3000 millimetriä. Esijännitetyn elementtipalkin JK12 poikkileikkauksen raudoitusta on esitelty kuvassa 9



Kuva 9. Esijännitetyn elementtipalkin JK12 poikkileikkaus.

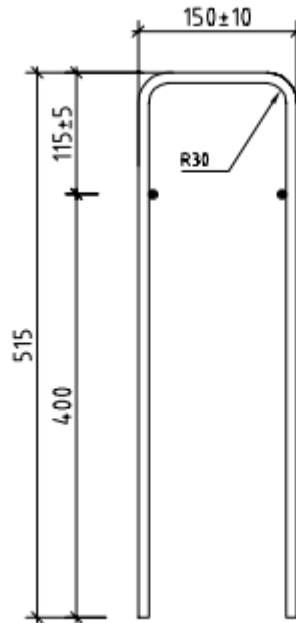
Jännepunoksina rakenteessa käytetään halkaisijaltaan 12,5 millimetrin 7-lankaisia punoksia. Jännepunosten kimmomoduulin on elementtitehtaan jännityspöytäkirjassa ilmoitettu olevan $192\,000\text{ N/mm}^2$ ja poikkileikkauksen pinta-alan $93,2\text{ mm}^2$. Jännityspöytäkirjasta käy ilmi, että jännepunosten alkujännitykseksi on asetettu 215

N/mm^2 ja loppujännitykseksi $1350 N/mm^2$, joka aiheutti jännepunoksiin 662 millimetrin venymäeron. Jännepunokset sijaitsevat palkin alapinnassa neljän punoksen riveissä kolmessa kerroksessa. Alin punosrivi sijaitsee 45 millimetrin etäisyydellä palkin alareunasta. Toinen punosrivi sijaitsee 58 millimetrin ja kolmas rivi 106 millimetriä palkin alapinnasta. Jännepunoksista jätettiin palkin toiseen päähän 400 millimetriä pitkät punospiiskat, joita käytetään jatkosliitoksen rakenteessa.

Teräsbetonipalkkien haotus toteutetaan kierrehaoilla. Teräsbetoninen elementtipalkin haotus on koko palkin pituudella samanlainen. Haotus koostuu kahdesta 8 millimetrin halkaisijan harjateräsniipusta, jonka jaotus on keskimäärin 37,5 millimetriä. Palkkien pääraudoituksena toimii ala- ja yläpinnassa 2 kuudentoista millimetrin harjaterästä. Palkkien päihin asennetaan 12 millimetrin ankkurointiterästä 2 kappaletta molempiin pätyihin. Ankkurointiteräksistä yksi on instrumentoitu venymäliuskoilla.

Esijännitettyjen elementtipalkkien haotus toteutetaan kierrehakoja käyttämällä. Hakoja sijaitsee koko palkin jännevälin matkalla. Palkkien päistä 1200 millimetrin matkalla haotus koostuu kahdesta niputetusta halkaisijaltaan 8 millimetrin harjateräksestä, jonka seurauksena terästen jakoväli on keskimäärin 26 millimetriä. Jännevälin keskellä haotus on halkaisijaltaan 8 millimetriä ja on sijoitettu rakenteeseen kahden teräksen nippuna keskimäärin 37,5 millimetrin jaotuksella. Käytettävän harjateräksen ominaislujuus on $500 N/mm^2$.

Tutkimusta varten teräsbetonipalkit ja esijännitetyt elementtipalkit kytketään toisiinsa paikallavalurakenteella. Jatkosliitoksen kanssa samanaikaisesti valetaan rakenteen päälle 120 millimetriä paksu teräsbetonilaatta. Teräsbetonilaattaan sijoitetaan negatiivisen taivutusmomentin vastaanottava raudoitus. Laatan tartunta elementtipalkkeihin toteutetaan palkin yläpintaan sijoitetuilla tartunta-ansailta. Ansaat on mitoitettu standardin EN 1992-1-1 kohdan 6.2.5 mukaisesti (EN 1992-1-1). Tartunta-ansaat asennetaan muottiin H1050-nimettynä verkkorakenteena, jonka pituus on 1470 millimetriä. Yhdessä verkossa on 28 kappaletta halkaisijaltaan 10 millimetrin ansaita, jotka sidotaan toisiinsa kahden halkaisijaltaan 8 millimetrin harjateräksen avulla. Ansaiden välinen jaotus on verkossa 50 millimetriä. Raudoituksen lujuus on $500 N/mm^2$. Tartunta-ansaan mitat on esitelty kuvassa 10.



Kuva 10. Esijännitetyn elementtipalkin tartunta-ansas.

Palkkien päätyihin sijoitettiin kahta mitoiltaan erilaista ankkurointiterästä, jotka on rakennepiirustuksissa nimetty D1- ja D2-haoiksi. Molemmat haat ovat halkaisijaltaan 12 millimetrin harjaterästä, jonka ominaislujuus on 500 N/mm^2 . Palkin päätyyn D2-haata asennettiin horisontaalisesti ja niitä sijoitettiin rakenteeseen kahdeksan kappaletta. Kolme D2-hakaa sijoitettiin palkin alapintaan ja yksi palkin yläpintaan. Palkin päätyihin sijoitettavat D1-haata asennetaan vertikaalisesti. Palkin toisessa päässä elementtipalkin tappireiän ympärille. Näistä haoista yksi on instrumentoitu raudoite.

3.3.2 Elementtipalkkien instrumentoidut venymätangot

Jokaiseen elementtipalkkiin sijoitettiin yksi instrumentoitu D1-haka, johon on asennettu harjateräksen muodonmuutoksia mittaavia venymäliuskoja. Instrumentoituja tankoja valmistettiin yhteensä 16 kappaletta. Instrumentoitujen tankojen numerointi 1-16 on liitetty elementtipalkin tunnukseseen. Palkin tunnuksesta nähdään siinä olevan venymätangon numero, jonka perusteella tiedetään rakenteessa olevan tangon venymäliuskojen tiedot. Tankojen nimeämistä on esitelty taulukossa 1

Taulukko 1. Elementtipalkkien nimeämisen peruste.

<i>Palkkitunnus</i>	<i>Tartunnalliset jänteet</i>	<i>Instrumentoidun tangon numero</i>	<i>Yhdistetty palkkitunnus</i>
JK0	0	1	JK0-1
JK0	0	2	JK0-2
JK0	0	3	JK0-3
JK0	0	4	JK0-4
JK4	4	5	JK4-5
JK4	4	6	JK4-6
JK4	4	7	JK4-7
JK4	4	11	JK4-11
JK8	8	8	JK8-8
JK8	8	9	JK8-9
JK8	8	13	JK8-13
JK8	8	15	JK8-15
JK12	12	10	JK12-10
JK12	12	12	JK12-12
JK12	12	14	JK12-14
JK12	12	16	JK12-16

Instrumentoitavat tangot valmistettiin yliopiston laboratoriossa. Venymätankojen materiaalina käytettiin 12 millimetrin B500B lujuusluokan harjaterästä. Venymätankoihin käytettävä harjateräs hankittiin Starkin Tampereen Nekalassa sijaitsevasta teräsvarastosta. Harjaterästen valmistaja on Celsa Steel Service Oy.

Harjaterästen taivuttamisen jälkeen mittapisteiden venymäliuskoille hiottiin tasainen pinta harjateräksen pinnalle. Jokaiseen tankoon sijoitettiin kolme mittapistettä 500 millimetrin etäisyydelle toisistaan. Jokaiseen mittapisteeseen liimattiin kaksi venymäliuskaa harjateräksen vastakkaisille puolille. Liimauspinnan valmistelu vaatii harjateräksen pinnan hiomista sen molemmin puolin. Venymäliuskan leveys on 8 millimetriä, joka on hiottavan alueen minimileveys.

Harjateräksen hionta suoritettiin viidellä hionta-asteella karkeasta konehionnasta hienoon käsihiontaan. Käsini hiomalla koneellisesti hiottu kiiltävä pinta samennettiin kohtisuorassa suunnassa P400-hiomapaperilla. Samalla voitiin hioa pinnassa olevia poikittaisia naarmuja. Hiottavan alueen pituus oli 50 millimetriä ja tavoiteltava leveys 8 millimetriä. Hionnan jälkeen harjateräksen poikkileikkauksen halkaisija oli 9.5-9.8 millimetriä. Hionnan eri vaiheita on esitelty kuvissa 11 ja 12.



Kuva 11. Harjateräksen karkea hionta ja käsin hionta.



Kuva 12. Hiottavan alueen pituus.

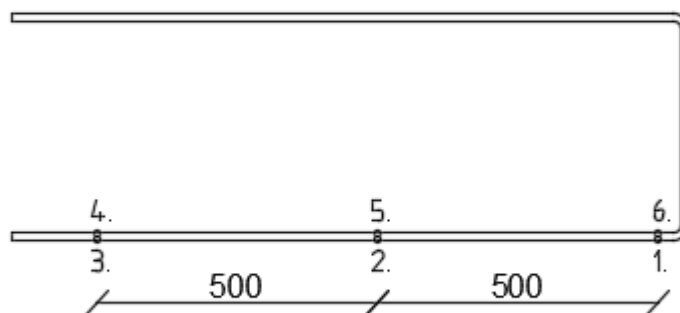
Hiomisen jälkeen liimapinta putsattiin asetonilla ennen liuskan liimaamista. Liimana teräsluskojen liimaamiseen käytettiin CC-33a-pikaliimaa. Liimattaessa liuskan liimapinnalle ja metallipinnalle asetetaan liimaa. Liimattava liuska painetaan kiinni teräksen pintaan kohdistuen siihen painetta vähintään 30 sekunnin ajan. Tämän jälkeen liuskassa kiinni oleva johtokerä kiinnitettiin harjateräksen sivulle. Liimauksen jälkeen liiman annettiin kuivua, liimattua venymäliuskaa on esitelty kuvassa 13.



Kuva 13. Venymäliuska liimattuna harjateräkseen.

Toisin kuin muut D1-haati, instrumentoitu tanko on pituudeltaan 1300 millimetriä, muiden hakojen ollen pituudeltaan 1200 millimetriä. Tankojen välinen ero johtuu instrumentoituun tankoon tehtävistä venymäliuskojen suojauksista, jotka vähentävät tangon tehokasta tartuntapituutta. Instrumentoitujen tankojen mittapisteet sijoitettiin palkin alapintaan. Mittapisteiden sijainteja ja liuskojen numeroita tangoissa on esitelty kuvassa 14.

Liuskosten numerointi ja sijainti tangossa



Kuva 14. Instrumentoitujen tankojen mittapisteet.

Pikaliiman kuivumisen jälkeen venymäliuskat suojattiin elastisella liima-/tiivistemassalla, jonka kuivumiseen oli varattava aikaa noin viisi tuntia. Tiivistemassan kuivuttua venymäliuskojen johdot kytkettiin sähköjohtimeen, joka kytkettiin mitattaessa mittauslaitteistoon. Kytkenät tehtiin kohdan 3.2.3 mukaan. Kytkentöjen jälkeen tehty

liitos teipattiin kiinni harjateräkseen, joka toimi samalla liuskan päällimmäisenä suojauksena. Johtojen kiinnitys varmistettiin kahdella nippusiteellä. Liuskojen kytkentää ja suojaamista on esitelty kuvissa 15, 16 ja 17



Kuva 15. Venymäliuskan suojaaminen elastisella massalla.

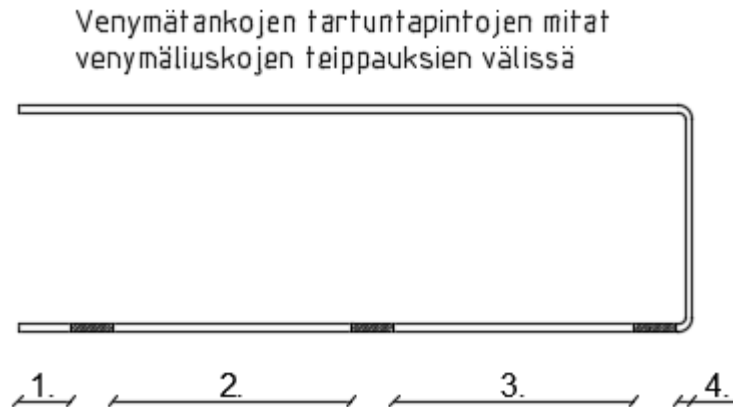


Kuva 16. Venymäliuskan kytkennät kohdan ... osoittamalla tavalla.



Kuva 17. Kytkentöjen suojaaminen.

Instrumentoitujen tankojen venymäliuskojen suojaaminen lyhentää tangon tehokasta tartuntapituutta. Venymäliuskojen päällimmäisenä suojauksena toimii teippaus. Mittapisteiden välisten suojausteippauksen väliset etäisyydet on mitattu ja esitetty taulukossa 2 Taulukointi on tehty kuvan 18 numeroinnin mukaisesti.



Kuva 18. Mittapisteiden suojausten väliset tartuntapinnat.

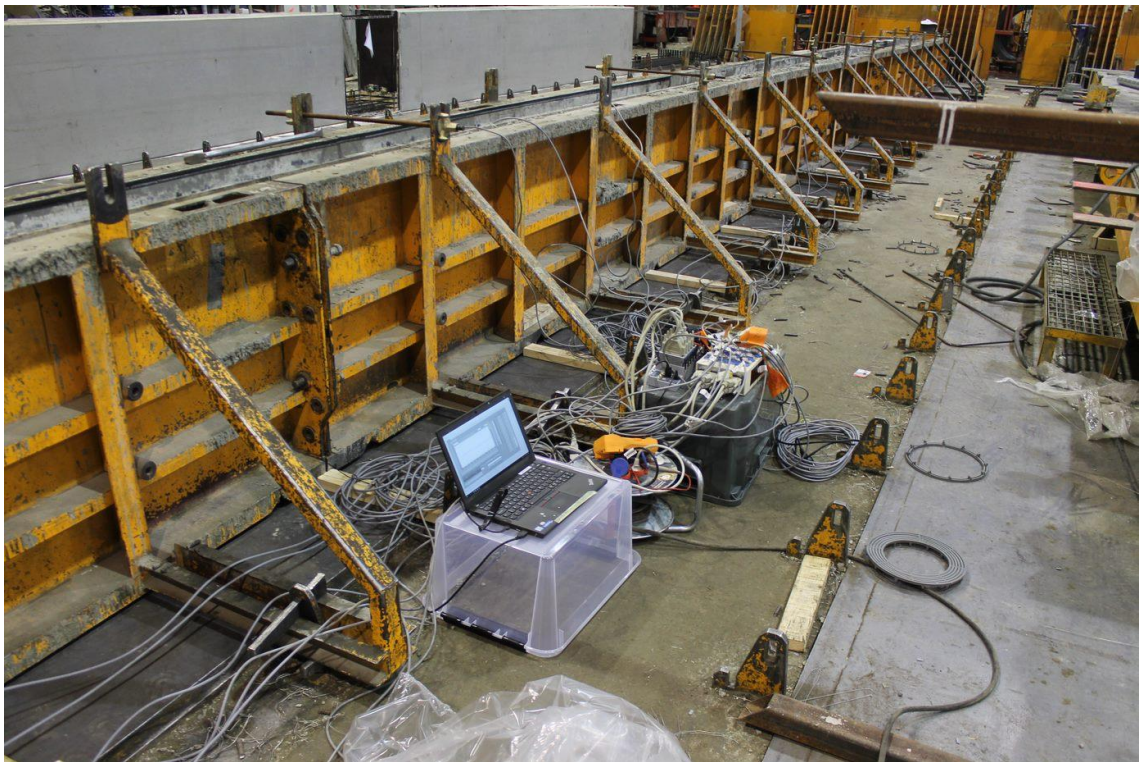
Taulukko 2. Instrumentoitujen tankojen tartuntapituudet.

Tangon numero	Mittaväli 1 (mm)	Mittaväli 2 (mm)	Mittaväli 3 (mm)	Mittaväli 4 (mm)
1	195	410	410	35
2	185	425	420	60
3	190	420	440	50
4	180	415	415	55
5	170	400	420	50
6	165	420	420	50
7	190	415	415	40
8	200	420	425	50
9	175	410	415	60
10	205	425	405	45
11	185	430	405	50
12	190	430	415	60
13	170	420	415	50
14	190	420	425	35
15	175	420	425	45
16	175	400	405	40

Yliopistolla valmistetut venymätangot toimitettiin Betsetin Kyyjärven elementtitehtaalle 8.2.2019 palkkien raudoittamista varten. Esijännitettyjen elementtipalkkien valupäiväksi oli valikoitu 13.2.2019.

3.3.3 Palkkien valutapahtuma

Elementtipalkit valettiin 13.2.2019 Betsetin Kyyjärven elementtitehtaalla. Elementtitehtaalle etukäteen toimitetut venymätangot oli asennettu muotteihin muun raudoituksen kanssa. Venymätangoissa olevat sähköjohdot vedettiin mittauspisteelle ja kytkettiin. Tämän lisäksi jokainen johto numeroitiin venymätankojen ja liuskojen kohdentamisen helpottamiseksi. Elementtitehtaalla suoritettiin mittauksia esijännitettävien palkkien valamisen yhteydessä. Valupäivän aikana mittalaitteistolla mitattiin taustatiedoksi koekappaleissa tapahtuvaa kutistumaa, vaikka se ei ollut tutkimuksen varsinainen kohteena. Elementtipalkkien valaminen aloitettiin teräsbetonipalkeista. Mittauspistettä on esitetty kuvassa 19.



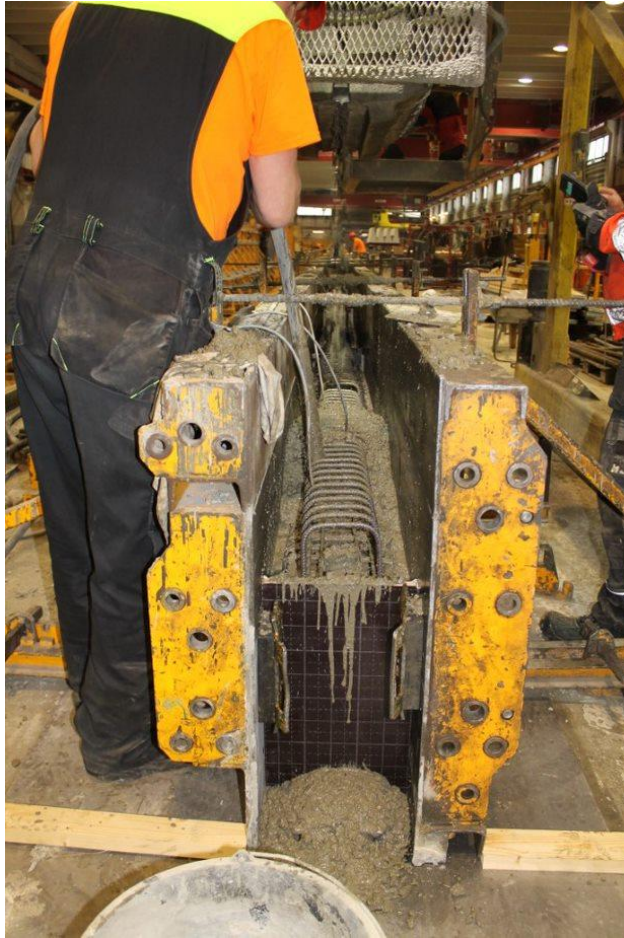
Kuva 19. Elementtitehtaalla käytetty mittauslaitteisto ja mittauspiste.

Teräsbetonipalkkien valaminen aloitettiin JK0-4-palkista. Ensimmäisen palkin kohdalla todettiin ensimmäisen betonimassan olevan notkeudeltaan liian jäykkää tiheän raudoituksen sekaan valettavaksi. Teräsbetonipalkkien valamista jatkettiin toisella betonimassalla, joka soveltui notkeudeltaan paremmin tiheästi raudoitettuihin elementtipalkkeihin. Toisella betonimassalla suoritettiin viimeisten JK0-elementtipalkkien, JK4-5-palkin, sekä puolet JK4-6-palkin valamisesta.

Toisen betonimassaerän loputtua tehtaalla betoninkuljettimessa ilmeni johdinvika, joka aiheutti palkkien valamiseen kahden ja puolen tunnin keskeytyksen. Keskeytyksen aikana esiteltiin tehtaalla käytössä olevaa jännevoiman tarkastustunkkia. Tunkilla voidaan tarkastaa yksittäisen jännepunoksen jännityksen suuruus. Käytännössä menetelmä perustui jännepunoksen vetämiseen lukkoa vastaan. Laitetta testattaessa yksittäisen jännepunoksen voimaksi saatiin 126,9 kN. Laitetta käytettäessä oli kuitenkin huomioitava siihen liittyvä epätarkkuus, koska sen käyttöön liittyi käyttäjän silmämääräinen tarkastelu lukon luistamiseen liittyen. Tarkkuudeksi yksittäiselle jännepunokselle oli annettu 7 % ja koko punosryhmän tarkkuudeksi 5 %. Tunkki kalibroidaan tehtaalla kahdesti vuodessa.

Betoninkuljettimen korjaustöiden jälkeen viimeiset JK4-palkit valettiin kolmannella ja neljännellä betonimassalla loppuun. Seuraavana valettiin JK8-palkit viidennellä betonimassalla. Viimeisinä palkkeina valettiin suurimman jännepunosmäärän JK12-palkit. Viimeiset palkit valettiin kuudennella betonimassaerällä, jolla valettiin kaikki JK12-palkit. Palkkien valaminen lopetettiin noin klo 14.15. Jännevoiman laukaisulujuuden kehittymiseen oli varattu 26 tuntia aikaa.

Palkkien valamiseen liittyneiden teknisten ongelmien lisäksi valamisessa ei ilmennyt muita ongelmia. Palkkien valaminen suoritettiin aina kahdessa vaiheessa. Ensimmäiseksi valettiin betonia palkin muotin pohjalle, jonka jälkeen se tiivistettiin tärysauvoilla. Tiivistämisen jälkeen valettiin ylempi kerros palkin yläreunaan asti. Tiivistämisen jälkeen ylimääräiset betonit poistettiin muotista käsin. Pinnan tasaamisen jälkeen palkkien yläpinta karhennettiin standardin EN 1992-1-1 kohdan 6.5.2(2) mukaisesti. Elementtipalkkien valamista on esitetty kuvassa 20.



Kuva 20. Elementtipalkkien betonimassan tiivistäminen.

Palkkien valamisen jälkeen muotit muovitettiin betonin pinnan liian nopean kuivumisen estämiseksi. Muotit purettiin seuraavana aamuna. Tarvittaessa palkkien päälle sumutettiin vettä muottien purkamisen yhteydessä. Muottien purkamisen jälkeen palkit peitettiin vielä kauttaaltaan muoveilla betonipinnan kosteuden säilyttämiseksi. Muottien purkamisen jälkeen aloitettiin mittalaitteiden asentaminen. Elementtitehtaalla suoritettavista mittauksista on kerrottu enemmän luvussa 3.4.

3.4 Elementtitehtaalla suoritettavat mittaukset

Elementtitehtaalla suoritettiin valettavien elementtipalkkien rakenteellisia katselmuksia raudoitusten ja putkitusten osalta. Katselmusten lisäksi suoritettiin tutkimusryhmän toimesta mittauksia palkkien valamisen ja jännevoiman laukaisun yhteydessä. Mittaukset suoritettiin rakenteessa olevien venymäliuskojen, jännepunoksiin kiinnitettyjen mittakellojen ja palkkien kylkiin liimattujen demec-nastojen avulla.

3.4.1 Venymäliuskat elementtitehtaalla

Tehtaalla mitattiin palkkien valamisen yhteydessä ja jännevoiman laukaisun aikana yhteensä kuuden elementtipalkin venymätangoissa tapahtuvia muodonmuutoksia. Mitattujen elementtipalkkien tiedot on listattu taulukkoon 3

Taulukko 3. Elementtitehtaalla mitattavat elementtipalkit ja mittapisteet.

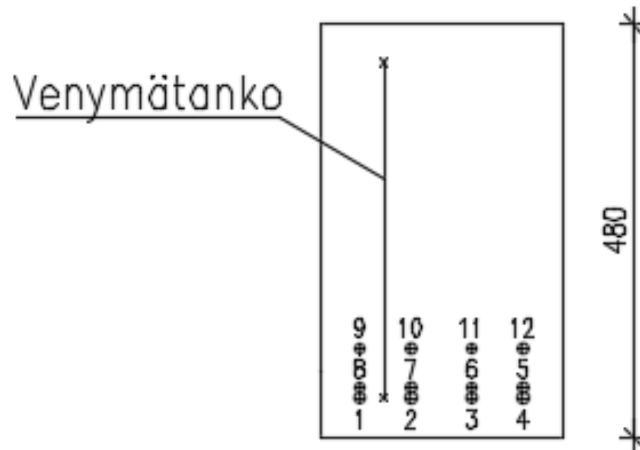
<i>Elementtipalkki</i>	<i>Mitatut mittapisteet</i>
<i>JK12-16</i>	16,1
	16,2
	16,3
<i>JK12-12</i>	12,1
	12,2
	12,3
<i>JK12-10</i>	10,1
<i>JK8-15</i>	15,1
	15,2
	15,3
<i>JK8-13</i>	13,1
	13,2
	13,3
<i>JK4-11</i>	11,1
	11,2
	11,3

Mitattavien elementtipalkkien venymätankoihin asennettiin valmiiksi kymmenestä kahteenkymmeneen metriä pitkät sähköjohdot, jotka ylettyivät tehtaalla mittauspisteeseen. Kaikkiin muihin venymätankoihin asennettiin kahden metrin pituiset sähköjohdot helpottamaan venymätankojen asennusta muun raudoituksen sekaan. Tarkoituksena oli jatkaa johtoja myöhemmin yliopistolla suoritettavia mittauksia varten. Elementtitehtaalla mittauksia suoritettiin yhteensä kuudellatoista mittauspisteellä, koska mittalaitteistossa määrä rajoittui tähän määrään.

Elementtipalkit valettiin keskiviikkona 13.2.2019, jolloin ei vielä suoritettu muita mittauksia kuin venymäliuskojen havaitsemia betonin muodonmuutoksia palkkien valamisen valmistuttua. Venymäliuskat tallensivat mittaustuloksia seuraavaan aamuun asti betonin lujittuessa. Seuraavana aamuna 14.2.2019 huomattiin, että mittapiste numero 15,1 oli lakannut tuottamasta mittaustuloksia yön aikana.

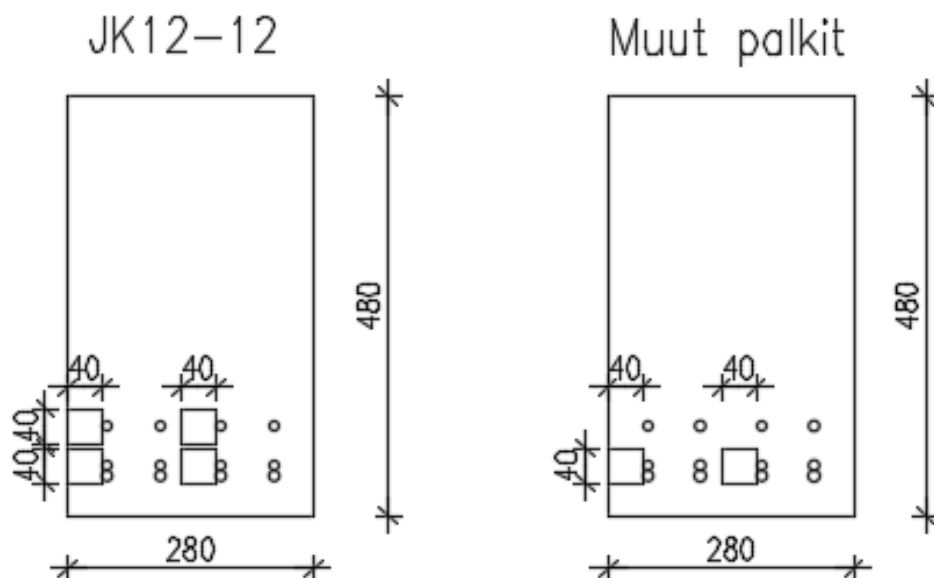
3.4.2 Mittakellot elementtitehtaalla

Esijännitettyjen elementtipalkkien jännepunosten liukumaa mitattiin jännevoiman laukaisun yhteydessä mittakelloilla. Mittakellot kiinnitettiin jännepunoksiin asettaen mittakellojen päät palkkien päitä vasten. Mittakelloja sijoitettiin jännepunoksiin yhteensä 12 kappaletta. Mittakellojen kiinnittämistä varten jännepunokset palkin päässä numeroitiin kuvan 21 mukaisesti.



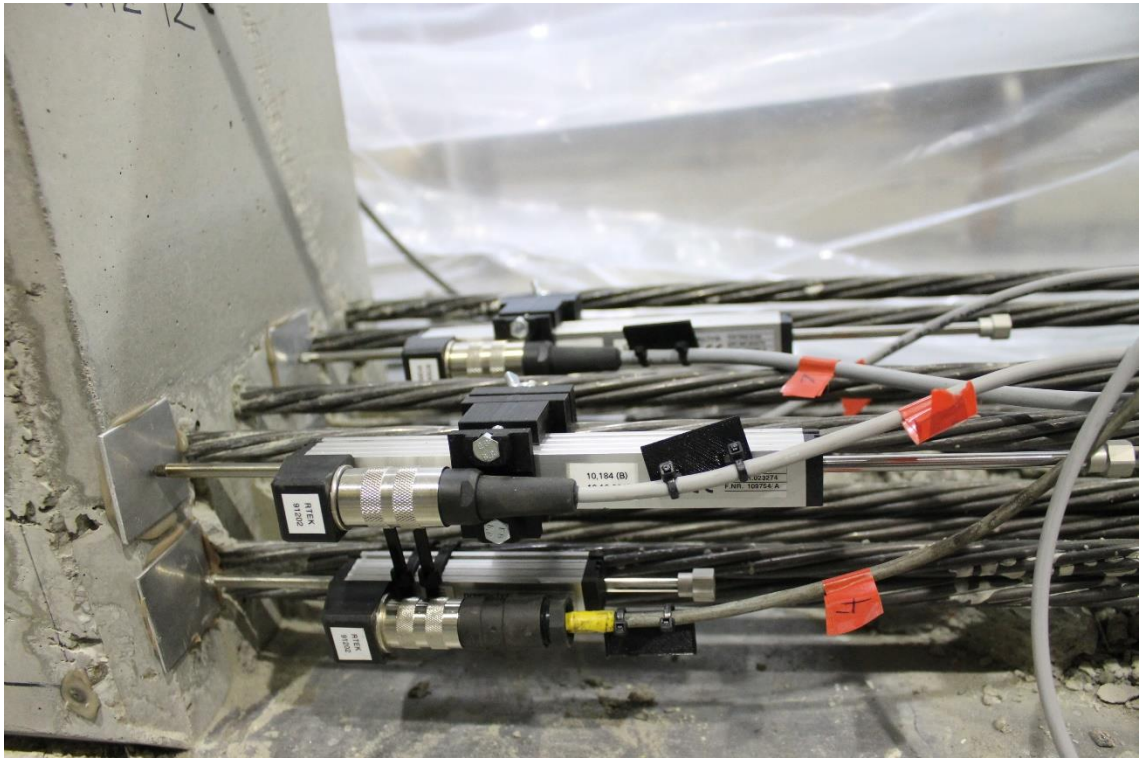
Kuva 21. Jännepunosten numerointi.

Palkkien päihin liimattiin 40x40 millimetrin teräslevyjä, joita vasten mittakellot asetettiin. Teräslevyillä varmistettiin mittakelloille tasainen vastinpinta palkin päässä. Teräslevyjen kohdat hiottiin hiomapaperilla ja puhdistettiin asetonilla ennen liimausta. Teräslevyt sijoitettiin jännepunosten väliin kuvan 22 mukaisella tavalla.



Kuva 22. Teräslevyjen sijoittaminen palkkien päihin.

Mittakellot kiinnitettiin jännepunoksiin kahdella eri tavalla. Punosnipun kohdalla mittakello kiinnitettiin kahdella nippusiteellä punoksiin kiinni. Mittakellon ja punosten väliin asetettiin kumikaistale estämään mittakellon vääntymistä. Yksittäiseen punokseen mittakello kiinnitettiin siihen sopivalla kiinnikkeellä. Mittakellojen kiinnityksiä on esitelty kuvassa 23.



Kuva 23. Mittakellojen kiinnitys jännepunoksiin.

Jokainen mittakello numeroitiin ja sijoitettiin palkkien päissä oleviin jännepunoksiin taulukon 4 mukaisella tavalla. Taulukosta nähdään, että JK12-12 palkkiin on sijoitettu neljä mittakelloa. Kaikkiin muihin mitattaviin palkkeihin sijoitettiin kaksi mittakelloa. JK12-12 palkissa kaksi ylimääräistä mittakelloa sijoitettiin ylimpään alapunosriviin, kuten kuvasta 23 voidaan nähdä. Kaikissa muissa palkeissa mitataan alempien rivien jännepunoksia.

Taulukko 4. Mittakellojen sijainnit jännepunoksissa.

<i>Elementtipalkki</i>	<i>Mittakello</i>	<i>Mitattava jännepunos</i>
JK4-11	12	8
JK4-11	11	6
JK8-13	10	8
JK8-13	9	6
JK8-15	8	8
JK8-15	7	6
JK12-12	4	8
JK12-12	3	6
JK12-12	2	9
JK12-12	1	11
JK12-16	6	8
JK12-16	5	6

Jännevoiman laukaisun yhteydessä mittakellot tuottivat aluksi kohtalaisia tuloksia, mutta jännevoiman laukaisun edetessä, sen epämääräisempiä tuloksia mittakelloista saatiin. Tämä johtui siitä, että jännevoiman laukaisun loppuvaiheessa elementtipalkit liukuivat valupetiä pitkin. Valupedillä liukuminen aiheutti punosten vääntymisen palkkien välissä. Jännepunosten vääntymistä on esitelty kuvassa 24.

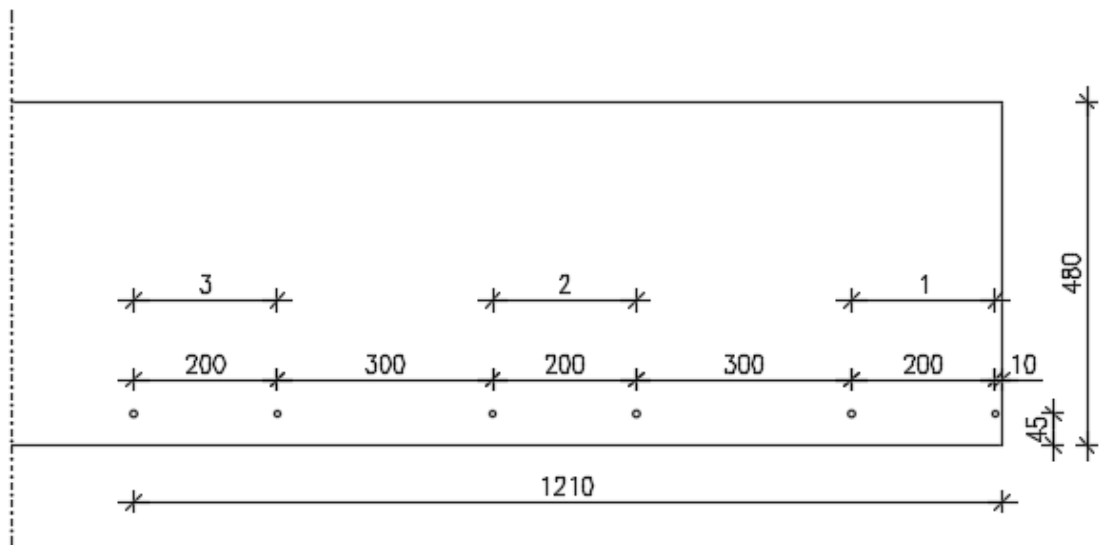


Kuva 24. Jännepunosten vääntyminen jännevoiman laukaisun yhteydessä.

Jännepunokset vääntyivät vähiten JK12-palkkien kohdalla, koska ne olivat valupedin viimeiset palkit. Päässä, josta jännevoima laukaistiin, punokset vääntyivät enemmän. Jännevoiman laukaisun yhteydessä JK12-palkit vetivät muita palkkeja mukanaan valupetiä pitkin.

3.4.3 Demec-mittaukset elementtitehtaalla

Demec-mittauksia varten elementtipalkkien kylkiin liimattiin demec-nastoja kaikkien niiden mittapisteiden kohdille, joita mitattiin myös venymäliuskojen avulla. Demec-nastoja liimattiin aina 100 millimetrin etäisyydelle mittapisteen molemmin puolin. Nastojen välinen etäisyys oli 200 millimetriä. Demec-mittapisteitä oli elementtipalkeissa yhteensä 16 kappaletta. Mittapisteet sijoitettiin palkin sivulle kuvan 25 osoittamalla tavalla. Liiman kovetuttua mitattiin demec-nastojen välisten etäisyyksien alkuarvot.



Kuva 25. DEMEC-nastojen asentaminen elementtipalkkiin.

Demec-mittaus suoritettiin elementtitehtaalla yhteensä kolme kertaa. Mittaukset suoritettiin nastojen liimaamisen jälkeen, seitsemän tuntia liimaamisen jälkeen ennen jännevoiman laukaisua, sekä jännevoiman laukaisun jälkeen. Mittaustulokset on esitelty luvussa 5.

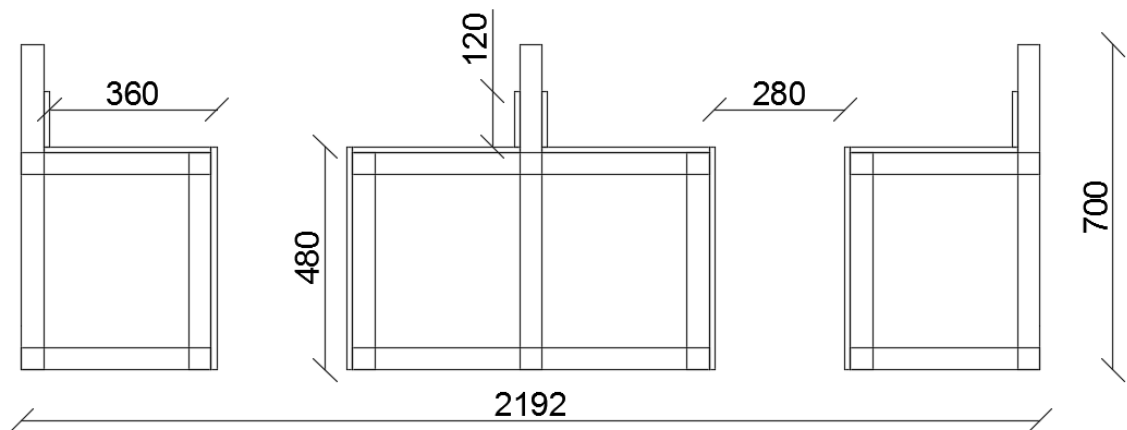
3.5 Koekappaleet

Tutkimusta varten valmistettiin yhteensä kahdeksan koekappaletta yliopiston laboratoriossa. Yhteen valmiiseen koekappaleeseen sijoitettiin kaksi saman tartunnallisen jännepunosmäärän sisältävää elementtipalkkia. Elementtipalkit yhdistetään toisiinsa jatkuvaksi rakenteeksi paikallavalurakenteisella jatkosliitoksella ja palkkien päälle valettavalla teräsbetonilaatalla. Koekappaleet valmistettiin kahdessa eri vaiheessa jotta, tarvittaessa toisen vaiheen koekappaleisiin voitiin tehdä rakenteellisia muutoksia ensimmäisten koekuormitusten jälkeen.

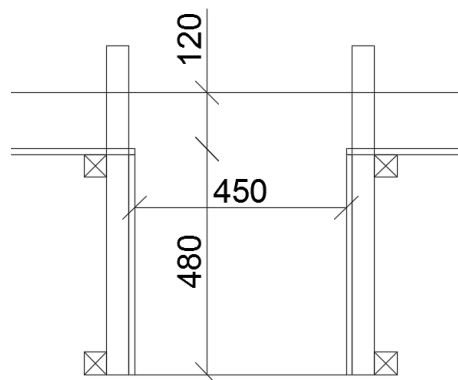
Paikallavalurakenteita varten rakennettiin tarkoituksenmukaiset valumuotit. Paikallavalurakenteiset jatkosvalu ja teräsbetoni-laatta valetaan samanaikaisesti. Tässä luvussa käsitellään koekappaleiden valmistamista, jatkosalueen ja teräsbetoni-laatan raudoitusta, sekä koekappaleiden valutapahtumia.

3.5.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet

Koekappaleiden valmistaminen yliopiston rakennushallissa aloitettiin valumuottien rakentamisella. Kokomittaisia koekappaleita valmistettiin molemmissa vaiheissa neljä kappaletta. Ensimmäisessä vaiheessa koekappaleet valettiin suoraan muovitetulle lattialle. Valmiit koekappaleet olivat pituudeltaan 6250 millimetrin pituisia, 600 millimetriä korkeita ja 1000 millimetriä leveitä. Elementtipalkit ovat korkeudeltaan 480 millimetriä, jonka päälle valettiin 120 millimetriä paksu teräsbetoni-laatta. Teräsbetoni-laatan valamista varten rakennettiin elementtipalkkien molemmin puolin 480 millimetriä korkea ja 360 millimetriä leveä valumuotti. Valumuottien mittoja on esitelty kuvissa 26 ja 27



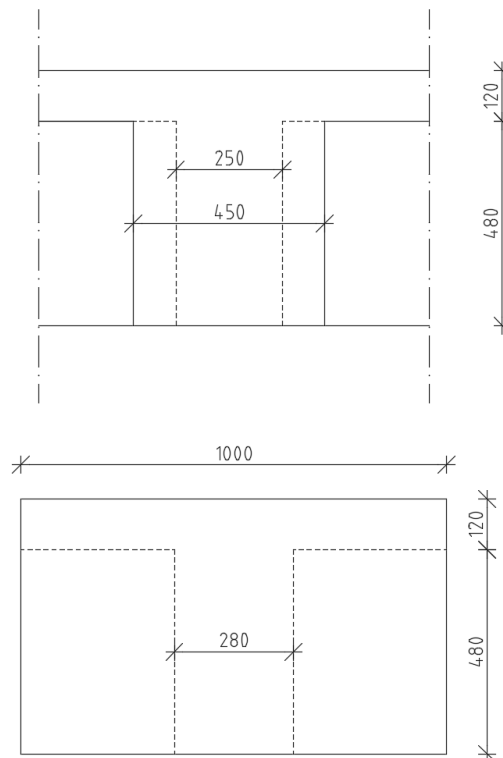
Kuva 26. Vaiheen 1 valumuotin poikkileikkaus.



Kuva 27. Vaiheen 1 jatkosalueen muotti.

Kuvasta 26 nähdään, että samaan valumuottiin sijoitettiin rinnakkain kaksi täysmittaista koekappaletta. Muotteja rakennettiin kaksi kappaletta ja ne sijoitettiin erilleen toisistaan. Muotit rakennettiin kahdelle koekappaleelle, koska se helpotti muottien raudoittamista. Muottien eriyttäminen helpotti myös koekappaleiden valamista.

Jatkosalueen poikkileikkauksen mitat ovat 450 millimetriä leveä, 480 millimetriä korkea ja 1000 millimetriä syvä. Elementtipalkkien päät upotettiin ensimmäisessä vaiheessa jatkosvaluun 100 millimetriä. Palkkien päiden välinen etäisyys oli 250 millimetriä. Jatkosalueen mittoja on esitelty kuvassa 28



Kuva 28. Vaiheen 1 jatkosalueen poikkileikkauksen mittoja. Ylemmässä kuvassa poikkileikkaus ja alemmassa kuvassa pituusleikkaus.

Valumuotit rakennettiin niin, että ne muodostuivat siirrettävistä osista. Osien valmistuttua kaksi elementtipalkkia nostettiin paikalleen. Palkkien ympärille asetettiin valumuotit puristaen ne kiinni elementtipalkin kylkiin. Seuraavaksi elementtipalkeista katkaistiin yläpunoksien ja kahden ylimmän punosrivin punospiiskat. Alimman punosrivin jännepunokset jätettiin katkaisematta, koska ne taivutettiin jatkosliitokseen. Jännepunokset taivutettiin 90 asteen kulmaan.

Jännepunoksien taivuttamiseen tehtiin työkalu, jolla taivutettiin ensin yksittäiset punokset noin 45 asteen kulmaan. Tämän jälkeen työkalun toisella päällä taivutettiin kaikkia neljää jännepunosta samanaikaisesti. Taivuttamisen aikana jännepunosten

taakse kiinnitettiin valumuotteihin tukirauta ensimmäisen palkin jännepunoksia varten. Jännepunosten oli pysyttävä taivutettuina, koska muuten ne estivät vastakkaisen palkin siirtämisen 250 millimetrin etäisyydelle toisesta palkista. Ensimmäisen palkin jännepunosten taivuttamista on havainnollistettu kuvissa 29-32



Kuva 29. Elementtipalkin taitettavat jännepunokset.



Kuva 30. Jännepunosten alkutaivutus.



Kuva 31. Jännepunosten samanaikainen taivutus.



Kuva 32. Jännepunokset taivutuksessa pitävä tukirauta.

Jännepunosten taitekohta sijaitsi 200 millimetrin päässä elementtipalkin päästä. Valumuotit oli ankkuroitava elementtipalkin toisesta päästä ennen jännepunosten tukemista tukiraudalla. Jännepunosten voima oli riittävän suuri liikuttaakseen muotteja lattiaa myöden, ellei niitä ankkuroitu elementtipalkin toisesta päästä.

Ensimmäisen palkin jännepunosten taivuttamisen jälkeen muottiin nostettiin toinen elementtipalkki, josta oli etukäteen taivutettu jännepunosten päät noin 45 asteen kulmaan. Elementtipalkki nostettiin paikalleen pujottamalla sen esitaivutetut jännepunokset tukiraudan alta toisen palkin punosten väliin. Tämän jälkeen punosten taivutustyökalu asennettiin paikoilleen ja punoksia taivutettiin voimakkaasti samalla siirtäen palkki oikealle etäisyydelle toisen palkin päästä. Ennen taivutustyökalun irrottamista molempien palkkien punosten ympärille sijoitettiin metallihaka pitämään punosten päät irti palkkien päistä kuvan 33 osoittamalla tavalla. Myöhemmin metallihaka korvattiin palkin pään ja punosten väliin asetettavalla puuvälikkeellä.

Jännepunoksia voidaan taivuttaa myös kuumentamalla jännepunoksia. Kuumentamalla taivutettu jännepunos säilyttää muotonsa ilman punoksien taakse asennettavaa tukirautaa. Lämmitystä ei kuitenkaan haluttu käyttää, koska jännepunosten mekaanisia ominaisuuksia ei haluttu muuttaa taitoksen kohdalla. Newhousen väitöskirjan mukaan jännepunokset voidaan taivuttaa etukäteen, mutta omien kokemustemme perusteella taivuttaminen on suoritettava työmaalla. Jännepunokset eivät saavuta haluttua pysyvää 90 asteen taivutuskulmaa ilman, että niitä lämmitettäisiin taivutettaessa.



Kuva 33. Jännepunokset taivutuksessa pitävä haka.

Yhteen muottijärjestelmään sijoitettiin neljä kappaletta elementtipalkkeja. Kaikkien näiden punosten taivuttamisen jälkeen muottien väliset etäisyydet tarkastettiin. Tarkastusmittausten jälkeen muotit raudoitettiin.

Muottien raudoitustyöt aloitettiin jatkosalueiden raudoittamisella. Jatkosalueen raudoittamista varten tilattiin Raudoitus P. Rintala Oy:ltä valmiita raudoitushäkkeitä jatkosalueiden raudoittamiseen. Raudoitushäkkeitä tilattiin kahta malliltaan erilaista versiota. Toinen raudoitushäkkityyppi HÄKKI 1 valmistettiin 12 millimetrin harjateräksestä ja sijoitettiin taivutettujen jännepunosten väliin. Tähän häkkiin ankkuroitiin taivutetut jännepunokset. Toinen raudoitushäkkityyppi HÄKKI 2 valmistettiin 10 millimetrin harjateräksestä ja sijoitettiin elementtipalkkien molemmille puolille ulottuvalle jatkosalueelle. Raudoitushäkkien tarkemmat mittapiirustukset löytyvät liitteestä B.

Jatkosalueen raudoitus aloitettiin muotin keskeltä asentamalla raudoitushäkki 2 muotin keskiosaan. Tämän jälkeen voitiin asentaa raudoitushäkki 1 jännepunosten väliin. Tässä kohdassa jännepunoksia pitelevät teräshaat korvattiin palkin pään ja jännepunosten väliin asennettavalla puuvälikkeellä. Raudoitushäkin asentamisen jälkeen asennettiin kaksi harjaterästankoa häkin alapintaan. Harjaterästankojen asentamisen jälkeen jännepunokset ankkuroitiin raudoitushäkkiin. Jännepunosten ankkuroimista on esitelty kuvassa 34.



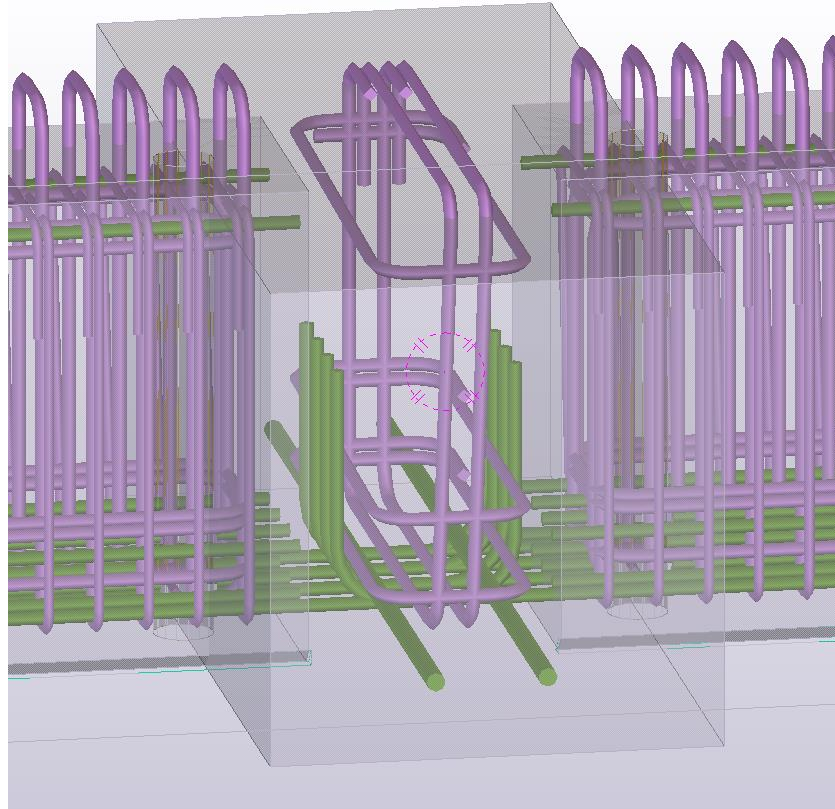
Kuva 34. Taivutettujen jännepunosten ankkuroiminen raudoitushäkkiin.

Jännepunokset ankkuroitiin raudoitushäkkiin kahdesta eri kohdasta kaksinkertaisella sidontalangalla. Jännepunoksien ankkurointia yritettiin ensin yksinkertaisella sidontalangalla, mutta sidonnassa ilmenneiden epävarmuuksien vuoksi päädyttiin kaksinkertaisen sidontalangon käyttöön. Jännepunosten sidontaa on havainnollistettu kuvassa 35.



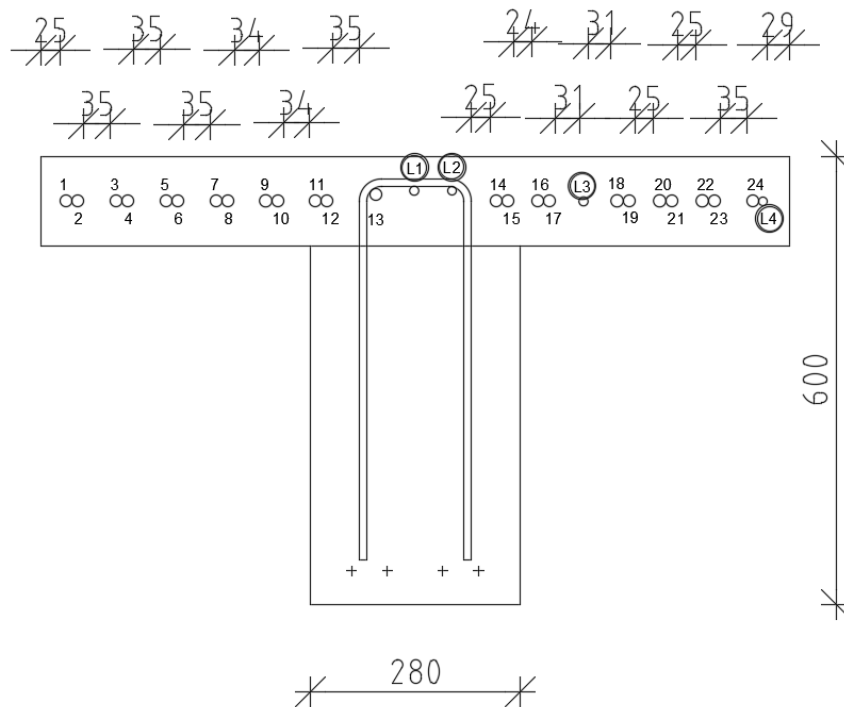
Kuva 35. Jännepunosten sidonta raudoitushäkkiin.

Jännepunosten ankkuroinnin jälkeen rakenteeseen sijoitettiin kaksi 16 millimetrin harjaterästankoa jännepunosten taivutusnurkkiin. Viimeisenä raudoitteena jatkosalueelle sijoitettiin toinen tyypin 2 raudoitushäkki. Tyypin 2 raudoitushäkit asennettiin muotteihin niin, että suojabetonin paksuus alapinnassa oli 39 millimetriä ja sivuilla 30 millimetriä. Raudoitushäkki asennettiin 40 millimetrin päähän elementtipalkin reunasta. Valmista jatkosalueen raudoitusta on havainnollistettu kuvassa 36



Kuva 36. Ensimmäisen vaiheen jatkosliitoksen raudoitus.

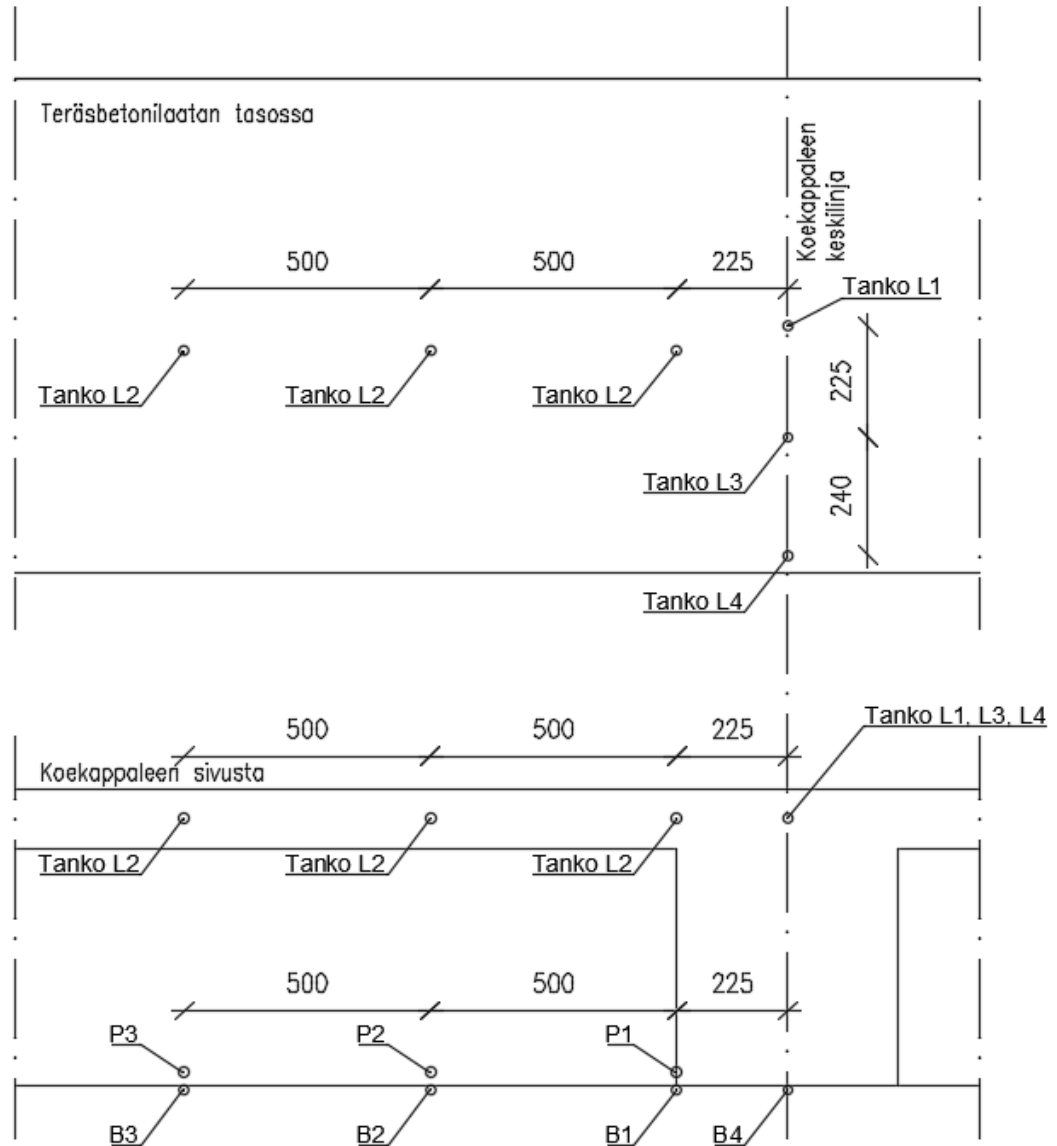
Jatkosalueen raudoituksen jälkeen asennettiin teräsbetonilaatan pitkittäis- ja poikittaisraudoitus. Teräsbetonilaatassa pitkittäisenä raudoituksena käytettiin 24 kappaletta 16 millimetrin ja 4 kappaletta 12 millimetrin harjaterästä, joiden pituus oli noin 6000 millimetriä. Terästen lujuusluokka oli B500B. Teräsbetonilaatassa olevat 12 millimetrin harjateräkset olivat kaksiaksiaalisilla venymäliuskoilla instrumentoituja venymätankoja. Teräsbetonilaatan raudoitusta on esitelty kuvassa 37.



Kuva 37. Vaiheen 1 teräsbetoni-laatan poikkileikkauksen raudoitus.

Teräsbetoni-laatan instrumentoidut venymätangot olivat pituudeltaan 6000 millimetriä ja niihin sijoitettujen kaksiakselisten venymäliuskojen asentaminen tapahtui vastaavalla tavalla kuin elementtipalkkien venymätankoihin instrumentoidut kaksiakseliset venymäliuskat. Tankojen instrumentointia on esitelty luvussa 3.2.1.

Kuvassa 37 venymätankojen sijainnit on merkitty tunnuksilla L1-L4. Venymätankoja sijoitettiin rakenteeseen yhteensä neljä kappaletta. Mittapisteitä venymätangoissa oli yhteensä kuusi kappaletta. Venymätankoihin L1, L3 ja L4 sijoitettiin yksi mittapiste, joka asennettiin koekappaleen pituussuunnassa keskeisesti jatkosliitoksen kohdalle. Venymätankoon L2 sijoitettiin kolme mittapistettä palkkien pituussuunnassa. Palkkien pituussuunnassa mittapisteet sijoitetaan laatasta samaan kohtaan kuin elementtipalkkien alapinnassa olevat mittapisteet. Venymätangot L1 ja L2 sijoitetaan laatan tartunta-ansaiden sisäpuolelle yhdessä yhden 16 millimetrin harjateräksen kanssa. Venymätangoissa sijaitsevien mittapisteiden sijainteja on esitelty kuvassa 38.

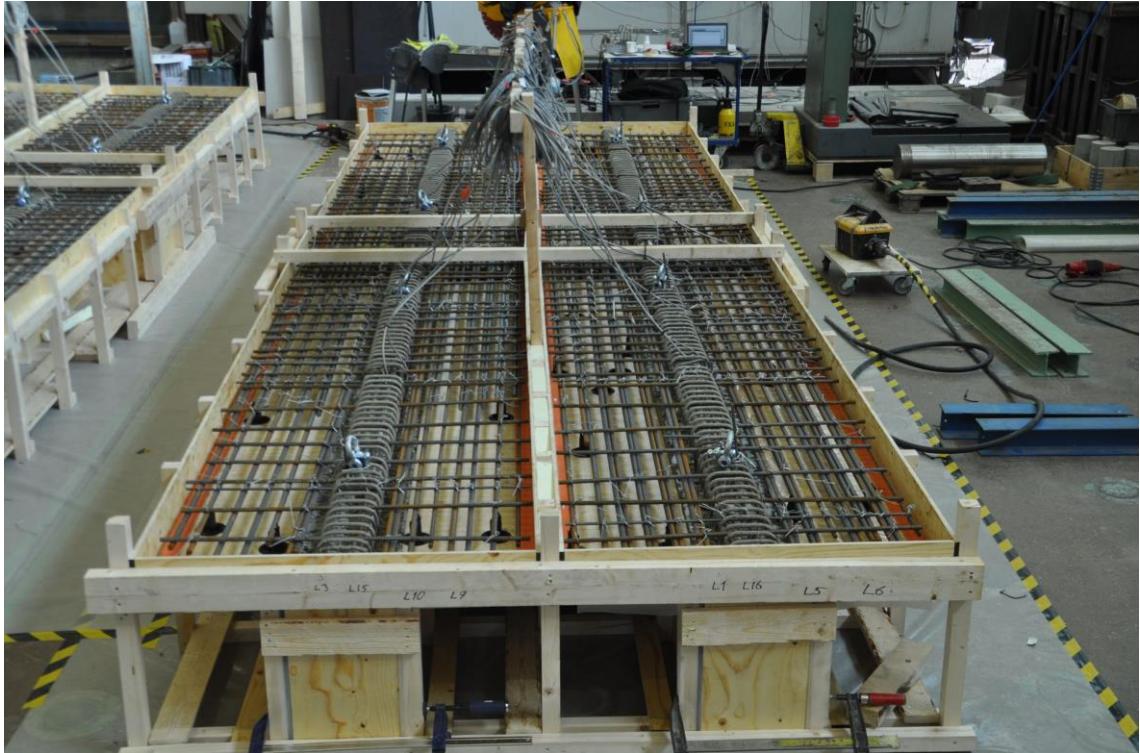


Kuva 38. Venymäliuskojen sijainnit koekappaleessa vaiheessa 1.

Kuvaan 38 on merkitty venymätankojen sijainnit nimeten ne tangon tunnuksen mukaisesti, jotka on esitetty kuvassa 37 Teräsbetonilaattaan asennettavien venymäliuskojen lisäksi kuvaan on lisätty elementtipalkeissa olevien venymäliuskojen mittapisteiden sijainnit nimeten ne kuvassa tunnuksilla P1, P2 ja P3. Näiden palkeissa olevien venymäliuskojen lisäksi elementtipalkkien alapintaan liimataan yksiakksiaalisia venymäliuskoja palkin pituussuunnassa samaan kohtaan kuin rakenteessa olevat kaksiakksiaaliset venymäliuskat. Yksiakksiaaliset venymäliuskat on merkattu kuvaan 38 tunnuksilla B1, B2, B3 ja B4. Venymäliuskojen yksilökohtaiset sijainnit on lisätty liitteeseen D.

Yksiaksiaalisia venymäliuskoja kutsutaan betoniliuskoiksi, koska ne liimattiin suoraan betonin pinnalle. Betoniliuskat asennettiin vasta kun koekappale oli nostettu koejärjestelmään. Liimaamista varten betonin pintaa karhennettiin hiomapaperilla liuskojen asennuskohdista. Tämän jälkeen pinta puhdistettiin asetonilla. Ennen liuskojen varsinaista liimaamista betonin pinta esikäsiteltiin levittämällä halutulle pinnalle EP-340-liimaa. Esikäsitely tehtiin, koska Antti Filatov oli aikaisemmin omassa diplomityössään huomannut betonin huokosten imevän liimaa niin paljon, että venymäliuskoja irtosi betonipinnalta. Esikäsitelyllä edellä mainittu ongelma poistui. Esikäsitelyn kuivuttua betoniliuska liimattiin käyttäen CC-35-liimaa. Liimattaessa liuskaan kohdistettiin painetta vähintään minuutin ajan liiman riittävän tartunnan takaamiseksi. Betoniliuskoja liimattiin ensimmäiseen koekappaleeseen neljä kappaletta. Betoniliuskojen määrää koekappaleissa käsitellään myöhemmissä luvuissa.

Standardin EN 1992-1-1 kohdan 6.2.4(7) mukaan pitkittäinen rauditus tulee ankkuroida laatan puristussauvan yli, jolloin tarkoitetaan poikittaisen raudituksen sijoittamista pitkittäisen raudituksen alapuolelle (Eurokoodi 2, kohta 6.2.4(7)). Teräsbetoni­laatan poikittainen rauditus asennettiin standardin ohjeistuksesta poiketen virheellisesti pitkittäisen raudituksen yläpuolelle. Rauditus­määrä laskettiin standardin EN 1992-1-1 kohdan 6.2.4(4) mitoituksen mukaisesti. (Eurokoodi 2, kohta 6.2.4(4)). Raudoituksena käytettiin 12 millimetrin harjaterästä, jonka lujuusluokka on B500B. Raudituksen jaotuksena keskialueella käytettiin 100 millimetriä ja koekappaleen päädyissä 1500 millimetrin matkalla jaotuksena käytettiin 200 millimetriä. Koekappaleiden valmista raudoitusta on esitelty kuvassa 39.



Kuva 39. Ensimmäisen vaiheen valmis raudoitus

Raudoituksen väliset etäisyydet teräsbetonilaatassa on mitoitettu niin, että tärysauva mahtuu raudoitusten välistä. Koekappaleita raudoitettaessa ongelmaksi muodostui jatkosalueen raudoitushäkkien 2 liian suuri korkeus. Raudoitushäkit olivat noin 15 millimetriä liian korkeita, mikä aiheutti ongelmia pitkittäisen raudoituksen asentamisessa. Pitkittäisraudoitteita oli sovitettava kulkemaan raudoitushäkkien hakojen kanssa limittäin, joka aiheutti raudoituksessa tärysauvalle liian ahtaita tiivistysaukkoja jatkosalueelle.

3.5.2 Ensimmäisen vaiheen valutapahtuma

Ensimmäisen vaiheen koekappaleet valettiin 12.3.2019 klo 13.00. Betonimassa tilattiin Lujabetonilta. Valaminen aloitettiin koekappaleen laattaosuudesta edeten muotin päädyistä kohti jatkosaluetta. Elementtipalkkien päädyissä olevat asennusputket täytettiin ennen valua uretaanivaahdolla, jotta ne eivät täytyisi valun yhteydessä betonilla. Jatkosalue valettiin kahdessa osassa. Jatkosalueen pohjalle laskettiin ensin noin puoleen väliin muottia betonimassaa, joka tiivistettiin ennen toista täyttöä. Tiivistämisen aikana betonimassaa laskettiin muotin toiseen päähän laattaosuudelle. Betonimassaa tiivistettiin kahdella tärysauvalla. Toinen tiivistäjä keskittyi jatkosalueen tiivistämiseen ja toinen laatan osuuteen. Jatkosalueen tiivistämisen jälkeen toinen tiivistäjä siirtyi seuraavan muotin laattaosuuden tiivistämiseen toisen jatkaessa ensimmäisen muotin betonimassan tiivistämistä. Tällä tavalla edettiin koekappale

kerrallaan koko valun ajan. Betonin tiivistämisen jälkeen valetun betonin pinta tasattiin valumuotin reunan tasalle koko muotin osalta. Kaikki valumuotit oli saatu täytettyä betonimassalla kello 14.15 mennessä.

Koekappaleiden valamisen aikana betonimassalle suoritettiin kokeita valamisen alku- ja loppuvaiheessa. Betonimassasta tutkittiin sen sisältämä ilmamäärä ja betonimassan notkeusluokka. Betonimassan notkeusluokaksi tilattiin luokan S3 massaa. Betonimassakokeiden perusteella betonimassan notkeusluokka oli S4. Ilmamääräksi valamisen alkuvaiheen massalle saatiin 2,0 % ja loppuvaiheen betonimassalle 2,4 %. Betonimassalle tehtyjen kokeiden tulokset on esitetty liitteessä E. Betonimassan lujuuden kehittymistä seurattiin betonimassasta valettujen koelieriöiden avulla. Lujuuden kehitystä on käsitelty luvussa 3.3.2.

Jälkihoitotoimenpiteet aloitettiin betonipinnan tasaamisen jälkeen. Valumuotit peitettiin kauttaaltaan muoveilla. Muovien asentamista vaikeutti merkittävästi valumuottien keskelle rakennetut johtokerätelineet, joihin venymäliuskoihin kytketyt sähköjohdot ripustettiin koekappaleiden valamisen yhteydessä. Muovitettuja muotteja on esitelty kuvassa 40.



Kuva 40. Valumuottien suojaaminen muoveilla.

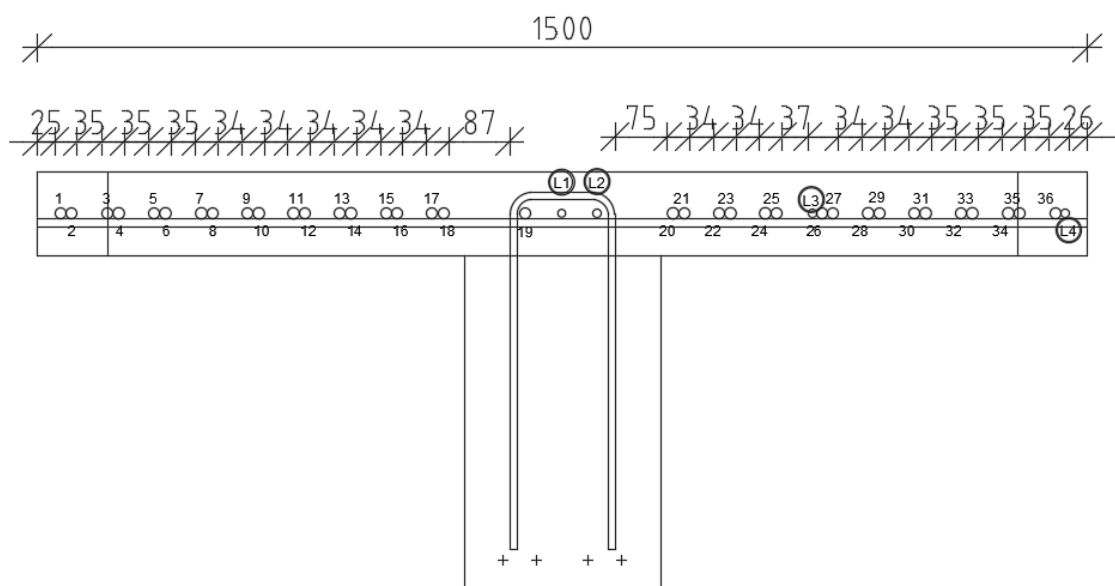
Valumuottien yli asennetut muovit eivät kuitenkaan toimineet toivotulla tavalla. Johtokeriä varten rakennetut telineet nostivat muovin irti betonin pinnasta. Tämä aiheutti muovien alla vallitsevan kosteuden nousemisen muovien yläosaan, joka kondensoitui muovia vasten valuen muottien reunoille muovia pitkin. Kosteuden siirtymistä tehosti

rakennushallin ikkunoista sisään paistava aurinko, joka lämmitti muovien sisäpuolta. Asiaan pyrittiin vaikuttamaan suihkuttamalla betonin pinnalle vettä kuivumisen estämiseksi. Toisen vaiheen muovien asentamista suunniteltiin tämän perusteella tarkemmin. Valumuottien päällä olevat suojamuovit poistettiin betonin ollessa 7 päivän ikäistä. Valumuotteja purettiin betonin ollessa 14 päivän ikäistä. Muoteista purkamisen yhteydessä todettiin koekappaleiden valamisen onnistuneen hyvin.

3.5.3 Toisen vaiheen koekappaleet ja niihin tehtävät muutokset

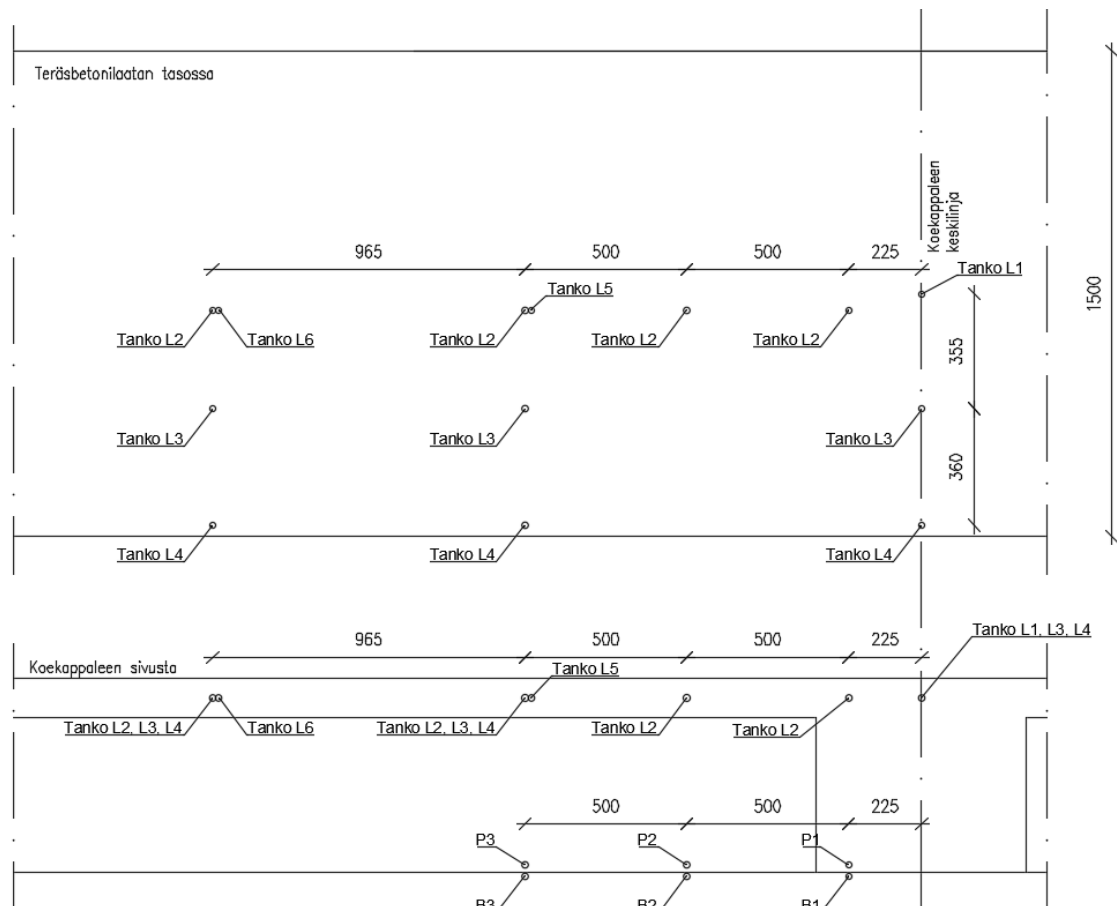
Ensimmäisen vaiheen koekuormitusten perusteella toisen vaiheen koekappaleisiin tehtiin rakenteellisia muutoksia. Muutokset koskivat teräsbetonilaatan leveyttä, kaksiaksiaalisten venymäliuskojen määrää, laatan raudoituksen määrää pitkittäis- ja poikkitaissuunnassa, jatkosalueen leveyttä, sekä jatkosalueen alle tehtävää pilarivalua.

Teräsbetonilaatan leveyttä kasvatettiin 1000 millimetristä 1500 millimetriin. Laatan paksuus pidetään toisessa vaiheessa samana 120 millimetrin paksuisena. Teräsbetonilaatan leveyttä kasvatetaan, jotta laatan toiminnallista leveyttä voidaan tutkia ja tarkastella paremmin kuin ensimmäisen vaiheen koekuormituksissa. Teräsbetonilaatan leveyttä lisätessä, lisätään myös siinä olevan raudoituksen määrä molemmissa suunnissa. Pitkittäissuuntaan asennettiin 36 kappaletta 16 millimetrin harjateräksiä ja 4 kappaletta 12 millimetrin harjateräksiä, jotka instrumentoitiin venymäliuskoilla. Vaiheen 2 koekappaleen poikkileikkauksen raudoitusta on esitelty kuvassa 41.



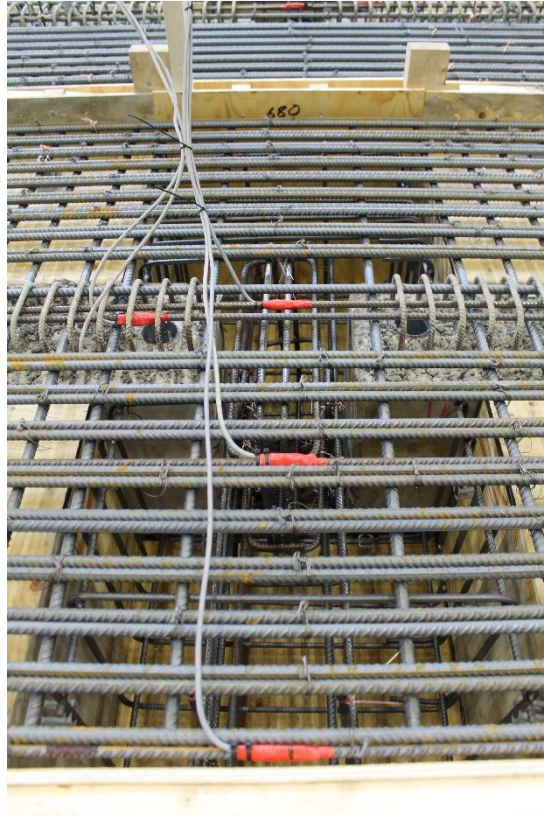
Kuva 41. Vaiheen 2 koekappaleen poikkileikkaus.

Kuvasta 41 nähdään, että venymäliuskojen määrää tangoissa L1-L4 lisättiin ensimmäisen vaiheen jälkeen. Tangossa L1 mittapisteiden määrä pysyi yhdessä mittapisteessä ja sen sijainti oli sama kuin ensimmäisessä vaiheessa. Tangossa L2 mittapisteiden määrä kasvatettiin neljään kappaleeseen, joista kolme sijoitettiin elementtipalkissa olevien mittapisteiden kanssa samaan kohtaan. Yksi mittapiste sijoitettiin kauemmas koekappaleen päädyn suuntaan. Tankoihin L3 ja L4 sijoitettiin kolme mittapistettä samoille kohdille kuin tangon L1 mittapiste ja tangon L2 kolmas ja neljäs mittapiste. Näiden mittapisteiden lisäksi rakenteeseen sijoitettiin poikittaiseen raudoitukseen kaksi mittapistettä tangon L2 kolmannen ja neljännen mittapisteen kanssa samaan kohtaan. Nämä mittapisteet on nimetty pisteiksi L5 ja L6. Poikittaiset instrumentoidut venymätangot on valmistettu 12 millimetrin harjateräksestä. Koekappaleiden mittapisteet on esitetty kuvassa 42.



Kuva 42. Venymäliuskojen sijainnit koekappaleessa toisessa vaiheessa.

Toisen vaiheen koekappaleiden venymäliuskojen sijoittamista muun raudoituksen sekaan on esitetty kuvassa 43, jossa esitetään jatkosalueen teräsbetonilaatassa olevia jatkosalueen venymäliuskoja tangoissa L1-L4. Koekappaleisiin sijoitettujen venymäliuskojen yksilökohtaiset sijainnit löytyvät liitteestä D.

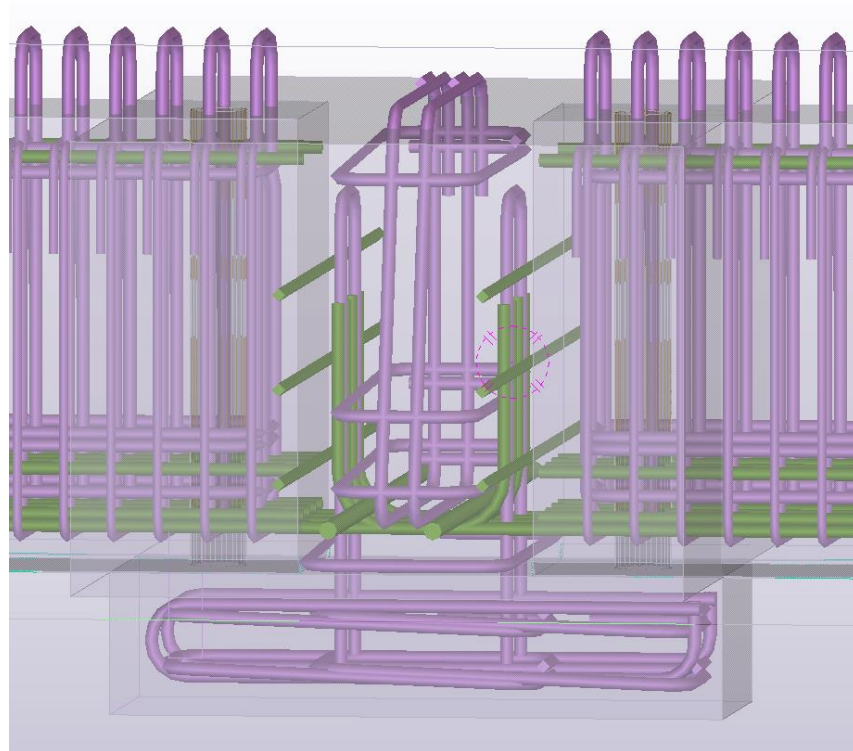


Kuva 43. Venymäliuskojen sijoittaminen muun raudoituksen sekaan.

Teräsbetonilaatan poikittaissuuntaista raudoitusta lisättiin toisen vaiheen koekappaleisiin. Raudoituksena käytettiin 16 millimetrin harjaterästä, jonka lujuusluokka on B500B. Poikittaisen raudoituksen jakovälinä käytettiin koko laatan matkalla 100 millimetriä. Jatkosalueella raudoituksen jakoväli oli 200 millimetriä. Toisessa vaiheessa poikittainen raudoitus sijoitettiin pitkittäisen raudoituksen alapuolelle.

Jatkosaluetta levennettiin toisen vaiheen koekappaleisiin 450 millimetristä 650 millimetriin. Elementtipalkkien päiden välinen etäisyys jatkosliitoksessa säilytettiin 250 millimetrin suuruisena, jolloin palkkien päiden upotus jatkosvaluun oli 200 millimetriä. Muutoksen myötä myös raudoitushäkkiä 2 levennettiin 200 millimetriä ja syvyyttä kasvatettiin 250 millimetriä. Raudoitushäkkeitä madallettiin ensimmäisen vaiheen versioista niin, että ne eivät törmänneet laatan pitkittäiseen raudoitukseen. Jatkosalueelle muita tehtäviä rakenteellisia muutoksia olivat liitoksen alle tuleva 150 millimetriä korkea pilarivalu. Jatkosalueen läpi asennettiin myös 6 kappaletta suoraa 12 millimetrin harjateräksiä kulkemaan elementtipalkkien päiden väliin jäävän osan läpi. Lisäksi punosten alapuolelle asennettiin yksittäinen 12 millimetrin harjateräksestä valmistettu umpihaka.

Jatkosalueen alle valettiin toisessa vaiheessa 150 millimetriä korkea pilarivalu. Pilarivalun ulkomitat olivat 280x650 millimetriä. Ulkomitat ovat yhteneväiset elementtipalkkien leveyden ja jatkosalueen leveyden kanssa, sekä koekappaleen kuormitusjärjestelmän keskituelle tulevan teräslevyn ulkomittojen kanssa. Pilarivalu valettiin samanaikaisesti muun paikallavalun kanssa ja raudoitettiin asentamalla raudoitushäkki pilarivalun muottiin. Pilarivaluun tuleva raudoitushäkki on nimetty nimellä HÄKKI 3. Raudoitushäkin lisäksi pilarivalusta ulotettiin tartuntahaat jatkosvaluun elementtipalkkien ja jännepunosten väliin. Kaikki jatkosalueelle tulevat haat ja raudoitushäkit tilattiin Raudoitus P. Rintala Oy:ltä. Raudoitusten piirustukset löytyvät liitteestä C Pilarivalun on tarkoitus mallintaa rakenteen aitoa kuormitustilannetta pilarituella. Koekappaleeseen se valetaan, koska ensimmäisen vaiheen kuormituksissa rakenteen murtokohta sijoittui teräslevyn reunaan. Havaintojen perusteella teräslevyn oletettiin olevan liian jäykkä todelliseen rakenteeseen nähden. Pilarivalulla irrotettiin jatkosalue jäykästä teräslevystä. Toisen vaiheen jatkosalueen raudoitusta on esitetty kuvassa 44.



Kuva 44. Toisen vaiheen jatkosalueen raudoitus.

Koekuormituksia varten koekappaleiden teräsbetonilaattaan tehtiin koekappaleen pätyihin sisennykset kuormitusjärjestelmän vetotangoille, jotta koekappale mahtuu kuormitusjärjestelmään. Sisennyksien koko on halkaisijaltaan 100 millimetriä.

Toisen vaiheen koekappaleita varten vanhoja valumuotteja muokattiin uusiin geometrioihin sopiviksi. Muottijärjestelmän alle tehtiin alusrakenne, johon tehtiin pilarivalun vaatima 280x650 millimetrin valumuotti. Vanhat valumuotit nostettiin alusrakenteen päälle, jonka jälkeen niitä levennettiin 250 millimetriä. Elementtipalkeista katkottiin ylimmät punosrivit ja taivutettiin alustavasti alimman punosrivin punokset. Ennen elementtipalkkien paikalleen nostamista pilarivalun muottiin asennettiin rauditushäkki paikalleen, koska elementtipalkkien asentamisen jälkeen se ei ole mahdollista. Pilarivalun tartuntahaat asennettiin myös tässä vaiheessa. Muottien rakentamista on esitelty kuvassa 45.



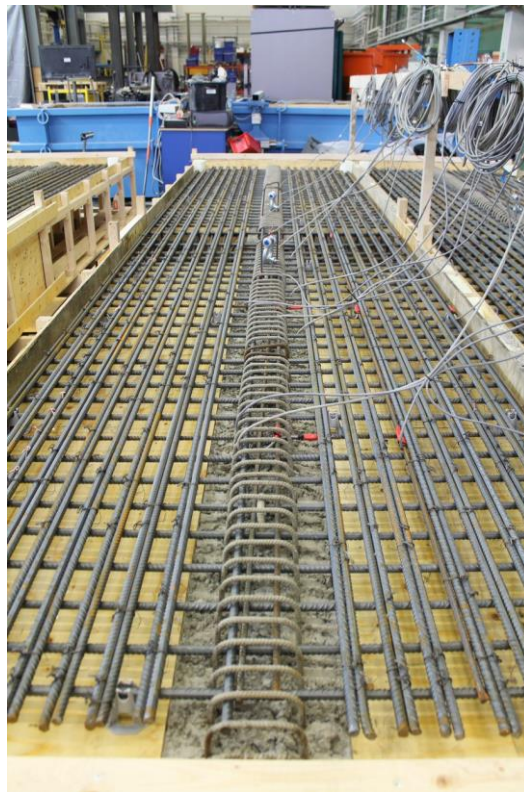
Kuva 45. Toisen vaiheen valumuotit.

Elementtipalkkien asentaminen paikalleen suoritettiin samalla tavalla kuin ensimmäisessä vaiheessa. Toisessa vaiheessa punokset taivutuksessa pitävistä teräshaoista luovuttiin ja korvattiin välikepuilla. Punosten taivuttamisen jälkeen palkkien väliin asennettiin punosten alle tuleva umpihaka. Punosten taivuttamisen jälkeen muottien levytys viimeisteltiin.

Jatkosalueen rauditus suoritettiin samalla tavalla kuin ensimmäisessä vaiheessa. Muutoksena jatkosalueen rauditukseen oli suorien harjaterästen asentaminen palkkien päiden välisen aukon läpi. Harjateräkset asennettiin punosten ja palkin pään väliin ankkuroimalla ne punosten välissä olevaan rauditushäkkiin. Suoria harjateräksiä

asennettiin palkkien väliin yhteensä 6 kappaletta 12 millimetrin ja 2 kappaletta 16 millimetrin teräksiä. Tankojen pituus oli 1460 millimetriä.

Teräsbetoniilaatan raudoituksessa suurin muutos oli poikittaisen raudituksen asentaminen pitkittäisten raudotteiden alapuolelle. Poikittainen rauditus asennettiin paikalleen muotin pohjalle, joista osaan tangoista asetettiin valukorokkeet. Tämän jälkeen poikittaisten raudotteiden päälle asetettiin muutamia pitkittäisraudoitteita oikeille sijainneilleen. Näihin muutamiin pitkittäisraudoitteisiin ankkuroitiin alustavasti kaikki poikittaisraudoitteet. Poikittaisraudoitteiden ankkuroimisen jälkeen muottiin alettiin asentaa loppuja pitkittäisraudoitteita. Toisen vaiheen koekappaleiden raudoitusta on esitelty kuvassa 46.



Kuva 46. Toisen vaiheen valmis rauditus.

Toisen vaiheen koekappaleiden raudituksen sijoittelua suunniteltiin tarkemmin jatkosalueen osalta betonimassan tiivistämisen helpottamiseksi. Ensimmäisessä vaiheessa rauditus oli paikoitellen liian tiheästi asennettu, joka vaikeutti jatkosalueen betonimassan tiivistämistä. Toisen vaiheen koekappaleiden raudoitukseen tehtiin sopiviin kohtiin tärysauvalle sopivia tiivistysaukkoja.

3.5.4 Toisen vaiheen valutapahtuma

Vaiheen 2 koekappaleet valettiin 5.6.2019 Tampereen yliopiston rakennushallissa. Koekappaleiden valun piti olla 4.6.2019, mutta betonin toimitusvaikeuksien takia valutapahtumaa siirrettiin. Tilatun betonin lujuusluokaksi valittiin C70/85 ja notkeusluokaksi tiheän raudoituksen takia luokka S3. Toisen vaiheen koekappaleiden betonimassalla ei suoritettu betonimassan kokeita. Lujuuden kehittymisen seuraamiseksi valettiin koelieriöitä. Lujuuden kehittymistä on käsitelty luvussa 3.6.

Koekappaleiden valaminen aloitettiin valamalla kaikkien koekappaleiden pilarivalut. Pilarivalujen valamista ja tiivistämistä varten elementtipalkkien asennusreiät jätettiin avonaisiksi, koska pilarivalun reuna-alueita ei muuten voitu tiivistää. Valumuottiin laskettiin hyvin varovasti betonimassaa pilarivalun kohdalle niin, että elementtipalkin reunoista nähtiin milloin betonimassaa alkaa tulla pienistä raoista pilarivalun yläreunasta. Tämän jälkeen elementtipalkkien sivut täytettiin ohuella kerroksella betonimassaa. Pilarivalun tiivistämisen jälkeen elementtipalkkien asennusputket täytettiin nopeasti kovettuvalla uretaanivaahdolla, koska putkien ei haluttu täyttyvän betonilla. Pilarivalujen valamisen jälkeen aloitettiin jatkosalueiden valaminen niin, että jatkosalue valettiin kolmessa eri vaiheessa täyttöjen välissä tiivistäen. Jatkosalueen tiivistämisen aikana valettiin koekappaleen laattaosuutta, jota tiivistettiin toisella tärysaavalla.

Toisessa vaiheessa koekappaleiden valupinnan tasaamiseen kiinnitettiin enemmän huolellisuutta, koska koekuormituksissa koekappaleiden pinnat maalataan valkoiseksi halkeamien erottumisen vuoksi. Koekappaleiden pintoja tasattiin muotin reunan tasalle laattaosuuksien valamisen valmistumisen mukaisessa järjestyksessä. Pintojen tasaamisen jälkeen betonipinnat hierrettiin hierontopuulla, jonka jälkeen pintaa vedettiin vielä metallilastalla. Viimeisten koekappaleiden kohdalla betonipinnalle suihkutettiin vettä pinnan käsiteltävyyden parantamiseksi. Pintojen käsittelyn jälkeen aloitettiin jälkihoitotoimenpiteet.

Toisessa vaiheessa betonipinnat muovitettiin niin, että muovit olivat kauttaaltaan kiinni betonipinnassa. Sähköjohtoja varten rakennetut telineet jätettiin muovien ulkopuolelle ja sähköjohtojen läpiviennit muovissa tiivistettiin. Huolellisemmalla muovituksella saavutettiin halkeilematon pinta. Muovit purettiin koekappaleiden päältä betonin ollessa 7 päivän ikäistä. Vielä tällöinkin muovien alla kosteus oli säilynyt hyvin ja betonin pinta oli kostea. Koekappaleiden valumuottien laitoja avattiin 7 päivän ikäisenä.

3.6 Betonien lujuuden kehittyminen

Tutkimuksessa käytettyjen betonirakenteiden puristuslujuuden kehittymistä seurattiin tutkimuksen edetessä standardien mukaisten betonilieriöiden avulla. Lieriölujuuksia seurattiin elementtitehtaalla valmistettujen elementtipalkkien ja yliopiston laboratorion tiloissa valmistettujen paikallavalurakenteiden osalta.

Koelieriöitä puristettiin 7, 14, 21 ja 28 vuorokauden ikäisinä. Näiden ajankohtien lisäksi lieriöiden lujuuden kehittymistä seurattiin elementtitehtaalla valmistettujen elementtipalkkien laukaisulujuuden kehittymisen seuraamiseksi. Elementtitehtaalla lujuuden kehittymistä seurattiin kuutiolujuuksien avulla. Lisäksi lujuuksia seurattiin koekuormitusten alkaessa ja niiden loppuessa.

3.6.1 Elementtipalkkien lujuuden kehitys

Tutkimusta varten valettavat rakennekappaleet valettiin Betsetin Kyyjärven elementtitehtaalla 13.2.2019. Esijännitettyjen elementtipalkkien valamiseen käytettiin yhteensä kuutta eri betonimassaa. Jokaisesta massasta valmistettiin koekuutioita, joiden koko oli 150x150x150 millimetriä. Koekuutioista valmistettiin olosuhdekuutioita, jotka säilytettiin muottien päällä samojen muovien alla kuin valetut elementtipalkit. Näiden olosuhdekuutioiden lisäksi otettiin laboratoriuutioita, joita säilytettiin tehtaan laboratorion tiloissa. Elementtitehtaalla valmistetut koekuutiot tiivistettiin käyttämällä tärypöytää.

Kyyjärven elementtitehtaalla ensimmäisenä valettiin JK-0 teräsbetonipalkit. Näihin palkkeihin käytettiin kahta eri betonimassaa. Ensimmäinen massa todettiin liian jäykäksi palkkien valamiseen, joten toisesta massasta tehtiin notkeampaa. Näistä molemmista massoista tehtiin koekuutioita. Toista massaa käytettiin myös kahteen ensimmäiseen JK-4 elementtipalkkiin. Loput JK-4 elementtipalkit valettiin kolmannesta ja neljännestä betonimassaerästä. Siirryttäessä JK-8 elementtipalkkeihin käytettiin niissä kaikissa viidettä betonimassaerää. Viimeiseksi valettiin JK-12 elementtipalkit, joissa käytettiin kuudetta betonimassaerää. Näistä kaikista betonimassoista valmistettiin koekuutioita lujuuden seuranta varten. Elementtipalkkeihin käytettyjä betonimassoja on listattu taulukkoon 5.

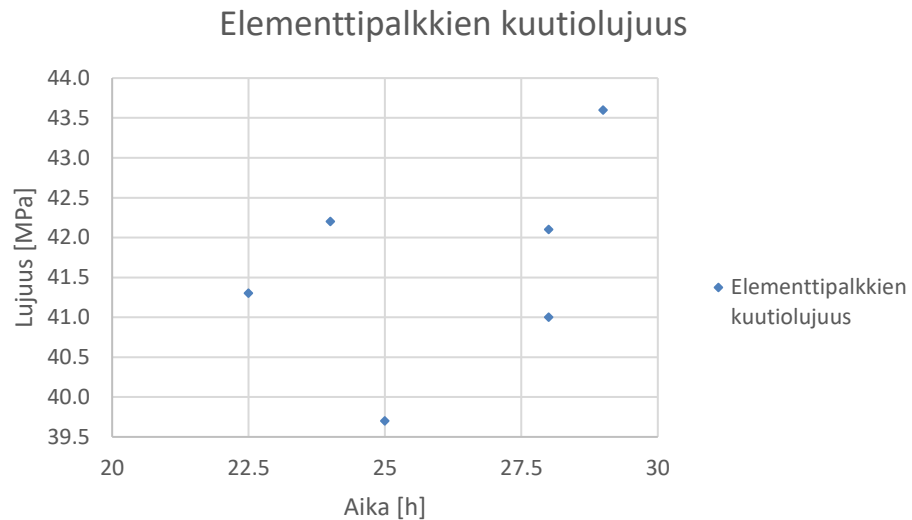
Taulukko 5. Elementtipalkkeihin käytetyt betonimassat.

Betonimassaerä	Elementtipalkki
1	JK0-4
2	JK0-1 JK0-2 JK0-3 JK4-5 JK4-6
3	JK4-6 JK4-7 JK4-11
4	JK4-7 JK4-11
5	JK8-8 JK8-9 JK8-13 JK8-15
6	JK12-4 JK12-10 JK12-12 JK12-16

Kuutioluuksien kehitys on esitetty taulukossa 6 ja kuvassa 47. Taulukossa viimeisenä ajankohtana puristettu koekuutio on JK12-koekappaleiden olosuhdekuutio, joka lujittui 29 tuntia palkkien jälkihoitoa varten asennettujen muovien alla.

Taulukko 6. Koekuutioiden lujuuden kehitys.

Lujuuden kehittymisen aika (h)	Kuutiolujuus (MPa)
22,5	41,3
24	42,2
25	39,7
28	42,1
28	41,0
29	43,6



Kuva 47. Esijännitetyjen elementtipalkkien kuutiolujuuden kehitys.

Taulukosta 6 nähdään, että betonin lujuuden kehittyminen vaati 29 tuntia ollakseen lujuudeltaan 43,6 MPa. Viimeiset puristetut koekuutiot olivat JK12-koekappaleiden betonimassasta valmistettuja. Jännevoiman laukaisulujuuden hitaaseen kehittymiseen olisi voitu vaikuttaa valamalla JK12-palkit ensimmäisenä, koska lujuuden riittävä kehittyminen oli tärkeintä näiden elementtipalkkien kohdalla suuren jännepunosmäärän takia. Tehtaalla ilmenneet tekniset ongelmat pidensivät omalta osaltaan palkkien laukaisulujuuden kehittymistä.

Koekuutioiden lisäksi valettiin 15 kappaletta koelieriöitä elementtipalkkien lujuuden seuraamiseksi yliopistolla. Koelieriöt valmistettiin kolmesta eri betonimassasta. Ensimmäisestä massasta tehtiin kuusi koelieriötä, toisesta massasta seitsemän ja kolmannesta massasta kaksi koelieriötä. Koelieriöiden halkaisija oli 150 millimetriä ja korkeus 300 millimetriä. Muotit toimitettiin Kyyjärven elementtitehtaalle Tampereen yliopiston rakennustekniikan laboratoriosta. Valmistetut koelieriöt tiivistettiin käyttämällä tärypöytää. Koelieriöt toimitettiin yliopistolle yhdessä elementtipalkkien kanssa 4.3.2019. Näistä ensimmäiset kuormitettiin yliopiston laboratorion puristimessa 16 päivän ikäisinä.

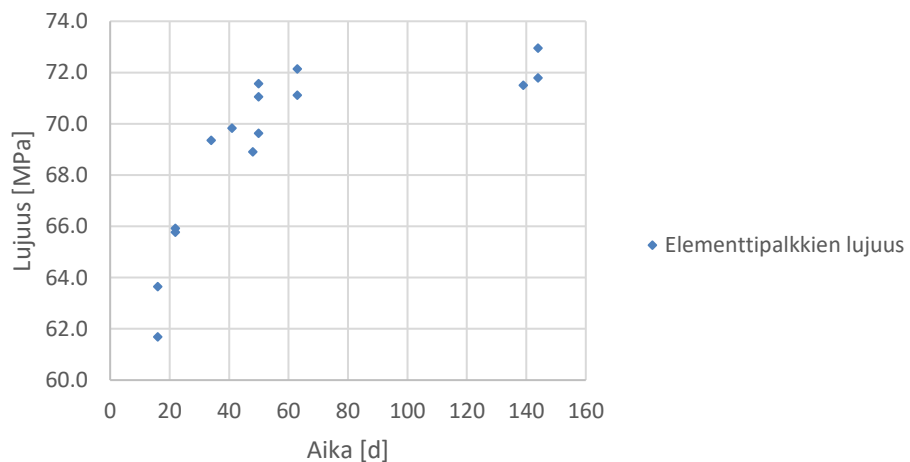
Elementtipalkkien lujuuden kehitystä seurattiin joka viikko siihen asti, että yliopistolla tehdyt valumuotit valmistuivat. Ensimmäisen kahden puristusviikon aikana puristettiin aina kaksi lieriötä. Kolmannesta viikosta eteenpäin puristettiin viikoittain yksi lieriö. Ensimmäisen vaiheen koekuormitusten alkamisen yhteydessä elementtipalkkien lieriötä puristettiin kolme kappaletta ja kuormitusten loppuvaiheessa seuraavat kaksi kappaletta. Lujuuden kehitys oli tässä vaiheessa jo hidastunut ja lieriölujuuksien arvot tasalaatuisia. Toista koekuormitusvaihetta varten jätettiin kolme koelieriötä. Näistä yksi puristettiin

toisen vaiheen koekuormitusten alkaessa ja kaksi kuormitusten loppuessa. Koelieriöiden iät ja lujuudet on esitetty taulukossa 7 ja kuvassa 48.

Taulukko 7. Elementtipalkkien lujuuden kehitys.

Lujuuden kehittymisen aika (d)	Lieriölujuus (MPa)	Betonimassaerä, josta valmistettu
16	61,7	1
16	63,6	2
22	65,8	1
22	65,9	2
34	69,4	2
41	69,8	1
48	68,9	2
50	69,6	1
50	71,6	2
50	71,0	3
63	72,1	1
63	71,1	2
139	71,5	1
144	73,0	2
144	71,8	3

Elementtipalkkien lieriölujuus



Kuva 48. Elementtipalkkien lieriölujuuden kehitys.

Elementtipalkkien betonin lujuusluokaksi tilattiin C50/60 luokan betonia, joten kuvasta 48 nähdään, että betonin lujuus on noin 20 MPa lujempaa kuin alkuperäisesti sen suunniteltiin olevan. Tästä johtuen jatkosvaluun aluksi suunniteltu C35/45 lujuusluokan betoni päätettiin korottaa tutkimuksen ensimmäisessä vaiheessa lujuusluokkaan C45/55, koska näin pyritään vaikuttamaan siihen, että rakenne toimii, kuten aiemmin on suunniteltu.

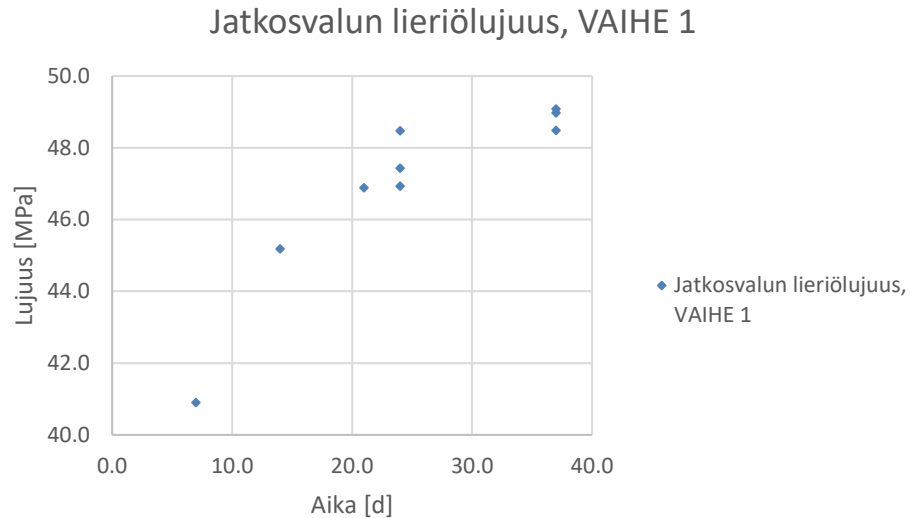
3.6.2 Paikallavalurakenteiden lujuuden kehitys 1. vaiheessa

Koekappaleiden paikallavalurakenteet valmistettiin Tampereen yliopiston Rakennushallissa. Betonin toimittajana toimi Lujabetoni. Koekappaleet valettiin kahdessa eri vaiheessa. Kummassakin vaiheessa valettiin paikallavalurakenteiden lujuuden kehittymisen seuraamiseksi koelieriöitä, jotka olivat halkaisijaltaan 150 ja korkeudeltaan 300 millimetriä. Koelieriöt valmistettiin niin, että niihin käytettiin koekappaleiden valun alkaessa käytettävää betonimassaa ja valun loppuvaiheessa käytettävää betonimassaa. Lieriöt täytettiin kahdessa eri vaiheessa. Kummassakin vaiheessa lieriö täytettiin puoleen väliin asti tiivistäen betonimassa tärysauvalla kahdesta eri kohdasta täryttäen.

Ensimmäisen vaiheen koekappaleiden jatkosliitosten valun yhteydessä 12.3.2019 valettiin yhdeksän koelieriötä. Ensimmäisessä vaiheessa koelieriöiden betonimassa tiivistettiin käyttäen tärysauvaa. Koelieriötä kuormitettiin laboratorion puristimessa 7, 14 ja 21 päivän ikäisinä yksi kappale. Koekuormitusten alkamisen yhteydessä kuormitettiin kolme koelieriötä ja kuormitusten loputtua viimeiset kolme koelieriötä. Koelieriöiden lujuuden kehittymistä on esitetty taulukossa 8 ja kuvassa 49.

Taulukko 8. Vaiheen 1 koelieriöiden lujuuden kehitys.

Lujuuden kehittymisen aika (d)	Lieriölujuus (MPa)
7	40,9
14	45,2
21	46,9
24	47,4
24	48,5
24	46,9
37	49,0
37	48,5
37	49,1



Kuva 49. Paikallavalurakenteen lieriölujuuden kehitys, VAIHE 1.

Ensimmäisen vaiheen koekappaleisiin tilatun betonimassan lujuusluokaksi valittiin C45/55 luokan betonia. Taulukosta 8 ja kuvasta 49 nähdään, että betonin lujuus on saavuttanut 45 MPa lujuuden 14 päivän ikäisenä ja kuormitusten alkaessa betonin iän ollessa 24 päivää koelieriöistä saadut tulokset sijoittuvat välille 46,9- 47,4 MPa. Ensimmäisen vaiheen kuormitusten loppuessa paikallavalettujen betonirakenteiden ikä on 33 päivää ja koelieriöistä saatavien lieriölujuuksien arvot sijoittuvat välille 48,5-49,1 MPa. Betonin lujuus on lujempaa kuin tutkimusta varten tilatun betonimassan suunniteltiin olevan. Valettuja koelieriöitä säilytettiin rakennushallin vakio-olosuhteissa muoteissa ja muovitettuna 7 päivää. Tämän jälkeen muotit purettiin ja lieriöitä säilytettiin rakennushallin olosuhteissa.

Ensimmäisen vaiheen koekuormitusten perusteella toisen vaiheen koekappaleisiin tehtiin rakenteellisia ja materiaaleihin liittyviä muutoksia. Materiaaleihin liittyviä muutoksia olivat paikallavalurakenteisiin käytettävän betonin lujuusluokan kasvattaminen. Toisessa vaiheessa tilattiin C70/85 lujuusluokan betonimassaa Lujabetonilta. Toisen vaiheen koekappaleet valettiin 5.6.2019.

3.6.3 Paikallavalurakenteiden lujuuden kehitys 2. vaiheessa

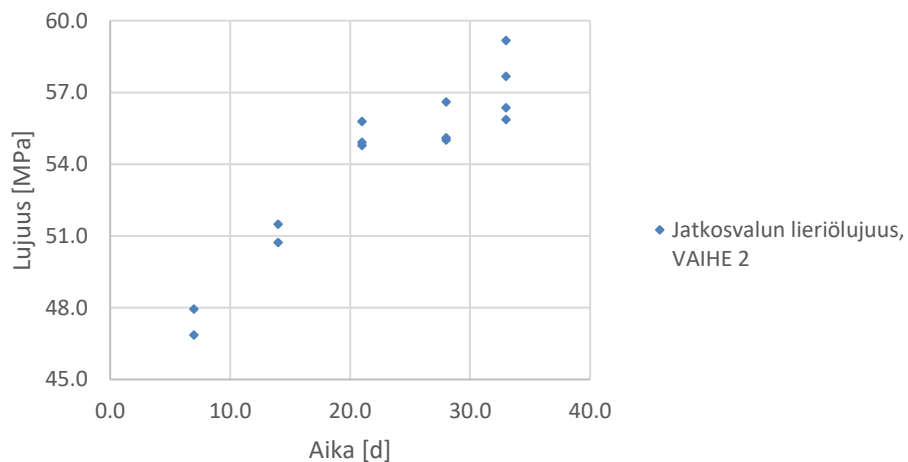
Toisen vaiheen koekappaleiden valamisen yhteydessä valettiin 21 koelieriötä. Koelieriöitä puristettiin 7 ja 14 päivän ikäisinä kaksi kappaletta. Seuraavat koelieriöt puristettiin 21 päivän ikäisenä, jolloin kahden lieriön lisäksi puristettiin yksi vesiupotuksessa ollut koelieriö. Koelieriöitä sijoitettiin vesiupotukseen neljä kappaletta. Seuraavat koelieriöt puristettiin 28 päivän ikäisenä. Tällöinkin puristettiin kaksi

rakennushallin olosuhteissa ollutta lieriötä ja yksi vesiupotuksessa ollut lieriö. Viimeiset neljä koelieriötä kuormitettiin 33 päivän ikäisenä. Tällöin kuormitettiin kaksi kappaletta rakennushallin olosuhteissa ollutta koelieriötä ja kaksi kappaletta vesiupotuksessa olleita koelieriöitä. Toisen vaiheen koekuormitukset aloitettiin betonin iän ollessa 21 päivää. Viimeinen koekuormitus suoritettiin betonin iän ollessa 33 päivää. Betonin lujuuden kehittymistä on esitelty taulukossa 9 ja kuvassa 50.

Taulukko 9. Vaiheen 2 koelieriöiden lujuuden kehitys.

Lujuuden kehittymisen aika (d)	Lieriölujuus (MPa)	Vesiupotuksessa
7	48,0	
7	46,9	
14	51,5	
14	50,7	
21	55,8	
21	54,8	
21	54,9	x
28	55,1	
28	56,6	
28	55,0	x
33	56,4	
33	59,2	
33	57,7	x
33	55,9	x

Jatkosvalun lieriölujuus, VAIHE 2



Kuva 50. Paikallavalurakenteen lieriölujuuden kehitys, VAIHE 2.

Betonin lujuusluokan oli tarkoitus olla C70/85 betonia, mutta taulukosta 9 ja kuvasta 50 nähdään, että betonin lujuus on 28 päivän ikäisenä jäänyt noin 14,4 MPa tavoitellusta betonin lujuudesta. Toisen vaiheen koelieriöt tiivistettiin tärysauvalla ja niitä säilytettiin muoteissa muovien alla 7 päivän ikään asti. Toisen vaiheen kuormitusten betonin lujuus

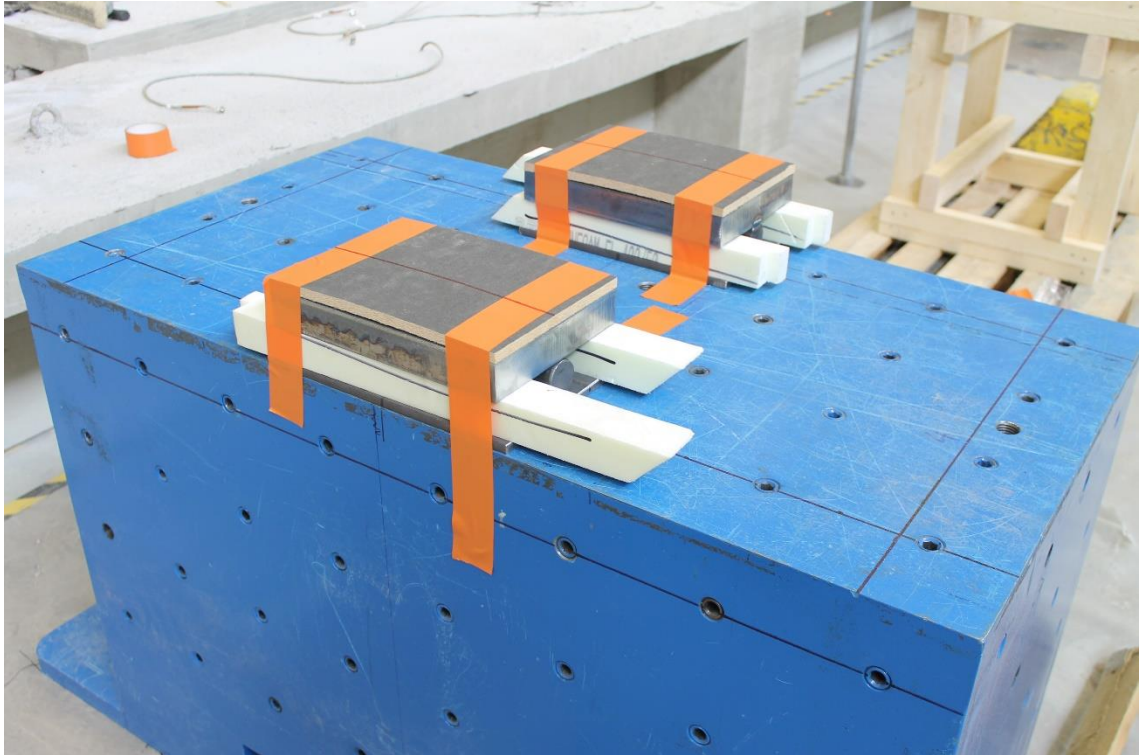
oli keskimäärin 7,6 MPa lujempaa kuin ensimmäisen vaiheen koekuormitusten vastaavassa tilanteessa. Kuormitusten loppuvaiheessa toisen vaiheen koelieriöiden puristuslujuus oli keskimäärin 8,4 MPa suurempi kuin ensimmäisen vaiheen koekuormitusten loppuvaiheessa.

3.7 Kuormitusjärjestelmä

Koekappaleiden kuormitusjärjestelmä suunniteltiin niin, että koekappaletta voitiin kuormittaa koekappaleessa tapahtuvista suurista siirtymistä huolimatta. Kuormituksista aiheutuvien muodonmuutosten sietokyky on mahdollistettu koekappaleen tukirakenteiden avulla. Tässä luvussa esitellään ensimmäisen ja toisen vaiheen kuormitusjärjestelmien kokonaisuudet ja niihin kuormituksien aikana tehdyt muutokset. Koekappaleiden kuormitukset suoritettiin Rakennushallin voimalattialla. Kuormitusjärjestelmän tiivistetty työjärjestys vaiheessa 1 ja 2 löytyy liitteestä F.

3.7.1 Ensimmäisen vaiheen kuormitusjärjestelmä

Koejärjestelyssä koekappale asetettiin jatkosliitoksen alueelta laakeroidulle tukialustalle. Tukialusta oli raskas teräspukki, jonka korkeus oli 795 millimetriä ja tukipinnan mitat 635x1200 millimetriä. Teräspukin päälle asetettiin ensimmäisessä kuormituskokeessa kaksi 10 millimetriä paksua teräslevyä, joiden koko oli 280x200 millimetriä. Teräslevyjen päälle asetettiin halkaisijaltaan 40 millimetriä paksut teräsakselit. Toinen akseleista hitsattiin kiinteästi akseleiden päälle asetettavaan 40 millimetriä paksuun teräslevyyn. Toisen akselin päälle asetettava teräslevy liikkui vapaan akselin päällä. Teräslevyjen päälle asetettiin huokoiset kuitulevyt. Keskituen rakenne on esitetty kuvassa 51.



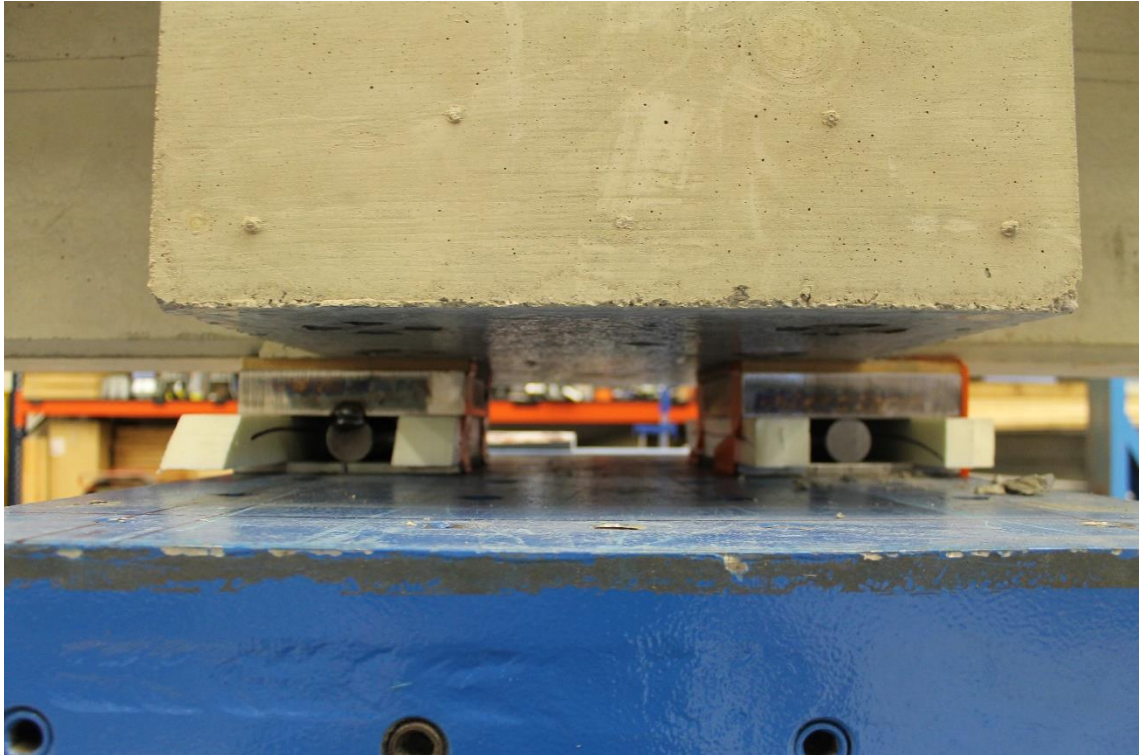
Kuva 51. Ensimmäisen koekuormituksen keskituen rakenne.

Koekuormitukset suoritettiin Rakennushallin voimalattian alueella. Voimalattian alueella on 700 millimetrin jaotuksella reikiä molempiin suuntiin. Koekuormituksissa koekappaletta kuormitettiin voimalattian alapuolelle asennettujen kuormantuottotunkkien avulla. Tunkkeja kuormituksessa oli käytössä neljä kappaletta, joista jokainen kykeni tuottamaan voimaa 500 kN. Tunkkeja sijoitettiin kaksi koekappaleen molempiin päihin 1400 millimetrin etäisyydelle toisistaan. Etäisyys kuormituksessa käytettävästä keskituesta oli 2800 millimetriä, jolloin eri päissä olevien tunkkien etäisyys toisistaan oli 5600 millimetriä. Tunkit asennettiin voimalattian alapuolella olevan kellaritilan kattoon. Tunkit ripustettiin voimalattian läpi tuleviin M36 kierretankoihin. Kierretangot asetettiin teräslevyjen ja muttereiden avulla sopivaan korkoon voimalattian yläpuolelta käsin. Tunkki kiinnitettiin alaosastaan kahdella mutterilla, joiden aluslevynä käytettiin 25 millimetriä paksuja teräskieikkoja. Tunkin kiinnitystä on esitetty kuvassa 52.



Kuva 52. Voimatunkin kiinnitys voimalattian alapuolelle vetotankoon.

Lattian yläpuolelle tulevia kierretankoja jatkettiin toisella 2000 millimetriä pitkällä kierretangolla. Koekappaleen tukemista varten rakennettiin koekappaleen molempiin päihin puiset tukirakenteet, jotka pitivät koekappaleen kuormitusjärjestelmässä paikoillaan rakentamisen aikana. Nostettaessa koekappale koejärjestelmään se sijoitettiin keskeisesti keskituen teräslevyjen varaan, jonka jälkeen puiset tukirakenteet asetettiin koekappaleen pätyihin. Koekappaleen asemointia keskituelle on esitelty kuvassa 53.

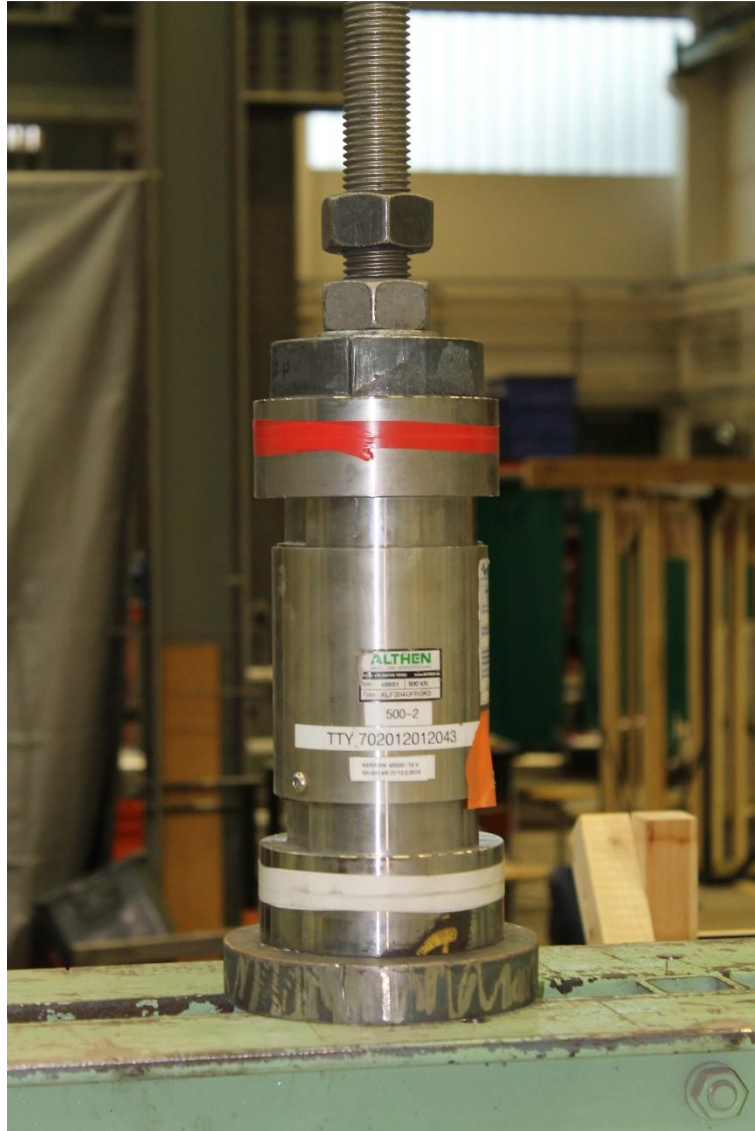


Kuva 53. Koekappaleen asemointi teräslevyjien varaan.

Koekappaleen koejärjestelmään nostamisen ja asemoinnin jälkeen kierretankojen etäisyydet koekappaleen laatan reunoista tarkastettiin. Kierretankojen kautta välitettiin tunkkien tuottama voima rakenteeseen. Kierretangoilta tunkkien tuottama kuorma siirrettiin koekappaleelle kuormanjakopalkkeilla. Kierretangot ankkuroitiin kuormanjakopalkkeihin. Kuormanjakopalkkeina käytettiin kahdesta 3400 millimetriä pitkästä UPN300-profiilista koottua rakennetta. Profiilien väliin sijoitettiin 50 millimetriä leveitä putkiprofiilikappaleita. UPN-profiilit pultattiin toisiinsa kiinni. Kierretangot sijoitettiin 50 millimetrin aukkoon putkiprofiilien läpi. Kierretankoihin asennettiin ennen kuormanjakopalkin asentamista säätömutterit, joilla kuormanjakopalkki voitiin asentaa haluttuun korkoon asennuksien ajaksi.

Kuormanjakopalkkien yläpuolelle asennettiin voima-anturit, jotka seurasivat yksittäisen tunkin tuottaman voiman suuruutta. Voima-anturin toiminta perustuu siihen kohdistuvan paineen tunnistamiseen, joka syntyy vedettäessä tunkilla kuormanjakopalkkia alaspäin. Voima-anturin alle asennettiin aluslevyksi 25 millimetriä paksu teräslevy, jonka päälle asetettiin kalottilaakeri. Kalottilaakeri huomioi voima-anturiin kohdistuvat tason muutokset ja pitää sen suorassa asennossa. Kalottilaakerin päälle asennettiin itse voima-anturi. Voima-anturin yläpuolelle asetettiin vielä toinen kalottilaakeri ja 25 millimetriä paksu teräksinen aluslevy. Viimeiseksi rakenne lukittiin kahdella mutterilla.

Voima-anturit kytkettiin tunkkien ohjausjärjestelmään. Paikalleen asennettua voima-anturia on esitetty kuvassa 54.



Kuva 54. Voima-antureiden asentaminen koearjestelmään.

Kuormanjakopalkilta kuormitus kohdistettiin elementtipalkkien kohdalle 280 millimetriä leveälle alueelle. Kuormanjakopalkkia ei asennettu suoraan koekappaleen päälle. Kuormanjakopalkin taipuessa kuormituksen alaisena se kuormittaisi teräsbetoni-laatan reunoja. Teräsbetoni-laatan keskikohdalle tehtiin laakerituet kuormanjakopalkkien alle. Laakerituet nostivat kuormanjakopalkkeja irti laatan yläpinnasta ja mahdollistivat pystysuoran kuormituksen rakenteeseen koekappaleen taipuessa.

Laatan yläpintaan asennetuista laakerituista toisen pään tuki varustettiin kiinteällä akselilla ja toinen vapaasti liikkuvalla akselilla. Teräsbetoni-laatan pinnalle asetettiin huokoinen kuitulevy. Ensimmäisessä koekuormituksessa huokoisen kuitulevyn päälle

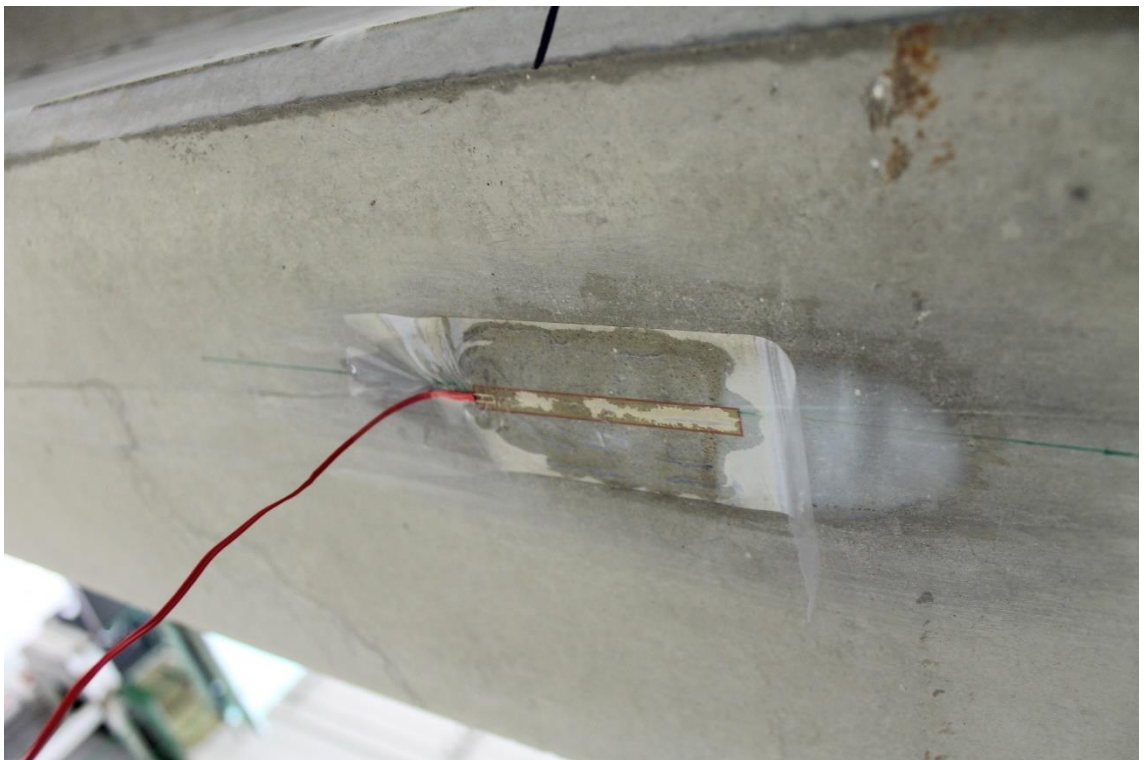
asetettiin 10 millimetriä paksu teräslevy, jonka ulkomitat olivat 200x280 millimetriä. Teräslevyn päälle asetettiin keskeisesti teräsakseli, jonka halkaisija oli 40 millimetriä. Akselin päälle tuli 40 millimetriä paksu 250x280 millimetrin kokoinen teräslevy, jonka päälle kuormanjakopalkki asetettiin. Kuormanjakopalkin leveys oli 250 millimetriä, jolloin kuormanjakopalkin ja teräslevyjen reunat asetettiin tasan.

Ensimmäisessä kuormituksessa koekappaleen taipumia kuormituksen aikana tarkkailtiin mittakellojen avulla, joita rakenteen yläpinnassa oli 5 kappaletta. Mittakellot on sijoitettu noin 60 millimetrin päähän koekappaleen päädyistä, 1533 millimetrin päähän koekappaleen keskikohdasta ja koekappaleen keskelle. Käytettävät mittakellot olivat mittauspituudeltaan 300 millimetrin mittakelloja. Mittakelloja varten teräsbetoniastian pintaan liimattiin mittauskohtiin teräslevyt tasaisen pinnan takaamiseksi.

Koekappaleen alapintaan sijoitetaan ensimmäisessä koekuormituksessa neljä yksiaksiaalista venymäliuskaa eli betoniliuskaa. Betoniliuskojen liimaaminen on esitetty luvussa 3.4.1. Liuskat sijoitettiin palkkien alapintaan samaan kohtaan kuin rakenteessa olevat venymäliuskat. Jatkosaluetta lähimpänä oleva liuska sijoitettiin mahdollisimman lähelle tukialuetta, kuten nähdään kuvasta 55. Betoniliuskan keskikohdan etäisyys rakenteessa olevaan teräsliuskaan oli noin 50 millimetriä. Ensimmäisessä kuormituskokeessa yksi betoniliuska sijoitettiin myös aivan jatkosalueen keskikohtaan laakeritukien väliin. Liuskojen paikat elementtipalkkien alapinnassa merkattiin ja esikäsiteltiin EP-340-liimalla. Tämän jälkeen betoniliuskat liimattiin betonipinnalle. Liuskojen kiinnittämistä on esitelty kuvissa 55 ja 56.



Kuva 55. Betoniliuskojen mittapistekohtien esikäsitely EP-340-liimalla.



Kuva 56. Paikalleen liimattu betoniliuska.

Koekuormitusten yhteydessä koekappaleiden sivut maalattiin valkoiseksi ohuella kerroksella kalkkipohjaista maalia. Tapa on yleinen muualla Euroopassa, mutta ei ole aikaisemmin ollut käytössä Suomessa. Koekappaleen maalaamisen tarkoituksena on,

että rakenteeseen kuormituksen aikana syntyvät halkeamat erottuvat maalatulta alustalta paremmin kuin paljaalta betonipinnalta. Koekappaleen maalaamisen jälkeen venymäliuskat ja mittakellot kytkettiin mittauslaitteistoon. Valmista koejärjestelyä on esitelty kuvassa 57.



Kuva 57. Valmis kuormitusjärjestelmä.

Voimalattian kautta tunkeille menevät hydraulikkaletkut suojattiin koekappaleen kohdalla. Suojaamisella estettiin koekappaleesta mahdollisesti lohkeavien betonipalojen osuminen hydraulikkaletkuihin, jotka voisivat vahingoittaa niitä.

3.7.2 Kuormitusjärjestelmään muutokset 1. vaiheessa

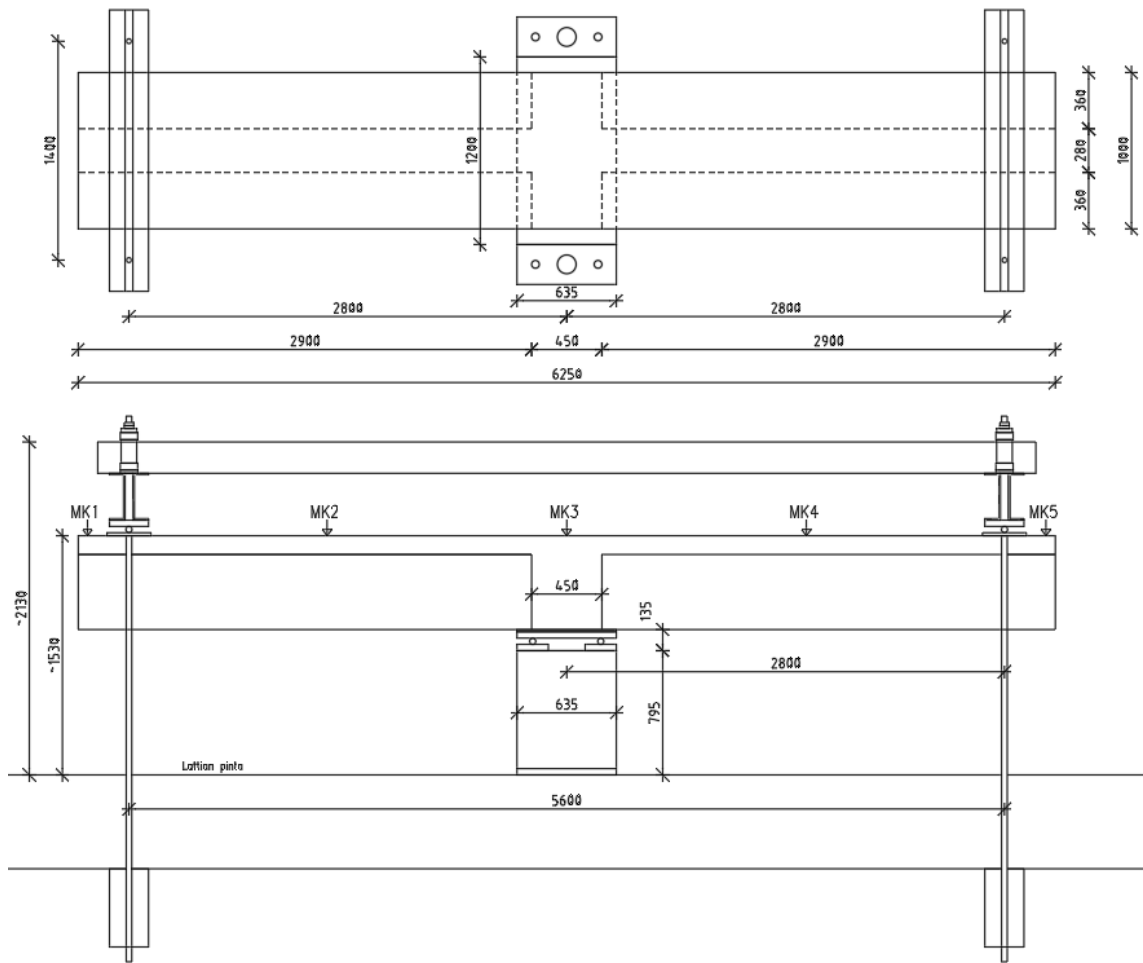
Ensimmäisen koekuormituksen aikana kuormitusjärjestelmässä ilmeni joitakin ongelmia, jonka takia kuormitus keskeytettiin. Ongelmia aiheutti kuormanjakopalkkien kiertyminen laakeritukien mukana. Kuormanjakopalkkien kiertyminen aiheutti kierretankojen vääntymistä. Toinen havaittava ongelma ilmeni keskituen laakerituen teräslevyissä.

Keskituella olevat kaksi laakerilevyä korvattiin yhdellä isolla teräslevyllä, jonka ulkomitat olivat 650x280x40 millimetriä. Keskituen alimmat teräslevyt korvattiin ylemmillä 40 millimetriä paksuilla laakerilevyillä. Näiden levyjen ja akselien päälle asetettiin uusi isompi teräslevy ja huokoinen kuitulevy.

Ensimmäisessä koekuormituksessa kuormajakopalkkien havaittiin kiertyvän laakeritukien mukana. Tämä aiheutti kierretankojen vääntymisen. Ilmiö olisi voinut aiheuttaa laakerituen luiskahduksen kuormituksen jatkuessa. Tästä syystä kuormitus keskeytettiin. Kuormajakopalkkien suorassa pysyminen varmistettiin kuormajakopalkit toisiinsa kytkevällä sidospalkilla. Sidospalkki valmistettiin järeästä 6000 millimetriä pitkästä 200x300x5 suorakaideputkiprofiilipalkista. Sidospalkkiin hitsattiin neljä 120x400x40 millimetrin teräslattaa, jotka sijoitettiin kuormajakopalkin 50 millimetriä leveään väliin. Sidospalkki esti kuormajakopalkkien kiertymisen kuormituksen edetessä koekappaleen taipuessa. Sidospalkin asentamisen jälkeen koekappaleen keskialueen 300 millimetrin mittakellot jouduttiin vaihtamaan 150 millimetrin mittakelloihin. Sidospalkin pohjaan tehtiin aukot mittakellojen kohdille.

Sidospalkin avulla ensimmäisen koekappaleen kuormitus onnistui, mutta kuormituksen jälkeen koekappaleen murtotapa koekappaleen alapinnasta pakotti tutkimusryhmää suunnittelemaan tuentatapaa keskituella uudestaan. Ratkaisuna keskialueen pohjan murtumiseen kaksi erillistä teräslevyä vaihdettiin yhteen suurempaan teräslevyyn, jonka paksuus on 40 millimetriä ja ulkomitat 650x280 millimetriä. Samalla 10 millimetrin paksuiset aluslevyt vaihdettiin 40 millimetriä paksuihin teräslevyihin.

Ensimmäisen kuormituksen jälkeen päätettiin vaihtaa kuormajakopalkkien alla olevien laakeritukien 10 millimetriä paksut teräslevyt kahteen 20 millimetriä paksuun teräslevyyn. Teräslevyt asetetaan huokoisen kuitulevyn päälle vierekkäin. Lopullisen kuormitusjärjestelmän kuva on esitelty kuvassa 58.



Kuva 58. Lopullinen vaiheen 1 kuormitusjärjestelmä.

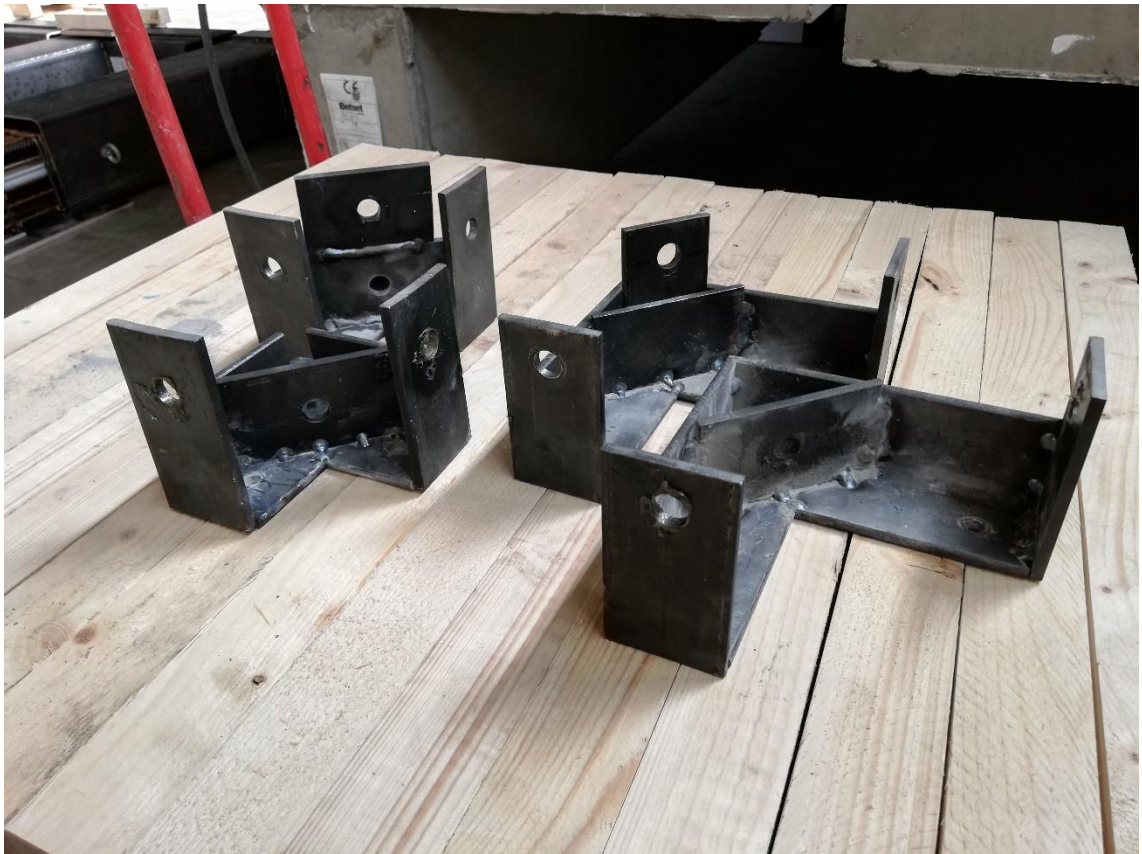
Kuvaan 58 mittakellojen sijainnit on nimetty tunnuksilla M1-M5. Mittakellojen numerointi suoritettiin kaikissa vaiheen 1 koekuormituksissa samalla tavalla.

3.7.3 Vaiheen 2 kuormitusjärjestelmä

Tutkimuksen toisessa vaiheessa kuormitusjärjestelmä oli toiminnaltaan samanlainen kuin ensimmäisen vaiheen koekuormituksissa. Toisessa vaiheessa koejärjestelmä nousi koekappaleiden keskikohdan alapintaan tehdyn pilarivalun myötä 150 millimetriä korkeammaksi kuin ensimmäisen vaiheen kuormituksissa. Pilarivalun etuna oli koekappaleen helppo kohdistaminen paikalleen koejärjestelmässä, koska sen ulkomitat ovat yhtä suuret teräspukilla olevan laakerituen teräslevyn ja huokoisen kuitulevyn kanssa. Pilarivalun lisäksi koejärjestelyyn asennettiin enemmän mittakelloja kuin ensimmäisen vaiheen koekappaleisiin.

Mittakellojen määrää kasvatettiin 5 kappaleesta 17 kappaleeseen. Ensimmäisessä vaiheessa mittakellot sijaitsivat ainoastaan koekappaleen yläpinnassa mitaten rakenteen taipumia. Toisen vaiheen kuormituksissa koekappaleen taipumia mitattiin samoista

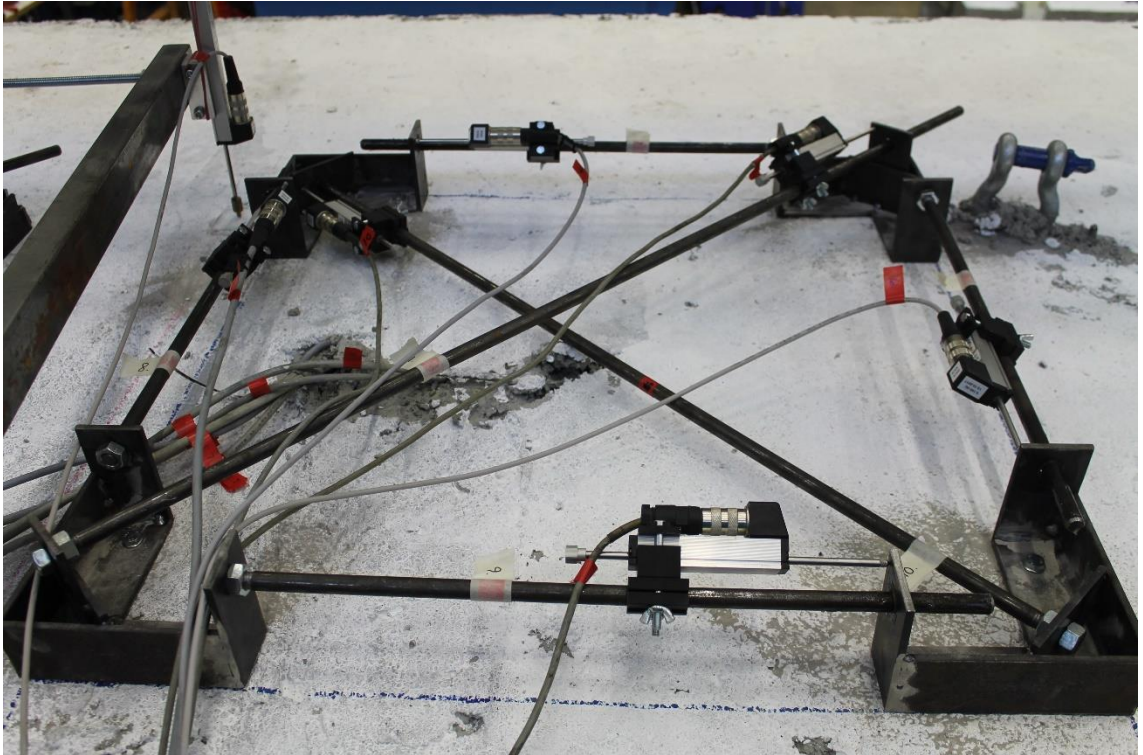
kohdista kuin ensimmäisen vaiheen kuormituksissa. Kaksitoista muuta mittakelloa sijoitettiin mittaamaan teräsbetonilaatan muodonmuutoksia tason suunnassa. Mittakellot jaettiin kahteen kuuden mittakellon ryhmään, jotka sijoitettiin kahteen eri kohtaan mittamaan tason suunnassa tapahtuvia muodonmuutoksia. Tasossa tapahtuvien muodonmuutosten mittaamista varten valmistettiin mittakehät, joissa tason liikkeitä voitiin mitata neljässä eri suunnassa. Mittaussuunnat olivat laatan poikittaisessa suunnassa, pituussuunnassa, sekä kahdessa eri ristisuunnassa 45 asteen kulmassa laatan pituus- ja poikittaissuuntaan nähden. Mittakehät valmistettiin tekemällä yhtä kehää varten neljä erillistä telineettä, jotka kiinnitettiin teräsbetonilaatan pintaan kahdella M6-betoniruuvilla. Telineiden väliset etäisyydet olivat ulkoreunasta ulkoreunaan 700 millimetriä. Telineet asennettiin neliön muotoiseen asetelmaan. Käytettyjä telineitä valmistettiin kahta erilaista mallia. Telineet on esitelty kuvassa 59. Telineiden mittakuvat löytyvät liitteestä P.



Kuva 59. Mittakellotelineet laatan tasossa tapahtuvien muodonmuutosten mittaamiseen.

Kuvassa 59 esitetyjen telineissä oleviin reikiin asennetaan 12 millimetrin sileästä pyöröteräksestä valmistettu tanko reiän koon ollessa 13,5 millimetriä. Tanko ankkuroidaan toisesta päästä kahdella mutterilla. Tangon toinen pää kierteistettiin ankkurointia varten. Mittakello asennettiin tangon vapaasti liikkuvaan päähän teräslevyä

vasten. Teräslevyn ja pyörötangon välinen liukupinta käsitellään voiteluaineella. Valmis mittakehä näyttää kuvan 60 kaltaiselta.



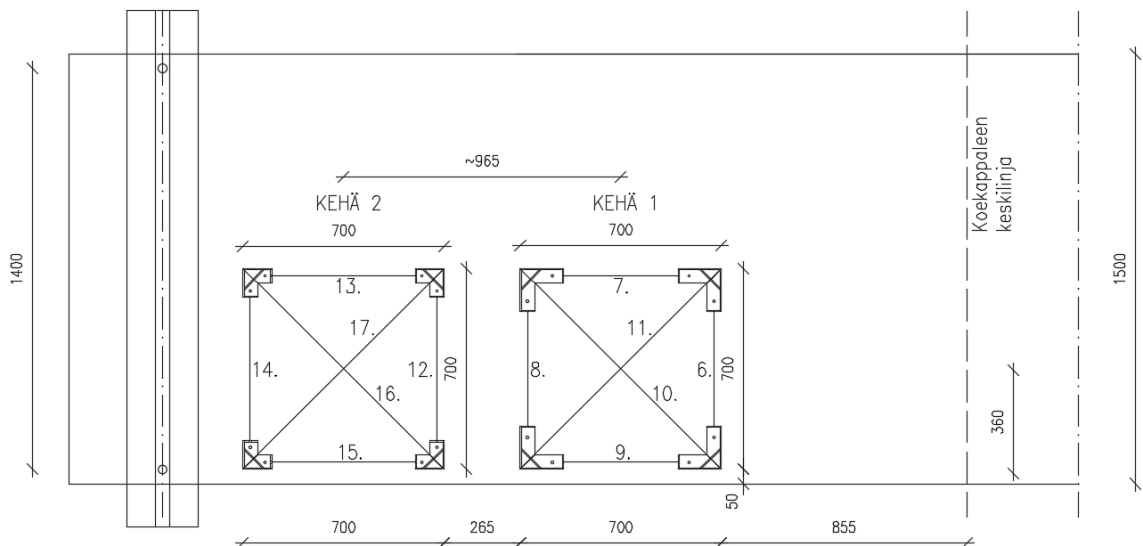
Kuva 60. Valmis mittakellokehä.

Mittakellokehän vinotankojen risteyskohta sijoitettiin samalle kohdalle kuin missä laatassa olevat poikittaiset tangot L5 ja L6 sijaitsevat (ks. kuva 42) Mittakellokehän pyörötangoissa käytetyt mittakellot olivat mittauspituudeltaan 50 millimetrin mittakelloja. Mittakellot kiinnitettiin pyörötankoihin kuvan 61 mukaisella tavalla.



Kuva 61. Mittakellon kiinnitys terästankoon.

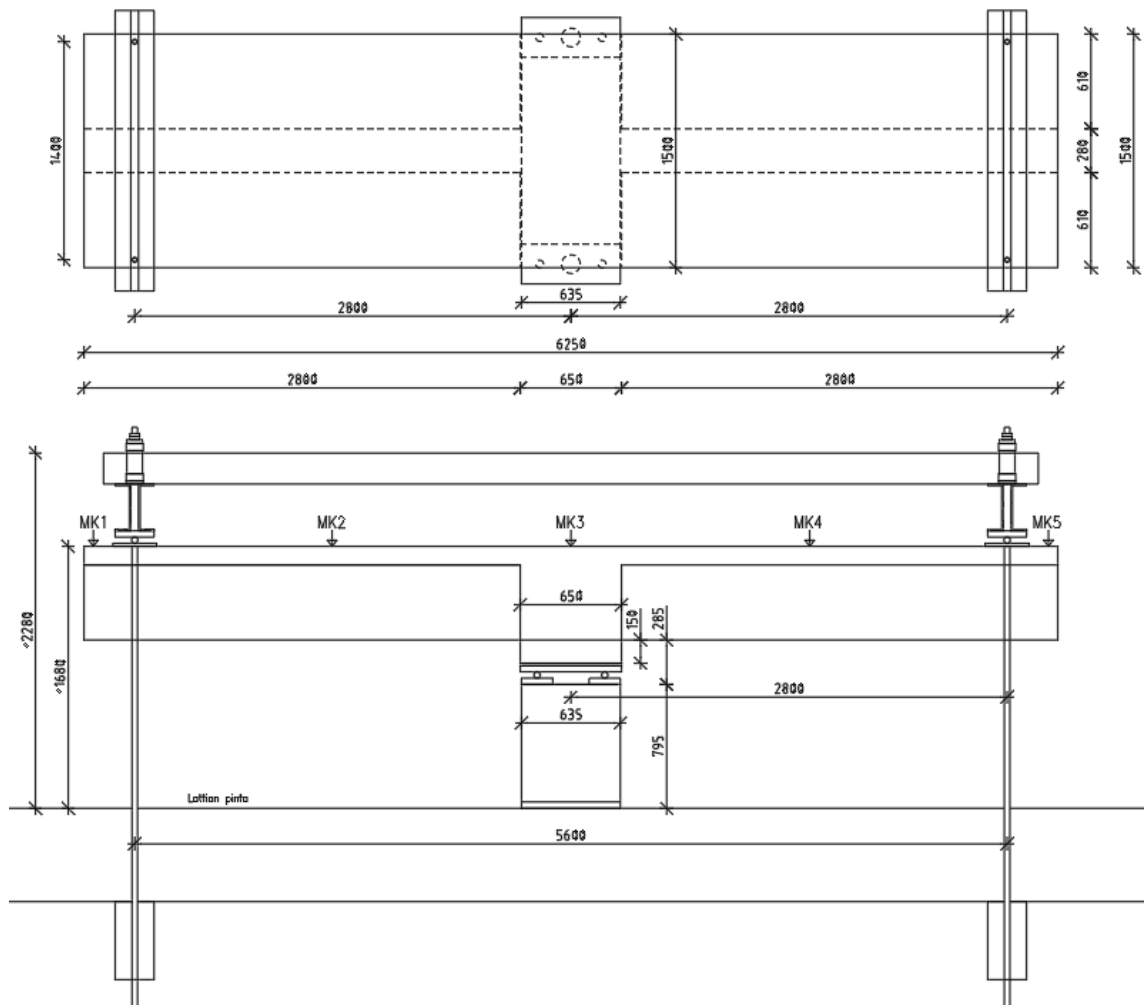
Kuvasta 61 nähdään mittakellon kiinnitystapa ja mittakellon asettaminen teräslevyä vasten. Mittakellokehien sijaintia ja mittakellojen numerointia kuormitusjärjestelmässä on esitelty kuvassa 62.



Kuva 62. Mittakellokehien sijainti kuormitusjärjestelmässä.

Teräsbetoniilaatan taipumia mittaavat mittakellot asennettiin paikalleen samalla tavalla kuin ensimmäisessä vaiheessa. Myös taipumia mittaavien mittakellojen numerointi suoritettiin samalla tavalla kuin vaiheessa 1. Lopullista kuormitusjärjestelmää on esitelty kuvassa 63.

Toisen vaiheen kuormituskokeessa betoniliuskoja eli yksiaksiaalisia venymäliuskoja liimattiin betonin pintaan vain kolme kappaletta, kuten ensimmäisen vaiheen kolmeen viimeiseen koekappaleeseen. Toisessa vaiheessa kokeiltiin, onnistuuko betoniliuskojen liimaaminen betonipinnalle käyttämällä ainoastaan pikaliimaa CC-35. Liimaus suoritettiin esikäsittelemällä betonipinta levittämällä CC-35 liimaa liuskan kohdalle. Tahmealle CC-35 pinnalle liimattiin betoniliuska levittäen myös liuskaan liimaa. Tämän jälkeen liuskaa painettiin noin minuutin ajan. Lopputuloksena saatiin hyvin betonin pinnassa kiinni pysyvä betoniliuska.



Kuva 63. Toisen vaiheen lopullinen kuormitusjärjestely.

Toisen vaiheen kuormituskokeissa kokeiltiin rakenteen venymien mittaamista valokuvaamalla koekappaleen toiselle sivulle tehtyä pistemäistä kuviota. Valokuvia otettiin kuormituksen eri vaiheissa ja kuormituksesta saatavat kuvat syötettiin laskentaohjelman algoritmin laskettavaksi. Algoritmin tarkoituksena on tunnistaa kuvassa olevat pisteet ja niiden siirtymät, jonka perusteella se laskee rakenteessa tapahtuvien muutoksien suuruuksia. Palkin sivulle tehtyä kuviota on esitelty kuvassa 64.



Kuva 64. Algoritmista laskentaa varten tehty pistekuvio palkin kyljessä.

Kuvion pohja on maalattu valkoiseksi, jotta mustat pisteet erottuisivat paremmin. Valkoiselle pohjalle tehtävää pistemäistä kuviota kokeiltiin tehdä erilaisilla menetelmillä. Kuvausta varten alue valaistiin kirkkaalla valolla.

4. KOEKAPPALEIDEN KUORMITUKSET

Koekappaleita kuormitettiin tutkimuksessa kahdessa eri vaiheessa. Ensimmäisen koekuormituskierron jälkeen voitiin vaikuttaa toisen vaiheen koekappaleiden rakenteellisiin ominaisuuksiin. Toiset koekappaleet valmistettiin ensimmäisen koekuormitusten jälkeen. Molemmissa vaiheissa kuormitettiin neljä koekappaletta.

Koekappaleiden koekuormitukset suoritettiin Tampereen yliopiston Hervannan kampuksen Rakennushallissa. Kuormitettavat koekappaleet muodostettiin kahdesta elementtipalkista, jotka yhdistettiin toisiinsa paikallavalurakenteisella jatkosliitoksella ja teräsbetonilaatalla. Koekappaleet erosivat toisistaan elementtipalkkien tartunnallisten jännepunosten määrän perusteella. Kuormitukset aloitettiin teräsbetonikoekappaleista ja lopetettiin suurimman jännepunosmäärän sisältäviin koekappaleisiin. Kuormitusten aikana rakenteessa tapahtuvia muodonmuutoksia seurattiin eri mittalaitteiden avulla. Käytettävät mittalaitteet on esitelty luvussa 3.2.

4.1 Koekappaleiden ja koejärjestelmän aiheuttamat kuormitukset

Ensimmäisen vaiheen koekappaleiden ja toisen vaiheen koekappaleiden omat painot eroavat toisistaan, koska koekappaleiden geometrioita muutettiin toisessa vaiheessa. Ensimmäisen ja toisen vaiheen koekappaleiden oman painon suuruus on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. Koejärjestelyn omista painoista aiheutuvat kuormitukset.

Koekappaleen rakenneosa	Rakenneosan paino ensimmäisessä vaiheessa (kN)	Rakenneosan paino toisessa vaiheessa (kN)
<i>Elementtipalkki</i>	10,08	10,08
<i>Jatkosliitos</i>	2,364	5,178
<i>Teräsbetonilaatta</i>	9,375	14,063
<i>Koejärjestely</i>	5,748	5,748
<i>Yhteensä</i>	27,567	35,069

Koejärjestelyn kokonaispaino ei muuttunut tutkimuksen aikana, joten samaa kuormituksen suuruutta voidaan käyttää molempien kuormituskierrosten laskennassa. Taulukkoon 11 on koottu kuormitusjärjestelmän eri osien mitatut painot.

Taulukko 11. Kuormitusjärjestelmän osien painot.

Kuormitusjärjestelmän osa	Lukumäärä (kpl)	Yksikköpaino (kg)	Kokonaispaino (kg)	Kuorma (kN)
20 mm teräslevy, laakerituen aluslevy	2	6,95	13,9	0,136
40 mm teräslevy + akseli d=40 mm, laakerituki	1	24,7	24,7	0,242
Voima-anturi	2	7,85	15,7	0,154
Aluslevy	2	4,95	9,9	0,097
Aluslevy	2	2,25	4,5	0,044
Kalottilaakeri	4	4,725	18,9	0,185
Mutteri	4	0,375	1,5	0,015
Kuormanjakopalkki	1	330	330	3,237
Sidospalkki	1/2	167	167	1,638
			Yhteensä	5,748

Koekappaleiden ja kuormitusjärjestelmän kokonaispaino ensimmäisessä vaiheessa on 33,315 kN ja toisessa vaiheessa 40,817 kN. Koko koekappaleen paino on kaksinkertainen, kun huomioidaan koekappaleen toisen päädyn painot. Koekappaleiden ja kuormitusjärjestelmän omista painoista aiheutuvia taivutusmomentin suuruuksia käsitellään luvussa 5.

4.2 Ensimmäisen vaiheen koekuormitukset

Koekappaleiden koekuormitukset aloitettiin ensimmäisen vaiheen osalta 4.4.2019 ja lopetettiin 18.4.2019. Aikaisemmissa luvuissa on käsitelty valettujen kappaleiden lujuuden kehittymistä, mittalaitteiden sijoittelua ja valmistusta. Tässä luvussa käsitellään koekuormituksissa tehtyjä havaintoja ja kuormitusten eri yksityiskohtia. Koekuormituksista saatavia tuloksia käsitellään luvussa 5. Ensimmäisen

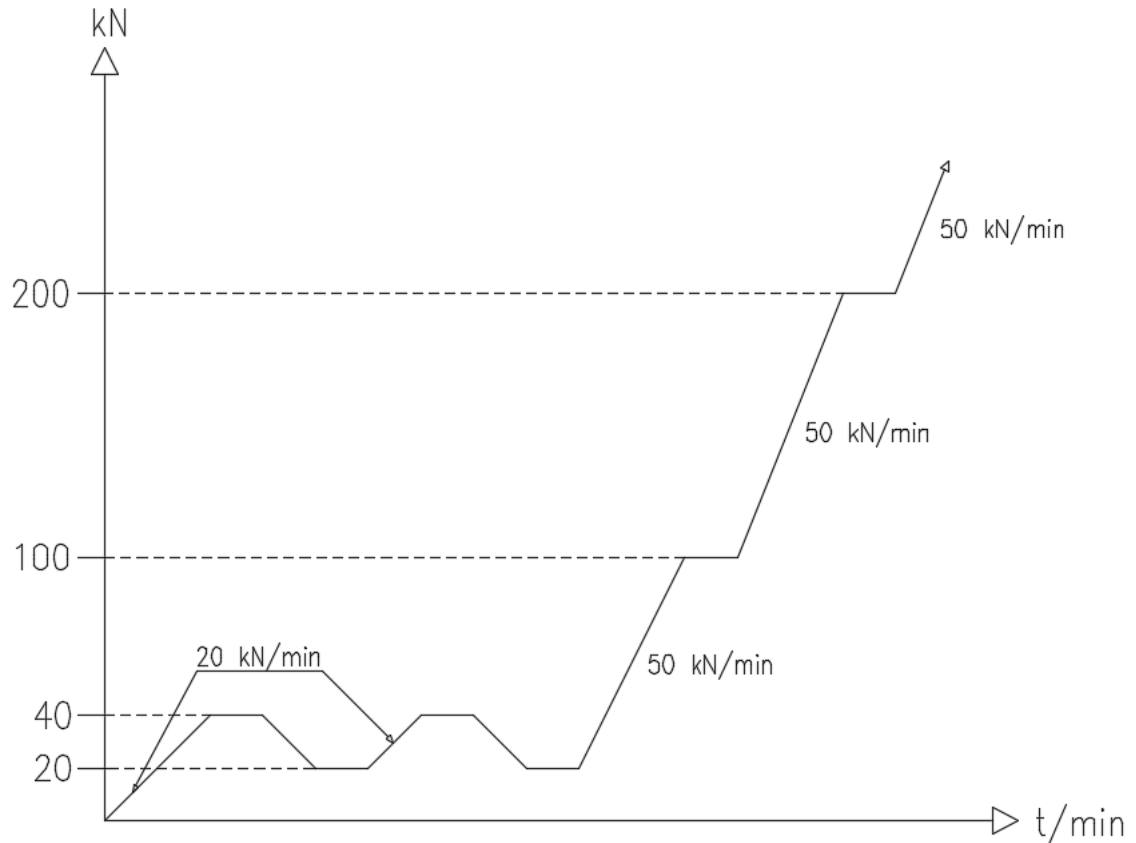
kuormituskierron jälkeen tehtiin muutoksia toisen vaiheen koekappaleiden rakenteellisiin ominaisuuksiin, joita on käsitelty luvussa 3.5.3

4.2.1 Koekuormitus 1

Ennen kuormituskokeiden aloittamista kaikki kytkennät mittalaitteistojen osalta tarkastettiin. Kytkenöjen tarkastamisen yhteydessä varmistettiin venymäliuskojen nimeämiset mittaushjelmassa. Tällä tavalla varmistettiin, että tuloksia analysoitaessa tarkastellaan aina oikeiden venymäliuskojen tietoja. Kytkenöjen tarkastamisen lisäksi varmistettiin kuormituksissa käytettävien tietokoneiden välinen aikaero.

Koekuormitukset aloitettiin kuormanjakopalkkien päällä olevien voima-antureiden nollauksesta. Tunkkien voimantuottoyksikön käynnistämisen yhteydessä voima-anturit tuottavat anturiin alkuarvon, joka mittaushjelman kautta nollattiin. Nollaus suoritettiin avaamalla voima-antureita lukitsevia muttereita. Nollauksen jälkeen mutterit kiristettiin käsin paikalleen. Mittalaitteiden tallennus aloitettiin voima-antureiden nollauksen jälkeen. Tämän jälkeen poistettiin rakennetta tukevat osat ja asennettiin koekappaleen päätyihin tulevat mittakellot paikoilleen.

Kuormituksessa kokonaisvoima nostettiin ensin pieneen kokonaisarvoon, jonka jälkeen voimaa pienennettiin. Kokeilukierroksia tehtiin vähintään kaksi ennen varsinaisen kuormituksen aloittamista. Pienillä kuormituksilla tarkastettiin tunkkien ohjauksen toiminta ja se, että jokainen tunkki tuottaa yhtä suuren voiman rakenteeseen. Lähtötilanteen kuormitusnopeutena käytettiin 20 kN/min ja loppukuormana 40 kN. Loppukuorman arvona tarkoitetaan rakenteen yhdessä päässä olevan kokonaiskuormituksen suuruutta kahden tunkin tuottamana. Loppukuorman saavuttamisen jälkeen kuormitus laskettiin 20 kN suuruiseksi. Testivaiheen jälkeen kuormitus kasvatettiin 100 kN suuruuteen 50 kN/min kuormitusnopeudella. Seuraavat kuormaportaat sijaitsivat aina 100 kN välein kuormitusnopeuden ollessa 50 kN/min. Kuormituksen etenemistä on esitetty kuvassa 65.



Kuva 65. Koekuormitusten kuormaportaat ja kuormitusnopeudet.

Kuormituskokeen aikana rakennetta tarkasteltiin kuormaportaalle päästessä. Rakenteen tarkastelun ohessa piirrettiin näkyviin rakenteeseen ilmestyneet halkeamat ja kuormaporras, jolla halkeama syntyy. Rakenteen käyttäytymistä seurattiin halkeamien muodostumisen lisäksi mittauksen aikana laatan päällä olevien taipumaa mittaavien mittakellojen avulla.

Ensimmäisessä kuormituskokeessa tunkkien ohjauksen tarkastamisen jälkeen kuormitus nostettiin kuormaportaalle 100 kN. Rakenteen tarkastelun yhteydessä huomattiin, että kuormanjakopalkit alkoivat vääntyä ja väänsivät samalla vetotankoja. Tästä syystä kuormitus keskeytettiin. Kuormanjakopalkkien vääntymisen estämiseksi valmistettiin järeästä teräksisestä suorakaideputkiprofiilipalkista 200x300x5 luvun 3.7.2 mukainen sidospalkki kuormanjakopalkkien väliin.

Sidospalkin asentamisen jälkeen ensimmäistä kuormitusta jatkettiin seuraavana päivänä 5.4.2019. Kuormitus aloitettiin tunkkien ohjauksen tarkastamisella, jonka jälkeen kuormitus kasvatettiin 100 kN kuormaportaalle. Kuormaportaalla tarkastettiin kuormanjakopalkkien asento ja todettiin niiden olevan suorassa asennossa. Kuormituksen alkuvaiheessa koekappale taipui koekappaleen päistä epätasaisesti sen

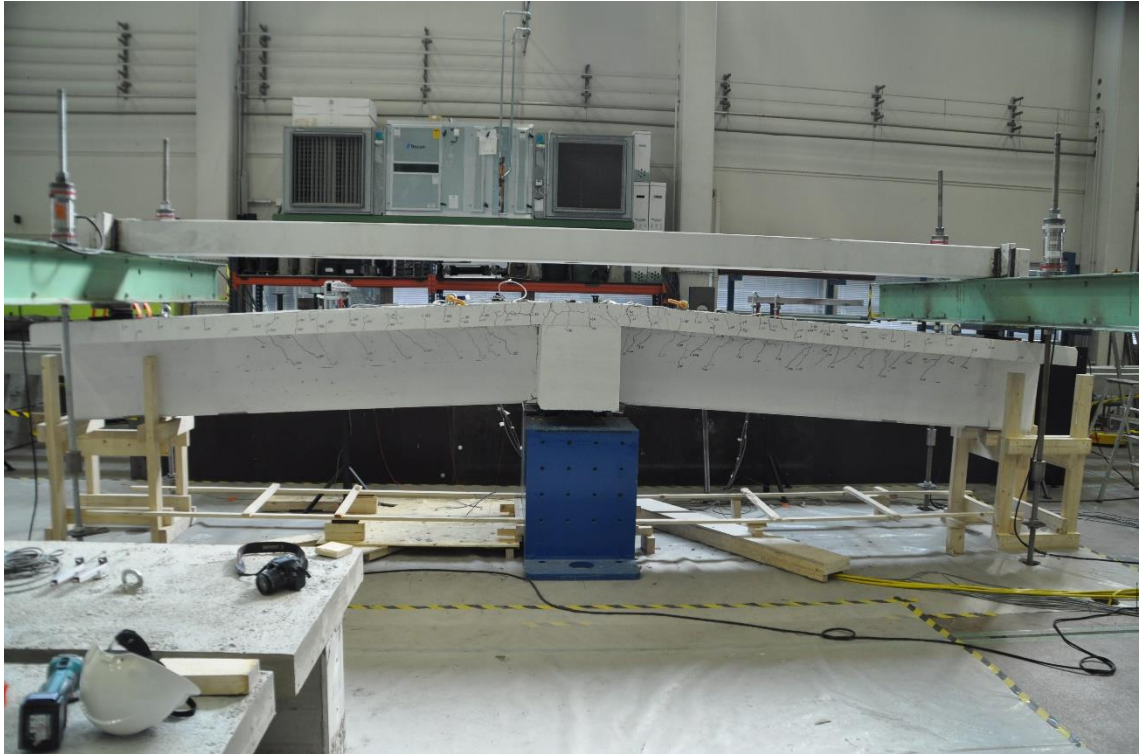
hakiessa tasapainoasemaansa. Ensimmäisessä kuormituskokeessa taipumien suuruus tasoittui kuormituksen ylittäessä 100 kN kuormaportaan. Rakenteen tarkastelun jälkeen kuormitus kasvatettiin seuraaviin kuormaportaisiin. Rakennetta tarkasteltiin aina 400 kN kuormaportaaseen asti piirtäen muodostuvat halkeamat rakenteeseen. Tämän kuormaportaan jälkeen rakenteen lähelle ei turvallisuussyistä menty. Viimeisen tarkastelun jälkeen koekappale kuormitettiin murtoon asti. Suurin yksittäiseen koekappaleen päähän kohdistetun voiman suuruus ensimmäisessä kuormituskokeessa oli 465,65 kN. Tämä kuormitus ei sisällä kuormitusjärjestelmän omasta painosta aiheutuvaa kuormitusta.

Kuormituskokeen aikana havaittiin, että halkeamia syntyi teräsbetoni-laatan lisäksi elementtipalkkien kylkiin 300 kN kuormaportaan kohdalla. Ennen tätä kuormaporrasta halkeamat esiintyivät pääsääntöisesti teräsbetoni-laatatassa. Siirryttäessä 400 kN kuormaportalle uusia halkeamia ei enää syntynyt, vaan vanhat halkeamat levenivät. Kuormituskokeen tavoitteena oli saada koekappale murtumaan elementtipalkin puolelta jatkosalueen ulkopuolelta. Ensimmäisessä kuormituskokeessa koekappale murtui kuitenkin jatkosalueen alapinnasta. Koekappaleen jatkosalueen murtumista on esitelty kuvassa 66. Koekappaleen murtumista voidaan pitää sitkeänä, koska rakenteen yläpinnan terästen myötääminen ja yläpinnan voimakas halkeilu ennen murron tapahtumista varoittivat rakenteen kapasiteetin saavuttamisesta.



Kuva 66. Ensimmäisen koekappaleen murtuminen jatkosalueen alapinnasta.

Koekappaleen murtamisen jälkeen tunkit pysäytettiin. Voimaa ei poistettu heti, vaan koekappaletta kuvattiin ennen kuormien poistamista. Kuorman poistamisen aikana koekappale palautui jonkin verran alkuperäiseen asemaansa. Kuormanpoistamisen jälkeen kuormituksen mittaukset lopetettiin ja koekappaletta voitiin tarkastella rakenteen tukemisen jälkeen. Murtoon kuormitettua koekappaletta on esitelty kuvassa 67.



Kuva 67. Murtoon kuormitettu JK0-koekappale.

Kuormituksen jälkeen koekappale poistettiin koejärjestelmästä poistamalla mittalaitteet, kuormanjakopalkit ja sidospalkki. Tämän jälkeen koekappale nostettiin pois kuormitusjärjestelmästä. Ensimmäisen koekuormituksen jälkeen koejärjestelmään tehtiin luvun 3.7.2 mukaiset muutokset.

4.2.2 Koekuormitus 2

Ensimmäisen vaiheen kolme viimeistä koekuormitusta suoritettiin samalla tavalla kuin ensimmäinen koekuormitus. Koekuormituksen kuormatasoja nostettiin samalla tavalla kuin ensimmäisessä kuormituksessa ja kuormaportilla merkattiin syntyneet halkeamat. Kuormitusjärjestelmään tehtiin pieniä muutoksia ensimmäisen koekuormituksen jälkeen. Suurin muutos tehtiin koekappaleen keskituen alla olevaan laakeritukeen. Ensimmäisessä kuormituksessa laakeritukeena käytettiin kahta erillistä laakerilevyä.

Laakeritukea muokattiin luvun 3.7.2 mukaisella tavalla. Keskituen rakennetta on esitelty kuvassa 68.



Kuva 68. Muokattu keskituen laakerituki.

Laakerilevyn vaihdon takia koekappaleen jatkosalueelle ei myöhemmissä koekuormituksissa liimattu betoniliuskoja, koska teräslevy peittää kappaleen keskikohdan kauttaaltaan. Betoniliuskoja sijoitettiin kuormituskokeisiin tämän jälkeen kolme kappaletta elementtipalkin puolelle samaan kohtaan rakenteessa olevien venymäliuskojen kanssa.

Toisessa koekuormituksessa 11.4.2019 kuormitettiin JK4-koekappale, jossa oli 4 tartunnallista jännepunosta. Kuormituksen alkuvaiheessa tunkkien toimintaa kokeiltiin, jonka jälkeen siirryttiin ensimmäiselle kuormaportaalille. Kuormitus suoritettiin kuvan 65 mukaisella tavalla. Toisessa koekuormituksessa koekappale löysi tasapainoasemansa noin 160 kN kuormituksella.

Toisessa kuormituskokeessa esijännitetystä elementtipalkissa halkeamia esiintyi 200 kN kuormaportaalilla. Palkkien alapinnassa ei ilmennyt vielä halkeamia. Koekappaletta ei 400 kN kuormaportaan jälkeen turvallisuussyistä lähestytty. Koekappaleen suurin vastaanottama kuormitus oli 516,05 kN. Palkki murtui toisessa kuormituskokeessa jatkosalueelta elementtipalkin päästä. Murtoon kuormitetun koekappaleen alapinnan murtumista on esitelty kuvassa 69. Koekappaleen alapinnassa ei havaittu muita

halkeamia. Koekappaleen murto tapahtui sitkeästi yläpinnan terästen myödetessä ennen alapinnan puristumurrin tapahtumista.



Kuva 69. Murtoon kuormitetun JK4-koekappaleen murtokohta.

Koekappale ei murtunut jatkosalueelta yhtä merkittävästi kuin ensimmäisessä kuormituskokeessa kuormitettu JK0-koekappale. Koekappaleen murto tapahtui kuitenkin selvästi jatkosalueen puolella.

4.2.3 Koekuormitus 3

Kolmannessa kuormituskokeessa 15.4.2019 kuormitettiin JK8-koekappale, jossa oli 8 tartunnallista jännepunosta. Kuormitusnopeus tässä kuormituksessa oli varsinaisessa kuormitusvaiheessa 40 kN/min. Koekappale löysi tasapainoasemansa 100 ja 200 kN kuormaportaiden välillä. Halkeilua esiintyi elementtipalkkien yläreunassa 200 kN kuormaportaalla, mutta halkeamat olivat pituudeltaan lyhyitä. Kuormaportaalla 300 kN palkkien kylkiin muodostui uusia halkeamia, vanhojen edetessä pidemmälle. Kasvatettaessa kuormitusta 400 kN kuormaportaalle, uusia halkeamia ei enää muodostunut, mutta vanhat halkeamat etenivät yhä pidemmälle kasvattaen samalla leveyttään. Tämän jälkeen koekappaleen lähettyville ei turvallisuussyistä menty. Lopullinen murtokuorma koekappaleelle oli 508,95 kN. Kolmannessa kuormituskokeessa koekappale murtui elementtipalkin alapinnasta kuvien 70 ja 71

osoittamalla tavalla. Murtotapa oli myös kolmannessa koekappaleessa sitkeä yläpinnan terästen mennessä myötöön ennen alapinnan puristumurrin tapahtumista.



Kuva 70. Murtoon kuormitetun JK8-8-koekappaleen halkeama elementtipalkin alapinnassa ensimmäisen mittauspisteen läheisyydessä.



Kuva 71. Murtoon kuormitetun JK8-8-koekappaleen halkeama elementtipalkin alapinnassa ensimmäisen mittauspisteen läheisyydessä.

Koekappaleen halkeamat sijoittuivat elementtipalkin molempiin reunoihin, mutta eivät edenneet palkin alapinnan läpi kohdaten toisiaan. Koekappaleen murto tapahtui kuitenkin selvästi elementtipalkin puolelta, eikä sijoittunut enää jatkosalueelle. Koekappaleen murto oli edelleen sitkeä, yläpinnan terästen myödetessä ennen puristusmurron tapahtumista. Alapinnan murtokohta sijoittui ensimmäisen mittauspisteen läheisyyteen JK8-8-koekappaleessa.

4.2.4 Koekuormitus 4

Ensimmäisen vaiheen koekuormituksista viimeisenä kuormitettiin 18.4.2019 JK12-koekappale, jossa oli 12 tartunnallista jännepunosta rakenteen alapinnassa. Kuormitus aloitettiin ja valmisteltiin samalla tavalla kuin aikaisemmat kuormitukset. Koekappale löysi kuormituksessa tasapainoasemansa 100 ja 200 kN kuormaportaiden välillä, jonka jälkeen taipui tasaisesti.

Elementtipalkkeihin halkeamia muodostui 200 kN kuormaportaalla. Halkeilu voimistui seuraavalle kuormaportaalle edetessä aiheuttaen myös uusia halkeamia. Kuormituksen kasvaessa 400 kN kuormaportaalle uusia halkeamia ei enää muodostunut, mutta vanhat halkeamat levenivät. Turvallisuussyistä johtuen koekappaleen lähelle ei tämän vaiheen jälkeen menty kuormituksen aikana. Koekappaleen lopullinen murtokuorma oli 530,80 kN. Koekappale murtui elementtipalkin alapinnasta, jossa halkeama eteni reunasta reunaan kuvien 72, 73 ja 74 osoittamalla tavalla. Koekappale murtui molempien elementtipalkkien alapinnasta. Aiemmista koekappaleista poiketen murtotapa oli hauras.



Kuva 72. Murtoon kuormitetun JK12-koekappaleen elementtipalkin alapinta.



Kuva 73. Murtoon kuormitetun JK12-koekappaleen elementtipalkin alapinta.



Kuva 74. Murtoon kuormitetun JK12-koekappaleen elementtipalkin alapinta.

Neljännän koekuormituksen jälkeen koejärjestely purettiin ja tarkasteltiin kuormitusten mittaustuloksia. Mittauksista saatavan tiedon perusteella ja kuormituksissa silmin havaittujen ilmiöiden perusteella toisen vaiheen koekappaleita muutettiin luvun 3.5.3 mukaisilla tavoilla. Kuormitusten jälkeen ensimmäisen vaiheen koekappaleista dokumentoitiin teräsbetoni-laattojen yläpinnassa ilmenneet halkeamat valokuvaamalla koekappaleet yläpuolelta. Valokuvien perusteella koekappaleiden halkeamista piirrettiin halkeamakartat. Laattojen yläpinnan halkeilua on käsitelty luvussa 4.4.

4.3 Toisen vaiheen koekuormitukset

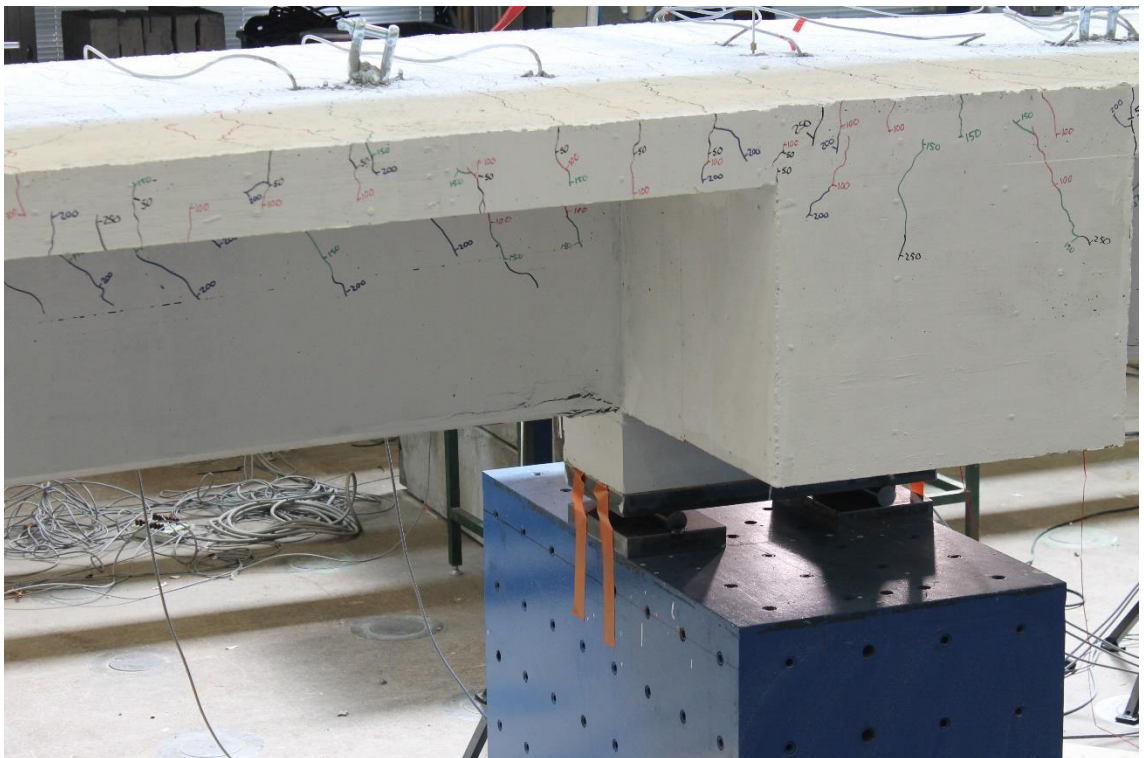
Toisen vaiheen koekappaleet valettiin ensimmäisten koekuormitusten jälkeen. Ensimmäisten kuormitusten havaintojen ja mittaustulosten perusteella toisen vaiheen koekappaleisiin tehtiin rakenteellisia muutoksia luvun 3.5.3 mukaisella tavalla.

Toisen vaiheen kuormitukset aloitettiin 28.6.2019. Kuormitusjärjestelmä oli samanlainen kuin ensimmäisen vaiheen koekuormituksissa. Suurimmat muutokset tapahtuivat koekappaleiden geometrioissa. Toisessa vaiheessa koekuormitukset aloitettiin teräsbetonisesta koekappaleesta. Tämän jälkeen koekappaleet kuormitettiin tartunnallisten jännepunosten määrän mukaan pienimmästä suurimpaan. Tutkimuksen viimeinen koekuormitus suoritettiin 9.7.2019. Koekuormituksista saatavia tuloksia käsitellään luvussa 5.

4.3.1 Koekuormitus 5

Koekuormitukset aloitettiin JK0-koekappaleella, jonka elementtipalkit eivät sisältäneet tartunnallisia jännepunoksia. Toisen vaiheen koekuormitukset suoritettiin samalla tavalla kuin tutkimuksen ensimmäisessä vaiheessa kuormitetut koekappaleet. Koekappaleeseen tehtyjä sisennyksiä levennettiin. Tällä varmistettiin, että kierretangot eivät ota kiinni teräsbetonilaataan rakenteen taipuessa loppuvaiheessa voimakkaasti. Koekappaleiden kuormitus eteni kuvan 65 mukaisella porrastuksella, joka sisältää tunkkien ohjauksen kokeilua pienillä kuormilla ennen varsinaisen kuormituksen aloittamista.

Viidennessä koekuormituksessa koekappaleen päädyt alkoivat taipua tasaisesti heti kuormituksen alkuvaiheessa. Kuormitettaessa koekappaleella 200 kN kuormaportaalle, havaittiin elementtipalkin kyljissä alkavia halkeamia. Seuraavalle kuormaportaalle edetessä elementtipalkin puolelle muodostuneet halkeamat kasvoivat ja levenivät. Päästessä 400 kN kuormaportaalle elementtipalkkien puolelle muodostui vielä lisää halkeamia vanhojen halkeamien lisäksi. Kuormaportaan 500 kN jälkeen havaittiin, että elementtipalkin alapintaan muodostui halkeama kuvan 75 osoittamalla tavalla.



Kuva 75. Kuormaportaan 500-600 kN välillä muodostuva elementtipalkin alapinnan halkeama, JK0-koekappale, toinen vaihe.

Koekappaletta kuvattiin ja tarkkailtiin turvallisuussyistä halkeaman muodostumisen jälkeen kauempaa. Halkeaman muodostumisen jälkeen koekappaleen lähelle ei menty ennen lopullista murtoa. Kuormituksessa edettiin kuitenkin 100 kN kuormaportilla murtoon asti. Ennen lopullista murtoa saavutettiin vielä 600 kN ja 700 kN kuormaportaat. Lopullinen murtokuorma koekappaleelle oli 757,74 kN. Palkin murtuessa sen suojabetonikerrokset irtosivat raudoituksesta laajalta alueelta haotuksen pullistuessa. Elementtipalkin murtokuvia on esitelty kuvissa 76 ja 77.



Kuva 76. JK0-koekappaleen murto, vaiheessa 2.



Kuva 77. JK0-koekappaleen murto, vaiheessa 2.

Rakenteen murruttua kuormitus poistettiin, jonka jälkeen koekappaletta voitiin tarkastella tarkemmin rakenteen tukemisen jälkeen. Koekappale valokuvattiin halkeamien ja betonin lohkeamisen osalta. Koekappaleen tarkastelun jälkeen kuormitusjärjestelmä purettiin. Viidennessä koekuormituksessa koekappale murtui selvästi elementtipalkkien puolelta irrottaen samalla elementtipalkin suojabetonikerrokset. Koekappaleen jatkosalueella ei havaittu merkittäviä halkeamia. Koekappaleen murtotapa oli ensimmäiseen vaiheeseen JK0-koekappaleeseen nähden hauras.

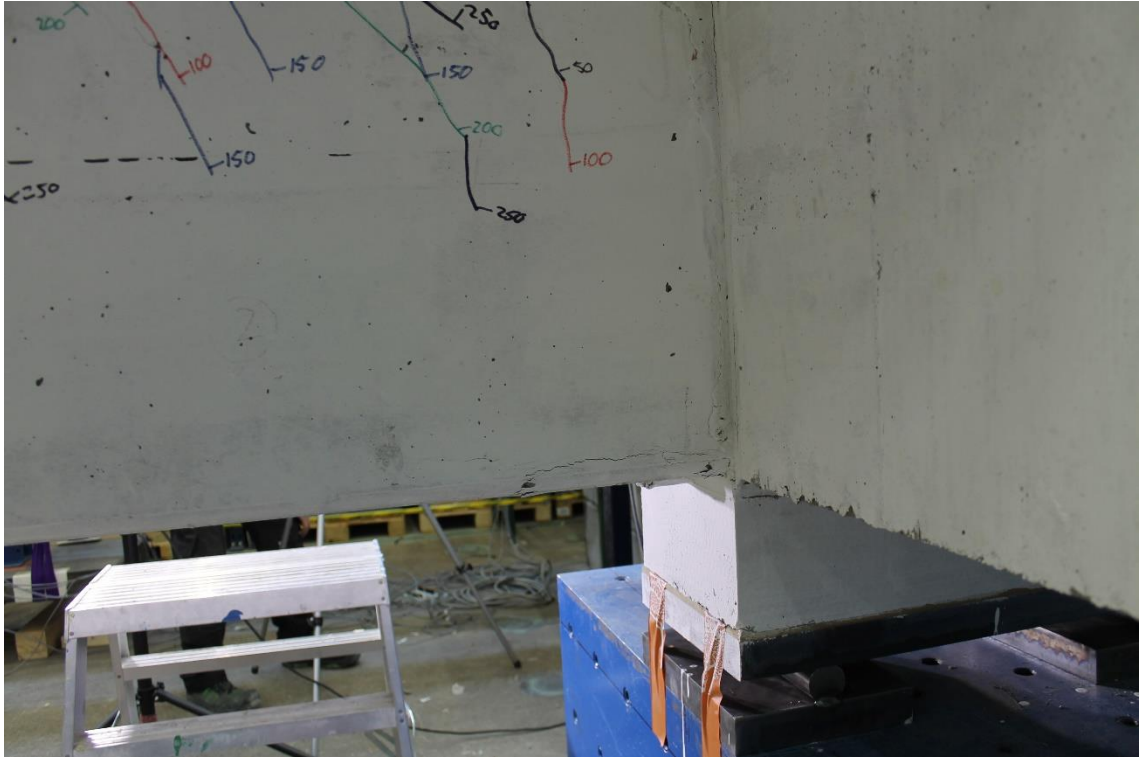
4.3.2 Koekuormitus 6

Viidennen koekuormituksen lopputuloksen seurauksena koekappaleen alapuolelle päätettiin tehdä varmistustuet, joilla varmistettiin, että koekappale ei tipu kuormitusjärjestelmästä sen mahdollisesti romahtaessa. Kuudes koekuormitus järjestettiin 2.7.2019, jolloin kuormitettiin JK4-koekappale.

Kuudennessa kuormituskokeessa tunkkien ohjauksessa ilmeni ongelmia. Nollauksen yhteydessä kaikki tunkit tuottivat voimaa täydellä teholla. Tunkit ehtivät tuottaa voimaa noin 7 sekunnin ajan, jonka aikana niistä jokainen tuotti rakenteeseen noin 110 kN suuruisen kuorman. Kuormitus keskeytettiin mahdollisimman nopeasti. Kuormituksen pysäyttämisen jälkeen tunkeissa oleva voima poistettiin ja koejärjestely palautettiin lähtötilanteeseen. Voima-antureiden nollaus suoritettiin vielä kaksi kertaa tämän jälkeen.

Voima-antureiden nollauksen onnistuessa aloitettiin tunkkien ohjaamisen kokeilu. Pienillä kuormilla havaittiin koekappaleen hakevan tasapainoasemaansa. Tunkkien toiminta seurasi hyvin ohjausta, joten koekappaleen kuormitus aloitettiin kasvattamalla kuorma ensimmäiselle kuormaportaalle. Ensimmäisellä kuormaportaalla nähtävistä halkeamista ei voitu varmistua, koska kuormitus oli jo käynyt seuraavalla kuormaportaalla. Päästessä 200 kN kuormaportaalle koekappale tasapainoili edelleen etsien tasapainoasemaansa. Tällä kuormaportaalla varsinaisia halkeamia piirrettiin ensimmäisen kerran. Elementtipalkkien kyljissä oli havaittavissa ensimmäisiä halkeamia.

Seuraavalle kuormaportaalle siirryttäessä koekappale tasapainotteli päiden taipumien suhteen 220 kN kuormitukseen asti, eli kuormaan, joka rakenteeseen oli jo kerran tuotettu. Tämän jälkeen taipumat alkoivat tasoittua. Saavuttaessaan 300 kN kuormaportaan elementtipalkkien sivuilla alkoi näkyä enemmän halkeamia. Kahden seuraavan kuormaportaan aikana uusia halkeamia ei ilmestynyt palkkien kylkiin, mutta vanhat kasvoivat. Päästessä 600 kN kuormaportaalle huomattiin elementtipalkin alapinnassa halkeama. Halkeaman muodostumisen jälkeen koekappaleen läheisyyteen ei menty vaan kappale kuormitettiin murtoon asti kuormaportaiden mukaisesti edeten. Koekappaleen lopullinen murtokuorma oli 763,89 kN. Koekappaleen ensimmäistä puristuksesta aiheutuvaa halkeamaa on esitelty kuvassa 78.

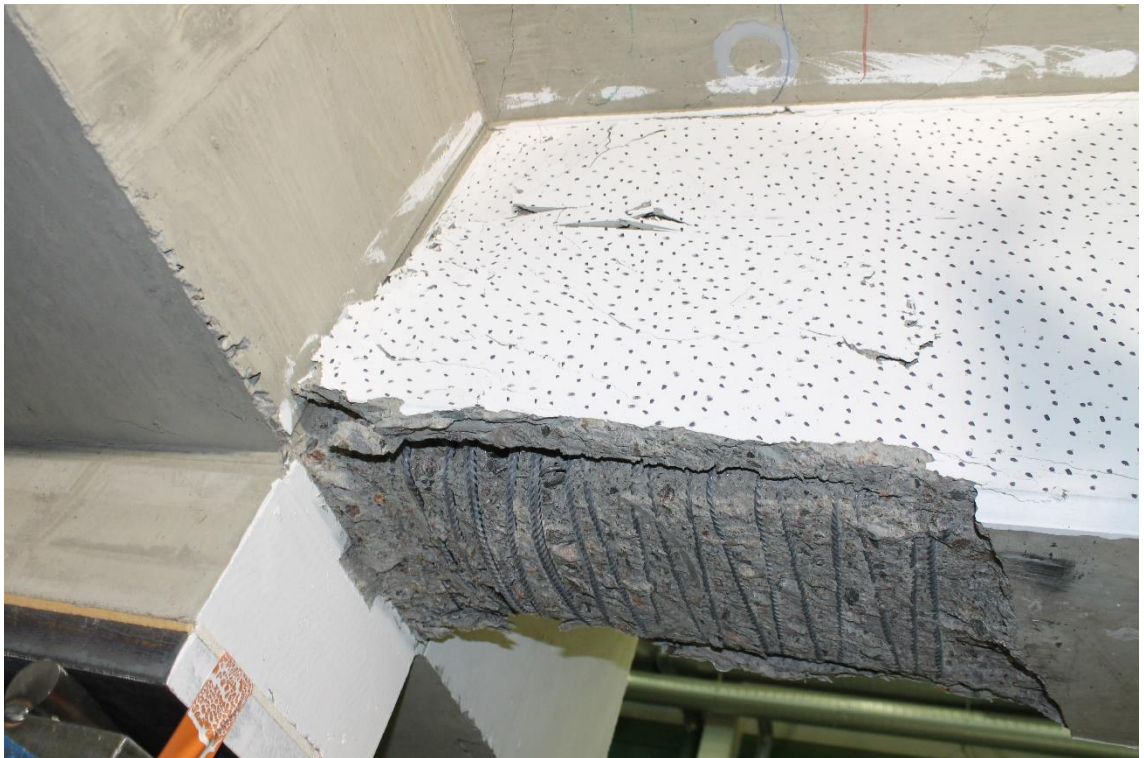


Kuva 78. JK4-koekappaleen palkin alapinnan halkeama 600 kN kuormaportaalla, vaihe 2.

Tässä kuormituskokeessa koekappale murtui erittäin selvästi elementtipalkkien alapinnasta. Palkkien murtumista on esitelty kuvassa 79 ja 80 Koekappaleen jatkosalueella ei havaittu merkittäviä halkeamia jatkospalkin alueella. Toisen vaiheen JK4-koekappaleen murto tapahtui sitkeästi. Koekappale taipui ennen lopullista murtumistaan voimakkaasti sen vielä vastaanottaessa jonkin verran voimaa. Lopullisen kuormatason saavutettuaan koekappale murtui kuitenkin nopeasti.



Kuva 79. JK4-koekappaleen murto, vaiheessa 2.



Kuva 80. JK4-koekappaleen murto, vaiheessa 2.

Kuudennessa koekuormituksessa koekappale murtui samalla tavalla kuin viidennen koekuormituksen koekappale. Elementtipalkin suojabetonikerrokset irtosivat paljastaen palkin haat. Haotus oli pullistunut paikallisesti erittäin voimakkaasti. Myös jännepunokset

ovat purkaantuneet kuormituksen alla. Palkin alareunan pitkittäisteräkset olivat nurjahtaneet. Raudoituksen muodonmuutoksia on esitelty kuvassa 81.



Kuva 81. JK4-koekappaleen murto, vaiheessa 2.

Kuormituksen poistamisen jälkeen mittaukset lopetettiin ja koekappaletta voitiin tarkastella rakenteen tukemisen jälkeen. Elementtipalkkien suojabetonikerroksia irrotettiin palkin kyljestä käsin paljastaen elementtipalkin haotusta. Koekappaleen tarkastelun jälkeen koejärjestelmä purettiin ja koekappale siirrettiin varastoalueelle.

4.3.3 Koekuormitus 7

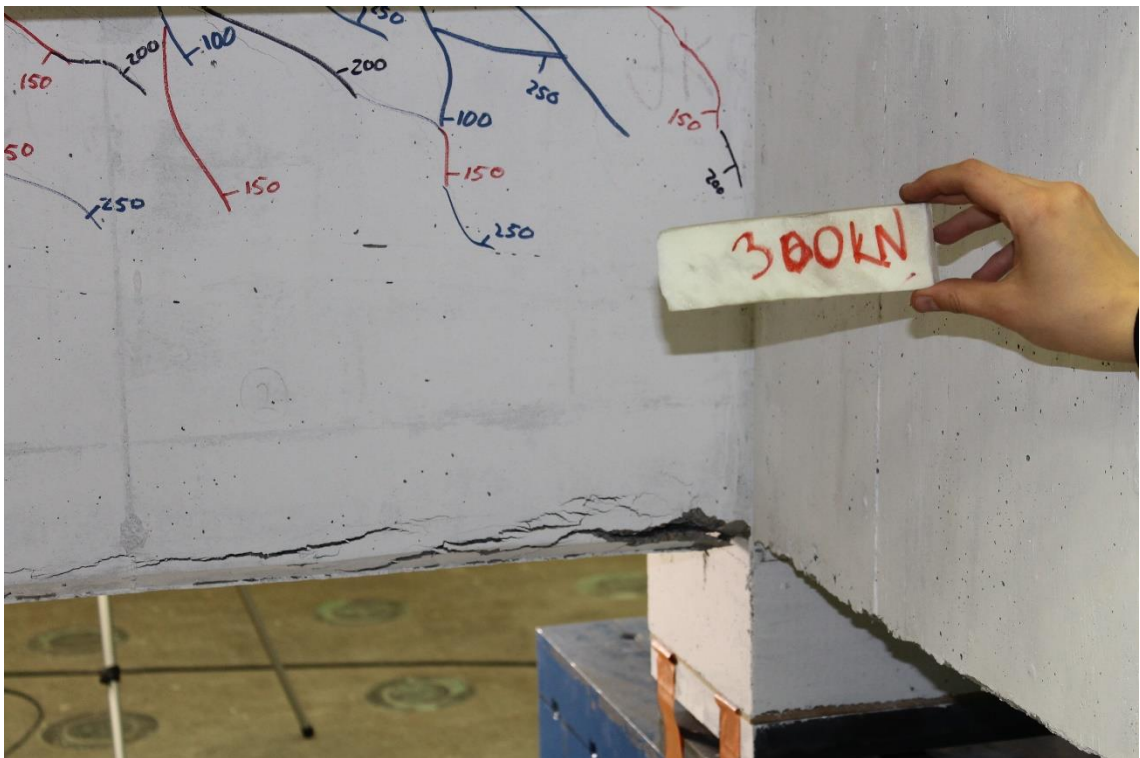
Seuraavana koekappaleena koejärjestelyyn valmisteltiin JK8-koekappale. Koekappaleena JK8-versio sisälsi 8 tartunnallista punosta, jotka sijaitsivat koekappaleen alareunassa. Koejärjestelyiltään seitsemäs koekuormitus ei poikennut aikaisemmista koekuormituksista. Seitsemäs koekuormitus järjestettiin 5.7.2019.

Seitsemännessä koekuormituksessa voima-antureiden nollauksen yhteydessä yksi tunkki alkoi tuottaa voimaa rakenteeseen. Kuormitus keskeytettiin ja kuormitus poistettiin. Seuraavien kuormituksen aloitusten yhteydessä ongelmia ilmeni myös tunkkien ohjauksessa. Tunkit eivät tuottaneet yhtä suuria voimia, jonka takia kuormitus jouduttiin keskeyttämään ja aloittamaan alusta. Kuormituksen kolmannella yrityksellä ongelmaksi muodostui toisen pään tunkkien sylintereiden ajautuminen kokonaan sisään ja sinne jumittamiseen. Kuormitus jouduttiin keskeyttämään kolmannen kerran ja

ajamaan tunkkeja riittävästi ulos, ennen kuin kuormitusta jälleen käynnistettäisiin. Lisäksi koekappaleen annettiin asettua tasapainoasemaansa heti tuelle asetettaessa, jolloin koekappaleen päätyjen välinen tasoero oli 30 millimetriä.

Kuormitus käynnistettiin neljännen kerran, jonka jälkeen aloitustoimenpiteet onnistuivat ja kuormitus kasvatettiin ensimmäiselle kuormaportaalalle. Tunkkien syöttöpaineet ja voimien suuruudet olivat yhtä suuria. Kuormitusta voitiin jatkaa seuraavalle kuormaportaalalle koekappaleen tarkastelun jälkeen. Kuormaportaalla tehtävien merkkauksen aikana tunkkien ohjausjärjestelmää tarkkailtiin.

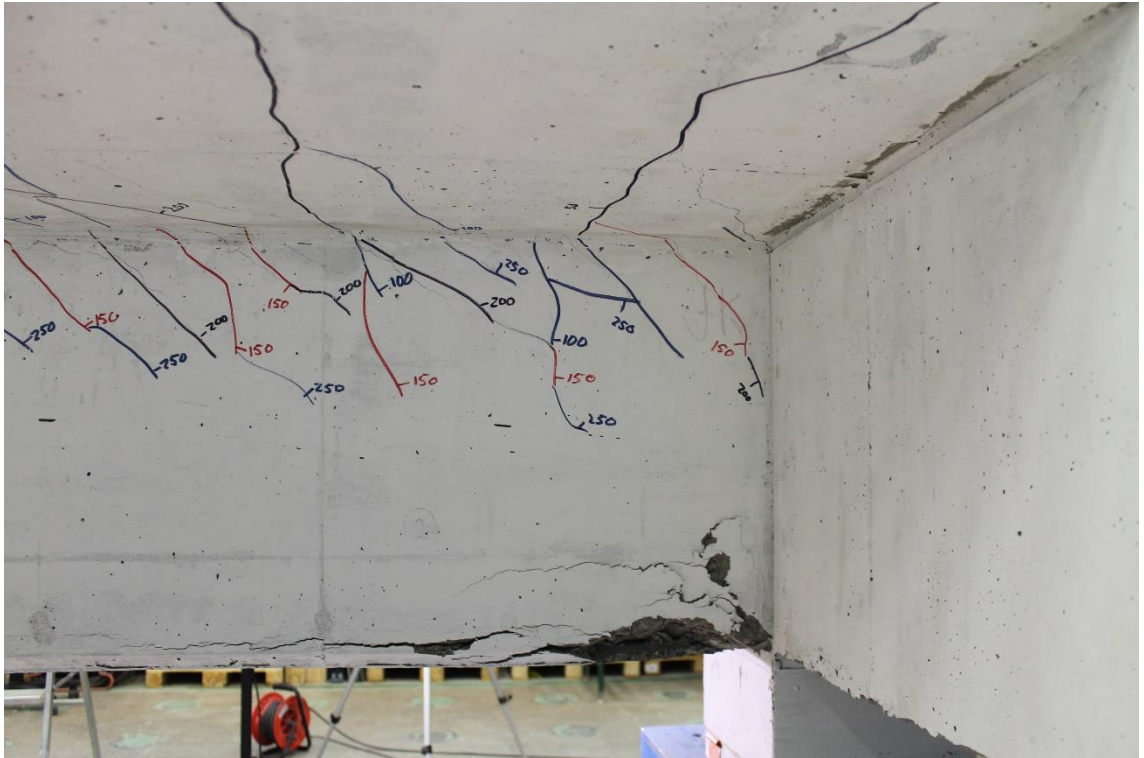
Edettäessä kuormituksessa 300 kN kuormaportaalalle alkoi elementtipalkkien kyljissä ilmetä halkeilua. Seuraavien kuormaportaiden aikana uusia halkeamia ei elementtipalkin kylkiin muodostunut vaan vanhat halkeamat kasvoivat ja levenivät. Kuormaportaalla 600 kN elementtipalkin alapinnassa havaittiin halkeama, jota on esitelty kuvassa 82.



Kuva 82. JK8-koekappaleen palkin alapinnan halkeama 600 kN kuormaportaalla. Kuvassa merkattuna yhden tunkin tuottama voima.

Elementtipalkin alapintaan muodostunut halkeama ilmeni vain toisessa elementtipalkissa ja eteni reunasta reunaan ulottaen itsensä palkin suunnassa noin 400 millimetrin etäisyydelle. Elementtipalkin alapinnan halkeaman jälkeen koekappaleen lähelle ei turvallisuussyistä menty ennen koekappaleen murtoon kuormittamista ja kuormien poistamista. Koekappaleen lopullinen murtokuorma oli 767,71 kN.

Koekappaleen murtoa on esitetty kuvissa 83, 84 ja 85. Koekappaleen murtotapa oli hauras.



Kuva 83. JK8-koekappaleen murto, vaiheessa 2.



Kuva 84. JK8-koekappaleen murto, vaiheessa 2.



Kuva 85. JK8-koekappaleen murto, vaiheessa 2.

Kuvista 83-85 nähdään, että elementtipalkit ovat suojabetoneidensa osalta murtuneet jatkosalueen läheisyydestä koko korkeudeltaan ja alapinnassa erittäin pitkältä matkalta. Jatkosalueen puolella ei havaittu suuria halkeamia. Elementtipalkkien suojabetonikerroksia poistettiin kuormituksen jälkeen haotuksen esille tuomiseksi. Elementtipalkkien haotuksessa, pitkittäisraudoituksissa ja jännepunoksissa havaittiin samat ilmiöt kuin kuudennessa kuormituskokeessa. Kuvasta 83 voidaan nähdä haotuksen pullistuneen, punosten purkautuneen ja pitkittäisterästen nurjahtaneen. Koekappaleen tarkastelun jälkeen se purettiin koejärjestelystä ja siirrettiin varastointialueelle.

4.3.4 Koekuormitus 8

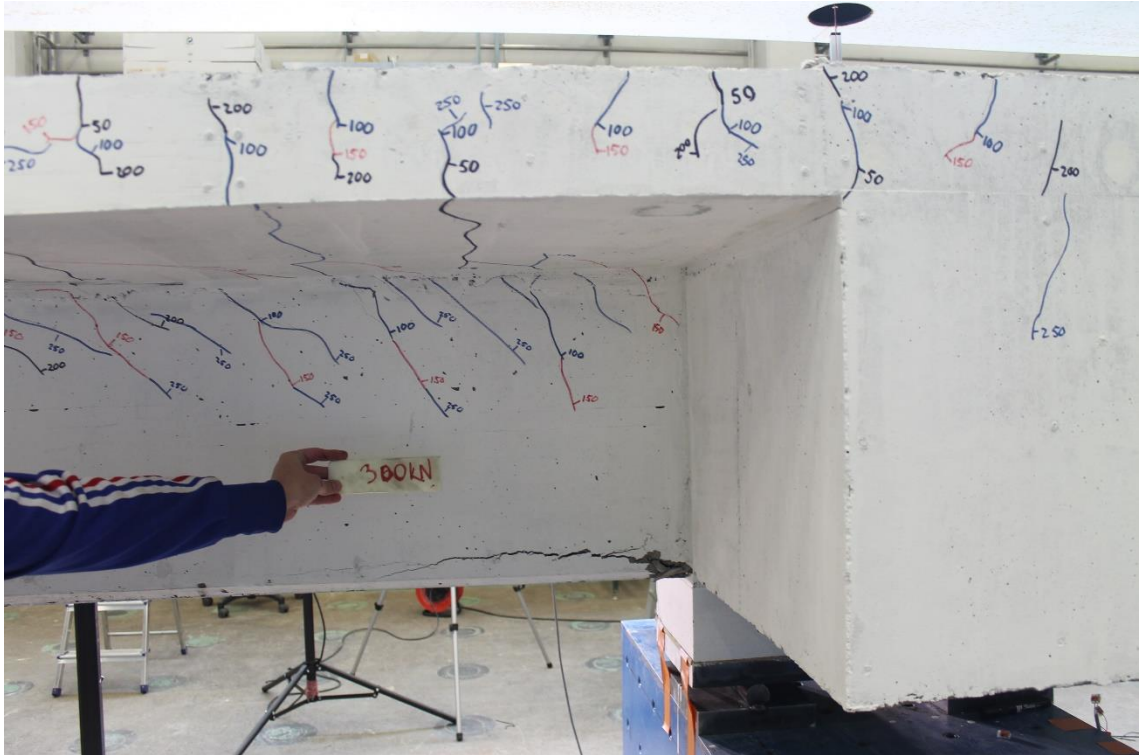
Viimeisenä koekappaleena kuormitusjärjestelmään nostettiin JK12-koekappale, jossa oli 12 tartunnallista jännepunosta. Tutkimuksen viimeinen koekuormitus suoritettiin 9.7.2019. Viimeisessä koekuormituksessa tunkkien voima-anturoiden nollaus ei onnistunut ensimmäisellä yrityksellä. Toisella yrityksellä anturoiden alkuarvojen nollaus onnistui. Myös tunkkien ohjauksen testaus kuvan 63 mukaisella tavalla onnistui. Kokeilun jälkeen rakenteen varsinainen kuormitus käynnistettiin.

Kuormaportaat sijaitsivat tässäkin kuormituksessa 100 kN välein. Koekappaleen elementtipalkin kyljissä ensimmäisiä halkeamia alkoi muodostua 200 kN kuormaportaalla. Seuraavien kuormaportaiden aikana elementtipalkeissa olevien halkeamien määrä lisääntyi jokaisella kuormaportaalla. Uusien halkeamien lisäksi vanhat halkeamat kasvoivat ja levenivät. Kuormituksen kasvaessa 500 kN kuormaportaalle huomattiin elementtipalkin alareunassa ensimmäiset halkeamat, joita on esitelty kuvassa 86.



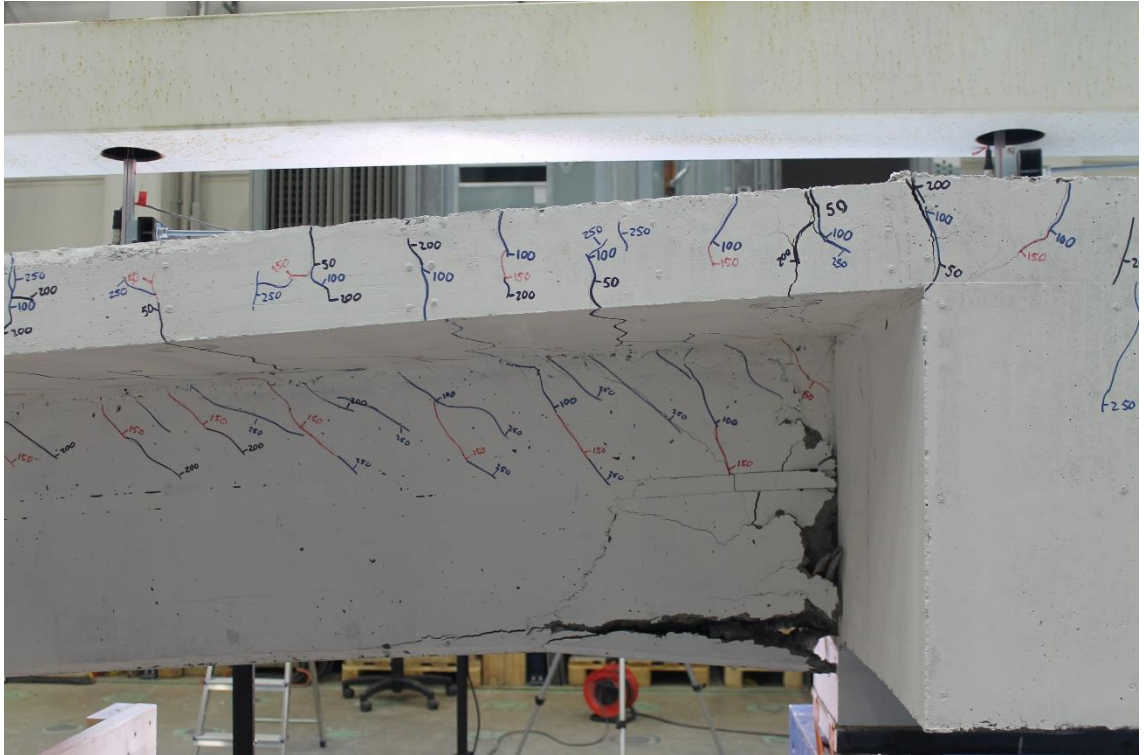
Kuva 86. Halkeama JK12-koekappaleessa kuormaportaalla 500 kN.

Elementtipalkin alapintaan muodostunut halkeama oli pieni, mutta silmin havaittava. Palkin alapinnan halkeilua ilmeni myös elementtipalkin toisella puolella. Kuormaportaan 500 kN jälkeen kuormituksessa edettiin seuraavaan kuormaportaaseen. Kuormaportaalle tultaessa elementtipalkin alapinnassa ilmennyt halkeama oli kasvanut ja laajentunut voimakkaasti. Kuormaportaan 600 kN palkin alapinnan halkeamaa on havainnollistettu kuvassa 87.



Kuva 87. JK12-koekappaleen palkin alapinnan halkeama 600 kN kuormaportaalla. Kuvassa merkattuna yhden tunkin tuottama voima.

Koekappaletta valokuvattiin palkin alapinnan halkeaman laajennuttua, mutta siihen ei enää merkattu uusia muodostuneita halkeamia. Turvallisuussyistä koekappaleen läheisyyteen ei enää menty 600 kN kuormaportaan jälkeen, vaan koekappaletta tarkkailtiin kauempaa. Kuormitus suoritettiin kuitenkin etenemällä kuormaportaiden mukaan 100 kN välein. Palkkien alapinnan halkeamat kasvoivat kuorman noustessa 700 kN kuormaportaalle. Kuormaportaalla pysyttiin hetki ennen seuraavalle kuormaportaalle siirtymistä. Käynnistettäessä seuraava kuormansyöttö palkin alapinnan halkeamat kasvoivat edelleen voimakkaasti. Koekappale saavutti kuormaportaan 800 kN, mutta oltuaan muutamia sekunteja kuormaportaalla, rakenne murtui. Rakenteen lopullinen murtokuorma oli 795,36 kN. Koekappaleen murtokuvia kuormituksen jälkeen on esitelty kuvissa 88 ja 89. Koekappaleen murtotapa oli sitkeä. Maksimikuormatasolla koekappale taipui voimakkaasti ennen lopullista murtumistaan. Kuormataso ei tässä vaiheessa enää kasvanut, mutta rakenteen taipumat kasvoivat voimakkaasti.



Kuva 88. JK12-koekappaleen murto, vaiheessa 2.



Kuva 89. JK12-koekappaleen murto, vaiheessa 2.

Koekappaleen murtuessa havaittiin, että haituksen sisällä oleva betoni oli murentunut täysin. Kuormituksen poistamisen jälkeen koekappaletta päästiin tarkastelemaan. Tarkastelussa huomattiin alapinnan halkeamien ulottuvan toisessa elementtipalkissa yli

1000 millimetrin päähän jatkosalueen reunasta palkin suunnassa. Lisäksi elementtipalkkien kyljet olivat palkkien suojabetonien osalta murtuneet koko korkeudeltaan jatkosalueen läheisyydestä.

Elementtipalkkien alapinnan raudoituksesta havaittiin haotuksen pullistuneen voimakkaasti molemmissa elementtipalkeissa. Palkkien jännepunokset olivat purkautuneet ja pitkittäisteräksset nurjahtaneet voimakkaasti. Eroavaisuutena aikaisempiin koekappaleisiin oli haotuksen sisäpuolisen betonin voimakas murentuminen puristumisen voimasta. Myös jatkosalueen poikittaisessa jatkospalkissa, sekä koekappaleen jatkosalueen alle valetussa pilarivalussa ilmeni halkeilua. Näitä ilmiöitä on havainnollistettu kuvassa 90.



Kuva 90. Jatkosalueen ja pilarivalun halkeilua, sekä palkkien raudoituksen muodonmuutokset JK12-koekappaleessa.

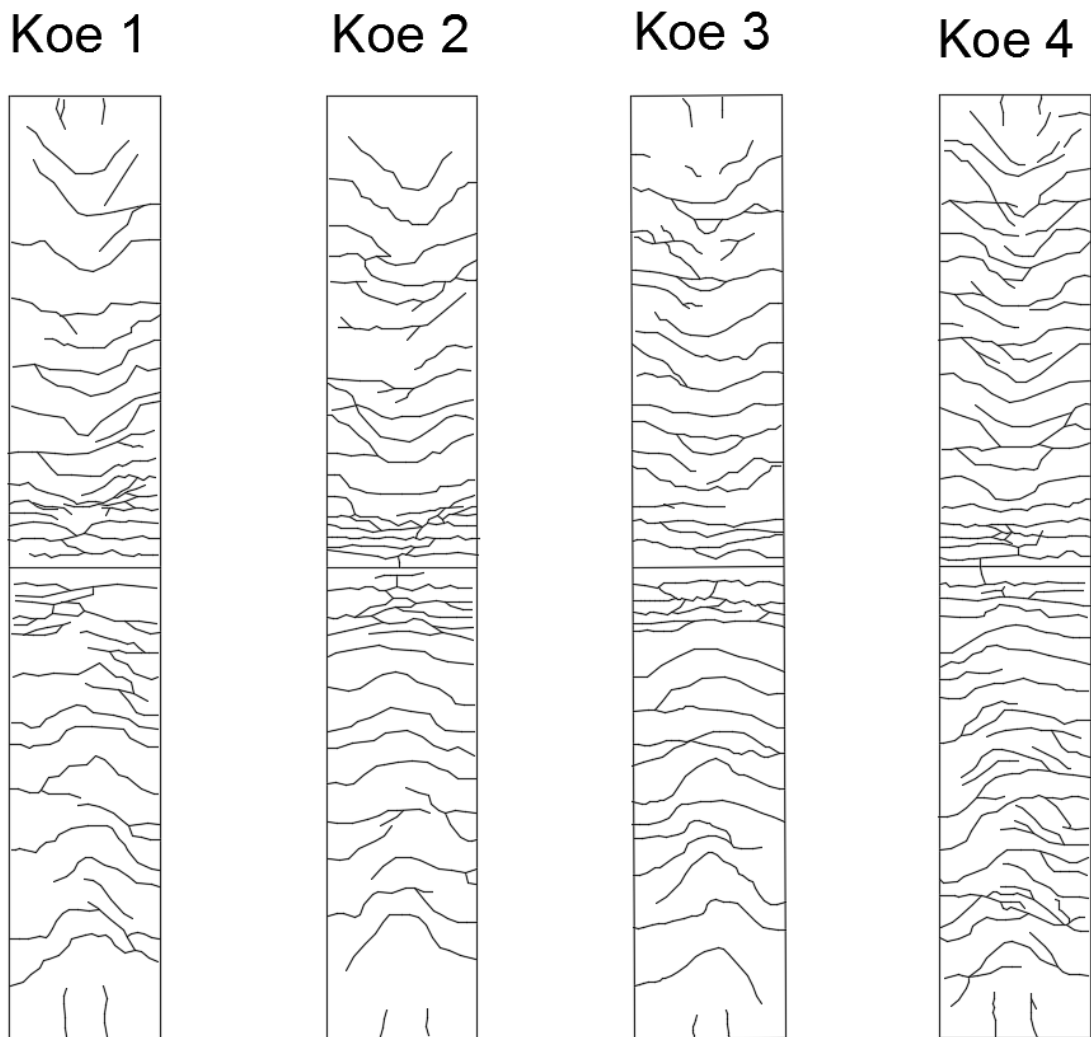
Koekuormituksen jälkeen koekappale purettiin koejärjestelystä ja siirrettiin varastoalueelle. Viimeisen koekuormituksen jälkeen kuormitusjärjestelmä purettiin kokonaisuudessaan. Koejärjestelyn purkamisen yhteydessä alue siivottiin. Toisen vaiheen koekappaleet varastoitii rakennushallin voimalattialle odottamaan

lisätarkasteluja. Koekuormitusten jälkeen aloitettiin mittaustulosten käsittely. Kaikissa kuormituskokeissa tehdyt havainnot on kerätty liitteeseen G.

4.4 Teräsbetonilaatoissa havaittava halkeilu

4.4.1 Ensimmäisen vaiheen teräsbetonilaattojen halkeilu

Ensimmäisessä vaiheessa koekappaleiden teräsbetonilaattojen halkeamia ei seurattu yläpinnan osalta ennen kuormitusten päättymistä. Koekappaleiden yläpinnat kuvattiin kuormitusten loputtua. Näiden kuvien perusteella laattojen yläpinnan halkeilusta tehtiin halkeamakartat, joita on esitelty kuvassa 91.



Kuva 91. Ensimmäisen vaiheen teräsbetonilaattojen yläpinnan halkeilu.

Kuvasta voidaan havaita, että halkeamat ovat jatkosalueella lähes suoria, mutta kääntyvät koekappaleen päätä kohti edetessä. Lähellä päätä halkeamat ovat noin 45 asteen kulmassa verrattuna jatkosalueen suoriin halkeamiin.

Kuormitusten aikana halkeamien muodostumista teräsbetonilaattaan seurattiin sen kylkien ja alapinnan osalta. Eri koekappaleista tehdyt havainnot on koottu taulukkoon 12

Taulukko 12. Ensimmäisen vaiheen kuormituksissa teräsbetonilaatan halkeamat.

Koekappale	Kuormaporras	Havainnot
<i>Koe 1</i> <i>JK0-koekappale</i>	100	Teräsbetonilaatan alapintaan muodostunut suoria halkeamia jatkosalueen läheisyyteen
	200	Halkeamia alkanut muodostumaan tb-laatan alapintaan
	300	Halkeamat levinneet elementtipalkkien puolelle tb-laatasta. Laatan alapinnassa vinoja halkeamia.
<i>Koe 2</i> <i>JK4-koekappale</i>	100	Muutamia suoria halkeamia laatan alapinnassa jatkosalueen läheisyydessä
	200	Aikaisemmat halkeamat haarautuneet. Uusia halkeamia, joista osa vinoja
	300	Enemmän vinoja halkeamia laatan alapinnassa, vanhat halkeamat kasvaneet
	400	Laatan kyljessä vahvasti ilmenevää halkeilua ja halkeilun haaroittumista
<i>Koe 3</i> <i>JK8-koekappale</i>	100	Muutamia suoria halkeamia laatan alapinnassa jatkosalueen läheisyydessä
	200	Uusia suoria halkeamia
	300	Aikaisemmin ilmenneet halkeamat haarautuneet, koekappaleen päätyihin syntynyt vinoja halkeamia, halkeamat levinneet palkin puolelle
	400	Lisää vinoja halkeamia ja vanhojen halkeamien välistä yhdistymistä
<i>Koe 4</i> <i>JK12-koekappale</i>	100	Muutamia suoria halkeamia laatan alapinnassa jatkosalueen läheisyydessä
	200	Uusia suoria halkeamia
	300	Koekappaleen päätyihin syntynyt vinoja halkeamia, halkeamat levinneet palkin puolelle

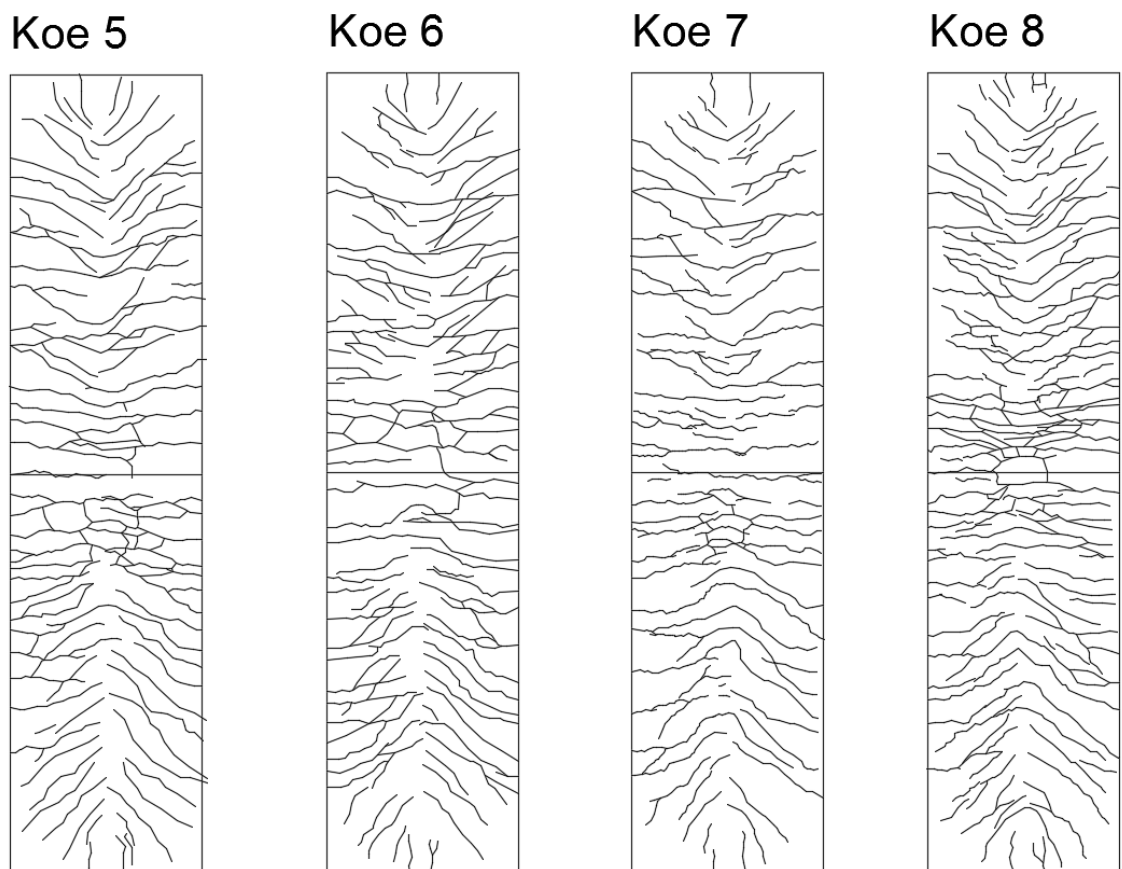
Taulukosta 12 nähdään, että koekappaleiden käyttäytymiset kuormituksen alaisena vastaavat melko hyvin toisiaan. Samanlaiset ilmiöt havaittiin monessa kuormituksessa samojen kuormaportaiden aikana.

4.4.2 Toisen vaiheen teräsbetonilaattojen halkeilu

Kuormituskokeiden toisessa vaiheessa teräsbetonilaattojen halkeilua seurattiin tarkemmin kuin ensimmäisen vaiheen kuormituksissa. Toisessa vaiheessa teräsbetonilaattaan muodostuvat halkeamat merkittiin näkyviin kuormituksen eri kuormaportailta niiltä osin, kuin se helposti oli mahdollista. Laatan pinta on toisessa vaiheessa maalattu valkoiseksi, joten halkeamat erottuivat paremmin kuin puhtaalta

betonipinnalta. Laatan tasossa tapahtuvia muodonmuutoksia mittaavien mittakellokehien kohdalta halkeamat piirrettiin vasta kuormituksen jälkeen.

Koekuormitusten jälkeen kaikki koekappaleet asetettiin rakennushallin voimalattialle vierekkäin kuvaamista varten. Laattoihin piirrettyjen halkeamien perusteella teräsbetoni-laatan pinnoista piirrettiin halkeamakartat. Ensimmäiseen vaiheeseen verrattuna toisessa vaiheessa halkeamien muodostumisen ajankohtaa kyettiin arvioimaan paremmin, koska muodostuvat halkeamat piirrettiin näkyviin eri kuormaportailta eri väreillä. Valokuvista piirrettyjä halkeamakarttoja on esitelty kuvassa 92.



Kuva 92. Toisen vaiheen teräsbetoni-laattojen yläpinnan halkeilu.

Halkeamakartoista nähdään, että laatan yläpuolisella pinnalla olevat halkeamat ovat jatkosalueella lähes suoria, mutta koekappaleen päätyä kohti mennessä niiden kulma kasvaa voimakkaasti. Suurimmillaan niiden muodostama kulma on noin 45 astetta jatkosalueen halkeamiin verrattuna.

Teräsbetoni-laatan halkeilua seurattiin kuormitusten kuormaportailta myös laatan sivuista ja alapinnasta. Muodostuvat halkeamat merkittiin, jonka lisäksi halkeaman viereen

kirjoitettiin millä kuormaportaalla halkeama on todennettu. Havaittujen halkeamien muodostumista on koottu taulukkoon 13.

Taulukko 13. Toisen vaiheen kuormituksissa teräsbetonilaatan halkeamat.

Koekappale	Kuormaporras	Havainnot
<i>Koe 5</i> <i>JK0-koekappale</i>	100	Teräsbetonilaatan alapintaan muodostunut suoraa halkeamia jatkosalueen läheisyyteen
	200	Laatan alapinnassa olleet halkeamat haarautuneet. Halkeamia muodostunut laatan yläpintaan, jotka ulottuvat koekappaleen keskelle.
	300	Halkeamat levinneet elementtipalkkien puolelle tb-laatasta. Laatan alapinnassa vinoja halkeamia koekappaleen päädyssä
	400	Koekappaleen päädyssä ilmenee lisää vinoja halkeamia, laatan yläpinnassa halkeamat alkavat yhdistyä
<i>Koe 6</i> <i>JK4-koekappale</i>	100	Suoria halkeamia laatan ylä- ja alapinnassa jatkosalueen läheisyydessä
	200	Uusia suoraa halkeamia laatan ylä- ja alapinnassa
	300	Ensimmäisiä vinoja halkeamia koekappaleen päädyssä laatan alapinnassa, halkeamat laatan yläpinnassa alkavat yhdistyä reunasta reunaan
	400	Lisää vinoja halkeamia laatan ylä- ja alapinnassa, vanhat halkeamat alkavat yhdistyä
	500	Alapinnassa koekappaleen päädyssä muutama uusi vino halkeama
<i>Koe 7</i> <i>JK8-koekappale</i>	100	Muutamia suoraa halkeamia laatan alapinnassa jatkosalueen läheisyydessä
	200	Uusia suoraa halkeamia, vanhat halkeamat haarautuneet
	300	Ei juurikaan uusia halkeamia laatan alapinnassa, koekappaleen päädyssä yläpinnassa alkavaa vinoa halkeilua
	400	Yläpinnan halkeamat yhdistyvät ja uusia vinoja halkeamia muodostuu
<i>Koe 8</i> <i>JK12-koekappale</i>	100	Muutamia suoraa halkeamia laatan ala- ja yläpinnassa jatkosalueen läheisyydessä
	200	Uusia suoraa halkeamia
	300	Koekappaleen päätyihin syntynyt vinoja halkeamia, halkeamat levinneet palkin puolelle
	400	Halkeamat alapinnassa alkaneet yhdistyä, uusia vinoja halkeamia koekappaleen päädyssä
	500	Vanhat halkeamat palkin alapinnassa yhdistyneet

Koekappaleet käyttäytyivät samankaltaisesti ensimmäisen vaiheen koekuormituksissa. Koekappaleeseen ilmestyi jatkosalueen läheisyyteen ensin suorat halkeamat koekappaleen ala- ja yläpintaan, jonka jälkeen halkeamat lähtevät haarautumaan.

Seuraavilla kuormaportilla halkeamia muodostuu lisää ja niiden kulma alkaa kasvaa kohti koekappaleen päätä. Vanhoista halkeamista halkeamat etenevät elementtipalkkien puolelle. Teräsbetoniilaatan yläpinnassa eri puoliilta alkaneet halkeamat alkavat yhdistyä.

4.5 Elementtipalkkien alapinnan murtokohdat

Toisen vaiheen koekuormitusten jälkeen koekappaleiden elementtipalkkien alapintojen murtokohdat mitattiin. Toisen vaiheen koekuormituksissa elementtipalkkien alapinnassa jännepunokset purkautuivat ja pitkittäiset teräkset nurjahtivat. Murtokohdan sijainti mitattiin tälle etäisyydelle alapinnassa. Murtokohdan määrittämisen lisäksi mitattiin elementtipalkkien hakojen pullistuman lakipisteen korkeusasema, pullistuman suuruus alapinnassa ja kyljissä, sekä alapinnan halkeaman ulottuvuus. Tulokset on koottu taulukkoon 14.

Taulukko 14. Elementtipalkkien alapinnan ja kyljen murtokohdan sijainnit mitattuna jatkosliitoksen kyljestä.

Koekuormitus	Elementtipalkki	Halkeaman ulottuvuus alapinnassa (mm)	Hakojen pullistuman korkeusasema palkin kyljessä (mm)	Murtokohta alapinnassa (mm)
5	JK0-3	552	0	95
	JK0-4	605	115	145
6	JK4-5	661	0	0
	JK4-11	746	109	143
7	JK8-9	961	116	95
	JK8-15	843	0	0
8	JK12-12	840	122	124
	JK12-14	1000	0	0

Taulukosta 14 nähdään, että alapinnan halkeaman ulottuvuus kasvaa jokaisessa kuormituskokeessa. Halkeaman ulottuvuus on mitattu jatkospalkin kyljestä elementtipalkin pituussuunnassa. Elementtipalkkien hakojen pullistuma on mitattu elementtipalkin alapinnan mukaisesta tasosta palkin pystysuuntaan. Lisäksi elementtipalkkien murtokohdan nähdään sijoittuvan jokaisessa kuormituskokeessa lähes samaan kohtaan. Murtokohdan sijainti on mitattu jatkospalkin kyljestä alapinnan hakojen pullistuman keskikohtaan. Taulukossa arvo 0 tarkoittaa, että alapinnan betoni ei ole murtunut tai punokset purkautuneet.

4.6 Kuormituskokeissa hajonneet mittalaitteet

Koekuormitusten aikana havaittiin joidenkin mittalaitteiden hajoamisen ennen kuormitusten aloittamista tai kuormitusten aikana. Alla olevaan taulukkoon 15 on listattu tutkimuksen koekuormitusten aikana hajonneet mittalaitteet. Mittalaitteiden hajoamiseen tutkimuksen aikana vaikuttivat erilaiset syyt.

Taulukko 15. Tutkimuksen aikana hajonneet mittalaitteet.

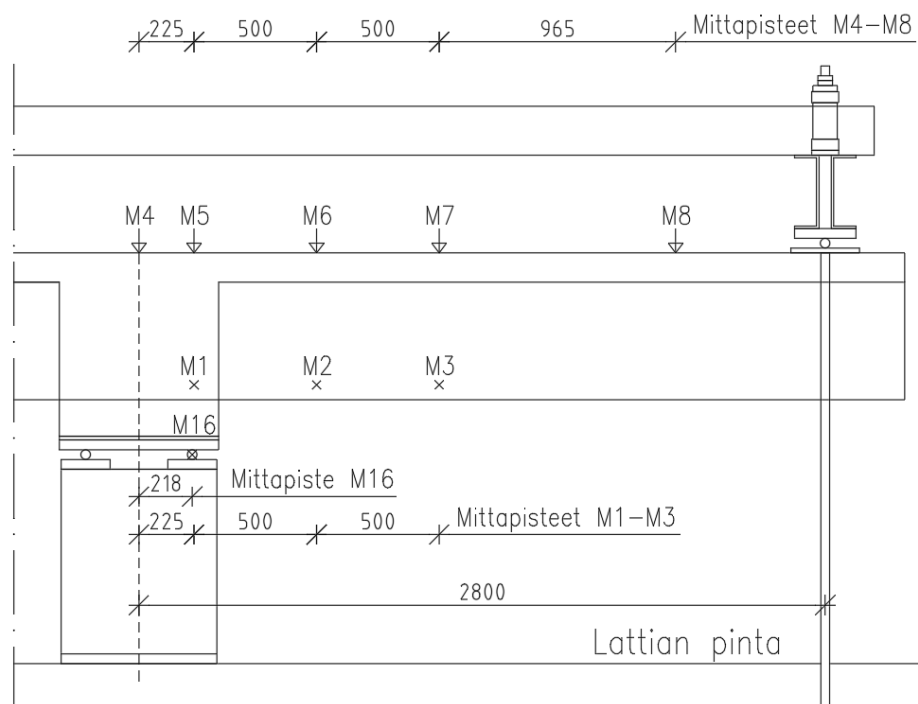
Koekappale/ koekuormitus	Venymäliuska	Mittakello	Syy hajoamiselle
1	1.1 B1 B2 B3	-	Betoniliuskojen kytkentä irronnut ennen kuormitusta, huomattu kuormituksen purkamisen yhteydessä
2	7.3 6.1	-	Liuska 6.1 hajonnut kuormituksen aikana
3	-	Nro 4	Mittakello nro 4 jumittunut
4	L15.4	Nro 4	Mittakello nro 4 jumittunut uudelleen, vaihdettu toisen vaiheen kuormitukseen. Liuska L15.4 vaurioitunut.
5	4.3 L6.11 B3	-	Betoniliuskan johdin repeytynyt irti asentamisen jälkeen. Venymäliuskat hajonneet ennen kuormitusta
6	L4.3	-	Liuska hajonnut ennen koekuormitusta
7	-	Nro 14	Mittakello nro 14 jäänyt asennusvaiheessa nostoliinan puristukseen ja vääntynyt, vaihdettu uuteen mittakelloon
8	-	-	Kaikki mittalaitteet toimivat

Taulukosta 15 voidaan nähdä, että suurin osa hajonneista venymäliuskoista on ollut elementtipalkkeihin instrumentoituja venymäliuskoja. Tutkimuksen jälkeen on pohdittava liuskojen kiinnityksen kestävyyspitkääikäisyyttä ja muita mahdollisia syitä liuskojen hajoamiselle. Hajonneet mittakellot on kuormitusten välissä vaihdettu uusiin.

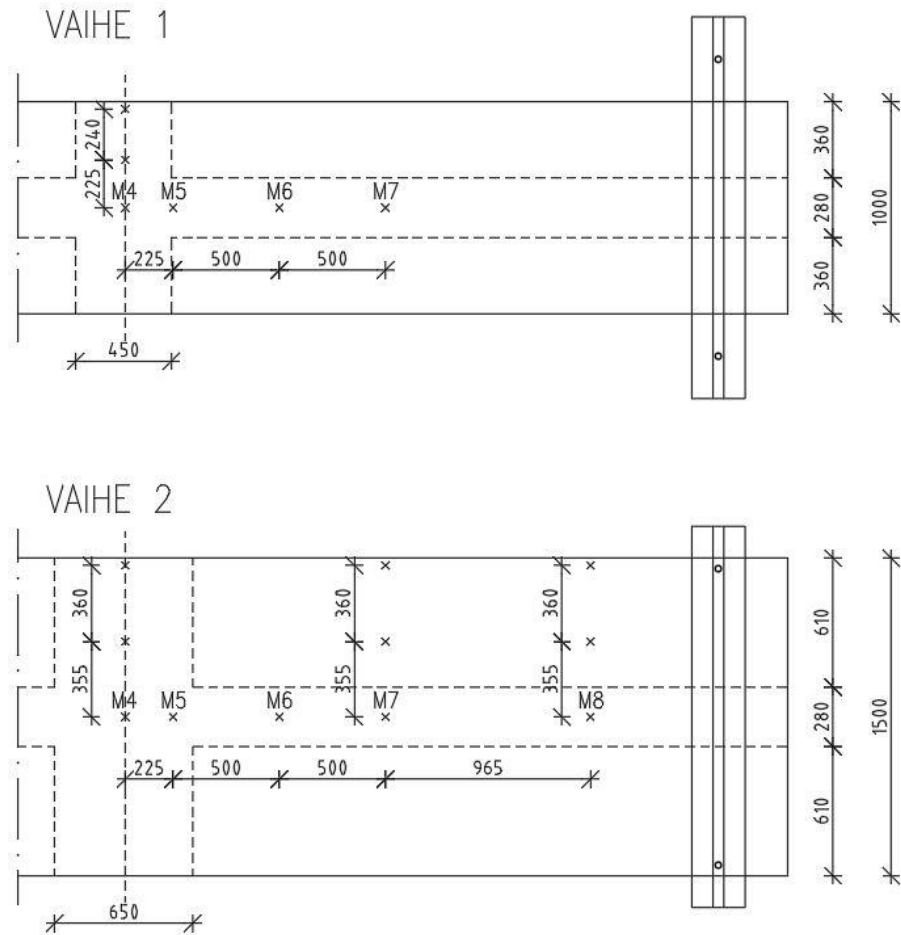
5. TULOKSET

Tässä luvussa käsitellään tutkimuksen eri vaiheissa saatuja mittaustuloksia. Mittauksia suoritettiin elementtitehtaalla elementtipalkkien valamisen yhteydessä ja koekappaleiden koekuormitusten aikana. Koekuormitukset jaettiin kahteen vaiheeseen, joissa molemmissa kuormitettiin neljä koekappaletta. Koekappaleet muodostuivat kahdesta elementtipalkista ja paikallavalurakenteisesta jatkosliitoksesta ja teräsbetonilaatasta. Tartunnallisten jännepunosten määrä vaihteli koekappaleiden kesken.

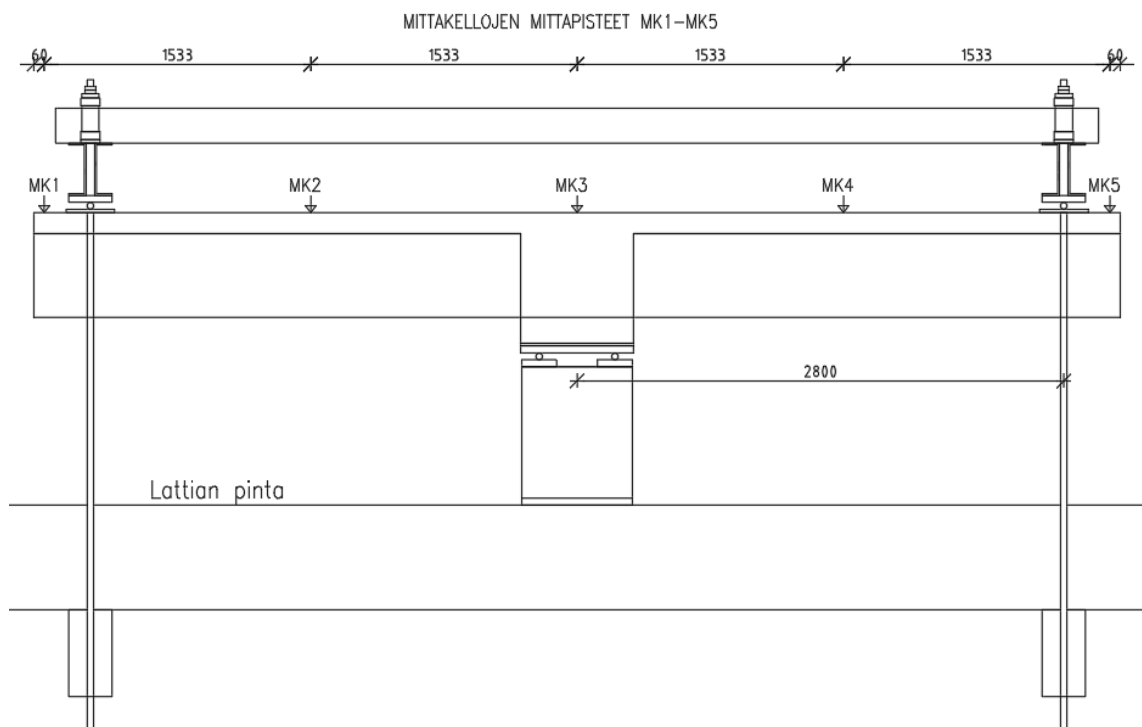
Tulosten esittämisessä käytetään eri mittauspisteiden mukaisia taivutusmomenttien arvoja. Tästä johtuen mittauspisteiden sijaintien poikkileikkauksille on nimetty pisteet tunnuksin M1-M13. Tunnukset M1-M3 ovat elementtipalkkien alapinnan venymäliuskojen sijainteja ja M4-M8 koekappaleen yläpinnan venymäliuskojen sijainteja. Mittapisteet M9-M13 ilmaisevat mittakellojen sijaintien mukaisia sijainteja. Tuloksien esittämisessä käytetään myös koekappaleiden murtokohdan mukaisia sijainteja M14 ja M15. Mittapiste M14 kuvaa ensimmäisen vaiheen koekappaleiden murtokohtaa ja M15 toisen vaiheen murtokohtaa. Mittapiste M16 on välituen laakerin keskikohdan etäisyys välituen keskikohdasta. Nämä pisteet on esitetty taulukossa 16. Pisteiden sijainnit on esitetty kuvissa 93-95.



Kuva 93. Koekappaleiden mittauspisteiden sijainnit.



Kuva 94. Koekappaleiden mittapisteiden sijainnit vaiheissa 1 ja 2



Kuva 95. Mittakellojen momenttipisteiden sijainnit kuormituskokeissa.

Taivutusmomenttipisteiden tiedot on koottu taulukkoon 16. Taulukossa ilmoitetaan pisteen etäisyys koekappaleen keskituella ja sen sijoittuminen koekappaleessa.

Taulukko 16. Taivutusmomenttien sijaintipisteiden tiedot.

Mittauspiste	Etäisyys keskituella (mm)	Sijainti	Venymän mitta	Siirtymäanturi
M1	225	AP	X	
M2	725	AP	X	
M3	1225	AP	X	
M4	0	YP	X	
M5	225	YP	X	
M6	725	YP	X	
M7	1225	YP	X	
M8	2190	YP	X	
MK1	3066	YP		X
MK2	1533	YP		X
MK3	0	YP		X
MK4	1533	YP		X
MK5	3066	YP		X
M14	225	AP	Laskennallinen	
M15	446	AP	Laskennallinen	
M16	217,5	AP	Laskennallinen	

Taulukossa 16 taivutusmomenttipisteet M14 ja M15 on määritetty laskennallisesti. Piste M14 on sijoitettu ensimmäisen vaiheen koekappaleiden jatkospalkin reunan kohdalle, johon koekappaleiden murtokohdan todettiin sijoittuvan. Piste M15 on laskettu taulukon 14 arvojen avulla. Arvossa on huomioitu jatkospalkin leveyden puolikas ja elementtipalkkien murtokohdan keskimääräinen arvo.

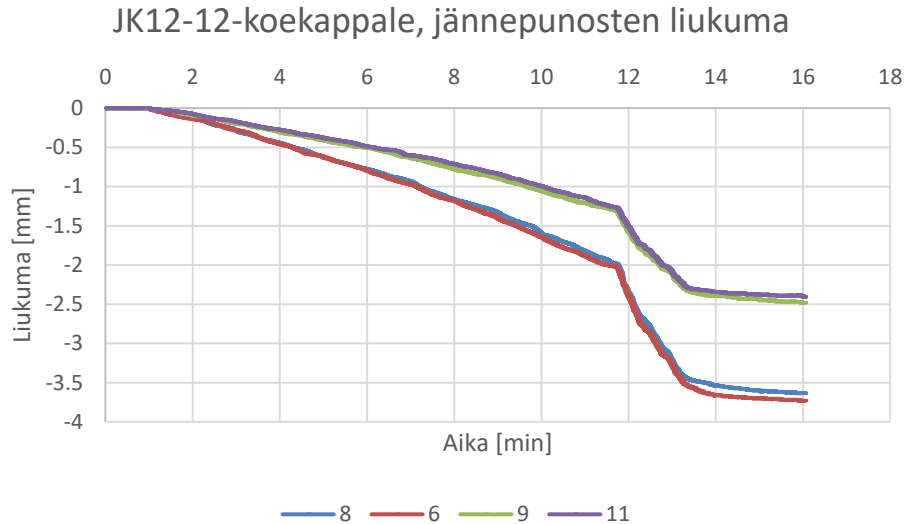
5.1 Elementtitehtaalla suoritettujen mittausten tulokset

Elementtipalkkien valmistamisen yhteydessä suoritettiin mittauksia, jotka liittyivät jännepunosten liukuman mittauksiin mittakelloilla ja jännevoiman siirtopituuden mittaamiseen demec-nastojen ja rakenteeseen asennettujen venymäliuskojen avulla. Tässä luvussa käsitellään elementtitehtaalla suoritettujen mittausten tuloksia.

5.1.1 Jännepunosten liukuma

Jännepunosten liukuman suuruutta jännevoiman laukaisun yhteydessä mitattiin mittakelloilla. Mittakellojen ongelmaksi muodostui jännepunosten nurjahtaminen jännevoiman laukaisun edetessä. Jännepunosten nurjahtaminen aiheutui elementtipalkkien liukumisesta valupetiä pitkin.

Mittakellojen mittaustulosten perusteella on hankala arvioida jännepunosten tarkkaa liukuman arvoa, koska jännepunoksen nurjahtaessa mittakello kaatuu, jonka takia mittaustulos vääristyy jännepunoksen loppuliukuman osalta. Mittakellojen mittaustuloksia koekappaleessa JK12-12 on esitetty kuvassa 96.

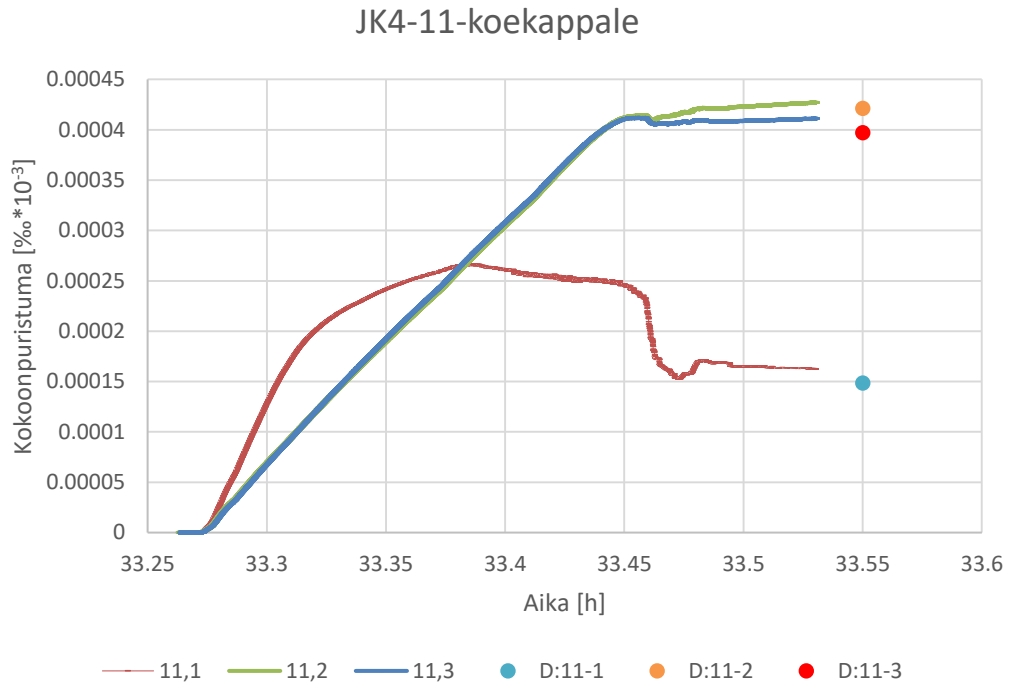


Kuva 96. Elementtitehtaalla suoritettu jännepunosten liukuman mittaustulokset JK12-12 koekappaleesta.

Kuvassa 96 mittakellojen mittaustulosten käyrät on nimetty mitattavan jännepunoksen mukaan. Koekappale JK12-12 sijaitsi linjastossa viimeisenä palkkina, jonka takia jännepunokset eivät nurjahtaneet yhtä laajasti kuin muissa koekappaleissa. Tästä johtuen mittaustulokset tässä koekappaleessa ovat luotettavampia kuin muissa koekappaleissa. Mittakellojen mittaustulokset vaihtelivat punosnipoissa 1,064-3,732 millimetrin välillä ja yksittäisissä punoksissa 2,406-2,483 millimetrin välillä. Suurimmat liukuman arvot mitattiin JK12-12-koekappaleen punoksista 6 ja 8.

5.1.2 Rakenteen kokoonpuristuminen jännevoiman laukaisussa

Koekappaleiden kokoonpuristumista mitattiin jännevoiman laukaisun aikana elementtipalkkien raudoitukseen sijoitetuilla venymäliuskoilla ja elementtipalkkien kylkiin asennetuilla demec-nastoilla. Näiden mittausten avulla määritetään jännevoiman siirtopituuden suuruus. Demec-mittaukset ja venymäliuskat antavat samankaltaisia tuloksia. Elementtitehtaalla suoritettujen mittausten tulokset on esitetty liitteessä H. Kuvassa 97 on esitetty koekappaleen JK4-11 venymäliuskojen ja demec-mittausten tulokset jännevoiman laukaisussa.

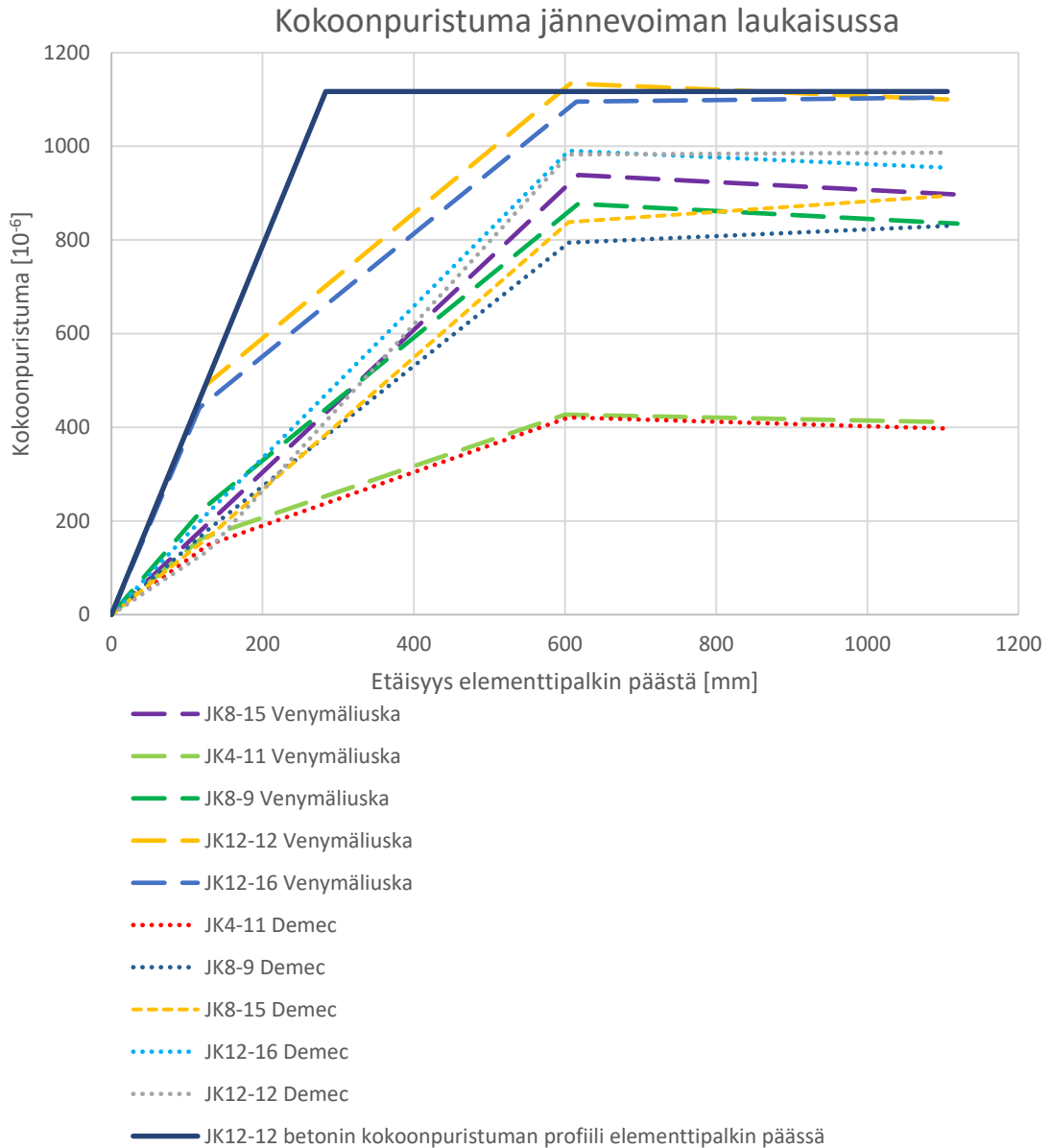


Kuva 97. Jännevoiman laukaisun demec- ja venymäliuskamittausten tulokset JK4-11 koekappaleessa.

Kuvassa 97 demec-mittapisteiden tunnuksen eteen on lisätty D-tunnus. Kuvaajasta nähdään, että ensimmäisen mittauspisteen puristuman suuruus rakenteessa on huomattavasti pienempi kuin kahdessa kauempana olevassa mittauspisteessä. Jännevoima saavuttaa täyden tartunnan ensimmäisen ja toisen mittauspisteen välillä. Ilmiö toistuu kaikissa mitatuissa koekappaleissa.

Venymäliuskojen suurin kokoonpuristuma saavutettiin koekappaleessa JK12-12, jossa kokonaisarvo jännevoiman laukaisun jälkeen oli -1,134 ‰. Palkissa JK4-11 suurin arvo venymäliuskoissa oli -0,4267 ‰ ja palkissa JK8-15 puristuman arvo oli suurimmillaan -0,9381 ‰. Vastaavat demec-mittausten mukaiset arvot samoissa koekappaleissa olivat JK4-11-palkissa -0,4211 ‰, JK8-15-palkissa -0,8942 ‰ ja JK12-12-palkissa -0,9865 ‰.

Jännevoiman siirtopituuden määrittämiseksi kaikkien mitattujen elementtipalkkien mittauspisteiden tulokset koottiin kuvaan 98. Kuvassa venymäliuskatulokset on esitetty katkoviivalla ja demec-tulokset pisteviivalla.



Kuva 98. Elementtitehtaan jännevoiman laukaisun aikainen elementtipalkkien kokoonpuristuma venymäliuskoilla ja demec-nastoilla mitattuna.

Kuvassa käyrien ensimmäinen taitekohta kuvaa ensimmäisen mittauspisteen mittaustuloksia. Ensimmäisessä mittauspisteessä kokoonpuristuma on vähäistä. Toisen mittauspisteen tulokset ovat havaittavissa käyrien toisessa taitekohdassa. Toisen mittauspisteen jälkeen kokoonpuristuman arvo ei enää ole muuttunut, josta voidaan päätellä jännevoiman tarttuneen rakenteeseen ensimmäisen ja toisen mittauspisteen välisellä alueella. Kuvassa oleva vertailukäyrä kuvaa JK12-12 palkin venymätangon mukaista betonin kokoonpuristuman profiilia elementtipalkin päässä.

5.2 Rakenteiden kokonaiskuormitukset

Koekappaleiden todellinen taivutusmomenttikapasiteetti ja murtokuorma voidaan laskea tunkkien tuottamasta kokonaiskuormasta. Kapasiteettia laskiessa on kuitenkin huomioitava, että kuormitusjärjestelmän ja koekappaleen omat painot vaikuttavat kappaleen murtokuorman suuruuteen ja taivutusmomenttikapasiteettiin. Tässä luvussa käsitellään koekappaleisiin kohdistuvia kuormituksia.

Ensimmäisen vaiheen koekappaleiden ja toisen vaiheen koekappaleiden omat painot eroavat toisistaan, koska koekappaleiden mittoja muutettiin toisessa vaiheessa. Ensimmäisen vaiheen koekappaleen oman painon ja koejärjestelmän oman painon aiheuttama kuormitus rakenteen murtokohdassa on koottu taulukkoon 17.

Taulukko 17. Koekuormituksen omista painoista aiheutuvat taivutusmomentit ensimmäisessä vaiheessa.

Koekappaleen rakenneosa	Rakenneosan paino (kN)	Rakenneosan momenttivarsi (mm)	Rakenneosan aiheuttama taivutusmomentti (kNm)
<i>Elementtipalkki</i>	10,08	1225	12,35
<i>Jatkosliitos</i>	2,364	0	0
<i>Teräsbetoni-laatta</i>	9,375	1225	11,48
<i>Koejärjestely</i>	5,748	2575	13,84
Yhteensä	27,194		37,67

Toisessa vaiheessa koekappaleiden geometriat kasvoivat, jonka takia koekappaleiden omien painojen aiheuttama kuormitus kasvoi. Toisen vaiheen koekappaleista ja koejärjestelystä aiheutuvat kuormitukset murtokohdassa on koottu taulukkoon 18.

Taulukko 18. Koekuormituksen omista painoista aiheutuvat taivutusmomentit toisessa vaiheessa.

Koekappaleen rakenneosa	Rakenneosan paino (kN)	Rakenneosan momenttivarsi (mm)	Rakenneosan aiheuttama taivutusmomentti (kNm)
Elementtipalkki	10,08	1109	11,18
Jatkosliitos	5,178	0	0
Teräsbetoni-laatta	14,063	1109	15,59
Koejärjestely	5,748	2354	13,53
Yhteensä	35,069		40,3

Tunkkien rakenteeseen tuottamaa kuormaa seurattiin voima-antureiden avulla. Koekappaleiden kuormituspaikka sijaitsi koekuormituksissa 2,8 metrin päässä koekappaleen välituen keskeltä. Koekappaleisiin kohdistuva voima tunkeista ja niiden aiheuttaman taivutusmomentin suuruus on esitetty taulukossa 19. Taulukossa taivutusmomentin laskentaan on käytetty koekappaleiden murtokohdan mukaista momenttivartta, vaiheessa 1 pistettä M14 ja vaiheessa 2 pistettä M15. Murtokuorman arvoksi on taulukossa 19 ilmoitettu kahden tunkin tuottama kokonaisvoima rakenteen päädyssä.

Taulukko 19. Rakenteeseen tunkeilla tuotettu kuormitus.

Koekuormitus	Murtokuorma (kN)	Voiman momenttivarsi (mm)	Kuormituksen aiheuttama taivutusmomentti (kNm)	Taivutusmomentti M16 (kNm)
Kuormitus 1	465,65	M14 2575	1199	1201
Kuormitus 2	516,04		1328	1331
Kuormitus 3	508,95		1311	1313
Kuormitus 4	530,80		1367	1369
Kuormitus 5	757,74	M15 2354	1784	1955
Kuormitus 6	763,89		1798	1971
Kuormitus 7	767,71		1807	1981
Kuormitus 8	795,36		1872	2052

Rakenteeseen kohdistuvan kokonaiskuormituksen suuruus on koottu taulukkoon 20. Taulukossa ilmoitetaan koejärjestelmän, koekappaleen ja rakenteeseen kohdistetun kokonaiskuormituksen suuruus.

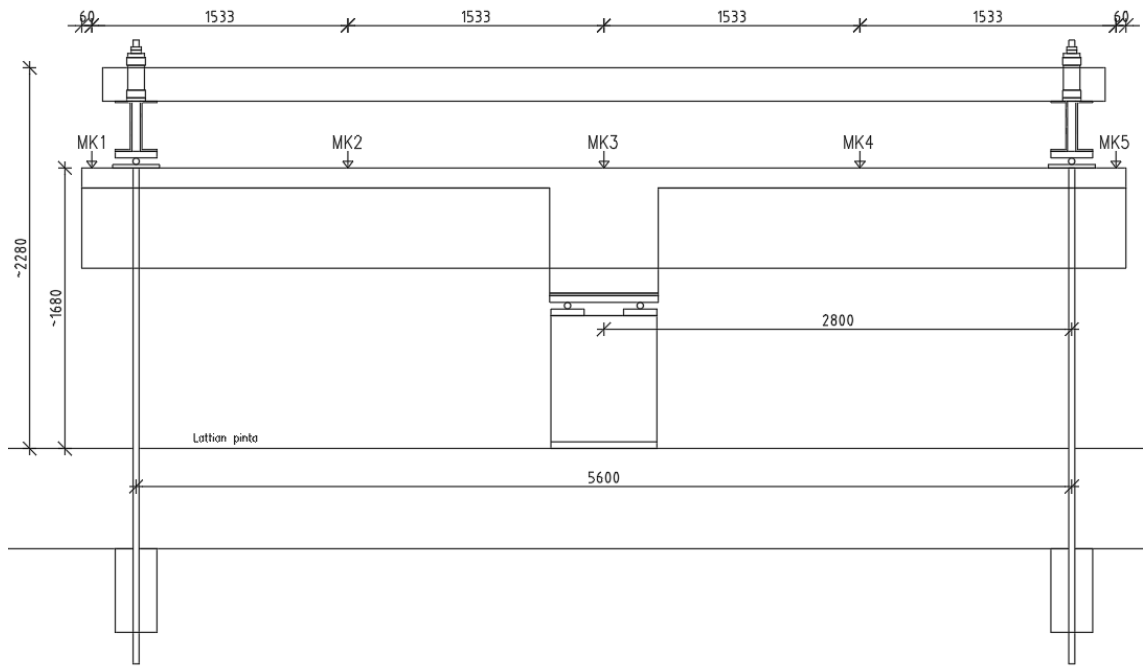
Taulukko 20. Koekuormitusten kokonaiskuormitukset koekappaleissa.

Koekuormitus	Murtokuorma (kN)	Omat painot (kN)	Leikkausvoiman kokonaisarvo (kN)	Kuormituksen aiheuttama taivutusmomentti (kNm)	Omien painojen taivutusmomentti (kNm)	Taivutusmomentin kokonaisarvo (kNm)
Kuormitus 1	465,65	27,57	493,2	1199	M14 37,67	M14 1237
Kuormitus 2	516,04		543,6	1328		M14 1366
Kuormitus 3	508,95		536,5	1311		M14 1349
Kuormitus 4	530,80		558,4	1367		M14 1405
Kuormitus 5	757,74	35,07	792,8	1784	M15 40,3	M15 1824
Kuormitus 6	763,89		798,9	1798		M15 1838
Kuormitus 7	767,71		802,8	1807		M15 1847
Kuormitus 8	795,36		830,4	1872		M15 1912

Rakenteeseen kohdistuvien kuormitusten laskenta on esitetty liitteessä I. Laskelmissa on ilmoitettu yksilökohtaisten kuormitusjärjestelmän osien painot ja niistä aiheutuvien kuormitusten suuruus. Liitteessä koekappaleen eri osien painot on laskettu erillisinä osina.

5.3 Koekappaleiden siirtymät

Koekappaleiden käyttäytymistä koekuormituksen aikana seurattiin koekappaleen yläpintaan sijoitetuilla mittakelloilla. Mittakellojen sijainnit rakenteen yläpinnassa on esitetty kuvassa 99.



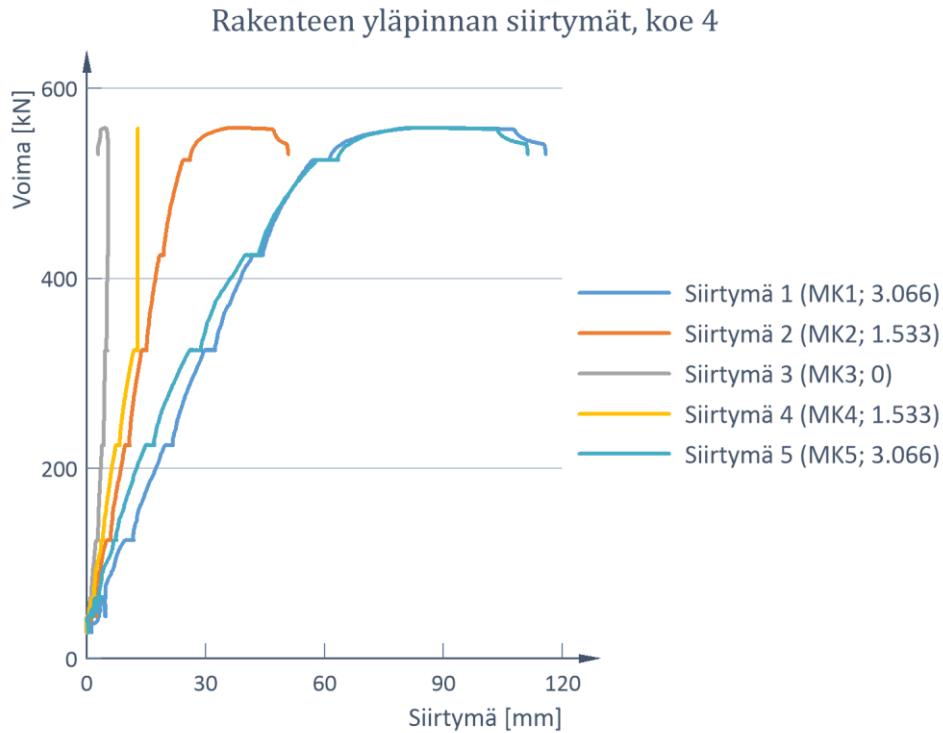
Kuva 99. Mittakellojen sijainnit koejärjestelyssä.

Kuvasta 99 nähdään mittakellojen sijaitsevan teräsbetoni-laatan yläpinnassa tunnuksin MK1-MK5. Mittakellojen sijainnit olivat kaikissa koekuormituksissa samanlaiset. Mittakellojen mittaustulokset löytyvät liitteestä K ja L.

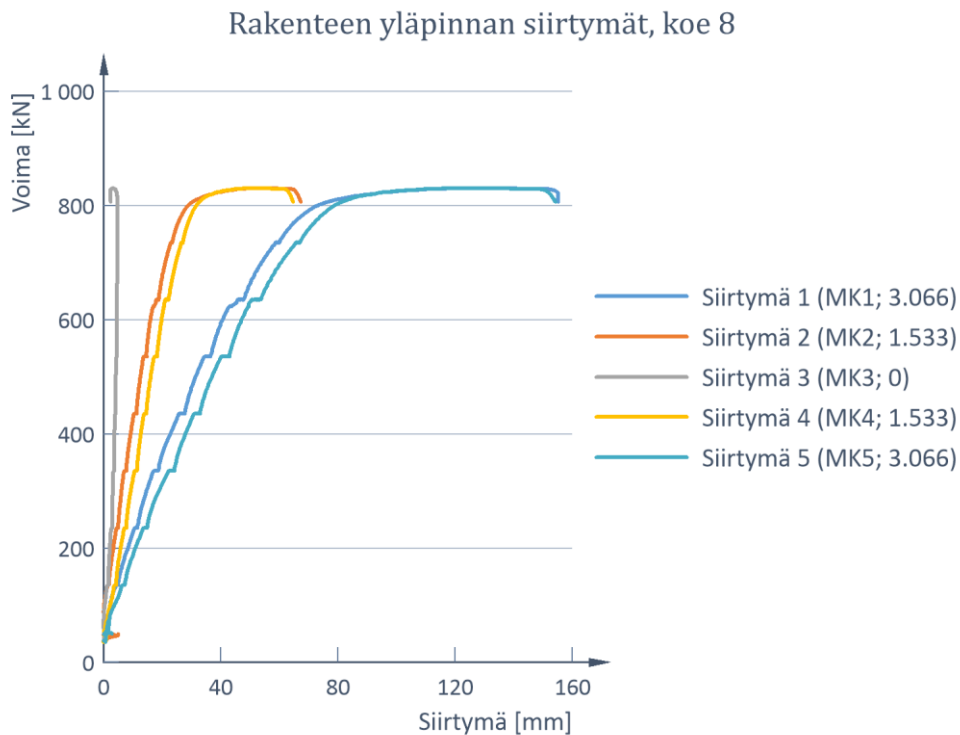
5.3.1 Koekappaleiden taipumien kehittyminen kuormituksessa

Mittakellojen mittaustulosten perusteella havaitaan, että koekappaleet ovat taipuneet koekuormituksissa tasaisesti molemmista päistä. Suurimmillaan koekappaleiden päätyjen välinen taipumaero oli seitsemännessä koekuormituksessa, jossa taipumaero oli

36,5 millimetriä. Koekappaleiden taipumia on havainnollistettu kuvassa 100 ja 101, joissa on esitetty neljännen ja kahdeksannen koekuormituksen siirtymäkuvaajat. Kuvista 100 ja 101 nähdään, että taipumat kehittyvät ensimmäisessä ja toisessa vaiheessa samankaltaisesti. Kuvaajissa ilmoitettava voima on koekappaletta yhdestä päästä kuormittavan tunkkiparin kokonaisvoima.



Kuva 100. Neljännen koekuormituksen yläpinnan taipumat JK12-koekappaleessa.



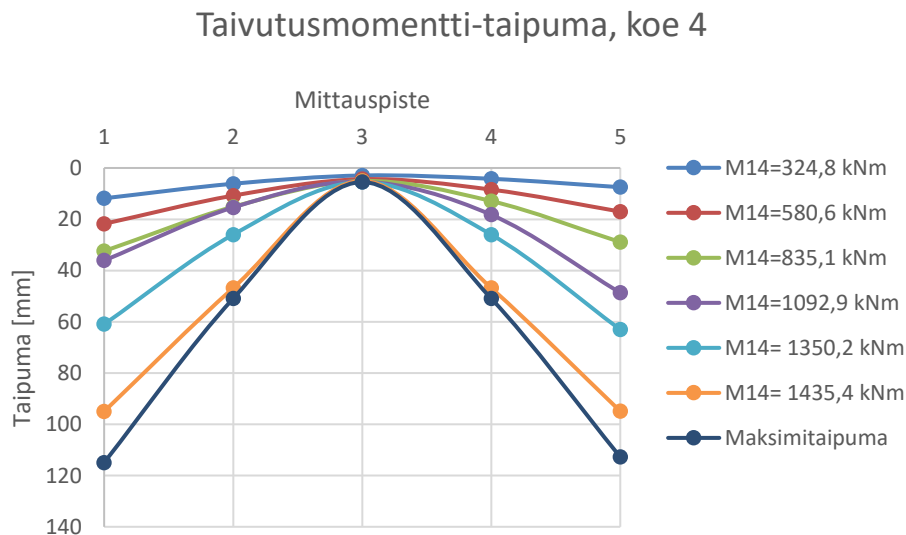
Kuva 101. Kahdeksannen koekuormituksen yläpinnan taipumat JK12-koekappaleessa.

Kuvista 100 ja 101 nähdään, että koekappaleen tuen kohdalla on tapahtunut siirtymää, vaikka tuki itsessään on näennäisesti taipumaton. Siirtymän arvo koekappaleen keskikohdassa johtuu tuelle asennetusta huokoisesta kuitulevystä. Huokoinen kuitulevy

tasaa koekappaleen pohjan epätasaisuuksia tuella ja mahdollistaa koekappaleen tasapainoaseman löytymisen. Kuvien 100 ja 101 kuormaportaisissa on huomioitu tunkkien rakenteeseen aiheuttama kuormitus ja omista painoista aiheutuva kuormitus. Taipumien kehittyminen kuormituksen aikana löytyy liitteestä J.

5.3.2 Taivutusmomentti-taipuma koekuormituksissa

Tässä luvussa esitellään koekappaleiden taipumien kehittyminen, kun kaikki rakenteeseen vaikuttavat kuormitukset huomioidaan. Kokonaisvoimassa huomioidaan koekappaleen omat painot, koejärjestelmän omat painot ja rakenteeseen ulkoisesti tuotettava kuormitus. Kuvassa 102 on esitetty ensimmäisen vaiheen neljännen koekuormituksen taipuman suuruus eri kuormaportailta vaikuttavan taivutusmomentin mukaisesti.

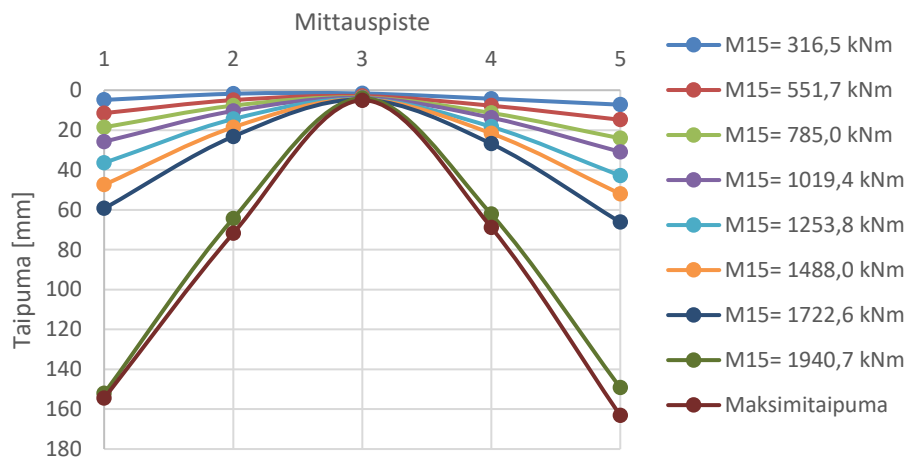


Kuva 102. Taivutusmomentti-taipuma, JK12-koekappale, koe 4.

Kuvassa 102 ilmoitetut taivutusmomenttien arvo on laskettu koekuormitusten kuormaportaiden kuormatasojen mukaisesti huomioiden koekappaleen ja koejärjestelmän omat painot. Taivutusmomentin laskennassa momenttivartena on käytetty 2,575 metriä pisteen M14 mukaisesti. Kuvassa vaaka-akselilla on ilmoitettu koekappaleen teräsbetonilaatan päälle asennettujen mittakellojen numeroinnit.

Kuvassa 103 on esitetty tutkimuksen toisen vaiheen koekappaleiden kahdeksannen koekuormituksen taipumien kehittyminen taivutusmomentin kasvaessa kuormaportaiden mukaisesti. Toisen vaiheen kuvaajassa tulokset on esitetty samoin periaattein kuin kuvassa 102.

Taivutusmomentti-taipuma, koe 8



Kuva 103. Taivutusmomentti-taipuma, JK12-koekappale, koe 8.

Toisen vaiheen koekappaleiden taivutusmomentin momenttivartena laskuissa on käytetty koekappaleiden murtokohtien keskiarvoa 2,343 metriä pisteen M15 mukaisesti. Koekappaleiden murtokohdat on esitetty luvussa 4. Kaikkien koekuormitusten taivutusmomentti-taipuma-kuvaajat on esitetty liitteessä K. Kahdeksannessa kuormituskokeessa voidaan havaita koekappaleen taipuneen voimakkaasti viimeisen kuormaportaan aikana. Viimeisen kuormaportaan aikana teräsbetonilaatan teräkset ovat myötäneet voimakkaasti. Kaikissa koekuormituksissa havaitaan koekappaleen keskiosan painuvan kuormituksen aikana huokoisen kuitulevyn painuessa.

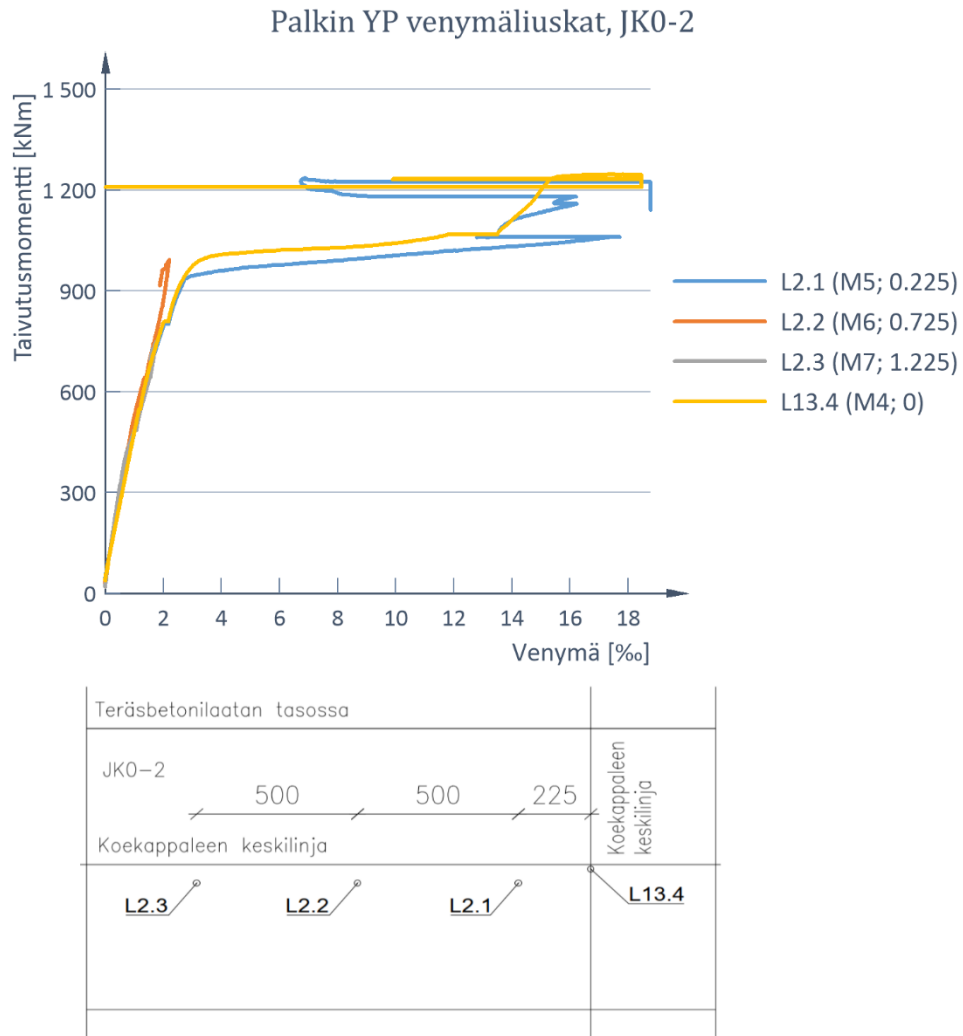
5.4 Rakenteen venymät teräsbetonilaatan pituussuunnassa

Kuormituskokeissa rakenteen yläpinnan venymien kehittymistä seurattiin teräsbetonilaattaan sijoitettujen venymäliuskojen avulla. Tässä luvussa esitetään elementtipalkkien yläpuolelle sijoitettujen venymäliuskojen tuottamia mittaustuloksia. Muita teräsbetonilaattaan sijoitettuja venymäliuskoja tarkastellaan myöhemmissä luvuissa.

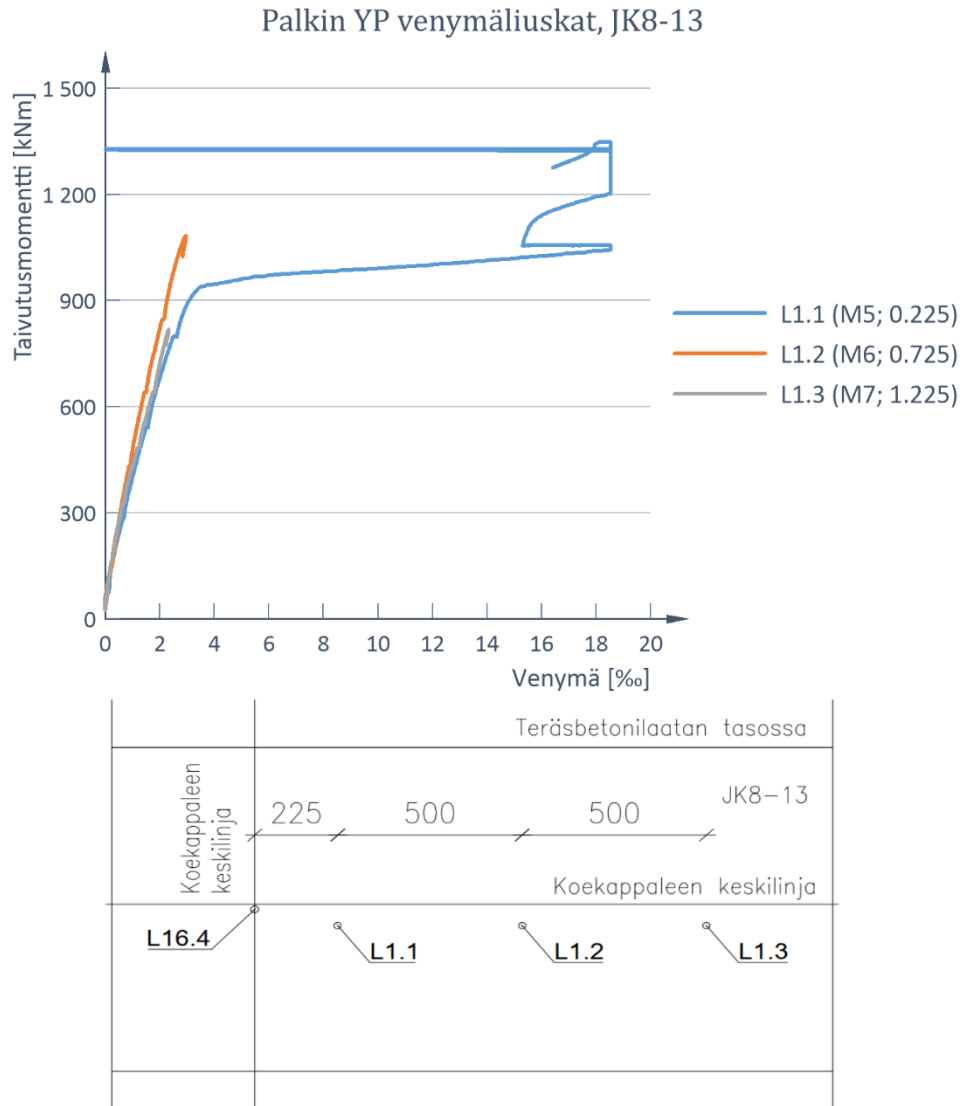
5.4.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet

Ensimmäisessä vaiheessa kaikki koekappaleet käyttäytyivät koekuormitusten aikana samankaltaisesti elementtipalkkien yläpinnan venymien osalta. Elementtipalkkien yläpuolella venymäliuskat sijaitsivat samalla kohdalla palkkien alapintojen venymäliuskojen kanssa.

Yläpinnan venymien kehittyminen kasvoi tasaisesti kuormituksen kasvaessa. Lähimpänä jatkosaluetta olevan mittauspisteen osalta harjateräksen myötöraja saavutettiin kaikissa ensimmäisen vaiheen kokeissa kuormatason ollessa lähellä 900 kNm. Kuormatason noustessa yli 1000 kNm suuruuteen havaitaan harjateräksen ylittävän myötörajansa 500 millimetrin päässä ensimmäisestä mittauspisteestä kokeissa 3 ja 4. Tähän mennessä harjateräksen venymä jatkosalueella on kasvanut voimakkaasti. Kuvissa 104 ja 105 on esitetty ensimmäisen ja kolmannen kuormituskokeen mittaustulokset palkin yläpinnan venymäliuskoista.



Kuva 104. Ensimmäisen kuormituskokeen palkin yläpuolisten venymäliuskojen mittaustulokset.



Kuva 105. Kolmannen kuormituskokeen palkin yläpuolisten venymäliuskojen mittaustulokset.

Kuvassa 104 ja 105 liuska L2.1 ja L1.1, sijaitsevat lähimpänä jatkosaluetta. Ensimmäinen venymäliuska sijaitsi 225 millimetrin etäisyydellä koeappaleen keskustasta. Kaksi muuta mittapistettä sijaitsivat 500 millimetrin jaotuksella ensimmäisestä mittapisteestä. Kaikkien ensimmäisen vaiheen kuormituskokeiden venymäliuskojen mittaustulokset löytyvät liitteestä L. Kuormatasot harjateräksen myötörajan ylittyessä ensimmäisen vaiheen kuormituskokeissa on koottu taulukkoon 21.

Taulukko 21. Ensimmäisen vaiheen palkin yläpinnan venymäliuskojen kuormataso myötörajan ylittyessä.

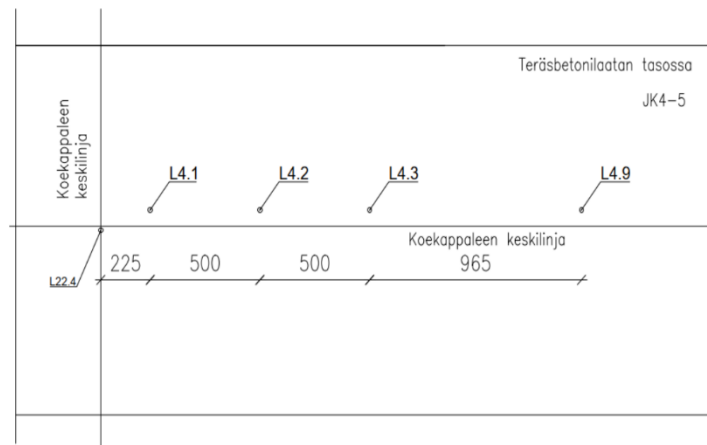
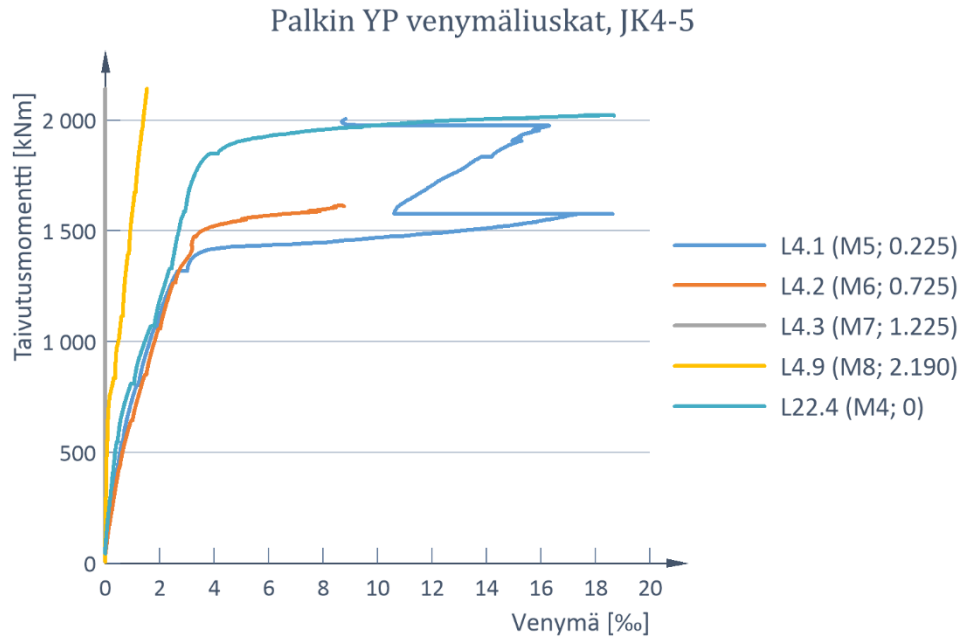
Kuormituskoe	Koekappale 1 (kNm)	Koekappale 2 (kNm)	Koekappale 3 (kNm)	Koekappale 4 (kNm)
Jatkosalueen mittapiste (M4)	L13.4 944,408	L14.4 898,035	L16.4 880,705	L15.4 -
Mittapiste 1 (M5)	L2.1 934,725	L4.1 903,221	L1.1 836,70	L3.1 904,27
Mittapiste 2 (M6)	L2.2 -	L4.2 -	L1.2 1044,91	L3.2 1056,58
Mittapiste 3 (M7)	L2.3 -	L4.3 -	L1.3 -	L3.3 -

Harjateräksen myötöraja on 2,735 ‰. Taulukosta 21 nähdään, että harjateräs alkaa kaikissa kuormituskokeissa myötää saman suuruusluokan kuormatasoilla. Koekuormituksissa havaittiin ensimmäisessä vaiheessa teräsbetonilaatan keskialueen raudoitteiden myötäävän jo ennen betonin murtopuristuman tapahtumista. Kaikissa ensimmäisen vaiheen kuormituskokeissa elementtipalkin alapinnan betonin murtopuristumaa ei saavutettu. Taulukossa ei ole huomioitu koejärjestelyn omien painojen aiheuttamien taivutusmomenttien suuruuksia.

5.4.2 Toisen vaiheen koekappaleet

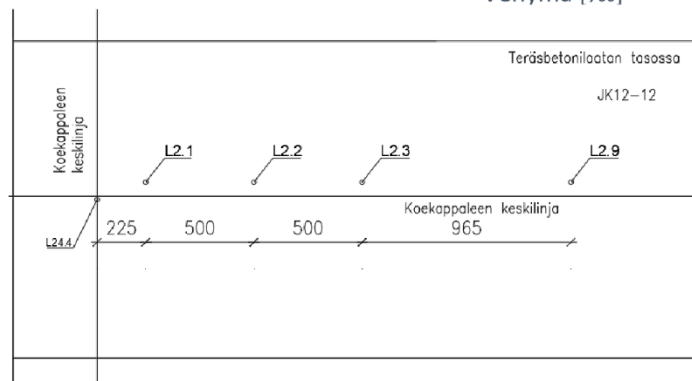
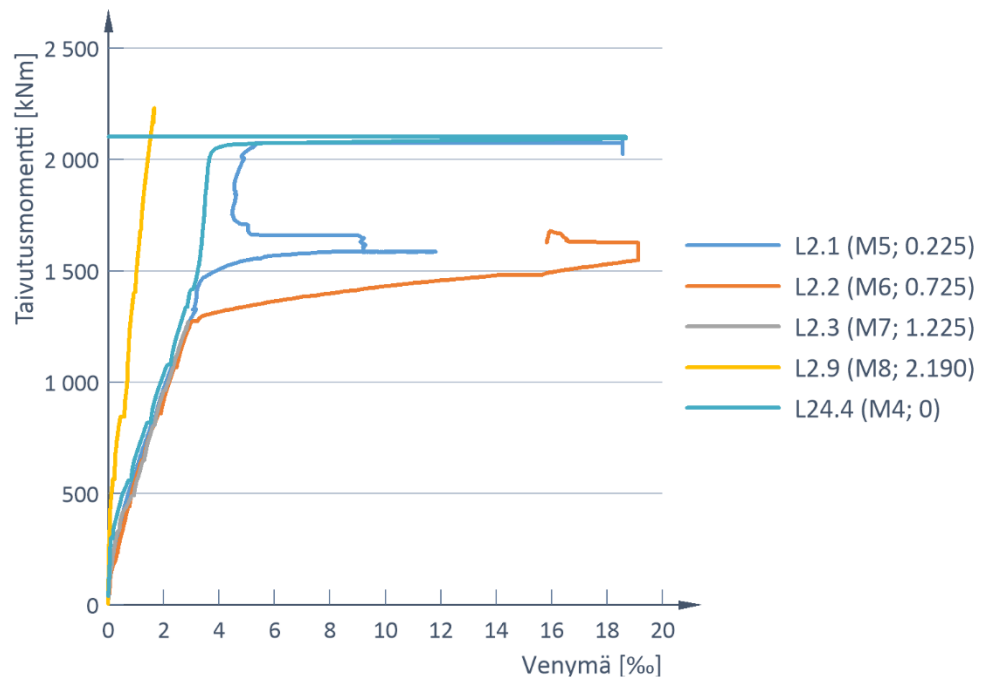
Toisen vaiheen koekuormituksessa palkkien yläpuolelle teräsbetonilaattaan sijoitettujen venymäliuskojen mittaustulokset olivat samankaltaisia ensimmäisen vaiheen koekuormitustulosten kanssa. Mittauspisteitä palkkien yläpuolella oli sijoitettu yksi enemmän koekappaleen pätyyn.

Kaikissa kuormituskokeissa lähimpänä jatkosalueen keskikohtaa olevan mittapisteen venymäarvo ylitti harjateräksen myötörajan 430-497 kN kuormatasolla. Kuvissa 106 ja 107 on esitetty kuudennen ja kahdeksannen koekuormituksen palkin yläpuolisten venymäliuskojen tulokset. Muiden toisen vaiheen koekuormitusten kuvaajat löytyvät liitteestä M.



Kuva 106. Kuudennen koekuormituksen palkin yläpuolisten venymäliuskojen mittaustulokset.

Palkin YP venymäliuskat, JK12-12



Kuva 107. Kahdeksannen koekuormituksen palkin yläpuolisten venymäliuskojen mittaustulokset.

Kuvissa 106 ja 107 liuskat L4.1 ja L2.1 ovat mittauspisteistä lähimpänä jatkosaluetta. Mittauspisteen sijainti jatkosalueelta on 225 millimetriä. Toinen mittauspiste sijaitsee 500 millimetrin etäisyydellä ja kolmas mittauspiste 1000 millimetrin etäisyydellä ensimmäisestä pisteestä. Neljäs mittauspiste on 965 millimetrin päässä kolmannesta pisteestä.

Kuormituksen kasvaessa keskialueen raudoitusten jännitykset kasvavat. Kuormituksen kasvaessa muidenkin mittauspisteiden venymät ylittävät harjateräksen myötörajan. Harjateräksen myötöraja on otaksuttu olevan 2,735 ‰. Myötörajan ylittävät kuormatasot kuormituskokeittain on esitetty taulukossa 22.

Taulukko 22. Palkin yläpinnan venymäliuskojen kuormataso harjateräksen myötörajan ylittyessä toisessa vaiheessa.

Kuormituskoee	Koekappale 5 (kNm)	Koekappale 6 (kNm)	Koekappale 7 (kNm)	Koekappale 8 (kNm)
Jatkoksen mittapiste (M4)	L21.4 1328,74	L22.4 1520,99	L23.4 1331,99	L24.4 1314,70
Mittapiste 1 (M5)	L1.1 1240,92	L4.1 1318,81	L3.1 1209,62	L2.1 1218,25
Mittapiste 2 (M6)	L1.2 1213,01	L4.2 1329,44	L3.2 1150,50	L2.2 1188,17
Mittapiste 3 (M7)	L1.3 -	L4.3 -	L3.3 -	L2.3 1221,83

Taulukosta 22 nähdään, että kuormatasot mittapisteissä eri kuormituskokeissa ovat lähellä toisiaan. Kuudennessa kuormituskokeessa kolmas mittapiste ei tuottanut mittaustuloksia.

5.5 Teräsbetonilaatan pituussuuntaiset venymät laippojen alueella

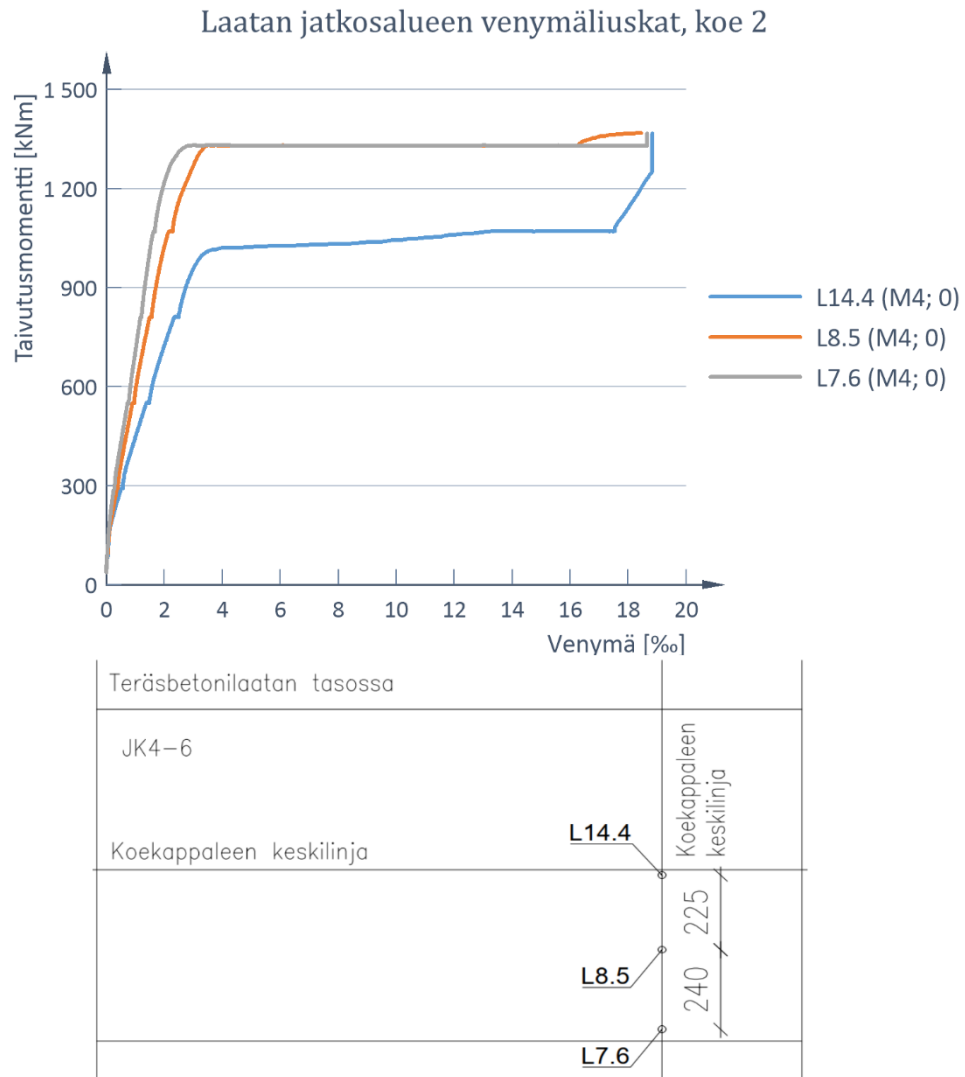
Poikittaisen suunnan venymäliuskoilla tarkoitetaan mittauspisteitä, jotka on sijoitettu teräsbetonilaatan keskiosan ja reunan väliselle alueelle kuvan 42 mukaisesti. Poikittaisen suunnan venymäliuskojen avulla tutkitaan teräsbetonilaatan toiminnallista leveyttä ja jännitysten jakautumista teräsbetonilaatassa.

Tulosten käsittely on jaettu tutkimuksen ensimmäiseen ja toiseen vaiheeseen, koska mittauspisteiden määrä ja rakenteen geometriat ovat keskenään erilaisia. Tutkimuksen toisen vaiheen koekappaleisiin venymäliuskoja sijoitettiin teräsbetonilaattaan enemmän, kuin ensimmäisessä vaiheessa. Venymäliuskojen tulokset on esitetty liitteissä L ja M.

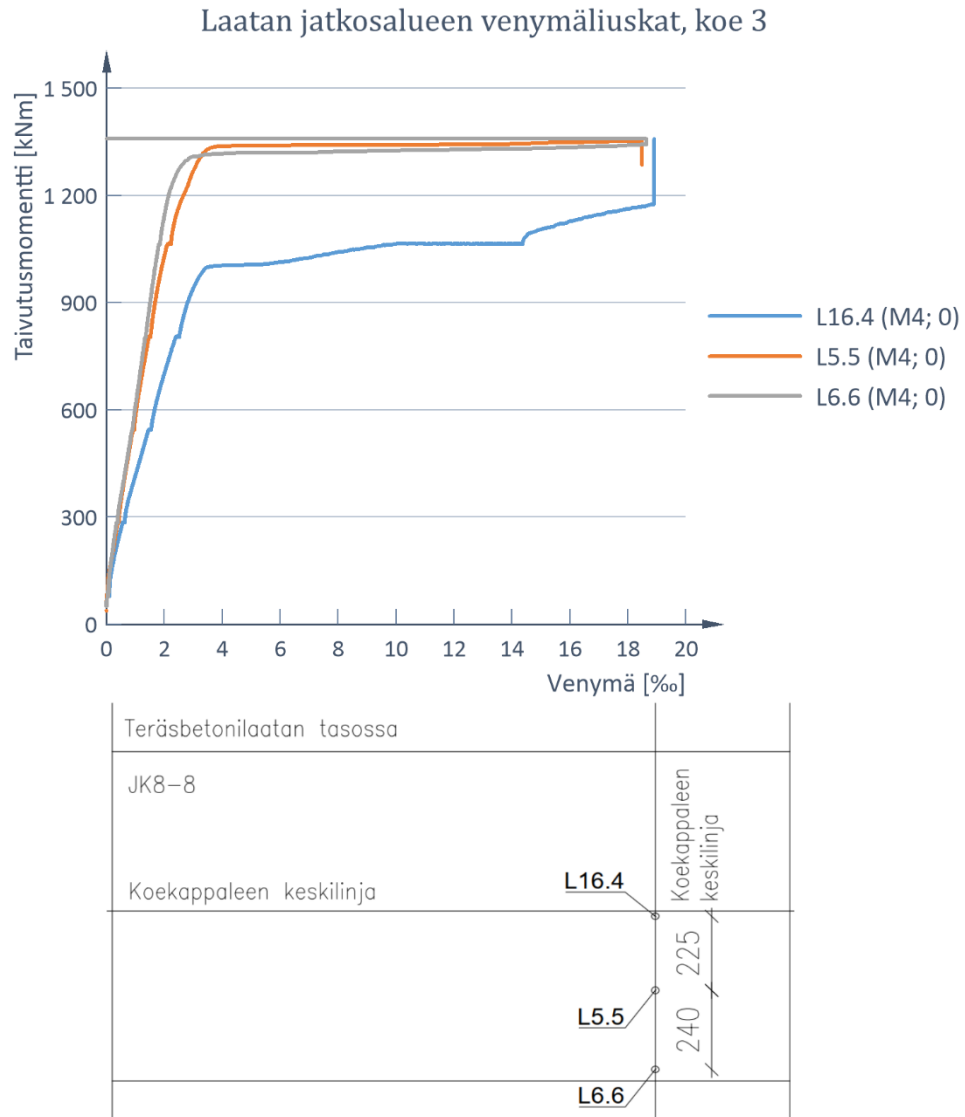
5.5.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet

Ensimmäisen vaiheen koekuormituksissa havaittiin, että jatkosalueen keskelle sijoitetut raudoitteet alkavat myötää ennen laipan reunassa olevia teräksiä. Ilmiö toistui jokaisessa ensimmäisen vaiheen koekuormituksessa. Neljännessä kuormituskokeessa keskellä oleva venymäliuska ei tuottanut mittaustuloksia. Keskeistä mittauspistettä lähellä oleva palkin yläpuolelle sijoitettu mittapiste L3.1 on kuitenkin myötänyt lähes samalla kuormatasolla, kuin muiden koekappaleiden keskeiset liuskat. Venymäkuvaajat

jokaisessa kuormituskokeessa ovat samankaltaisia. Kuivissa 108 ja 109 on esitetty toisen ja kolmannen kuormituskokeen teräsbetoni-laatan poikkittaisen suunnan venymäliuskujen mittaustulokset. Tuloksista nähdään myös kaikkien yläpinnan terästen ylittävän myötörajan.



Kuva 108. Toisen kuormituskokeen jatkosalueen venymäliuskujen mittaustulokset.



Kuva 109. Kolmannen kuormituskokeen jatkosalueen venymäliuskajen mittaustulokset.

Kuvista 108 ja 109 nähdään, että keskellä rakennetta oleva harjateräs myötää aikaisemmin kuin laatan reuna-alueilla olevat harjateräkset. Reuna-alueiden harjateräkset saavuttavat myötörajojansa lähes yhtä suurella kuormatasolla. Ensimmäisen vaiheen koekuormitusten tulokset on koottu taulukkoon 23.

Taulukko 23. Ensimmäisen vaiheen teräsbetoni-laatan laipan venymäliuskojen myötörajan kuormatasot.

Kuormituskoe	Koekappale 1 (kNm)	Koekappale 2 (kNm)	Koekappale 3 (kNm)	Koekappale 4 (kNm)
Mittapiste 1 (M4)	L13.4 944,41	L14.4 898,04	L16.4 880,71	L15.4 -
Mittapiste 2 (M4)	L11.5 1188,69	L8.5 1215,98	L5.5 1214,29	L10.5 1096,75
Mittapiste 3 (M4)	L12.6 1243,92	L7.6 1326,89	L6.6 1096,75	L9.6 1341,79

Taulukossa on huomioitu koejärjestelyn omien painojen tunkkien aiheuttamat taivutusmomentit. Momenttivartena käytettiin pisteen M4 mukaisia arvoja. Taulukosta 23 nähdään, että keskialueen harjateräkset ylittävät kaikissa kuormituskokeissa myötörajansa (2,735 ‰) alle 945 kNm kuormatasolla. Neljännessä kuormituskokeessa mittaustulosta keskialueelta ei saatu.

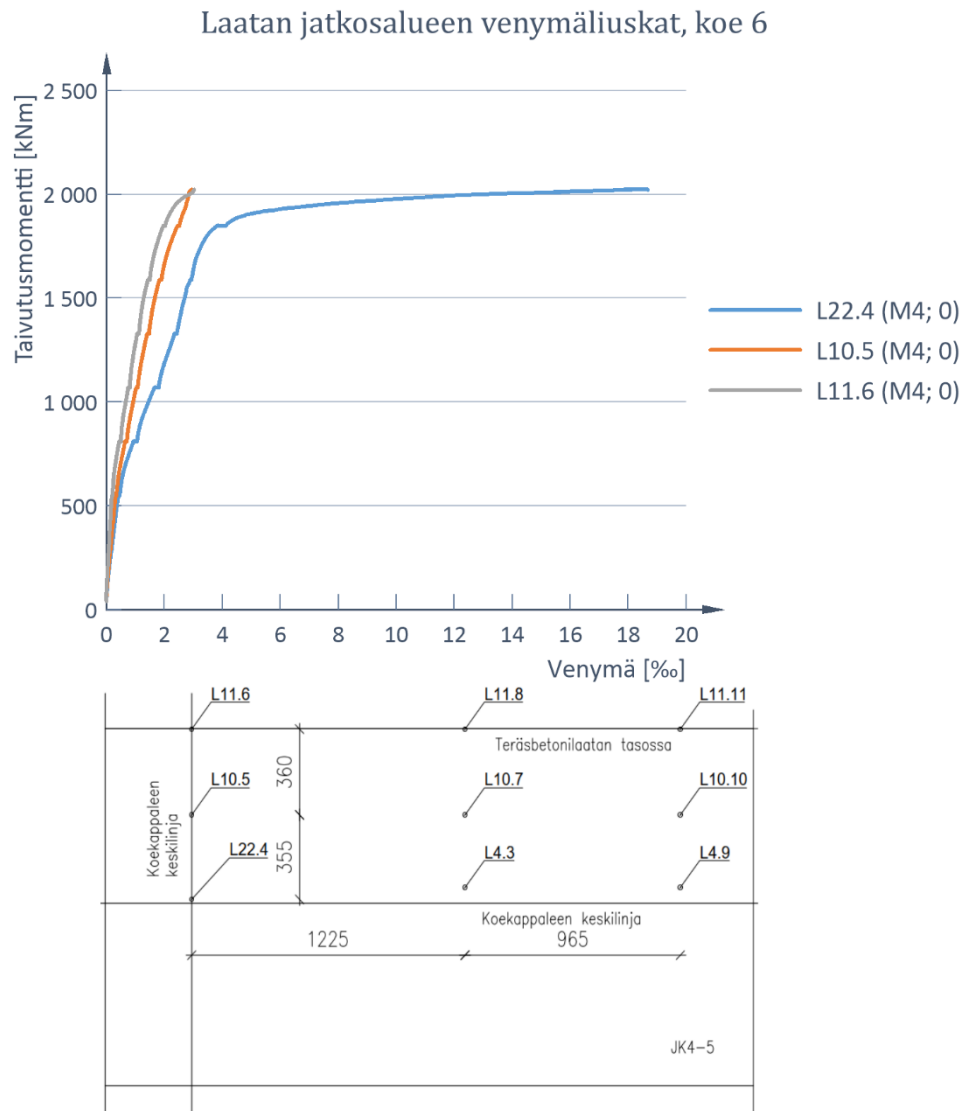
Kuormituskokeiden mittaustulosten perusteella voidaan todeta, että keskialueen jännitykset ovat rakennetta kuormitettaessa suuremmat kuin reuna-alueella. Keskialueen teräkset ylittävät myötörajansa noin 900 kNm kuormatasolla. Tämän kuormatason jälkeen keskialue ei enää ottanut kuormaa vastaan yhtä tehokkaasti, vaan jännitykset alkavat kasvaa reuna-alueiden raudoituksissa. Reuna-alueiden raudotteet ylittävät myötörajansa kaikissa kuormituskokeissa noin 1100-1200 kNm kuormatasolla laatan puolella välissä ja laatan reunassa 1100-1300 kNm kuormatason jälkeen. Teräsbetoni-laatan raudoitusten venymäkäyrissä voidaan havaita rakenteessa T-poikkileikkauksissa ilmenevä *shear lag*-ilmiö.

5.5.2 Toisen vaiheen koekappaleet

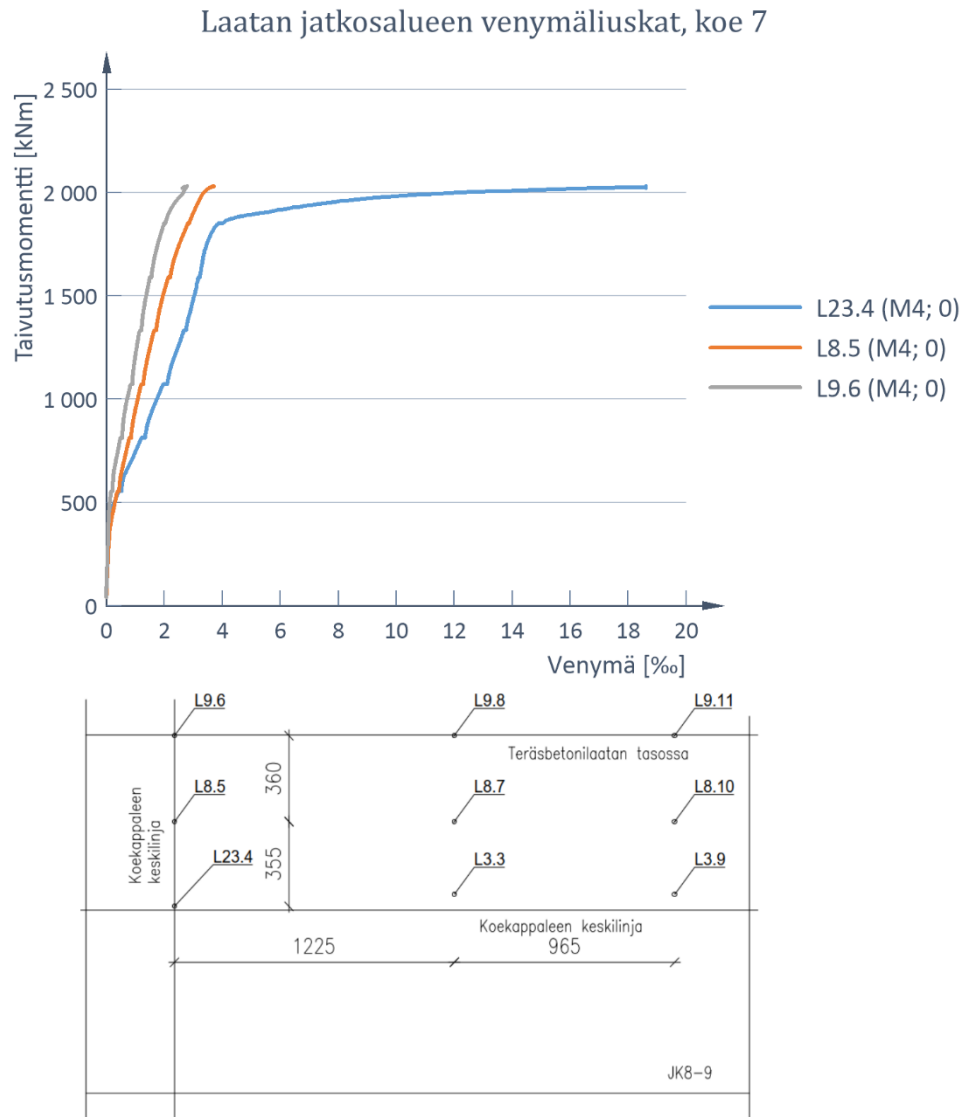
Toisen vaiheen koekappaleisiin poikittaisen suunnan venymiä mittaavia mittauspisteitä sijoitettiin enemmän kuin ensimmäisen vaiheen koekappaleisiin. Koekappaleisiin reuna-alueen venymien kehittymistä mittaavia venymäliuskoja sijoitettiin teräsbetoni-laatan jännemitan matkalle kolmeen eri kohtaan. Poikittaisen suunnan mittauspisteiden sijainnit on esitetty kuvassa 40.

Ensimmäinen mittauskohde sijaitsi jatkosalueen keskikohdassa, kuten tutkimuksen ensimmäisessä vaiheessa. Kuvissa 110 ja 111 on esitetty kuudennen ja seitsemännen kuormituksen jatkosalueen poikittaisen suunnan mittaustuloksia. Toisen vaiheen muiden

koekappaleiden jatkosalueen kuvaajat muistuttavat kuudennen ja seitsemännen kuormituksen kuvaajaa.



Kuva 110. Kuudennen koekuormituksen JK8-koekappaleen jatkosalueen reuna-alueen venymäliuskojen mittaustulokset.



Kuva 111. Seitsemännen koekuormituksen JK8-koekappaleen jatkosalueen reunaluokan venymäliuskojen mittaustulokset.

Kuvista 110 ja 111 nähdään, että keskialueen venymät alkavat kehittyä suuremmiksi ja saavuttavat harjateräksen myötörajan aikaisemmin. Keskialueen jännitykset ovat siis kuormituksessa suurempia. Koekappaleet käyttäytyvät samankaltaisesti kuin ensimmäisen vaiheen koekappaleet. Eri kohdassa jatkosalueen teräsbetonilaatassa olevien mittauspisteiden raudituksen myötörajan saavuttamisen tarvittava kuormatase on esitetty taulukossa 24.

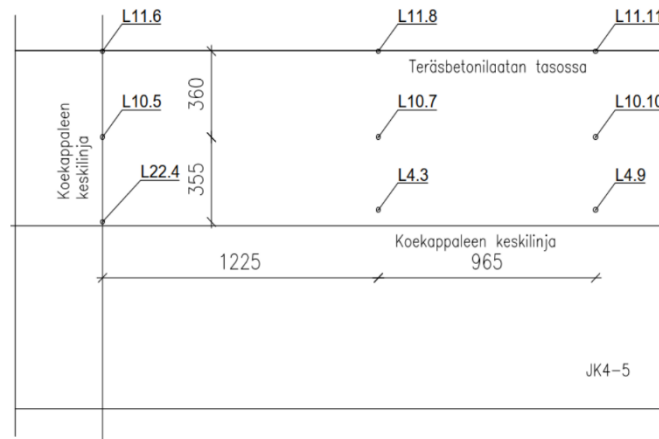
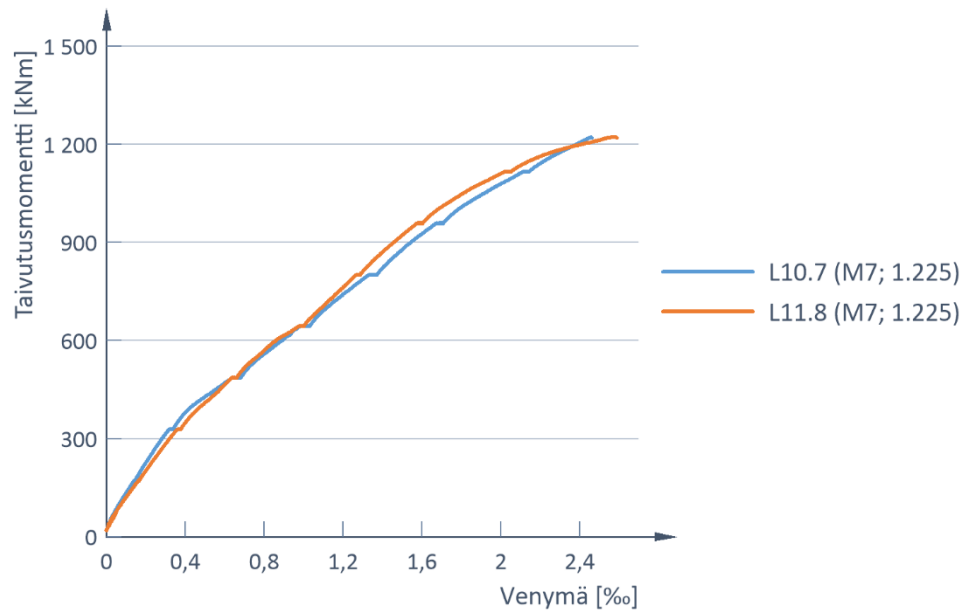
Taulukko 24. Toisen vaiheen teräsbetoni-laatan jatkosliitoksen reuna-alueen venymäliuskojen myötörajan kuormatasot.

Kuormituskoe	Koekappale 5 (kNm)	Koekappale 6 (kNm)	Koekappale 7 (kNm)	Koekappale 8 (kNm)
Mittapiste 1 (M4)	L21.4 1328,74	L22.4 1520,99	L23.4 1331,99	L24.4 1314,70
Mittapiste 2 (M4)	L5.5 1789,02	L10.5 1942,60	L8.5 1827,14	L7.5 1856,51
Mittapiste 3 (M4)	L6.6 1969,12	L11.6 1992,34	L9.6 2023,12	L12.6 2008,78

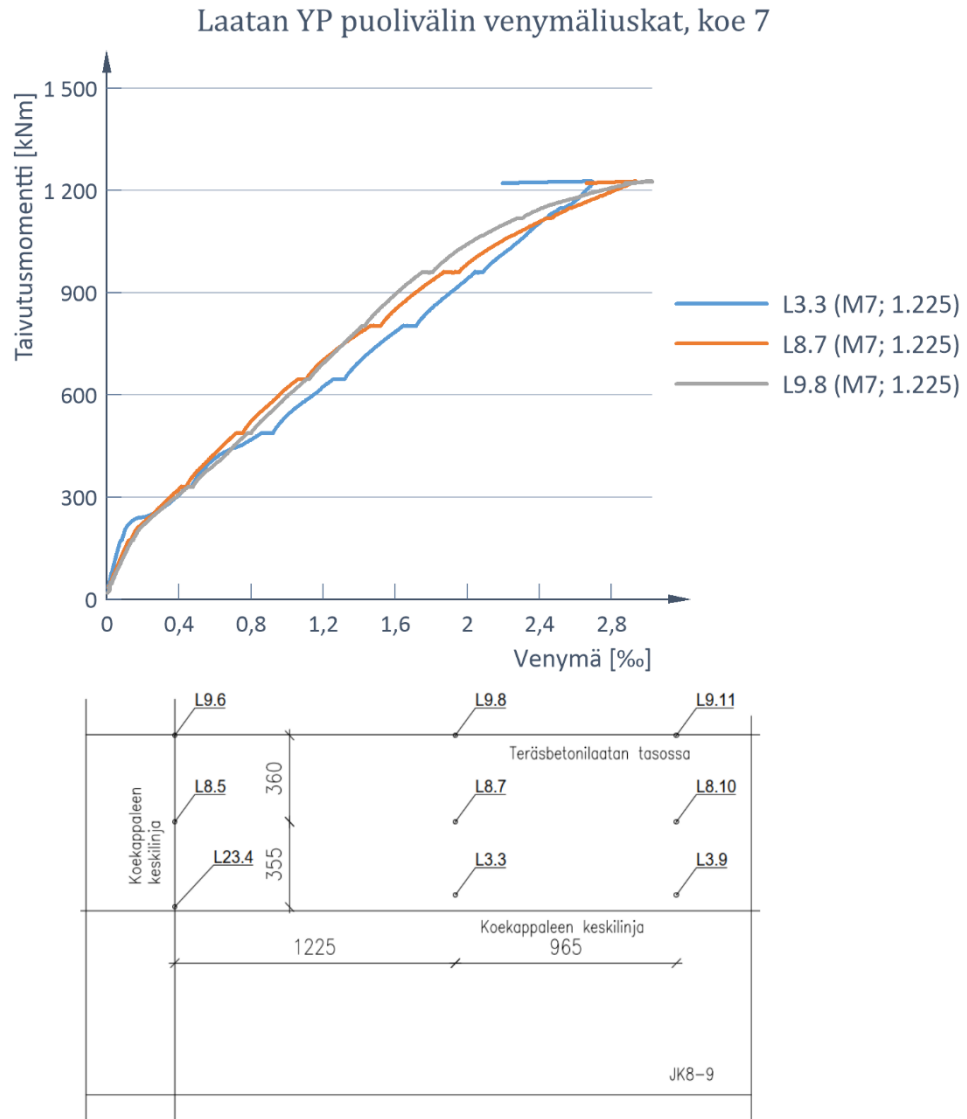
Taulukosta 24 nähdään, että keskialueen raudoitteet saavuttavat myötörajansa kaikissa kuormituskokeissa 1300 kNm kuormatason jälkeen. Tämän jälkeen keskialueen rauditus ottaa voimia vastaan vielä huomattavasti enemmän kuin ensimmäisessä vaiheessa. Reuna-alueella laatan puolella välissä olevat mittauspisteet ylittävät myötörajan 1800 kNm kuormatason läheisyydessä ja laatan reunassa olevat mittapisteet noin 1950 kNm kuormatason jälkeen. Mittauspisteiden tuloksien perusteella nähdään, että jännitykset teräsbetoni-laatan raudoituksissa eivät jakaudu tasaisesti, vaan pienenevät laatan reunaa kohti edetessä. Taulukossa on huomioitu koejärjestelmän omien painojen aiheuttamat taivutusmomentit.

Toisessa mittauspisteessä teräsbetoni-laatan jännevälin puolivälissä raudoituksissa vaikuttavat jännitykset kuormituksessa jakaantuivat tasaisemmin koko laatan leveydelle. Raudoitukset saavuttivat myötörajansa laatan koko leveydellä kokeissa 7 ja 8. Myötörajan ylitys tapahtui koko laatan leveydellä lähes samalla kuormatasolla. Toisen mittapistelinjan mittaustuloksia kuudennessa ja seitsemännessä koekuormituksessa on esitetty kuvissa 112 ja 113.

Laatan YP puolivälin venymäliuskat, koe 6



Kuva 112. Teräsbetoni-laatan puolivälin poikittaisen suunnan venymäliuskojen mittaustulokset kuudennessa koekuormituksessa.



Kuva 113. Teräsbetoni-laatan puolivälin poikittaisen suunnan venymäliuskojen mittaustulokset seitsemännessä koekuormituksessa.

Kaikkien koekuormitusten mittaustulokset teräsbetoni-laatan jännevälin puolivälistä on esitetty taulukossa 25. Taulukossa mittauspiste L4.3 on kuormituksen aikana vaurioitunut. Kuudennessa kuormituskokeessa myötörajaa ei saavutettu.

Taulukko 25. Toisen vaiheen teräsbetoni-laatan puolivälin poikittaissuunnan venymäliuskojen myötörajan kuormatasot.

Kuormituskoee	Koekappale 5 (kNm)	Koekappale 6 (kNm)	Koekappale 7 (kNm)	Koekappale 8 (kNm)
Mittapiste 1 (M7)	L1.3 -	L4.3 -	L3.3 1187,7	L2.3 1187,3
Mittapiste 2 (M7)	L5.7 1597,8	L10.7 -	L8.7 1160,6	L7.7 1181,5
Mittapiste 3 (M7)	L6.8 1194,2	L11.8 -	L9.8 1184,3	L12.8 1214,0

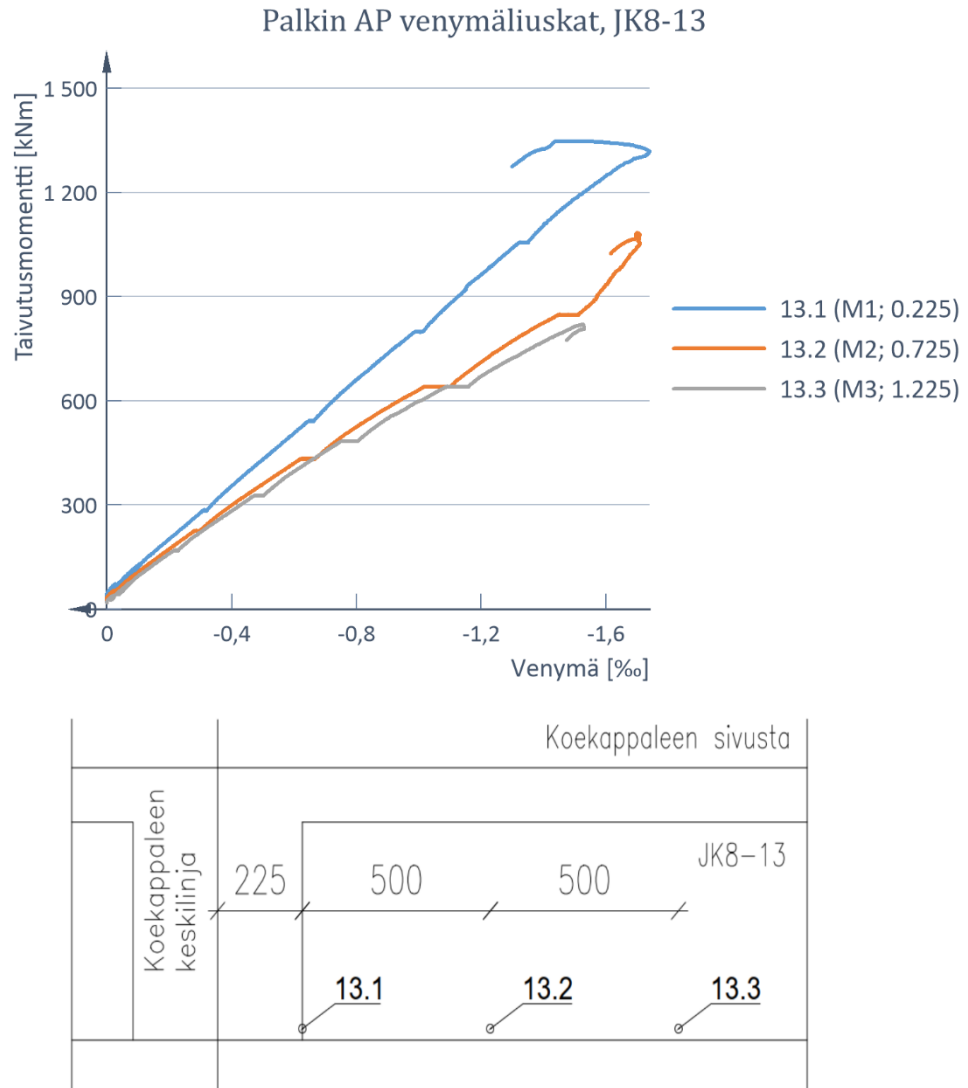
Taivutusmomentin arvoissa on huomioitu koejärjestelyn omien painojen vaikutukset. Viimeisessä poikittaisen suunnan mittauslinjassa teräsbetoni-laatan päädyssä raudoituksen myötöraja ei ylittynyt.

5.6 Rakenteen kokoonpuristuminen elementtipalkkien alapinnassa

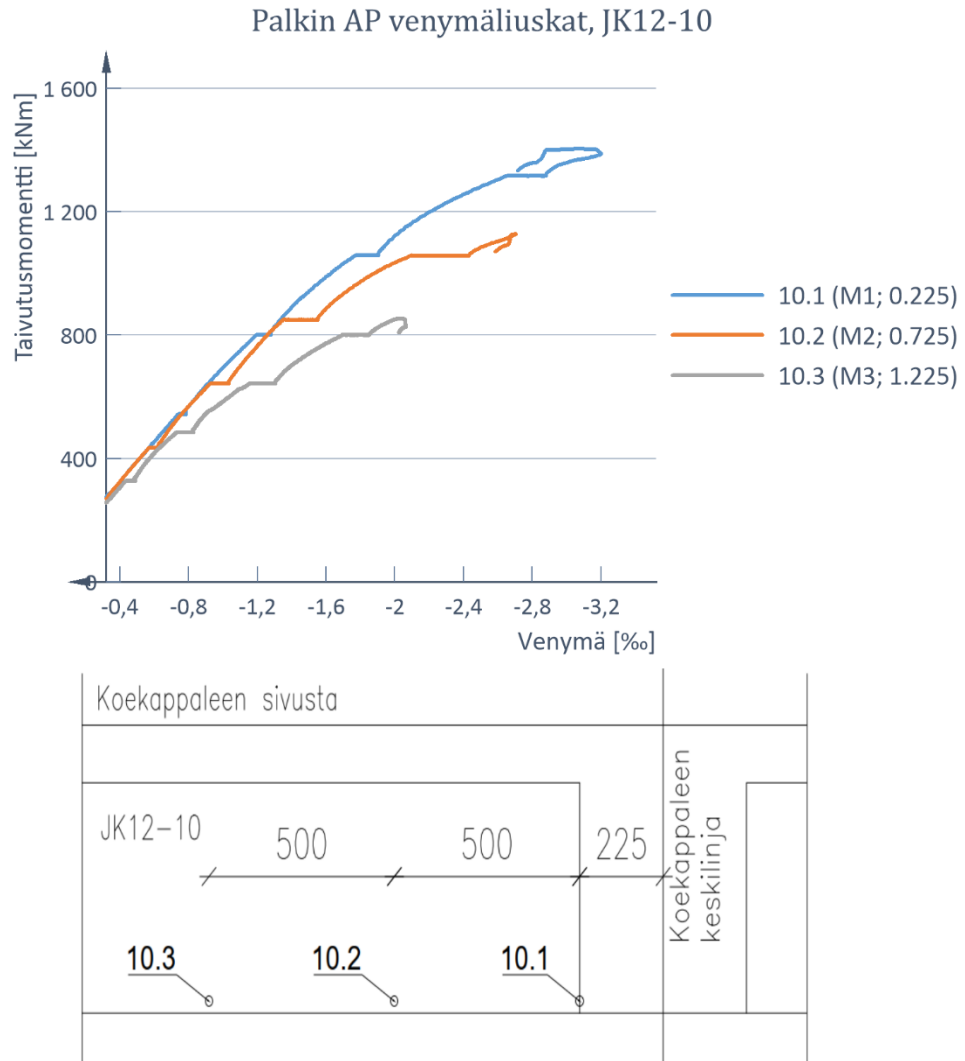
Elementtipalkkien alapintaan sijoitettiin venymäliuskoja palkin raudoitukseen. Jokaiseen elementtipalkkiin sijoitettiin kolme mittauspistettä 500 millimetrin jaotuksella. Palkkien alapintaan asennettiin myös betoniliuskoja. Nämä mittauspisteet sijaitsevat rakenteessa samassa kohdassa yläpinnan mittauspisteiden kanssa. Tässä luvussa käsitellään elementtipalkkien alapinnassa olevien mittauspisteiden tuloksia koekuormituksissa.

5.6.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet

Tutkimuksen ensimmäisessä vaiheessa elementtipalkkien osalta kahdessa ensimmäisessä koekuormituksessa elementtipalkkien betonin murtopuristuman arvoa ei saavutettu. Koekappaleet murtuivat kahdessa ensimmäisessä koekuormituksessa jatkosalueelta. Betonin murtopuristuman arvoksi elementtipalkeille oli laskennallisesti Eurokoodin EN 1992-1-1 taulukon 3.1 mukaisella kaavalla saatu arvo 2,635 ‰ [12]. Rakenteen alaosassa sijaitsevien terästankojen mittaustuloksia kolmannessa ja neljännessä koekuormituksessa on esitelty kuvissa 114 ja 115. Elementtipalkkien alapinnassa murtopuristuman arvot ovat vielä suurempia, kuin mitatut arvot elementtipalkkien alaosan raudoitteissa olevien venymäliuskojen arvot.



Kuva 114. Elementtipalkin alapinnan mittapisteiden mittaustulokset kolmannessa koekuormituksessa.



Kuva 115. Elementtipalkin alapinnan mittapisteiden mittaustulokset neljännessä koekuormituksessa.

Ensimmäisen vaiheen koekappaleiden alapinnan kokoonpuristumisen maksimiarvot on koottu taulukkoon 26. Taulukossa on esitetty kuormataso ja mittauspiste, jossa betonin murtopuristuman arvo on ylitetty ensimmäisen kerran.

Taulukko 26. Ensimmäisen vaiheen koekuormitusten elementtipalkkien alapinnan kokoonpuristumisen maksimi-arvot ja betonin murtopuristuman kuormataso.

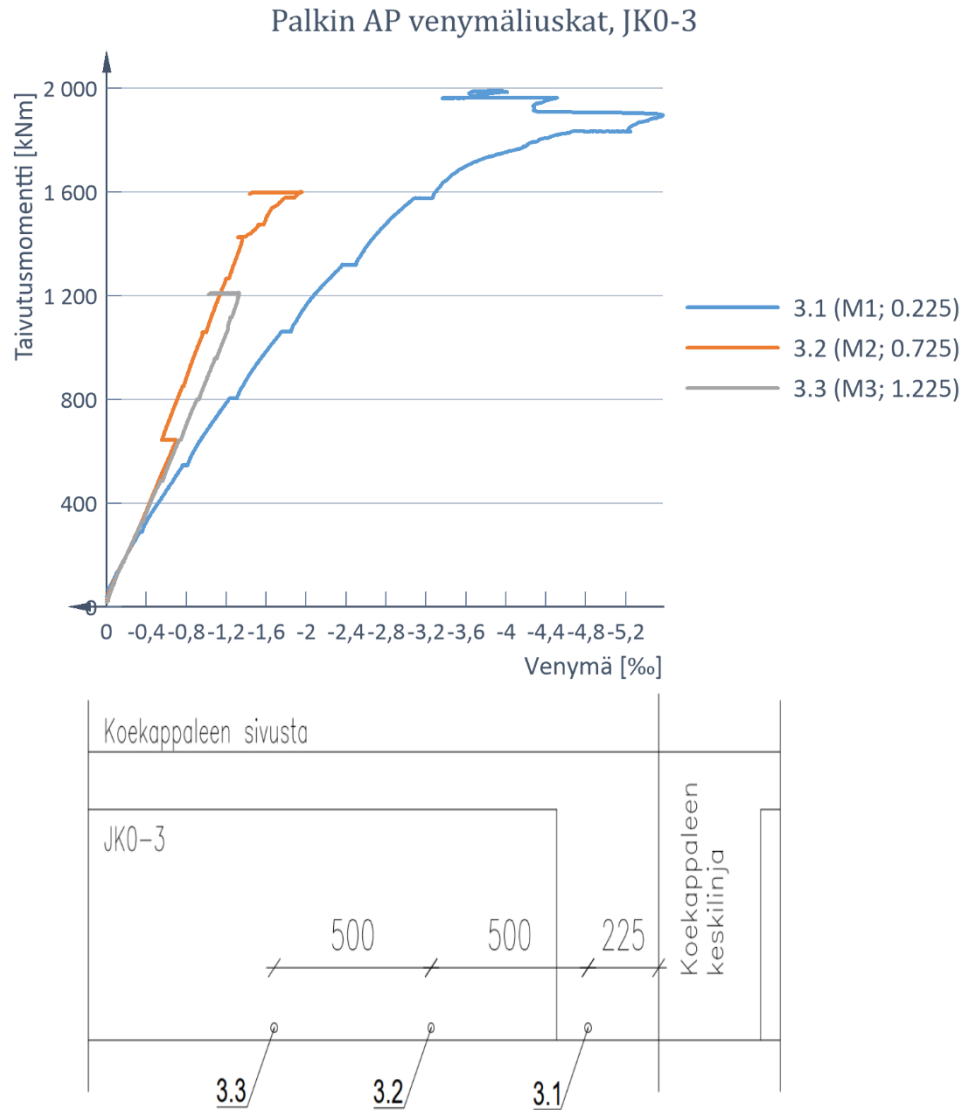
Koekuormitus	Koekappale	Liuska	Liuska	Liuska	Murtopuristuman kuormataso (kNm)
		1 (‰)	2 (‰)	3 (‰)	
1	JK0-1	1.1 -	1.2 -1,62	1.3 -1,24	-
	JK0-2	2.1 -2,55	2.2 -1,68	2.3 -1,28	-
2	JK4-6	6.1 -	6.2 -1,90	6.3 -1,42	-
	JK4-7	7.1 -2,74	7.2 -1,79	7.3 -	M1 1353,72 Liuska 1
3	JK8-8	8.1 -3,35	8.2 -5,43	8.3 -1,77	M2 847,40 Liuska 2
	JK8-13	13.1 -1,73	13.2 -1,71	13.3 -1,53	-
4	JK12-10	10.1 -3,20	10.2 -2,71	10.3 -2,05	M2 1111,25 Liuska 2
	JK12-16	16.1 -3,28	16.2 -1,03	16.3 -1,06	M1 1259,61 Liuska 1

Taulukosta 26 nähdään, että betonin murtopuristuman laskennallinen arvo (2,635 ‰) on saavutettu toisessa, kolmannessa ja neljännessä koekuormituksessa. Koekuormitusten ensimmäisessä vaiheessa elementtipalkkien alapintaan asennetut betoniliuskat antoivat vaihtelevia tuloksia, jonka takia niitä käytettiin raudoitteisiin sijoitettujen venymäliuskosten tukena tuloksia arvioitaessa. Taulukossa on huomioitu kuormitusjärjestelmän omien painojen aiheuttama taivutusmomentti. Momenttivartena kuormitukselle on käytetty mittauspisteiden sijaintien mukaisia momenttivarsia. Betoniliuskosten mittaustulokset on esitetty liitteessä L. Betoniliuskosten ongelmaksi muodostui niiden hajoaminen kuormituksen aikana, jonka takia mittaustuloksia ei saavutettu koko kuormituksen osalta.

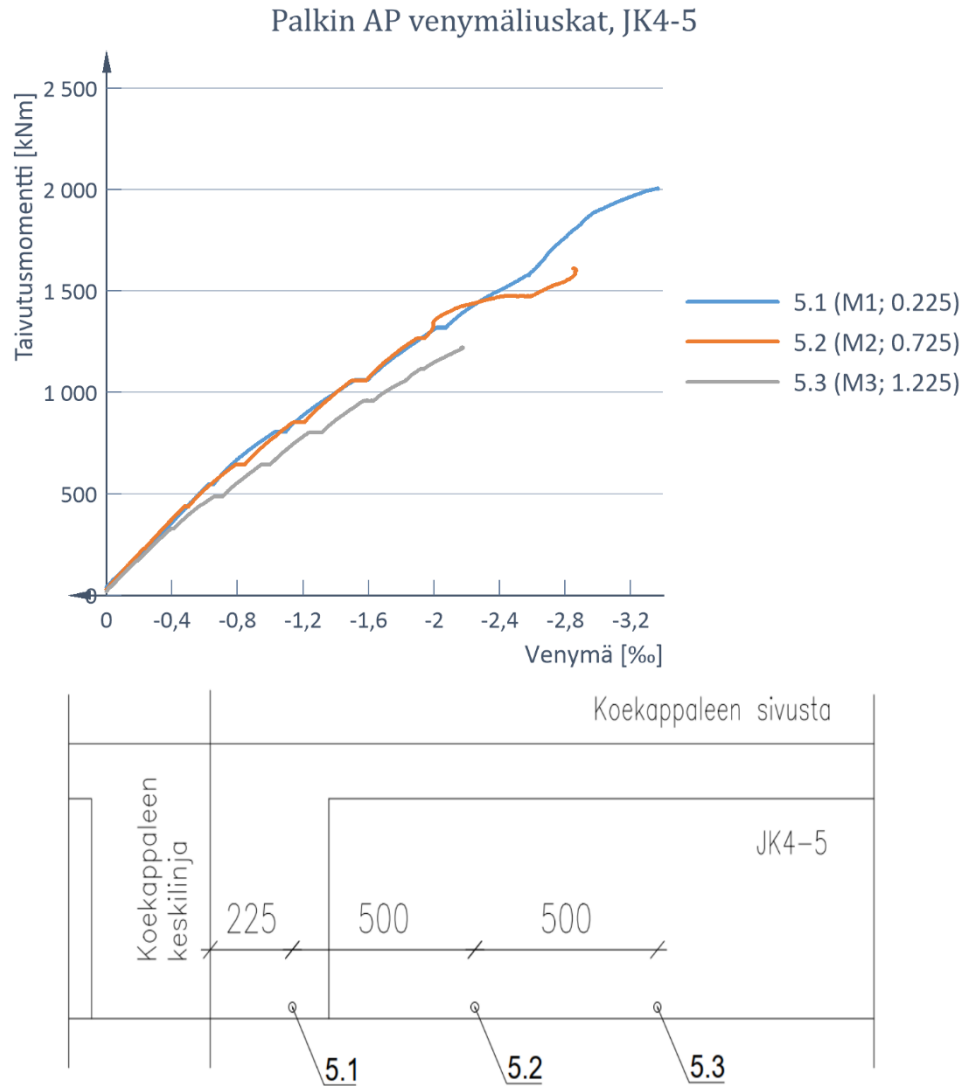
5.6.2 Toisen vaiheen koekappaleet

Tutkimuksen toisessa vaiheessa elementtipalkkien alapinnassa sijaitsi yhtä monta mittauspistettä kuin ensimmäisessä vaiheessa. Toisessa vaiheessa kaikissa koekappaleissa saavutettiin elementtipalkin alapinnan puristumurto betonin osalta.

Kuvassa 116 ja 117 on esitetty viidennen ja kuudennen koekuormituksen alapinnan kokoonpuristumisen kehittymistä. Kuvaajissa käyrien alkaessa voimakkaasti muuttaa venymien arvoja pienemmäksi ja suuremmaksi voidaan todeta venymäliuskan vaurioituneen.



Kuva 116. Elementtipalkin alapinnan venymäliuskojen mittaustulokset viidennessä koekuormituksessa.



Kuva 117. Elementtipalkin alapinnan venymäliuskojen mittaustulokset kuudennessa koekuormituksessa.

Koekuormituksissa havaittiin koekappaleen murtokohdan sijoittuvan ensimmäisen ja toisen mittauspisteen välille. Tämä näkyy venymäliuskojen mittaustuloksista. Elementtipalkin betonin murtopuristuman arvo (2,635 ‰) ylitetään kaikissa kuormituskokeissa molemmissa mittauspisteissä. Kahdessa viimeisessä kuormituskokeessa rakenteen murtokohdan voidaan mittaustulosten perusteella painottuvan vielä enemmän toisen mittauspisteen puolelle. Elementtipalkkien alapinnan venymäliuskojen mittaustuloksia on esitetty taulukossa 27.

Taulukko 27. Toisen vaiheen koekuormitusten elementtipalkkien alapinnan kokoonpuristumisen maksimiarvot ja betonin murtopuristuman kuormataso.

Koekuormitus	Koekappale	Liuska 1 (%)	Liuska 2 (%)	Liuska 3 (%)	Murtopuristuman kuormataso (kNm)
5	JK0-3	3.1 -5,57101	3.2 -1,95876	3.3 -1,33013	M1 1406,55 Liuska 1
	JK0-4	4.1 -3,66729	4.2 -2,95122	4.3 -	M2 1473,55 Liuska 2
6	JK4-5	5.1 -3,3655	5.2 -2,86243	5.3 -2,1783	M2 1492,49 Liuska 2
	JK4-11	11.1 -	11.2 -9,7019	11.3 -2,17813	M2 1380,93 Liuska 2
7	JK8-9	9.1 -2,01176	9.2 -4,22161	9.3 -3,05536	M3 1205,20 Liuska 3
	JK8-15	15.1 -2,51636	15.2 -8,58157	15.3 -1,91676	M2 915,62 Liuska 2
8	JK12-12	12.1 -3,5418	12.2 -7,43897	12.3 -3,66903	M2 1065,46 Liuska 2
	JK12-14	14.1 -3,26437	14.2 -7,01766	14.3 -1,06586	M2 751,44 Liuska 2

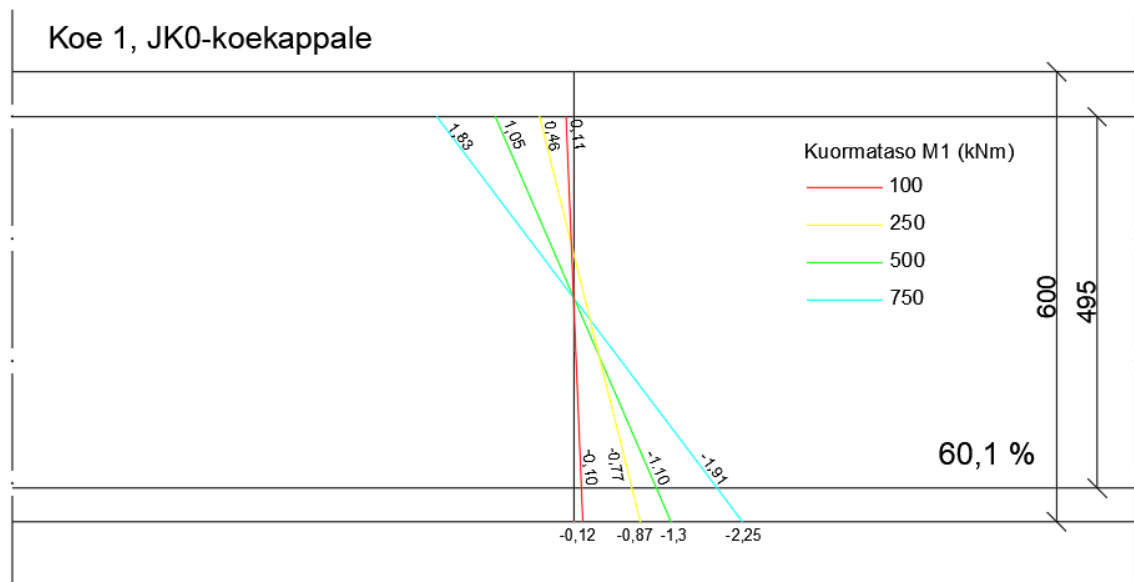
Taulukosta 27 nähdään, että elementtipalkkien alapinnan murtopuristuma tapahtuu toisessa elementtipalkissa pienemmällä kuormatasolla, kuin toisessa elementtipalkissa. Taivutusmomentin momenttivartena on käytetty mittauspisteiden mukaisia momenttivarsia.

5.7 Muodonmuutosten jakaantuminen poikkileikkauksessa

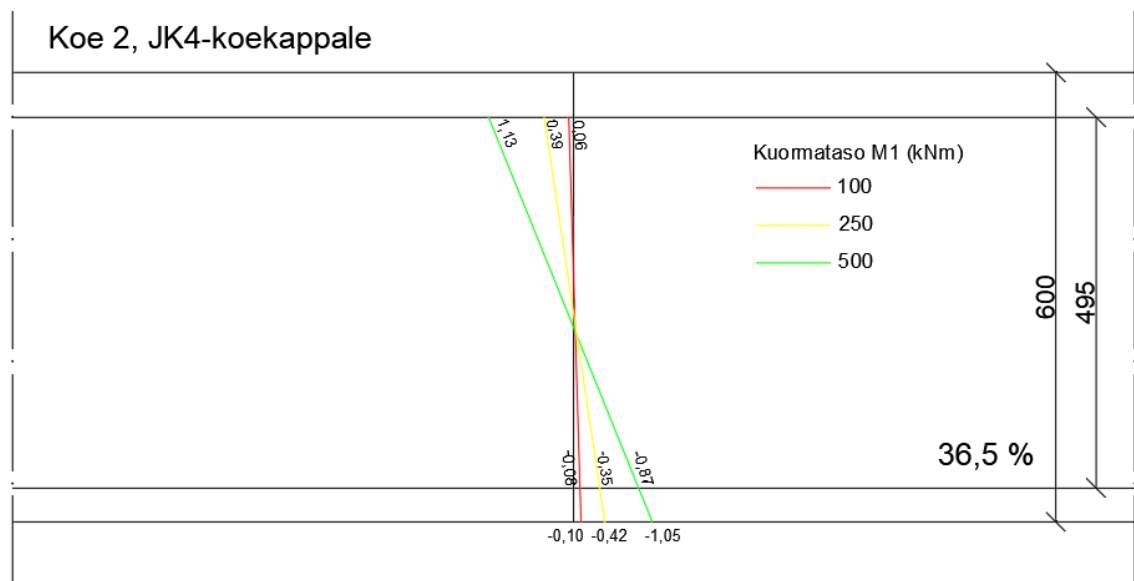
Tässä luvussa esitetään muodonmuutosten jakautumista elementtipalkkien poikkileikkauksissa. Jännitysten jakautuminen esitetään venymäliuskojen mittaustulosten avulla. Jakautuminen poikkileikkauksessa voidaan esittää teräsbetonilaatan raudoituksessa olevien ja elementtipalkeissa olevien mittauspisteiden avulla, koska mittauspisteet on koekappaleissa sijoitettu pystysuunnassa samaan kohtaan.

5.7.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleet

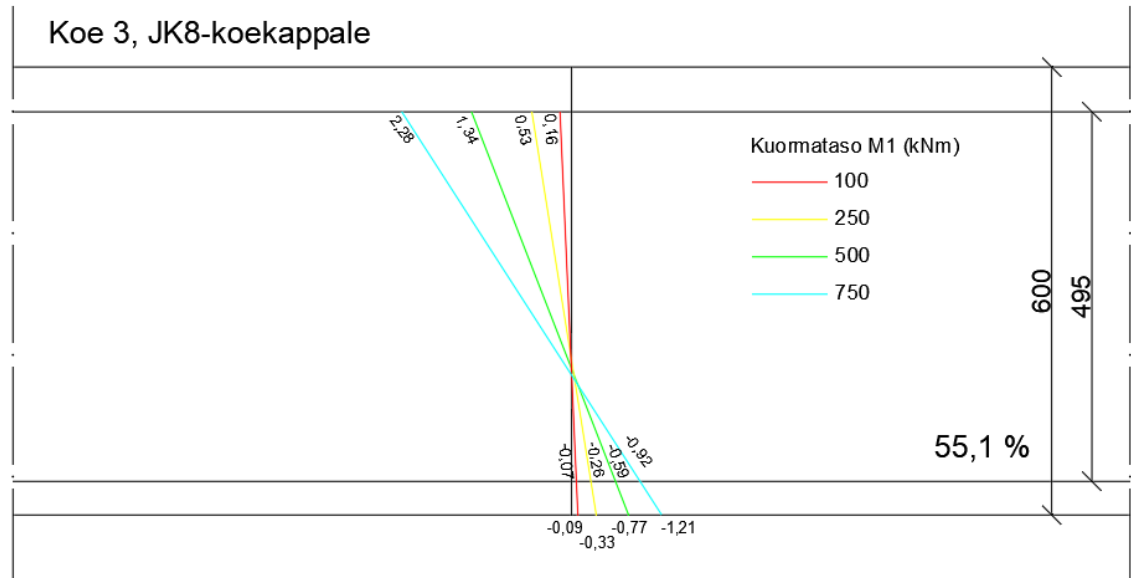
Poikkileikkauksen raudoituksissa tapahtuvia muodonmuutoksia mitattiin raudoituksiin kiinnitettyjen venymäliuskojen avulla. Venymäliuskojen mittauspisteet sijaitsivat ylä- ja alapinnan suhteen samassa kohdassa 495 millimetrin etäisyydellä toisiinsa nähden. Ensimmäisen vaiheen koekuormitusten poikkileikkausten ylä- ja alapinnan muodonmuutokset on esitetty kuvissa 118-121. Kuvissa on esitetty jännitysten arvojen muuttuminen kuormituksen kasvaessa. Kuvaan on merkitty jokaisen käyrän taivutusmomentin suuruus. Taivutusmomenttien suuruus on jokaisessa kuvassa ilmoitettu samalla porrastuksella. Tulokset on esitetty jokaisen koekappaleen ensimmäisten mittauspisteiden tuloksilla, jonka takia momenttivartena on käytetty pisteen M1 mukaisia arvoja. Kuvassa prosenttiluku kuvaa astetta, johon asti käyriä on piirretty koekappaleen kokonaiskapasiteettiin nähden.



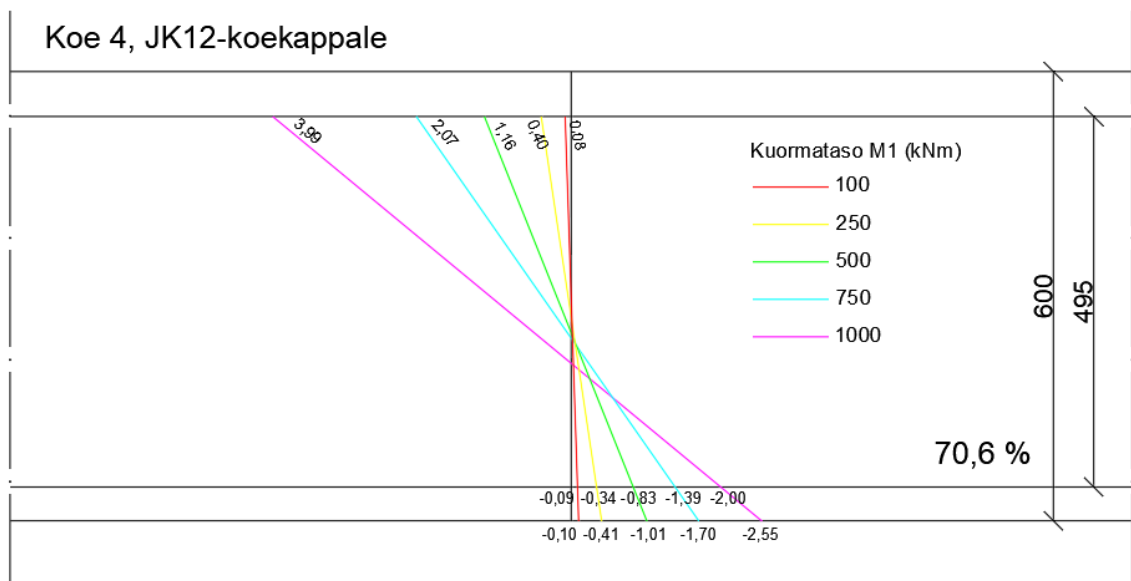
Kuva 118. Poikkileikkauksen muodonmuutokset kuormaportaiden mukaan, koe 1.



Kuva 119. Poikkileikkauksen muodonmuutokset kuormaportaiden mukaan, koe 2.



Kuva 120. Poikkileikkauksen muodonmuutokset kuormaportaiden mukaan, koe 3.

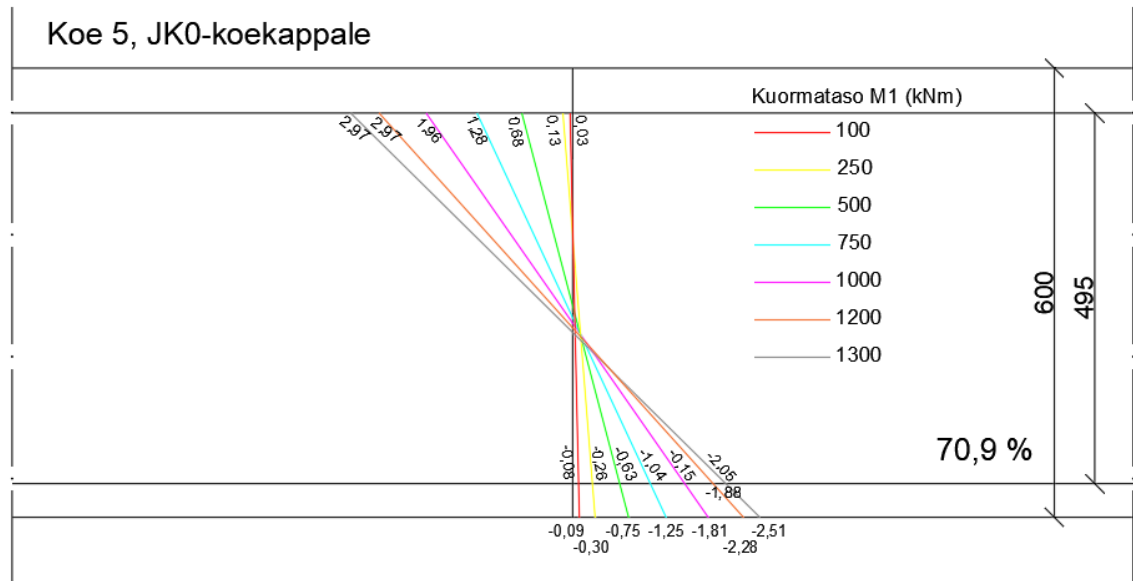


Kuva 121. Poikkileikkauksen muodonmuutokset kuormaportaiden mukaan, koe 4.

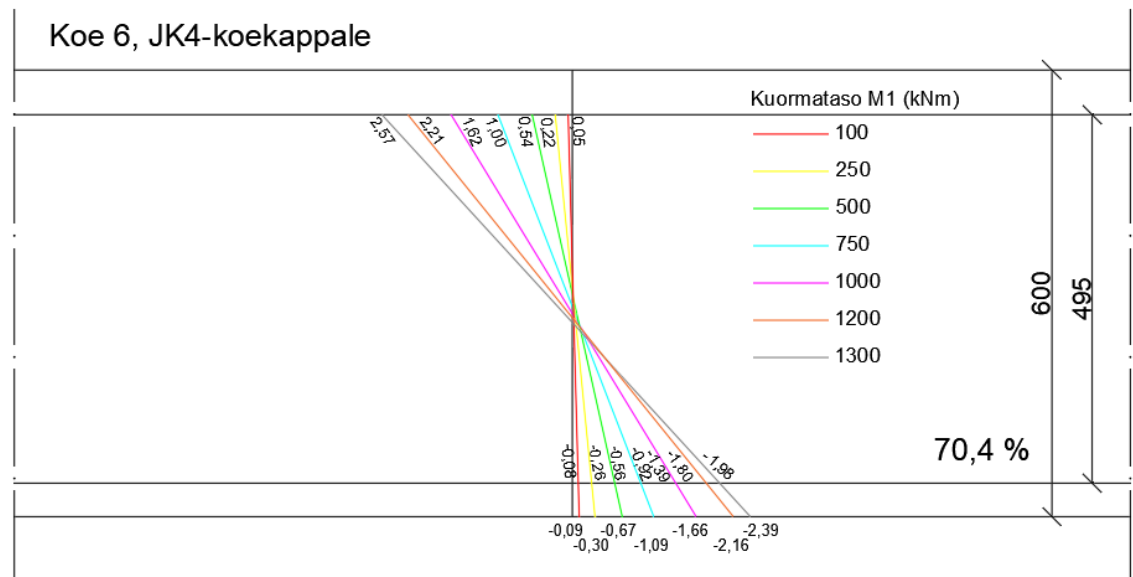
Kuvissa käyrien piirtäminen on lopetettu siihen kuormatasoon, jossa jännitysten kasvaminen tapahtuu vielä tasaisesti. Kuormituksen ylä- tai alapinnan venymäliuska vaurioituu, jonka takia käyrien piirtäminen ei enää ole mahdollista. ja tulokset alkavat kasvaa voimakkaasti. Kuvassa on ilmoitettu prosenttiluvulla aste, johon asti käyrien piirtämistä on jatkettu kokonaiskuormitukseen nähden.

5.7.2 Toisen vaiheen koekappaleet

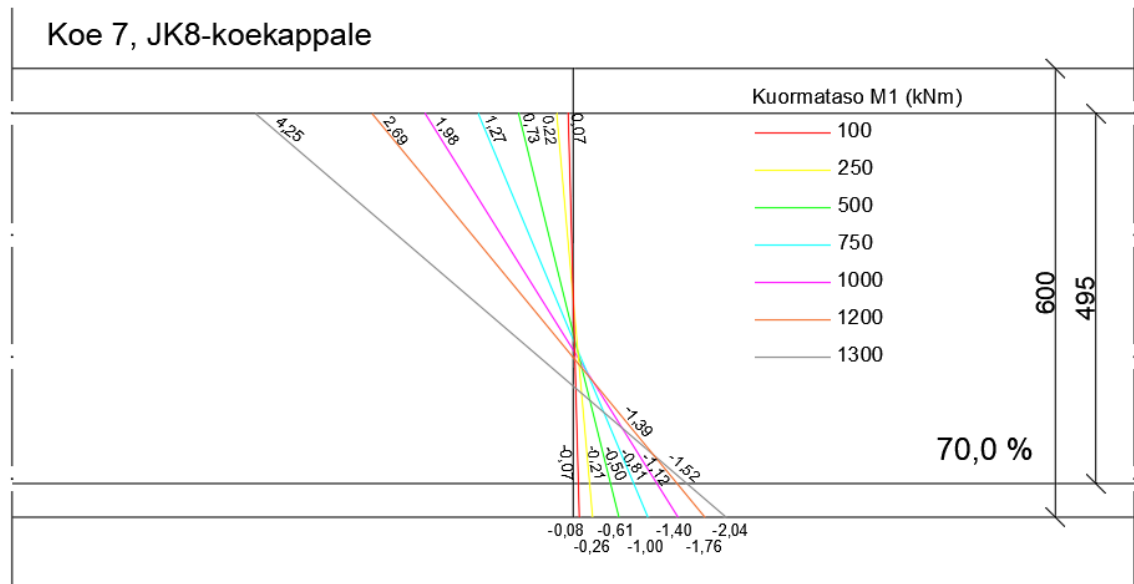
Toisen vaiheen koekuormitusten poikkileikkauksen raudoituksissa tapahtuvia muodonmuutoksia on esitelty kuvissa 122-125. Toisen vaiheen kuvissa kuormituksen suuruus ja esitystapa on vastaava ensimmäisen vaiheen kuvien kanssa.



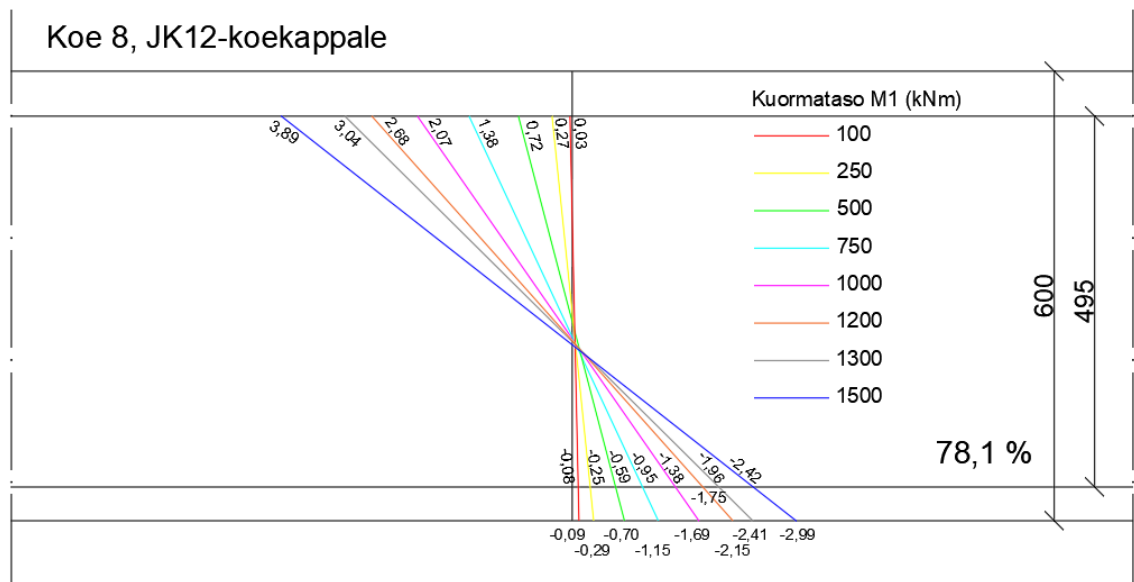
Kuva 122. Poikkileikkauksen muodonmuutokset kuormaportaiden mukaan, koe 5.



Kuva 123. Poikkileikkauksen muodonmuutokset kuormaportaiden mukaan, koe 6.



Kuva 124. Poikkileikkauksen muodonmuutokset kuormaportaiden mukaan, koe 7.



Kuva 125. Poikkileikkauksen muodonmuutokset kuormaportaiden mukaan, koe 8.

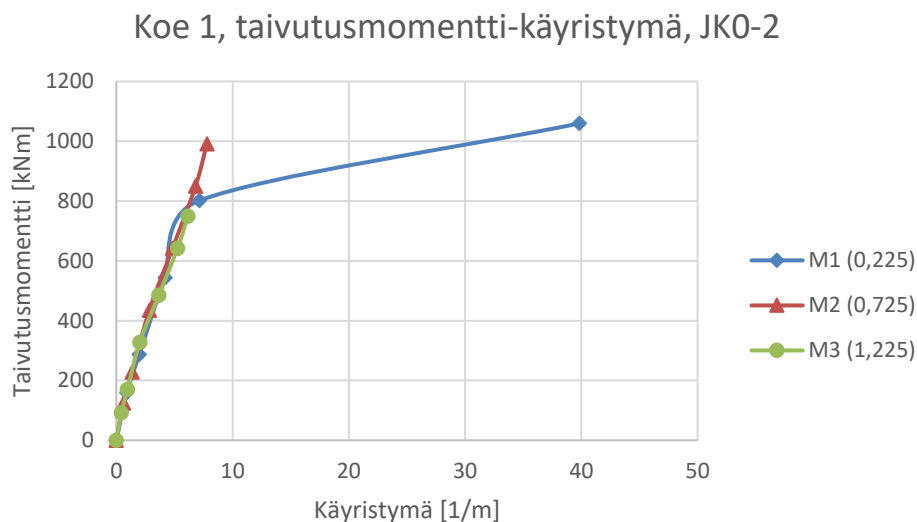
Kuvista 122-125 nähdään, että kokeissa 5-7 käyrien piirtäminen on lopetettu 1300 kNm kuormatason jälkeen. Tämän kuormatason jälkeen muodonmuutokset ovat alkaneet kasvamaan nopeasti. Kahdeksannessa kuormituskokeessa käyrien piirtämistä on voitu jatkaa kuormatasolle 1500 kNm, koska muodonmuutokset ovat tähän pisteeseen asti kasvaneet tasaisesti, eikä liuskoissa ole havaittu vaurioitumisen merkkejä.

5.8 Koekappaleiden käyristymä koekuormituksissa

Tässä luvussa esitetään koekappaleiden käyristymä koekuormitusten aikana. Koekappaleiden käyristymä voidaan laskea ylä- ja alapinnan terästen venymien ja puristumien itseisarvojen summana jakamalla saatu tulos raudoitusten välisellä etäisyydellä. Mitattujen tulosten avulla voidaan määrittää rakenteen taivutusjäykkyys.

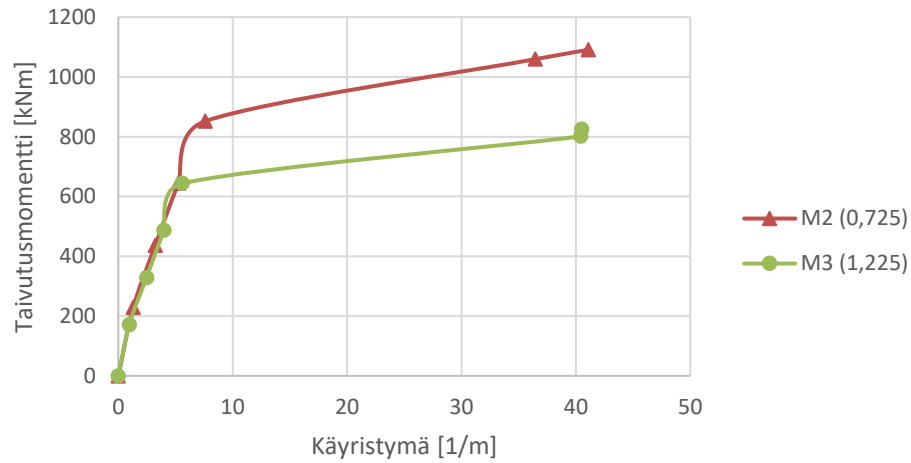
5.8.1 Ensimmäisen vaiheen koekappaleiden käyristymä

Ensimmäisen vaiheen käyristymän kuvaajat on esitetty kuvissa 126-129. Kuvaajat on muodostettu elementtipalkkien alapinnassa olevien venymäliuskojen tuloksista. Kuvaajien käyrät kuvaavat yhden mittauspisteen käyristymän kehittymistä. Kuvaajien kuormituksissa on huomioitu koejärjestelyn omista painoista aiheutuvat kuormitukset. Kuvissa on momenttipisteen lisäksi ilmoitettu pisteen etäisyys koekappaleen keskikohdasta.



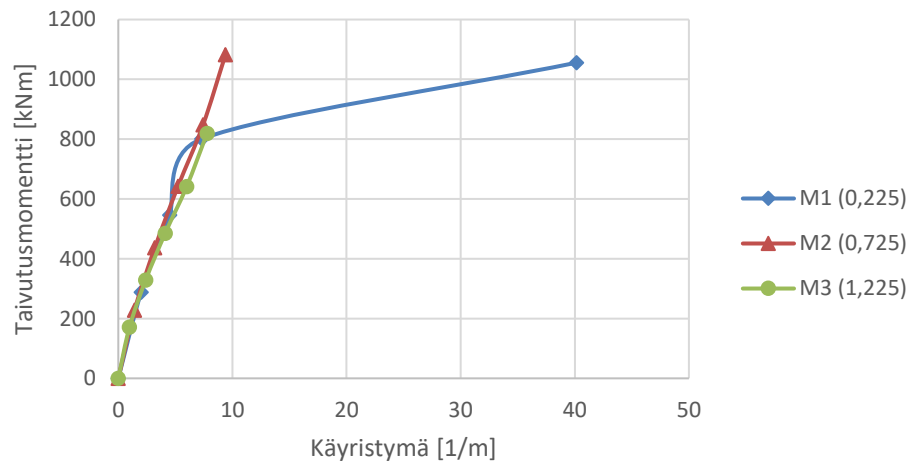
Kuva 126. Taivutusmomentti käyristymän funktiona, koe 1.

Koe 2, taivutusmomentti-käyritymä, JK4-6

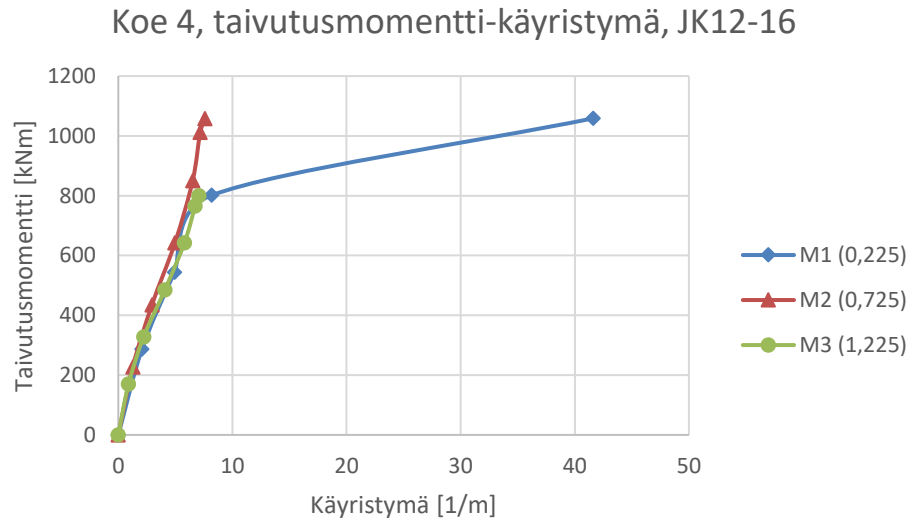


Kuva 127. Taivutusmomentti käyritymän funktiona, koe 2.

Koe 3, taivutusmomentti-käyritymä, JK8-8



Kuva 128. Taivutusmomentti käyritymän funktiona, koe 3.



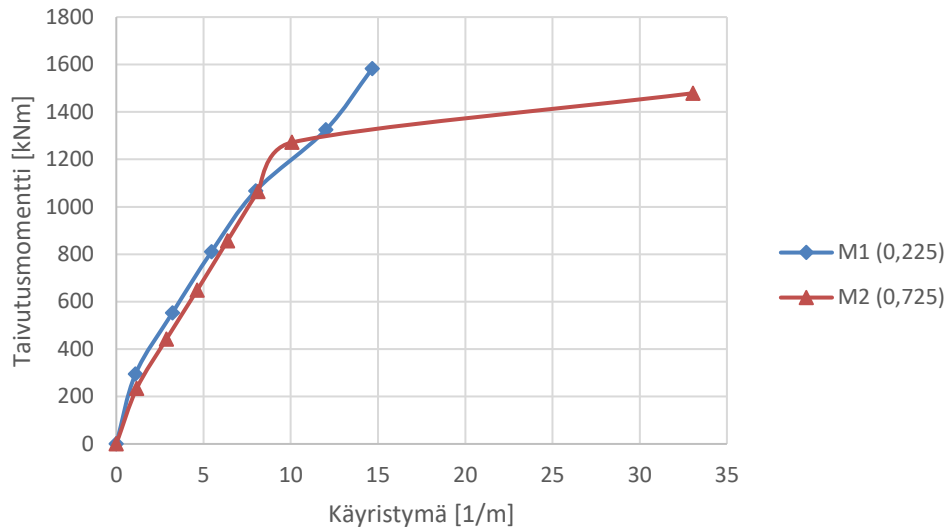
Kuva 129. Taivutusmomentti käyritymän funktiona, koe 4.

Kuvista nähdään, että mittaustulokset seuraavat toisiaan ja pysyvät samankaltaisena 800 kNm kuormitukseen asti. Kuormituskokeissa 1, 3 ja 4 kuvaajat ovat ulkomuodoltaan hyvin samankaltaisia. Kaikista kolmesta kuvaajasta nähdään, että mittauspisteen yksi käyritymän arvo lähtee jokaisessa kuormituksessa kasvamaan voimakkaasti 800 kNm kuormituksen jälkeen. Kuormituskokeen kaksi kuvaajan erilaisuuteen vaikuttaa kuvaajassa käytetyt mittaustulokset. Toisen koekuormituksen käyritymän tuloksia ei ensimmäisestä mittauspisteestä ole ilmoitettu, koska teräsluska on vaurioitunut kuormituksessa.

5.8.2 Toisen vaiheen koekappaleiden käyritymä

Tutkimuksen toisen vaiheen koekuormitusten käyritymäkuvaajat on esitetty kuvissa 130-133. Kuvaajien kulmakertoimesta voidaan selvittää rakenteen taivutusjäykkyys. Kuormituksen suuruudessa ei ole huomioitu koejärjestelyn omien painojen vaikutusta. Kuvissa on momenttipisteen lisäksi ilmoitettu pisteen etäisyys koekappaleen keskikohdasta.

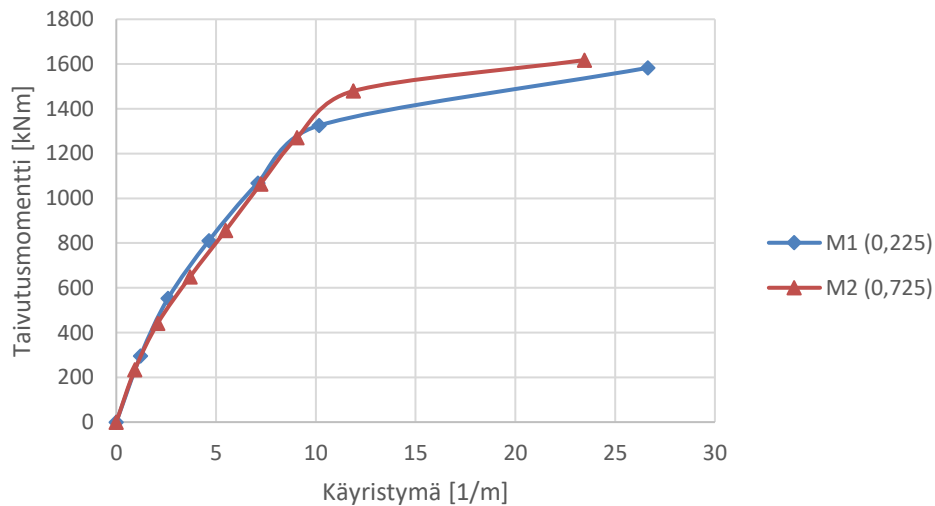
Koe 5, taivutusmomentti-käyritymä, JK0-4



Kuva 130. Taivutusmomentti käyritymän funktiona, koe 5.

Viidennessä kuormituskokeessa kolmas mittauspiste ei tuottanut mittaustuloksia. Kuvasta 130 nähdään, että eri mittauspisteiden tulokset seuraavat toisiaan 1000 kNm suuruuteen asti.

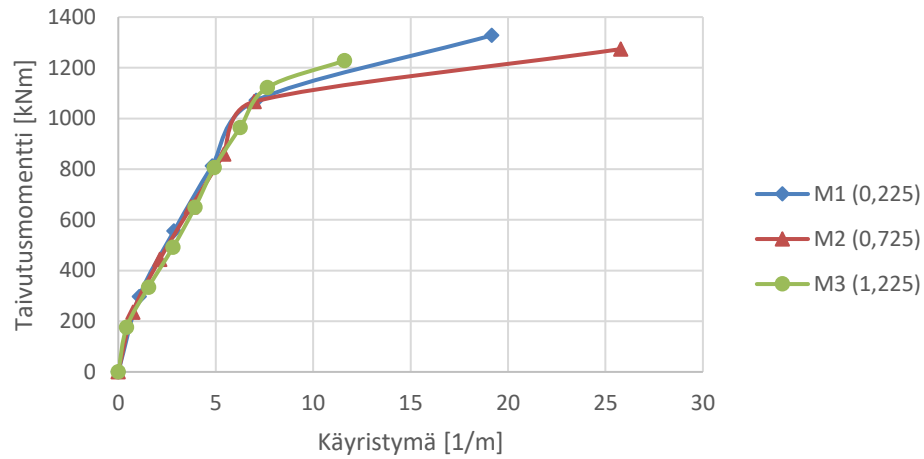
Koe 6, taivutusmomentti-käyritymä, JK4-5



Kuva 131. Taivutusmomentti käyritymän funktiona, koe 6.

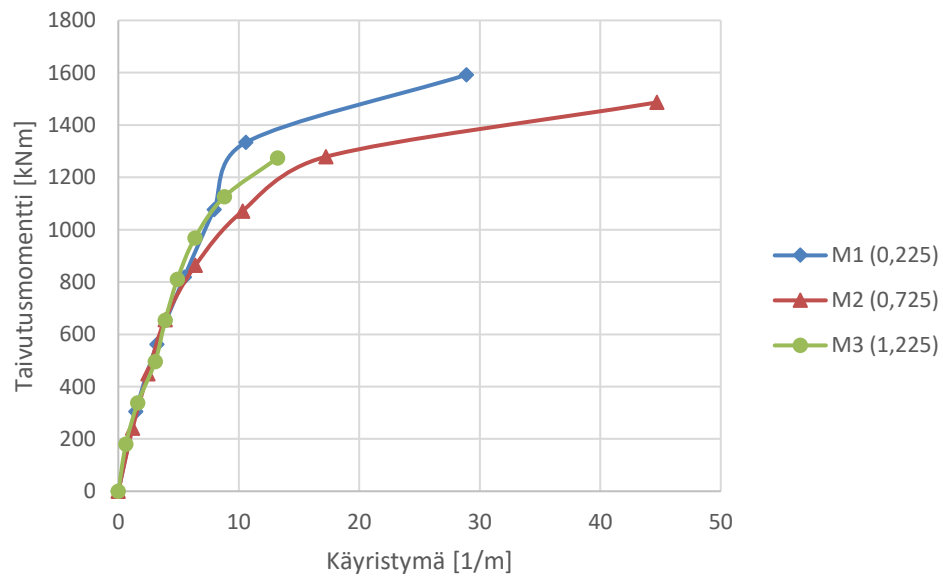
Kuudennessa kuormituskokeessa kolmas mittauspiste ei tuottanut tuloksia liuskan vaurioitumisen takia. Ensimmäisen ja toisen mittauspisteen arvot seuraavat toisiaan noin 1200 kNm kuormitustasoon asti, jonka jälkeen ne alkavat eriytyä toisistaan.

Koe 7, taivutusmomentti-käyritymä, JK8-9



Kuva 132. Taivutusmomentti käyritymän funktiona, koe 7.

Koe 8, taivutusmomentti-käyritymä, JK12-12



Kuva 133. Taivutusmomentti käyritymän funktiona, koe 8.

Kuvista 131-133 nähdään mittaustulosten seuraavan toisiaan kokeissa seitsemän ja kahdeksan 1000-1100 kNm kuormitukseen asti. Kuormatason ylitettyään käyritymien arvot alkavat eriytyä toisistaan.

6. KOETULOSTEN ANALYSOINTI

Tässä luvussa analysoidaan luvussa 5 esitettyjä tuloksia. Tärkeitä osia rakenteen toiminnan ymmärtämisessä ovat jännevoiman siirtopituuden suuruus ja sen vaikutus rakenteen toimintaan. Jännevoiman siirtopituuden lisäksi rakenteen kuormituksen aikainen toiminta on tärkeä osa-alue.

Kuormituksen vaikuttaessa rakenteeseen jännitysten jakautuminen rakenteessa on merkittävä tekijä. Jännitykset eivät koekuormitusten perusteella jakaudu tasaisesti teräsbetoni-laatatassa. Tästä ilmiöstä käytetään *shear lag*-nimitystä, joka ilmiönä tarkoittaa jännitysten pienenemistä teräsbetoni-laatan reunaa kohti edetessä. Teräsbetoni-laatan toimivan leveyden lisäksi tutkimuksen tärkein tutkittava kohde on rakenteen negatiivinen taivutusmomenttikapasiteetti. Tutkimuksen tarkoituksena on selvittää, kuinka hyvin laskennallinen taivutusmomenttikapasiteetti vastaa rakenteen todellista taivutusmomenttikapasiteettia.

Kuormituskokeista saatujen mittaustulosten ja silmämääräisten havaintojen perusteella elementtipalkkien haotuksella on rakenteen kestävyys suuri merkitys. Koekuormituksista saatujen tulosten perusteella palkkien haotuksen vaikutusta koko rakenteen kapasiteettiin tutkitaan tarkemmin.

6.1 Jännevoiman siirtopituus

Jännevoiman siirtopituutta koekappaleissa voidaan laskennallisesti arvioida elementtitehtaalla tehtyjen mittaustulosten avulla. Jännevoiman laukaisun aikana koekappaleen kokoonpuristumista mitattiin demec-nastoilla ja rakenteeseen sijoitetuilla venymäliuskoilla. Mittaustuloksista nähdään, että jännevoiman siirtopituus asettuu ensimmäisen ja toisen mittauspisteen välille. Jännevoiman siirtopituus määritetään kaikkien mitattujen koekappaleiden jännevoimien siirtopituuksien keskiarvona.

Jännevoiman siirtopituus yksittäisessä koekappaleessa määritetään kahden kauimmaisen mittauspisteen puristuman arvoa vastaavien etäisyyksien keskiarvon ja palkin pään ja ensimmäisen mittauspisteen etäisyyden ja ensimmäisen mittauspisteen puristuman arvoa vastaavan etäisyyden suhdeluvun osamääränä. Koekappaleiden siirtopituuksien suuruudet on esitetty taulukossa 28.

Taulukko 28. Koekappaleiden jännevoimien siirtopituudet.

Koekappale	Venymäliuskojen siirtopituus (mm)	Demec-nastojen siirtopituus (mm)
JK4-11	305,78	351,49
JK8-13	458,51	573,75
JK8-15	-	671,71
JK12-12	283,55	-
JK12-16	290,28	572,57

Koekappaleiden yksittäisten jännevoimien siirtopituuden keskiarvoksi saadaan 438,45 millimetriä. Laskennallisesti saatiin siis varmistus mittaustuloksille jännevoiman siirtopituuden asettumisesta ensimmäisen ja toisen mittauspisteen välille. Jännevoimien siirtopituuksien laskenta löytyy liitteestä N.

Jännevoiman siirtopituus vaikuttaa elementtipalkin puristuskestävyyteen jatkosalueen läheisyydessä. Alueella, jossa jännevoima ei ole tarttunut poikkileikkaukseen, ei ole vaikutusta betonin murtopuristuman arvoon. Tällä alueella elementtipalkki kestää suurempaa puristusjännitystä, kuin alueella, jossa jännevoima on ankkuroitunut rakenteeseen. Jännevoiman siirtopituus kasvattaa rakenteen negatiivista taivutusmomenttikapasiteettia. Koekuormitusten jälkeen elementtipalkkien alapinnasta mitattiin kohdat, joissa jännepunokset ja pitkittäiset teräkset nurjahtivat. Taulukkoon 29 on koottu elementtipalkkien nurjahduskohtien keskimääräiset etäisyydet palkin päästä tutkimuksen toisessa vaiheessa. Murtokohdat on esitetty aikaisemmin luvussa 4.5.

Taulukko 29. Koekappaleiden elementtipalkin alapinnan murtokohdan etäisyys palkin päästä.

Koekappale	Koekuormitus	Murtokohta (mm)
JK0-3	5	295
JK0-4		345
JK4-5	6	0
JK4-11		342,5
JK8-9	7	295
JK8-15		290
JK12-12	8	324
JK12-16		0

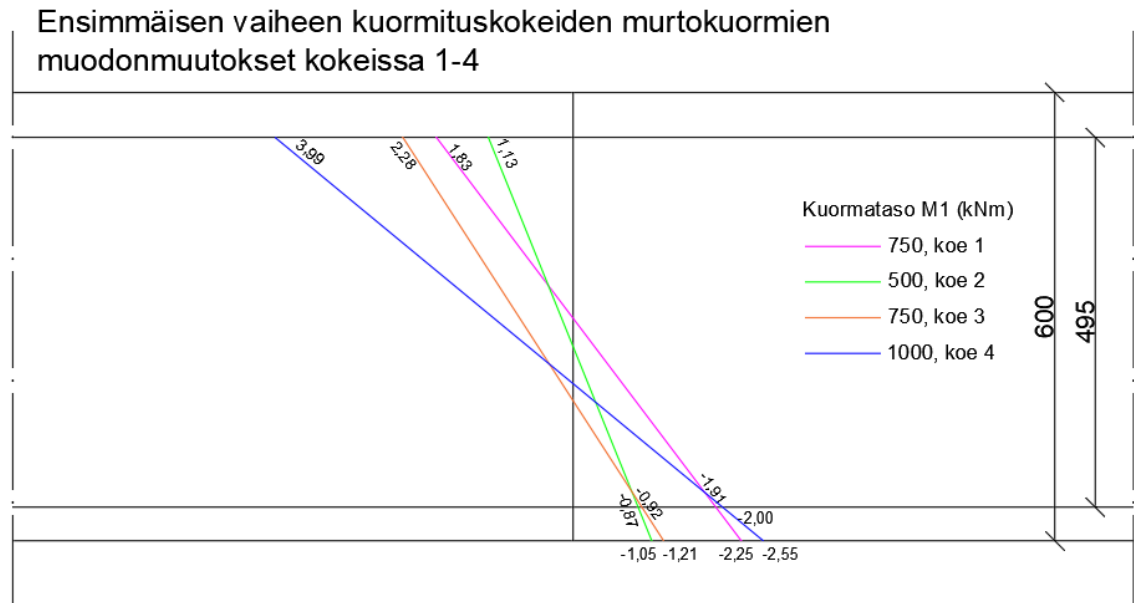
Elementtipalkit, joissa nurjahtaneita teräksiä tai purkautuneita jännepunoksia ei näkynyt, tuloksia murtokohdasta ei kirjattu. Taulukosta 28 nähdään, että elementtipalkin murtokohta sijaitsee alueella, jossa jännevoima ei ole vielä ankuroitunut rakenteeseen. Taulukosta nähdään myös murtokohdan sijoittuvan toisen vaiheen koekuormituksissa jokaisessa koekuormituksessa lähes samalle etäisyydelle.

Eurokoodin mukaisen laskennan perusteella jännevoiman siirtopituuden perusarvoksi saadaan 1239 millimetriä. Siirtopituuden arvo on siis huomattavasti suurempi kuin jännevoiman todellinen siirtopituus. Siirtymäpituuden standardin mukaiseksi mitoitussarvoksi saadaan 990.8 millimetriä ja 1486 millimetriä, joista valitaan epäsuotuisampi arvo. Jännevoiman siirtopituuden laskenta on esitetty liitteessä Q.

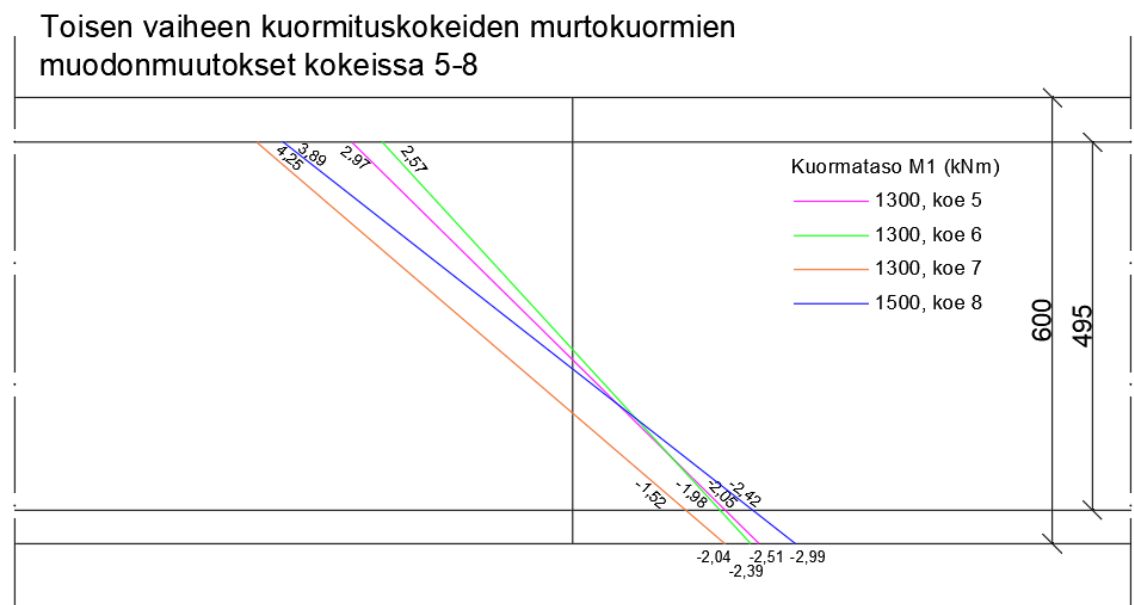
6.2 Negatiivinen momenttikapasiteetti

6.2.1 Rakenteen käyttäytyminen kuormituksen alaisena

Koekuormituksissa rakenteen käyttäytymistä seurattiin eri mittalaitteiden avulla. Rakenteen raudoitukseen sijoitettujen venymäliuskojen mittaustulosten avulla voitiin määritellä jännitysten jakautumista poikkileikkauksessa kuormituksen edetessä. Mittaustuloksien avulla voidaan määritellä myös koekappaleen käyttäytymistä elementtipalkin alapinnan puristumurrin tapahtumisen jälkeen. Poikkileikkausten muodonmuutosten maksimiarvot ensimmäisessä ja toisessa vaiheessa on esitetty kuvissa 134 ja 135.



Kuva 134. Tutkimuksen ensimmäisen vaiheen koekappaleiden muodonmuutokset suurimman mitatun kuorman arvoilla, kuormatasoilla 55,1-70,6 % maksimikuormasta ja kokeessa 2 36,5 % maksimikuormasta.



Kuva 135. Tutkimuksen ensimmäisen vaiheen koekappaleiden muodonmuutokset murtokuorman arvoilla, kuormatasot 70,0-78,1 % maksimikuormasta.

Kaikissa koekuormituksissa havaittiin teräsbetoni-laatan palkin yläpuolisten raudoitusten ylittävän myötörajan ennen elementtipalkkien alapinnan standardin mukaisen puristusmurron arvon ylittymistä. Ensimmäisen vaiheen koekuormituksissa 1 ja 2 elementtipalkin murtopuristumaa ei saavutettu, vaan koekappale murtui jatkosalueelta. Kuormituskokeissa 3 ja 4 elementtipalkin murtopuristuman arvo saavutettiin. Ennen

murtopuristuman tapahtumista teräsbetoni-laatatassa olevat keskialueen raudoitteet ovat kolmannessa ja neljännessä kuormituskokeessa saavuttaneet myötörajaansa ensimmäisessä mittauspisteessä. Murtopuristuman tapahtuessa myös teräsbetoni-laatan laipan puolivälissä ja elementtipalkkien yläpuolella toisessa mittauspisteessä saavutettiin myötöraja. Kolmannessa ja neljännessä kuormituskokeessa kuormatasot ovat suuruusluokaltaan samoja raudoitusten muodonmuutosten osalta. Neljännessä kuormituskokeessa poikittaisen suunnan ja palkin yläpuolinen toisen mittauspisteen raudoitukset ylittivät myötörajaansa ennen alapinnan murtopuristumaa.

Tutkimuksen toisen vaiheen koekappaleiden teräsbetoni-laattaa levennettiin. Laatan poikkileikkauksen leventäminen vaikutti kuormituksen aiheuttamien jännitysten jakaantumiseen teräsbetoni-laatatassa. Toisessa vaiheessa kaikki koekappaleet saavuttivat elementtipalkkien alapinnan betonin murtopuristuman arvon. Kaikissa koekappaleissa palkin yläpuolisen alueen raudoitukset teräsbetoni-laatatassa ylittivät myötörajaansa ennen elementtipalkkien alapinnan murtopuristuman tapahtumista. Erona ensimmäisen vaiheen koekappaleisiin oli, että murtopuristuman tapahtuessa kuormataso oli suurempi ja vain keskialueen raudoitukset olivat ylittäneet myötörajaansa.

Toisen vaiheen koekuormituksissa teräsbetoni-laatan laipan reunan raudoitukset eivät ylittäneet myötörajaansa heti elementtipalkin murtopuristuman jälkeen. Yläpinnan raudoitukset tutkimuksen toisen vaiheen koekappaleissa ylittivät myötörajaansa suuremmalla kuormatasolla kuin ensimmäisen vaiheen koekappaleet. Toisen vaiheen koekuormituksissa teräsbetoni-laatan laipan puolivälin raudoitusten keskimääräinen myötörajan ylittävä kuormataso oli 1853,82 kNm, kun ensimmäisen vaiheen vastaava kuormataso oli 1178,93 kNm.

Koekuormituksista saatujen mittaustulosten perusteella voidaan todeta jännitysten jakaantuvan teräsbetoni-laatatassa toisen vaiheen koekappaleissa tasaisemmin kuin ensimmäisen vaiheen koekappaleissa. Teräsbetoni-laatan leventäminen pienentää keskialueen raudoitusten jännityksiä jakaen niitä tasaisemmin koko laatan leveydelle. Pienemmät jännitykset mahdollistivat suuremman kuormituksen vastaanottamisen. Ilmiöstä, jossa jännitykset pienenevät T-poikkileikkauksen laipan reunaa kohti edetessä käytetään nimeä *shear lag*.

Toisen vaiheen koekappaleissa koekappaleen alle tehtiin pilaria simuloiva pilarivalu. Koekuormitusten aikana pilarivalun todettiin toimivan tarkoituksenmukaisesti.

Ensimmäisessä vaiheessa laakerituen teräslevy mahdollisesti ohjasi koekappaleen murtokohdan syntymistä. Pilarivalun lisäksi jatkosalueen betonin lujuusluokan kasvattamisella toisessa vaiheessa kavennettiin elementtipalkkien ja jatkosalueen lujuuseroja. Tällä toimenpiteellä varmistettiin rakenteen murtokohdan sijoittumista jatkosalueen ulkopuolelle.

Tutkimuksen toisessa vaiheessa rakenteen toimintaa koekuormituksissa voitiin tarkastella ensimmäisen vaiheen koekappaleita paremmin. Koekappaleiden elementtipalkkien alapinnan murtopuristuma saavutettiin toisen vaiheen koekuormituksissa kaikilla koekappaleilla. Elementtipalkkien alapinnan standardin EN 1992-1-1 mukaisen murtopuristuman saavuttamisen jälkeen rakenne kykeni vielä vastaanottamaan lisää kuormitusta. Murtopuristuman arvo oli siis todellisuudessa suurempi kuin standardin mukaan määritetty arvo. Taulukkoon 30 on koottu koekappaleiden koekuormitusten murtopuristuman kuormataso ja rakenteen maksimikapasiteetti. Taulukossa 30 on ilmoitettu kuormataso, jolla betonin murtopuristuman arvo on saavutettu alapinnan raudoituksen kohdalla poikkileikkauksessa. Elementtipalkin alapinnassa murtopuristuman arvo on tällöin saavutettu jo aikaisemmin. Taulukkoon on myös koottu rakenteen kuorman vastaanottokyky standardin mukaisen murtopuristuman saavuttamisen jälkeen.

Taulukko 30. Rakenteen muodonmuutoskyky elementtipalkin alapinnan murtopuristuman jälkeen.

Koekuormitus	Elementtipalkki	Murtopuristuman kuormataso (kNm)	Maksimirasitus (kNm)	Kuorman vastaanottokyky (kNm)
2	JK4-7	1353,72	1359	5,28
3	JK8-8	847,40	1349	501,60
4	JK12-10 JK12-16	1111,25 1259,61	1405	293,75 145,39
5	JK0-3 JK0-4	1406,55 1473,55	1815	408,45 341,45
6	JK4-5 JK4-11	1492,49 1380,93	1747	254,51 366,07
7	JK8-9 JK8-15	1205,20 915,62	1839	633,80 923,38
8	JK12-12 JK12-14	1065,46 751,44	1904	838,54 1152,56

Taulukosta 30 nähdään, että rakenne kantaa kuormitusta vielä murtopuristuman tapahtumisen jälkeen. Taulukkoon 30 ei ole lisätty ensimmäisen koekuormituksen

tuloksia, koska betonin murtopuristumaa elementtipalkissa ei saavutettu. Murtopuristuman tapahtumisen jälkeen puristus siirtyy elementtipalkin alapinnassa betonilta alapinnan raudoitukselle. Alapinnan lopullinen murtokohta koekappaleissa on esitetty taulukossa 29. Taulukossa 30 on käytetty kokeissa 2-4 pistettä M14 ja kokeissa pistettä M15. Elementtipalkkien kykyä vastaanottaa ylimääräistä kuormaa murtopuristuman tapahtumisen jälkeen käsitellään luvussa 6.4.

6.2.2 Teräsbetonisen rakenteen laskennallinen kapasiteetti

Tässä luvussa esitellään tutkimuksen teräsbetonisten koekappaleiden PCA-metodia vastaavat laskennalliset negatiiviset M_{lask} taivutusmomenttikapasiteetit. Laskennassa taivutusmomenttikapasiteetti määritetään materiaalien suunnittelu ja käyttöominaisuuksille. Käyttöominaisuuksia materiaalien osavarmuuslukuina käytetään arvo 1.0 ja materiaalien lujuusominaisuuksina materiaalien ainetodistusten mukaisia todellisia ominaisuuksia. Tässä laskennassa materiaaliominaisuudet määritetään standardin EN-1992-1-1 mukaisella tavalla. Materiaaliominaisuudet määritetään tässä laskennassa korkealujuusbetonille.

Rakenteen mitoitus aloitetaan elementtipalkin materiaaliominaisuuksien määrittämisellä. Rakenteessa käytetään korkealujuusbetonia, jonka mitoituslujuutena käytetään kaavan 18 mukaista arvoa.

$$f_{cd,p} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck,p}}{\gamma_c}, \quad (18)$$

missä

α_{cc} on betonin pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin,

$f_{ck,p}$ on betonin puristuslujuuden ominaisarvo ja

γ_c on materiaalin käyttöluokan mukainen osavarmuusluku.

Rakenteen mitoituksessa betonin murtopuristuman arvona korkealujuusbetonille käytetään kaavan 19 mukaista arvoa

$$\varepsilon_{cu3} = 2.6 + 35 * \left(\frac{90 \text{ MPa} - f_{ck,p}}{100 \text{ MPa}} \right)^4. \quad (19)$$

Liittorakenteen puristuspinnan korkeus määritetään kaavalla 20.

$$x = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_s} * d , \quad (20)$$

missä

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

ε_{cu3} betonin murtopuristuman arvo

ε_s terästen muodonmuutoksen arvo.

Eurokoodi 2 määrittää betonipoikkileikkaukselle puristuspinnan suuruuteen liittyen kaksi kerrointa, joita käytetään betonin puristuspinnan suuruuden määrittämiseen. Korkealujuusbetonille kertoimien arvot ovat kaavojen 22 ja 23 mukaiset

$$\lambda = \left(0.8 - \left(\frac{f_{ck,p} - 50}{400} \right) \right) , \quad (22)$$

$$\eta = 1 - \left(\frac{f_{ck,p} - 50}{200} \right) . \quad (23)$$

Poikkileikkauksen puristuspinnan suuruus voidaan tämän jälkeen laskea kaavalla 24

$$y = \lambda * h_t . \quad (24)$$

Koska teräsbetonipoikkileikkaus on yliraudoitettu rakenne, eivät teräsbetonilaatassa olevat teräkset saavuta myötörajaansa. Rakenteen odotetaan murtuvan betoni murtopuristumana rakenteen alapinnasta, jolloin teräksissä vaikuttava muodonmuutoksen arvo on määritettävä betonin murtopuristuman mukaiselle arvolle. Teräksissä vaikuttavan voiman suuruus voidaan määrittää kaavan 25 avulla, kun terästen muodonmuutosten suuruus on ratkaistu.

$$T = A_s * E_s * \varepsilon_s , \quad (25)$$

missä

E_s on teräksen kimmokerroin ja

ε_s on terästen muodonmuutos.

Poikkileikkauksen alapinnassa vaikuttava betonin puristusvoiman arvo voidaan laskea kaavalla 26.

$$F_c = \eta * f_{cd,p} * b_p * y . \quad (26)$$

Rakenteen taivutusmomenttikapasiteetti voidaan laskea kaavalla 27

$$M_u = F_c * z , \quad (27)$$

missä

z on poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi.

Taulukkoon 31 on koottu teräsbetonisten koekappaleiden suunnittelu- ja käyttöarvojen mukaiset laskennalliset kapasiteetit. Taulukossa on myös ilmoitettu terästen muodonmuutosten suuruus.

Taulukko 31. Teräsbetonikoekappaleiden laskennalliset kapasiteetit.

Ko e	M_{lask} suunnitteluominaisuus (kNm, t)	Teräksen muodonmuutos (kNm, t)	M_{lask} käyttöominaisuus (kNm, t)	Teräksen muodonmuutos
1	1052	0,0023035	1317	0,002817
5	1144	0,0017715	1446	0,0021865

Taulukosta 31 nähdään, että toisen vaiheen koekappaleen taivutusmomenttikapasiteetti on suurempi kuin ensimmäisen vaiheen kapasiteetti. Teräsbetonisten koekappaleiden laskenta on esitetty toisen vaiheen JK0-koekappaleen osalta liitteessä P.

6.2.3 Esijännitettyjen rakenteiden taivutusmomenttikapasiteetti

Rakenteen laskennallisen taivutuskapasiteetin M_{lask} aloitetaan materiaaliominaisuuksien laskemisella vastaavalla tavalla kuin teräsbetonisessa versiossa. Tässä laskennassa materiaaliominaisuudet määritetään korkealujuusbetonille standardin EN 1992-1-1 mukaisella tavalla. Laskenta on tässä diplomityössä suoritettu materiaalien suunnittelu ja käyttöominaisuuksille. Käyttöominaisuuksia käytettäessä materiaalien osavarmuuslukuina käytetään arvoa 1.0.

Elementtipalkkien lujuuden kehitystä seurattiin elementtitehtaalla koekuutioiden avulla. Kuutiolujuuden arvo voidaan muuttaa lieriölujuudeksi kaavalla 28

$$f_{ck.lieriö} = 30 \text{ MPa} + \frac{f_{ck.cube} - 37 \text{ MPa}}{1.6} , \quad (28)$$

missä

$f_{ck.cube}$ on betonin kuutiolujuuden arvo.

Betonin keskimääräisen lieriölujuuden arvo lasketaan kaavalla 29. Lieriölujuuden keskimääräisen lujuuden arvo määritetään laskennassa betonin jännevoiman laukaisuhetken lujuudelle

$$f_{cm} = f_{ck.lieriö} + 8 \text{ MPa}. \quad (29)$$

Betonin keskimääräisen lieriölujuuden arvon avulla voidaan laskea betonin kimmokertoimen arvon suuruus kaavalla 30

$$E_{cm} = 22 * \left(\frac{f_{ck.lieriö} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3}. \quad (30)$$

Betonin murtopuristuman arvon suuruus määritetään myös esijännitetyille betonirakenteelle kaavalla 19.

Materiaaliominaisuuksien laskennan jälkeen lasketaan jännevoiman vaikutukset rakenteeseen. Rakenteeseen on tässä tutkimuksessa sijoitettu jännepunoksia elementtipalkkeihin neljään eri tasoon. Yhdellä jännepunosrivillä vaikuttavan kokonaisvoiman suuruus ennen jännevoiman laukaisussa lasketaan kaavalla 30

$$P_{n.1} = A_{jp} * n_{punos} * \sigma_{alku}, \quad (30)$$

missä

A_{jp} on jännepunoksen poikkileikkauksen pinta-ala,

n_{punos} on jännepunosten lukumäärä jännepunosrivillä ja

σ_{alku} on jännepunosten alkujännitys.

Jännepunosrivien aiheuttama kokonaisvoiman suuruus betonipoikkileikkauksessa ennen jännevoiman laukaisua lasketaan kaavalla 31

$$P_{kok} = \sum P_{n.1}. \quad (31)$$

Jännepunosten aiheuttama jännitys rakenteeseen kullakin jännepunosrivillä lasketaan kaavalla 32

$$\sigma_{punosrivi} = \frac{-P_{kok}}{A_p} - \frac{P_{kok} * (y_{op} - r_j)}{\frac{I_p}{y_{op} - l_{punosrivi}}}, \quad (32)$$

missä

- A_p on elementtipalkin poikkileikkauksen pinta-ala,
 y_{0p} on elementtipalkin neutraaliakselin sijainti,
 r_j on jännepunosten aiheuttaman resultantin painopiste,
 I_p on poikkileikkauksen neliömomentti ja
 $l_{punosrivi}$ on punosrivin sijainti poikkileikkauksessa.

Betonin puristuslujuuden vaikutusta jännevoiman laukaisussa syntyviin jännityksiin huomioidaan kaavalla 33

$$\Delta\sigma_{punosrivi} = \frac{\sigma_{punosrivi}}{E_{cm}} * E_p , \quad (33)$$

missä

- E_p on jännepunoksen kimmokerroin.

Jännevoimien suuruus kullakin punosrivillä jännevoiman laukaisun jälkeen lasketaan kaavalla 34

$$P_{n.2} = A_{jp} * n_{punos} * (\sigma_{alku} + \Delta\sigma_{punosrivi}). \quad (34)$$

Jännevoiman laukaisun jälkeen rakenteen alapinnassa vaikuttavan puristusjännityksen suuruus lasketaan kaavalla 35

$$\sigma_{a.laukaistu} = -\frac{\sum P_{n.2}}{A_p} - \left(\frac{\sum (P_{n.2} * (y_{0p} - l_{punosrivi}))}{W_p} \right), \quad (35)$$

missä

- W_p on poikkileikkauksen taivutusvastus.

Jännevoiman laukaisussa syntyvä rakenteen kimmainen kokoonpuristuman arvo lasketaan kaavalla 36

$$\varepsilon_{ce} = \frac{|\sigma_{a.laukaistu}|}{E_{cm}}. \quad (36)$$

Rakenteen mitoituksessa käytettävän betonin murtopuristuman arvona käytetään tällöin kaavan 37 mukaista arvoa

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{ce}. \quad (37)$$

Rakenteen poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeutena käytetään kaavan 38 mukaista arvoa

$$x_{lp} = \frac{\varepsilon_d * d_{lp}}{\varepsilon_d + \varepsilon_s}, \quad (38)$$

missä

d_{lp} on liittorakenteen tehollinen korkeus.

Rakenteessa jännepunosriveillä jännepunosissa vaikuttavan jännityksen suuruus lasketaan kaavalla 39

$$f_{sp} = \min \left(f_{pd}, \sigma_{alku} - \left(\varepsilon_d * \frac{\frac{\varepsilon_d * d_{lp} - l_{punosrivi}}{\varepsilon_d * \varepsilon_s}}{\frac{\varepsilon_d * d_{lp}}{\varepsilon_d - \varepsilon_d}} - \frac{\frac{-\sigma_{a.laukaistu}}{-\sigma_{a.laukaistu} + \sigma_{y.laukaistu}} * (h_p + h_l) - l_{punosrivi}}{\frac{-\sigma_{a.laukaistu}}{-\sigma_{a.laukaistu} + \sigma_{y.laukaistu}} * (h_p + h_l)} * \frac{-\sigma_{a.laukaistu}}{E_{cm}} \right) * E_p \right) \quad (39)$$

missä

f_{pd} on jännepunosksen mitoituslujuus.

Rakenteen mitoituksessa teräsbetonilaatan raudoitusten muodonmuutosten arvo haetaan iteroimalla teräksissä vaikuttavan kokonaisvoiman ja betonissa vaikuttavan puristusvoiman voimatasapainon avulla. Teräksissä vaikuttava vaikuttavan kokonaisvoiman suuruus lasketaan kaavalla 40

$$T = \varepsilon_s * E_s * A_s, \quad (40)$$

missä

ε_s on teräsbetonilaatan terästen muodonmuutos,

E_s on teräsbetonilaatan terästen kimmokerroin ja

A_s on teräsbetonilaatan raudoitusala.

Rakenteen alapinnassa vaikuttavan puristusvoiman resultantin suuruus lasketaan kaavalla 41

$$F_c = (b_p * x_{lp} * f_{cd,p} * \eta * \lambda) - \sum A_{jp} * n_{punos} * f_{sp}, \quad (41)$$

missä

b_p on elementtipalkin leveys,

$f_{cd,p}$ on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo,

λ on EC2 mukainen kerroin, lasketaan kaavalla 22 ja

η on EC2 mukainen kerroin, lasketaan kaavalla 23.

Rakenteen taivutusmomenttikapasiteetti lasketaan tämän jälkeen kaavalla 42

$$M_u = b_p * \lambda * x_{lp} * \eta * f_{cd,p} * \left(d_{lp} - \left(\frac{\lambda * x_{lp}}{2} \right) \right) - \left(\sum A_{jp} * n_{punos} * f_{sp} * (d_{lp} - l_{punosrivi}) \right). \quad (42)$$

Kuvassa 136 on esitetty kaikkien esijännitettyjen koekappaleiden laskentatulokset. Laskenta suoritettiin käyttäen materiaalien suunnitteluarvoja ja käyttöominaisuuksia. Kuvassa on ilmoitettu myös rakenteen yläpinnan terästen muodonmuutoksen suuruus, jota laskennassa on käytetty. Laskennassa käytetyt laskentapohjat löytyvät liitteestä P.

Suunnittelu-arvot									
	Koekappale	Laatan leveys (mm)	Raudoitus (kpl)	Tartunnalliset punokset (kpl)	$A_y/(d*b)$ (%)	M_{lask} (kNm)	M14 (kNm)	ϵ_s (‰)	M14/ M_{lask}
Vaihe 1	JK4	1000	4T12+24T16	4+2	3,49	880	1359	1,813	1,54
	JK8					684	1349	1,457	1,97
	JK12					502	1405	1,112	2,80
							M15		M15/ M_{lask}
Vaihe 2	JK4	1500	4T12+36T16	4+2	5,08	962	1838	1,42	1,91
	JK8					758	1847	1,163	2,44
	JK12					566	1912	0,911	3,38

Käyttö-arvot									
	Koekappale	Laatan leveys (mm)	Raudoitus (kpl)	Tartunnalliset punokset (kpl)	$A_y/(d*b)$ (%)	M_{lask} (kNm)	M14 (kNm)	ϵ_s (‰)	M14/ M_{lask}
Vaihe 1	JK4	1000	4T12+24T16	4+2	3,49	1524	1359	1,803	0,89
	JK8					1342	1349	1,451	1,01
	JK12					1187	1405	1,111	1,18
							M15		M15/ M_{lask}
Vaihe 2	JK4	1500	4T12+36T16	4+2	5,08	1652	1838	1,417	1,11
	JK8					1458	1847	1,116	1,27
	JK12					1285	1912	0,908	1,49

Kuva 136. Koekappaleiden materiaalien mukaisten suunnittelu- ja käyttöarvojen mukaiset rakenteen taivutusmomenttikapasiteetit.

Taulukkoon 32 on koottu kaikkien koekappaleiden materiaalien käyttöominaisuuksien laskennalliset M_{lask} ja todelliset koekuormituksissa saavutetut M14 ja 15 taivutusmomenttikapasiteetit. Taulukossa on taivutusmomenttikapasiteetin ja laskennallisen arvon lisäksi ilmoitettu lukujen välinen suhdeluku.

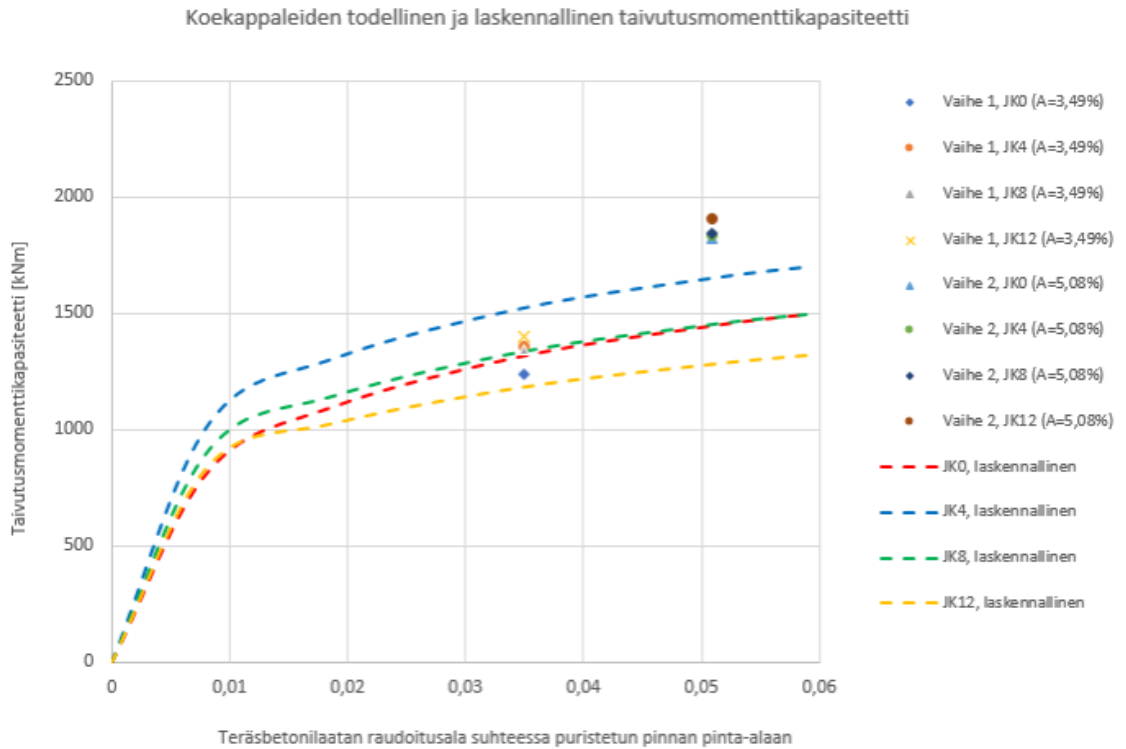
Taulukko 32. Koekappaleiden laskennallinen ja todellinen taivutusmomenttikapasiteetti.

Koekuormitus	Maksimikuormitus (kN)	Koekappaleen ja koejärjestelyn paino (kN)	Maksimimomentti M14 ja M15 (kNm)	M_{lask} (kNm, käyttöominaisuudet)	Suhde M_{test} / M_{calc}
1	493,2	M14 27,567	1237	1317	0,94
2	543,6		1359	1524	0,89
3	536,5		1349	1342	1,01
4	558,4		1405	1187	1,18
5	757,7	M15 35,069	1824	1446	1,26
6	763,7		1838	1652	1,11
7	783,4		1847	1458	1,27
8	830,4		1912	1285	1,49

Taulukosta 32 nähdään, että koekappaleiden laskennalliset kapasiteetit ovat pienempiä kuin rakenteiden koekuormituksissa kestävät rasitukset. Kuvassa 137 on esitetty koekappaleiden todellisten taivutusmomenttikapasiteettien sijoittumista laskennallisten arvojen käyrille PCA:n 1960-luvulla esittämän tavan mukaisesti. Kuvassa on esitetty koekappaleiden käyttöominaisuuksien mukaiset laskennalliset arvot.

Kuvassa 137 teräsbetoniastian rauditusalan suuruus on ilmoitettu samalla periaatteella kuin PCA asian esitti omassa tutkimuksessaan 1960-luvulla. Teräsbetoniastian

raudoitusalan suuruus ilmoitetaan rakenteen tehollisen korkeuden ja elementtipalkin laipan leveyden tulon avulla. Teräsbetoni-laatan raudoitusalan suuruus jaetaan edellä mainitulla tulolla. Tällä tavoin saadaan teräsbetoni-laatan raudoitusalan suhdeluku.



Kuva 137. Koekappaleiden todelliset kapasiteetit suhteessa laskennallisiin arvoihin PCA:n tavan mukaisesti.

Kuvasta 137 nähdään, että ensimmäisen vaiheen koekappaleiden todelliset taivutusmomenttikapasiteetit ovat esijännitettyjen koekappaleiden osalta suurempia kuin niiden laskennalliset kapasiteetit. Teräsbetoni-version osalta todellinen kapasiteetti jää laskennallisen arvon alapuolelle. Kaikki toisen vaiheen koekappaleiden todelliset taivutusmomenttikapasiteetit sijoittuvat laskennallisten arvojen yläpuolelle. Suunnitteluarvoja käytettäessä todellisen kapasiteetin ja laskennallisen arvon välinen ero on huomattavasti suurempi. Tällöin rakenteen laskennallinen arvo jää liikaa todellisen kapasiteetin alapuolelle, jonka takia rakenteen koko kapasiteettia ei hyödynnetä. Tästä johtuen yksinkertaista laskentaa on tarkennettava parempien tulosten saamiseksi, jotta rakenteen koko kapasiteetti voidaan hyödyntää rakenteen suunnittelussa. Tässä diplomityössä ei rakenteen taivutusmomenttikapasiteetin

laskennassa ole huomioitu rakenteessa olevia elementtipalkkien tartuntahakoja, jotka todellisuudessa kasvattavat rakenteen kapasiteettia.

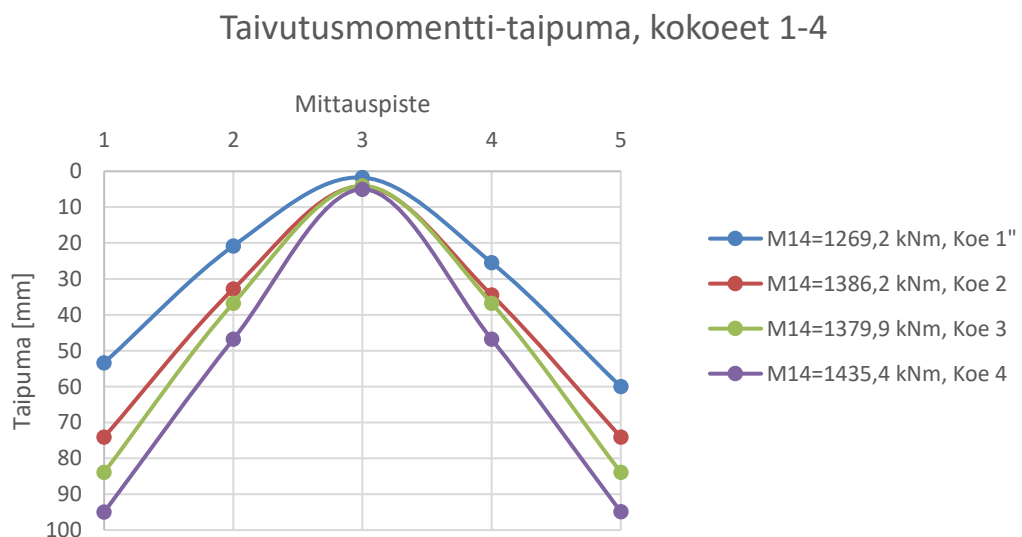
Koekuormituksissa koekappaleet murtuivat toisessa vaiheessa lopullisesti elementtipalkkien alapinnan jännepunosten purkautuessa ja pitkittäisten terästen nurjahtaessa puristusjännitysten vaikutuksesta. Rakenteen kykyä vastaanottaa suurta puristusjännitystä betonin murtopuristuman jälkeen käsitellään luvussa 6.4.

6.3 Koekappaleiden siirtymä ja käyristymä

Tässä luvussa käsitellään koekappaleiden koekuormituksissa mitattuja taipumien suuruuksia ja venymäliuskoista määritettyjä käyristymän ja taivutusjäykkyyden arvoja. Kaikkien koekappaleiden taipumien mittaustulokset on esitelty liitteessä K.

6.3.1 Koekappaleiden taipumat

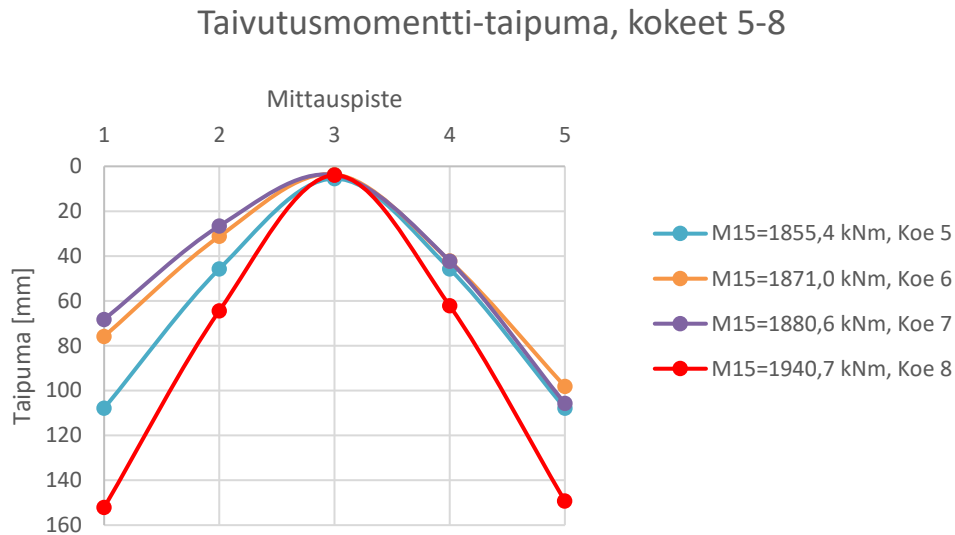
Koekappaleiden taipumia mitattiin koekappaleen yläpintaan sijoitettujen mittakellojen avulla viidestä eri mittauspisteestä. Mittakellojen sijoittaminen rakenteen yläpintaan on esitetty luvussa 5.3. Koekuormitusten koekappaleiden murtokuormien taipumakuvaajat on esitetty kuvissa 138 ja 139. Kuvassa 138 on esitetty ensimmäisen vaiheen koekappaleiden taipumat.



Kuva 138. Ensimmäisen vaiheen koekuormitusten murtokuormien taipumakuvaajat.

Kuvasta 138 nähdään, että koekappaleiden taipumat ovat koekuormituksen lopputilanteessa lähellä toisiaan. Ensimmäisessä vaiheessa teräsbetonisen

koekappaleen taipuma oli pienin, mutta esijännitettyjen koekappaleiden taipumat sijoittuvat lähelle toisiaan. Taipumat kasvavat mittauspisteiden sijainnin mukaan tasaisesti. Kuvassa 139 on esitetty toisen vaiheen koekappaleiden taipumakuvaajat murtokuormien vaikuttaessa.



Kuva 139. Toisen vaiheen koekuormitusten murtokuormien taipumakuvaajat.

Kuvasta 139 nähdään, että toisen vaiheen koekappaleiden taipumat ovat kokeiden 5, 6 ja 7 osalta erittäin lähellä toisiaan. Taipumat kehittyvät koekuormituksissa hyvin samankaltaisesti. Tuloksista nähdään myös, että koekappaleet ovat taipuneet toisesta päädyistä enemmän. Toispuoleinen taipuminen voi aiheutua koekappaleen pilarivalun pohjan epätasaisuudesta, koska ilmiö on toistunut kolmessa koekappaleessa.

Kahdeksannessa kuormituskokeessa koekappale taipuu enemmän kuin muissa toisen vaiheen koekuormituksissa. Kahdeksannessa kuormituskokeessa JK12-elementtipalkeista koekappale taipui kuormituksen loppuvaiheessa voimakkaasti.

Tutkimuksen molemmissa vaiheissa voidaan huomata, että mitä enemmän koekappaleiden elementtipalkkeja on esijännitetty, sen enemmän ne ovat taipuneet koekuormituksissa. Suurempi esijännitys aiheuttaa ainakin suoritettussa tutkimuksessa koekappaleen suurempia taipumia. Koekappaleiden taivutuskapasiteetit ovat kuitenkin lähes saman suuruisia.

6.3.2 Koekappaleiden taivutusjäykkyys

Koekappaleiden käyritymät on laskettu elementtipalkkien alapinnan raudoituksissa olevien ja teräsbetoni-laatassa olevien venymäliuskojen mittaustuloksista. Jokaisessa

koekuormituksessa käyristymän arvo laskettiin kahden tai kolmen mittauspisteen tuloksista. Osassa mittauspisteitä ala- tai yläpinnan mittauspiste on vaurioitunut, jonka takia käyristymän arvoa ei määritetty. Käyristymien avulla voidaan määrittää koekappaleen taivutusjäykkyyden arvo. Koekappaleiden taivutusjäykkyyden arvo on laskettu jokaisessa mittauspisteessä ja ilmoitettu koko koekappaleelle näiden tulosten keskiarvona. Laskennallisia tuloksia on esitetty taulukossa 33.

Taulukko 33. Koekappaleiden taivutusjäykkyyden laskennalliset arvot.

Koe	Mittapiste 1 (MNm ²)	Mittapiste 2 (MNm ²)	Mittapiste 3 (MNm ²)	Taivutusjäykkyyden keskiarvo (MNm ²)	Koekappaleiden taivutusjäykkyyden keskiarvo (MNm ²)
1	112,111	124,703	121,907	119,574	116,742
2	143,506	112,212	115,233	123,650	
3	109,755	114,180	105,351	109,762	
4	98,143	130,433	113,374	113,983	
5	133,606	131,046	-	132,326	140,547
6	150,616	147,096	-	148,856	
7	151,450	153,053	146,744	150,416	
8	135,495	103,888	152,390	130,591	

Taulukosta 33 nähdään, että ensimmäisen vaiheen koekappaleiden taivutusjäykkyyden arvot ovat toisen vaiheen koekappaleiden taivutusjäykkyyden arvoja pienempiä. Koekappaleet ovat rakenteeltaan ja raudoitukseltaan samanlaisia, mutta toisen vaiheen teräsbetoni-laattaa on suuremman leveyden takia raudoitettu enemmän. Laskennallisista tuloksista voidaan nähdä, että elementtipalkkien tartunnallisten jännepunosten määrä ei vaikuta merkittävästi taivutusjäykkyyden suuruuteen. Käyristymäkuvaajat on esitetty luvussa 5.8.

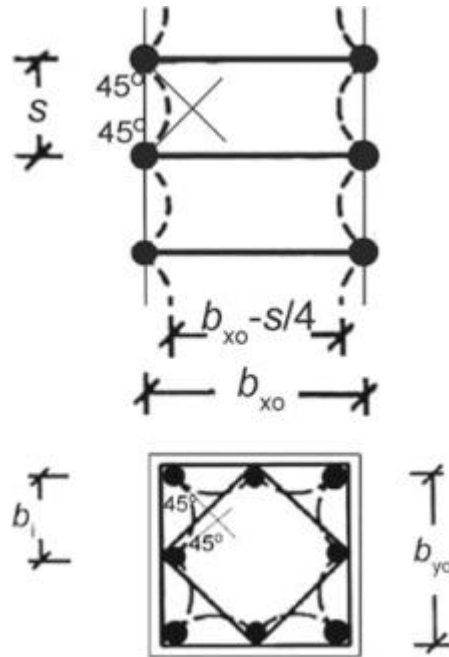
6.4 Elementtipalkkien kapasiteetti puristusjännityksiä vastaan

Koekuormituksen mittaustuloksista nähdään, että koekappaleet kestivät kuormitusta enemmän kuin laskennallisesti arvioitiin. Venymäliuskojen mittaustuloksista nähdään, että elementtipalkkien alapinnan puristuman suuruus ylittää betonin murtopuristuman

arvon. Betonin murtopuristuman tapahduttua elementtipalkin alapinnassa olevat jännepunokset ja pitkittäisraudoitteet alkavat toimia puristusteräksinä. Raudoitus elementtipalkin alapinnassa ei yksinään kykene kestäämään puristusta niin paljon, kuin koekuormituksissa rakenne vastaanotti. Koekuormituksien aikana elementtipalkkien kuormansietokyky betonin murtopuristuman jälkeen perustuu rakenteeseen syntyvään *confinement*-ilmiöön.

Kuormituskokeissa havaittu *confinement*-ilmiö perustuu elementtipalkin leikkausraudoitukseen. Palkissa oleva tiheä leikkausraudoitus (kierrehaat) estävät betonin laajenemisen kuormituksen yhteydessä. Elementtipalkeissa *confinement*-ilmiö voitiin havaita juuri rakenteen kierrehakojen ansiosta. Suorat yksittäiset haat eivät kykene estämään hakojen sisällä olevan betonin laajentumista, mutta suorakaiteen muotoiset yksittäiset umpihaat kykenevät estämään betonin laajentumista hakojen nurkissa [15]. Koska betoni ei pääse laajenemaan vapaasti, sen puristuslujuuden arvo kasvaa. Puristuslujuuden ominaisarvoa voidaan tällöin rakenteen mitoituksessa kasvattaa EN 1992-1-1 luvun 3.1.9 mukaisilla kaavoilla. Laajenemista estävä raudoitus on standardissa määritelty hyvin ankkuroituiksi umpihaiksi, jotka voivat plastisoitua betonin poikittaisen laajenemisen suhteen [12].

Confinement-ilmiön huomioivassa mitoituksessa poikkileikkauksen kokona käytetään ainoastaan rakenteen haotuksen sisällä olevaa poikkileikkausta. Poikkileikkauksen suuruudesta vähennetään rakenteen suojabetonin paksuus. Mitoituksessa käytettävän poikkileikkauksen suuruuteen vaikuttaa myös hakojen jakoväli. Hakojen jakovälissä mitoituksessa huomioon otavan poikkileikkauksen koko pienenee 45 asteen kulmassa hakojen välissä kuvan 140 mukaisesti [15].



Kuva 140. Mitoituspoikkileikkauksen hakojen välissä confinement-ilmiossä [15]

Kuvasta 140 nähdään, kuinka mitoituspoikkileikkauksen minimikohta määritetään hakojen välissä vetämällä vierekkäisistä hakoista tangentit 45 asteen kulmassa. Hakojen jakoväliä kasvattamalla mitoituspoikkileikkaus pienenee ja hakaväliä pienentämällä poikkileikkaus kasvaa.

7. JOHTOPÄÄTÖKSET

Koekuormituksista saatujen mittaustulosten ja havaintojen perusteella tutkittu rakenne toimivuudeltaan täyttää sille asetettuja vaatimuksia. Tutkittu rakenneratkaisu kahden esijännitetyn elementtipalkin toisiinsa kytkemiseksi on mahdollista suorittaa onnistuneesti myös työmaaolosuhteissa. Negatiivisen taivutusmomentin vastaanottava raudoitus, joka asennettiin teräsbetoni-laattaan, on toimiva ja työtekniisesti tehokas ratkaisu. Teräsbetoni-laattaan sijoitettu raudoitus kykeni kaikissa koekuormituksissa ottamaan tehokkaasti vastaan rakenteen yläpintaan kohdistuvat negatiiviset taivutusmomentit. Tutkimuksen mittaustuloksista käy ilmi, että teräsbetoni-laatan leveyden kasvattaminen tasoittaa raudoituksissa vaikuttavia jännityksiä laatan koko leveydellä.

Jatkosliitosta valmistettaessa on huolehdittava, että jatkosvalun ja elementtipalkkien betonien lujuuksien väliset erot eivät ole liian suuria. Tutkimuksen ensimmäisessä vaiheessa kaksi ensimmäistä koekappaletta murtui jatkosalueeltaan. Toisen vaiheen koekappaleissa jatkosalueen murtumista ei tapahtunut betonin lujuusluokan nostamisen jälkeen. Tutkimuksen toisessa vaiheessa murtokohtaan siirtymiseen vaikutettiin myös kasvattamalla rakenteen tehollista korkeutta koekappaleen alle tulevalla pilarivalulla. Tehollisen korkeuden kasvattamisella murtokohta siirtyi elementtipalkin puolelle.

Jännevoiman siirtopituudella on rakenteen kapasiteettia kasvattava vaikutus. Koekuormitusten mittaustulosten ja kuormitusten jälkeisten koekappaleiden mittausten jälkeen voidaan rakenteen murtokohta sijoittaa kaikissa toisen vaiheen koekappaleissa alueelle, jossa jännevoima ei ole vielä tarttunut rakenteeseen.

Koekappaleiden todelliset taivutusmomenttikapasiteetit olivat laskennallisia taivutusmomenttikapasiteetteja suurempia. Tässä diplomityössä suoritettu laskennallinen tarkastelu pohjautuu 1960-luvulla suoritetun pilottikokeen laskennalliseen tarkasteluun. Koekuormitusten mittaustulosten perusteella yksinkertainen laskennallinen tarkastelu aliarvioi koekappaleiden todellista taivutusmomenttikapasiteettia. Toisen vaiheen koekuormituksissa elementtipalkeissa havaittiin *confinement*-ilmiön vaikutus rakenteen kapasiteettiin. Elementtipalkin betonin murtopuristuman jälkeen käynnistyvä *confinement*-vaikutus sallii betonin puristuslujuuden kasvattamisen, koska rakenteen

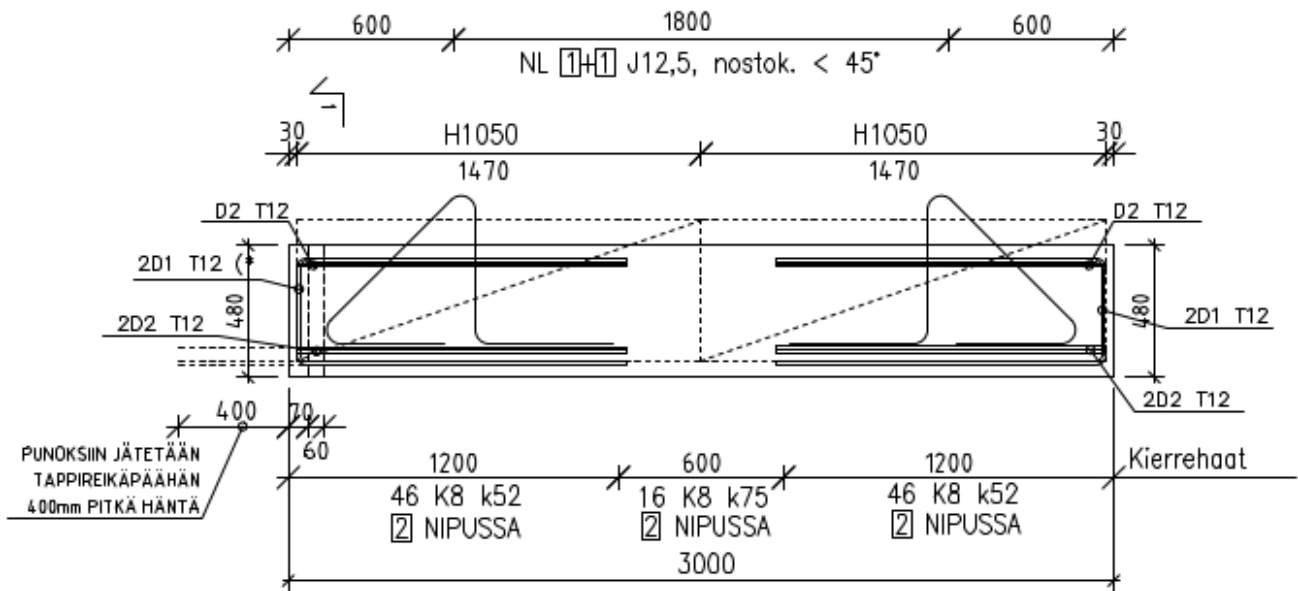
haoitus estää betonin laajenemista. Tämän ilmiön vaikutusta rakenteen mitoittamiseen on syytä tutkia lisää tulevaisuudessa.

Koekuormituksissa havaitun *confinement*-ilmiön perusteella voidaan todeta, että koekappaleen puristuspuolella jännevoiman vaikutukset rakenteeseen eivät ole merkittäviä. Jännevoiman pieni vaikutus rakenteen toimintaan voidaan perustella elementtipalkin tiheällä haoituksella. Koska jännevoima ei merkittävästi vaikuta rakenteeseen, on sillä suuri muodonmuutoskyky. Muodonmuutoskyky havaitaan *confinement*-ilmiön seurauksena koekuormituksissa standardin mukaista puristumurron arvoa huomattavasti suurempina tuloksina. Suuri muodonmuutoskyky mahdollistaa jatkuvan rakenteen kenttämomenttien aktivoitumisen, jonka seurauksena itse välituen taivutusmomenttikapasiteettia voitaisiin arvioida ottamatta huomioon momenttikapasiteetin kasvua vähemmän haoitetusta versiosta.

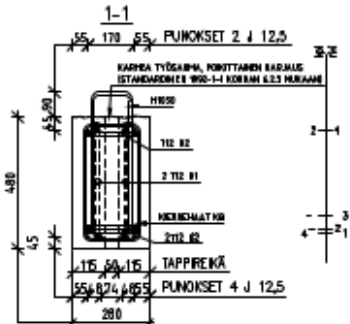
LÄHTEET

- [1] P.H. Kaar, L.B. Kriz, E. Hognestad Precast-prestressed concrete bridges 1. Pilot test of continuous girders, Portland Cement Association research and development laboratories, May 1960, s. 21-34.
- [2] Libin Yin, Continuity of bridges composed of simple-span precast prestressed concrete girders made continuous, Department of Civil Environmental engineering, August 2004, s. 9-111.
- [3] Zhongguo Ma, Xiaoming Huo, M.H Tadros, Mantu Baishya, Restraint Moments in Precast/Prestressed Concrete Continuous Bridges, PCI Journal, November-December 1998, s. 42-46.
- [4] P.H. Kaar, A.H. Mattock, Precast-prestressed concrete bridges 3. Further tests of continuous girders, Portland Cement Association research and development laboratories, Sep 1960, s. 70-73.
- [5] C.D Newhouse, Design and Behavior of Precast, Prestressed Girders Made Continuous- An Analytical and Experimental Study, April 2005, s. 82-197.
- [6] N.W Hanson, Precast-prestressed concrete bridges 2. Horizontal shear connection, Portland Cement Association research and development laboratories, May 1960, s. 38-57.
- [7] Stephanie Koch, Prestressed PCBT girders made continuous and composite with a cast-in-place deck and diaphragm, Virginia Polytechnic Institute and State University, April 2008, s. 44-77.
- [8] National Cooperative Highway Research Program, Report 322 Design of precast prestressed bridge girders made continuous, Transportation research board of National research council, Dec 1989, s. 21-39.
- [9] National Cooperative Highway Research Program, Report 519 Connection of Simple-Span Precast Concrete Girders for Continuity, Transportation research board of National research council, Jan 2004, s. 46-51.
- [10] AASHTO LRFD Bridge Design specification, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012, s. 5-209.
- [11] M.D McDonagh, K.B. Hinkley, Resolving restraint moments: designing for continuity in precast prestressed Concrete girder bridges, PCI Journal, July-August 2003, s. 108-113.
- [12] Suomen Standardoimisliitto SFS, SFS-EN 1992-1-1+A1+AC Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Rakennustuoteteollisuus RTT ry, 19.1.2005, s. 37-93.
- [13] Fritz Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau. Sechster Teil. Grundlagen des Massivbrückenbaues, Springer-Verlag, 1965, s. 145-148.
- [14] Kyowa, Strain Gages, Kyowa Electronic Instruments Co., 2011, s. 14-15.

- [15] M. N. Fardis, Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode8, Springer, 2009, s. 143-152.



PUNOKSIIN JÄTETÄÄN
TAPPIREIKÄPÄÄHÄN
400mm PITKÄ HÄNTÄ



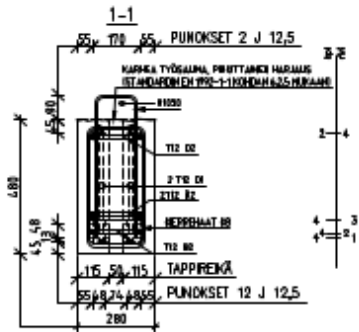
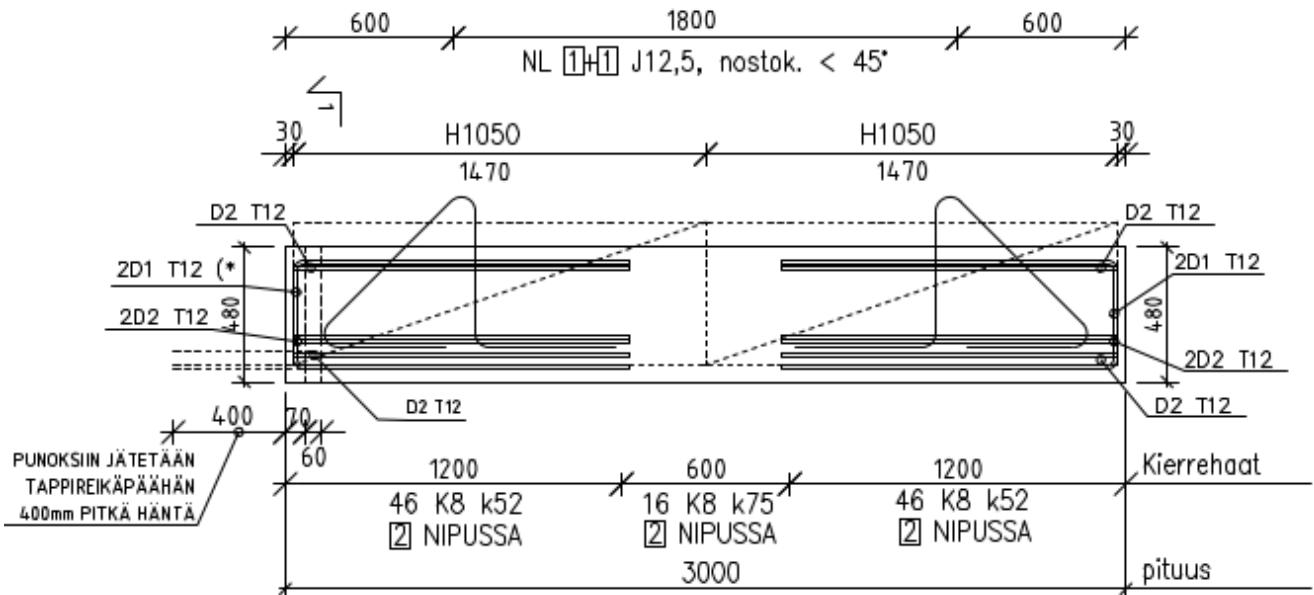
*)Toinen tappireikä pään D1 T12 tangoista instrumentoidaan venymälluskin. Ko. tanka valmistetaan TTY:n laboratoriossa ja toimitetaan tehtaalle ennen valua.

Raudoitteiden taivutusluettelo										
T=A500HW, K=B500K, E-Erikoisteräs										
TY	POS	LAA	KPL	D	L	a	b	c	d	e
D	1	T	4	12	2730	1200	400	1200		
D	2	T	6	12	2510	1200	180	1200		

Nostokulmit J12,5	St 1630/1860	taivutus holkissa	Nostoavaruuteen halkaisija a 65mm	nostokulme a45°	kpl/nippu	L.pit.	tsall/nippupart
					1	2200	6,5t
					2	2400	11t
					3	2800	16t
					4	3100	21t

Elementin paino		1,01 t
Betoni	C50/60	
Laukaisukujuus	C35/45	0,40 m³
Kierrehaka K8	sisämitat: 108 kier. / palkki 40 kier. / rippu	2,7 nippua
H1050	K10 - k50 L=1470	2 kpl

Patonkestoluokka:		Betoniheit. nimellisarvo (luotettavuus / jännitys)		Sall. mitta-palkkeana	
Rakitusluokka:		25/25mm		10/10mm	
Vähimmäistukipinta		Jännitys (MN/m²)		Tartunnan poisto	
Punokset J12,5 relaksaatio = 2,5% / 1000h St 1640/ 1860		Ylä	ala	kpl	riivi pituus
		2	4	1350	1350
				-	-
				-	-
Jätkäskoe K-4				4kpl	-
10.01.2019 DI Ulka Kytölä				003	A 24.1.19



*)Toinen tappireikä pään D1 T12 tangoista instrumentoidaan venymäliuskin. Ka. tanko valmistetaan TTY:n laboratoriossa ja toimitetaan tehtaalle ennen valua.

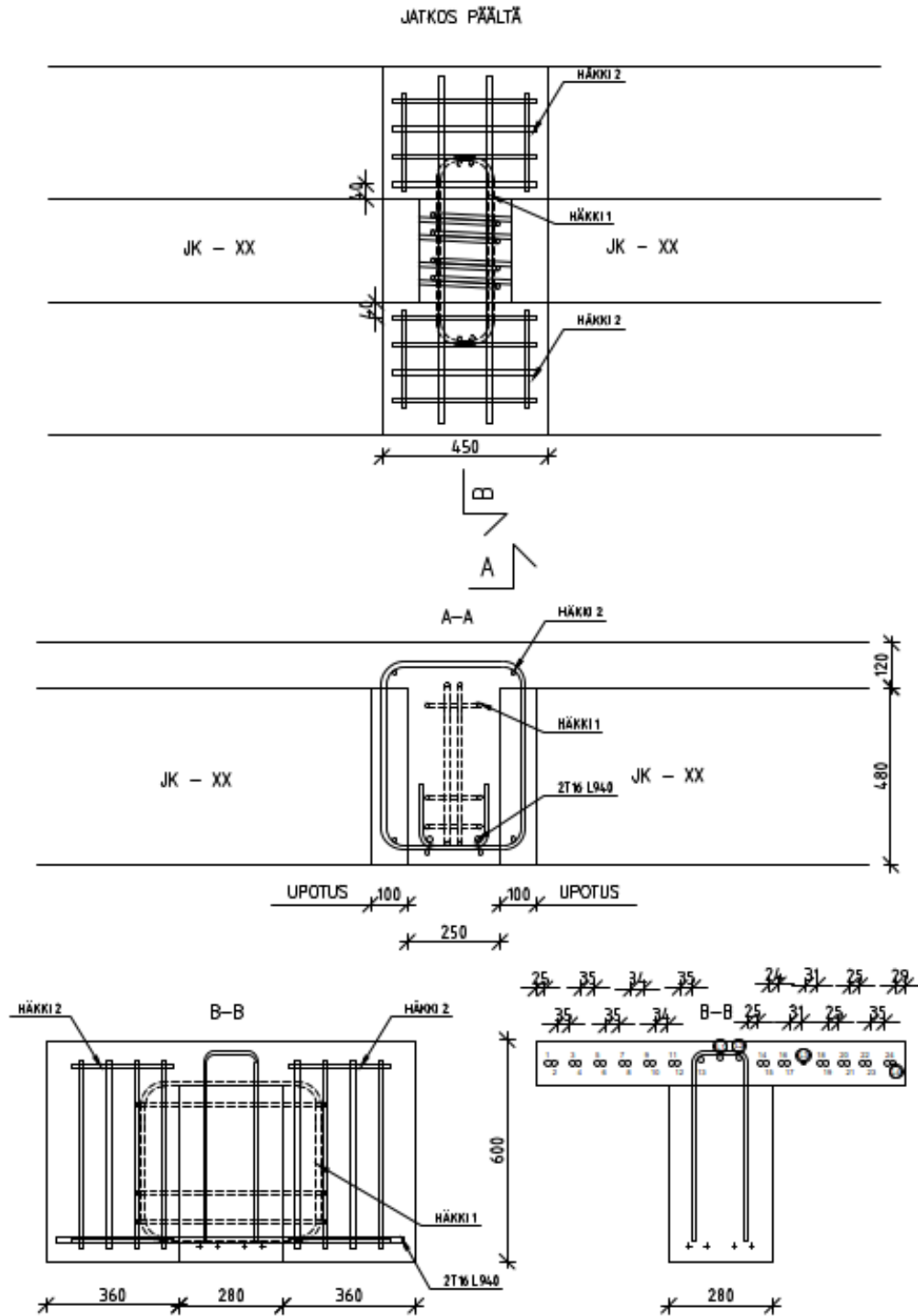
Raudotteiden taivutusluottelo										
T=A500HW, K=B500K, E-ErkoStaris										
TY	POS	LAA	KPL	D	L	a	b	c	d	e
D	1	T	4	12	2730	1200	400	1200		
D	2	T	8	12	2510	1200	180	1200		

Nostokelit J12,5		nostokulma = 45°	
Sf	1630/1860	kpl/rippu	L.pit.
		1	2200
		2	2400
		3	2800
		4	3100

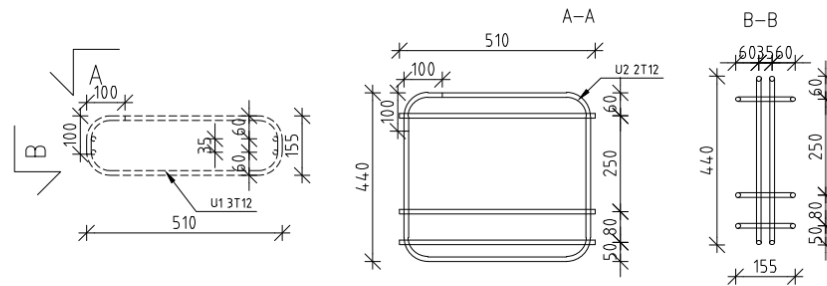
Elementin paino		1,01 t	
Betoni	C50/60		
Laukaisulujuus	C35/45		0,40 m³
	Kierrehaka K8	sisämitat:	
	108 kier. / palkki	190	2,7 nippua
	40 kier. / nippu		
H1050	K10 - k50	L=1470	2 kpl

Pakonkestoluokka:		Betonipecit, nielisisarvo		Sell. nirta-	
Rasitusluokka:		(betoniarvo / jäkärarvo)		poikkeama	
Vähimmäislujuus:		25/25mm		10/10mm	
Punokset J12,5	relaksaatio = 2,5% / 1000h	Sf 1640 / 1860	punokset KPL	Jännitys (MN/m²)	
				Tartunnan polsto	kpl r/m
			Ylä ala	Ylä ala	- - -
			2 12	1350 1350	- - -
					- - -
lab. Jatkokoe		JK-12		4 kpl	
10.01.2019	DI Ulla Kytölä	001	A	24.1.19	

LIITE B: JATKOSALUEEN RAUDOITUSHÄKKIEN MITTAKUVAT, VAIHE 1

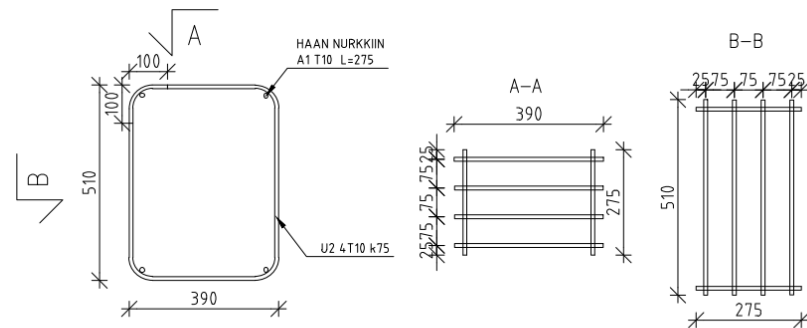


HÄKKI 1, yhteensä 4kpl



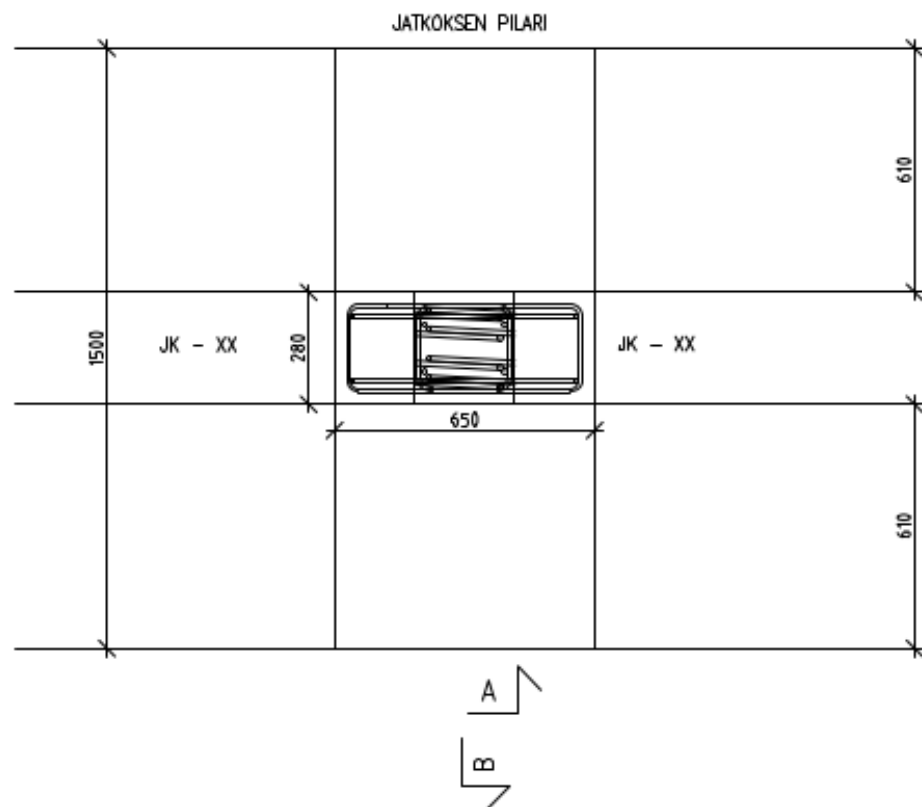
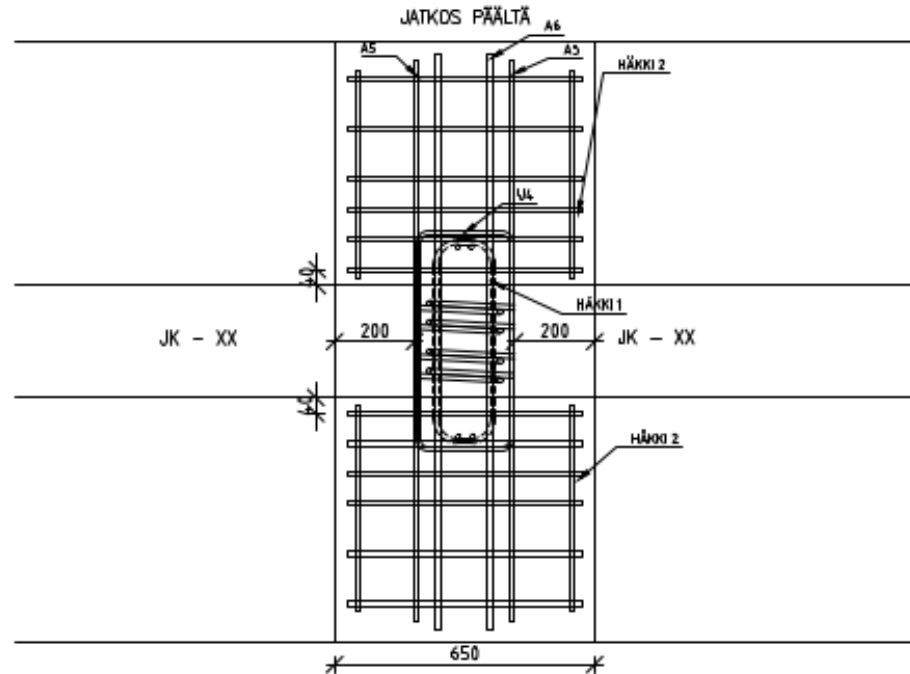
Raudoitteiden taivutusluettelo										
T=A500HW, K=B500K, E=Erikoisteräs										
TY	POS	LAA	KPL	D	L	a	b	c	d	e
U	1	T	3	12	1530	510	155	510	155	200
U	2	T	2	12	2100	510	440	510	440	200

HÄKKI 2, yhteensä 8kpl

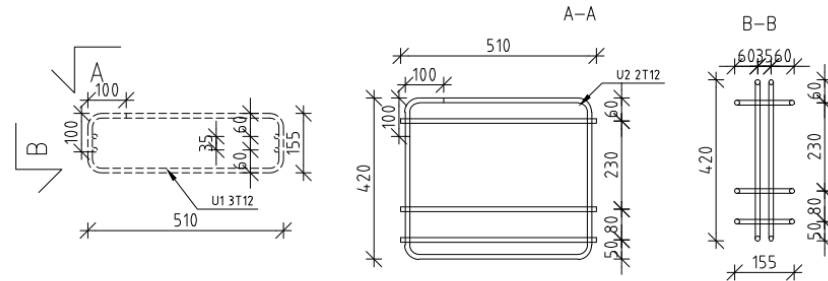


Raudoitteiden taivutusluettelo										
T=A500HW, K=B500K, E=Erikoisteräs										
TY	POS	LAA	KPL	D	L	a	b	c	d	e
A	1	T	4	10	275					
U	2	T	4	10	2000	510	390	510	390	200

LIITE C: JATKOSALUEEN RAUDOITUSHÄKKIEN MITTAKUVAT, VAIHE 2

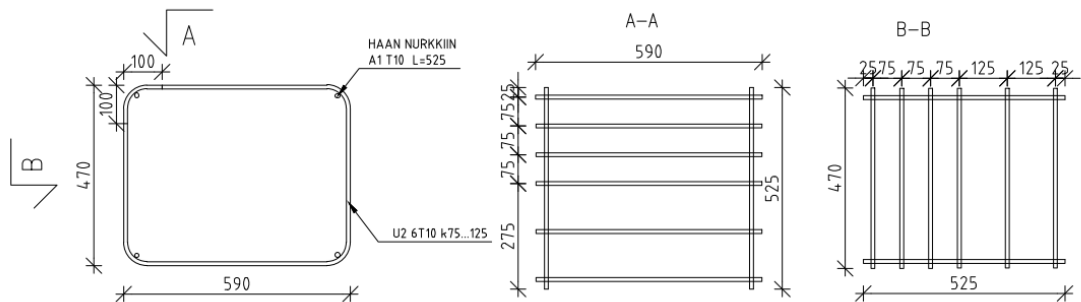


HÄKKI 1, yhteensä 4kpl



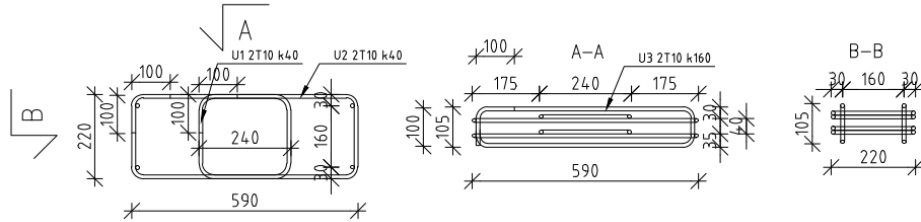
Raudoitteiden taivutusluettelo										
T=A500HW, K=B500K, E=Erikoisteräs										
TY	POS	LAA	KPL	D	L	a	b	c	d	e
U	1	T	3	12	1530	510	155	510	155	200
U	2	T	2	12	2060	510	420	510	420	200

HÄKKI 2, yhteensä 8kpl



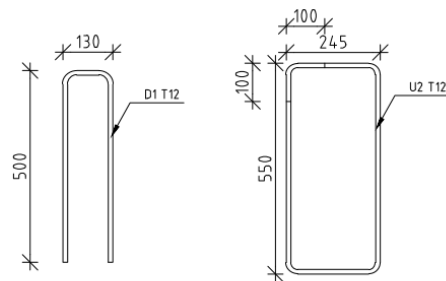
Raudoitteiden taivutusluettelo										
T=A500HW, K=B500K, E=Erikoisteräs										
TY	POS	LAA	KPL	D	L	a	b	c	d	e
A	1	T	4	10	525					
U	2	T	6	10	2320	470	590	470	590	200

HÄKKI 3, yhteensä 4kpl



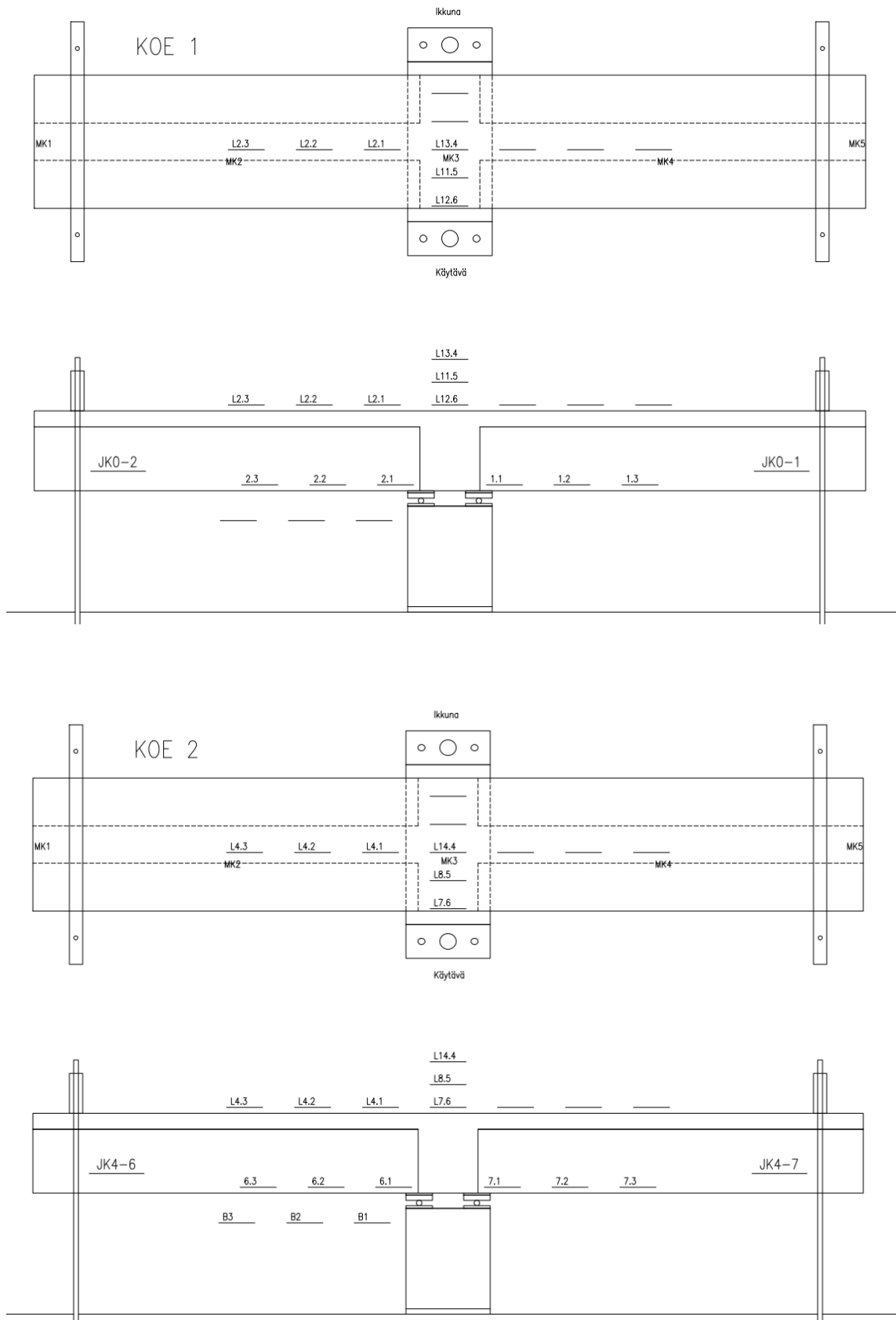
Raudoitteiden taivutusluettelo										
T=A500HW, K=B500K, E=Erikoisteräs										
TY	POS	LAA	KPL	D	L	a	b	c	d	e
U	1	T	2	10	1120	240	220	240	220	200
U	2	T	2	10	1820	590	220	590	220	200
U	3	T	2	10	1590	590	105	590	105	200

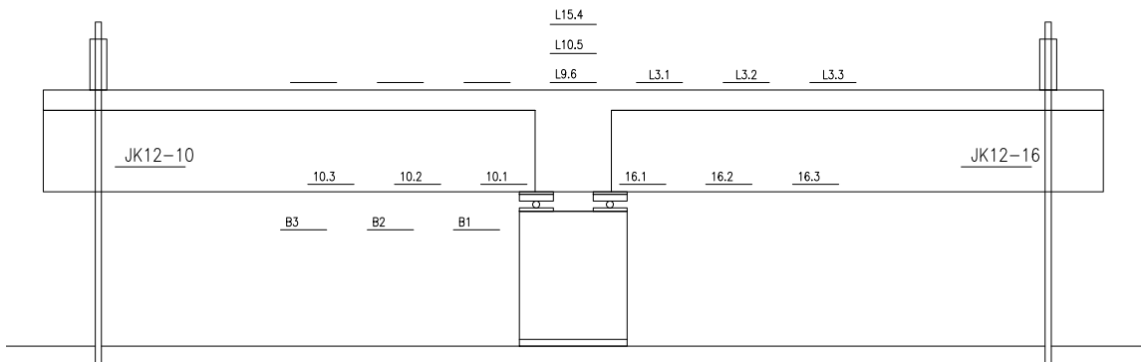
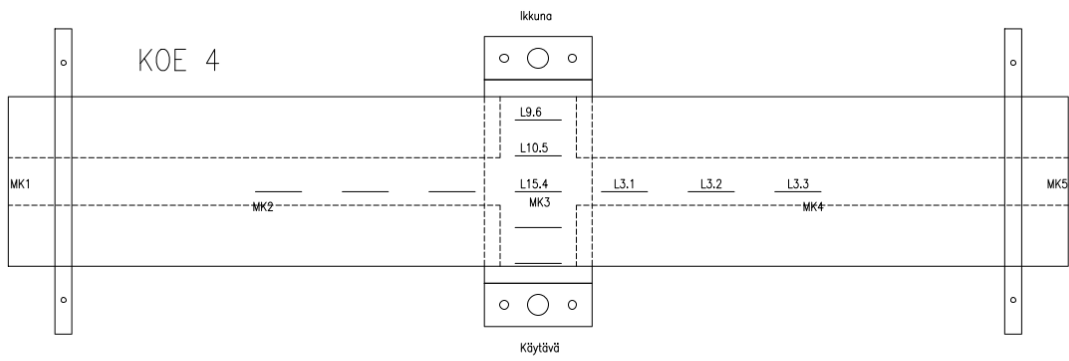
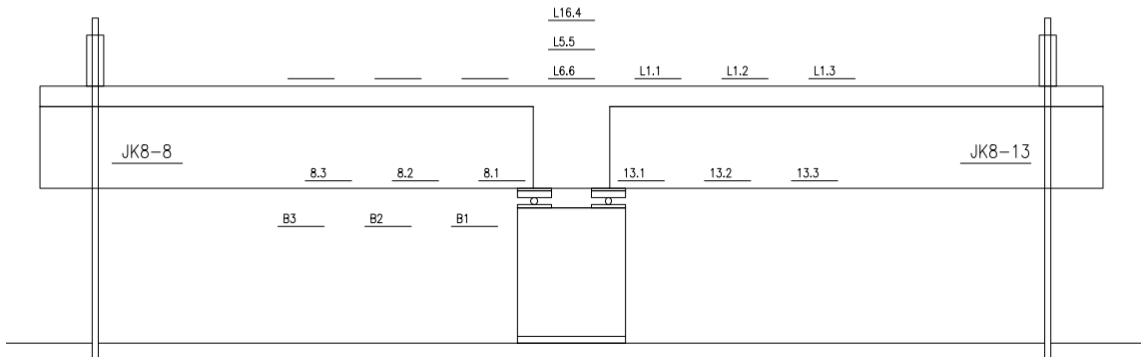
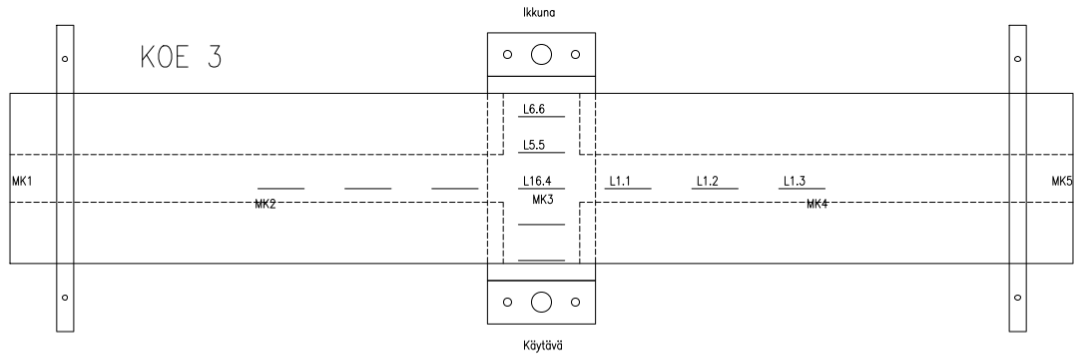
IRTOTERÄKSET

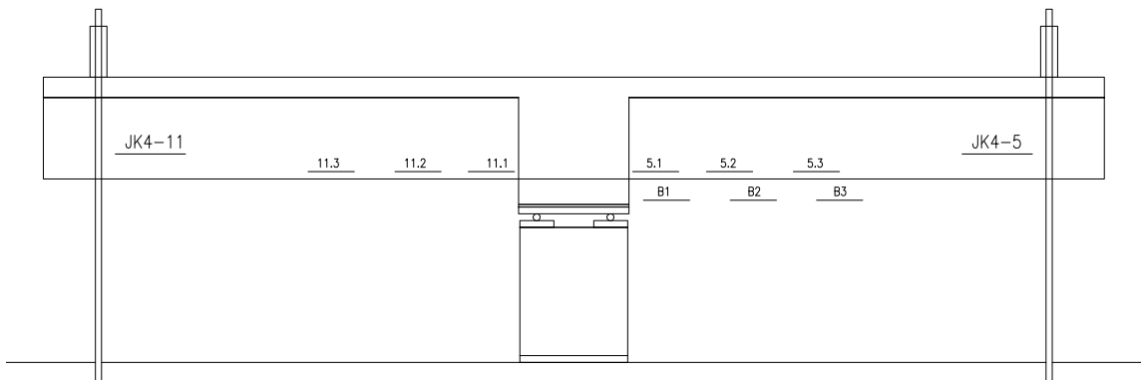
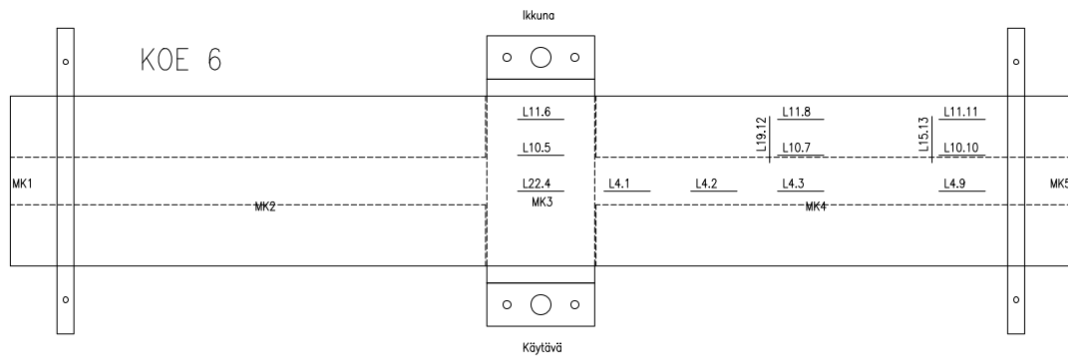
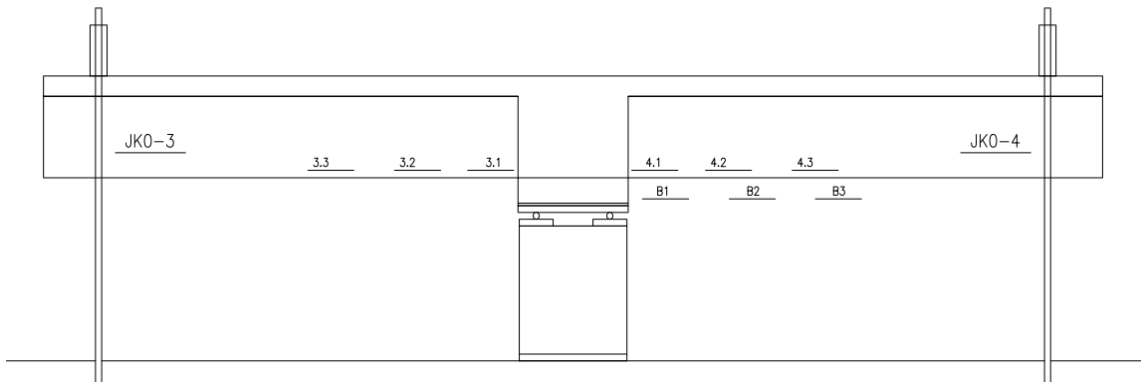
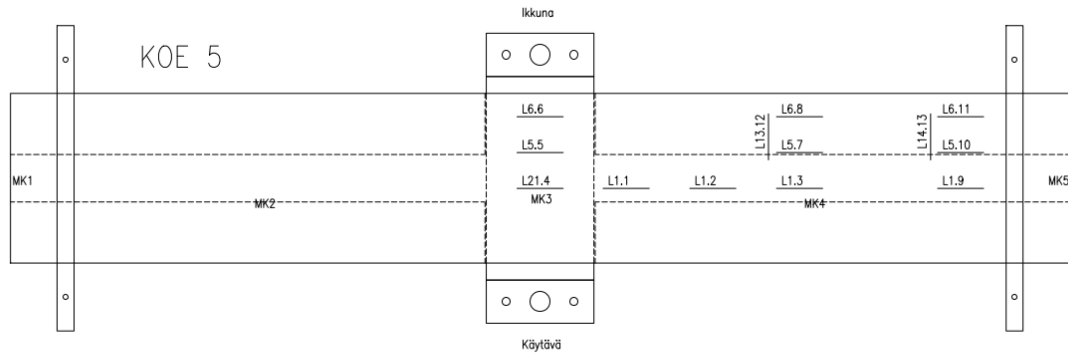


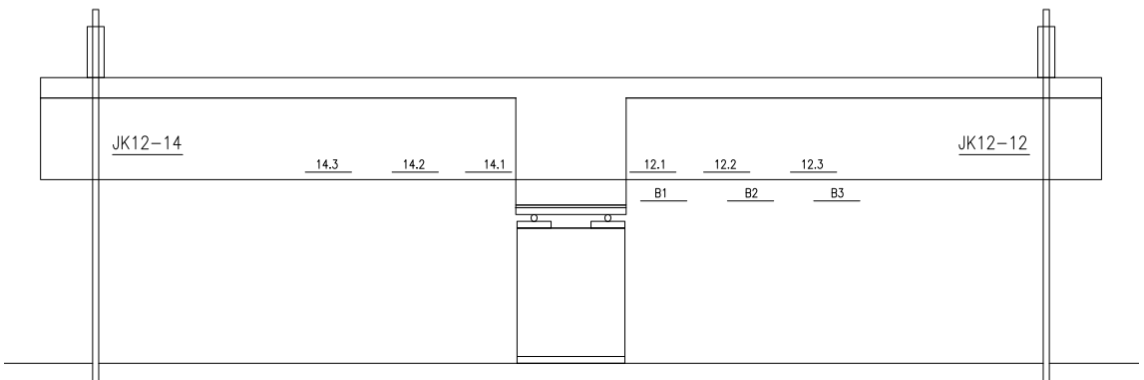
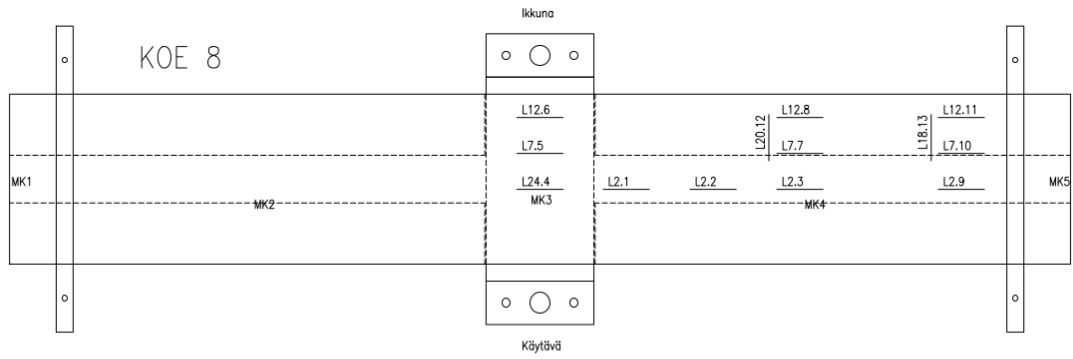
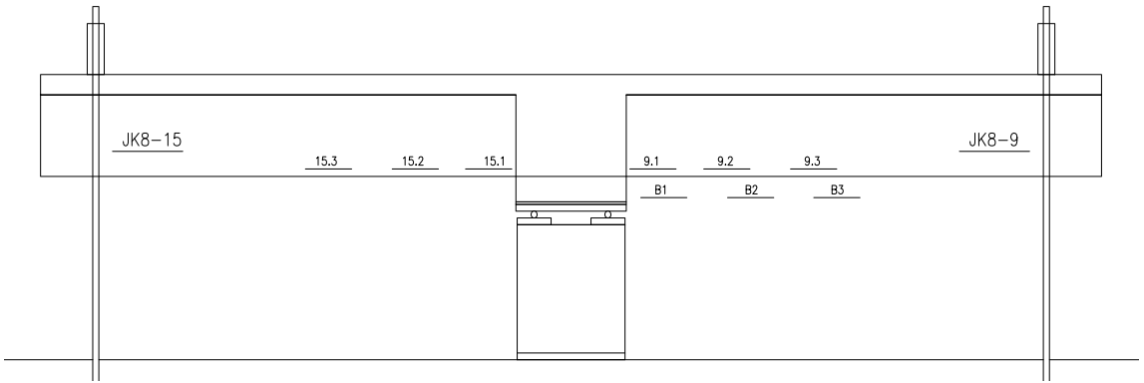
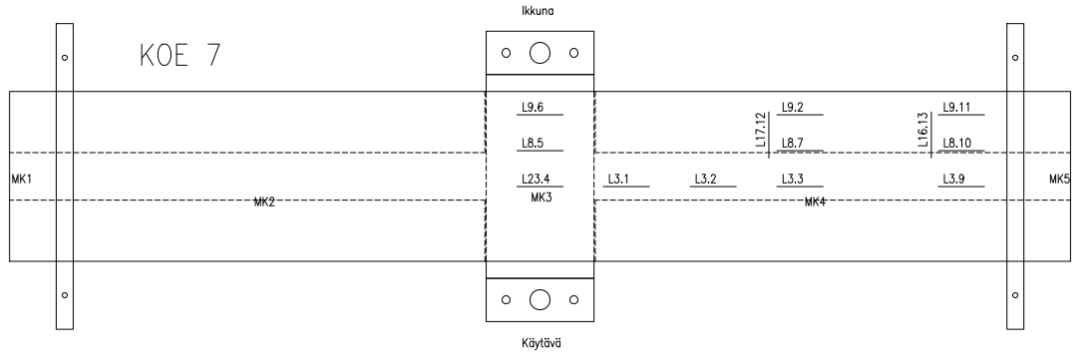
Raudoitteiden taivutusluettelo										
T=A500HW, K=B500K, E=Erikoisteräs										
TY	POS	LAA	KPL	D	L	a	b	c	d	e
D	1	T	8	12	1130	500	130	500		
U	2	T	4	12	1790	550	245	550	245	200

LIITE D: VENYMÄLIUSKOJEN SIJAINTIKAAVIOT









LIITE E: BETONIMASSAKOKEET, VAIHE 1

BETONIERÄN MITTAUSPÖYTÄKIRJA

12.3.2019

A

TTY

Valupäivämäärä	12.3.2019	Valu alkoi	12:55
Mittaja	Jukka Haavisto	Valu päättyi	
Betoni	C45/55	Valutilan lämpötila (°C)	14
	tai C50/60	Valutilan kosteus RH (%)	25

Painumakoe	kellonaika	13:05	14:00	
	[mm]/leik.	190	190	
	luokka	S4	S4	

Leviämä	kellonaika	13:15	14:10				
		d1	d2	d1	d2	d1	d2
	<i>(tarv. aika vikaisku-mittaus)</i>	500	500	500	510		

Ilmamäärä (G=0*)

kellonaika	13:40	14:20	
painemenetelmä [%]	2,0	2,4	
betonin lämpötila	17,9	16,2	

Massan tiheys

Tiivistysmenetelmä	TÄRYPÖYTÄ	TÄRYPÖYTÄ	TÄRYPÖYTÄ
Betonin+astian massa [kg]	22,921	22,782	
Astian massa [kg]	3,96	3,96	
Betonin massa [kg]	18,961	18,822	
Astian tilavuus [m ³]	0,00801	0,00801	
Betonin tiheys [kg/m ³]	2367,17	2349,81	

Muistiinpanot/Poikkeukset*

LIITE F: KOEJÄRJESTELYN KOKOAMINEN JA PURKAMINEN

Työvaihe	Tehtävä	Ohje
1	Keskituen laakerituki	Aseta aluslevyt keskeisesti teräspukille, akselit ja yläpuoliset levyt aluslevyn mukaisesti keskeisesti. Huokoinen kuitulevy teräslevyjen päälle, varmista teippaamalla
2	Koekappaleen nosto	VAIHE 1: Koekappale nostetaan tarkasti keskeisesti keskituen laakerilevyjen päälle. Koekappale tuetaan päädyistä nostamisen yhteydessä. Ujutetaan toisessa kuormituskokeessa toisen kuormanjakopalkin alle. VAIHE 2: Nostetaan koekappale paikalleen keskituelle asettamalla pilarivalun ja teräslevyn reunat tasan
3	Kierretankojen asentaminen	Kierretään jatkot paikalleen. Mitataan kierretankojen etäisyydet laatan reunasta
4	Koekappaleen laatan päälle tulevien laakeritukien asennus	Mitataan laakerituen paikat laatan pintaan. Huokoinen kuitulevy alimmaksi. Aluslevyt, akselit ja päälle tulevat teräslevyt paikalleen
5	Kuormanjakopalkkien nostaminen paikoilleen	Kuormanjakopalkkiin asennettuihin putkiprofiileista ujutetaan kierretangot läpi. Asetetaan kuormanjakopalkki laakerituen päälle asettamalla reunat tasan.
6	Voima-antureiden asennus paikoilleen	Aluslevy, kalottilaakeri, voima-anturi, kalottilaakeri, aluslevy, priikka, mutterit 2 kpl
7	Keskialueen mittakellojen asennus	Asetetaan mittakellot niitä varten laatan keskelle liimattujen peltilevyjen kohdille
8	Sidospalkin asennus paikalleen	Nostetaan sidospalkki paikalleen asettamalla siinä olevat teräslatat kuormanjakopalkkien välikköihin
9	Betoniliuskojen liimaus	VAIHE 1: Pinnan esikäsitteily ja liimaus luvun 3.5.1 mukaan VAIHE 2: Pinnan esikäsitteily ja liimaus luvun 3.5.3 mukaan
10	Koekappaleen maalaaminen	VAIHE 1: Maalataan koekappaleen kylki ja laatan alapinta toiselta puolelta VAIHE 2: Maalataan koekappaleen kylki, laatan päällinen ja alaosa. Valmistellaan digimittausta varten alusta toiselle kyljelle.
11	Johtojen kytkeminen	Kytetään mittalaitteiden johdot mittauslaitteistoon, jatketaan lyhyitä johtoja jatkojohdoilla.
12	Kameroiden asettaminen	Asetetaan kamerat valmiiksi paikoilleen koekappaleen kuvaamista varten
13	Kytkenöiden tarkastaminen	Tarkastetaan johtojen nimeämiset mittausohjelmassa, testataan tallennus
14	Tunkkien kiristäminen voimalattian kattoa vasten	Tarkistetaan, että tunkit ovat pintaa vasten tiukasti
15	Voima-antureiden nollaus	Nollataan voima-anturit avaamalla muttereita. Nollauksen jälkeen kiristys käsin

16	Voimalattian metallilevyjen nostaminen ylös	Mutterit kierretään noin 400 mm ylöspäin ja metallilevy nostetaan ylös
17	Koekappaleen päätytukien poisto	Tuet päätyjen alta pois pumppukärryillä
18	Päädyissä olevien mittakellojen asettaminen	Asetetaan mittakellot päädyissä olevien peltilevyjen kohdalle
19	Videokuvaus	Käynnistetään kuormituksen videokuvaaminen
20	Mittauksien aloitus	Käynnistetään molemmat mittaukset mittalaitteille ja tunkkien voima-antureille
21	Tunkkien ohjauksen kokeilu	Luvun 4 mukaan
22	Kuormitus	Luvun 4 mukaan
23	Kuormituksen lopetus	Mittausten lopettaminen, kuorman poistaminen, rakenteen kuvaaminen ja tarkastelu, päätytukien asettaminen paikalleen, lattialevyjen laskeminen takaisin alas
24	Johtojen kerääminen	Rakenteessa olevien johtojen katkaisu, jatkojohtojen kerääminen. Johdot kerälle
25	Sidospalkin nostaminen	Nostetaan kuormanjakopalkkien väliin sijoitettu sidospalkki varovasti pois paikaltaan ja siirretään sivuun
26	Voima-antureiden purku	Poistetaan voima-anturit ja sen vaatimat lisäosat kuormanjakopalkkien päältä
27	Kuormanjakopalkkien nostaminen	VAIHE 1: Nostetaan vain toinen kuormanjakopalkki pois VAIHE 2: Molemmat kuormanjakopalkit nostetaan pois
28	Kierretankojen poistaminen	VAIHE 1: Poistetaan yksi kierretanko nurkasta VAIHE 2: Poistetaan kaikki kierretangot
29	Koekappaleen nosto	VAIHE 1: Nostetaan koekappale ilmaan ja ujutetaan pois toisen kuormanjakopalkin alta VAIHE 2: Nostetaan koekappale ilmaan ja siirretään pois kuormitusjärjestelmästä
30	Betonijätteen siivous	Siivotaan koekappaleesta irronneet betonikappaleet

LIITE G: KUORMITUSTEN AIKAISET ILMIÖT KOEKAPPALEISSA

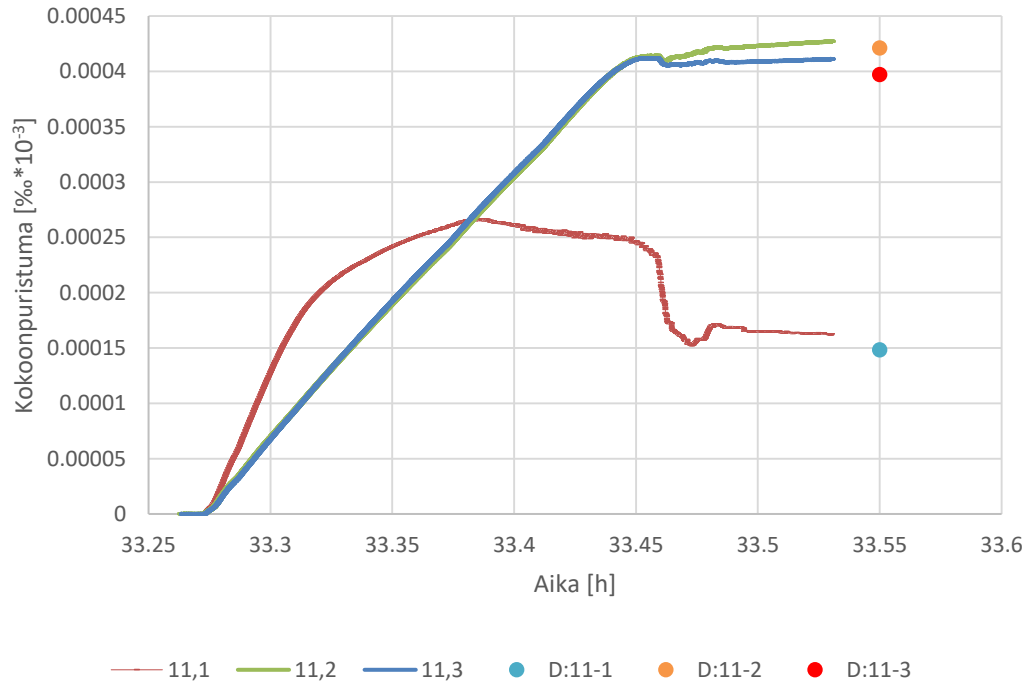
Koekappale	Kuormaporras	Havainnot
Koe 1	100	Kuormanjakopalkit vääntyivät ja aiheuttivat vetotankojen vääntymistä, joka aiheutti kuormituksen keskeyttämisen. Sidospalkin valmistamisen ja asentamisen jälkeen ongelma poistui. Teräsbetonilaatan alapinnassa suoria halkeamia jatkosalueen läheisyydessä.
	JK0-koekappale	Koekappale löysi tasapainoasemansa.
Koe 2	200	Halkeamia muodostunut lisää laatan alapintaan.
	300	Elementtipalkkien kylkiin muodostui halkeamia. Halkeamat levinneet elementtipalkkien puolelle teräsbetonilaatata. Laatan alapintaan muodostunut vinoja halkeamia.
	400	Uusia halkeamia ei muodostunut, mutta vanhat kasvoivat. Koekappaleen läheisyyteen ei enää tämän jälkeen turvallisuussyistä menty.
	465,65	Murtokuorma
	100	Teräsbetonilaatan alapintaan muodostunut muutamia suoria halkeamia jatkosalueen läheisyydessä.
JK4-koekappale	160	Koekappale löysi tasapainoasemansa.
	200	Aikaisemmat laatan alapinnassa olevat halkeamat haarautuneet. Laatan alapintaan muodostunut uusia halkeamia, joista osa vinoja. Halkeamat levinneet laatasta elementtipalkkien puolelle.
	300	Laatan alapintaan muodostunut enemmän vinoja halkeamia ja vanhat halkeamat kasvaneet.
	400	Halkeamien merkkkaus, jonka jälkeen koekappaleen läheisyyteen ei enää menty. Teräsbetonilaatan kyljessä vahvaa halkeilua ja halkeamien haaroittumista.
Koe 3	516,05	Murtokuorma
	100	Laatan alapinnassa muutamia suoria halkeamia jatkosalueen läheisyydessä.
	100-200	Koekappale löysi tasapainoasemansa
JK8-koekappale	200	Laatan alapinnassa uusia suoria halkeamia. Halkeilua havaittavissa myös elementtipalkkien kyljissä, halkeamien pituudet lyhyitä.
	300	Laatan alapinnassa aikaisemmin ilmenneet halkeamat haarautuneet ja edenneet pidemmälle. Koekappaleen pätyihin syntynyt vinoja halkeamia laatan alapintaan. Halkeamat edenneet elementtipalkkien puolelle. Elementtipalkeissa uusia halkeamia ja vanhat halkeamat edenneet pidemmälle.

	400	Ei uusia halkeamia, mutta vanhat etenivät ja levenivät. Koekappaleen läheisyyteen ei tämän jälkeen menty. Laatassa lisää vinoja halkeamia ja vanhojen halkeamien yhdistymistä.
	508,95	Murtokuorma
	100	Laatan alapinnassa muutamia suoria halkeamia jatkosalueen läheisyydessä.
<i>Koe 4</i>	100-200	Koekappale löysi tasapainonsa.
<i>JK12-koekappale</i>	200	Laatan alapintaan muodostunut uusia suoria halkeamia. Elementtipalkkien kyljissä havaittavissa halkeamia.
	300	Elementtipalkkien halkeilu voimistunut. Laatan päätyihin muodostunut vinoja halkeamia ja halkeamat levinneet elementtipalkkien puolelle.
	400	Uusia halkeamia ei enää muodostunut, mutta vanhat halkeamat kasvaneet. Koekappaleen läheisyyteen ei tämän jälkeen menty.
	530,8	Murtokuorma
<i>Koe 5</i>	100	Teräsbetoni-laatan alapintaan muodostunut suoria halkeamia jatkosalueen läheisyyteen. Koekappale tasapainossa jo ennen tätä kuormaporrasta.
<i>JK0-koekappale</i>	200	Laatan alapinnassa olleet halkeamat haarautuneet, halkeamat laatan pinnassa ulottuvat koekappaleen keskelle. Elementtipalkkien kyljissä alkavaa halkeilua.
	300	Halkeamat levinneet elementtipalkkien puolelle tb-laatasta. Laatan alapinnassa vinoja halkeamia koekappaleen päädyssä. Vanhat halkeamat kasvoivat elementtipalkkien kyljissä.
	400	Koekappaleen päädyssä ilmenee lisää vinoja halkeamia, laatan yläpinnassa halkeamat alkavat yhdistyä. Uusia halkeamia elementtipalkeissa.
	500	Elementtipalkin alapinnassa halkeama. Koekappaleen läheisyyteen ei tämän jälkeen menty.
	757,74	Murtokuorma
<i>Koe 6</i>	100	Suoria halkeamia laatan ylä- ja alapinnassa jatkosalueen läheisyydessä. Halkeamista ei varmuutta tunkkien ohjauksen häiriöiden vuoksi, jolloin kuormataso nousi nopeasti tasolle 220 kN
<i>JK4-koekappale</i>	200	Uusia suoria halkeamia laatan ylä- ja alapinnassa.
	220	Tunkkien ohjauksen häiriötilanteessa saavutettu kuormataso. Tämän kuormatason jälkeen koekappale löysi tasapainoasemansa.
	300	Ensimmäisiä vinoja halkeamia koekappaleen päädyssä laatan alapinnassa, halkeamat laatan yläpinnassa alkavat yhdistyä reunasta reunaan. Elementtipalkeissa nähtävissä halkeilu kyljissä.

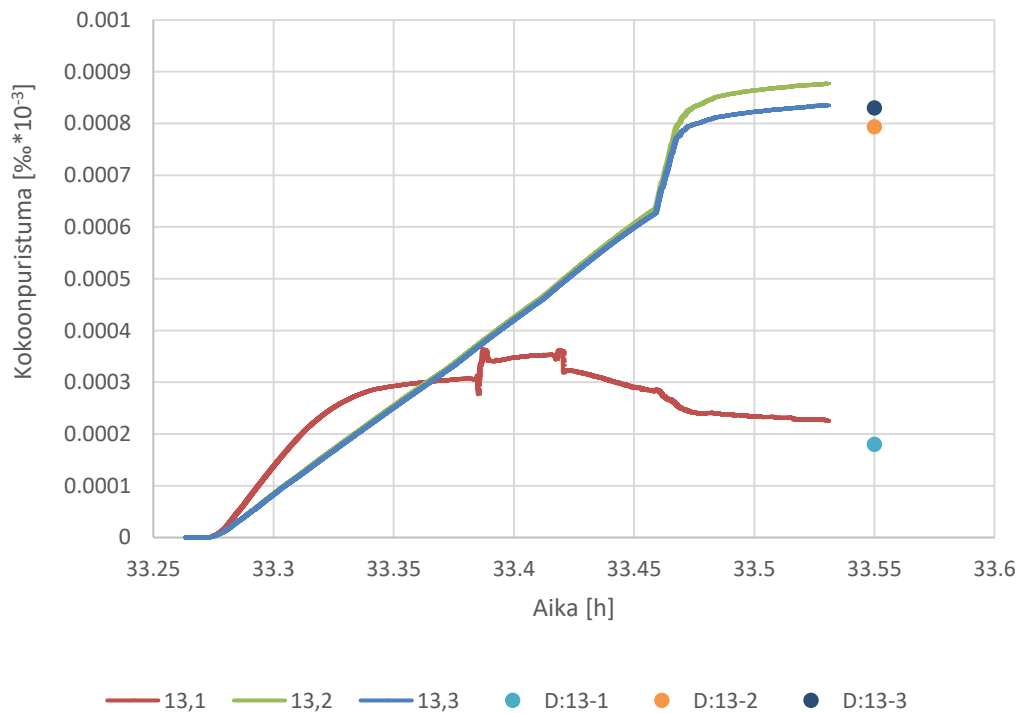
	400	Lisää vinoja halkeamia laatan ylä- ja alapinnassa, vanhat halkeamat alkavat yhdistyä. Elementtipalkeissa vanhat halkeamat kasvoivat.
	500	Laatan alapinnassa koekappaleen päädyssä muutama uusi vino halkeama. Elementtipalkeissa vanhat halkeamat kasvoivat.
	600	Elementtipalkin alapinnassa halkeama. Koekappaleen läheisyyteen ei tämän jälkeen menty.
	763,89	Murtokuorma
<i>Koe 7</i>	100	Muutamia suoria halkeamia laatan alapinnassa jatkosalueen läheisyydessä
<i>JK8-koekappale</i>	200	Uusia suoria halkeamia, vanhat halkeamat haarautuneet
	300	Ei juurikaan uusia halkeamia laatan alapinnassa, koekappaleen päädyssä yläpinnassa alkavaa vinoa halkeilua. Elementtipalkkien kyljissä alkavaa halkeilua.
	400	Yläpinnan halkeamat yhdistyvät ja uusia vinoja halkeamia muodostuu. Elementtipalkkien vanhat halkeamat kasvoivat.
	500	Elementtipalkkien vanhat halkeamat kasvoivat.
	600	Elementtipalkin alapinnassa halkeama, joka ulottui 400 millimetrin etäisyydelle. Koekappaleen läheisyyteen ei tämän jälkeen mennä.
	767,71	Murtokuorma
<i>Koe 8</i>	100	Muutamia suoria halkeamia laatan ala- ja yläpinnassa jatkosalueen läheisyydessä.
<i>JK12-koekappale</i>	200	Uusia suoria halkeamia. Elementtipalkkien kyljissä havaittavissa halkeamia.
	300	Koekappaleen päätyihin syntynyt vinoja halkeamia, halkeamat levinneet palkin puolelle. Elementtipalkeissa olevien halkeamien määrä kasvanut.
	400	Halkeamat alapinnassa alkaneet yhdistyä, uusia vinoja halkeamia koekappaleen päädyssä. Elementtipalkeissa olevien halkeamien määrä kasvanut.
	500	Vanhat halkeamat palkin alapinnassa yhdistyneet. Palkin alapinnassa pieni halkeama.
	600	Alapinnan halkeama kasvanut voimakkaasti.
	700	Palkkien alapinnan halkeamat kasvaneet voimakkaasti.
	795,36	Murtokuorma

LIITE H: ELEMENTTITEHTAAN VENYMÄLIUSKA- JA DEMECTULOKSET

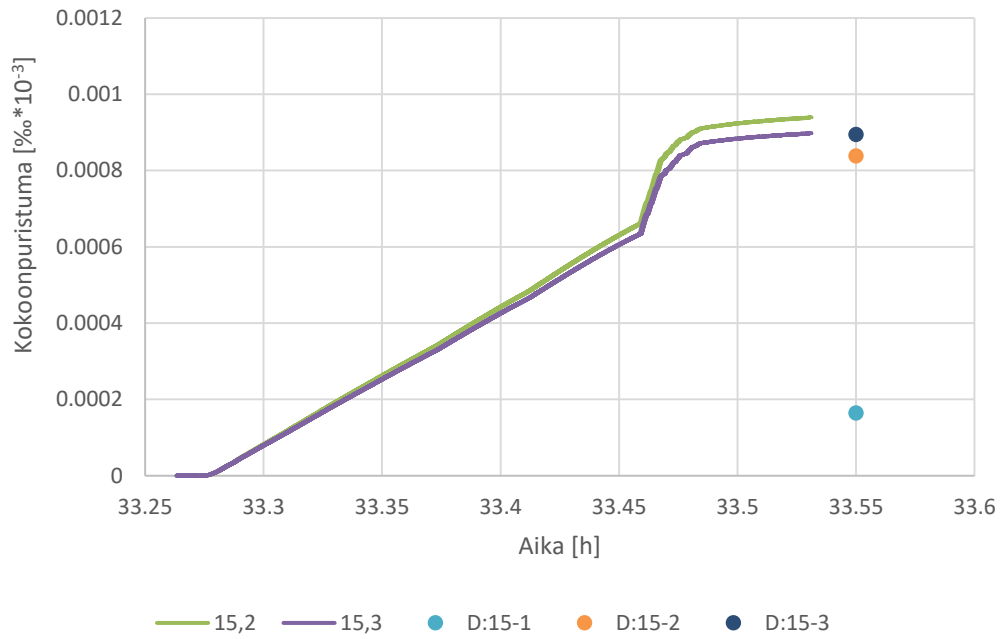
JK4-11-koekappale



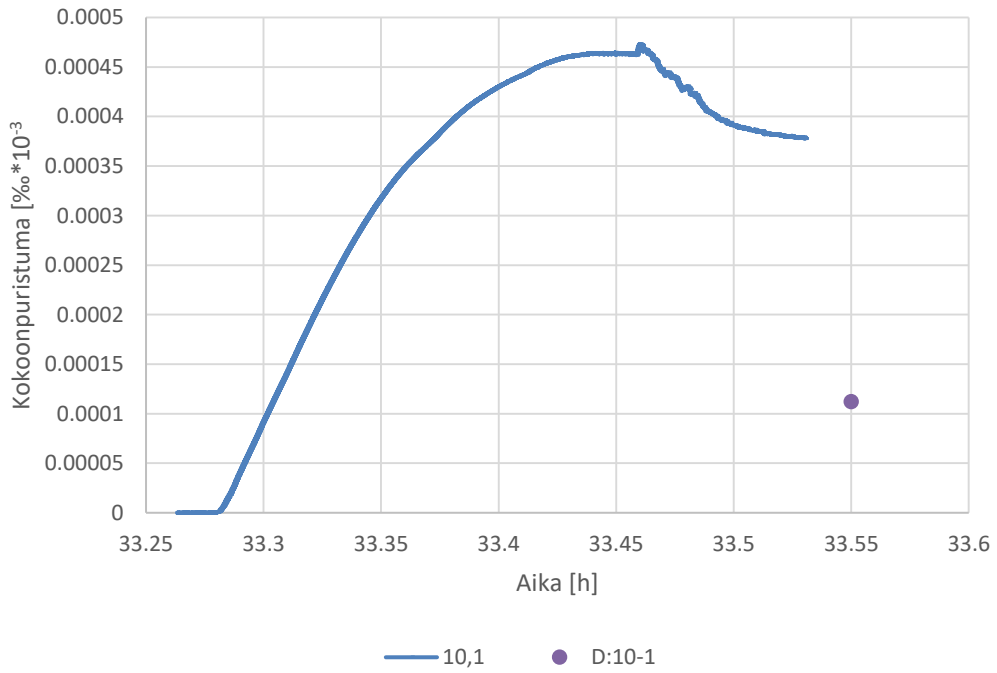
JK8-13-koekappale



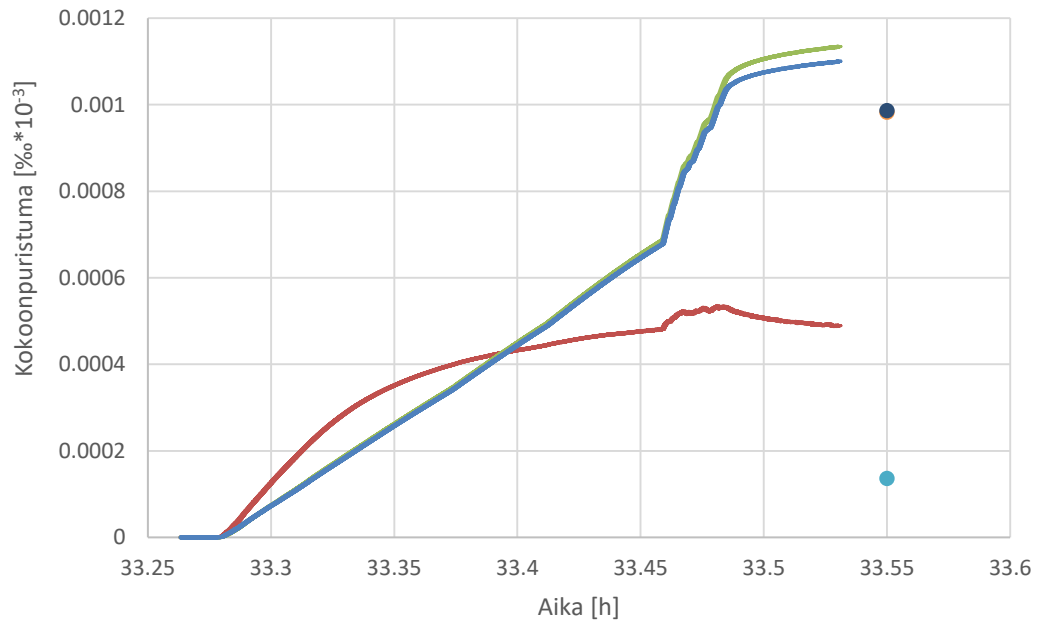
JK8-15-koekappale



JK12-10-koekappale

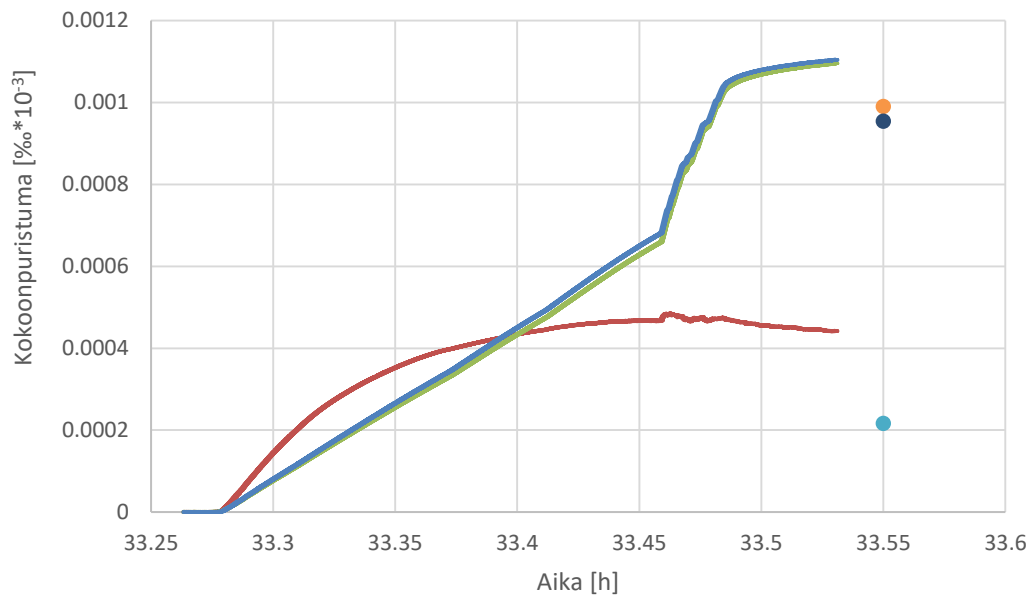


JK12-12-koekappale



— 12,1 — 12,2 — 12,3 ● D:12-1 ● D:12-2 ● D:12-3

JK12-16-koekappale



— 16,1 — 16,2 — 16,3 ● D:16-1 ● D:16-2 ● D:16-3

LIITE I: RAKENTEeseen KOHDISTUVAT KUORMITUKSET

Ensimmäisen vaiheen kuormitukset

Betonin tilavuuspaino:	$\varphi := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Elementtipalkin pituus:	$l_p := 3000 \text{ mm}$
Elementtipalkin korkeus:	$h_p := 480 \text{ mm}$
Elementtipalkin leveys:	$b_p := 280 \text{ mm}$
Jatkosalueen leveys:	$b_j := 450 \text{ mm}$
Jatkosalueen korkeus:	$h_j := 480 \text{ mm}$
Jatkosalueen syvyys:	$l_j := 1000 \text{ mm}$
Teräsbetoni-laatan korkeus:	$h_l := 120 \text{ mm}$
Teräsbetoni-laatan pituus:	$l_l := 6250 \text{ mm}$
Teräsbetoni-laatan leveys:	$b_l := 1000 \text{ mm}$

Koekappaleen tuelle aiheutuvat kuormitukset koekappaleen puolikkaalta

Elementtipalkin paino:	$G_{\text{palkki}} := \varphi \cdot l_p \cdot b_p \cdot h_p = 10.08 \text{ kN}$
Jatkoksen paino:	$G_{\text{jatkos}} := \frac{(\varphi \cdot l_j \cdot b_j \cdot h_j - (2 \cdot \varphi \cdot 0.1 \text{ m} \cdot h_p \cdot b_p))}{2} = 2.364 \text{ kN}$
Laatan paino:	$G_{\text{laatta}} := \frac{(\varphi \cdot l_l \cdot b_l \cdot h_l)}{2} = 9.375 \text{ kN}$

Keskituelle aiheutuva taivutusmomenttirasitukset koekappaleen omista painoista

Elementtipalkki:	$M_p := G_{\text{palkki}} \cdot \left(\frac{l_p}{2} + \frac{b_j}{2} \right) = 17.388 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Jatkos:	$M_j := G_{\text{jatkos}} \cdot \left(\frac{b_j}{2} \right) = 0.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Laatta:	$M_l := G_{\text{laatta}} \cdot \left(\frac{l_l}{4} \right) = 14.648 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Omien painojen kokonaistaivutusmomentti:	$M_{\text{koekappale}} := M_p + M_j + M_l = 32.568 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Koejärjestelmän paino

Laakerituki		
- 2 kpl 20 mm teräslevy	= 13,9 kg	= 136,4 N
- 40 mm teräslevy+ akseli	= 24,7 kg	= 242,3 N
- 2 kpl voima-anturi	= 15,7 kg	= 154,0 N
- 2 kpl aluslevy (kiekko)	= 9,9 kg	= 97,1 N
- 2 kpl pieni aluslevy (kiekko)	= 4,5 kg	= 44,1 N
- 4 kpl kalottilaakeri	= 18,9 kg	= 185,4 N
- 4 kpl mutteri	= 1,5 kg	= 14,7 N
		= 874 N = 0,874 kN
 Kuormanjakopalkki	 = 330 kg	 = 3237,3 N = 3,237 kN
Sidospalkki		
- 2 kpl 40 mm teräslevy	= 31,4 kg	= 308,0 N
- putkiprofiili 5x200x300 L=6000	= 271,2 kg = yhteen päätyyn = 135,6 kg	= 1330,2 N
		= 1638,2 N = 1,638 kN
 Yhteensä		 = 5,749 kN

Kuormitusjärjestelmän painosta aiheutuva kuormitus: $G_k := 5.749 \text{ kN}$

Kuormitusjärjestelmän momenttivarsi: $L_k := 2800 \text{ mm}$

Kuormitusjärjestelmästä aiheutuva taivutusmomentti: $M_k := G_k \cdot L_k = 16.097 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Koekappaleeseen kohdistuvat kuormitukset tunkeilta

Kuormitus 1:	$F_1 := 465.65 \text{ kN}$	$M_1 := F_1 \cdot L_k = (1.304 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$
Kuormitus 2:	$F_2 := 516.95 \text{ kN}$	$M_2 := F_2 \cdot L_k = (1.447 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$
Kuormitus 3:	$F_3 := 508.95 \text{ kN}$	$M_3 := F_3 \cdot L_k = (1.425 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$
Kuormitus 4:	$F_4 := 530.8 \text{ kN}$	$M_4 := F_4 \cdot L_k = (1.486 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Rakenteeseen kohdistuva kokonaiskuormitus

Kuormitus 1:	$M_{1,kok} := M_1 + M_k + M_{koekappale} = (1.352 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$
Kuormitus 2:	$M_{2,kok} := M_2 + M_k + M_{koekappale} = (1.496 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$
Kuormitus 3:	$M_{3,kok} := M_3 + M_k + M_{koekappale} = (1.474 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$
Kuormitus 4:	$M_{4,kok} := M_4 + M_k + M_{koekappale} = (1.535 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Toisen vaiheen kuormitukset

Betonin tilavuuspaino:	$\varphi := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Elementtipalkin pituus:	$l_p := 3000 \text{ mm}$
Elementtipalkin korkeus:	$h_p := 480 \text{ mm}$
Elementtipalkin leveys:	$b_p := 280 \text{ mm}$
Jatkosalueen leveys:	$b_j := 650 \text{ mm}$
Jatkosalueen korkeus:	$h_j := 480 \text{ mm}$
Jatkosalueen syvyys:	$l_j := 1500 \text{ mm}$
Teräsbetonilaatan korkeus:	$h_l := 120 \text{ mm}$
Teräsbetonilaatan pituus:	$l_l := 6250 \text{ mm}$
Teräsbetonilaatan leveys:	$b_l := 1500 \text{ mm}$

Koekappaleen tuelle aiheutuvat kuormitukset koekappaleen puolikkaalta

Elementtipalkin paino:	$G_{\text{palkki}} := \varphi \cdot l_p \cdot b_p \cdot h_p = 10.08 \text{ kN}$
Jatkoksen paino:	$G_{\text{jatkos}} := \frac{(\varphi \cdot l_j \cdot b_j \cdot h_j - (2 \cdot \varphi \cdot 0.2 \text{ m} \cdot h_p \cdot b_p))}{2} = 5.178 \text{ kN}$
Laatan paino:	$G_{\text{laatta}} := \frac{(\varphi \cdot l_l \cdot b_l \cdot h_l)}{2} = 14.063 \text{ kN}$

Keskituella aiheutuva taivutusmomenttirasitukset koekappaleen omista painoista

Elementtipalkki:	$M_p := G_{\text{palkki}} \cdot \left(\frac{l_p}{2} + \frac{b_j}{2} \right) = 18.396 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Jatkos:	$M_j := G_{\text{jatkos}} \cdot \left(\frac{b_j}{2} \right) = 1.683 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Laatta:	$M_l := G_{\text{laatta}} \cdot \left(\frac{l_l}{4} \right) = 21.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Omien painojen kokonaistaivutusmomentti:	$M_{\text{koekappale}} := M_p + M_j + M_l = 42.052 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Koejärjestelmän paino

Laakerituki		
- 2 kpl 20 mm teräslevy	= 13,9 kg	= 136,4 N
- 40 mm teräslevy+ akseli	= 24,7 kg	= 242,3 N
- 2 kpl voima-anturi	= 15,7 kg	= 154,0 N
- 2 kpl aluslevy (kiekko)	= 9,9 kg	= 97,1 N
- 2 kpl pieni aluslevy (kiekko)	= 4,5 kg	= 44,1 N
- 4 kpl kalottilaakeri	= 18,9 kg	= 185,4 N
- 4 kpl mutteri	= 1,5 kg	= 14,7 N
		= 874 N = 0,874 kN
Kuormanjakopalkki	= 330 kg	= 3237,3 N = 3,237 kN
Sidospalkki		
- 2 kpl 40 mm teräslevy	= 31,4 kg	= 308,0 N
- putkiprofiili 5x200x300 L=6000	= 271,2 kg = yhteen pätyyn = 135,6 kg	= 1330,2 N
		= 1638,2 N = 1,638 kN
Yhteensä		= 5,749 kN

Kuormitusjärjestelmän painosta aiheutuva kuormitus: $G_k := 5.749 \text{ kN}$

Kuormitusjärjestelmän momenttivarsi: $L_k := 2800 \text{ mm}$

Kuormitusjärjestelmästä aiheutuva taivutusmomentti: $M_k := G_k \cdot L_k = 16.097 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Koekappaleeseen kohdistuvat kuormitukset tunkeilta

Kuormitus 5: $F_5 := 465.65 \text{ kN}$ $M_5 := F_5 \cdot L_k = (1.304 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kuormitus 6: $F_6 := 516.95 \text{ kN}$ $M_6 := F_6 \cdot L_k = (1.447 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kuormitus 7: $F_7 := 508.95 \text{ kN}$ $M_7 := F_7 \cdot L_k = (1.425 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kuormitus 8: $F_8 := 530.8 \text{ kN}$ $M_8 := F_8 \cdot L_k = (1.486 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Rakenteeseen kohdistuva kokonaiskuormitus

Kuormitus 5: $M_{5,kok} := M_5 + M_k + M_{koekappale} = (1.362 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

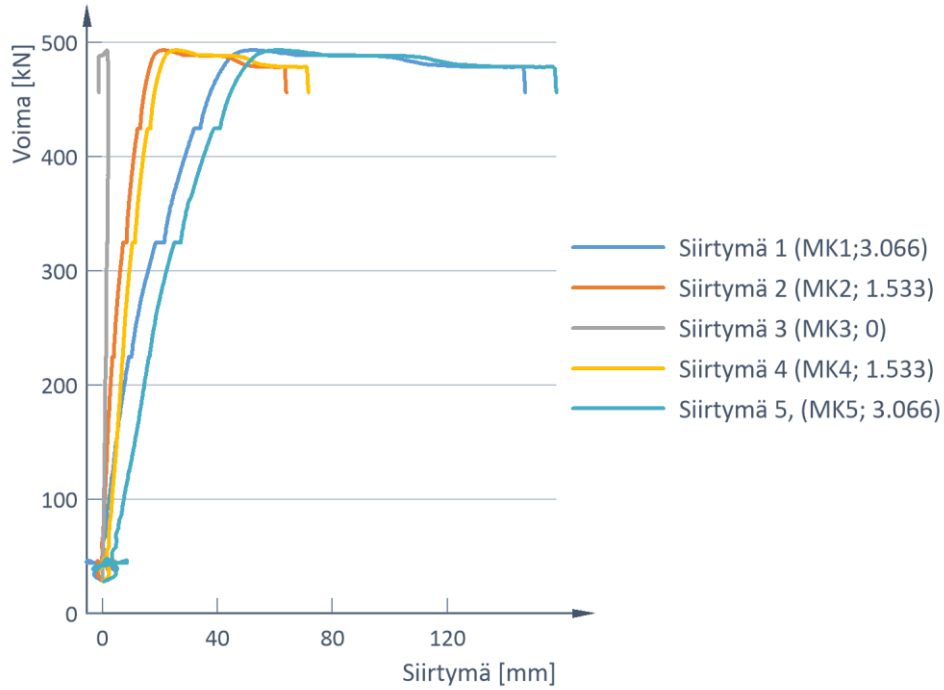
Kuormitus 6: $M_{6,kok} := M_6 + M_k + M_{koekappale} = (1.506 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kuormitus 7: $M_{7,kok} := M_7 + M_k + M_{koekappale} = (1.483 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

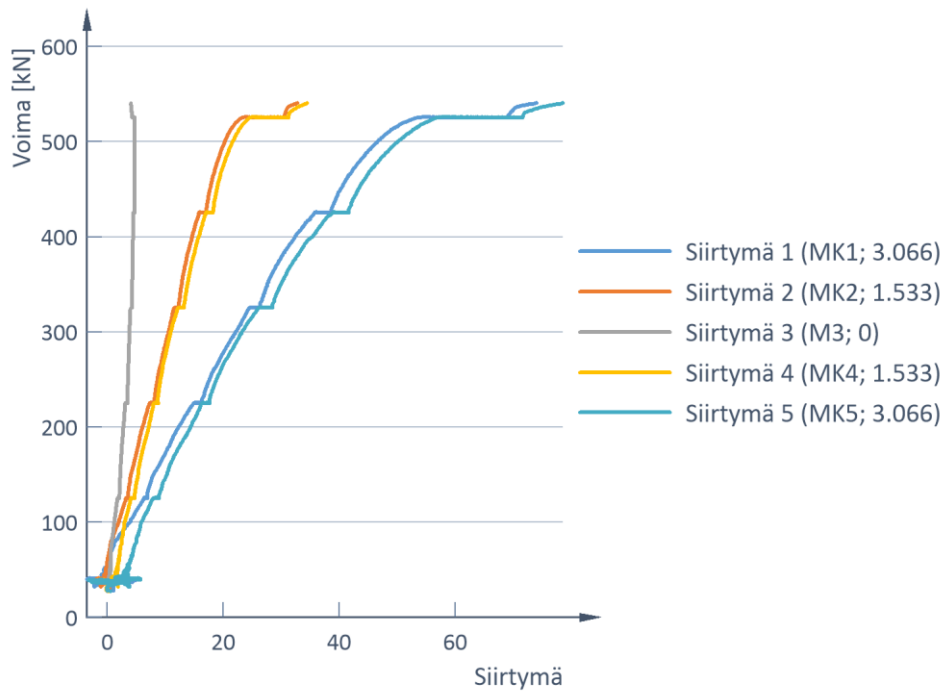
Kuormitus 8: $M_{8,kok} := M_8 + M_k + M_{koekappale} = (1.544 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

LIITE J: SIIRTYMÄKUVAAJAT, KOKEET 1-8

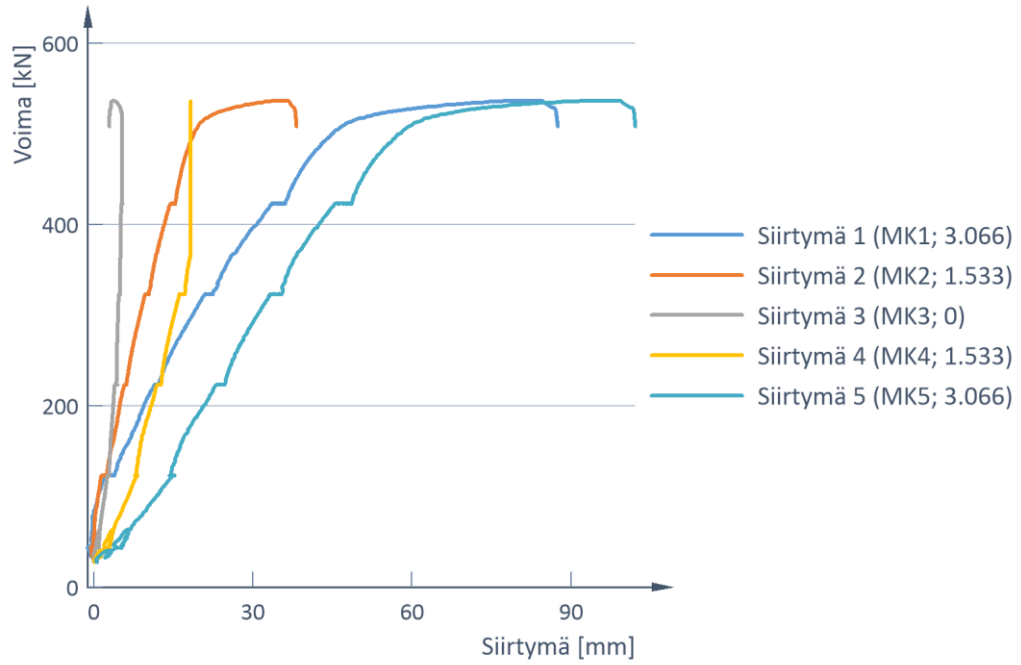
Rakenteen yläpinnan siirtymät, koe 1



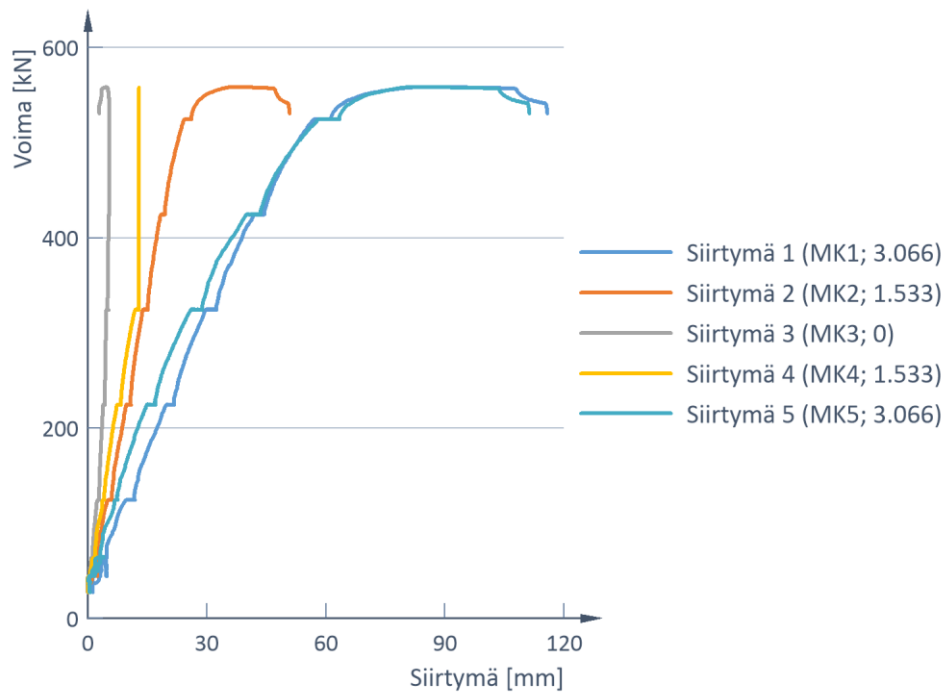
Rakenteen yläpinnan siirtymät, koe 2



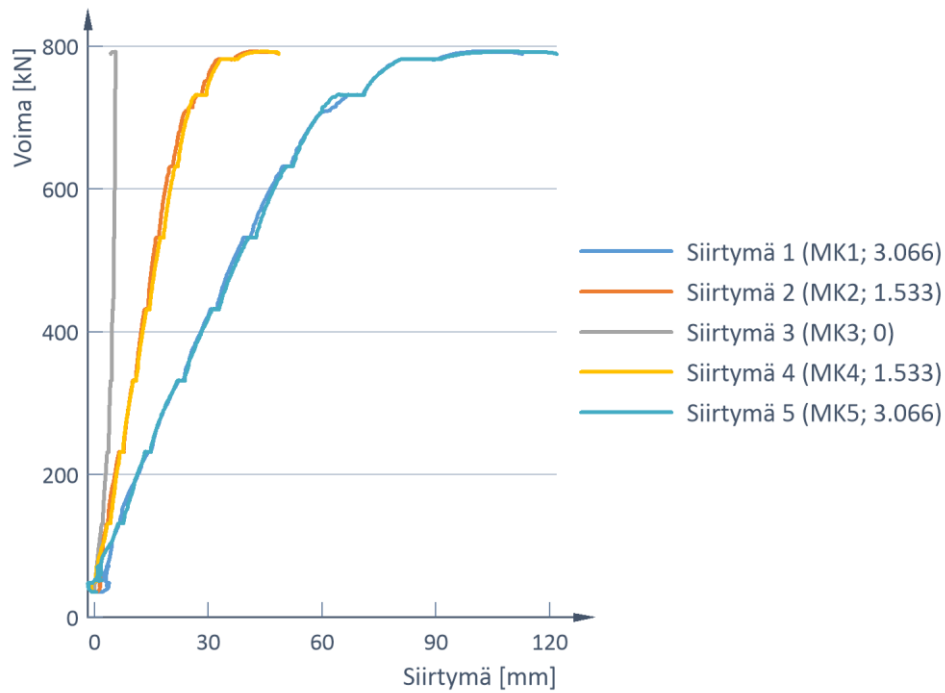
Rakenteen yläpinnan siirtymät, koe 3



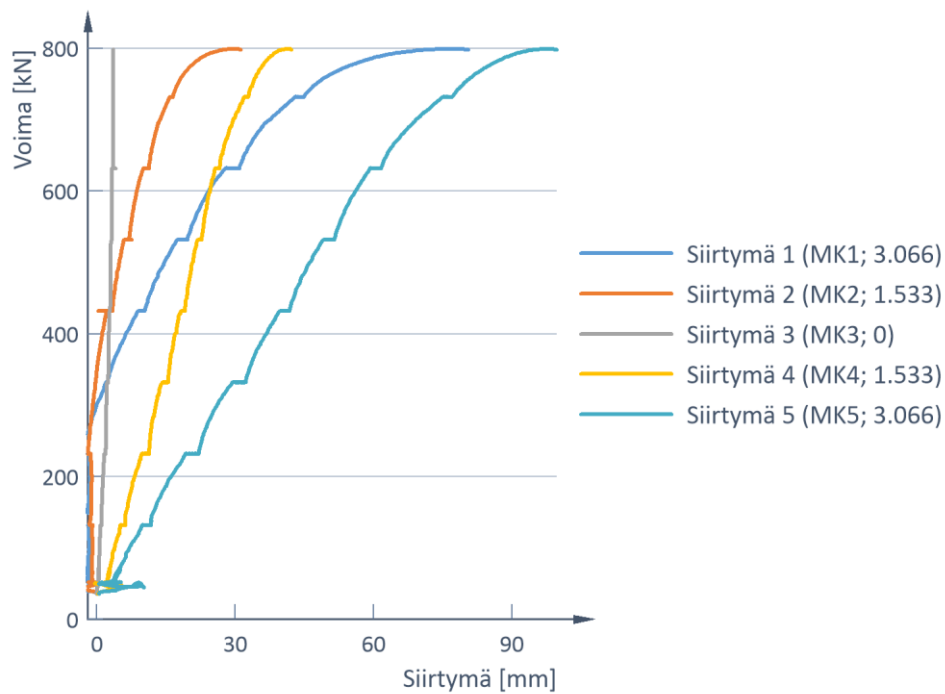
Rakenteen yläpinnan siirtymät, koe 4



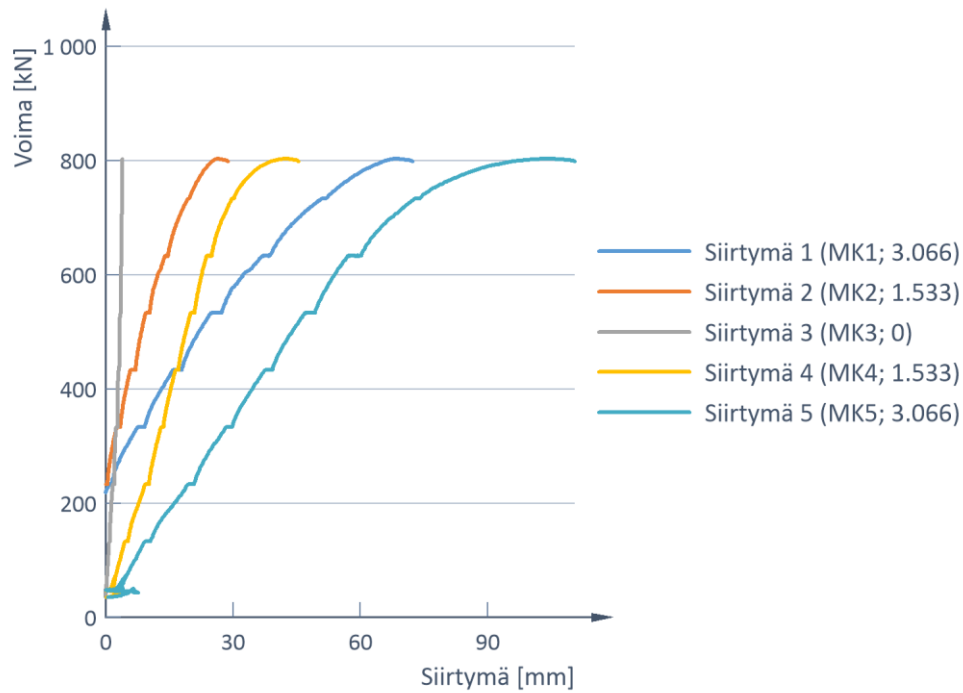
Rakenteen yläpinnan siirtymät, koe 5



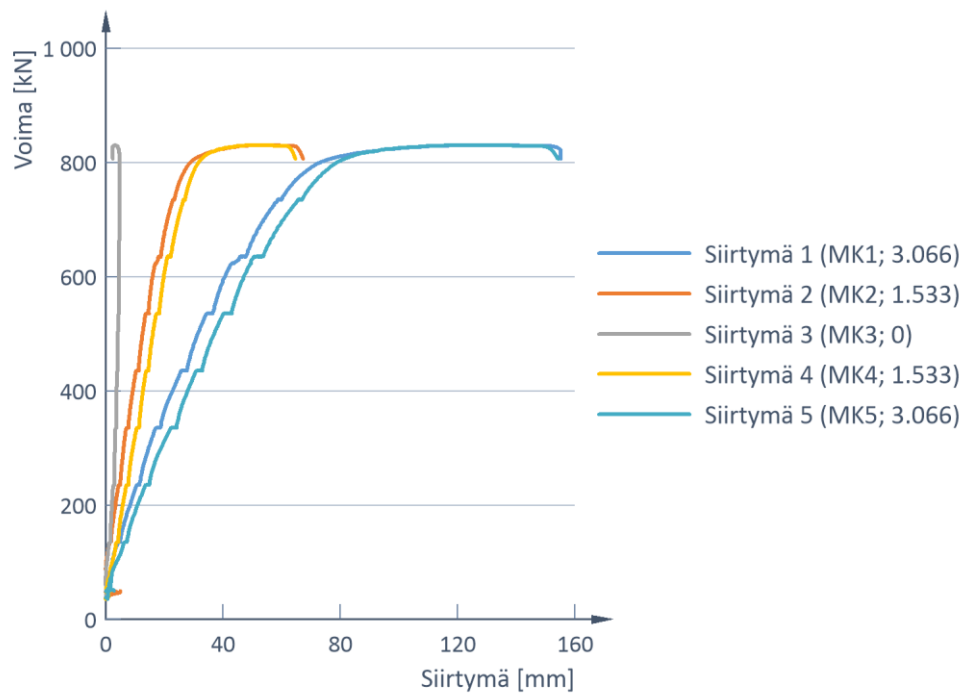
Rakenteen yläpinnan siirtymät, koe 6



Rakenteen yläpinnan siirtymät, koe 7

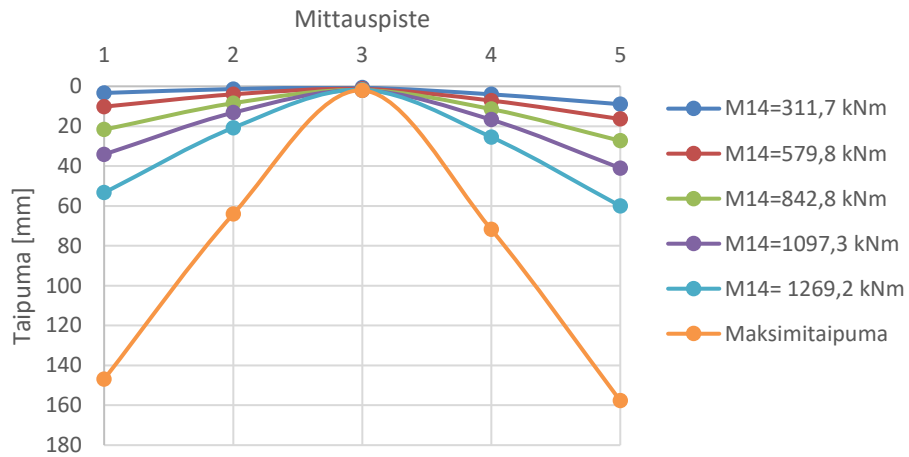


Rakenteen yläpinnan siirtymät, koe 8

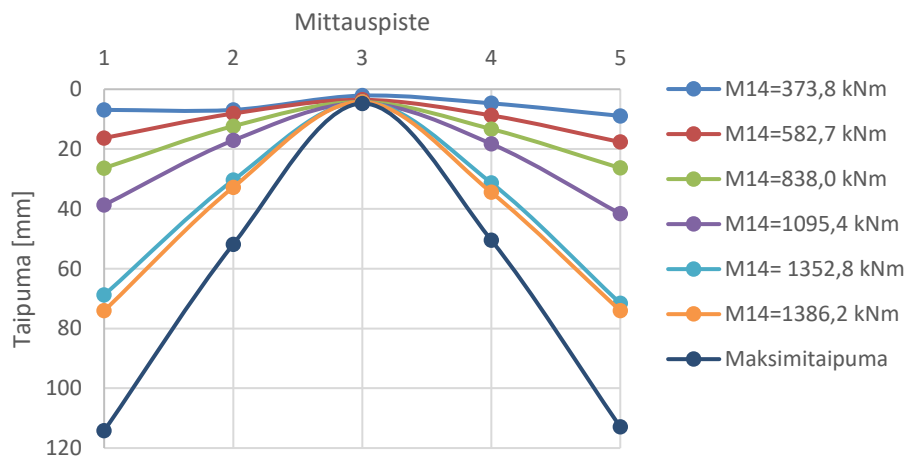


LIITE K: TAIVUTUSMOMENTTI-TAIPUMA, KOKKEET 1-8

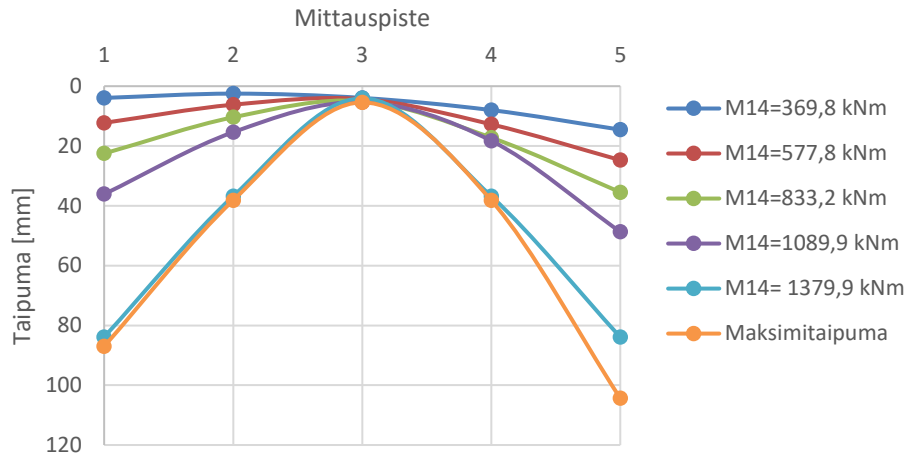
Taivutusmomentti-taipuma, koe 1



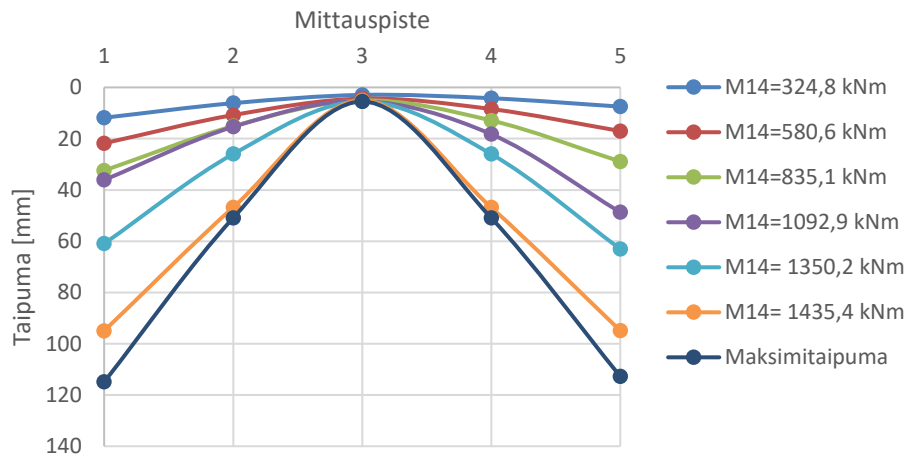
Taivutusmomentti-taipuma, koe 2



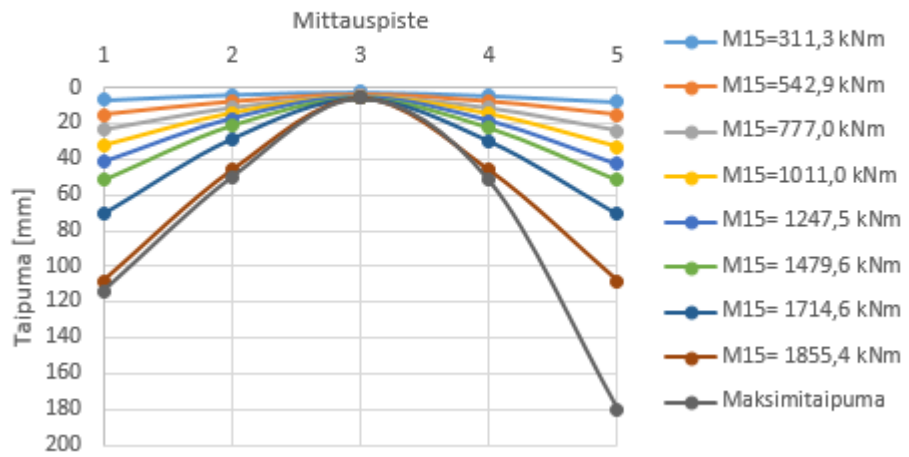
Taivutusmomentti-taipuma, koe 3



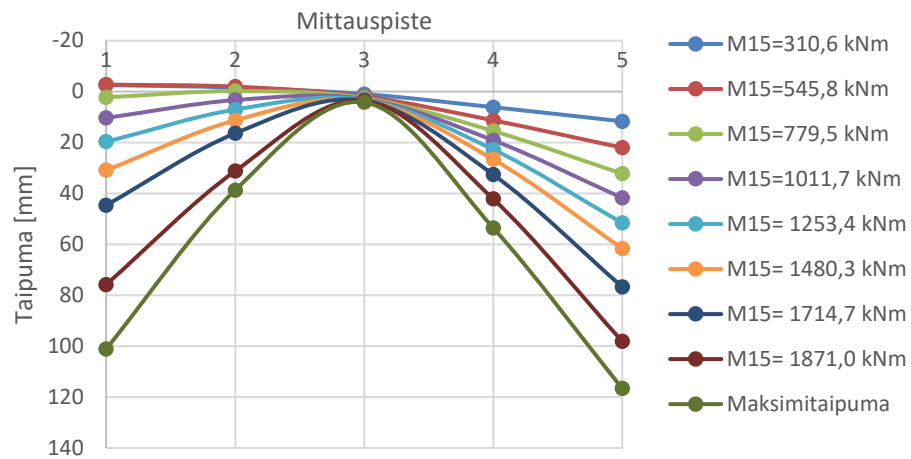
Taivutusmomentti-taipuma, koe 4



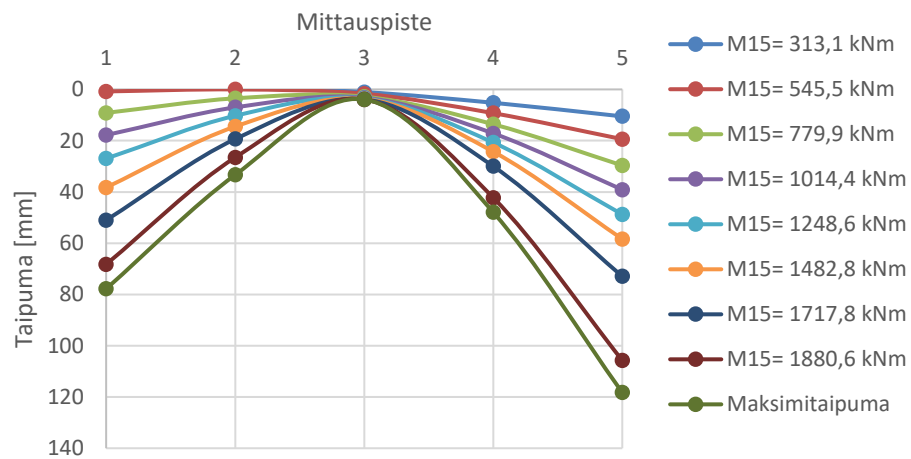
Taivutusmomentti-taipuma, koe 5



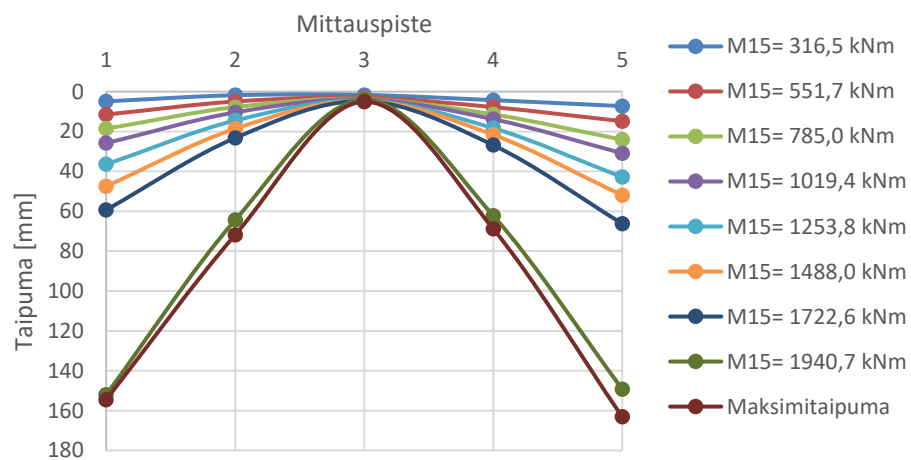
Taivutusmomentti-taipuma, koe 6



Taivutusmomentti-taipuma, koe 7



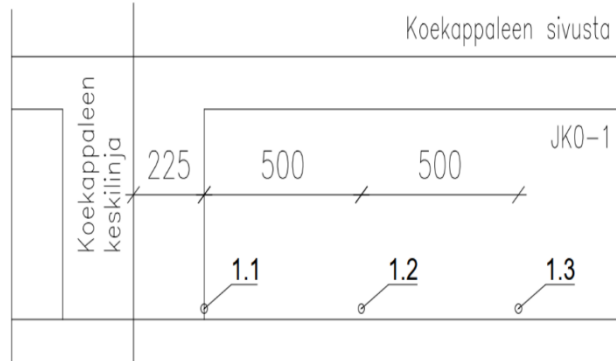
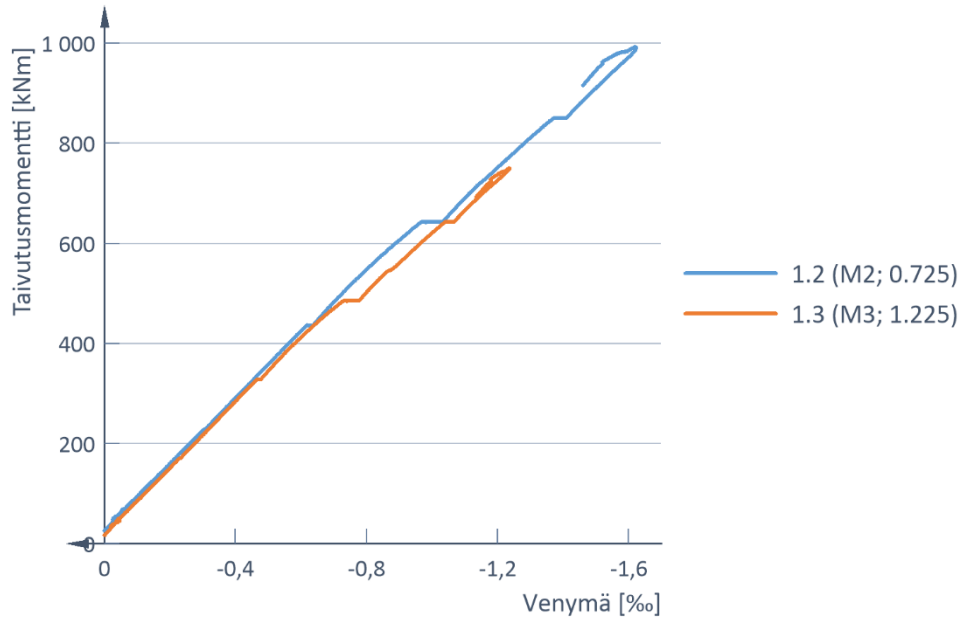
Taivutusmomentti-taipuma, koe 8



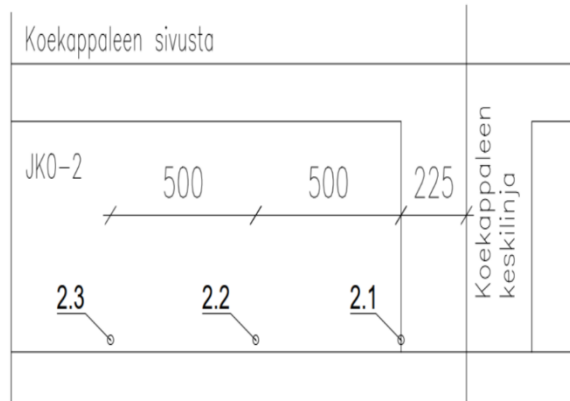
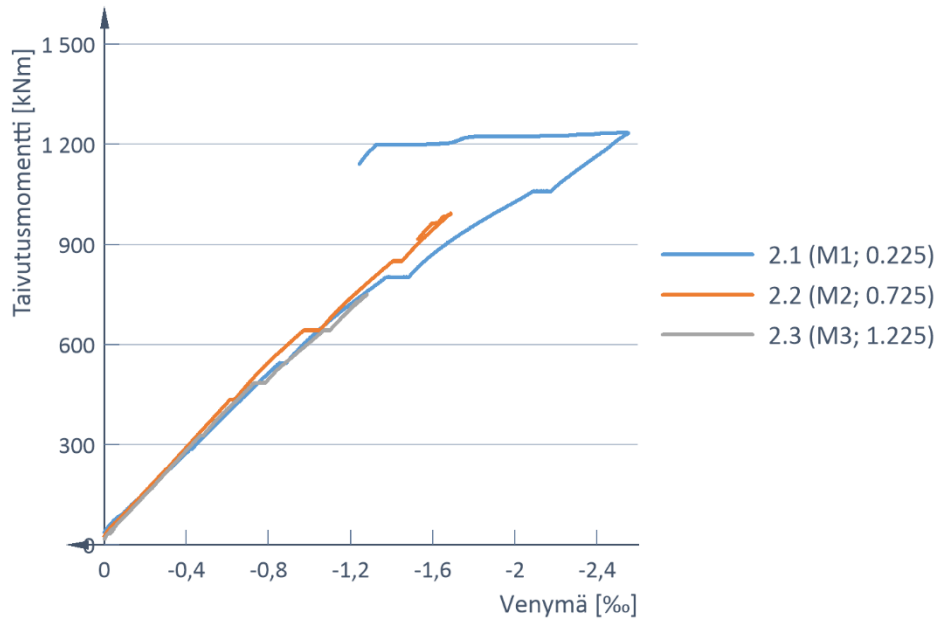
LIITE L: ENSIMMÄISEN VAIHEEN MITTAUSTULOKSET

Koe 1

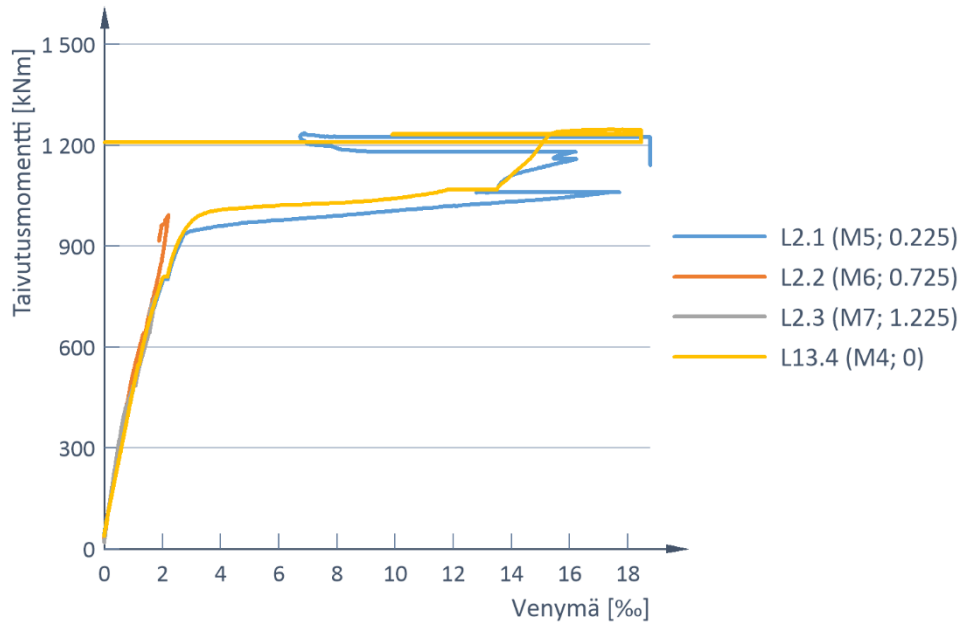
Palkin AP venymäliuskat, JK0-1



Palkin AP venymäliuskat, JK0-2

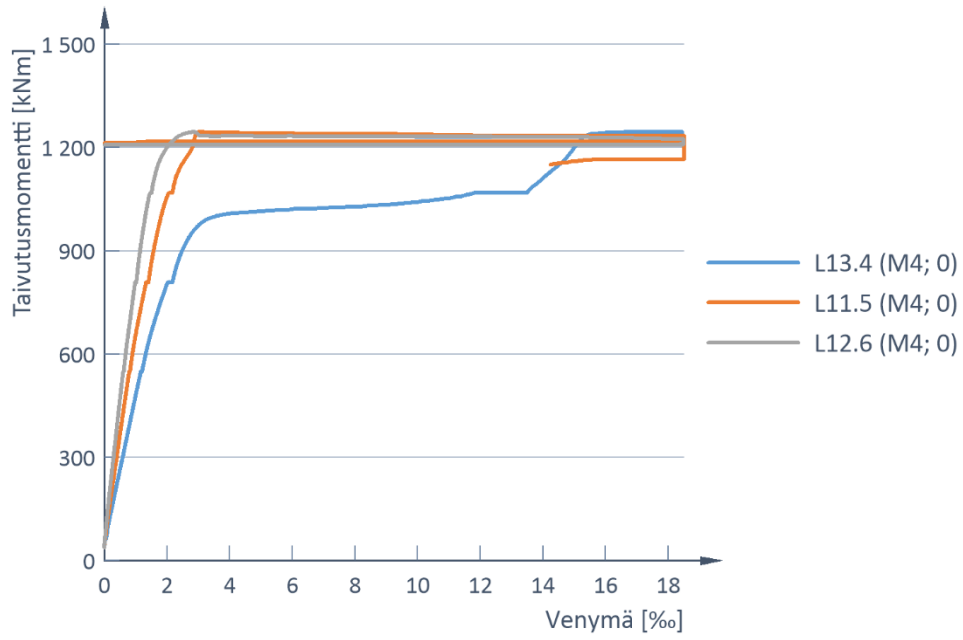


Palkin YP venymäliuskat, JK0-2



Teräsbetonilaatan tasossa				
JK0-2				Koekappaleen keskilinja
500		500		
Koekappaleen keskilinja				
L2.3		L2.2		
L2.1			L13.4	

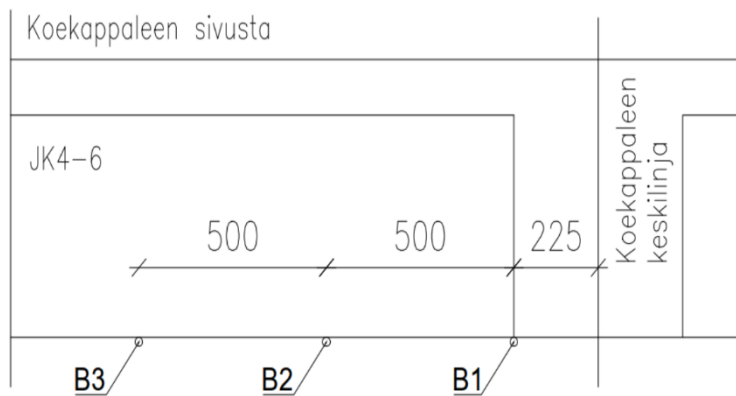
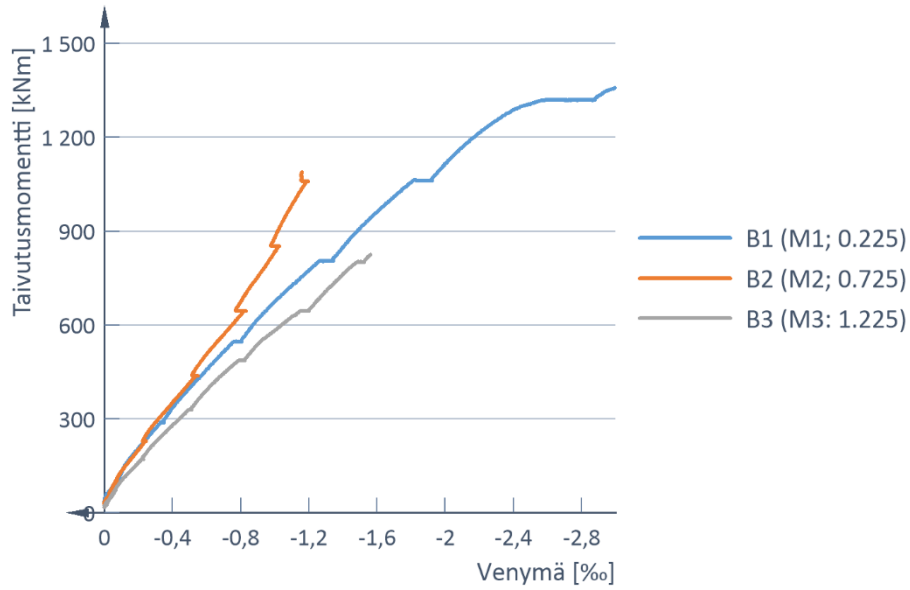
Laatan jatkosalueen venymäliuskat, koe 1



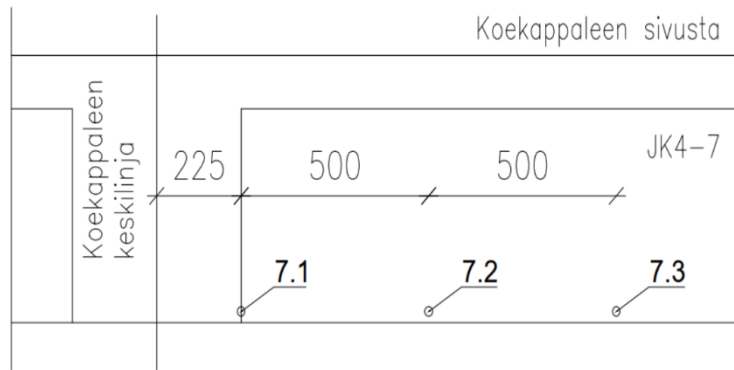
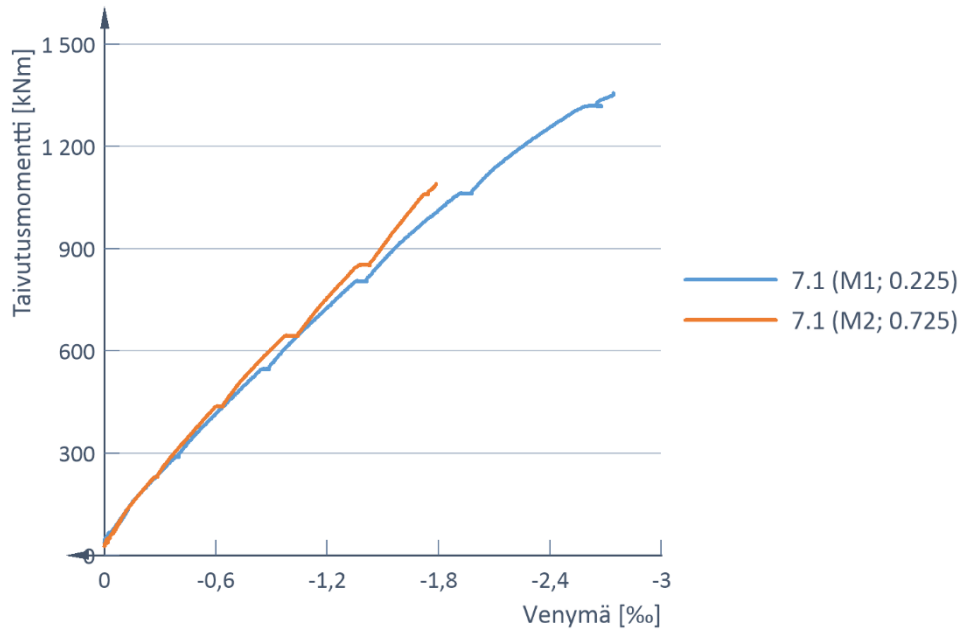
Teräsbetoni-laatan tasossa	
JK0-2	
Koekappaleen keskiliinja	L13.4
	L11.5
	L12.6
	Koekappaleen keskiliinja
	240
	225

Koe 2

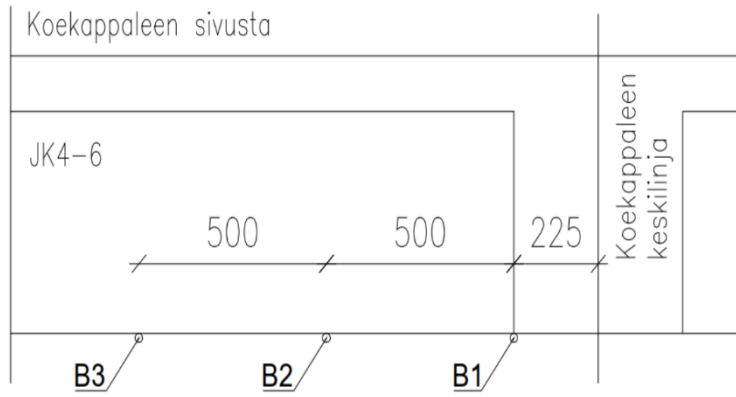
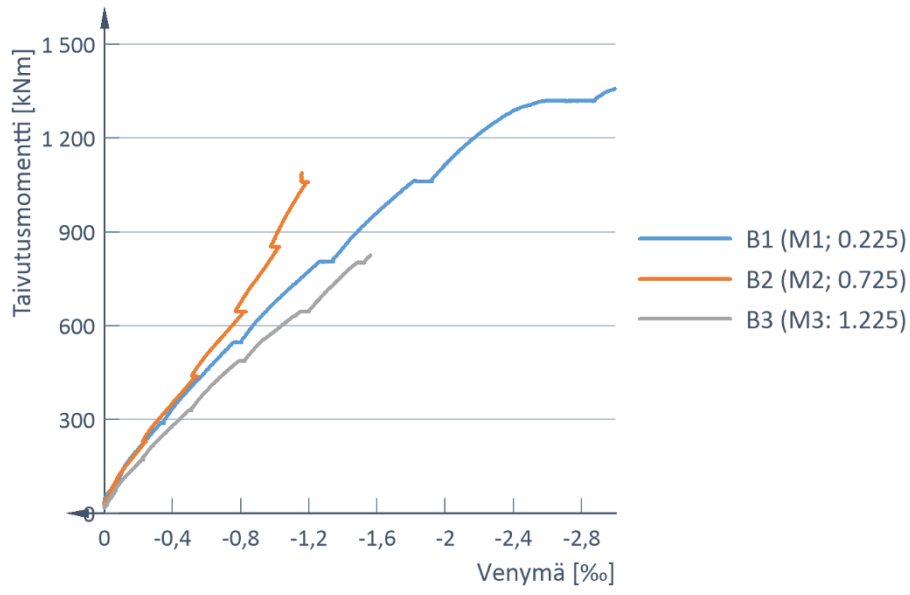
Palkin AP betoniliuskat, JK4-6



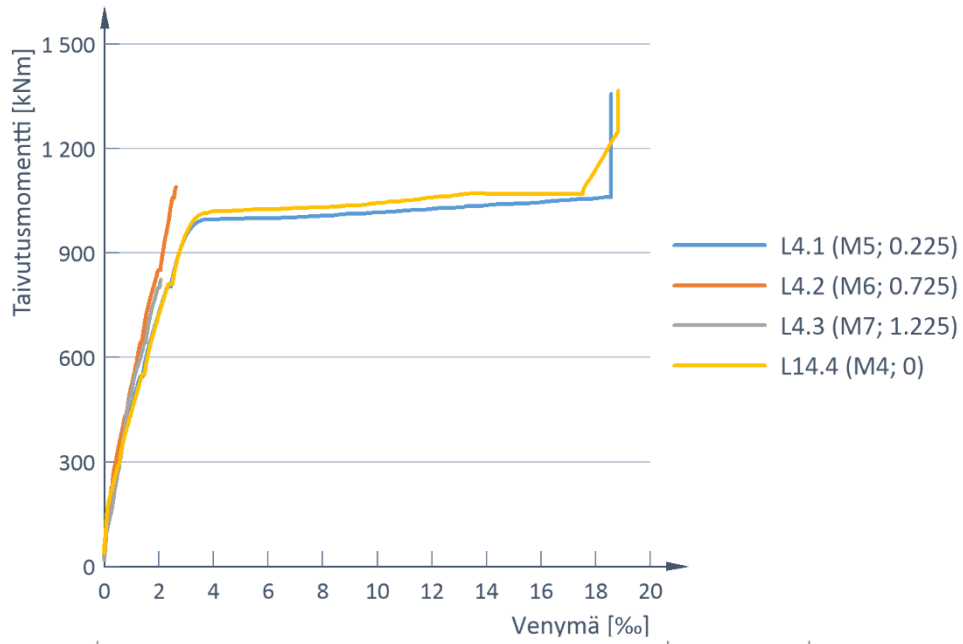
Palkin AP venymäliuskat, JK4-7



Palkin AP betoniliuskat, JK4-6

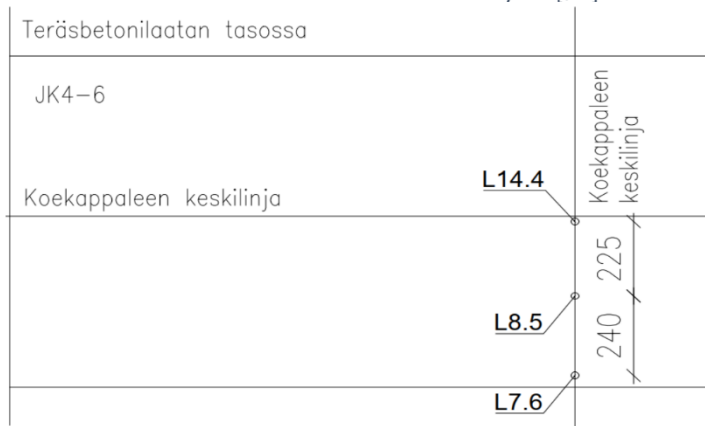
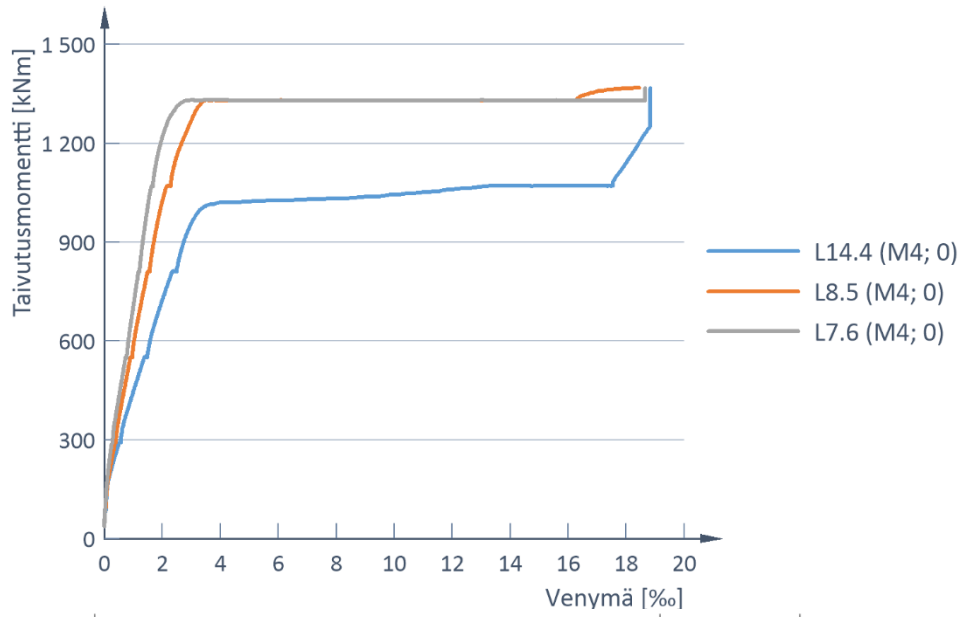


Palkin YP venymäliuskat, JK4-6



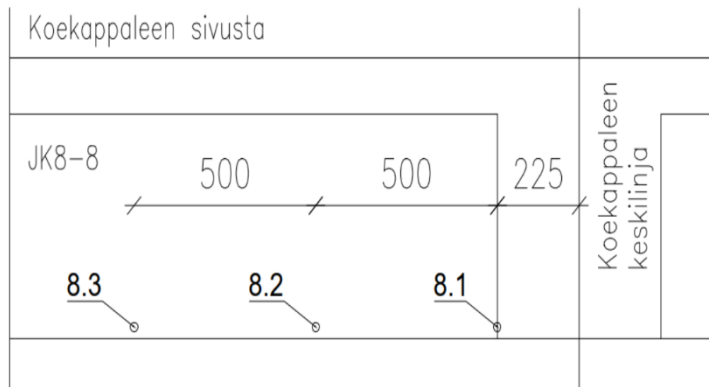
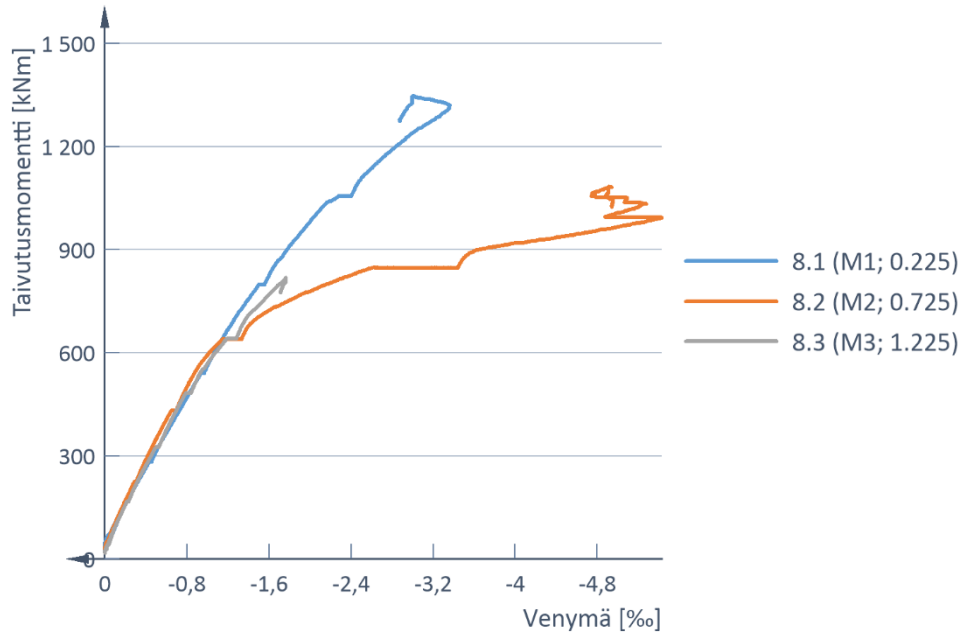
Teräsbetoniastian tasossa				
JK4-6	500	500	225	Koekappaleen keskiliinja
Koekappaleen keskiliinja				
L4.3	L4.2	L4.1	L14.4	

Laatan jatkosalueen venymäliuskat, koe 2

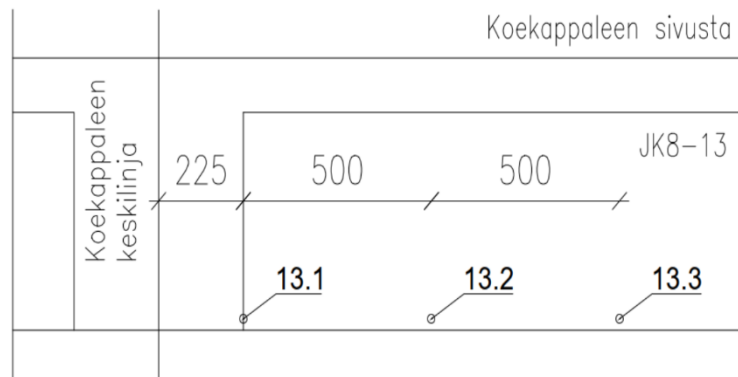
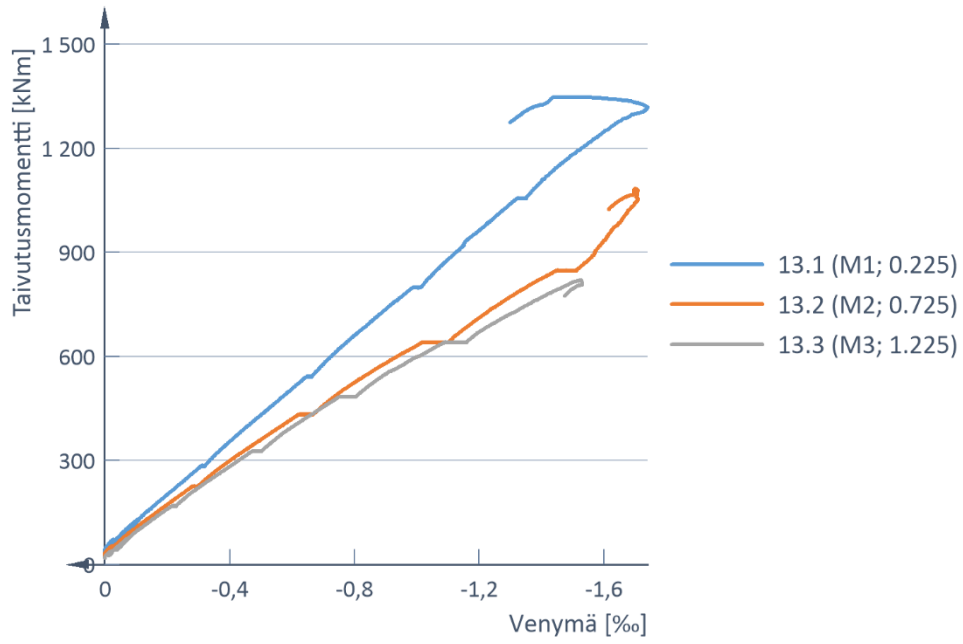


Koe 3

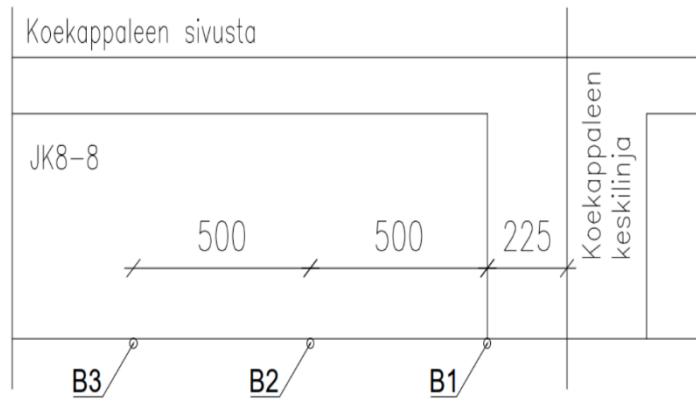
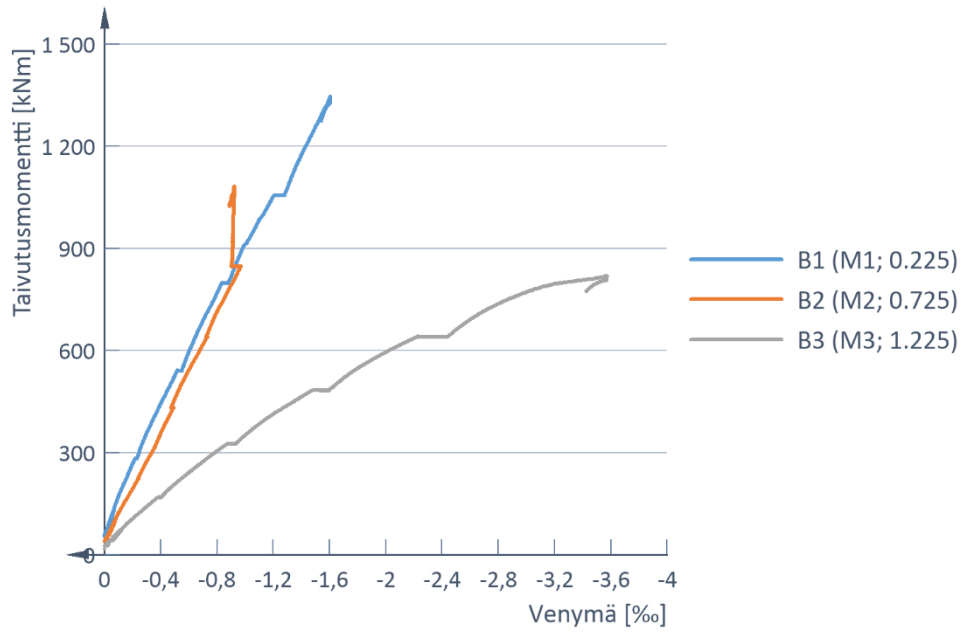
Palkin AP venymäliuskat, JK8-8



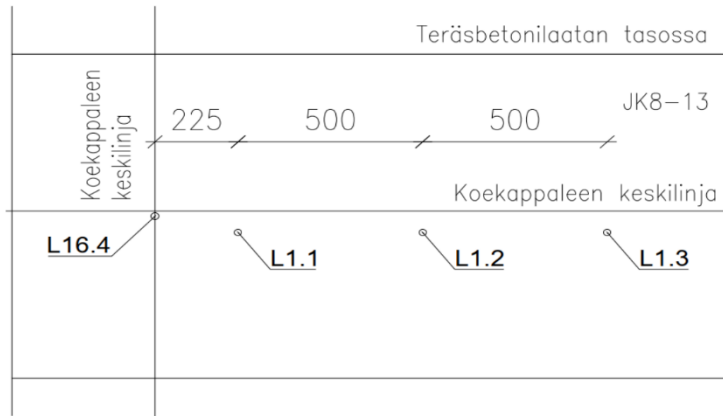
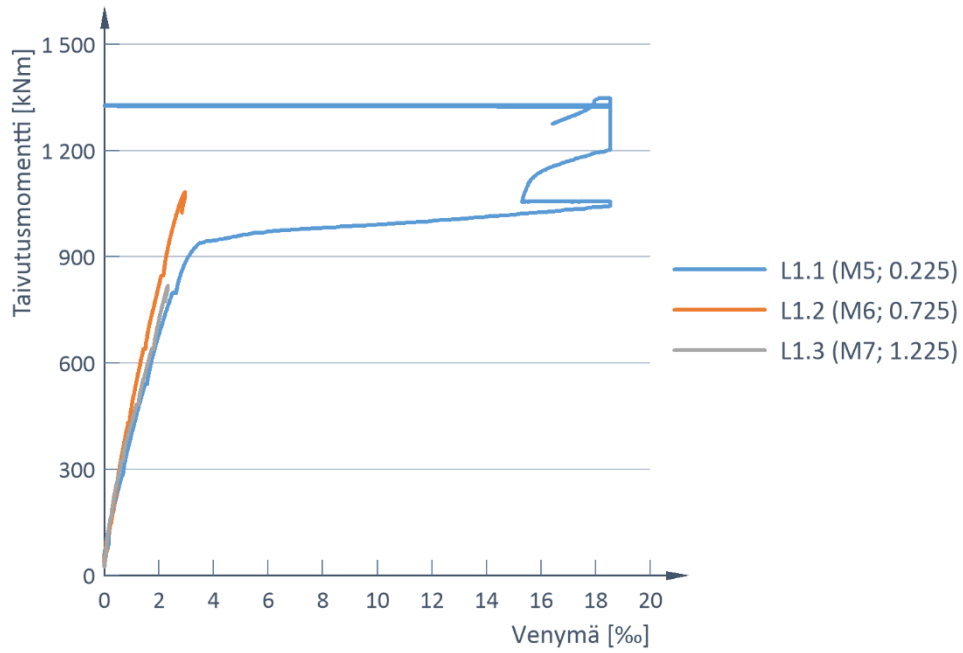
Palkin AP venymäliuskat, JK8-13



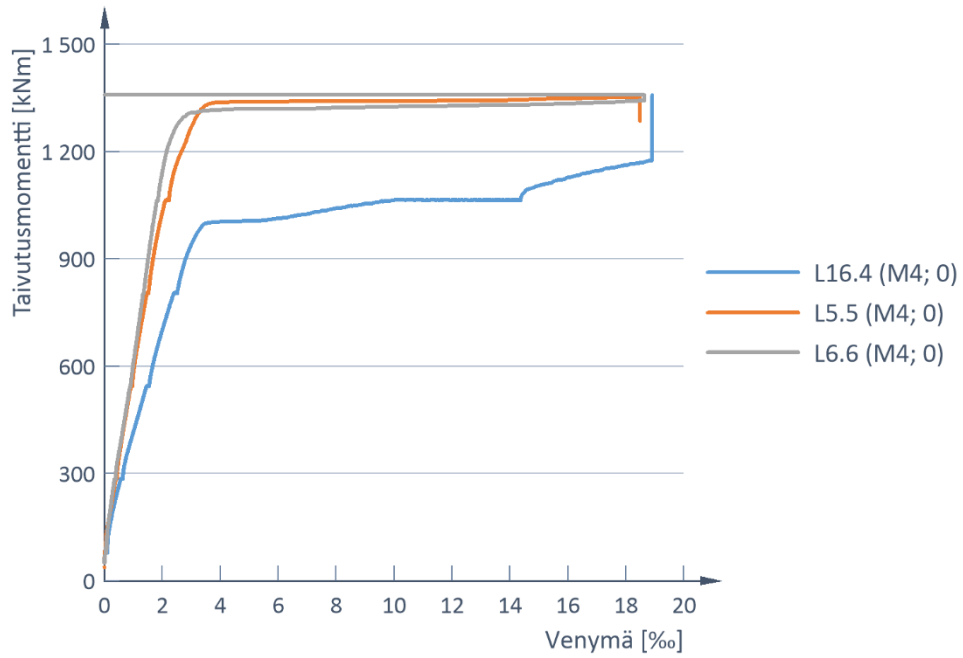
Palkin AP betoniliuskat, JK8-8



Palkin YP venymäliuskat, JK8-13



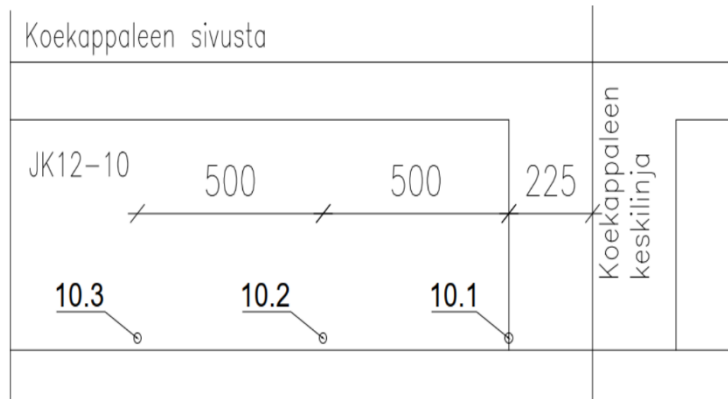
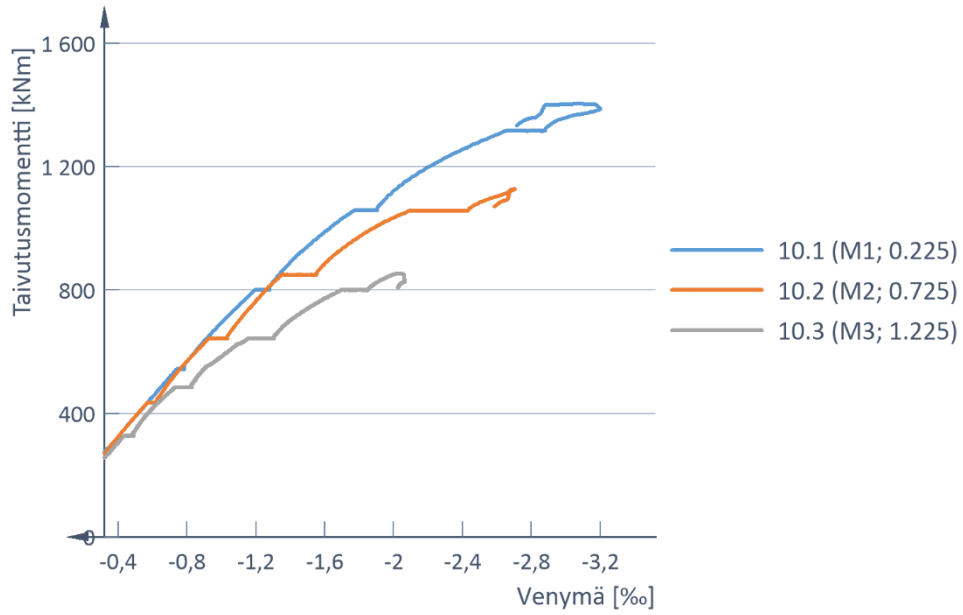
Laatan jatkosalueen venymäliuskat, koe 3



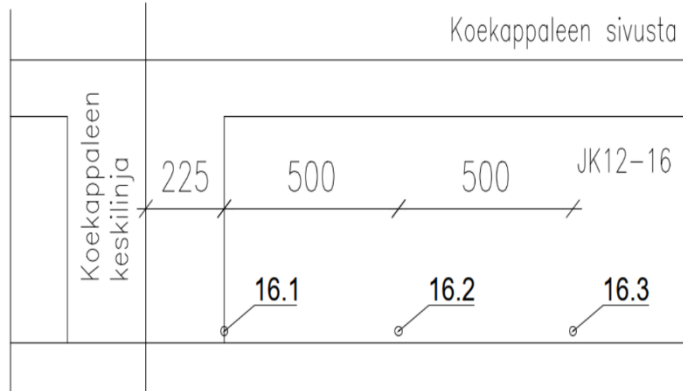
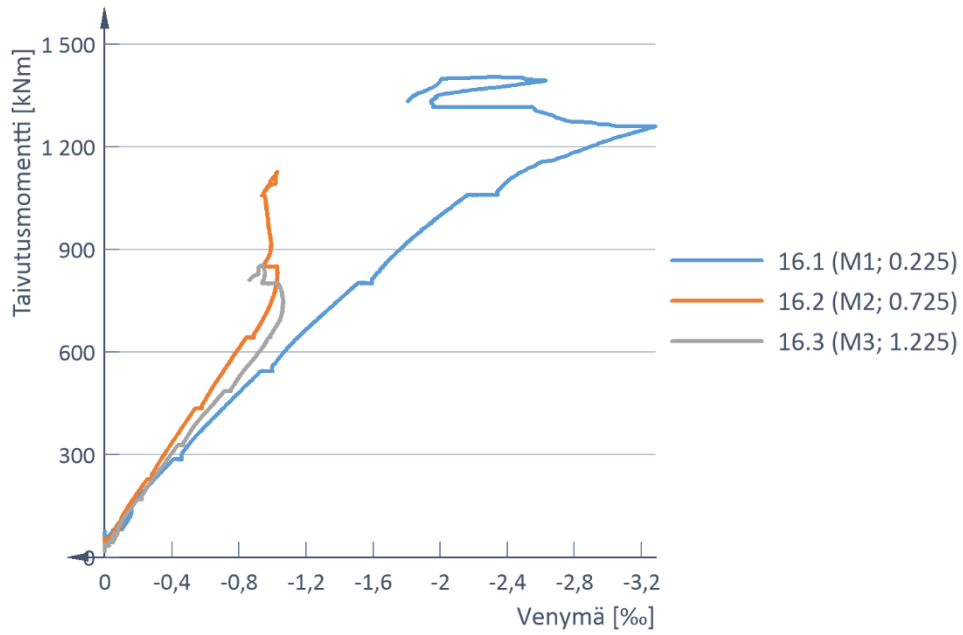
Teräsbetoniilaatan tasossa		
JK8-8		
Koekappaleen keskiliinja	L16.4	Koekappaleen keskiliinja
	L5.5	240
	L6.6	225

Koe 4

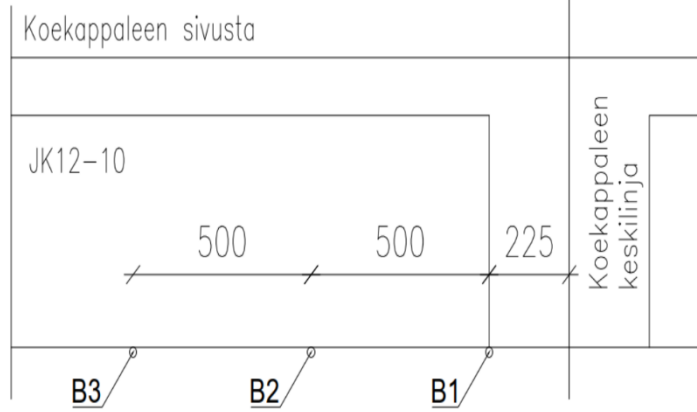
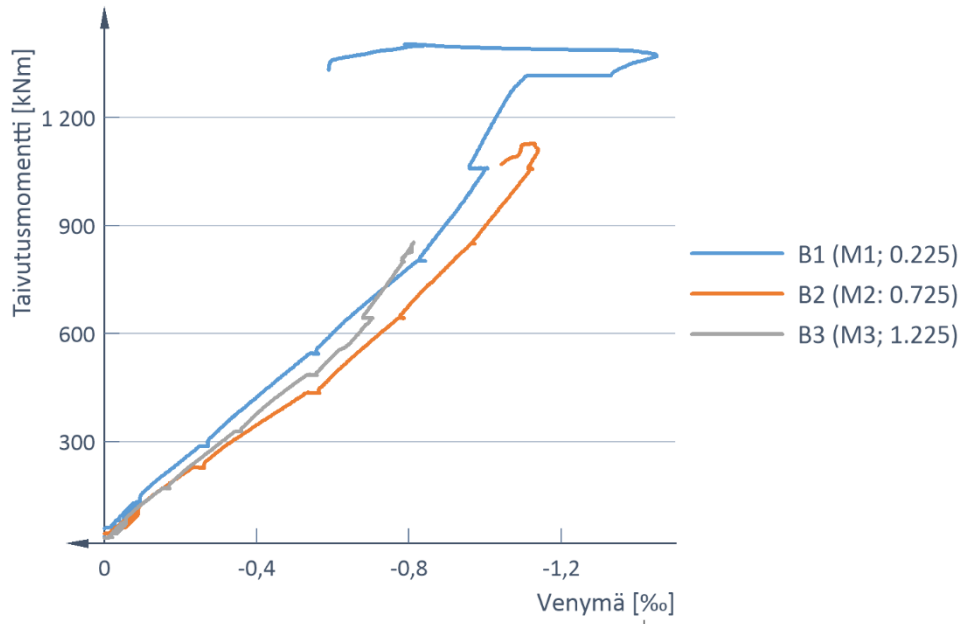
Palkin AP venymäliuskat, JK12-10



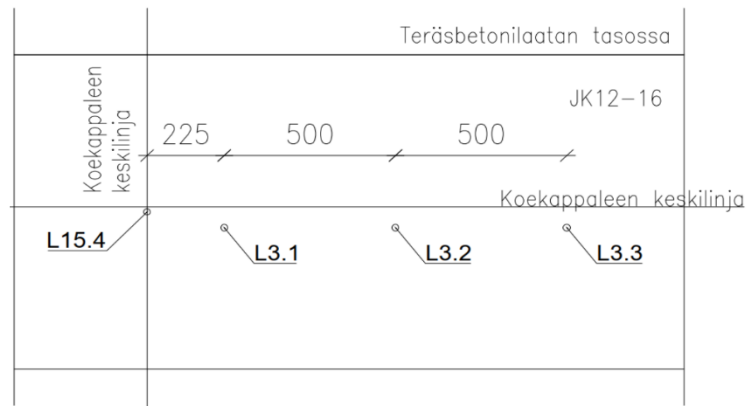
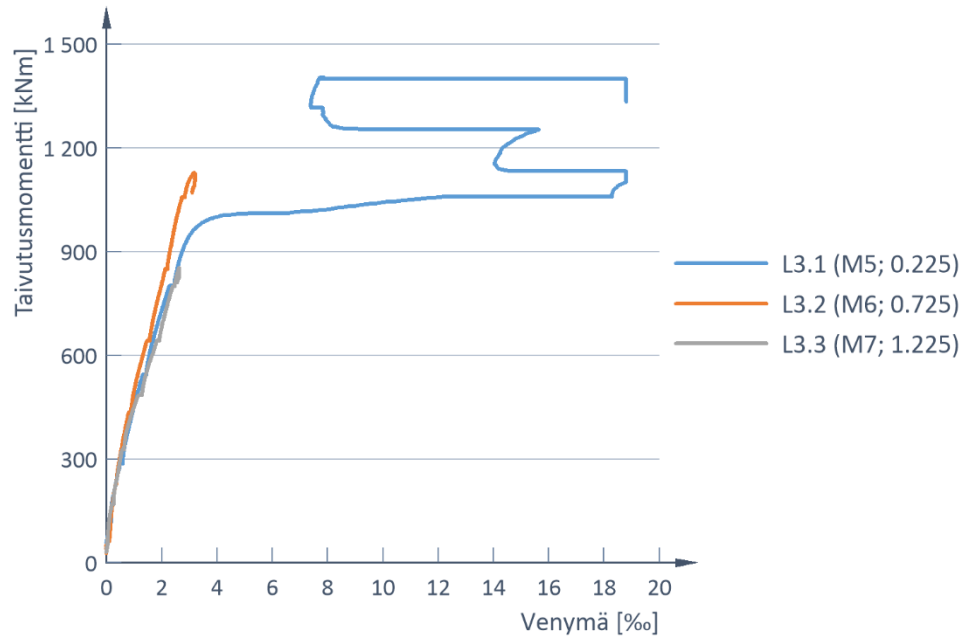
Palkin AP venymäliuskat, JK12-16



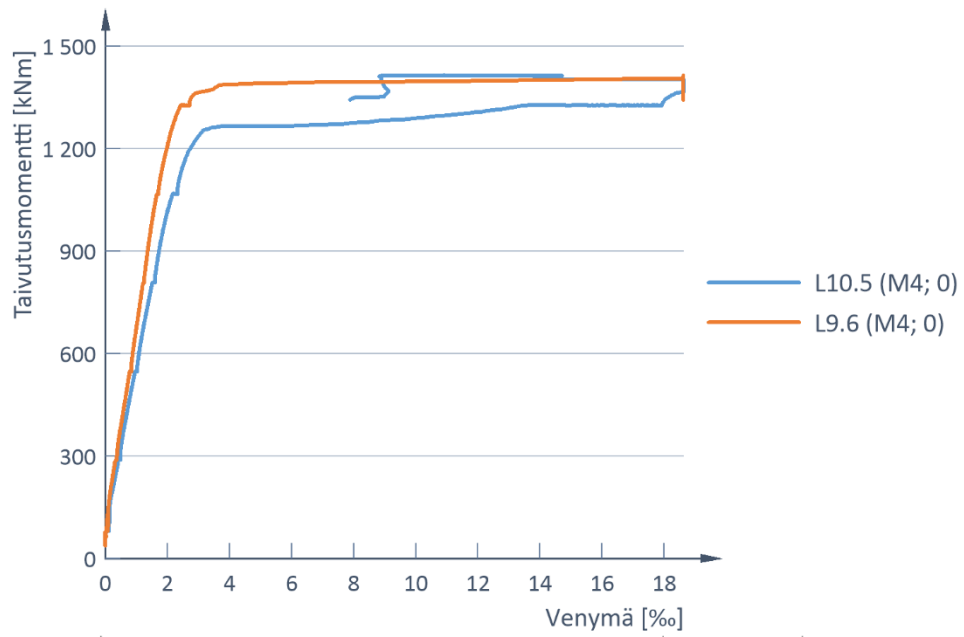
Palkin AP betoniliuskat, JK12-10



Palkin YP venymäliuskat, JK12-16



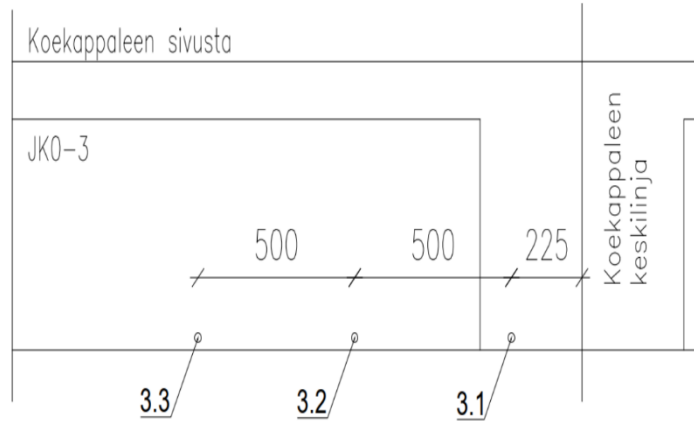
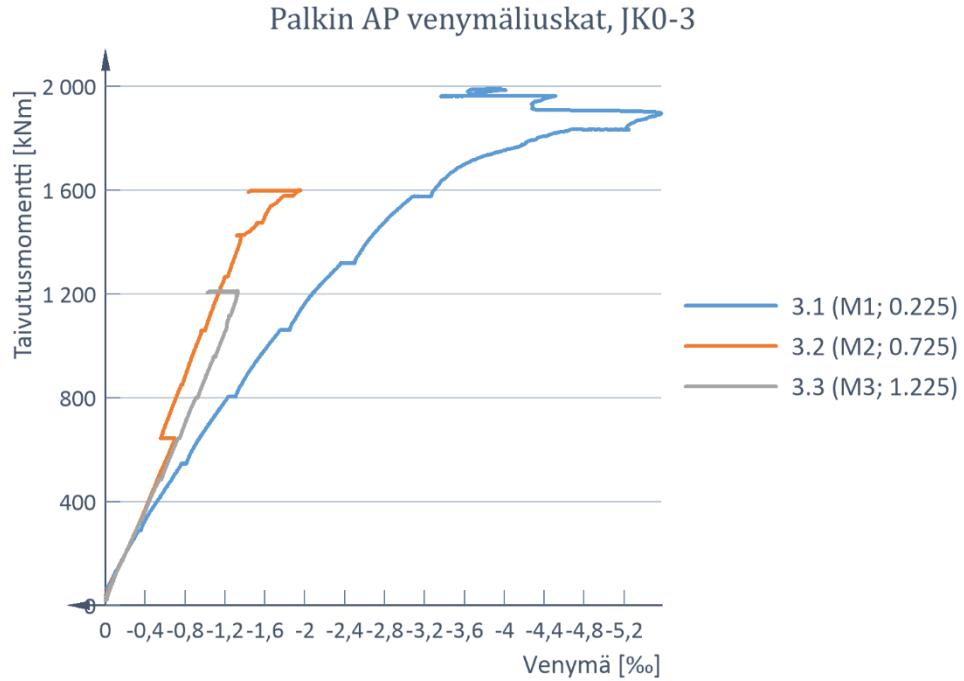
Laatan jatkosalueen venymäliuskat, koe 4



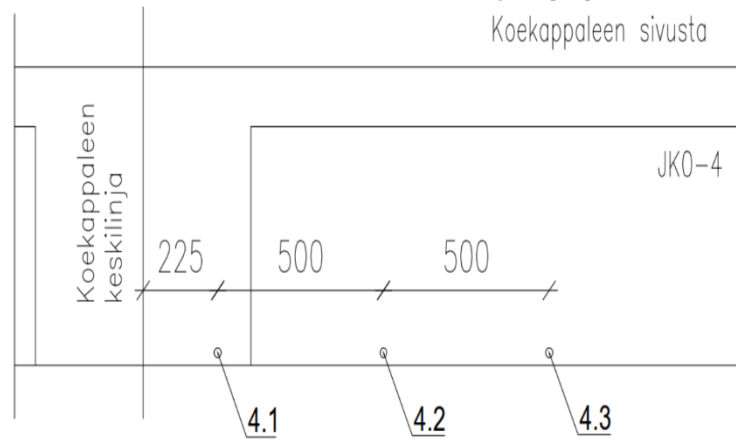
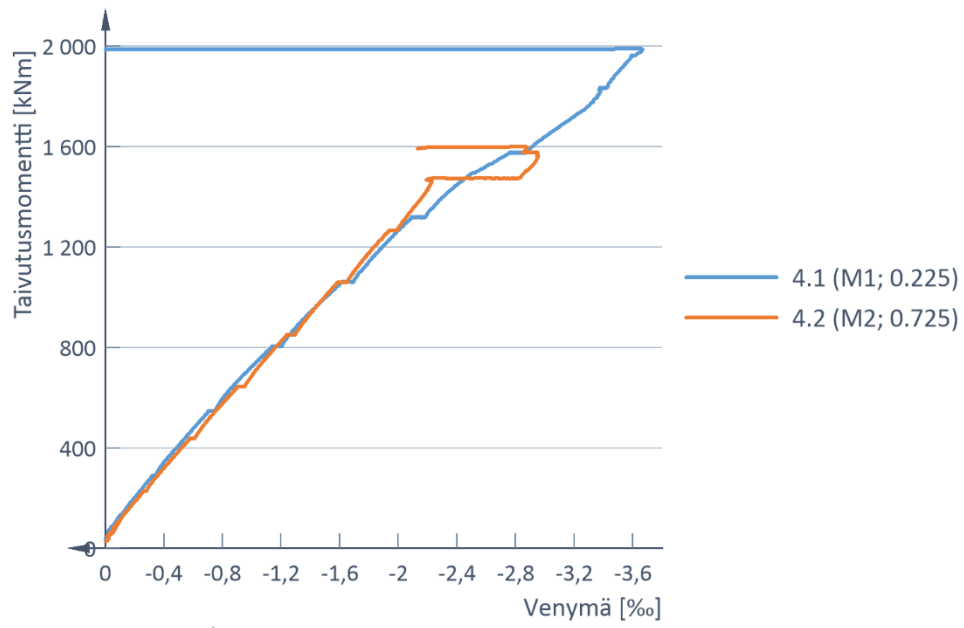
Teräsbetoniastian tasossa	
JK12-10	Koekappaleen keskiliinja
Koekappaleen keskiliinja	
	L15.4
	L10.5
	L9.6
	240, 225

LIITE M: TOISEN VAIHEEN MITTAUSTULOKSET

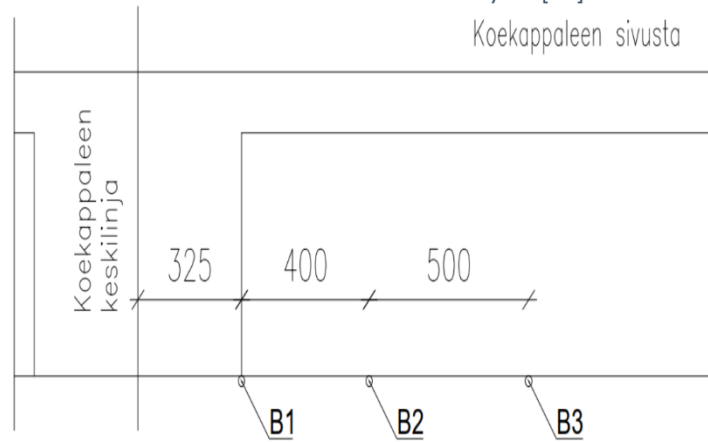
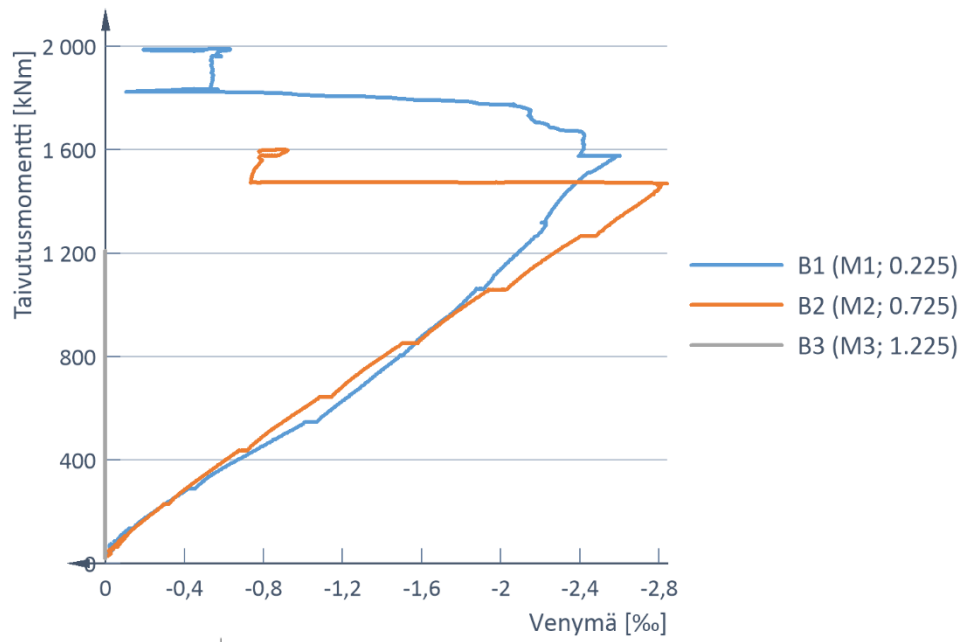
Koe 5



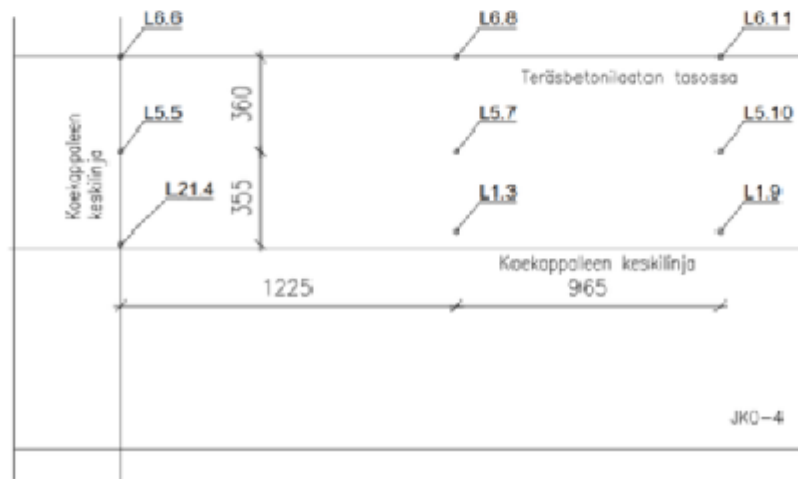
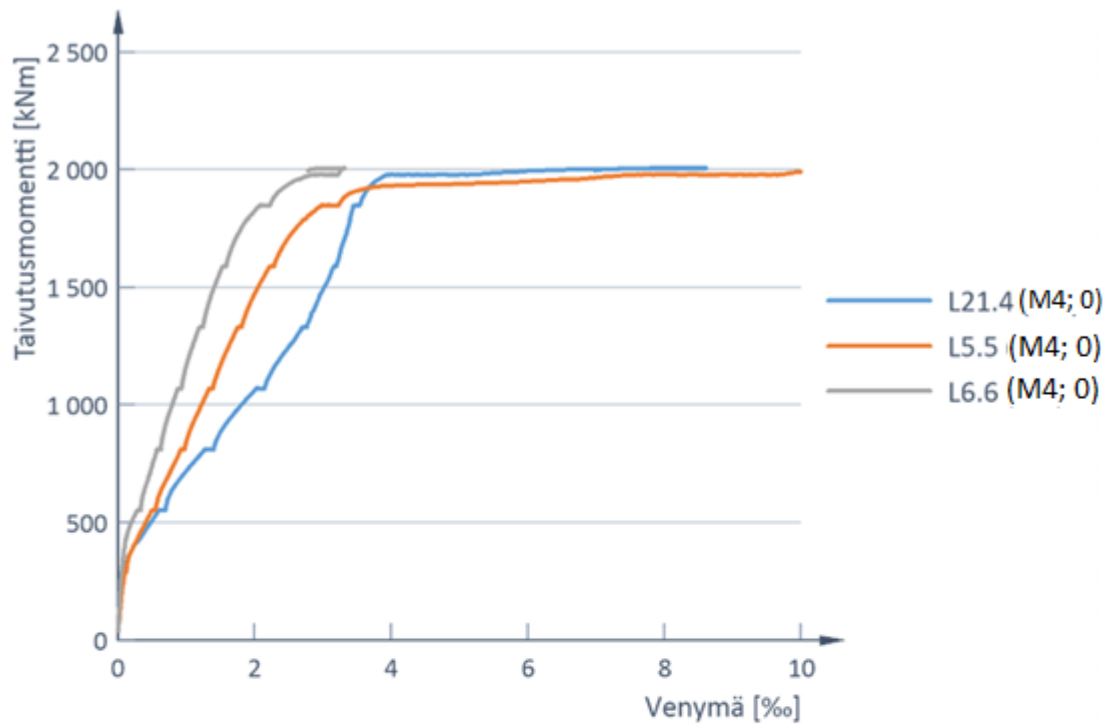
Palkin AP venymäliuskat, JK0-4



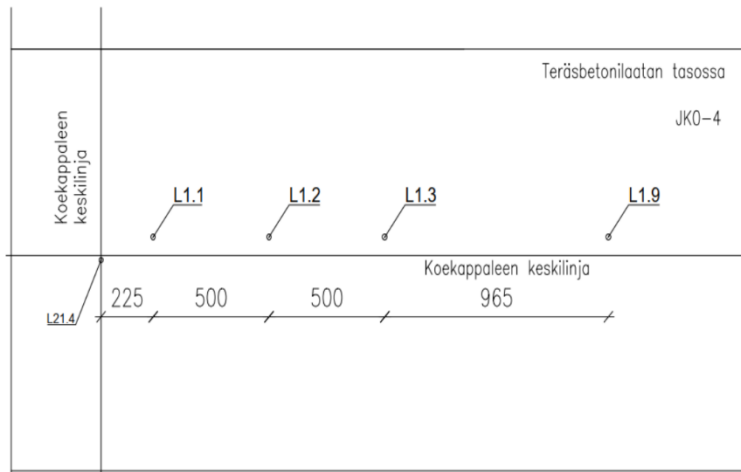
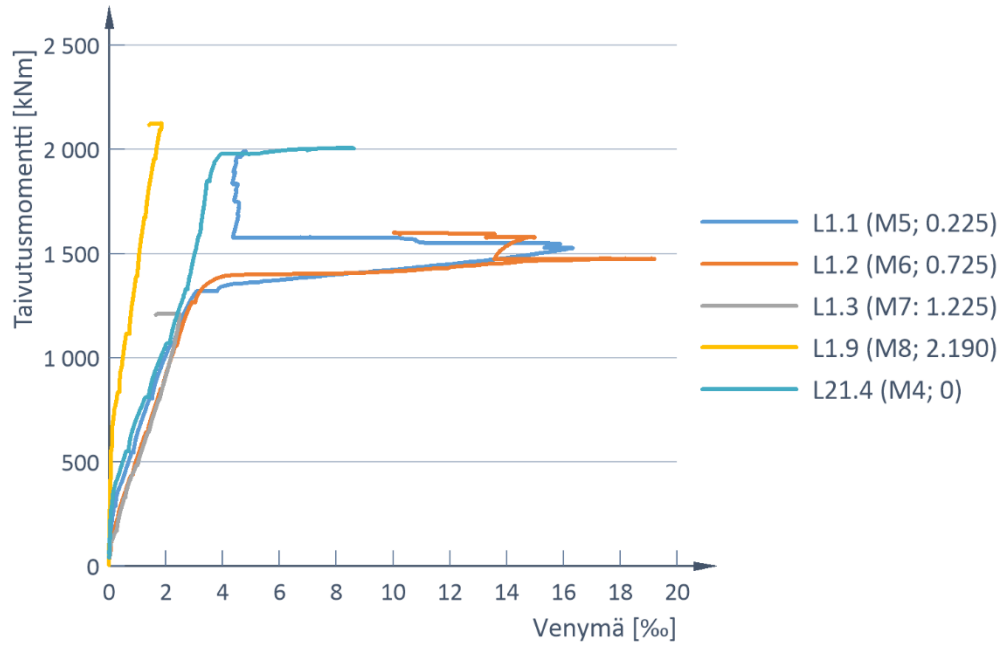
Palkin AP betoniliuskat, JK0-4



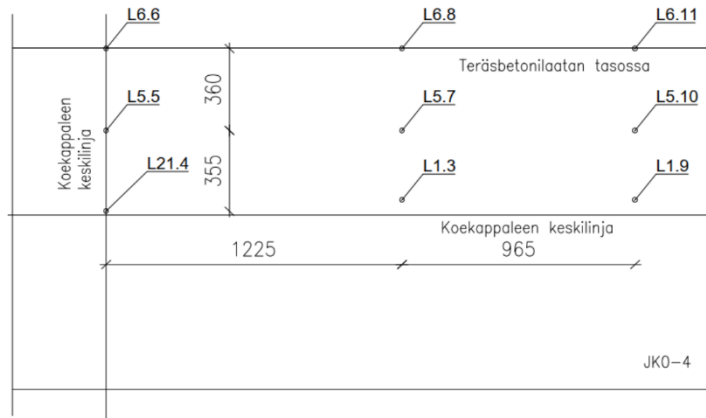
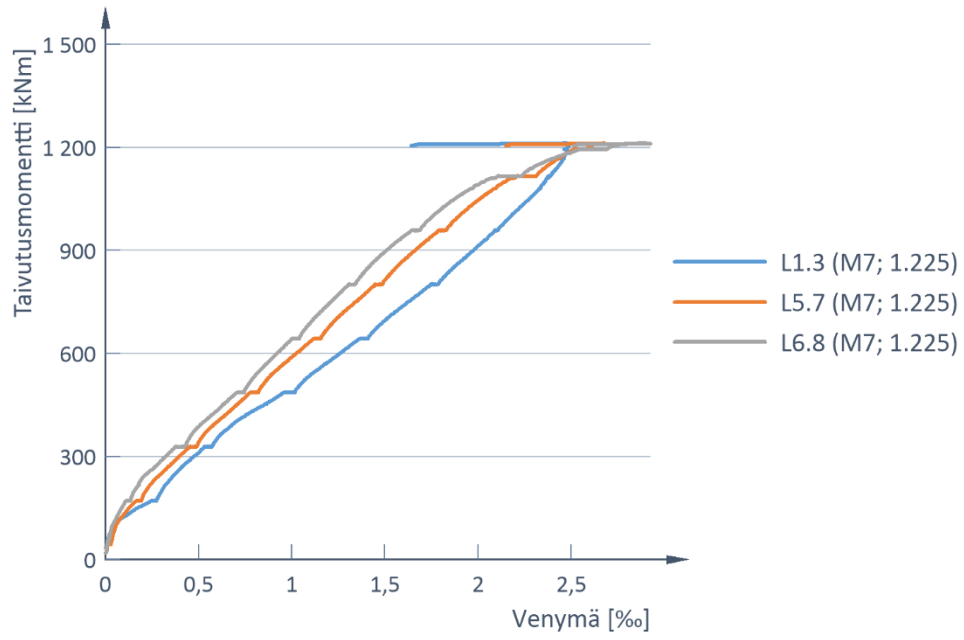
Laatan jatkosalueen venymäliuskat, koe 5



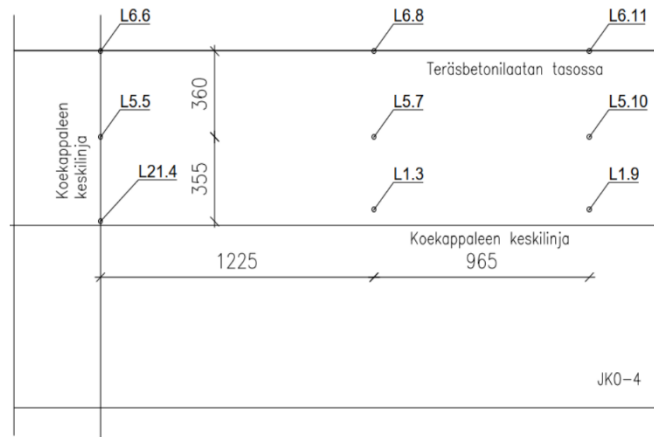
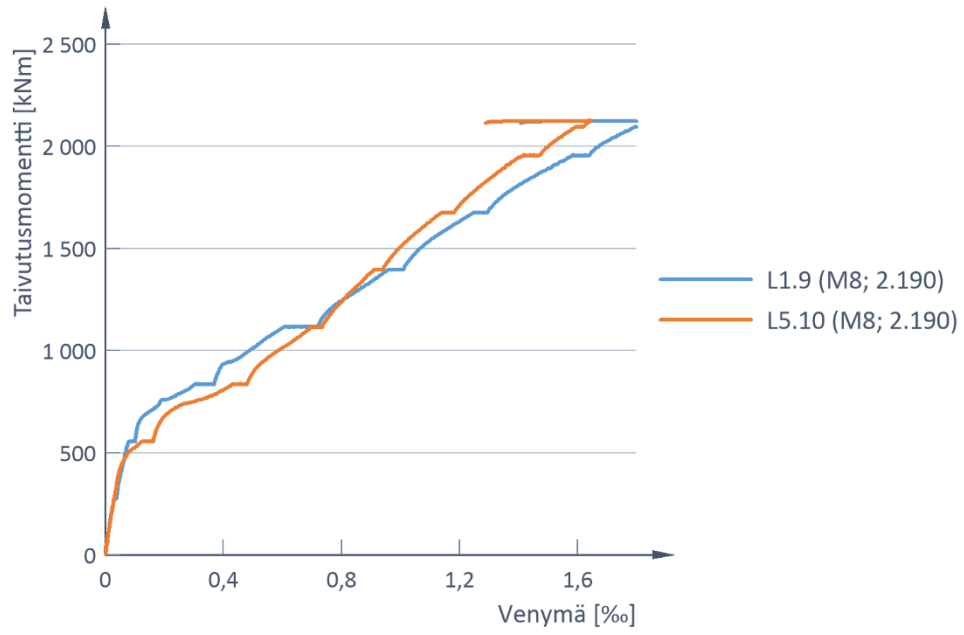
Palkin YP venymäliuskat, JK0-4



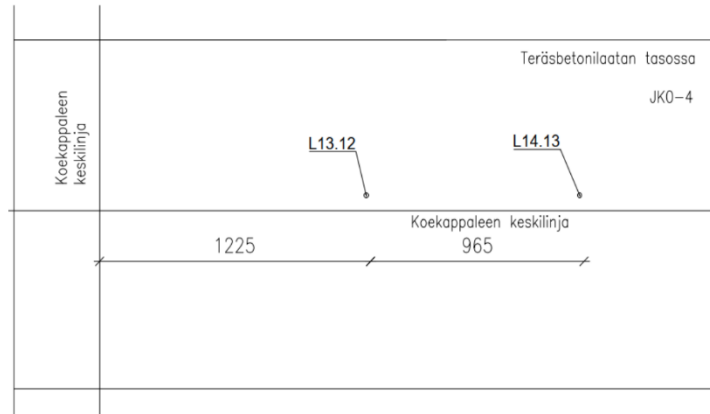
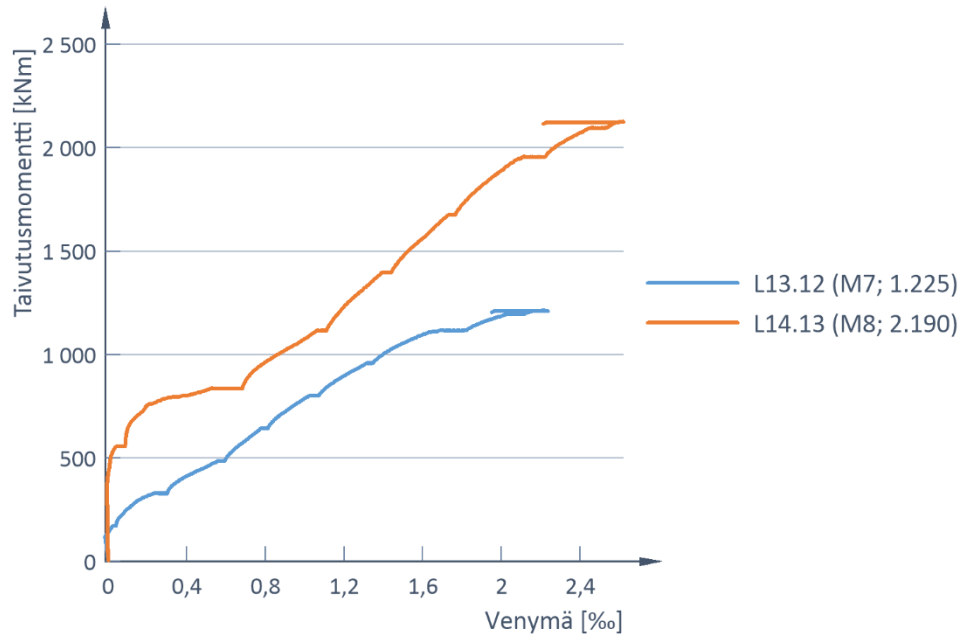
Laatan YP puolivälin venymäliuskat, koe 5



Laatan YP päädyn venymäliuskat, koe 5

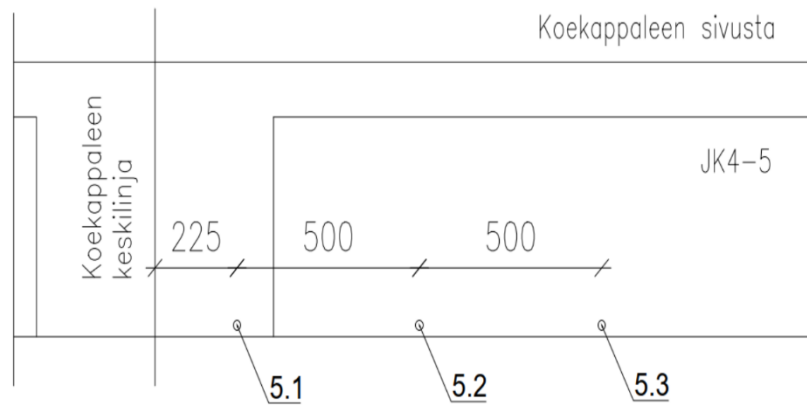
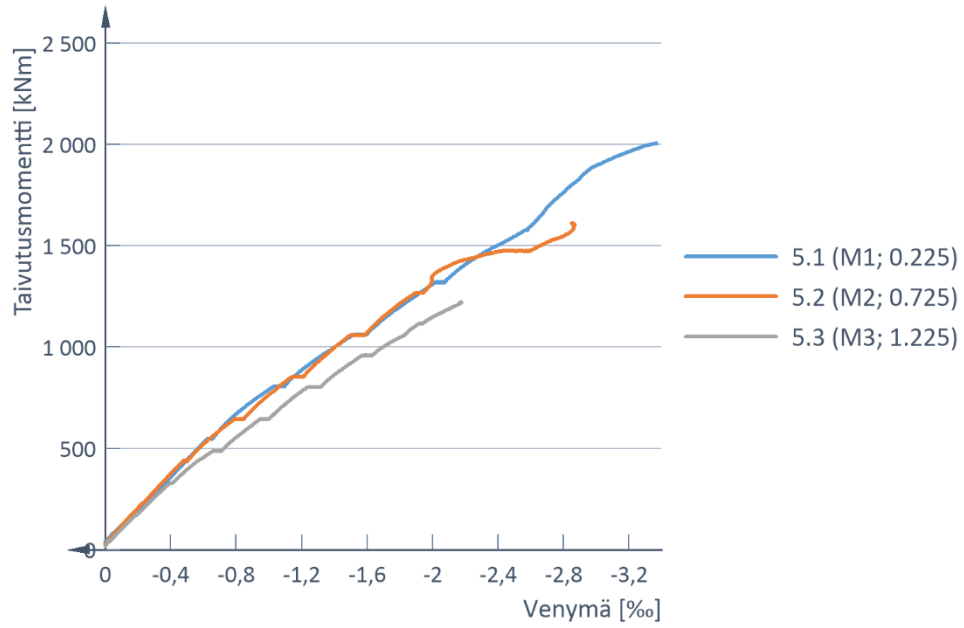


Laatan YP poikittaiset venymäliuskat, koe 5

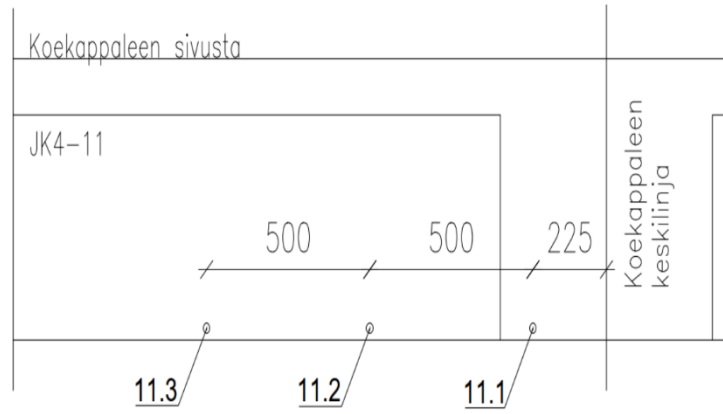
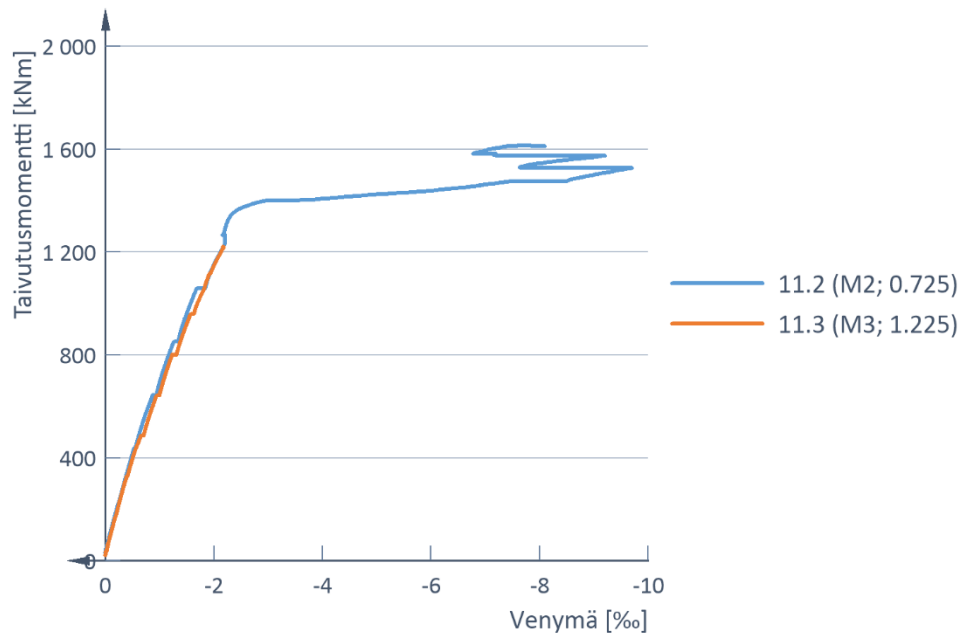


Koe 6

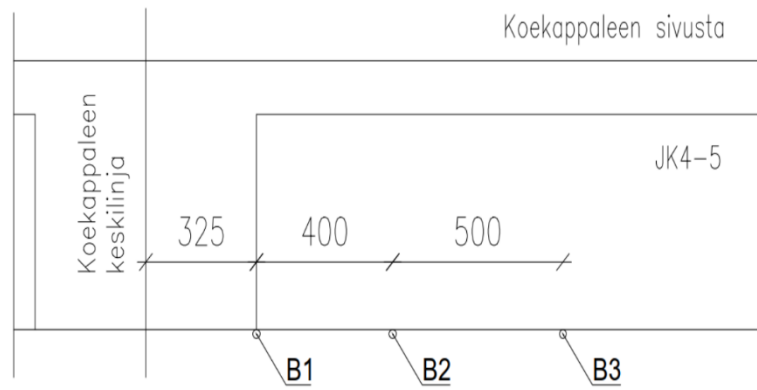
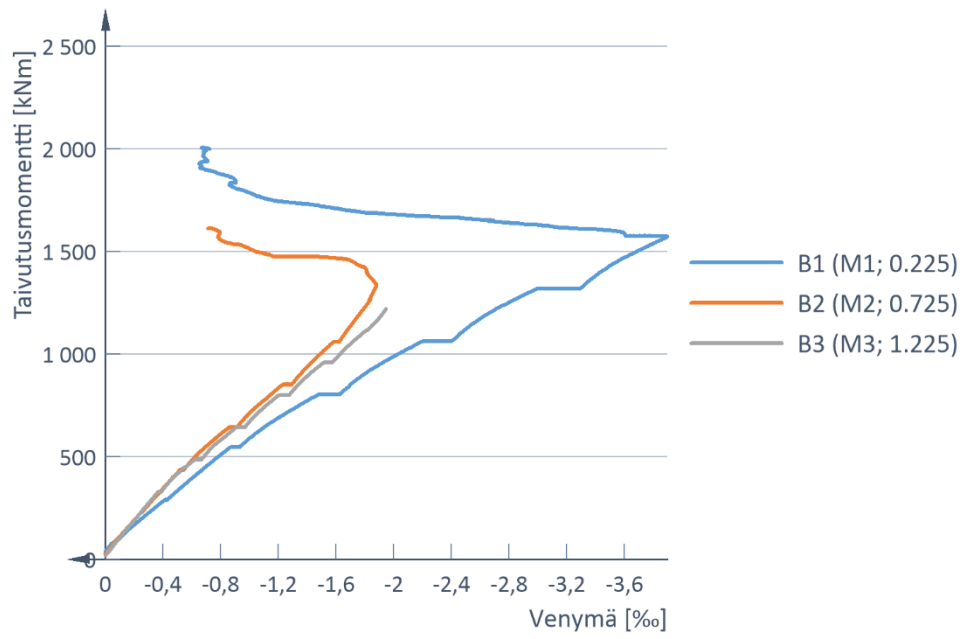
Palkin AP venymäliuskat, JK4-5



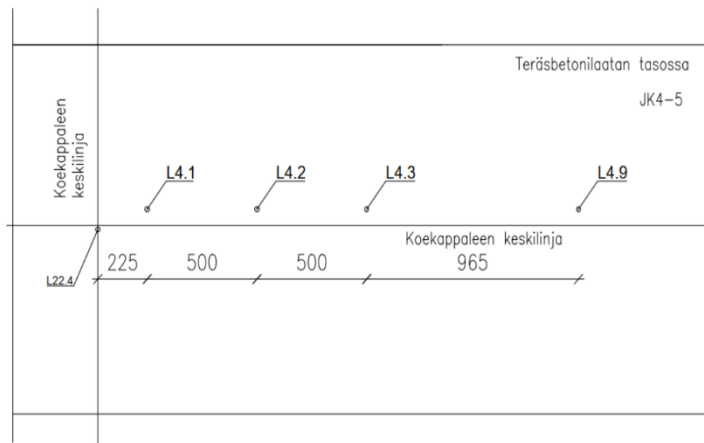
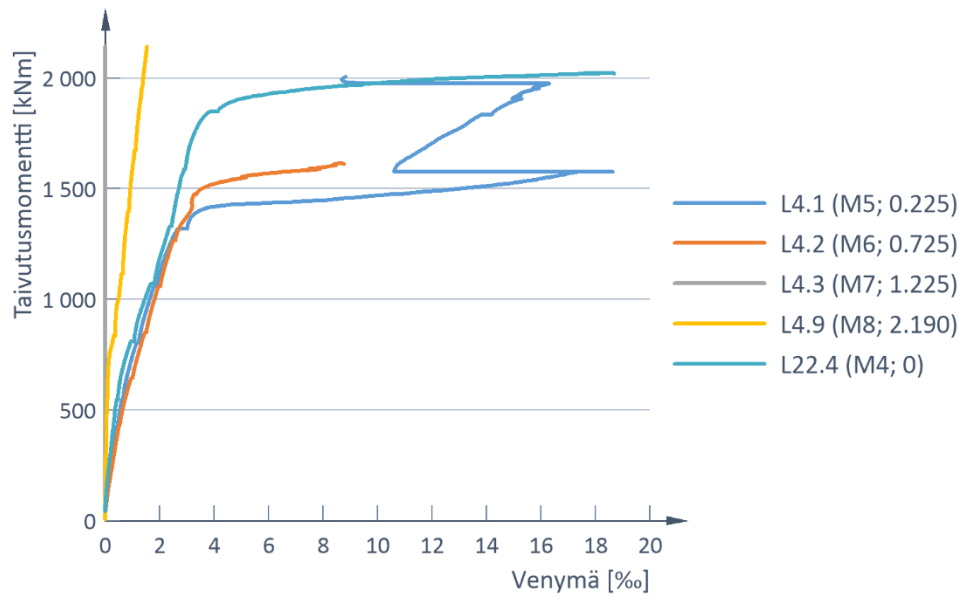
Palkin AP venymäliuskat, JK4-11



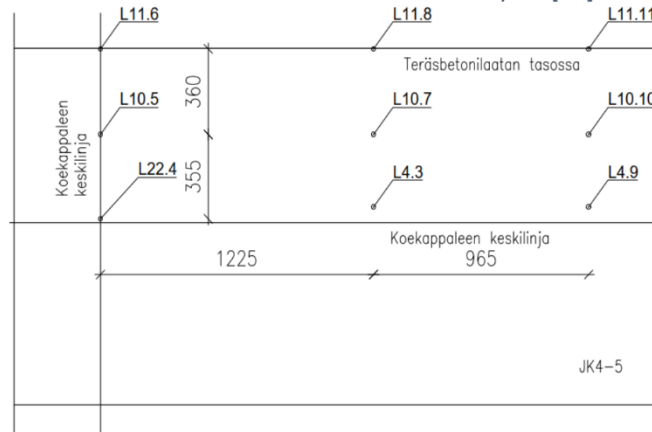
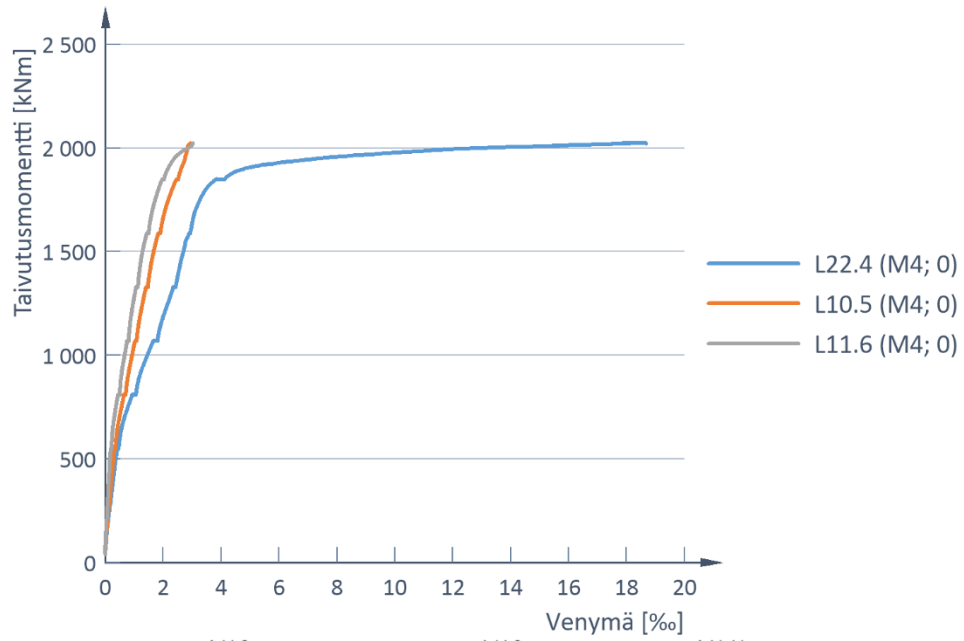
Palkin AP betoniliuskat, JK4-5



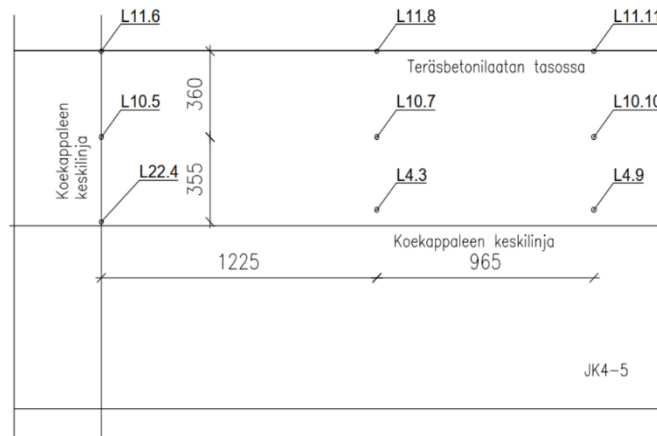
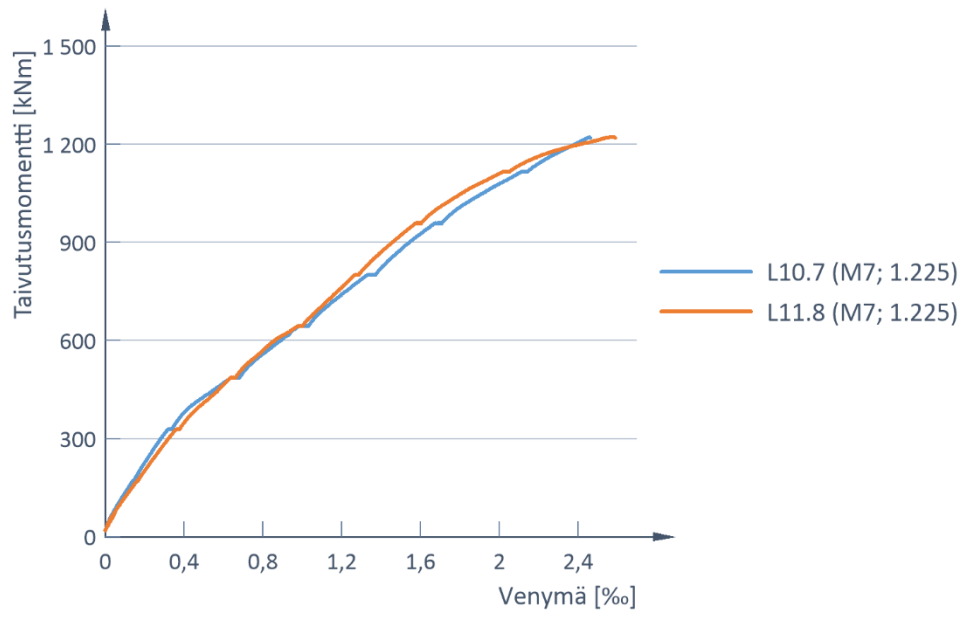
Palkin YP venymäliuskat, JK4-5



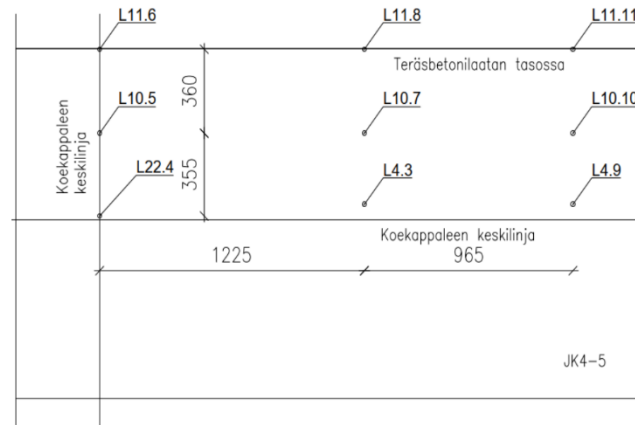
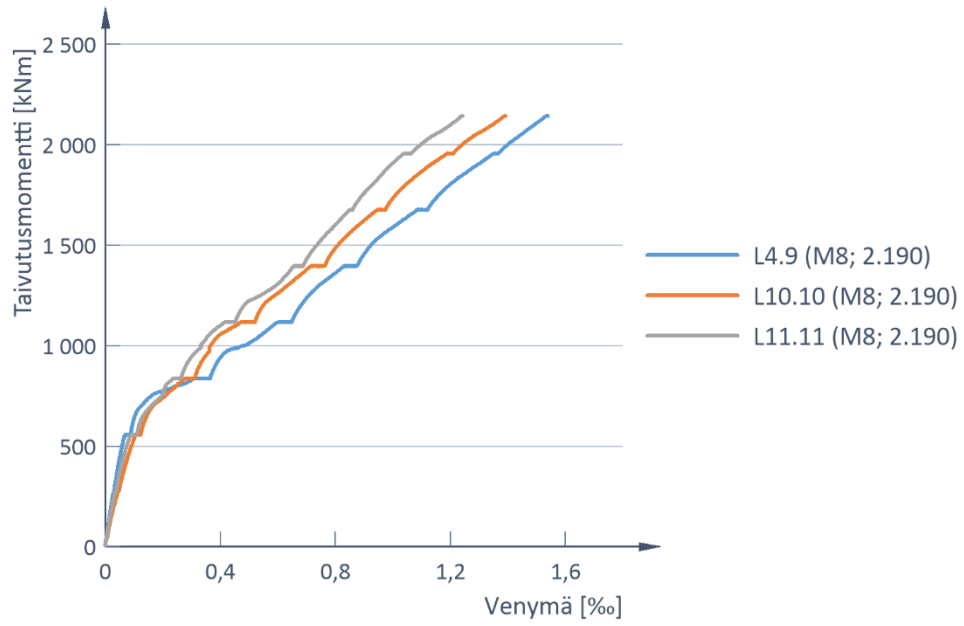
Laatan jatkosalueen venymäliuskat, koe 6



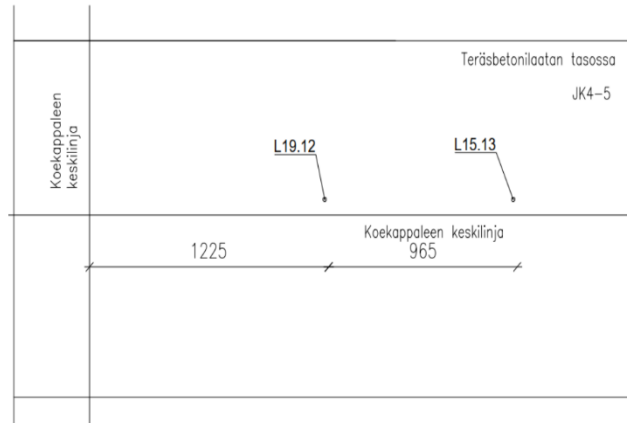
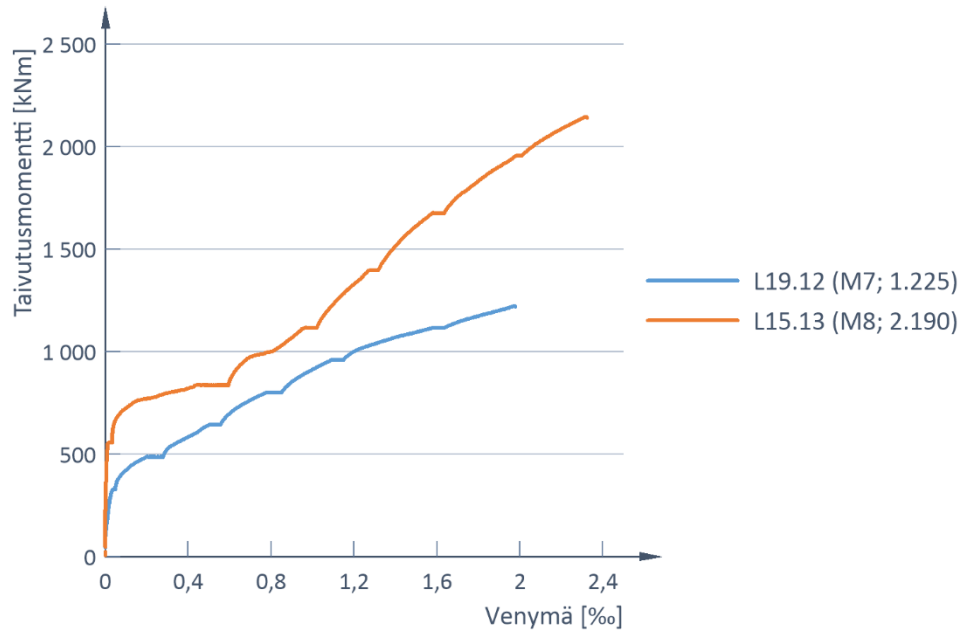
Laatan YP puolivälin venymäliuskat, koe 6



Laatan YP päädyn venymäliuskat, koe 6

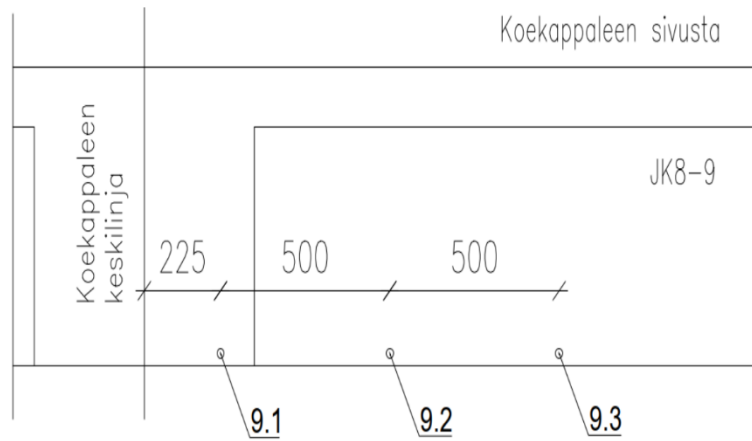
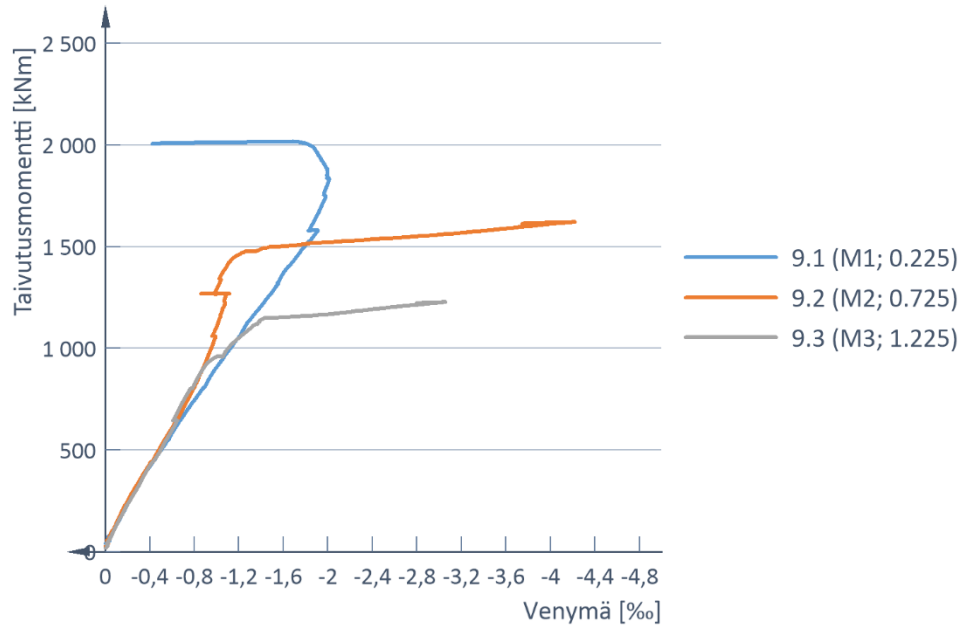


Laatan YP poikittaiset venymäliuskat, koe 6

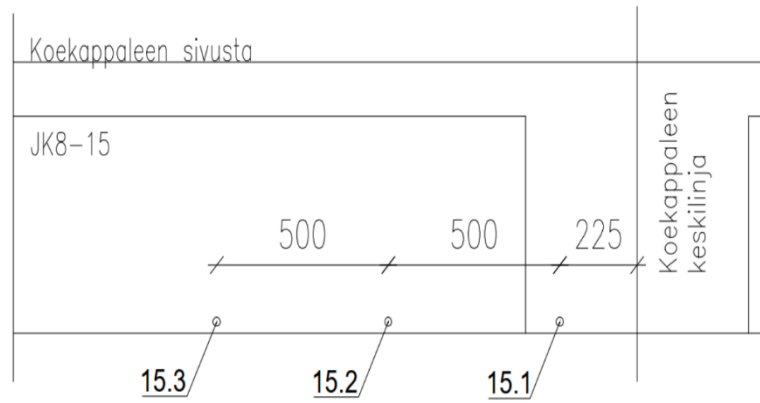
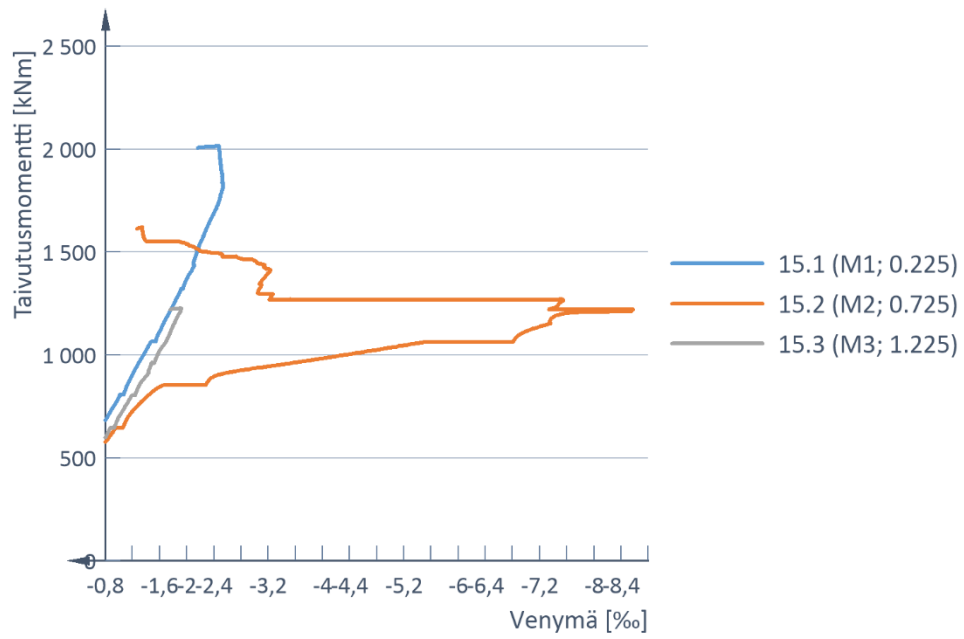


Koe 7

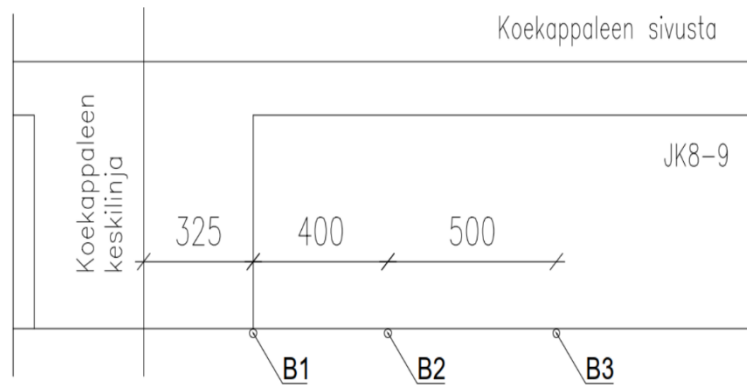
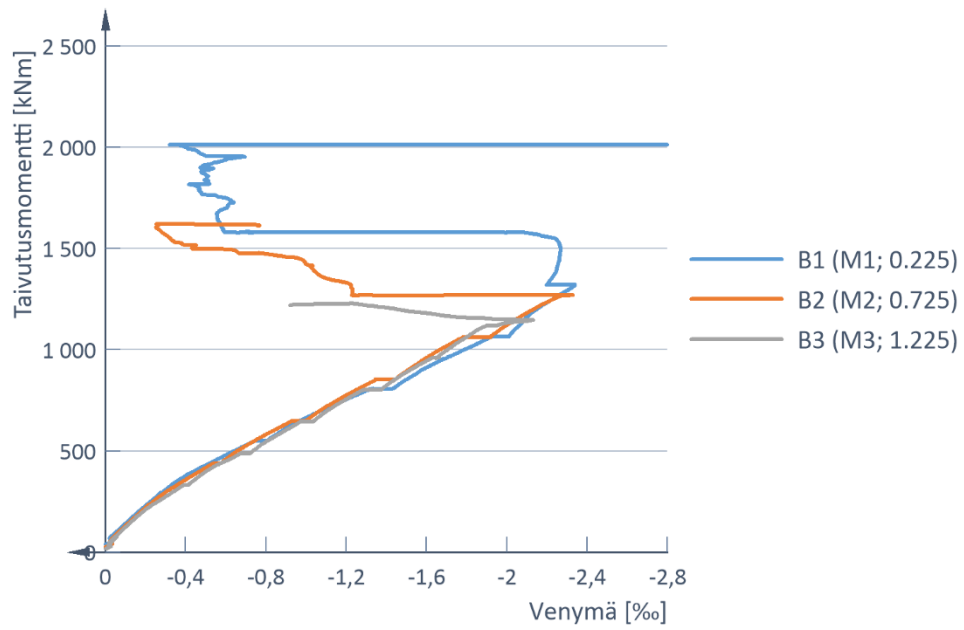
Palkin AP venymäliuskat, JK8-9



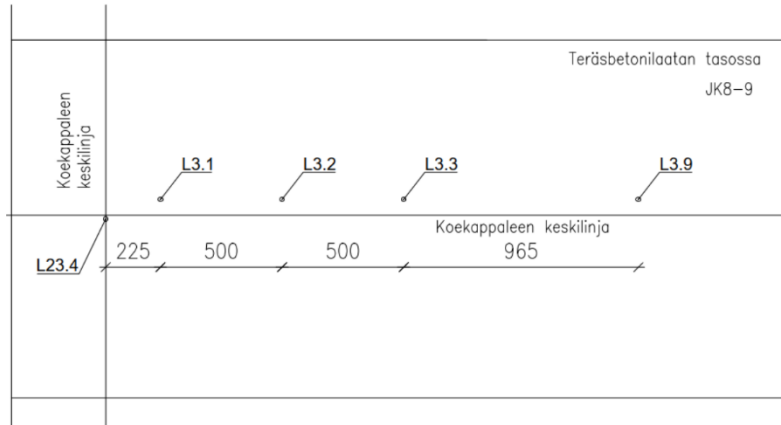
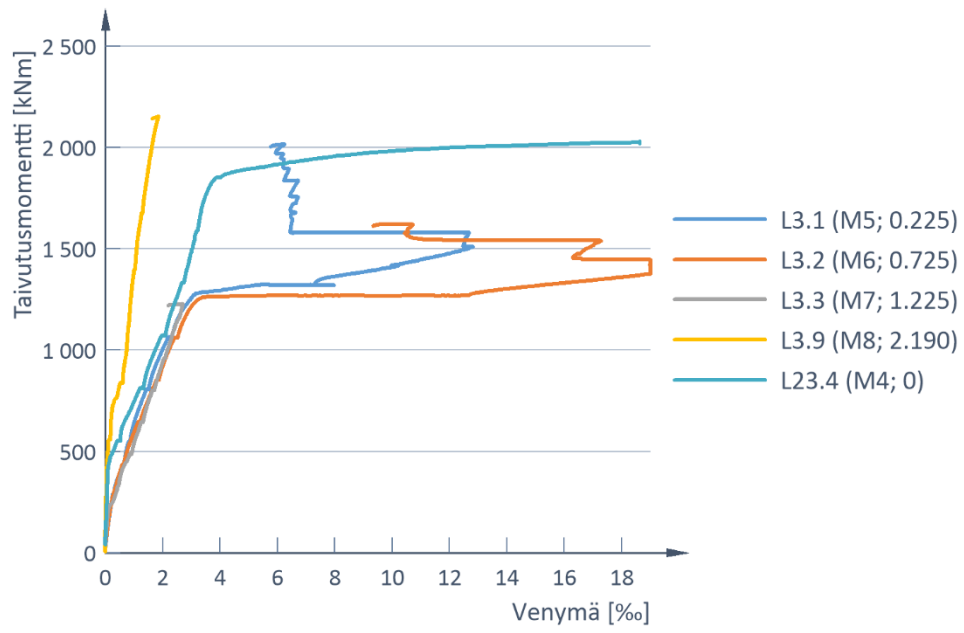
Palkin AP venymäliuskat, JK8-15



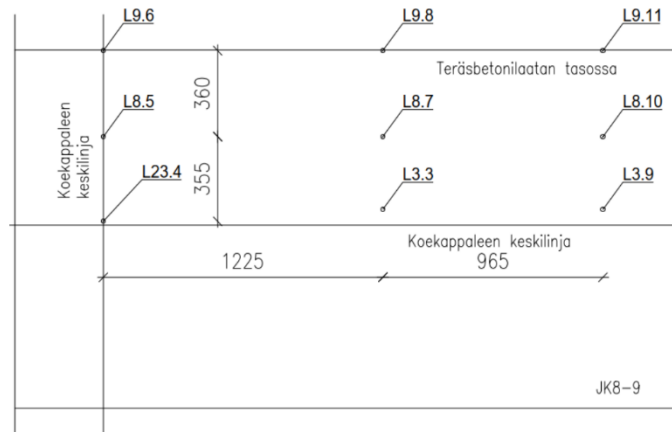
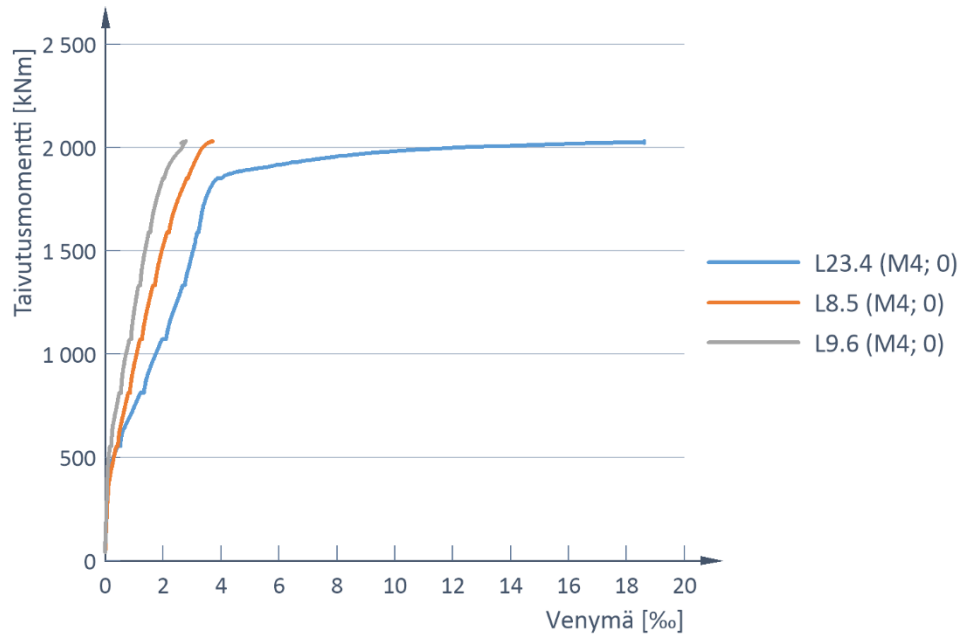
Palkin AP betoniliuskat, JK8-9



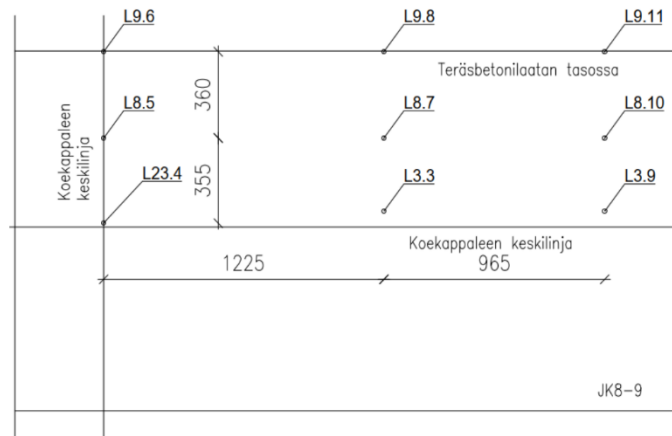
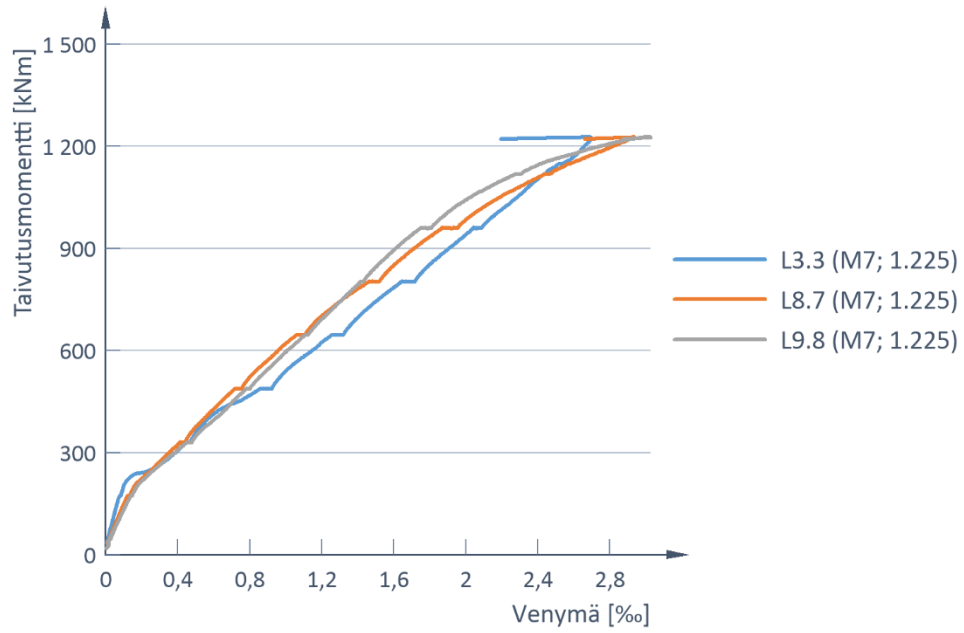
Palkin YP venymäliuskat, JK8-9



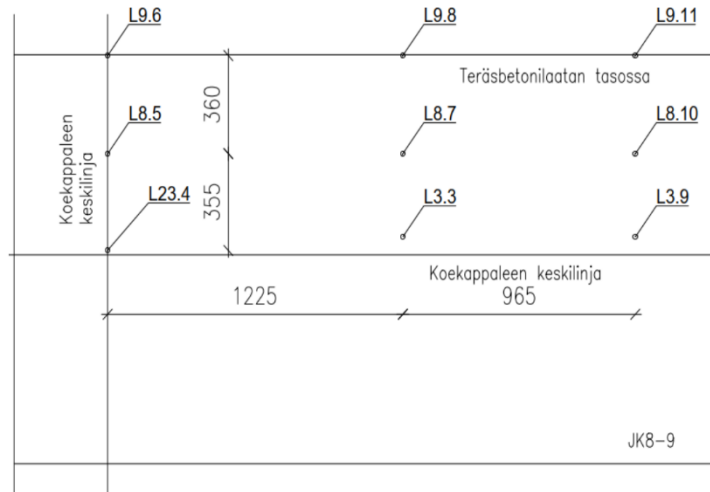
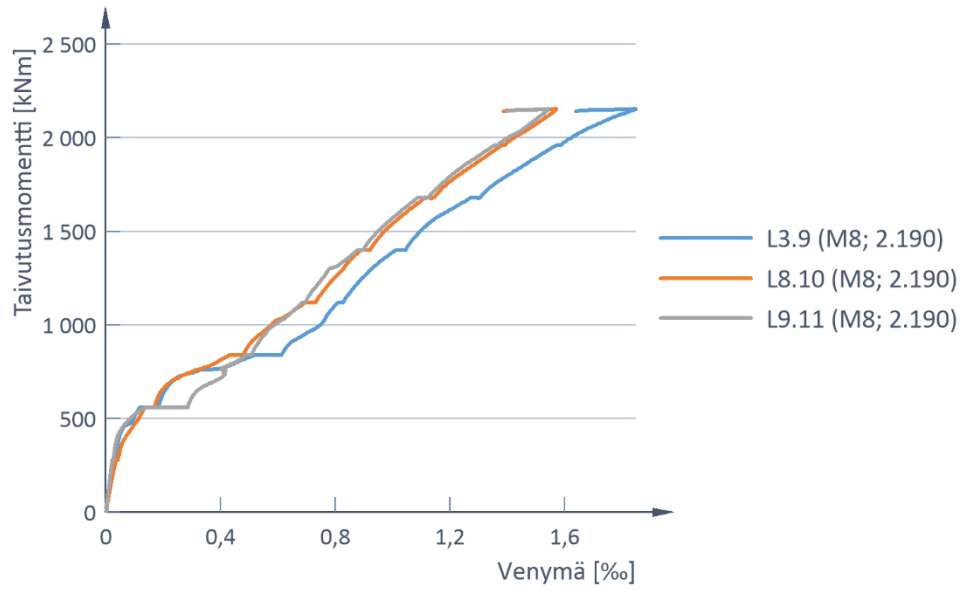
Laatan jatkosalueen venymäliuskat, koe 7



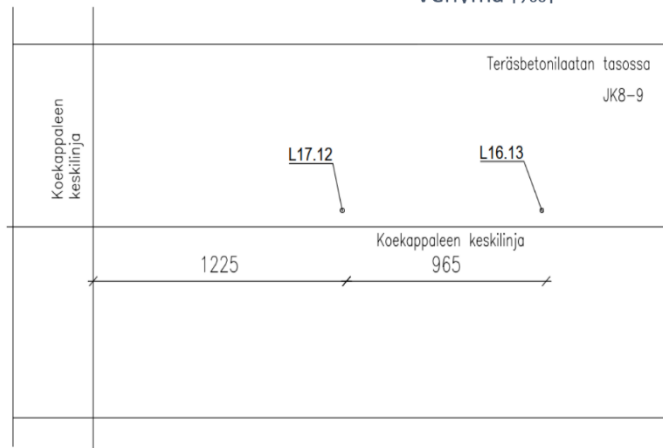
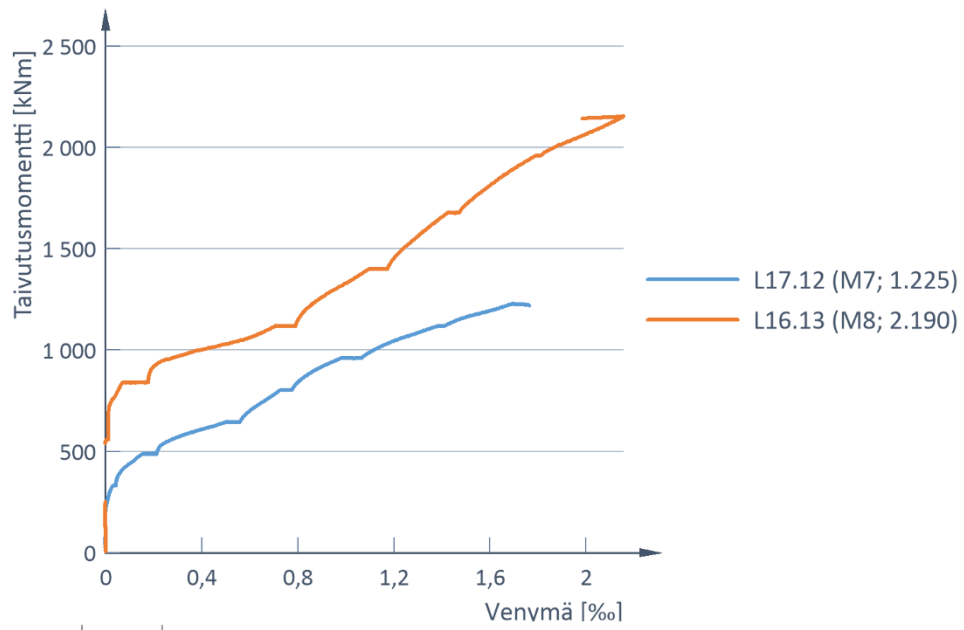
Laatan YP puolivälin venymäliuskat, koe 7



Laatan YP päädyn venymäliuskat, koe 7

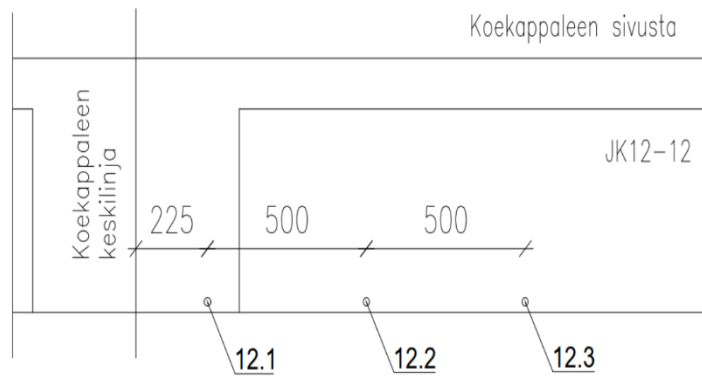
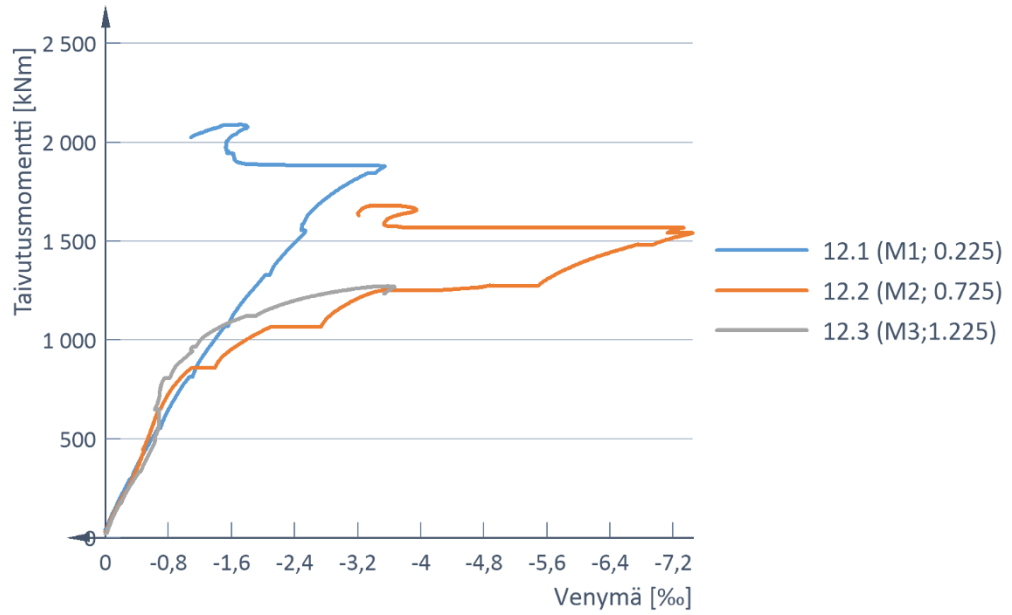


Laatan YP poikittaiset venymäliuskat, koe 7

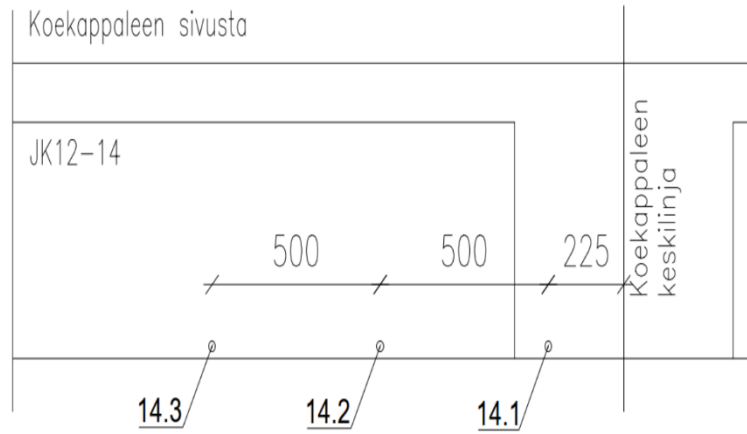
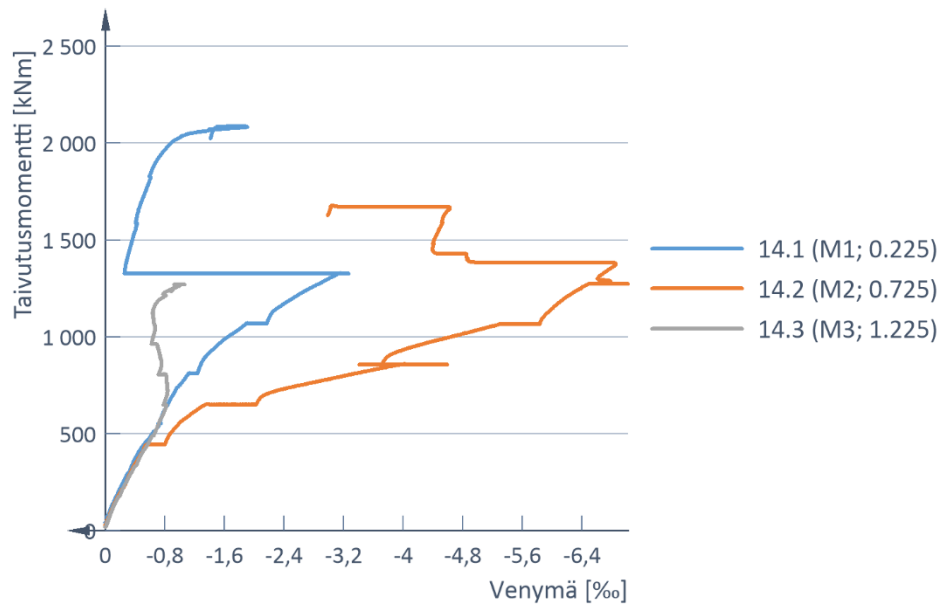


Koe 8

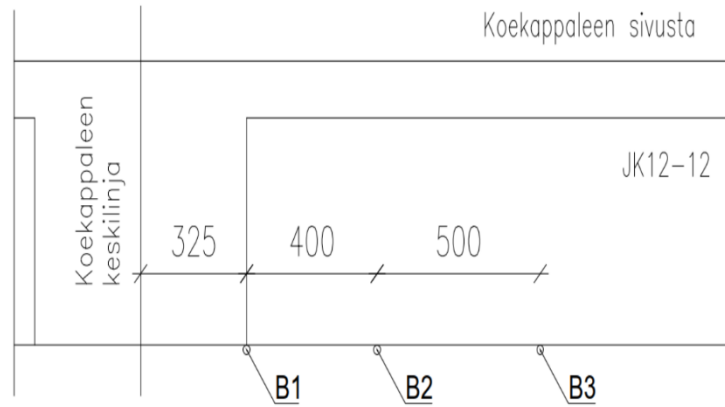
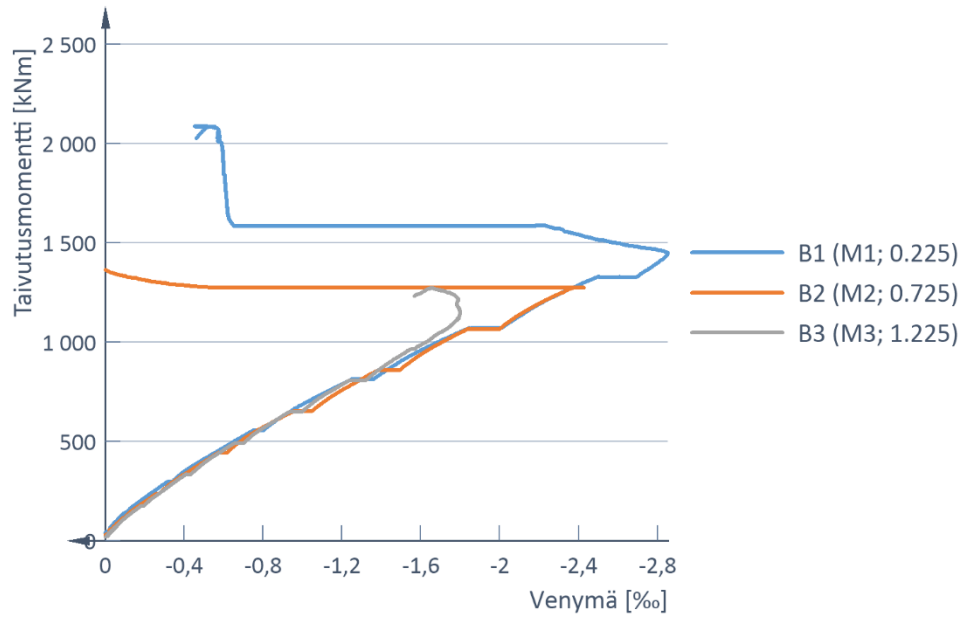
Palkin AP venymäliuskat, JK12-12



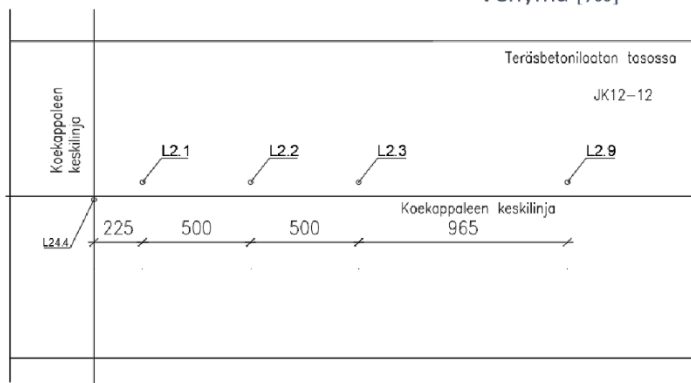
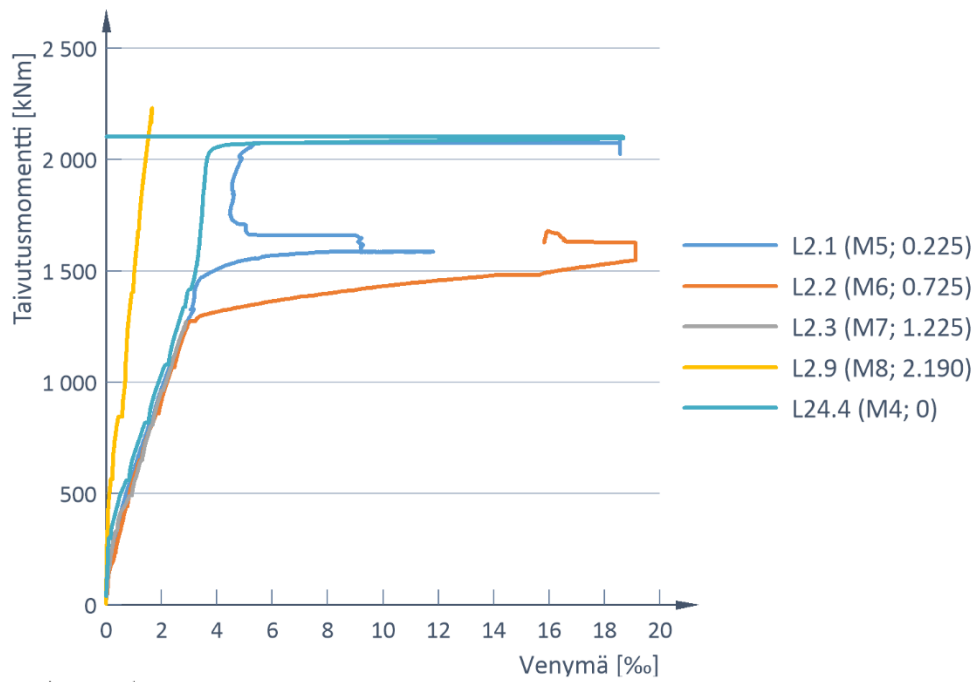
Palkin AP venymäliuskat, JK12-14



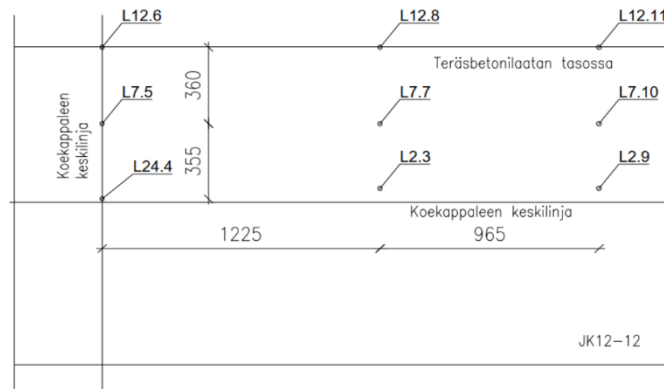
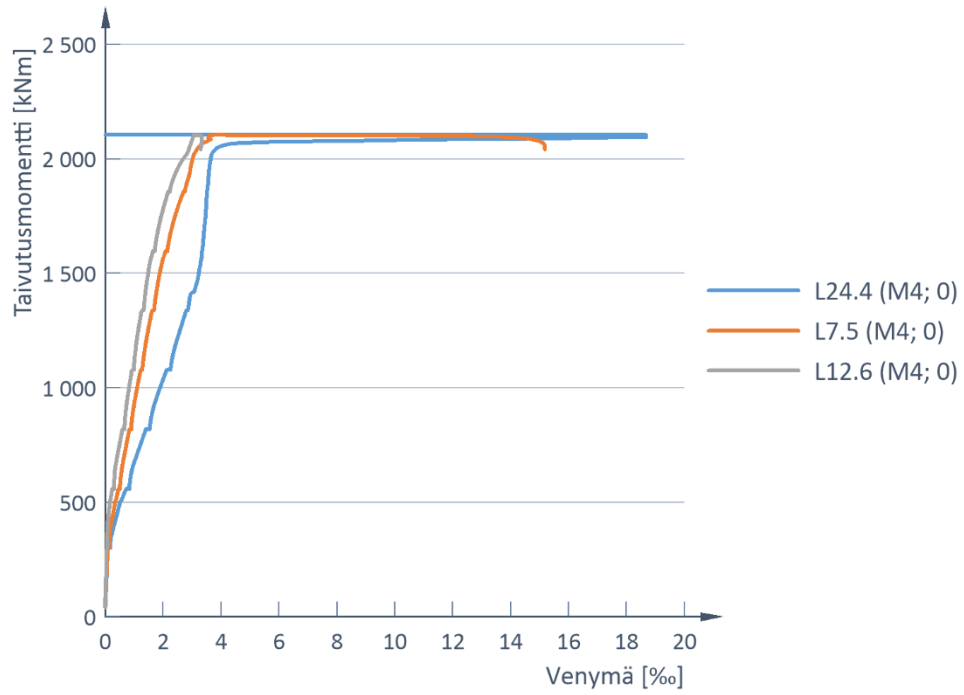
Palkin AP betoniliuskat, JK12-12



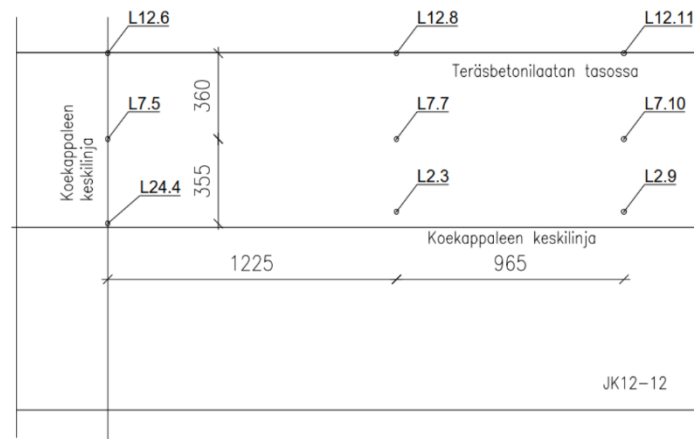
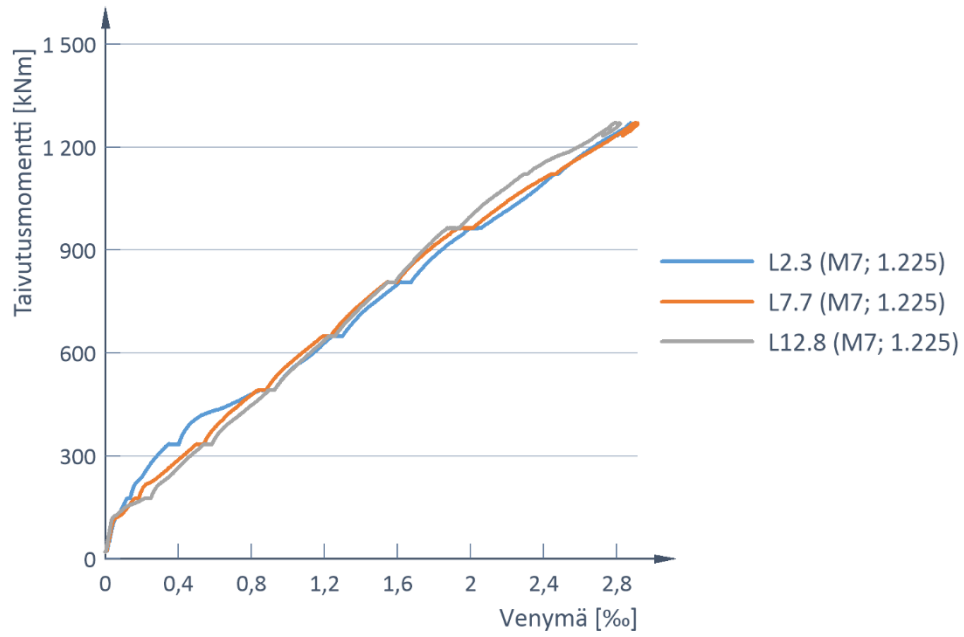
Palkin YP venymäliuskat, JK12-12



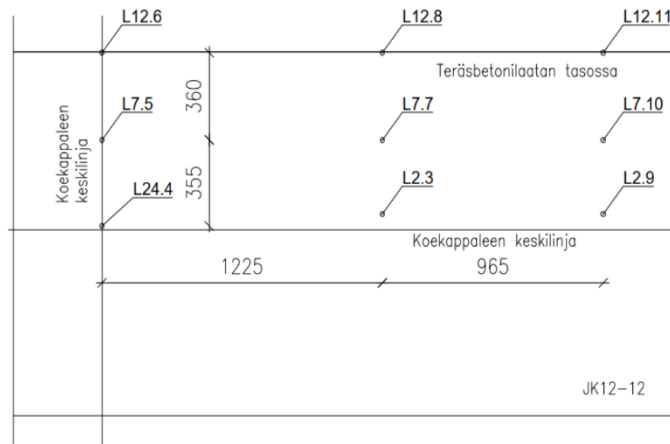
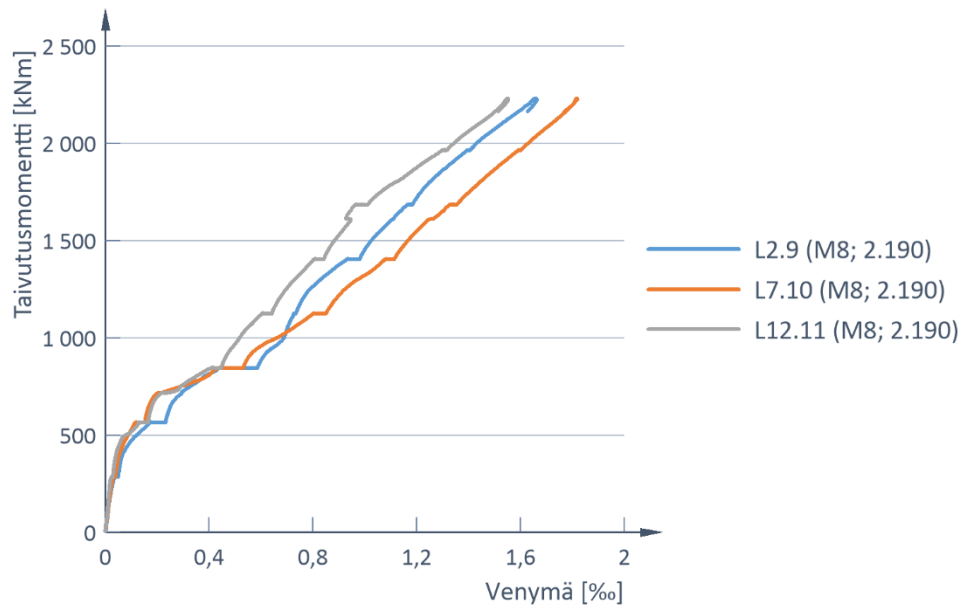
Laatan jatkosalueen venymäliuskat, koe 8



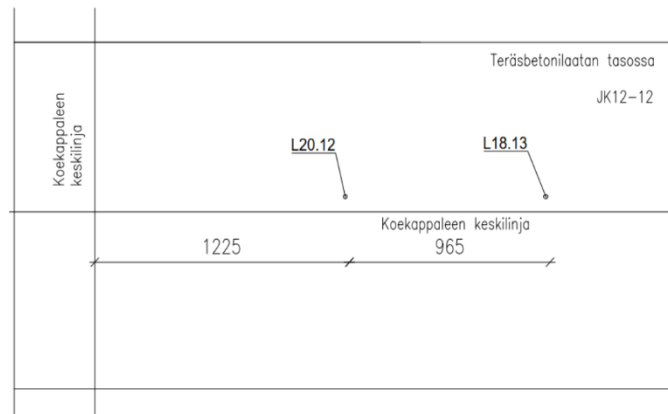
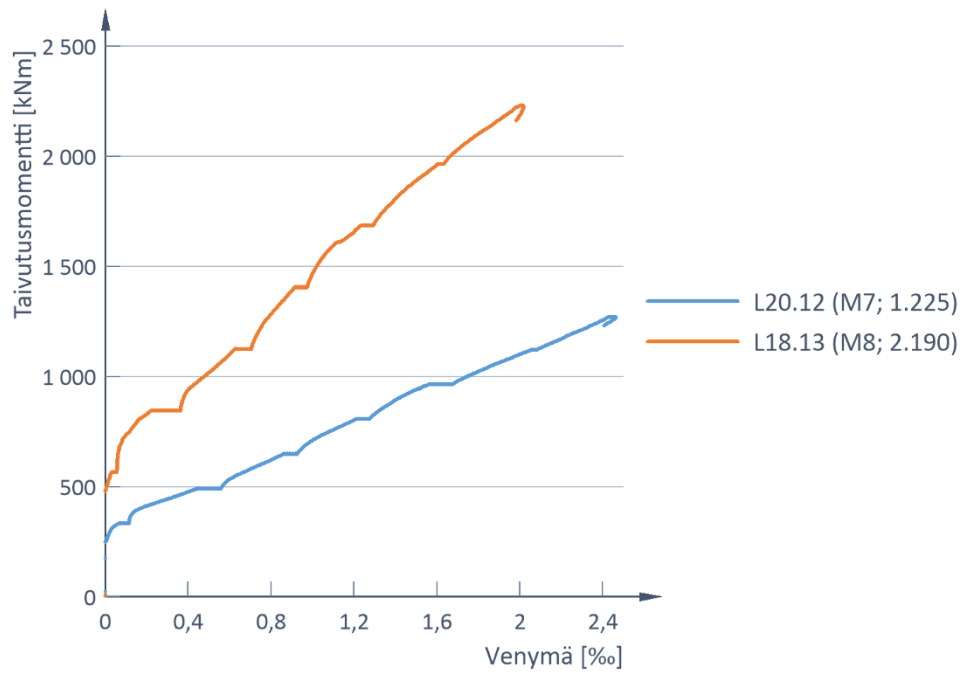
Laatan YP puolivälin venymäliuskat, koe 8



Laatan YP päädyn venymäliuskat, koe 8



Laatan YP poikittaiset venymäliuskat, koe 8

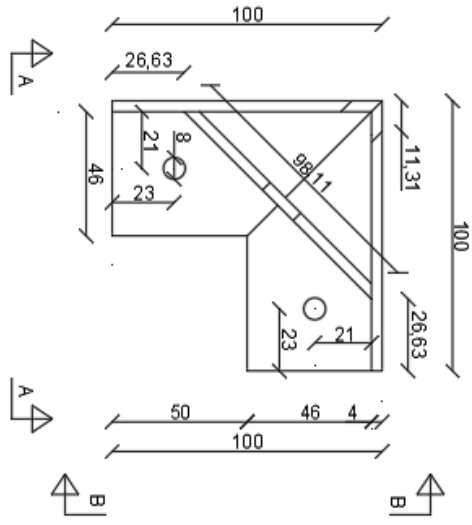


LIITE N: JÄNNEVOIMIEN SIIRTOPITUUS

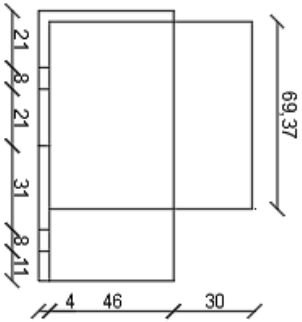
JK4-11 Venymäliuska		Etäisyys (L) [mm]	Puristuma (ε) [%]	$x = \varepsilon \cdot (10^6)$ [mm]	JK8-9 Venymäliuska		Etäisyys (L) [mm]	Puristuma (ε) [%]	$x = \varepsilon \cdot (10^6)$ [mm]
Lähtöarvo		0	0	0	Lähtöarvo		0	0	0
Venymäliuska	11,1	118,33	0,00016	162,16	Venymäliuska	9,1	120,83	0,00023	225,62
	11,2	600,00	0,00043	426,95		9,2	617,50	0,00088	877,30
	11,3	1106,67	0,00041	411,08		9,3	1119,17	0,00083	834,95
Puristuman keskiarvo pisteissä 2 ja 3		$y_{\text{kesk}} = (x_1 + x_2)/2$		419,0155343	Puristuman keskiarvo pisteissä 2 ja 3		$y_{\text{kesk}} = (x_1 + x_2)/2$		856,1239731
Puristuman arvon ja mittap. Suhdeluku		$k = (x_1 - x_0)/(L_1 - L_0)$		1,37	Puristuman arvon ja mittap. Suhdeluku		$k = (x_1 - x_0)/(L_1 - L_0)$		1,87
Siirtopituus		$l_{\text{st}} = y_{\text{kesk}}/k$		305,78	Siirtopituus		$l_{\text{st}} = y_{\text{kesk}}/k$		458,51
JK12-12 Venymäliuska		Etäisyys (L) [mm]	Puristuma (ε) [%]	$x = \varepsilon \cdot (10^6)$ [mm]	JK12-16 Venymäliuska		Etäisyys (L) [mm]	Puristuma (ε) [%]	$x = \varepsilon \cdot (10^6)$ [mm]
Lähtöarvo		0	0	0	Lähtöarvo		0	0	0
Venymäliuska	12,1	124,17	0,00049	489,14	Venymäliuska	16,1	116,67	0,00044	442,05
	12,2	607,50	0,00113	1134,09		16,2	615,00	0,00110	1095,44
	12,3	1105,83	0,00110	1099,92		16,3	1108,33	0,00110	1104,26
Puristuman keskiarvo pisteissä 2 ja 3		$y_{\text{kesk}} = (x_1 + x_2)/2$		1117,006033	Puristuman keskiarvo pisteissä 2 ja 3		$y_{\text{kesk}} = (x_1 + x_2)/2$		1099,850635
Puristuman arvon ja mittap. Suhdeluku		$k = (x_1 - x_0)/(L_1 - L_0)$		3,94	Puristuman arvon ja mittap. Suhdeluku		$k = (x_1 - x_0)/(L_1 - L_0)$		3,79
Siirtopituus		$l_{\text{st}} = y_{\text{kesk}}/k$		283,55	Siirtopituus		$l_{\text{st}} = y_{\text{kesk}}/k$		290,28
JK4-11 Demec		Etäisyys (L) [mm]	Puristuma (ε) [%]	$x = \varepsilon \cdot (10^6)$ [mm]	JK8-9 Demec		Etäisyys (L) [mm]	Puristuma (ε) [%]	$x = \varepsilon \cdot (10^6)$ [mm]
Lähtöarvo		0	0	0	Lähtöarvo		0	0	0
Mittauskohta	11,1	127,50	0,00015	148,37	Mittauskohta	9,1	127,50	0,00018	180,45
	11,2	605,00	0,00042	421,05		9,2	605,00	0,00079	793,98
	11,3	1105,00	0,00040	396,99		9,3	1105,00	0,00083	830,07
Puristuman keskiarvo pisteissä 2 ja 3		$y_{\text{kesk}} = (x_1 + x_2)/2$		409,02	Puristuman keskiarvo pisteissä 2 ja 3		$y_{\text{kesk}} = (x_1 + x_2)/2$		812,025
Puristuman arvon ja mittap. Suhdeluku		$k = (x_1 - x_0)/(L_1 - L_0)$		1,16	Puristuman arvon ja mittap. Suhdeluku		$k = (x_1 - x_0)/(L_1 - L_0)$		1,42
Siirtopituus		$l_{\text{st}} = y_{\text{kesk}}/k$		351,49	Siirtopituus		$l_{\text{st}} = y_{\text{kesk}}/k$		573,75
JK8-15 Demec		Etäisyys (L) [mm]	Puristuma (ε) [%]	$x = \varepsilon \cdot (10^6)$ [mm]	JK12-16 Demec		Etäisyys (L) [mm]	Puristuma (ε) [%]	$x = \varepsilon \cdot (10^6)$ [mm]
Lähtöarvo		0	0	0	Lähtöarvo		0	0	0
Mittauskohta	15,1	127,50	0,00016	164,41	Mittauskohta	16,1	127,50	0,00022	216,54
	15,2	605,00	0,00084	838,09		16,2	605,00	0,00099	990,47
	15,3	1105,00	0,00089	894,23		16,3	1105,00	0,00095	954,38
Puristuman keskiarvo pisteissä 2 ja 3		$y_{\text{kesk}} = (x_1 + x_2)/2$		866,16	Puristuman keskiarvo pisteissä 2 ja 3		$y_{\text{kesk}} = (x_1 + x_2)/2$		972,4256593
Puristuman arvon ja mittap. Suhdeluku		$k = (x_1 - x_0)/(L_1 - L_0)$		1,29	Puristuman arvon ja mittap. Suhdeluku		$k = (x_1 - x_0)/(L_1 - L_0)$		1,70
Siirtopituus		$l_{\text{st}} = y_{\text{kesk}}/k$		671,71	Siirtopituus		$l_{\text{st}} = y_{\text{kesk}}/k$		572,57

LIITE O: MITTAKELLOTLINEIDEN MITTAKUVAT

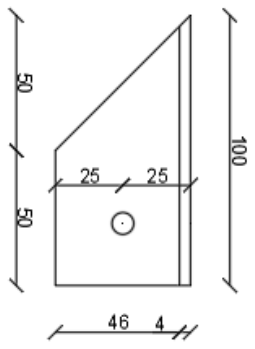
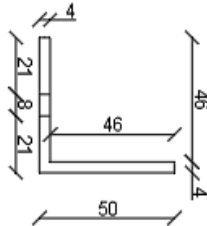
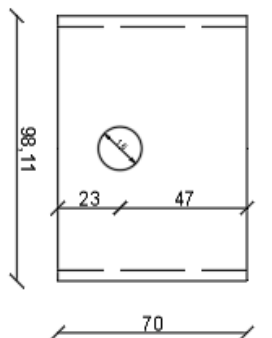
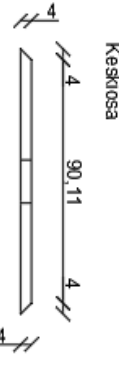
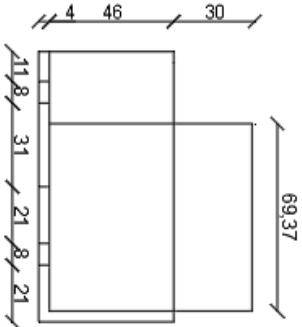
VERSIO 1 (matala)
valmistetaan 2 kappaletta



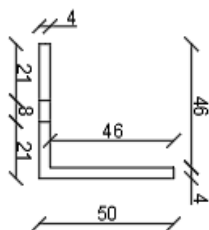
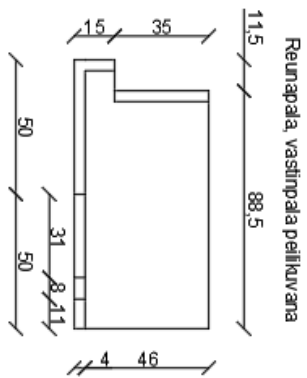
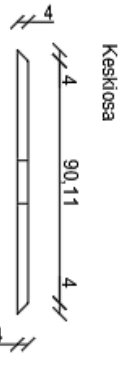
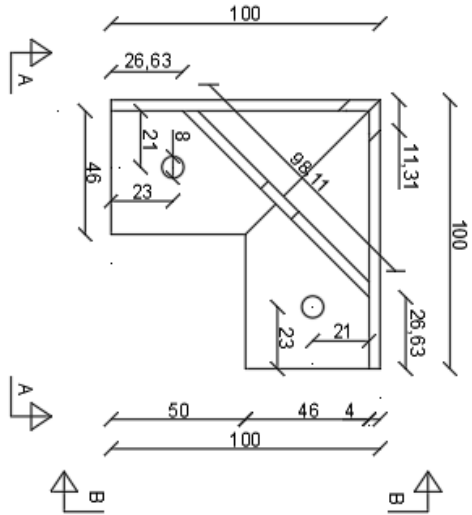
A-A



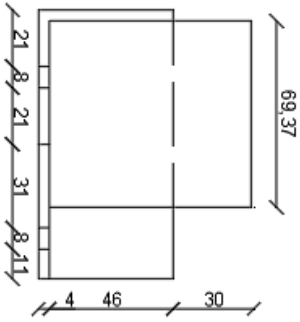
B-B



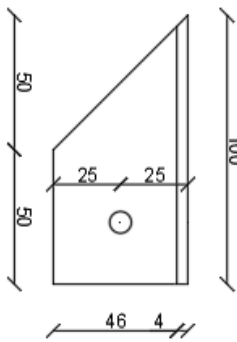
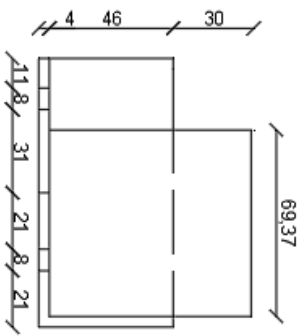
VERSIO 1 (korkea)
valmistetaan 2 kappaletta



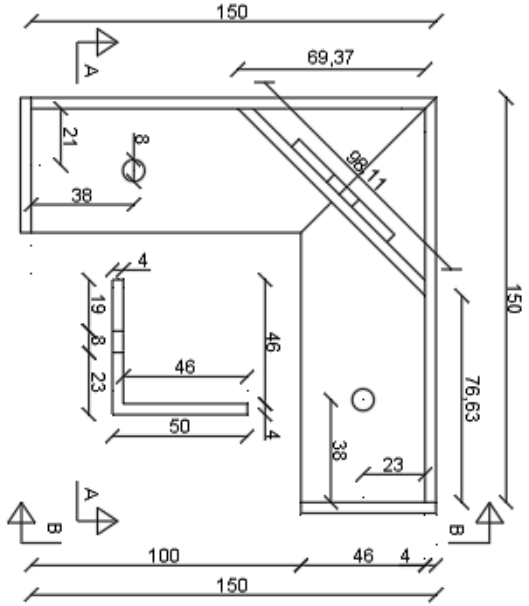
A-A



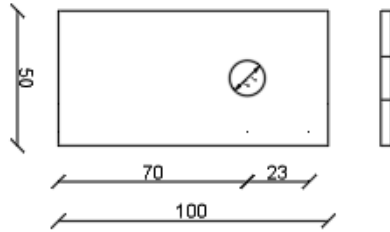
B-B



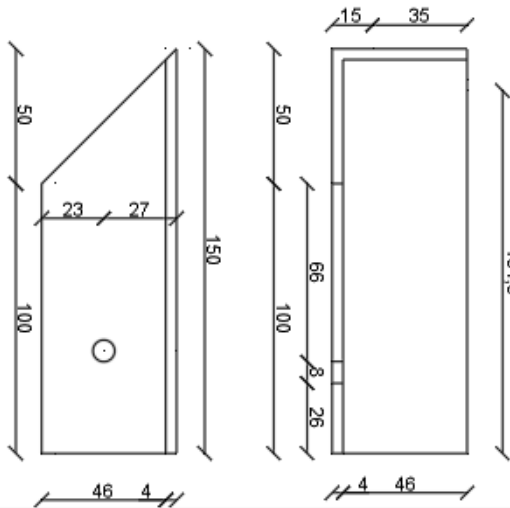
VERSIO 1 (korkea)
valmistetaan 2 kappaletta



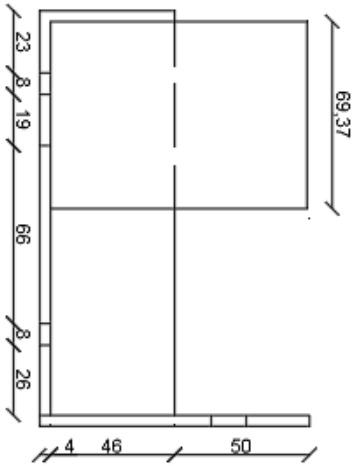
Keskiosa



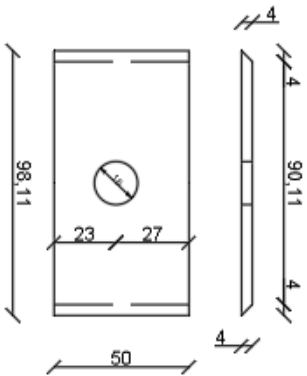
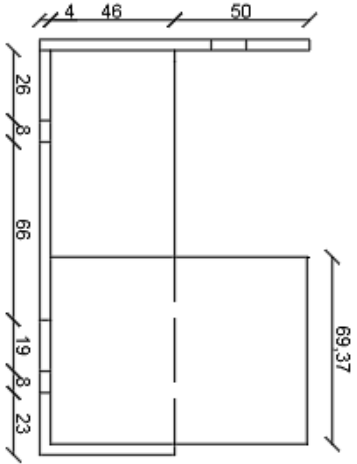
Reunapala, vastinpala pelikuvana



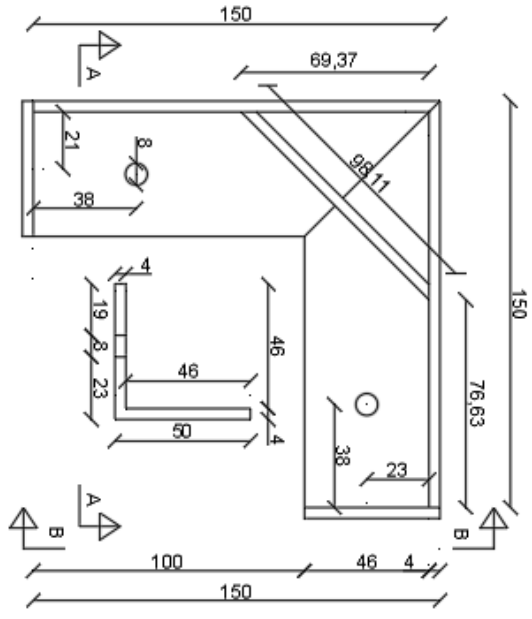
A-A



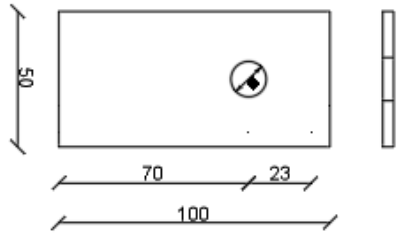
B-B



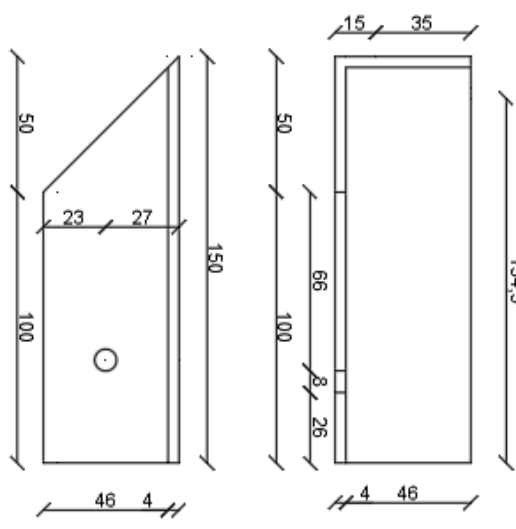
VERSIO 2 (matala)
valmistetaan 2 kappaletta



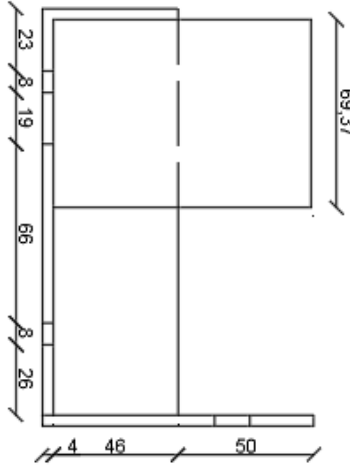
Keskiosa



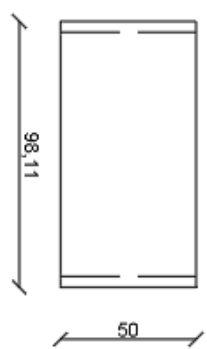
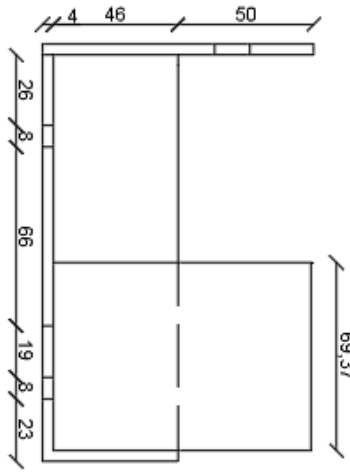
Reunapala, vasinpala peilikuvana



A-A



B-B



LIITE P: NEGATIIVINEN TAIVUTUSMOMENTTIKAPASITEETTI

Diplomityö: Betonielementtien jatkuvuus-Jatkoskoe
Jani Kujala, 2019
Teräsbetoniversion negatiivisen taivutusmomentin kapasiteetti, VAIHE 2
JKO-teräsbetonielementti

MATERIAALIEN SUUNNITTELUOMINAISUUDET

Esijännitetyn elementtipalkin poikkileikkaus- ja materiaalitiedot

Palkin leveys:	$b_p := 280 \text{ mm}$
Palkin korkeus:	$h_p := 480 \text{ mm}$
Poikkileikkauksen pinta-ala:	$A_p := b_p \cdot h_p = (1.344 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
Betonin ominaislujuus:	$f_{ck,p} := 72.2 \text{ MPa}$
Pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin:	$\alpha_{cc} := 0.85$
Betonin mitoituslujuus:	$f_{cd,p} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck,p}}{1.35} = 45.459 \text{ MPa}$
Betonin murtopuristuman arvo:	$\varepsilon_{cu3} := 2.6 + 35 \cdot \left(\frac{90 \text{ MPa} - f_{ck,p}}{100 \text{ MPa}} \right)^4$ $\varepsilon_{cu3} := \varepsilon_{cu3} \cdot 10^{-3} = 0.002635$

Teräsbetonilaatan poikkileikkauksen mitat ja raudoituksen tiedot

Laatan leveys:	$b_l := 1500 \text{ mm}$
Laatan korkeus:	$h_l := 120 \text{ mm}$
Laatan pinta-ala:	$A_l := b_l \cdot h_l = (1.8 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
Teräksen ominaislujuus:	$f_{yk} := 550 \text{ MPa}$
Teräksen mitoituslujuus:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.1} = 500 \text{ MPa}$
Teräksen kimmomoduuli:	$E_s := 200 \text{ GPa}$
Teräksen myötöraja:	$\varepsilon_{s,m} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.00275$
Teräksen pinta-ala teräsbetonilaatassa:	$A_s := \left(36 \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right) + \left(4 \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right) = (7.691 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Liittopölkkiikkauksen negatiivinen taivutusmomenttikapasiteetti

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus:	$d := h_p + \frac{h_t}{2} = 540 \text{ mm}$
Betonin laskettu murtopuristuma:	$\varepsilon_{\text{cu3}} = 0.002635$
Terästen muodonmuutos:	$\varepsilon_s := 0.0017715$
Puristuspinnan korkeus:	$x := \frac{\varepsilon_{\text{cu3}}}{\varepsilon_{\text{cu3}} + \varepsilon_s} \cdot d = 322.916 \text{ mm}$
EC2 mukainen kerroin:	$\lambda := \left(0.8 - \left(\frac{72 - 50}{400} \right) \right) = 0.745$
EC2 mukainen kerroin:	$\eta := 1 - \left(\frac{72 - 50}{200} \right) = 0.89$
Puristuspinnan korkeus:	$y := \lambda \cdot x = 240.572 \text{ mm}$
Teräsbetoniilaatan teräksissä vaikuttava voima:	$T := A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s = (2.725 \cdot 10^3) \text{ kN}$
Palkin alapinnassa vaikuttava voima:	$F_c := \eta \cdot f_{\text{cd,p}} \cdot b_p \cdot y = (2.725 \cdot 10^3) \text{ kN}$
Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi:	$z := d - \frac{y}{2} = 419.714 \text{ mm}$
Poikkileikkauksen negatiivinen momenttikapasiteetti:	$M_u := F_c \cdot z = (1.144 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Diplomityö: Betonielementtien jatkuvuus-Jatkoskoe
 Jani Kujala, 2019
 Teräsbetoniversion negatiivisen taivutusmomentin kapasiteetti, VAIHE 2
 JK0-teräsbetonielementti

MATERIAALIEN KÄYTTÖMINAISUUDET

Elementtipalkin poikkileikkaus- ja materiaalitiedot

Palkin leveys:	$b_p := 280 \text{ mm}$
Palkin korkeus:	$h_p := 480 \text{ mm}$
Poikkileikkauksen pinta-ala:	$A_p := b_p \cdot h_p = (1.344 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
Betonin ominaislujuus:	$f_{ck,p} := 72.2 \text{ MPa}$
Pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin:	$\alpha_{cc} := 0.85$
Betonin mitoituslujuus:	$f_{cd,p} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck,p}}{1.0} = 61.37 \text{ MPa}$
Betonin murtopuristuman arvo:	$\varepsilon_{cu3} := 2.6 + 35 \cdot \left(\frac{90 \text{ MPa} - f_{ck,p}}{100 \text{ MPa}} \right)^4$ $\varepsilon_{cu3} := \varepsilon_{cu3} \cdot 10^{-3} = 0.002635$

Teräsbetonilaatan poikkileikkauksen mitat ja raudoituksen tiedot

Laatan leveys:	$b_l := 1500 \text{ mm}$
Laatan korkeus:	$h_l := 120 \text{ mm}$
Laatan pinta-ala:	$A_l := b_l \cdot h_l = (1.8 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
Teräksen ominaislujuus:	$f_{yk} := 550 \text{ MPa}$
Teräksen mitoituslujuus:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.0} = 550 \text{ MPa}$
Teräksen kimmomoduuli:	$E_s := 200 \text{ GPa}$
Teräksen myötöraja:	$\varepsilon_{s,m} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.00275$
Teräksen pinta-ala teräsbetonilaatassa:	$A_s := \left(36 \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right) + \left(4 \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right) = (7.691 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Liittopoiikkileikkauksen negatiivinen taivutusmomenttikapasiteetti

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus:	$d := h_p + \frac{h_l}{2} = 540 \text{ mm}$
Betonin laskettu murtopuristuma:	$\varepsilon_{cu3} = 0.002635$
Puristuspuunnan korkeus:	$\varepsilon_s := 0.0021865$
Terästen muodonmuutos:	$x := \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_s} \cdot d = 295.123 \text{ mm}$
EC2 mukainen kerroin:	$\lambda := \left(0.8 - \left(\frac{72 - 50}{400} \right) \right) = 0.745$
EC2 mukainen kerroin:	$\eta := 1 - \left(\frac{72 - 50}{200} \right) = 0.89$
Puristuspuunnan korkeus:	$y := \lambda \cdot x = 219.866 \text{ mm}$
Teräsbetonilaatan teräksissä vaikuttava voima:	$T := A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s = (3.363 \cdot 10^3) \text{ kN}$
Palkin alapinnassa vaikuttava voima:	$F_c := \eta \cdot f_{cd,p} \cdot b_p \cdot y = (3.363 \cdot 10^3) \text{ kN}$
Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi:	$z := d - \frac{y}{2} = 430.067 \text{ mm}$
Poikkileikkauksen negatiivinen momenttikapasiteetti:	$M_{u1} := F_c \cdot z = (1.446 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Diplomityö: Esijännitetyjen betonielementtien jatkusuus-Jatkoskoe
 Jani Kujala, 2019
 Esijännitetyn koekappaleen negatiivisen taivutusmomentin kapasiteetti, VAIHE 2
 JK12-teräsbetonielementti, suunnitteluarvot

Esijännitetyn elementtipalkin poikkileikkaus- ja materiaalitiedot

Palkin pituus:	$l_p := 3 \text{ m}$
Palkin leveys:	$b_p := 280 \text{ mm}$
Palkin korkeus:	$h_p := 480 \text{ mm}$
Poikkileikkauksen pinta-ala:	$A_p := b_p \cdot h_p = (1.344 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
Betonin ominaislujuus:	$f_{ck,p} := 72.2 \text{ MPa}$
Pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin:	$\alpha_{cc} := 0.85$
Betonin mitoituslujuus:	$f_{cd,p} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck,p}}{1.35} = 45.459 \text{ MPa}$
Lieriölujuuden keskiarvo:	$f_{cm} := f_{cd,p} + 8 \text{ MPa} = 53.459 \text{ MPa}$
Kuutiolujuus laukaisussa:	$f_{ck,cube} := 43 \text{ MPa}$
Muunnos lieriölujuudeksi	$30 \text{ MPa} + \frac{f_{ck,cube} - 37 \text{ MPa}}{1.6} = 33.75 \text{ MPa}$
Keskimääräinen betonin kimmomoduuli jännevoiman laukaisussa:	$E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{33.75 + 8}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa} \cdot 10^3 = 33.777 \text{ GPa}$
Betonin murtopuristuman arvo:	$\epsilon_{cu3} := 2.6 + 35 \cdot \left(\frac{90 \text{ MPa} - f_{ck,p}}{100 \text{ MPa}} \right)^4$
	$\epsilon_{cu3} := \epsilon_{cu3} \cdot 10^{-3} = 0.002635$
Jännepunoksen kimmomoduuli:	$E_p := 195000 \text{ MPa}$
Jännepunoksen vetolujuus:	$f_{pt} := 1860 \text{ MPa}$
Jännepunoksen ominaislujuus:	$f_{p,0.1k} := 1640 \text{ MPa}$
Jännepunoksen mitoituslujuus:	$f_{pd} := \frac{f_{p,0.1k}}{1.1} = (1.491 \cdot 10^3) \text{ MPa}$
Yksittäisen jännepunoksen pinta-ala:	$A_{jp} := 93.0 \text{ mm}^2$
Jännepunokseen vedetty jännitys:	$\sigma_{alku} := 1350 \text{ MPa}$

Tartunnallisten jännepunosten määrä riveittäin ja rivien etäisyys rakenteen alareunasta:

Alareunan alin rivi:	$n_{ala} := 4$	$l_{ala} := 45 \text{ mm}$
Alareunan keskirivi:	$n_{keski} := 4$	$l_{keski} := 58 \text{ mm}$
Alareunan ylin rivi:	$n_{ylin} := 4$	$l_{ylin} := 106 \text{ mm}$
Palkin yläreuna	$n_{palkin.yr} := 2$	$l_{palkin.yr} := 435 \text{ mm}$

Teräsbetonilaatan poikkileikkauksen mitat ja raudoituksen tiedot

Laatan leveys: $b_1 := 1500 \text{ mm}$

Laatan korkeus: $h_1 := 120 \text{ mm}$

Laatan pinta-ala: $A_1 := b_1 \cdot h_1 = (1.8 \cdot 10^8) \text{ mm}^2$

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

Teräksen pinta-ala teräsbetonilaatassa: $A_s := \left(36 \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right) + \left(4 \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right) = (7.691 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$

Elementtipalkin poikkileikkaussuureet

Elementtipalkin neliömomentti: $I_p := \frac{b_p \cdot h_p^3}{12} = (2.58 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$

Elementtipalkin taivutusvastus: $W_p := \frac{I_p}{\left(\frac{h_p}{2} \right)} = (1.075 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$

Elementtipalkin neutraaliakselin sijainti: $y_{0p} := \frac{h_p}{2} = 240 \text{ mm}$

Jännevoiman resultantin sijainti palkin alapinnasta: $r_j := \frac{n_{ala} \cdot l_{ala} + n_{keski} \cdot l_{keski} + n_{ylin} \cdot l_{ylin} + n_{palkin.yr} \cdot l_{palkin.yr}}{n_{ala} + n_{keski} + n_{ylin} + n_{palkin.yr}}$

$r_j = 121.857 \text{ mm}$

Jännepunoksien aiheuttaman voiman resultantti elementtipalkin alapinnassa

Punosrivien jännevoimien resultantti alkujännityksellä

Jännevoiman resultantti alimmalla rivillä:

$$P_{1,1} := A_{jp} \cdot n_{ala} \cdot \sigma_{alku} = 502.2 \text{ kN}$$

Jännevoiman resultantti keskimmaisella rivillä:

$$P_{2,1} := A_{jp} \cdot n_{keski} \cdot \sigma_{alku} = 502.2 \text{ kN}$$

Jännevoiman resultantti ylimmällä rivillä:

$$P_{3,1} := A_{jp} \cdot n_{ylä} \cdot \sigma_{alku} = 502.2 \text{ kN}$$

Jännevoiman resultantti palkin ylärivillä:

$$P_{4,1} := A_{jp} \cdot n_{palkin,yr} \cdot \sigma_{alku} = 251.1 \text{ kN}$$

Jännevoimien kokonaisvoima:

$$P_{kok} := P_{1,1} + P_{2,1} + P_{3,1} + P_{4,1} = (1.758 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Jännepunosten aiheuttamat jännitykset rakenteeseen

Alimman jännerivin jännitys:

$$\sigma_{ala} := \frac{-P_{kok}}{A_p} - \frac{P_{kok} \cdot (y_{op} - r_j)}{\frac{I_p}{y_{op} - l_{ala}}} = -28.77 \text{ MPa}$$

Keskimmäisen jännerivin jännitys:

$$\sigma_{keski} := \frac{-P_{kok}}{A_p} - \frac{P_{kok} \cdot (y_{op} - r_j)}{\frac{I_p}{y_{op} - l_{keski}}} = -27.724 \text{ MPa}$$

Ylimmän jännerivin jännitys:

$$\sigma_{ylä} := \frac{-P_{kok}}{A_p} - \frac{P_{kok} \cdot (y_{op} - r_j)}{\frac{I_p}{y_{op} - l_{ylä}}} = -23.862 \text{ MPa}$$

Palkin yläreunan jännepunosten jännitys:

$$\sigma_{palkin,yr} := \frac{-P_{kok}}{A_p} - \frac{P_{kok} \cdot (y_{op} - r_j)}{\frac{I_p}{y_{op} - l_{palkin,yr}}} = 2.614 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuuden vaikutus muodostuviin jännityksiin:

$$\Delta\sigma_{ala} := \frac{\sigma_{ala}}{E_{cm}} \cdot E_p = -166.097 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{keski} := \frac{\sigma_{keski}}{E_{cm}} \cdot E_p = -160.057 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{ylä} := \frac{\sigma_{ylä}}{E_{cm}} \cdot E_p = -137.757 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{palkin,yr} := \frac{\sigma_{palkin,yr}}{E_{cm}} \cdot E_p = 15.092 \text{ MPa}$$

Alimman rivin voima: $P_{1,2} := n_{ala} \cdot A_{jp} \cdot (\sigma_{alku} + \Delta\sigma_{ala}) = 440.412 \text{ kN}$

Keskimmäisen rivin voima: $P_{2,2} := n_{keski} \cdot A_{jp} \cdot (\sigma_{alku} + \Delta\sigma_{keski}) = 442.659 \text{ kN}$

Ylimmän rivin voima: $P_{3,2} := n_{yld} \cdot A_{jp} \cdot (\sigma_{alku} + \Delta\sigma_{yld}) = 450.954 \text{ kN}$

Palkin yläreunan voima: $P_{4,2} := n_{palkin,yr} \cdot A_{jp} \cdot (\sigma_{alku} + \Delta\sigma_{palkin,yr}) = 253.907 \text{ kN}$

Jännitykset palkin alareunassa:

$$\sigma_a := \frac{-(P_{1,1} + P_{2,1} + P_{3,1} + P_{4,1})}{A_p} - \left(\frac{(P_{1,1} \cdot (y_{op} - l_{ala})) + (P_{2,1} \cdot (y_{op} - l_{keski})) + (P_{3,1} \cdot (y_{op} - l_{yld})) + (P_{4,1} \cdot (y_{op} - l_{palkin,yr}))}{W_p} \right)$$

$$\sigma_a = -32.392 \text{ MPa}$$

Jännitykset palkin yläreunassa:

$$\sigma_y := \frac{-(P_{1,1} + P_{2,1} + P_{3,1} + P_{4,1})}{A_p} + \left(\frac{(P_{1,1} \cdot (y_{op} - l_{ala})) + (P_{2,1} \cdot (y_{op} - l_{keski})) + (P_{3,1} \cdot (y_{op} - l_{yld})) + (P_{4,1} \cdot (y_{op} - l_{palkin,yr}))}{W_p} \right)$$

$$\sigma_y = 6.235 \text{ MPa}$$

Jännitykset palkin alareunassa
laukaisun jälkeen:

$$\sigma_{a,laukaisu} := \frac{-(P_{1,2} + P_{2,2} + P_{3,2} + P_{4,2})}{A_p} - \left(\frac{(P_{1,2} \cdot (y_{op} - l_{ala})) + (P_{2,2} \cdot (y_{op} - l_{keski})) + (P_{3,2} \cdot (y_{op} - l_{yld})) + (P_{4,2} \cdot (y_{op} - l_{palkin,yr}))}{W_p} \right)$$

$$\sigma_{a,laukaisu} = -28.311 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{y,laukaisu} := \frac{-(P_{1,2} + P_{2,2} + P_{3,2} + P_{4,2})}{A_p} + \left(\frac{(P_{1,2} \cdot (y_{op} - l_{ala})) + (P_{2,2} \cdot (y_{op} - l_{keski})) + (P_{3,2} \cdot (y_{op} - l_{yld})) + (P_{4,2} \cdot (y_{op} - l_{palkin,yr}))}{W_p} \right)$$

$$\sigma_y = 6.235 \text{ MPa}$$

Kokonaisvoima jänteissä laukaisun
jälkeen:

$$P_{kok,2} := P_{1,2} + P_{2,2} + P_{3,2} + P_{4,2} = (1.588 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Murtopuristuman arvo
kokoapuristumisessa:

$$\varepsilon_{ce} := \frac{|\sigma_{a,laukaisu}|}{E_{cm}} = 0.00084$$

Poikkileikkauksen mitoituksessa
käytettävä murtopuristuma

$$\varepsilon_d := \varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{ce} = 0.001797$$

Liittopokkileikkauksen poikkileikkaussuureet

Voimatasapainon vaatima teräksen venymä:

$$\varepsilon_s := 0.000911$$

Pokkileikkauksen tehollinen korkeus:

$$d_{ip} := \left(h_p + \frac{h_i}{2} \right) = 540 \text{ mm}$$

Puristusvyöhykkeen korkeus:

$$x_{ip} := \frac{\varepsilon_d \cdot d_{ip}}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} = 358.336 \text{ mm}$$

EC2 mukainen kerroin:

$$\lambda := 0.8 - \frac{f_{ck,p} - 50}{400} = 0.745$$

EC2 mukainen kerroin:

$$\eta := 1 - \frac{f_{ck,p} - 50 \text{ MPa}}{200 \text{ MPa}} = 0.889$$

Jännepunosriveillä vaikuttavat jännitykset jännepunosissa:

$$f_{sp1} := \min \left(f_{pd}, \sigma_{alku} - \left(\varepsilon_d \cdot \frac{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot (d_{ip}) - l_{ala}}{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot d_{ip}} - \frac{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_i) - l_{ala}}{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_i)}} \cdot \frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{E_{cm}} \right) \cdot E_p \right)$$

$$f_{sp1} = (1.19 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$f_{sp2} := \min \left(f_{pd}, \sigma_{alku} - \left(\varepsilon_d \cdot \frac{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot (d_{ip}) - l_{keski}}{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot d_{ip}} - \frac{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_i) - l_{keski}}{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_i)}} \cdot \frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{E_{cm}} \right) \cdot E_p \right)$$

$$f_{sp2} = (1.201 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$f_{sp3} := \min \left(f_{pd}, \sigma_{alku} - \left(\varepsilon_d \cdot \frac{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot (d_{ip}) - l_{ylä}}{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot d_{ip}} - \frac{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_i) - l_{ylä}}{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_i)}} \cdot \frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{E_{cm}} \right) \cdot E_p \right)$$

$$f_{sp3} = (1.233 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$f_{sp4} := \min \left(f_{pd}, \sigma_{alku} - \left(\varepsilon_d \cdot \frac{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot (d_{ip}) - l_{palku,yr}}{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot d_{ip}} - \frac{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_i) - l_{palku,yr}}{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_i)}} \cdot \frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{E_{cm}} \right) \cdot E_p \right)$$

$$f_{sp4} = (1.45 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Laatan teräksissä vaikuttavan voiman suuruus:

$$T := \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s = (1.401 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Alapinnan puristusvyöhykkeen arvo:

$$F_a := (b_p \cdot \lambda \cdot x_{lp} \cdot \eta \cdot f_{cd,p}) - (A_{jp} \cdot n_{ala} \cdot f_{sp1}) - (A_{jp} \cdot n_{keski} \cdot f_{sp2}) - (A_{jp} \cdot n_{ydia} \cdot f_{sp3}) - (A_{jp} \cdot n_{palkin,yr} \cdot f_{sp4})$$

$$F_a = (1.401 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Liittopalkkileikkauksen negatiivinen taivutusmomenttikapasiteetti

Alimman rivin punoksista aiheutuva momentti:

$$a := A_{jp} \cdot n_{ala} \cdot f_{sp1} \cdot (d_{lp} - l_{ala}) = 219.142 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Keskimmäisen rivin punoksista aiheutuva momentti:

$$b := A_{jp} \cdot n_{keski} \cdot f_{sp2} \cdot (d_{lp} - l_{keski}) = 215.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ylimmän rivin punoksista aiheutuva momentti:

$$c := A_{jp} \cdot n_{ydia} \cdot f_{sp3} \cdot (d_{lp} - l_{ydia}) = 199.072 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Palkin yläreunan punoksista aiheutuva momentti:

$$d := A_{jp} \cdot n_{palkin,yr} \cdot f_{sp4} \cdot (d_{lp} - l_{palkin,yr}) = 28.325 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusmomenttikapasiteetti:

$$M_u := b_p \cdot \lambda \cdot x_{lp} \cdot \eta \cdot f_{cd,p} \cdot \left(d_{lp} - \left(\frac{\lambda \cdot x_{lp}}{2} \right) \right) - (a + b + c + d)$$

$$M_u = 565.538 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Diplomityö: Esijännitettyjen betonielementtien jatkusvuus-Jatkoskoe
 Jani Kujala, 2019
 Esijännitetyn koekappaleen negatiivisen taivutusmomentin kapasiteetti, VAIHE 2
 JK12-teräsbetonielementti, käyttöarvot

Esijännitetyn elementtipalkin poikkileikkaus- ja materiaalitiedot

Palkin pituus:	$l_p := 3 \text{ m}$
Palkin leveys:	$b_p := 280 \text{ mm}$
Palkin korkeus:	$h_p := 480 \text{ mm}$
Poikkileikkauksen pinta-ala:	$A_p := b_p \cdot h_p = (1.344 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
Betonin ominaislujuus:	$f_{ck,p} := 72.2 \text{ MPa}$
Pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin:	$\alpha_{cc} := 0.85$
Betonin mitoituslujuus:	$f_{cd,p} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck,p}}{1.35} = 45.459 \text{ MPa}$
Lieriölujuuden keskiarvo:	$f_{cm} := f_{cd,p} + 8 \text{ MPa} = 53.459 \text{ MPa}$
Kuutiolujuus laukaisussa:	$f_{ck,cube} := 43 \text{ MPa}$
Muunnos lieriölujuudeksi	$30 \text{ MPa} + \frac{f_{ck,cube} - 37 \text{ MPa}}{1.6} = 33.75 \text{ MPa}$
Keskimääräinen betonin kimmomoduuli jännevoiman laukaisussa:	$E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{33.75 + 8}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa} \cdot 10^3 = 33.777 \text{ GPa}$
Betonin murtopuristuman arvo:	$\epsilon_{cu3} := 2.6 + 35 \cdot \left(\frac{90 \text{ MPa} - f_{ck,p}}{100 \text{ MPa}} \right)^4$ $\epsilon_{cu3} := \epsilon_{cu3} \cdot 10^{-3} = 0.002635$
Jännepunoksen kimmomoduuli:	$E_p := 192000 \text{ MPa}$
Jännepunoksen vetolujuus:	$f_{pk} := 1800 \text{ MPa}$
Jännepunoksen ominaislujuus:	$f_{p,0.1k} := 1960 \text{ MPa}$
Jännepunoksen mitoituslujuus:	$f_{pd} := \frac{f_{p,0.1k}}{1.1} = (1.782 \cdot 10^3) \text{ MPa}$
Yksittäisen jännepunoksen pinta-ala:	$A_{jp} := 93.2 \text{ mm}^2$
Jännepunokseen vedetty jännitys:	$\sigma_{alku} := 1350 \text{ MPa}$

Tartunnallisten jännepunosten määrä riveittäin ja rivien etäisyys rakenteen alareunasta:

Alareunan alin rivi:	$n_{ala} := 4$	$l_{ala} := 45 \text{ mm}$
Alareunan keskiriivi:	$n_{keski} := 4$	$l_{keski} := 58 \text{ mm}$
Alareunan ylin rivi:	$n_{yla} := 4$	$l_{yla} := 106 \text{ mm}$
Palkin yläreuna	$n_{palkin.yr} := 2$	$l_{palkin.yr} := 435 \text{ mm}$

Teräsbetonilaatan poikkileikkauksen mitat ja raudoituksen tiedot

Laatan leveys: $b_l := 1500 \text{ mm}$

Laatan korkeus: $h_l := 120 \text{ mm}$

Laatan pinta-ala: $A_l := b_l \cdot h_l = (1.8 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$

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

Teräksen pinta-ala teräsbetonilaatassa: $A_s := \left(36 \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right) + \left(4 \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right) = (7.691 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Elementtipalkin poikkileikkaussuureet

Elementtipalkin neliomomentti: $I_p := \frac{b_p \cdot h_p^3}{12} = (2.58 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$

Elementtipalkin taivutusvastus: $W_p := \frac{I_p}{\left(\frac{h_p}{2} \right)} = (1.075 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$

Elementtipalkin neutraaliakselin sijainti: $y_{0p} := \frac{h_p}{2} = 240 \text{ mm}$

Jännevoiman resultantin sijainti palkin alapinnasta: $r_j := \frac{n_{ala} \cdot l_{ala} + n_{keski} \cdot l_{keski} + n_{yla} \cdot l_{yla} + n_{palkin.yr} \cdot l_{palkin.yr}}{n_{ala} + n_{keski} + n_{yla} + n_{palkin.yr}}$

$r_j = 121.857 \text{ mm}$

Jännepunoksien aiheuttaman voiman resultantti elementtipalkin alapinnassa

Punosrivien jännevoimien resultantti alkujännityksellä

Jännevoiman resultantti alimmalla rivillä:

$$P_{1,1} := A_{jp} \cdot n_{ala} \cdot \sigma_{alku} = 503.28 \text{ kN}$$

Jännevoiman resultantti keskimmisellä rivillä:

$$P_{2,1} := A_{jp} \cdot n_{keski} \cdot \sigma_{alku} = 503.28 \text{ kN}$$

Jännevoiman resultantti ylimmällä rivillä:

$$P_{3,1} := A_{jp} \cdot n_{ylä} \cdot \sigma_{alku} = 503.28 \text{ kN}$$

Jännevoiman resultantti palkin ylärivillä:

$$P_{4,1} := A_{jp} \cdot n_{palkin.yr} \cdot \sigma_{alku} = 251.64 \text{ kN}$$

Jännevoimien kokonaisvoima:

$$P_{kok} := P_{1,1} + P_{2,1} + P_{3,1} + P_{4,1} = (1.761 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Jännepunosten aiheuttamat jännitykset rakenteeseen

Alimman jännerivin jännitys:

$$\sigma_{ala} := \frac{-P_{kok}}{A_p} - \frac{P_{kok} \cdot (y_{0p} - r_j)}{I_p \cdot (y_{0p} - l_{ala})} = -28.832 \text{ MPa}$$

Keskimmäisen jännerivin jännitys:

$$\sigma_{keski} := \frac{-P_{kok}}{A_p} - \frac{P_{kok} \cdot (y_{0p} - r_j)}{I_p \cdot (y_{0p} - l_{keski})} = -27.784 \text{ MPa}$$

Ylimmän jännerivin jännitys:

$$\sigma_{ylä} := \frac{-P_{kok}}{A_p} - \frac{P_{kok} \cdot (y_{0p} - r_j)}{I_p \cdot (y_{0p} - l_{ylä})} = -23.913 \text{ MPa}$$

Palkin yläreunan jännepunosten jännitys:

$$\sigma_{palkin.yr} := \frac{-P_{kok}}{A_p} - \frac{P_{kok} \cdot (y_{0p} - r_j)}{I_p \cdot (y_{0p} - l_{palkin.yr})} = 2.62 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuuden vaikutus muodostuviin jännityksiin:

$$\Delta\sigma_{ala} := \frac{\sigma_{ala}}{E_{cm}} \cdot E_p = -163.893 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{keski} := \frac{\sigma_{keski}}{E_{cm}} \cdot E_p = -157.934 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{ylä} := \frac{\sigma_{ylä}}{E_{cm}} \cdot E_p = -135.929 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{palkin.yr} := \frac{\sigma_{palkin.yr}}{E_{cm}} \cdot E_p = 14.892 \text{ MPa}$$

Alimman rivin voima: $P_{1,2} := n_{ala} \cdot A_{fp} \cdot (\sigma_{alku} + \Delta\sigma_{ala}) = 442.181 \text{ kN}$

Keskimmäisen rivin voima: $P_{2,2} := n_{keski} \cdot A_{fp} \cdot (\sigma_{alku} + \Delta\sigma_{keski}) = 444.402 \text{ kN}$

Ylimmän rivin voima: $P_{3,2} := n_{ylin} \cdot A_{fp} \cdot (\sigma_{alku} + \Delta\sigma_{ylin}) = 452.606 \text{ kN}$

Palkin yläreunan voima: $P_{4,2} := n_{palkin,yr} \cdot A_{fp} \cdot (\sigma_{alku} + \Delta\sigma_{palkin,yr}) = 254.416 \text{ kN}$

Jännitykset palkin alareunassa:

$$\sigma_a := \frac{-(P_{1,1} + P_{2,1} + P_{3,1} + P_{4,1})}{A_p} - \left(\frac{(P_{1,1} \cdot (y_{op} - l_{ala})) + (P_{2,1} \cdot (y_{op} - l_{keski})) + (P_{3,1} \cdot (y_{op} - l_{ylin})) + (P_{4,1} \cdot (y_{op} - l_{palkin,yr}))}{W_p} \right)$$

$\sigma_a = -32.461 \text{ MPa}$

Jännitykset palkin yläreunassa:

$$\sigma_y := \frac{-(P_{1,1} + P_{2,1} + P_{3,1} + P_{4,1})}{A_p} + \left(\frac{(P_{1,1} \cdot (y_{op} - l_{ala})) + (P_{2,1} \cdot (y_{op} - l_{keski})) + (P_{3,1} \cdot (y_{op} - l_{ylin})) + (P_{4,1} \cdot (y_{op} - l_{palkin,yr}))}{W_p} \right)$$

$\sigma_y = 6.249 \text{ MPa}$

Jännitykset palkin alareunassa
laukaisun jälkeen:

$$\sigma_{a,laukaisu} := \frac{-(P_{1,2} + P_{2,2} + P_{3,2} + P_{4,2})}{A_p} - \left(\frac{(P_{1,2} \cdot (y_{op} - l_{ala})) + (P_{2,2} \cdot (y_{op} - l_{keski})) + (P_{3,2} \cdot (y_{op} - l_{ylin})) + (P_{4,2} \cdot (y_{op} - l_{palkin,yr}))}{W_p} \right)$$

$\sigma_{a,laukaisu} = -28.426 \text{ MPa}$

$$\sigma_{y,laukaisu} := \frac{-(P_{1,2} + P_{2,2} + P_{3,2} + P_{4,2})}{A_p} + \left(\frac{(P_{1,2} \cdot (y_{op} - l_{ala})) + (P_{2,2} \cdot (y_{op} - l_{keski})) + (P_{3,2} \cdot (y_{op} - l_{ylin})) + (P_{4,2} \cdot (y_{op} - l_{palkin,yr}))}{W_p} \right)$$

$\sigma_y = 6.249 \text{ MPa}$

Kokonaisvoima jänteissä laukaisun
jälkeen:

$$P_{kok,2} := P_{1,2} + P_{2,2} + P_{3,2} + P_{4,2} = (1.594 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Murtopuristuman arvo
kokoonpuristumisessa:

$$\varepsilon_{ck} := \frac{|\sigma_{a,laukaisu}|}{E_{cm}} = 0.00084$$

Poikkileikkauksen mitoituksessa
käytettävä murtopuristuma

$$\varepsilon_d := \varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{ck} = 0.001794$$

Liittopokkileikkauksen poikkileikkaussuureet

Voimatasapainon vaatima teräksen venymä:

$$\varepsilon_s := 0.0009075$$

Pokkileikkauksen tehollinen korkeus:

$$d_{ip} := \left(h_p + \frac{h_t}{2} \right) = 540 \text{ mm}$$

Puristusvyöhykkeen korkeus:

$$x_{ip} := \frac{\varepsilon_d \cdot d_{ip}}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} = 358.571 \text{ mm}$$

EC2 mukainen kerroin:

$$\lambda := 0.8 - \frac{\frac{f_{ck,p} - 50}{\text{MPa}}}{400} = 0.745$$

EC2 mukainen kerroin:

$$\eta := 1 - \frac{\frac{f_{ck,p} - 50 \text{ MPa}}{200 \text{ MPa}}}{200 \text{ MPa}} = 0.889$$

Jännepunosriveillä vaikuttavat jännitykset jännepunosissa:

$$f_{sp1} := \min \left(f_{pd}, \sigma_{alku} - \left(\varepsilon_d \cdot \frac{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot (d_{ip}) - l_{ala}}{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot d_{ip}} - \frac{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_t) - l_{ala}}{\frac{-\sigma_a}{-\sigma_a + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_t)}} \cdot \frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{E_{cm}} \right) \cdot E_p \right)$$

$$f_{sp1} = (1.194 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$f_{sp2} := \min \left(f_{pd}, \sigma_{alku} - \left(\varepsilon_d \cdot \frac{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot (d_{ip}) - l_{keskt}}{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot d_{ip}} - \frac{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_t) - l_{keskt}}{\frac{-\sigma_a}{-\sigma_a + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_t)}} \cdot \frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{E_{cm}} \right) \cdot E_p \right)$$

$$f_{sp2} = (1.205 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$f_{sp3} := \min \left(f_{pd}, \sigma_{alku} - \left(\varepsilon_d \cdot \frac{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot (d_{ip}) - l_{ylä}}{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot d_{ip}} - \frac{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_t) - l_{ylä}}{\frac{-\sigma_a}{-\sigma_a + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_t)}} \cdot \frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{E_{cm}} \right) \cdot E_p \right)$$

$$f_{sp3} = (1.236 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$f_{sp4} := \min \left(f_{pd}, \sigma_{alku} - \left(\varepsilon_d \cdot \frac{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot (d_{ip}) - l_{paktn,yr}}{\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_d + \varepsilon_s} \cdot d_{ip}} - \frac{\frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{-\sigma_{a,iankalatu} + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_t) - l_{paktn,yr}}{\frac{-\sigma_a}{-\sigma_a + \sigma_{y,iankalatu}} \cdot (h_p + h_t)}} \cdot \frac{-\sigma_{a,iankalatu}}{E_{cm}} \right) \cdot E_p \right)$$

$$f_{sp4} = (1.448 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Laatan teräksissä vaikuttavan voiman suuruus:

$$T := \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s = (1.396 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Alapinnan puristusvyöhykkeen arvo:

$$F_a := (b_p \cdot \lambda \cdot x_{ip} \cdot \eta \cdot f_{cd,p}) - (A_{jp} \cdot n_{ala} \cdot f_{sp1}) - (A_{jp} \cdot n_{keski} \cdot f_{sp2}) - (A_{jp} \cdot n_{yöä} \cdot f_{sp3}) - (A_{jp} \cdot n_{palkin,yr} \cdot f_{sp4})$$

$$F_a = (1.396 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Liittopoikkileikkauksen negatiivinen taivutusmomenttikapasiteetti

Alimman rivin punoksista aiheutuva momentti:

$$a := A_{jp} \cdot n_{ala} \cdot f_{sp1} \cdot (d_{ip} - l_{ala}) = 220.281 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Keskimmäisen rivin punoksista aiheutuva momentti:

$$b := A_{jp} \cdot n_{keski} \cdot f_{sp2} \cdot (d_{ip} - l_{keski}) = 216.474 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ylimmän rivin punoksista aiheutuva momentti:

$$c := A_{jp} \cdot n_{yöä} \cdot f_{sp3} \cdot (d_{ip} - l_{yöä}) = 199.937 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Palkin yläreunan punoksista aiheutuva momentti:

$$d := A_{jp} \cdot n_{palkin,yr} \cdot f_{sp4} \cdot (d_{ip} - l_{palkin,yr}) = 28.348 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusmomenttikapasiteetti:

$$M_u := b_p \cdot \lambda \cdot x_{ip} \cdot \eta \cdot f_{ck,p} \cdot \left(d_{ip} - \left(\frac{\lambda \cdot x_{ip}}{2} \right) \right) - (a + b + c + d)$$

$$M_u = (1.285 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

LIITE Q: JÄNNEVOIMAN SIIRTOPITUUS STANDARDIN EN 1992-1-1 MUKAAN LASKETTUNA

JÄNNEVOIMAN SIIRTOPITUUDEN LASKENTA STANDARDIN EN 1992-1-1 MUKAISESTI

Kerroin, jolla huomioidaan jänneteräksen tyyppi:	$\eta_{pl} := 3.2$	2,7 = kuviopintaiset langat 3,2 = käytettäessä 3- ja 7-lankaisia punoksia
Tartuntaolosuhteet huomioiva kerroin:	$\eta_1 := 1.0$	1,0 = hyvissä tartuntaoloissa 0,7 = muissa tapauksissa
Betonin osavarmuuskerroin:	$\gamma_c := 1.35$	
Pitkäaikasitekiäjät huomioiva kerroin:	$\alpha_{ct} := 0.85$	
Aika vuorokausina:	$t := 1.2083$	
Sementin tyypistä riippuva kerroin:	$s := 0.20$	0,20 = R 0,25 = N 0,38 = S
Betonin iästä riippuva kerroin:	$\beta_{cc} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right) \right)}$	= 0.466
Kuutiolujuus laukaisussa:	$f_{ck,cube} := 43 \text{ MPa}$	
Muunnos lieriölujuudeksi:	$f_{ck} := 30 \text{ MPa} + \frac{f_{ck,cube} - 37 \text{ MPa}}{1.6} = 33.75 \text{ MPa}$	
Betonin keskimääräinen puristuslujuus:	$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 41.75 \text{ MPa}$	
Betonin vetolujuus taulukon 3.1 mukaan:	$f_{ctm} := 2.12 \cdot \ln \left(1 + \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right) \right) \cdot \text{MPa} = 3.485 \text{ MPa}$	
Betonin iän huomioiva kerroin:	$\alpha := 1.0$	1,0 = t < 28 2/3 = t > 28
Betonin iän huomioiva betonin vetolujuus:	$f_{ctm,t} := (\beta_{cc})^\alpha \cdot f_{ctm} = 1.625 \text{ MPa}$	
Betonin vetolujuuden mitoitusarvo jännevoiman siirtohetkellä:	$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot \frac{f_{ctm,t}}{\gamma_c} = 0.716 \text{ MPa}$	
Vakiosuuruinen tartuntajännitys:	$f_{opt} := \eta_{pl} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 2.292 \text{ MPa}$	

Jännevoiman siirtonopeuden huomioiva kerroin:	$\alpha_1 := 1.0$	1.0 = jännevoima siirtyy hitaasti 1.25 = jännevoima siirtyy nopeasti
Jänneteräksen poikkileikkauksen muodon huomioiva kerroin:	$\alpha_2 := 0.19$	0,25 = jänneteräksen poikkileikkaus pyöreä 0,19 = käytettäessä 3- ja 7-lankaisia punoksia
Jänneteräksen nimellishalkaisija:	$\phi := 12.5 \text{ mm}$	
JK12-koekappaleen jännevoimien resultantti palkin alapinnassa:	$F_{alk} := 1334.025 \text{ kN}$	
Jännepunosten lkm:	$n := 12$	
	$A := 93 \text{ mm}^2$	
Jänneteräksen jännitys juuri jännevoiman siirron jälkeen:	$\sigma_{pm0} := \frac{\left(\frac{F_{alk}}{n}\right)}{A} = (1.195 \cdot 10^3) \text{ MPa}$	
Siirtymäpituuden perusarvo:	$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{opt}} = (1.239 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
Siirtymäpituuden mitoitusarvot:	$l_{pt1} := 0.8 \cdot l_{pt} = 990.811 \text{ mm}$	
	$l_{pt2} := 1.2 \cdot l_{pt} = (1.486 \cdot 10^3) \text{ mm}$	