



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

TONI KUJALA
BETONIN PURISTUSLUJUUS ERILAISTEN RASITUSTASOJEN
JÄLKEEN
Diplomityö

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen tiedekunta-
neuvoston kokouksessa 9. marraskuuta
2016

TIIVISTELMÄ

TONI KUJALA: Betonin puristuslujuus erilaisten rasiustasojen jälkeen.

Tampereen teknillinen yliopisto

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Diplomityö, 71 sivua, 8 liitesivua

Helmikuu 2017

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: mikrohalkeilu, betonin sallitut puristusjännitykset, staattinen rasitus, toistorasitus, lyöntirasitus, puristuslujuuskoe, halkaisuvetolujuuskoe

Standardin EN 1992-1-1 mukaan betonin puristusjännityksiä tulee rajoittaa, ettei mikrohalkeamat, jännityksen suuntaiset halkeamat tai viruminen heikennä betonirakenteen toimintaa haitallisesti. Työssä haluttiinkin saada lisätietoa siitä, minkälaisia puristusjännityksiä erilaisissa rasituksissa betonille voidaan sallia. Tutkittiin siis staattisen, toistuvan ja lyöntirasituksen heikentävää vaikutusta betonin puristuslujuuteen. Tätä tutkittiin kirjallisen ja kokeellisen tutkimuksen avulla. Kirjallisessa tutkimuksessa on keskitytty myös betonin sallittuihin puristusjännitysrajoituksiin, väsymisilmiöön sekä betonin kimmokerroimen määrittämiseen lyöntirasituksessa. Betonin sallittuja puristusjännityksiä on työssä tarkasteltu jännitettyjen rakenteiden ja teräsbetonipaalujen avulla.

Kokeellisessa tutkimuksessa teräsbetonipaaluista poratuille betonikoekappaleille tehtiin staattinen ja toistorasitus. Lyöntirasituskoe tehtiin teräsbetonipaaluille paalutuskooneella, jonka jälkeen niistä porattiin aksiaalisesi koekappaleet. Rasitusten jälkeen seuraavana päivänä koekappaleille tehtiin puristuslujuus- ja halkaisuvetolujuuskoe, joiden avulla pyrittiin koetuloksia vertailemaan. Kokeet on pyritty tekemään standardien mukaisesti. Betonin rasitusikä oli kaikissa kokeissa 14 vuorokautta. Lisäksi lyöntirasitus tehtiin kolmen (3) vuorokauden ikäiselle betonille, jotta saataisiin tietoa kuormitusajanhetken vaikutuksesta. Rasittamattomat referenssikoekappaleet tehtiin kullekin rasitukselle. Betonin kimmokerroin lyöntirasituksessa on määritetty iskuaallonnopeuden perusteella. Kimmokerroimen ja PDA-mittauksen venymien avulla saatiin toteutuneet jännitystasot laskettua. Tavoitteelliset jännitystasot koekappaleille olivat 60 %, 70 % ja 80 % maksimikuormasta. Toistomäärät olivat noin 50-5000 toistoa. Staattisessa rasituksessa kuormituksenkesto oli 1 minuutista 1000 minuuttiin.

Tuloksissa ei havaittu merkittävää muutosta jännitystasoilla $(0,6-0,7) \cdot f_{ck}$ staattisissa ja toistorasituksissa. Jännitystason $0,8 \cdot f_{ck}$ jälkeen betoni käyttäytyy arvaamattomasti. Lyöntirasituksessa betonin puristuslujuus pienenee jo $0,6 \cdot f_{ck}$ jännityksellä ja kasvaa jännityksen ja toistomäärän kasvaessa. Jännitystasolla $0,8 \cdot f_{ck}$ puristuslujuus on pienentynyt jo 20 % alle 100 toistomäärällä. Siksi lyöntien heikentävä vaikutus tulisi ottaa huomioon teräsbetonipaalun mitoituksessa. Kirjallisen ja kokeellisen tutkimuksen perusteella teräsbetonirakenteiden puristusjännitys tulisi rajoittaa arvoon $0,6 \cdot f_{ck}$ sekä esijännitettyjen rakenteiden laukaisuhetkenjännitys arvoon $0,65 \cdot f_{ck}$. Teräsbetonipaalujen puristusjännitys lyöntien aikana tulisi tutkimuksen mukaan rajoittaa $0,8 \cdot f_{ck}$ arvoon. Tutkimuksessa pystyttiin myös määrittämään teräsbetonipaalun S-N-kuvaaja kokeissa rikkoutuneiden teräsbetonipaalujen avulla.

ABSTRACT

TONI KUJALA: Compressive strength of concrete after different stress levels

Tampere University of Technology

Master's Degree Programme in Department of Civil Engineering

Master of Science Thesis, 71 pages, 8 Appendix pages

February 2017

Major: Structural Design

Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: microcracking, allowable compressive stress of concrete, static load, repeat load, impact load, compressive strength test, splitting tensile test

According to standard EN 1992-1-1 the compressive stress in the concrete should be limited in order to avoid micro-cracks, longitudinal cracks or creep, where they could weaken the concrete structure adversely. The purpose of the thesis was to get more information about what kind of stress in a variety of load can be permitted for concrete. This research explored weakening effect of the static and repeat and impact load on the compressive strength of the concrete. This has been studied by literature and experimental research. Literature study focused on allowable compressive stress limitations of concrete and fatigue and determination of young's modulus in impact load. Allowable compressive stress of concrete has been examined by means of prestressed structures and reinforced concrete piles.

In the experimental study test specimens of reinforced concrete piles were bored out to static and repeat load. The reinforced concrete piles were impact-tested with pile driver. After impact load, test specimens were bored out axially of the piles. Compressive strength and splitting tensile tests were made after each loading. Load age of concrete in all tests was 14 days. In addition, impact load were done for concrete at the age of 3 days. Young's modulus of concrete in the impact load was determined on the basis of the speed of the shock wave. The actual stress levels were able to be calculated with the modulus and strains of PDA measurement. Targeted stress levels for test specimens were 60 % and 70 % and 80 % of the maximum load. Number of repetitions were 50-5000. In the static test, duration of load was from 1 minute to 1000 minutes.

The test result of the study showed that there was not any significant change in stress levels of $(0,6-0,7) \cdot f_{ck}$ in the static and repeat load. Over the stress level of $0,8 \cdot f_{ck}$ concrete behaves unpredictably. In the impact load compressive strength of concrete decreased already on stress level of $0,6 \cdot f_{ck}$. The stress level of $0,8 \cdot f_{ck}$ compressive strength was decreased by 20 % under 100 number of repetitions. Therefore, should consider the weakening effect of the reinforced concrete piles on dimensioning. By literature and experimental research compressive stress of the reinforced concrete should be limited to the value of $0,6 \cdot f_{ck}$ and allowable stress in pretensioned members at transfer should be limited to $0,65 \cdot f_{ck}$. Compressive stress of reinforced concrete piles should be limited to stress level of $0,8 \cdot f_{ck}$. In the study, S-N curve of the reinforced concrete piles was able to be determine of using broken piles.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksella vaativien rakenteiden tutkimusryhmässä. Diplomityö liittyy kahteen muuhun tutkimusryhmässä tehtävään tutkimukseen, joissa rahoittajina toimivat Betoniteollisuus ry:n paalujaos, Rakennustuotteiden laatu säätiö, Liikennevirasto sekä Betoniyhdistys ry.

Diplomityötä on ollut mukava tehdä ja aika on kulunut nopeasti. Työhön kuului kokeellista tutkimusta, tulosten analysointia ja kirjoitustyötä, joten työ on ollut monipuolinen. Työssä on ollut välillä haastavia vaiheita ja silloin ohjaajani professori Anssi Laaksonen on ohjannut eteenpäin. Haluankin kiittää häntä suuresti innostavasta ohjauksesta. Hän on omista aikatauluistaan huolimatta pystynyt jakamaan tärkeitä neuvoja.

Työtä tehdessä olen oppinut paljon ja sen kautta olen saanut tehdä töitä monien ihmisten kanssa. Haluan kiittää Inspecta Oy:tä ja HTM Yhtiöt Oy:tä, jotka mahdollistivat lyöntirasituskokeiden toteutuksen. Olen myös saanut olla osana vaativien rakenteiden tutkimusryhmää, jossa ilmapiiri on kannustava. Erityiskiitokset kuuluvat projektipäällikkö Jukka Haavistolle, jolta olen saanut apua diplomityön tekemisessä.

Haluan sanoa kiitokset vaimolleni Moona-Kaisalle, perheelleni sekä opiskelukavereille Markukselle, Mikolle, Mirolle, Niklakselle ja Teemulle, jotka ovat olleet ensimmäisestä päivästä lähtien tukena opinnoissani. En olisi voinut toivoa parempia opiskelukavereita. Haluan kiittää myös työnantajaani Insinööritoimisto Suunnittelukide Oy:tä, jonka ansiosta töiden ja opintojen sovittaminen on ollut sujuvaa sekä haluan kiittää työmahdollisuudesta Seinäjoella.

Nyt diplomityö on valmis ja lähden viimein kotiin Pohjammaalle.

Tampereella, 21.2.2017

Toni Kujala

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tutkimuksen tausta	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet	2
1.3	Tutkimuksen rajaukset	3
2.	BETONIN SALLITUT PURISTUSJÄNNITYKSET	4
2.1	Betonin väsyminen	4
2.2	Puristusjännitysten rajoittaminen Suomessa	6
2.2.1	Puristusjännitysrajoitukset Suomessa aiemmin	7
2.3	Maailmalla käytetyt betonin puristusjännitykset	8
2.3.1	Puristusjännitysrajoitukset aiemmin maailmalla	10
2.4	Esijännitetyn rakenteen sallitut puristusjännitykset muiden tutkimusten mukaan	11
3.	KIRJALLISUUSSELVITYS	13
3.1	Staattinen rasitus	13
3.2	Toistorasitus	15
3.3	Kuormitusnopeus lyöntirasituksessa	16
3.4	Teräsbetonipaalut	19
3.4.1	Laajenemista estävä raudoitus (confinement)	20
3.4.2	Kuormitusajan vaikutus kimmokertoimeen	21
3.4.3	Kimmokerroin lyöntirasituksessa	22
3.5	Jännitetyt rakenteet	27
4.	STANDARDIEN MUKAINEN KOKEELLINEN TUTKIMUS	28
4.1	Koekappaleiden vaatimukset	28
4.2	Vaatimukset testauslaitteelle	29
4.3	Puristuslujuuskoe	30
4.4	Halkaisuvetolujuuskoe	32
5.	KOEKUORMITUKSET	34
5.1	Paalujen valmistus Ryttylässä	34
5.2	Kuormituksen suoritus	38
5.2.1	Lyöntirasitus	38
5.2.2	Staattinen ja toistorasitus	43
6.	MITTAUSTULOKSET	47
6.1	Mittaustulosten käsittely	47
6.1.1	Tietojen keräys	47
6.1.2	Mittaustietojen käsittely	47
6.2	Staattisen rasituksen tulokset	48
6.3	Toistorasituksen tulokset	51
6.4	Lyöntirasituksen tulokset	52
6.5	Teräsbetonipaalun S-N-kuvaaja	57
7.	YHTEENVETO	62

7.1 Tulosten tarkastelu	62
7.2 Tutkimusmenetelmien tarkastelu	66
7.3 Jatkotutkimusehdotukset	68
LÄHTEET.....	69

LIITE A: Puristuslujuuskokeen esimerkkiraportti

LIITE B: Halkaisuvetolujuuskokeen esimerkkiraportti

LIITE C: Koekappaleiden murtokuormat

LIITE D: Esimerkki Iskuaaltokuvaajasta

LYHENTEET JA MERKINNÄT

<i>AASHTO</i>	American Association of State Highway and Transportation Officials
<i>ACF</i>	Asian Concrete Federation
<i>ACI</i>	American Concrete Institute
<i>AIJ</i>	Architectural Institute of Japan
<i>CSA</i>	Canadian Standards Association
<i>fib</i>	International Federation for Structural Concrete
<i>fvp</i>	force velocity proportionality
<i>KCI</i>	Korea Concrete Institute
<i>NCCI</i>	liikenneviraston julkaisema eurokoodin soveltamisohje, Non-Contradictory Complementary Information
<i>PCI</i>	Precast/Prestressed Concrete Institute
PDA-mittaus	Pile Driving Analyzer. Paalujen kantavuusmittaus iskuaaltomenetelmällä, josta saadaan tietoa paalun lyönnin aikaisista jännityksistä venymien avulla
TTY	Tampereen teknillinen yliopisto

Termit

A_c	kuormituksen alaisen koekappaleen poikkileikkauspinta-ala [mm ²]
α_{cc}	puristuslujuuteen vaikuttava pienennyskerroin murtorajatilassa
$\beta_{cc}(t_0)$	betonin lujuuskerroin kuorman vaikuttaessa ensi kertaa
γ_c	betonin osavarmuusluku
C	lieriölujuus. Testikappale on lieriö, jonka halkaisija on 150mm ja korkeus 300mm. [MPa]
c	aallonnopeus [m/s]
d_m	koekappaleen keskimääräinen halkaisija [mm]
E	aallonnopeuteen perustuva kimmokerroin [GPa]
E_0	kimmokerroin staattisessa rasituksessa [GPa]
E_{cm}	likimääräinen kimmokerroin [GPa]
$E_{cd,min,i}$	puristusjännitysvaihtelun itseisarvon minimitaso
$E_{cd,max,i}$	puristusjännitysvaihtelun itseisarvon maksimitaso
E_{dyn}	kimmokerroin dynaamisessa rasituksessa [GPa]
E_d	kimmokerroin dynaamisessa rasituksessa [GPa]
e	jänteen etäisyys neutraaliakselista [mm]
ε	betonin muodonmuutos
f_c	betonikoekappaleen puristuslujuus [MPa]
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [MPa]
$f_{cd,fat}$	betonin väsymislujuuden mitoitusarvo [MPa]
f_{ck}	betonin ominaispuristuslujuus. Amerikkalaisessa standardissa vastaava merkintä on f_{ci} . [MPa]
f_{cm}	betonin keskimääräinen puristuslujuus [MPa]
f_{ct}	betonikoekappaleen halkaisuvetolujuus [MPa]
f_{max}	betonin murtokuorma [kN]
h	palkin korkeus [mm]
F	suurin kuorma murtohetkellä [kN]
K	kuutiolujuus. Testikappale on kuutio, jonka särmät ovat 150mm. [MPa]
L	koekappaleen pituus [mm]

n_i	vakioamplitudisten jaksojen todellinen määrä vaihteluvälin ollessa "i"
N_i	vakioamplitudisten vaihteluvälien "i" vaikuttaessa murtumiseen johtava jaksojen lukumäärä
ρ	betonin tiheys [kg/m ³]
R	vaadittava kuormitusnopeus [N/s]
R_i	jännityssuhde
S_{\max}	suhteellinen maksimijännitystaso
s	jännityksen kasvunopeus [MPa/s]
σ_c	betonin jännitys [MPa]
$\sigma_{cd,max,i}$	jakson jännityksen yläraja [MPa]
$\sigma_{cd,min,i}$	jakson jännityksen alaraja [MPa]

Merkinnät

C	Lieriölujuuskoe
R	Referenssikoekappale
S	staattinen raskaus 14 vuorokauden ikäiselle betonille
T	toistoraskaus 14 vuorokauden ikäiselle betonille
$L3$	lyöntiraskaus 3 vuorokauden ikäiselle betonille
$L14$	lyöntiraskaus 14 vuorokauden ikäiselle betonille
p	koekappale, jolle tehdään puristuslujuuskoe
v	koekappale, jolle tehdään halkaisuvetolujuuskoe
$2s$	toistorasitetut koekappaleet, joiden perässä on tämä tunnus tarkoittaa, että kuormituksen jaksonaika on 4 sekuntia.
ap	paalun alapää, joka oli lyönneissä maata vasten
yp	paalun yläpää, johon paalutuskone kohdisti lyöntiraskautuksen
$S 0,7 100p$	esimerkki staattisesti raskautettavan koekappaleen nimeämisestä. Ensimmäinen luku kertoo jännitystason ja toinen luku kertoo kuormitusajan minuuteissa ja kirjain lopussa tarkoittaa puristuslujuuskoetta.
$T 0,6 200v$	esimerkki toistorasitetun koekappaleen nimeämisestä. Ensimmäinen luku kertoo jännitystason ja toinen luku toistomäärän. Kirjain lopussa tarkoittaa halkaisuvetolujuuskoetta
$L14 0,8 30p ap$	esimerkki lyöntirasketun (14vrk) koekappaleen nimeämisestä. Ensimmäinen luku kertoo jännitystason ja toinen luku kertoo lyöntimäärän. Kirjain p tarkoittaa puristuslujuuskoetta. Lopussa ap tarkoittaa paalun alapäästä porattua koekappaletta.

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Tiedetään, että betonin puristusjännityksiä tulee rajoittaa, sillä mikrohalkeamat lisääntyvät merkittävästi, kun betonin puristusjännitys ylittää arvon $0,45-0,6 \cdot f_{ck}$. On myös todettu, että mikrohalkeamat ovat yhdensuuntaisia puristus suunnan kanssa. Kun mikrohalkeamia syntyy, betonin veto- ja puristuslujuus heikkenevät, kimmokerroin laskee sekä Poisson luku kasvaa. Myös kuormituksen kesto vaikuttaa halkaisuvetolujuuskestävyyteen ja mikrohalkeamien määrään [1]. Tämän takia suunnittelunormeissa rajoitetaan betonin jännityksiä, sillä korkeat jännitykset heikentävät betonin ominaisuuksia, jolloin betonimateriaalin kapasiteetit heikkenevät. Suunnittelunormeissa rajoitetaan myös betonin vetojännityksiä rajoittamalla rakenteiden sallittuja halkeamaleveyksiä, niitä ei tässä työssä kuitenkaan tarkastella. [2]

Nykyiset tutkimukset ovat kuitenkin osoittaneet, että esijännitetyille betonirakenteille voisi sallia jopa $0,7 \cdot f_{ck}$ puristusjännityksen jännityksen vapauttamishetkellä. [3; 4] Puristusjännityksen sallittavan rajan suuruuteen vaikuttavat esimerkiksi betonin poikkeileikkauksen muoto ja koko sekä jänteen epäkeskisyys suhde e/h [5]. Tutkimukset ovat herättäneet mielenkiintoa selvittää $0,6 \cdot f_{ck}$ jännitysrajan taustoja [6].

Toistuvan lyöntirasituksen otaksutaan aiheuttavan betoniin väsymisilmiöitä, jolloin betonin lujuus madaltuu. Suomessa ei ole otettu huomioon lyöntien heikentävää vaikutusta teräsbetonipaalun mitoituksessa. Lyöntirasituksessa betoniin voidaan kohdistaa enintään $0,8 \cdot f_{ck}$ suuruinen puristusjännitys [7]. Lyöntirasituksessa betonille sallitaan siis erilainen puristusjännitys kuin staattiselle rasitukselle.

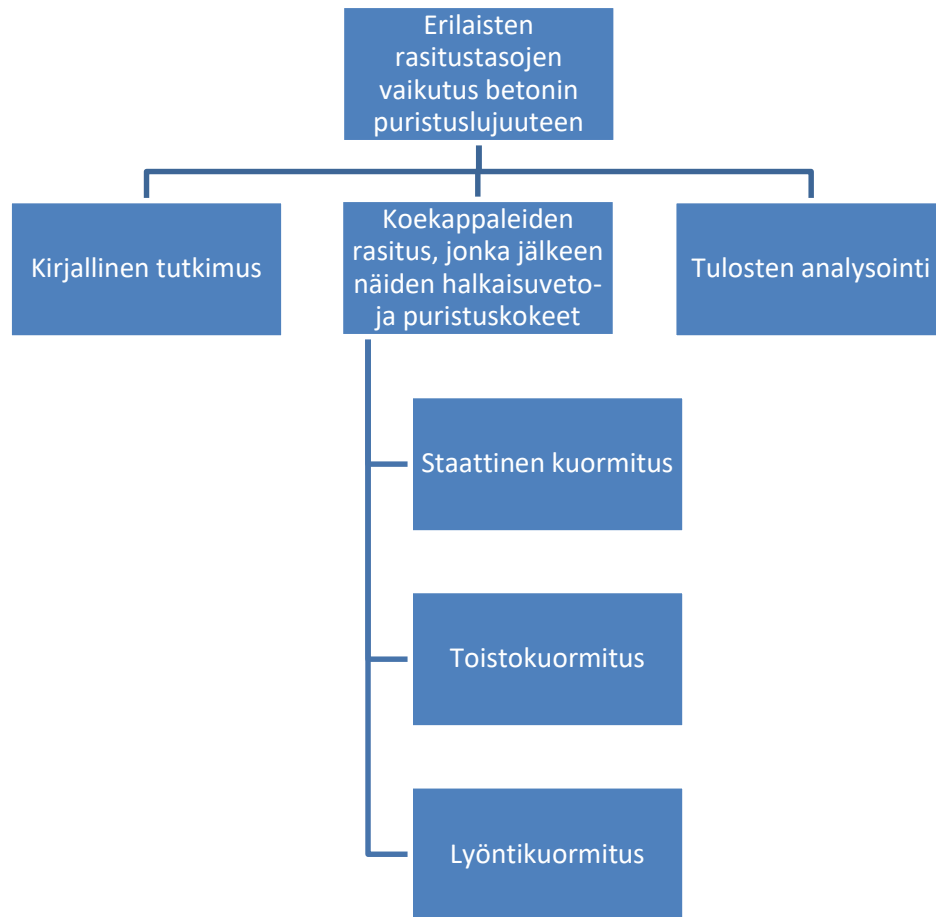
Työssä halutaan saada lisätietoa siitä, minkälaisia jännityksiä erilaisissa rasituksissa betonille voidaan sallia. Halutaan siis tutkia staattisen, toistuvan sekä lyöntirasituksen heikentävää vaikutusta betonin puristuslujuuteen. Tätä tutkitaan koekappaleiden avulla, joita rasitetaan eri tavalla. Rasitetuille koekappaleille tehdään halkaisuveto- sekä puristuslujuuskoe, joita vertailemalla saadaan tietoa mikrohalkeamien lisääntymisestä rasituksen jälkeen.

Eurokoodin käyttöönoton myötä on syntynyt ristiriitaisia tulkintoja rakenteiden mitoituksista, esimerkiksi paalujen osalta. Mitoitusohjeiden selkiyttämiseksi Betoniteollisuuden paalujaos käynnisti alkuvuodesta 2015 tutkimuksen teräsbetonipaalujen rakenteellisesta mitoituksista. Esiselvitysvaiheen teki Tampereen teknillisen yliopiston (myöhemmin TTY) Rakennustekniikan laitoksen vaativien rakenteiden tutkimusryhmä. Tutkimuksen nimi on teräsbetonipaalun rakenteellisen kantokyvyn analysointimenetelmän kehittäminen: mitoitus- malli (osio 1) sekä betonin puristusjännitykset (osio 2). Tämä diplomityö koskee osiota 2. Työssä on tarkoitus tutkia betonin puristusjännityksiä ja

saada tietoa myös paaluihin kohdistuvaan tutkimukseen. Toinen TTY:llä suoritettava tutkimus liittyy esijännitettyjen elementtien jatkuvuuden tutkimiseen. Tällä diplomityöllä saadaan lisätietoja myös jännitettyjen rakenteiden puristusjännityksien rajoittamiseen.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Työn tavoitteena on selvittää kirjallisen ja kokeellisen tutkimuksen avulla, miten erilaiset rasitukset vaikuttavat betonin mikrohalkeamien kehittymiseen sekä puristuslujuuteen. Selvitetään betonille sallittavia jännitystasoja siten, että betonimateriaalin mikrohalkeilu tai muu käyttäytyminen pysyy sallituissa rajoissa. Tätä pyritään selvittämään rakennekoekappaleiden avulla sekä kirjallisuudesta löytyvällä tiedolla. Teräsbetonipaaluista porrattaviin koekappaleisiin kohdistetaan staattisia ja toistorasituksia. Lyöntirasitus suoritetaan paalutuskoneella paaluttamalla teräsbetonipaaluja, jonka jälkeen niistä porataan koekappaleet. Tavoitteena on tunnistaa työn aikana, millä tavoin jännitystaso, jännitystasojen lukumäärä ja kuormituksen nopeus vaikuttavat materiaalin vaurioitumiseen. Tutkitaan myös, mikä on kimmokerroin lyöntirasituksessa ja miten se muuttuu verrattuna staattisen rasituksen kimmokertoimeen. Alatavoitteina on selvittää seuraavaa: Kuormituksen keston vaikutus betonin lujuuteen staattisessa rasituksessa? Minkälainen on betonin lyöntirasituksen kuormitusajankohdan vaikutus betonin vaurioitumiseen? Saada tietoa, miten puristusjännityksiä rajoitetaan Suomessa ja muualla maailmassa. Kuvassa 1.1 on työn kulku esitettyä.



Kuva 1.1 Työn tavoitteiden saavuttaminen.

1.3 Tutkimuksen rajaukset

Työssä tutkitaan pelkästään betonimateriaalin käyttäytymistä erilaisissa rasituksissa. Betonin raudoitusta ei oteta huomioon. Lisäksi tutkitaan betonin sallittuja puristusjännityksiä, mutta vetojännityksien tutkiminen rajataan pois. Diplomityössä betonia tutkitaan teräsbetonipaalujen avulla kokeellisesti sekä jännitettyjen rakenteiden kautta kirjallisesti. Tämän takia käydään läpi betonin toimintaa teräsbetonipaaluissa sekä jännitetyissä rakenteissa. Koejärjestelyjen valmistelu ja suunnittelu kuuluvat myös diplomityön suoritukseen. Koejärjestelyt pyritään toteuttamaan standardien mukaan ja niistä kerrotaan myös työssä myöhemmin.

Staattinen, toisto sekä lyöntirasitus pyritään tekemään saman ikäiselle 14 vuorokautta vanhalle betonille, jotta rasituksia voidaan verrata keskenään. Koska kuormitusajanhetki halutaan kaikille samaksi, eri tavalla rasitettavat betonikoekappaleet joudutaan valamaan eri betonieristä, sillä yhdessä päivässä ei voi tehdä kaikkia kokeita. Eri aikaan valetut betonierät tehdään samalla betonin suhteituksella ja jokaisesta erästä selvitetään betonin keskimääräinen puristuslujuus (f_{cm}) valulieriöillä. Näin tulosten vertailua voidaan pitää luotettavana.

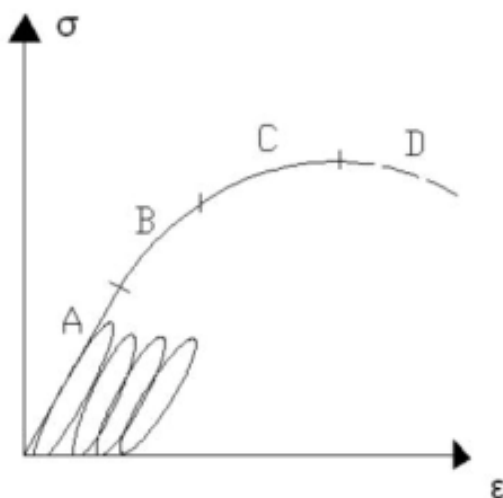
2. BETONIN SALLITUT PURISTUSJÄNNITYKSET

Betonin puristusjännityksiä rajoitetaan, jotta voidaan estää, että mikrohalkeamat, jännityksen suuntaiset halkeamat tai viruminen eivät heikennä betonirakenteen toimintaa haitallisesti. Jännityksensuuntainen halkeilu voi johtaa säilyvyyden heikentymiseen. Rajoituksia tarkastellaan käyttörajatilan kuormilla. Betonille sallitaan tietty puristusjännityksen yläraja erilaisille rakennejärjestelmille. Tässä työssä tarkastellaan jännitetyn ja normaali raudoitettun betonirakenteen sekä teräsbetonipaalun sallittuja puristusjännityksiä. [2]

Betonirakenteen väsymistä tulee myös tarkastella, sillä se liittyy jännitysten rajoittamiseen. Tässä osiossa tarkastellaan betonin sallittujen jännitysten lisäksi myös väsymiskestävyyttä. Ensiksi kerrotaan väsymisilmiöstä yleensä.

2.1 Betonin väsyminen

Väsymisilmiössä puristusjännitysten kasvaessa rakenteeseen syntyy mikrohalkeamia, jotka etenevät makrohalkeamiksi. Prosessin edetessä lopulta rakenne murtuu. Väsyminen saattaa myös rajoittaa rakenteen käyttöikä. Väsymisilmiöön vaikuttavat seuraavat pääkohdat: rakenneosan väsymislujuus, maksimijännitys, jännitysvaihteluväli sekä toistomäärä. Myös betonin ikä ja lujuusluokka sekä kuormitustaajuus vaikuttavat väsymiskestävyyteen [8]. Kuvassa 2.1 on esitetty betonin jännitys-venymä kuvaaja, jossa tarkastellaan pelkästään puristusjännityksen kasvun vaikutusta. Osiossa A muodonmuutokset ovat kimmoisia ja vain vähän mikrohalkeilua esiintyy. Kimmoisalle alueelle pyritään betonirakenteiden suurin puristusjännitys rajoittamaan. Kuva 2.1 on pohjana betonin käyttäytymisestä, kun sallittuja jännityksiä tutkitaan.



Kuva 2.1. Periaatekuva betonimateriaalin epälineaarista käyttäytymisestä [9].

Kuvan 2.1 alueet voidaan rajata Lindbergin luentomonisteen mukaan:

- ”a. Stabiilin mikrohalkeilun alue ($0,55 \cdot f_{\max}$ eli noin $0,38 \cdot K$). Betoni ei murru toistuvassa rasituksessa.
- b. Epästabiilin mikrohalkeilun alue ($0,85 \cdot f_{\max}$). Muutaman kuormituksen toisto saa aikaan murtumisen.
- c. Epästabiilin makrohalkeilun alue (f_{\max}). Betoni murtuu jo ensimmäisestä kuormituksesta.
- d. Betoni murtuu. Aluetta ei tunneta kovin hyvin.” [9]

Palmgren-Miner säännöllä tutkitaan betonin väsymiskestävyyttä, jossa jännitys-vaihteluväli ja toistomäärä otetaan huomioon ja voidaan arvioida betonin vaurioitumisastetta. Väsymiskestävyys mitoitetaan tällä säännöllä Eurokoodin SFS-EN 1992-2 mukaan

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (1)$$

missä m on vakioamplitudisten jännitysvaihteluvälien lukumäärä, n_i on vakioamplitudisten jaksojen todellinen määrä vaihteluvälin ollessa ” i ”, N_i on vakioamplitudisten vaihteluvälien ” i ” vaikuttaessa murtumiseen johtava jaksojen lukumäärä. Termi N_i voidaan vielä tarkemmin kirjoittaa kaavan (2) mukaan

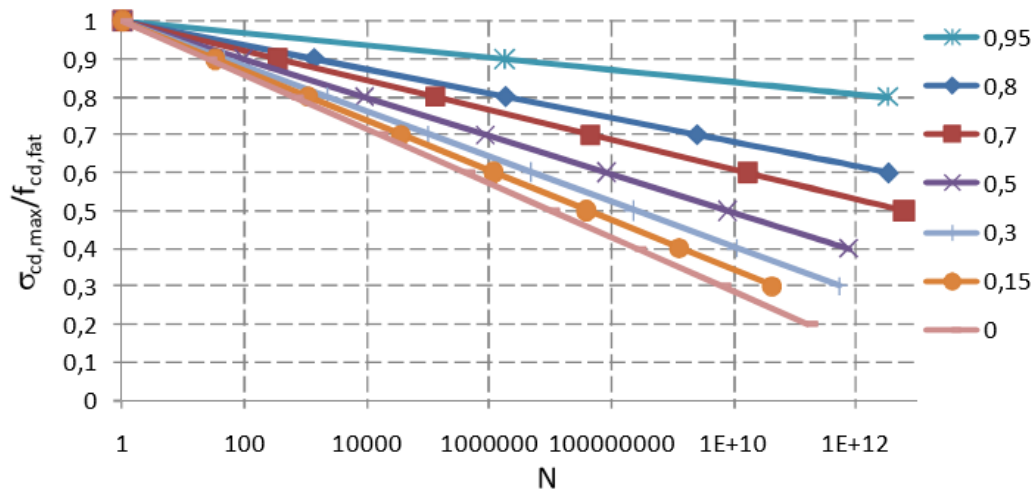
$$N_i = 10^{\left(14 \frac{1-E_{cd,max,i}}{\sqrt{1-R_i}}\right)} \quad (2)$$

missä $R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}}$, $E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}}$, $E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}$, $f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, $\beta_{cc}(t_0)$ on betonin lujuuskerroin kuorman vaikuttaessa ensi kertaa, R_i on jännityssuhde, $E_{cd,min,i}$ on puristusjännitysvaihtelun itseisarvon minimitaso, $E_{cd,max,i}$ on puristusjännitysvaihtelun itseisarvon maksimitaso, $f_{cd,fat}$ on betonin väsymislujuuden mitoitussarvo, $\sigma_{cd,max,i}$ on jakson jännityksen yläraja, $\sigma_{cd,min,i}$ on jakson jännityksen alaraja. [10]

Kosteusolosuhteet vaikuttavat väsymiskestävyyteen ja staattiseen kestävyyteen. Kosteuden kyllästävät betonirakenteet kestävät vähemmän toistokuormitusta kuin kuivat rakenteet. Paksut rakenteet kuivuvat hitaammin kuin ohuet, joten ohuilla rakenteilla väsytykskestävyys on parempi. Lisäksi korkealujuusbetonit ovat herkempiä väsytyskuormitukselle kuin normaalibetonit [11]. Kuten kaavasta (2) nähdään, betonin lujuus otetaan kuitenkin huomioon väsytykskestävyyden laskennassa niin, että suurempi betonin lujuus pienentää väsytykskestävyyttä. Toisaalta rasitettujen betonikoekappaleiden vesisäilytys parantaa niiden lujuutta rasituksen jälkeen. Normaalibetonilla vesisäilytys parantaa lujuutta suhteessa enemmän kuin korkealujuusbetonilla. Korkealujuusbetonit ovat tiheim-

pää materiaalia kuin normaalibetonit, joten vesi ei pääse reagoimaan korkealujuusbetonissa niin helposti hydratoitumattoman sementin kanssa. Puhutaan siis betonin korjaantumisesta, jossa vaurioituneen betonin lujuus voi kasvaa, kun se reagoi veden kanssa. [12]

Kuvassa 2.2 on esitetty eurokoodin SFS EN 1992-2 Palmgren-Miner lauseke kuvaajaryhmänä. Vaihteluvälien enimmäismäärä määritetään puristusjännityksen suhteellisen maksimitason mukaan. Kuvaajaan on valittu asteittainen jännityssuhde $R=0\dots0,95$. Pystyakselilla on suhteellinen maksimijännitys verrattuna maksimipuristusjännitykseen. N on vakioamplitudisten vaihteluvälien vaikuttaessa murtumiseen johtavien jaksojen lukumäärä. [8]



Kuva 2.2. Vaihteluvälien enimmäismäärä, kun $R = \sigma_{cd,min} / \sigma_{cd,max} = 0\dots0,95$ (SFS-EN 1992-2).[8]

Väsymismitoitusta käsitellään usein S-N -yhteyden avulla, jossa S tarkoittaa jännitystasoa ja N toistomäärää. S-N-kuvaajat kertovat kuinka monta toistoa rakenne kestää tietyllä jännitystasolla ennen kuin se rikkoutuu. Kuvasta 2.2 voidaan vastaavasti lukea tiettyä jännitystasoa vastaava toistomäärä, jolloin kappale hajoaa. Kuvaajassa on vielä otettu huomioon jännitysvaihteluväli erilaisilla suorilla kuvan mukaan. Huomataan, että vaikutukset ovat suuremmat jännityssuhteiden välillä, kun toistomäärää kasvaa. Yleensä betonin väsymisen vaikutuksia tarkastellaan, kun toistomäärä on suurempi. Tässä työssä tutki- taankin betonin väsymistä toistomäärän ollessa alle 5000, johon myös kokeellinen tutki- mus keskittyy. Saadaan siis tietoa kuvan 2.2 alkupäästä, jossa jännitystasot ovat suuria ja toistomäärät pieniä. Englanniksi puhutaan termistä ”low cycle fatigue”.

2.2 Puristusjännitysten rajoittaminen Suomessa

Suomessa puristusjännityksiä rajoitetaan eri rasisluokissa eri tavalla. Talorakentami- sessa ei yleensä ole tarkistettu jännitysten rajoitusta, mutta ne eivät usein tule määrää- viksi. Vaativissa rakenteissa kuten sillat ja jännitetyt rakenteet rajoituksia on käytetty. Standardin SFS EN-1992-1-1 mukaan käyttörajatilassa puristusjännityksiä rajoitetaan ra- sisluokissa XD, XF ja XS, joissa ympäristö on haastavampi korroosion takia [2].

Suomessa ominaisyhdistelmän kuormilla betonipoikkileikkauksen suurin sallittu puristusjännitys saa olla $0,6 \cdot f_{ck}$, missä f_{ck} on betonin ominaispuristuslujuus. Pitkäaikaisella yhdistelmällä tämä raja on $0,45 \cdot f_{ck}$, jolloin viruma tapahtuu lineaarisesti. [2]

Jännitettyjen rakenteiden jännityksiä rajoitetaan seuraavasti EN 1992-1-1 mukaan. Jännittämishetkellä suurin betonin sallittu puristusjännitys saa olla enintään $\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t)$ [2]. Tätä arvoa voidaan suurentaa $0,65 \cdot f_{ck}$ rajaan, jos kokemuksen tai kokeiden perusteella pystytään toteamaan, ettei pituussuuntaista halkeilua esiinny Suomen kansallisen liitteen mukaan [13]. Pitkäaikaisilla kuormilla puristusjännityksen ollessa suurempi kuin $0,45 \cdot f_{ck}$ viruman epälineaarisuus otetaan huomioon. [2] Jännitetyissä elementeissä puristusjännitysraja laukaisuhetkellä on pienempi $0,5 \cdot f_{ck}$. Jännitetyissä rakenteissa lopullisessa tilanteessa betonin suurin sallittu puristusjännitys ominaiskuormilla on myös $0,6 \cdot f_{ck}$. Tulee kuitenkin ottaa vielä huomioon, että jännityksen laukaisuhetkellä betonin lujuus tulee olla suurempi kuin $0,8 \cdot f_{ck}(28)$, mikä tarkoittaa, että jännittämishetkellä puristusjännitys on $\sigma_{c0} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot f_{ck}(28) = 0,48 \cdot f_{ck}(28)$. [14]

Teräsbetonipaaluille on myös omat puristusjännitysrajoitukset. Puristusjännitys saa olla maksimissaan $0,8 \cdot f_{ck}$ asennuksen aikana. Jännitysraja saa kuitenkin ylittyä 10%, jos jännitystä mitataan lyöntien aikana. Uudessa ohjeessa myös teräkset otetaan huomioon puristuskestävyyteen, mutta maksimi yksittäinen lyöntijännitys rajoitetaan betonin kestävyuden mukaan. Tämä raja on siis $0,8 \cdot f_{ck}$. Paalun lopullinen geotekninen kestävyys on huomattavasti pienempi kuin yksittäiselle lyönnille sallittu jännitys. Eri paalutustyöluokissa (PTL) otetaan huomioon vielä reunajännitykset, jolloin puristuskestävyyttä pienennetään. Myös korrelaatiokertoimet dynaamisesti koestettujen paalujen lukumäärän mukaan pienentävät puristuskestävyyttä. [7] Geoteknisen kestävyuden ominaisarvo on eri paalutusluokissa reunajännitykset sekä korrelaatiokertoimet huomioiden noin $0,26-0,38 \cdot f_{ck}$.

2.2.1 Puristusjännitysrajoitukset Suomessa aiemmin

Tiehallinnon betonirakenneohjeissa vuonna 2006 ohjeistetaan seuraavaa: Betonipoikkileikkauksen puristusjännitys ei saa ylittää arvoa $0,7 \cdot f_{ck}$ kaikkien kuormien vaikuttaessa, mutta pysyvien kuormien osalta puristusjännitys saa olla enintään $0,5 \cdot f_{ck}$. Jännitetyissä elementeissä sallittu puristusjännitys saa olla jännitysten vapauttamishetkellä enintään $0,5 \cdot f_{ck}$. [15] Myös aiemmassa versiossa vuonna 2000 tehdyssä betonirakenneohjeessa on samat rajat.

Jännitettyjen rakenteiden osalta Suomessa vuosina 1989-2008 on ominaisyhdistelmän kuormilla betonin puristusjännityksiä rajoitettu laukaisuhetkellä arvoon $\sigma_{c0} \leq 0,6C$, missä C on betonin sylinterilujuus (lieriölujuus). Lopputilanteessa puristusjännitys on rajoitettu arvoon $\sigma_c \leq 0,5C$. Yleisesti betonirakenteiden osalta betonin suurin sallittu puristusjännitys käyttörajatilassa ei yleensä saa ylittää arvoa $K/3$. [9] Tämä ilmoitettu kuutiolujuuden arvo vastaa lieriölujuudeltaan noin arvoa $(0,4-0,5) \cdot f_{ck}$.

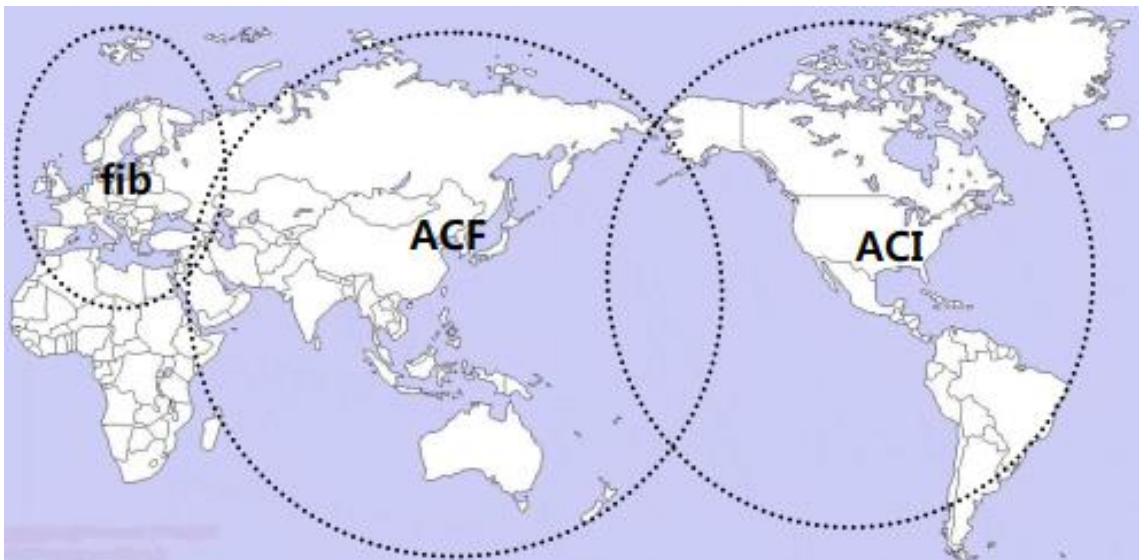
Rakentamismääräyskokoelmassa B4 vuosina 1981-2005 ohjeistetaan seuraavaa. Käyttötilan pitkäaikaiskuormilla betonin jännitys ei saa ylittää arvoa $0,6 \cdot f_{ck}$, jotta viruman

laskentakaavat ovat voimassa. [16; 17]

Teräsbetonipaalujen osalta lyöntipaalutusohjeessa LPO 2005 sanotaan, että sallittu kantokyky tavallisissa kuormitustapauksissa eri paalutusluokissa vaihtelee välillä 5-9 MPa. Tämä jännitys vastaa paalulle kohdistuvaa keskeistä puristusjännitystä pienimmässä poikkileikkauksessa (250x250). Kuormat on laskettu ominaiskuormilla ja kantokyky vastaa geoteknistä kestävyyttä. Vertailuksi lasketaan vastaava jännitystaso. Betonin pienin lujuus paalutusluokissa II ja III on C35/45. Silloin jännitystason suhde on $\frac{5 \text{ MPa}}{35 \text{ MPa}} \dots \frac{9 \text{ MPa}}{35 \text{ MPa}} = 0,14 \dots 0,26$. [18]. Tätä arvoa voi verrata nykyiseen geotekniseen kestävyuteen ja voidaan havaita, että nykyisen kestävyuden arvo on hieman suurempi kapaleen 2.2 mukaan ($0,26-0,38 \cdot f_{ck}$). Paalutusohjeessa LPO-72 ohjeistetaan suurin piirtein samoihin jännityksiin. Paalutusluokassa III sallittu puristusjännitys on noin 5MPa. Paalutusluokassa II se on 6 MPa. [19]

2.3 Maailmalla käytetyt betonin puristusjännitykset

Betonin sallittuja jännityksiä rajoitetaan hieman eri tavalla muualla maailmassa. Seuraavasta kuvasta 2.3 nähdään, mitkä suunnittelustandardit vaikuttavat kullakin alueella.



Kuva 2.3. Kolme isoa kansainvälistä betonijärjestöä, joiden mukaan standardeja noudatetaan. [20]

Fib (The International Federation for Structural Concrete) toimii Euroopan alueella, ACF (Asian Concrete Federation) on Aasiassa ja ACI (American Concrete Institute) Amerikassa toimiva järjestö. Mannerten sisällä puristusjännitysrajoituksissa on eroavaisuuksia maiden välillä.

Yleisesti Euroopassa betonin sallitut puristusjännitykset rajoitetaan eurokoodin mukaan. Alkuperäisessä EN 1992-1-1 standardissa on mainittuna 28 Euroopan maata, joissa tätä standardia käytetään. Standardissa puristusjännityksille on annettu suositusarvot, jotka saattavat kuitenkin poiketa kansallisen liitteen mukaan kunkin maan osalta.

Jännitettyjen rakenteiden puristusjännitys jännittämishetkellä standardin EN 1992-1-1 mukaan on $\sigma_c \leq 0,7 \cdot f_{ck}(t)$, kun pituussuuntaista halkeilua ei esiinny. [21] Tämä $0,7 \cdot f_{ck}(t)$ raja on standardin mukaan suositusarvo, mutta Suomen kansallisessa liitteessä se rajoitetaan arvoon $0,65 \cdot f_{ck}(t)$. Teräsbetonirakenteiden osalta suositusarvo on $0,6 \cdot f_{ck}$ [21]. Tämä on sama kuin Suomessa käytetty arvo. Iso-Britannian kansallisessa liitteessä vuodelta 2004 ohjeistetaan käyttämään suositusarvojen mukaisia puristusjännityksen arvoja teräsbetonin ja jännitettyjen rakenteiden osalta [22]. Muihin kansallisiin liitteisiin ei paneuduttu.

Australiassa puristusjännityksiä rajoitetaan hieman maltillisemmin. Tämä voidaan nähdä kuvasta 2.4. Mukana on myös betonin vetojännitysten rajoitukset.

At Transfer		
Compression:	if stress distribution is approximately triangular	$0.60 F'_{cp}$
	if stress distribution is approximately uniform	$0.50 F'_{cp}$
Tension: (flexure)	in liquid-retaining structures	$0.50 F'_{cp}$
	if no additional reinforcement provided to resist tension	$0.25 \sqrt{F'_{cp}}$
	with sufficient additional reinforcement to resist total tensile force	$0.50 \sqrt{F'_{cp}}$
In Service (after All Losses)		
Compression:	(a) in flexure Buildings, etc	$0.45 F'_c$
	Bridges	$0.40 F'_c$
	Liquid-retaining structures	$0.40 F'_c$
Tension:	(b) direct	$0.40 F'_c$
	(a) flexure Bridges	Zero
	All other structures - pretensioned	$0.33 \sqrt{F'_c}$
	- bonded post-tensioned	$0.25 \sqrt{F'_c}$
	(b) direct All structures	half of values for flexure

Kuva 2.4. Betonin sallitut jännitykset laukaisuhetkellä sekä käyttörajatilassa Australiassa (AS 1481). Termi F'_c on betonin ominaispuristuslujuus (f_{ck}) [9].

Jännitys jakaumasta riippuen laukaisuhetken puristusjännitys on $0,5-0,6 \cdot f_{ck}$, mutta käyttörajatilassa lopullinen jännitys saa olla vain $0,4-0,45 \cdot f_{ck}$. USA:ssa rajoitukset AASHTO mukaan ovat suurin piirtein samat. Esijännitetyillä ja jälkijännitetyillä betonirakenteilla ei puristusjännitys saa ylittää arvoa $0,6 \cdot f_{ck}$ [23]. Käyttörajatilassa kaikkien jännityshäviöiden jälkeen saa betonin sallittu puristusjännitys olla $0,45 \cdot f_{ck}$ [23]. Taulukossa 2.1 havaitaan, että ACI on nostanut esijännitetyillä rakenteilla jännitysrajaa $0,7 \cdot f_{ck}$ arvoon,

missä f_{ck} on betonin ominaispuristuslujuus. Tämä poikkeaa AASHTO mukaisesta jännityksestä.

Aasian alueella puristusjännityksiä rajoitetaan maiden välillä eri tavalla. Japanissa betonirakenteiden puristusjännitystä rajoitetaan niin, että pysyvillä kuormilla jännitys ei saisi ylittää $0,4 \cdot f_{ck}$ arvoa vuonna 2007 tehdyn ”standard specifications of concrete structures” mukaan [24]. Kiinassa lähteen ”Code of practice for structural use of concrete 2004” mukaan esijännitetyn rakenteen puristusjännityksiä laukaisuhetkellä rajoitetaan arvoon $0,5 \cdot f_{ck}$ [25]. Taulukossa 2.1 havaitaan, että korean standardin mukaan esijännitetyn ja jälkijännitetyn laukaisuhetken jännitys on $0,6 \cdot f_{ck}$ vuonna 2007. Vastaavasti Japanin standardin mukaan vuonna 1988 laukaisuhetken raja on $0,45 \cdot f_{ck}$.

2.3.1 Puristusjännitysrajoitukset aiemmin maailmalla

Taulukossa 2.1 on esitetty jännitetyn rakenteen sallitut puristusjännitykset jännittämishetkellä aiemmilta vuosilta. Taulukossa on Pohjois-Amerikan, Korean, Japanin ja Euroopan suunnittelustandardeja ja tutkijoiden tuloksia. Termi f_{ci} tarkoittaa betonin ominaispuristuslujuutta.

Taulukko 2.1. Sallitut puristusjännitykset jännittämishetkellä aiempien ohjeiden ja tutkimusten mukaan [5]

Year	Institute	Allowable stresses at transfer
1954	PCI	$0.50 f_{ci}^*$
		$0.55 f_{ci}^{**}$
1954	BPR	$0.60 f_{ci}^{\S}$
		$0.55 f_{ci}^{\S\S}$
1957	Hajnai-Konyi	$0.45 f_{ci}$
	Dobell	$0.50 f_{ci}$
	Holley	$0.60 f_{ci}$
	Simpson	$0.60 f_{ci}$
	Erickson	$0.60 f_{ci}$
1958	ACI-ASCE Joint Committee 323	$0.60 f_{ci}^{\S}$
		$0.55 f_{ci}^{\S\S}$
1961	PCI	$0.60 f_{ci}^{\dagger}$
1961	AASHTO	$0.60 f_{ci}^{\S}$
		$0.55 f_{ci}^{\S\S}$
1963	ACI	$0.60 f_{ci}^{\dagger}$
1998	AIJ-98	$0.45 f_{ci}^{\dagger}$
2002	Eurocode 2	$0.70 f_{ci}^{\dagger}$
2004	CSA-04	$0.60 f_{ci}^{\dagger}$
2004	Noppakunwijai <i>et al.</i>	$(0.6 + y_d/5h) f_{ci}^{\dagger} \leq 0.75 f_{ci}^{\dagger}$
2006	Hale and Russell	$0.70 f_{ci}^{\S}$
2007	Dolan and Krohn	$0.70 f_{ci}^{\dagger}$
2007	AASHTO LRFD	$0.60 f_{ci}^{\dagger}$
2007	KCI-07	$0.60 f_{ci}^{\dagger}$
2008	ACI318-08	$0.70 f_{ci}^{\S}$

*Building, **Bridge, §Pre-tension member, §§Post-tension member, †Pre-tension and Post-tension member

Huomataan, että sallittu raja on noussut hieman vuosittain. Viimeisimpien tutkimusten mukaan sallittu raja on $0,7 \cdot f_{ck}$. Taulukosta havaitaan myös viimeisimpien ohjeistusten joukosta $0,6 \cdot f_{ck}$ raja. Taulukosta löytyy myös Eurocode 2. Aiemmin todettiin EN 1992-1-1 mukaan, että sallittu raja on $0,7 \cdot f_{ck}$, jos pituussuuntaista halkeilua ei esiinny. Taulukon 2.1 mukaisesti vuonna 2004 Noppakunwijai tuli siihen päätelmään, että jännitysrajaa laukaisuhetkellä tulisi rajoittaa poikkileikkauksen koon ja jätteen sijainnin mukaan. Joissain tapauksissa se voisi olla jopa $0,75 \cdot f_{ck}$ [26].

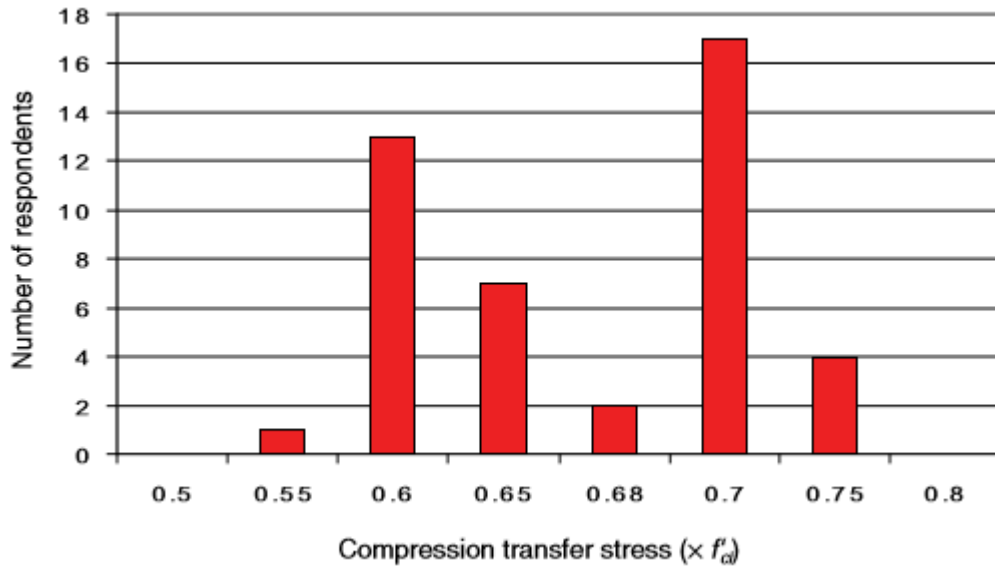
Puristusjännitykset käyttörajatilassa jännitettyjen rakenteiden osalta ovat nykyään siis Euroopassa suurimpia ($0,7 \cdot f_{ck}$). Amerikassa raja on $0,6-0,7 \cdot f_{ck}$, mutta useiden tutkijoiden mukaan se voisi olla $0,7 \cdot f_{ck}$. Aasiassa puristusjännitykset vaihtelevat maakohtaisesti, mutta siellä $0,6 \cdot f_{ck}$ on myös yleinen. Japanissa ollaan varovaisempia puristusjännityksen suhteen.

2.4 Esijännitetyn rakenteen sallitut puristusjännitykset muiden tutkimusten mukaan

Tässä kappaleessa käydään läpi tutkimustuloksia esijännitetyjen rakenteiden laukaisuhetken puristusjännityksistä muiden tutkimusten mukaan. Laukaisuhetken puristusjännitysten rajoittamista on tutkittu paljon. Betonin sallitun puristusjännityksen suurentamisella saavutetaan suurempia jännevälejä ja voidaan vähentää tarvittavien jätteen määrää [6]. Siksi sallittua rajaa $0,6 \cdot f_{ck}$ haluttaisiin nostaa.

Hale ja Russell (2006) tutkivat esijännityshäviöitä sillan betonipalkissa muuttamalla laukaisuhetken jännityksiä. Laukaisuhetken puristusjännitykset olivat $0,57 \cdot f_{ck}$ ja $0,82 \cdot f_{ck}$ välillä. Tutkimuksen neljä (4) palkkia olivat I-muotoisia ja venymiä niistä mitattiin vuoden ajan. Kaikki mitatut esijännityshäviöt verrattuna laskettuihin esijännityshäviöihin olivat hyväksyttävällä tasolla. Tämän takia tekijät suosittelevat nostamaan $0,6 \cdot f_{ck}$ puristusjännitysrajan $0,7 \cdot f_{ck}$ rajaan. [4]

Dolan ja Krohn (2007) tekivät kaksiosaisen tutkimuksen, jossa tutkittiin laukaisuhetken jännityksiä esijännitetyillä rakenteilla. Ensimmäinen osa oli kirjallisuustutkimus ja toinen haastattelututkimus. Haastattelututkimuksen kyselyyn vastasi amerikkalaisen precast/prestressed concrete institute (PCI) ammattilaisia ja valmistajia, jotka ovat käyttäneet yli nykyisten standardien mukaisia puristusjännityksiä laukaisuhetkellä. Tutkimuksen mukaan suositus olisi amerikkalaiselle instituutille ACI 318, että betonin sallittua puristusjännitystä saisi nostaa $0,7 \cdot f_{ck}$ rajaan.[3] Kuvassa 2.5 on esitetty kyselyn vastaukset. Vaaka-akselilla on kutakin jännitysrajaa kannattavien vastaajien määrä. Termi f_{ci} tarkoittaa betonin ominaispuristuslujuutta.



Kuva 2.5. Kyselyn vastaukset laukaisuhetken puristusjännityksestä. [3]

Kyselyn aikana vastaajilla oli myös mahdollisuus kertoa ongelmista suurilla laukaisuhetkenjännityksiä käytettäessä. Muutamien vastaajien mukaan ongelmana suurilla jännityksillä on vetoalueen halkeilu sekä liiallinen kaareutuminen (esikohotus). Suurin osa vastaajista ei kuitenkaan ilmoittanut ongelmia suurilla jännityksillä laukaisuhetkellä.

Schnittker ja Bayrak (2008) tutkivat myös voisiko jännitysrajaa nostaa. Laukaisuhetkellä betonin puristusjännitykset olivat $0,6-0,7 \cdot f_{ck}$. Ensin määritettiin muuttuvan kuorman suuruus, jolla saavutetaan standardien mukainen halkeamaleveys. Erilaisia palkkeja kuormitettiin tällä kuormalla ja halkeilua tarkkailtiin visuaalisesti. Tämän jälkeen kuorma poistettiin. Jännitysrajan nostoa tutkittiin siis halkeilun avulla. He tulivat siihen päätelmään, että laukaisuhetken puristusjännitys esijännitetyillä rakenteilla tulisi nostaa $0,65 \cdot f_{ck}$ rajaan. Itsetiivistyvälle betonille tätä rajaa ei kuitenkaan suositella. [6]

Koreassa Lee, Hwang, Park ja Kim tutkivat esijännitetyn rakenteen koon ja muodon, jänteen epäkeskisyysuhteen (e/h), esijännityksen suuruutta sekä omasta painosta aiheutuvan momentin vaikutusta sallittuun puristusjännitykseen. Palkin korkeus on h ja e tarkoittaa jänteen etäisyyttä palkin neutraaliakseliin. Tutkimuksessa käytettiin suorakaiteen muotoisia, t-muotoisia sekä laattapalkin muotoisia palkkeja. Kaikista eniten sallittavaan puristusjännitykseen vaikuttaa jänteen epäkeskisyysuhte ja toiseksi eniten poikkeileikkauksen koko. Tutkimuksen mukaan puristusjännitys pitäisi rajoittaa $0,75 \cdot f_{ck}$ rajaan suorakaidepalkkeilla, $0,8 \cdot f_{ck}$ t-muotoisilla ja $0,7 \cdot f_{ck}$ laattapalkkeilla. [5]

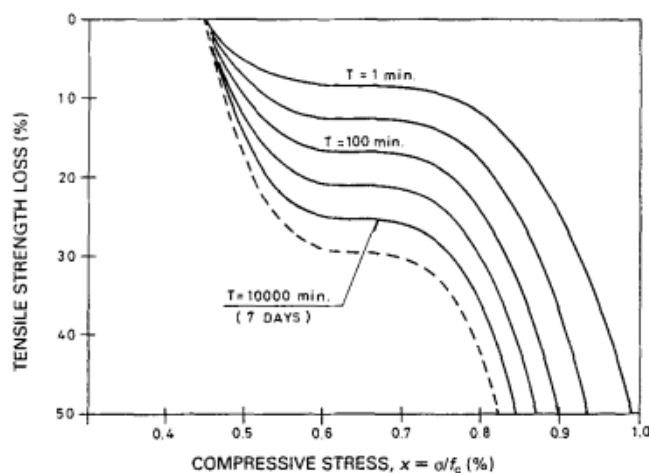
3. KIRJALLISUUSSELVITYS

Kappaleessa on esitetty tutkimuksia erilaisten rasiusten vaikutuksesta betonin puristuslujuuteen. Tutkimuksessa erilaisia rasiuksia ovat staattinen, toisto sekä lyöntirasitus.

Työssä tarkastellaan pelkästään betonimateriaalin käyttäytymistä. Kokeellinen tutkimus kuitenkin suoritetaan osaksi teräsbetonipaalujen avulla ja betonin sallittuja jännityksiä tarkastellaan myös jännitettyjen rakenteiden avulla. Siksi käydään läpi betonin toimintaa teräsbetonipaalujen sekä jännitettyjen rakenteiden osalta. Kappaleessa on myös määritetty kimmokertoimen arvo lyöntirasituksessa.

3.1 Staattinen rasitus

Kuvassa 3.1 on esitetty puristuslujuuden vaikutus betonin halkaisuvetolujuuteen, kun kuormitusaika vaihtelee. Kuvassa kuormitusaika on 1 minuutista 10000 minuuttiin (7 päivää). Pystyakselilla on halkaisuvetolujuuden pienentyminen prosentuaalisesti.



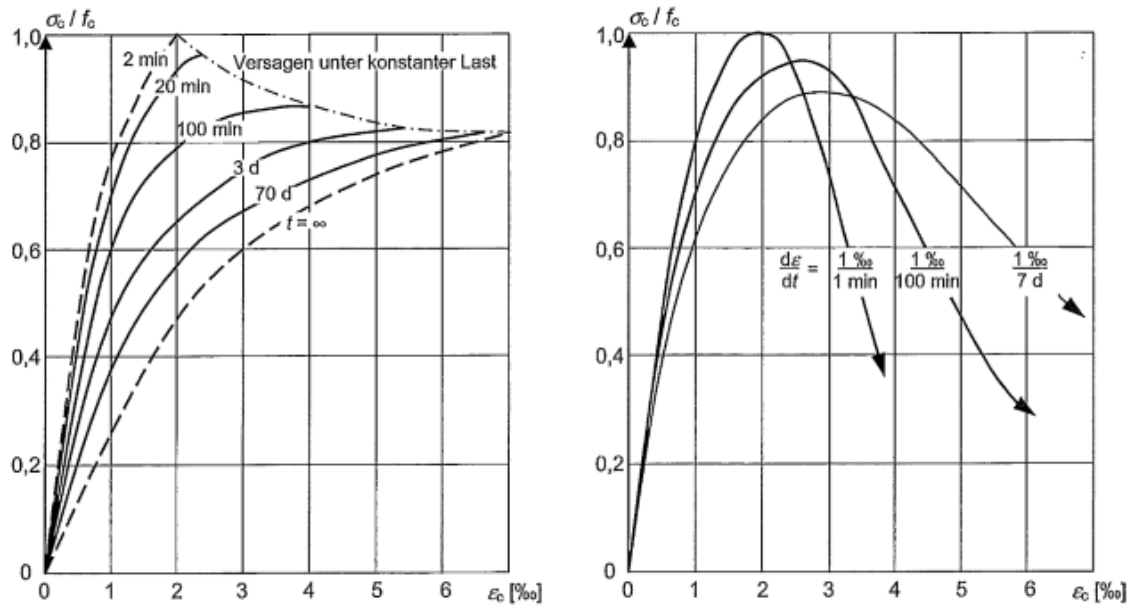
Kuva 3.1. Betonin halkaisuvetojännityksen heikentyminen puristusjännityksen funktiona.[1]

Vauriot kasvavat kuormitusajan kasvaessa [1]. Kuvasta voidaan havaita, että staattisessa kuormituksessa betonin halkaisuvetolujuus alkaa heikentyä, kun betonin puristusjännitys ylittää 45% jännityksen. Toisin sanoen mikrohalkeamat alkavat kehittyä. Jännityksen ollessa yli 75% on betonin käyttäytyminen epävakaa ja se saattaa murtua. Jännityksen ollessa 50-75% vauriot alkavat olla suurempia, mutta halkaisuvetolujuus ei merkittävästi pienene tällä välillä. Betonin puristusjännitysten rajoittaminen 60% tasolle on tällä tutkimuksella vahvistettu [1].

Russell ja Pang (1997) tekivät kokeellista tutkimusta sylinterin muotoisilla betonikoekappaleilla, joita oli yhteensä 432. Koekappaleita rasiettiin staattisesti jännitysta-

soilla $0,6 \cdot f_{ck}$, $0,7 \cdot f_{ck}$, $0,8 \cdot f_{ck}$ samaan tapaan kuin tässäkin työssä. Tutkimuksessa neljä koekappaletta meni rikki ennenaikaisesti jännitystasolla $0,8 \cdot f_{ck}$. Muut koekappaleet, jotka kestivät tämän rasituksen, ei havaittu merkittävää puristuslujuuden pienentymistä. He ehdottivatkin betonin sallituksi puristusjännitykseksi $0,7 \cdot f_{ck}$. [6]

Saksan EC2 mitoitusmenetelmien soveltaminen julkaisussa tutkitaan kuormituksen keston ja nopeuden vaikutusta betonin puristuslujuuden heikentymiseen kuvan 3.2 mukaan. Vasemmalla havaitaan, kuinka koekappaleet hajoavat staattisessa rasituksessa kullakin kuormituksen kestolla. Suurella jatkuvalla kuormituksella betonin puristuslujuus pienenee, mutta kuormitusnopeuden lisääntyessä puristuslujuus ei heikkene niin voimakkaasti. [27]



Kuva 3.2. Jännitys-muodonmuutos kuvaaja erilaisilla staattisen rasituksen kestoilla (vas.) ja kuormitusnopeuksilla (oik.). [27]

Pidempiaikaisella kuormituksella betonin puristuslujuus pienenee noin 80 %:in lyhytaikaiseen kuormitukseen verrattuna kuvan 3.2 vasemman puoleisen kuvaajan mukaan. Tämän takia staattisessa pitkäaikaisessa kuormituksessa betonin puristuslujuuden heikentyminen otetaan huomioon kertoimella $\alpha_{cc} = 0,85$. Tätä termiä käytetään betonin puristuslujuuden mitoitusarvon f_{cd} laskennassa kaavan (3) mukaan

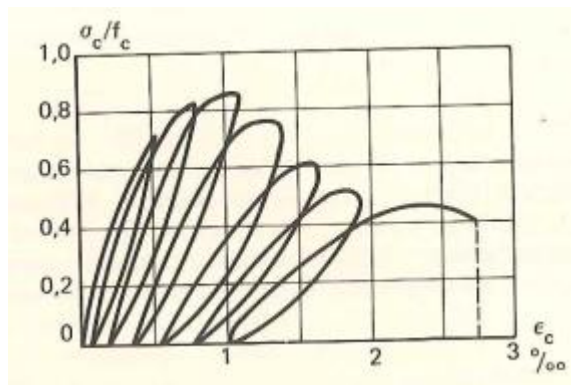
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3)$$

missä γ_c on betonin osavarmuusluku [14]. Dynaamisessa lyhytaikaisessa kuormituksessa kuten lyöntirasituksessa betonin puristuslujuutta ei tarvitse pienentää ja voidaan käyttää kerrointa $\alpha_{cc} \leq 1$ kuvan 3.2 oikeanpuoleisen kuvaajan mukaan. [27]

3.2 Toistorasitus

Toistorasituksessa suurin osa betonin halkeilun kasvusta tapahtuu aivan syklisen kuormituksen alussa ja lopussa. Kuormituksen alkuvaiheen jälkeen on havaittu jopa puristuslujuuden kasvua. Tätä voidaan selittää seuraavasti: betonimateriaali korjaantuu itsestään rakenteen tiivistymisen johdosta, erittäin pienet liikkeet johtavat betonin runkoainerakeiden välisten vetovoimien kasvuun, paikalliset jännityskeskittymät purkautuvat rajallisen mikrohalkeilun takia. [28]

Jännityksen noustessa $0,5 \cdot f_{ck}$ suuruuteen syntyy muodonmuutoksia jokaisella toistokerralla, mutta betoni kuitenkin lujittuu kuormituksen jatkuessa ja käyttäytyy kimmoisasti. Jos jännitys ylittää toistuvasti $0,5 \cdot f_{ck}$ rajan, niin jokaisella toistokerralla syntyy muodonmuutoksen lisäys kuvan 3.3 mukaan. Betoni murtuu, kun muodonmuutosten summa ylittää murtomuodonmuutoksen, vaikka lopussa jännitys olisi pienempi. [29]



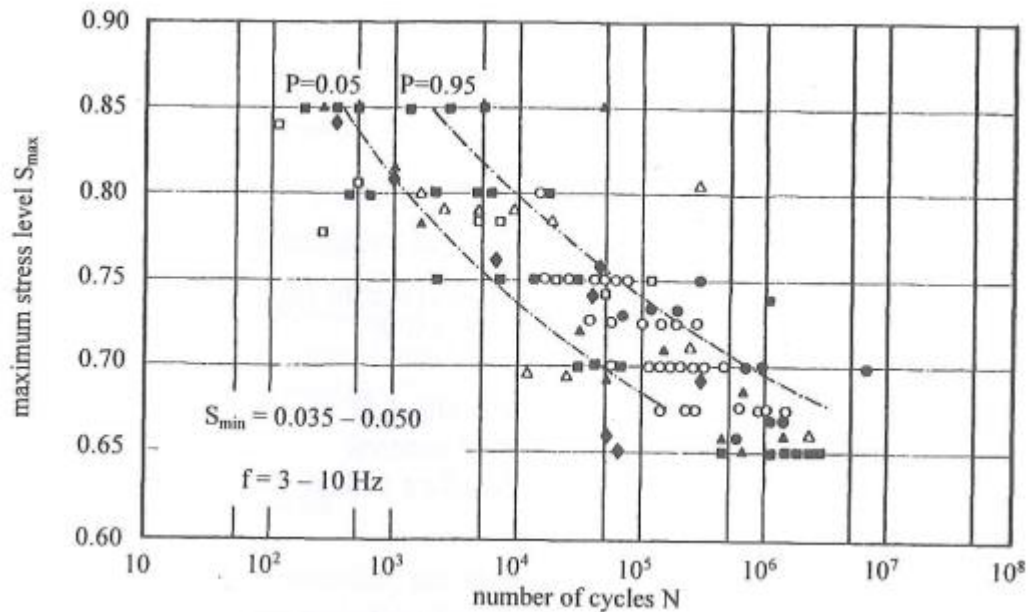
Kuva 3.3. Betonin jännitys-muodonmuutos-kuvaaja toistuvalla rasituksella. [29]

Kuvasta 3.3 havaitaan myös, että kolmen toiston jälkeen puristusjännityksen ollessa $0,8 \cdot f_{ck}$ betoni alkaa menettää puristuslujuutta. Kuvassa 2.1 todettiin, että betoni rikkoutuu muutaman toiston jälkeen jännitystasolla $0,85 \cdot f_{max}$. Voidaan siis todeta, että betoni ei kestä yli $0,85 \cdot f_{ck}$ puristusjännitystä. Jännitys-muodonmuutos-kuvaajasta nähdään, miten kulmakerroin eli kimmokerroin pienenee toistomäärän kasvaessa. Kimmokertoimen määrittäminen on esitetty kappaleessa 4.1.3. Myös plastiset palautumattomat muodonmuutokset kasvavat toistomäärän kasvaessa kuvan 3.3 mukaan.

Toistokuormituksessa kuormitustaajuus ei useiden tutkijoiden mukaan vaikuta juurikaan väsymiskestävyyteen, kun kuormituksen suuruus on alle 75% staattisesta murtokuormasta. Korkeammilla jännityksillä kuormitustaajuuden kasvattaminen kasvattaa väsymiskestävyyttä. Siksi kuormitustaajuuden merkitys on suurempi suurilla jännityksillä. Kun kuormitusaika pitenee ja kuormitustaajuus pienenee, niin viruman vaikutus korostuu. [28] Tässä tutkimuksessa kuormitusajat ovat lyhyitä (muutamia tunteja), joten viruman vaikutusta ei ole otettu huomioon.

Toistorasituksen yhteydessä puhutaan usein S-N -yhteydestä. Tarkastellaankin seuraavaksi kuvan 3.4 mukaista S-N -yhteyttä, jossa pystyakselilla on jännitystaso ja

vaaka-akselilla toistomäärä. Kuvaan on yhdistetty useiden tutkijoiden koetuloksia. Betonikappaleisiin on kohdistettu $0,65-0,85 \cdot S_{\max}$ puristusjännitys ja minimijännitystaso (S_{\min}) on $0,035-0,05 \cdot S_{\max}$. S_{\max} on maksimijännitystaso. Kuormitustaajuus kokeissa on 3-10 Hz. Kuvasta voidaan esimerkiksi lukea, että $0,85 \cdot S_{\max}$ jännityksellä betoni kestäisi noin 1000 toistoa. Vastaavasti $0,8 \cdot S_{\max}$ jännityksellä betoni kestäisi noin 5000 toistoa. Tämä voidaan ottaa vertailuksi koetuloksiin.



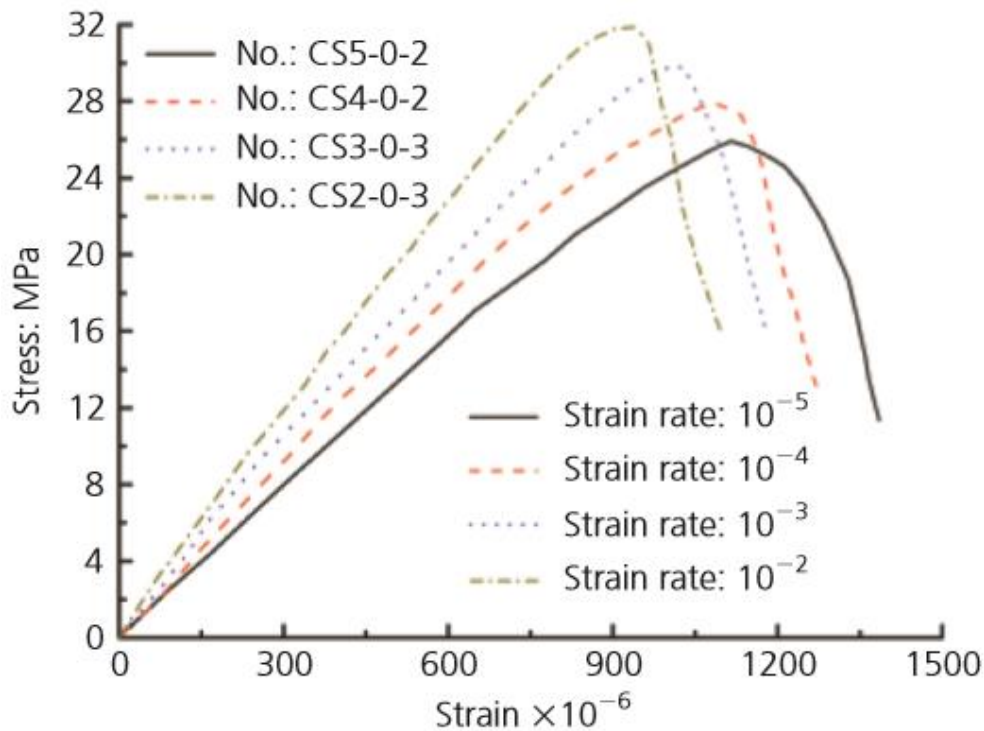
Kuva 3.4 *S-N* -yhteys betonin puristusjännitykselle [Holmen 1979]. [11]

Kuvasta 3.4 havaitaan, että samalla jännitystasolla kuormitettaessa toistomäärä koekappaleiden välillä vaihtelee paljonkin. Betonilla on siis suuri hajonta. Siksi betonin väsymislujutta tutkitaan usein S-P-N -yhteyksinä, jossa P tarkoittaa todennäköisyyttä, jolloin kappale hajoaa. Kuvaajaa on hahmoteltu todennäköisyyksille $P=0,05$ ja $P=0,95$ käyt. Kuvaajassa esitetty väsymiskestävyyden hajonta vastaa staattisen kestävyuden hajontaa Holmenin (1979) mukaan.

3.3 Kuormitusnopeus lyöntirasituksessa

Kiinalaisessa Dalian yliopistossa on tutkittu kuormitusnopeuden vaikutusta dynaamisessa kuormituksessa betonin puristuslujuuteen. Kuormitusnopeus on eri asia kuin kuormitustaajuus. Koekappaleet olivat $100 \cdot 100 \cdot 100$ kuutioita. Kappaleeseen kohdistettiin uniaksiaalinen puristava kuormitus eri kuormitusnopeuksilla. Kuormitusnopeudet olivat $10^{-5}/s$, $10^{-4}/s$, $10^{-3}/s$, $10^{-2}/s$. Suurin kuormitusnopeus $10^{-2}/s$ on tuhat kertaa nopeampi kuin hitain kuormitusnopeus. Hitain kuormitusnopeus ($10^{-5}/s$) oli lähes staattinen kuormitus ja loput olivat dynaamisia kuormituksia. Vertaamalla lähes staattista kuormitusta ($10^{-5}/s$) dynaamisiin kuormituksiin $10^{-4}/s$, $10^{-3}/s$, $10^{-2}/s$, kasvoi betonin puristuslujuus 10%, 15% ja 25%

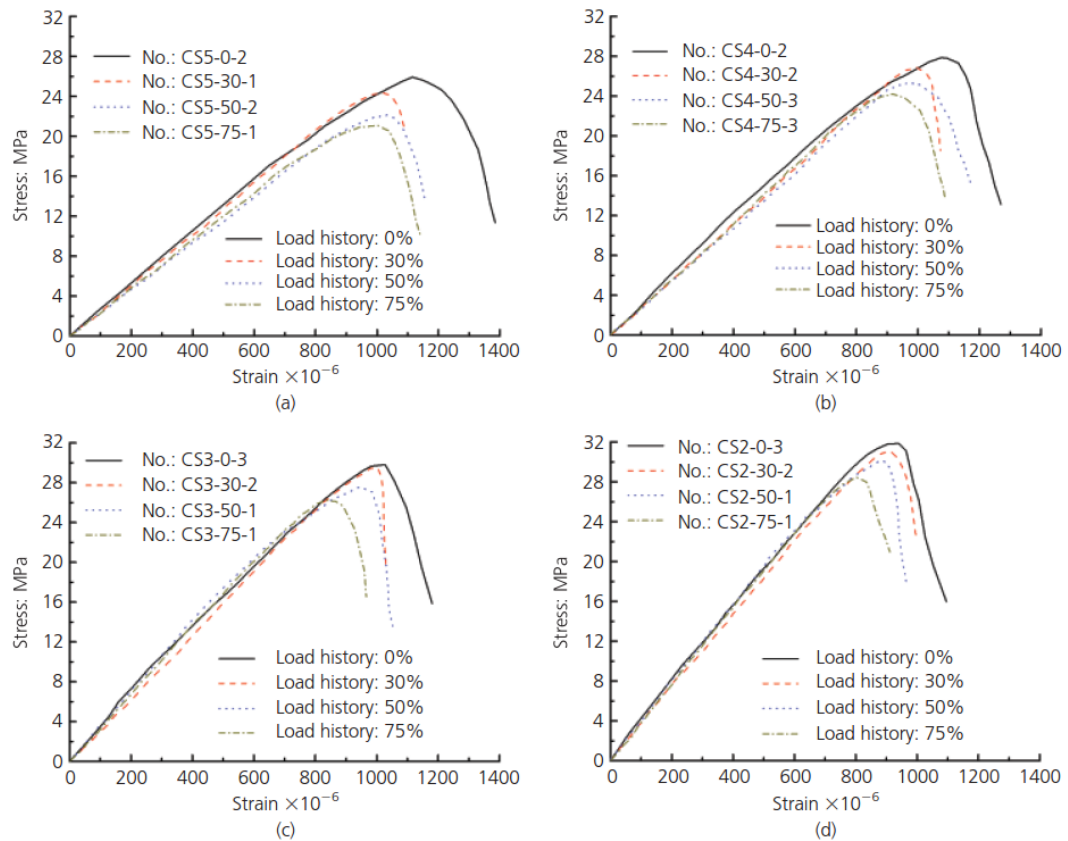
vastaavassa järjestyksessä. Tulos on keskiarvoisesti samanlainen kuin muillakin tutkijoilla. [30] Kuvassa 3.5 on esitetty kuormitusnopeuden vaikutus betonin jännitys-puristuma yhteyteen.



Kuva 3.5. Betonin jännitys-puristuma-kuvaaja eri kuormitusnopeuksilla. [30]

Kuvasta 3.5 voidaan hyvin havaita kuormitusnopeuden vaikutus betonin käyttäytymiseen dynaamisessa kuormituksessa. Hitaimmalla kuormitusnopeudella (10^{-5}) saadaan pienin kulmakerroin käyrälle, eli kimmokerroin on pienin. Kimmokertoimen määrittelystä on kerrottu kappaleessa 4.1.3. Suurimmalla kuormitusnopeudella on suurin kimmokerroin ja betonikoekappaleen puristuslujuus on suurempi. Voidaan siis todeta tämän tutkimuksen mukaan, että betonin nopeampi kuormitus heikentää betonin puristuslujuutta vähemmän. Esimerkiksi paalutuksessa nopean lyöntijännityksen ei pitäisi vaurioittaa paalua niin paljon kuin saman suuruinen puristusjännitys toistorasituksessa.

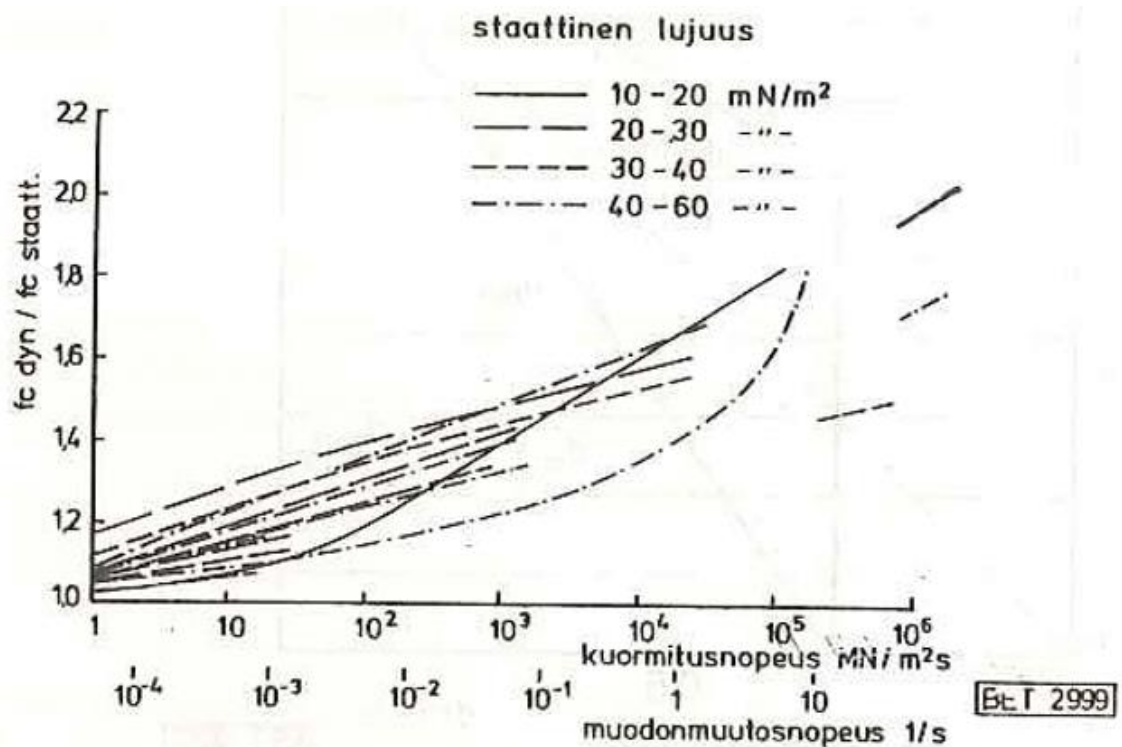
Samassa tutkimuksessa tutkittiin myös kuormitushistorian vaikutusta. Koekappaleita kuormitettiin ennen testausta 30%, 50% ja 75% murtokuorman suuruudesta, jolloin saatiin tietoa kuormitushistorian vaikutuksesta kuvan 3.6 mukaisesti. Kuormittamattomat koekappaleet ennen testausta on esitetty ehjällä viivalla.



Kuva 3.6. Kuormitushistorian vaikutus betonin puristuslujuuteen. (a) kuormitusnopeus 10^{-5} , (b) kuormitusnopeus 10^{-4} , (c) kuormitusnopeus 10^{-3} , (d) kuormitusnopeus 10^{-2} . [30]

Kuvasta 3.6 havaitaan, että ennen testausta kuormitetut kappaleet eivät saavuta niin suurta puristuslujuutta sekä puristuman arvoa kuin kuormittamaton. Mitä suurempi esikuormitus on, sitä pienemmän puristuslujuuden betoni saavuttaa. Kuvasta voidaan nähdä myös, että nopeammalla kuormituksella kuormitushistorian vaikutus betonin puristuslujuuteen pienenee. Puristuslujuus murtotilanteessa lähes staattisella rasituksella on 28 MPa kuvassa (a), mutta nopealla kuormituksella saavutetaan 32 MPa puristuslujuus kuvassa (d). Kun kuormitusnopeus on suurempi betoni saavuttaa suuremman puristuslujuuden.

Kuormitusnopeuden vaikutusta on selvitetty myös Suomessa vuonna 1981 julkaisussa kirjassa jännitetyt rakenteet. Betonin puristuslujuus kasvaa, kun kuormitusnopeus kasvaa. Myös karkea kiviaines parantaa betonin iskulujuutta sileään kiveen verrattuna. [31]. Seuraavaksi on esitetty kuormitusnopeuden vaikutus betonin puristuslujuuteen dynaamisessa kuormituksessa suhteessa staattiseen lujuuteen kuvan 3.7 mukaisesti. Betonin staattisen lujuuden vaikutus nähdään myös kuvasta. Pystyakselilla on dynaamisen ja staattisen lujuuden suhde. Vaaka-akselilla on kuormitusnopeuden ja betonin muodonmuutosnopeus.



Kuva 3.7. Kuormitusnopeuden vaikutus betonin puristuslujuuteen. [31]

Kuvasta 3.7 voi havaita, että betonin dynaaminen puristuslujuus on suurempi kuin staattinen lujuus. Myös betonin staattisella lujuudella on vaikutusta. Dalian yliopiston tutkimuksessa puristuslujuus kasvoi staattiseen lujuuteen verrattuna 10%, 15% ja 25%, kun kuormitusnopeudet olivat $10^{-4}/\text{s}$, $10^{-3}/\text{s}$, $10^{-2}/\text{s}$. Kuvasta 3.7 voidaan nähdä suurin piirtein samanlaisia arvoja, kun seurataan vaak-akselilta muodonmuutosnopeuden vaikutusta. Esimerkiksi $10^{-4}/\text{s}$ kohdalla dynaamisen ja staattisen lujuuden suhde on noin 1,1 keskiarvoisesti erilaisilla betonin staattisen lujuuden arvoilla. Näiden tutkimusten perusteella tässä tutkimuksessa korotetaan lyöntirasituksessa betonin puristuslujuutta 10% S-N -yhteiden osalta myöhemmin esitetyllä tavalla.

3.4 Teräsbetonipaalut

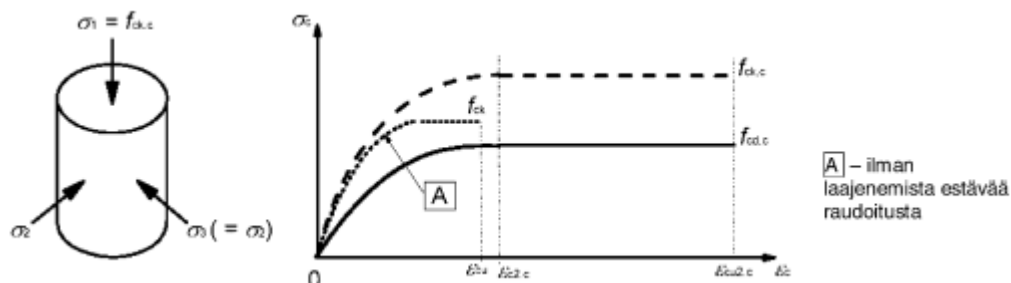
Teräsbetonipaalun mitoituksessa otetaan huomioon asennuksesta johtuvia epävarmuustekijöitä, kuten paalun yläpään ja lyöntilaitteen välisen kontaktin epäkeskisyys sekä laitteiston ja lyöntityön laatu. Näistä aiheutuu paalun keskimääräisen jännityksen ylittäviä reunajännityksiä. [7] Reunajännityksiä voi syntyä myös maassa olevista kivistä, paalun käyryydestä ja yläpään vinoudesta sekä iskutyynystä [32]. Asennuskestävyyden maksimiarvoa laskettaessa on otettava huomioon lyönnin epäkeskisyydestä aiheutuvat reunajännitykset eri paalutustyöluokissa. Paalutustyöluokka on toteutuksesta riippuva luokitus, joka määräytyy seuraamusluokan ja geoteknisen luokan mukaan. Se ottaa huomioon paalun rasitustilan kussakin luokassa. Paalutustyöluokissa reunajännitykset voivat olla 50-90% suurempia kuin keskimääräinen jännitys. [7]

Suomessa paalun kantokyky määräytyy usein osoitettavissa olevan geoteknisen kestävyuden perusteella. Paalun geotekninen kestävyys lasketaan niin, että suurinta sallittua lyöntijännitystä (80%) pienennetään reunajännitysten takia kunkin paalutustyöluokan mukaisesti. Saatu paalun puristuskestävyyden maksimi-arvo on kussakin paalutustyöluokassa geoteknisen kestävyuden suurin mahdollinen arvo. Paalun geoteknisen kestävyuden arvo muutetaan geoteknisen kestävyuden ominaisarvoksi jakamalla se eri menetelmien mukaisilla korrelaatiokertoimilla. [7] Paalun geoteknisen kestävyuden ominaisarvo tarkoittaa maaperän kykyä vastaanottaa paalulle tulevat kuormat paalun vaipan tai kärjen avulla [32]. Ominaisarvo muutetaan vielä mitoitusarvoksi jakamalla se osavarmuusluvulla, mikä on Suomessa paalujen osalta 1,2 [7]. Kestävyys on siis erilainen lopputilanteessa kuin asennuksen aikainen lyöntikestävyys. Työssä on tutkittu teräsbetonipaalun lyöntikestävyyttä ja geoteknistä kestävyyttä vain Suomen osalta.

Esivalmistettuja teräsbetonipaaluja rasietaan ensin lyömällä asennuksen aikana, jonka jälkeen se kantaa staattisia kuormia lopullisessa tilanteessa. Paalun rasiethistoriassa on siis kaksi vaihetta. Lyöntien jälkeen paalun tulee kestää staattisten kuormien vaikutus. Teräsbetonipaaluihin kohdistuu paalutuksessa suuri jännitys, joka mahdollisesti heikentää paalun rakenteellista kapasiteettia. Suomessa ei oteta huomioon lyöntien heikentävää vaikutusta. Ruotsissa lyönnistä johtuvan heikentävän vaikutuksen takia lujuutta pienennetään vähintään 10%. [32]

3.4.1 Laajenemista estävä rauditus (confinement)

Betonin puristuslujuutta voidaan tehostaa tiheällä poikittaisella raudoituksella. [23] Tätä kuvaa englanninkielinen käsite ”confinement”. Betoni saavuttaa suuremman lujuuden ja suuremmat kriittiset muodonmuutokset, jos betonin laajeneminen on estetty poikittaisessa suunnassa raudoituksella. Laajenemisen estävä rauditus saadaan aikaiseksi umpi-haoilla tai ristikkäisillä poikittaistangoilla. [2] Esimerkiksi paaluissa ja jännitetyissä rakenteissa käytetään hakaraudoitusta, joka kasvattaa betonin puristuskestävyyttä. Kuvassa 3.8 on esitetty laajenemisen estävän raudoituksen periaate.



Kuva 3.8. Jännitys-venymä -yhteys, kun käytetään laajenemista estävää raudoitusta. [2]

Vasemmassa kuvassa sylinterin muotoisessa kappaleessa betonin puristuslujuus kasvaa pystysuunnassa (σ_1), kun poikittaisessa suunnassa betonin laajeneminen on estetty (σ_2 ,

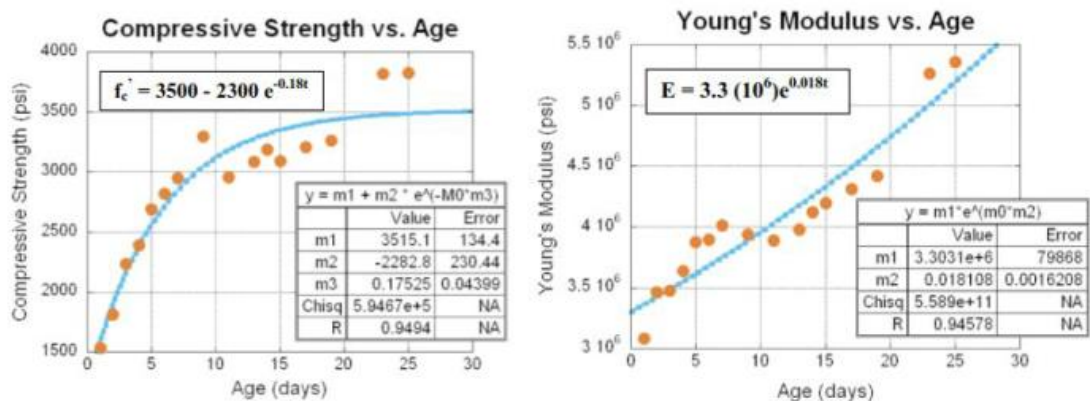
σ_3). Jännitys-venymä -yhteydestä nähdään, kuinka jännitykset ja venymät voivat olla suurempia, jos laajeneminen on estetty.

Raudoitus vaikuttaa myös väsytykestävyyteen. Takhar, Jordaan ja Gamble (1974) sekä Traina ja Jeragh (1982) mukaan on pystytty todistamaan, että sivuttaisen puristusjännityksen estäminen kasvattaa myös väsymiskestävyyttä. [12]

Käyttörajatilassa betonin puristusjännitystä tulee rajoittaa, ettei jännityksen suuntaisia halkeamia esiinny. Poikkittaisella raudoituksella voidaan estää puristuksesta aiheutuva poikkileikkauksen laajentuminen. Jos laajentumista ei voida estää, tulee betonin sallittua puristusjännitystä rajoittaa. [2] SFS EN 1992-1-1 mukaan annetut jännitysrajoitukset eivät siis ota huomioon raudoituksia, vaan ovat pelkästään betonimateriaalille kohdistettuja jännityksiä. Todellisuudessa teräsbetonirakenne, jossa tiheä hakaraudoitus on mukana, kestää suuremman puristusjännityksen.

3.4.2 Kuormitusajan vaikutus kimmokertoimeen

Lyöntirasituksessa rasitettiin 3 ja 14 vuorokauden ikäistä betonia. Haluttiin siis saada tietoa kuormitusajanhetken vaikutuksesta vaurioitumiseen. Seuraavaksi onkin esitetty kuvassa 3.9 kimmokertoimen ja puristuslujuuden kehittyminen ajan funktiona. Betonin lujuuden ja kimmokertoimen yksikkönä on Pounds per Square Inch (psi).



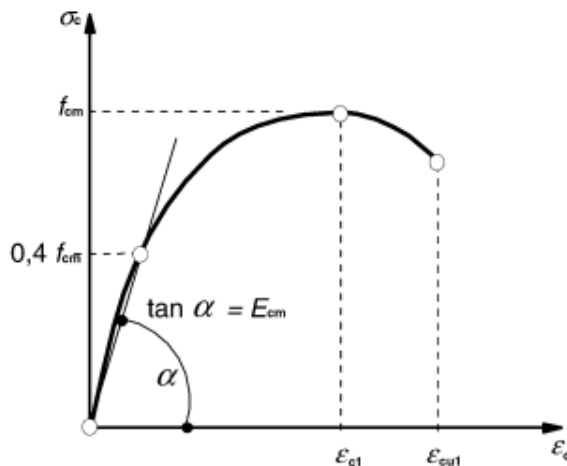
Kuva 3.9. Ajan vaikutus puristuslujuuteen (vas.) sekä kimmokertoimeen (oik.).[33]

Kuvasta 3.9 havaitaan, että kimmokerroin kehittyy melko suoraviivaisesti 3-14 vuorokauden välillä, kun taas puristuslujuus kehittyy nopeammin, sillä kulmakerroin on suurempi. Voidaan siis todeta, että kimmokerroin 3 ja 14 vuorokauden kohdalla kuormitetuilla teräsbetonipaaluilla ei kehity suhteessa samalla tavalla kuin betonin lujuus. Koska alustava kimmokerroin määritettiin lyöntirasituksessa betonin lujuuden avulla kaavalla (4), voi tämän tutkimuksen perusteella sanoa, että käytetty kimmokerroin on todellisuudessa pienempi kolmen vuorokauden betonilla.

3.4.3 Kimmokerroin lyöntirasituksessa

Kimmokerroin pienenee suurilla jännitystasoilla ja toistomäärän kasvaessa [8]. Silloin kimmokertoimen kaava (3) ei enää päde. Tässä osiossa tarkastellaankin betonin kimmokertoimen todellisempaa arvoa suurilla jännitystasoilla sekä kimmokertoimen käyttäytymistä lyöntirasituksessa.

Kimmokerroin määritetään jännitys-muodonmuutos -yhteyden mukaan kulmakertoimena. Betonin likimääräiset kimmokertoimen (E_{cm}) taulukkoarvot on laskettu jännitystason ollessa välillä $0-0,4 \cdot f_{cm}$, jolloin muodonmuutokset ovat palautuvia. Kuvassa 3.10 on tästä esitetty periaatekuva.



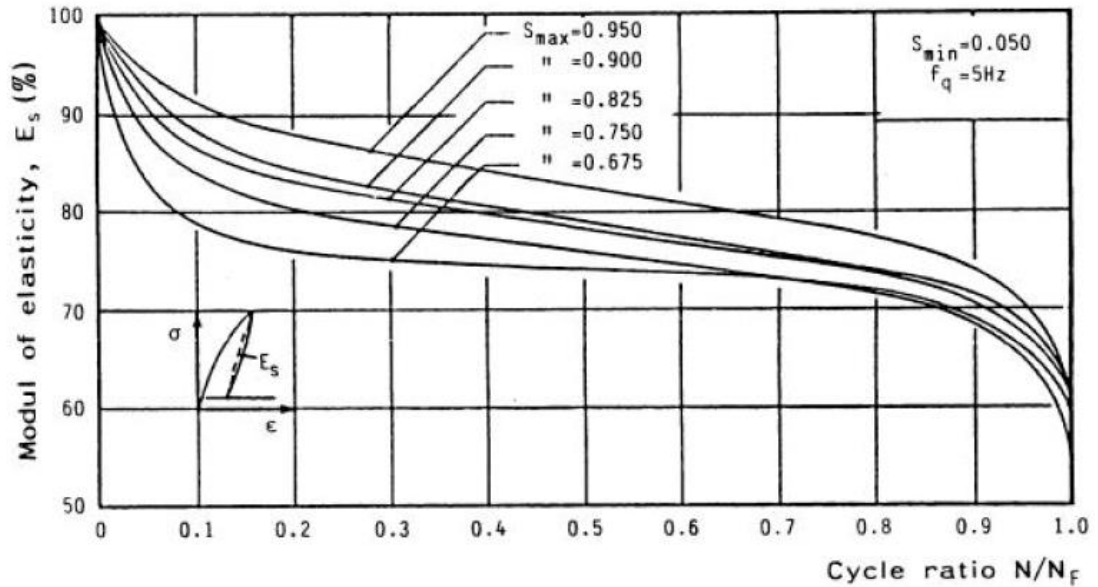
Kuva 3.10. Betonin jännitys-puristuma-kuvaaja, jossa on esitetty likimääräisen kimmokertoimen laskentaperiaate. [2]

Kimmokertoimeen vaikuttaa myös betonin valmistuksessa käytetty kiviaines. Standardissa EN 1992-1-1 on esitetty likimääräiselle kimmokertoimelle käytetty kaava, kun betoni on valmistettu kvartsiittipitoisesta kiviaineksesta. Kimmokertoimen analyttinen yhteys betonin lieriölujuuden keskiarvoon on esitetty seuraavaksi:

$$E_{cm} = 22 * \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad (4)$$

missä f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus. Tällä kaavalla laskettiin betonin kimmokerroin, jota käytettiin lyöntirasituksessa määrittämään tavoitteellinen jännitystaso. PDA-mittauksessa mitattiin venymän arvot, joita kertomalla kimmokertoimella, saadaan jännitys $\sigma_c = \epsilon_c * E$. Myöhemmin esitetyllä tavalla määritettiin vielä tarkemmin kimmokertoimen arvo lyöntikokeiden jälkeen.

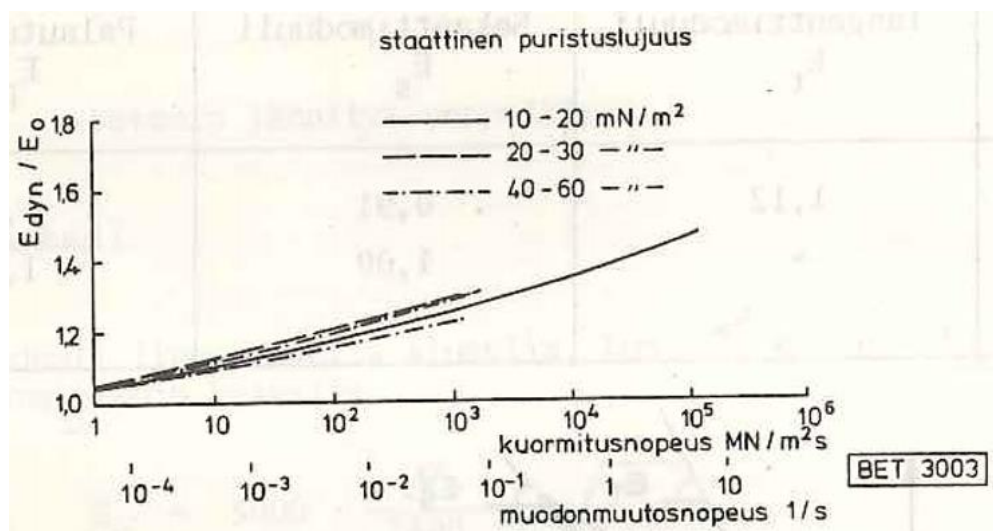
Toistomäärän kasvaessa betonin kimmokerroin pienenee vaiheittain kuvan 3.11 mukaan. Lisäksi kimmokerroin pienenee suurilla jännitystasoilla ($S_{max} = 0,675 \dots 0,950$). Kuormitusten maksimimäärää on $N/N_f = 1$. Kimmokerroin on määritetty kuormituksen poiston jälkeisenä sekanttimoduulina, jossa maksimi ja minimijännityksen erotus jaetaan maksimi ja minimivenymän erotuksella.



Kuva 3.11. Betonin sekanttimoduuli (kuormituksen poiston jälkeinen kulmakerroin) toistorasituksessa eri jännitystasoilla. [28]

Kuvasta 3.11 voidaan havaita kolme vaihetta. Ensimmäinen vaihe on nopeasti kehittyvä venymä noin 10% maksimitoistomäärästä. Toinen vaihe on tasaisesti kehittyvä venymä välillä 10% - 80%. Kolmas vaihe on nopeasti kehittyvä venymä 80% - 100% maksimitoistomäärästä.

Staattisen ja dynaamisen kuormituksen kimmokertoimien suhde kuormitusnopeuden funktiona on esitetty kuvassa 3.12. Pystyakselilla on dynaamisen ja staattisen kimmokertoimen suhde ja vaaka-akselilla kuormitusnopeus, joka voidaan esittää myös betonin muodonmuutosnopeutena. Kuvassa on esitettyä myös staattisen puristuslujuuden vaikutus. Huomataan, että betonin staattisella puristuslujuudella ei ole niin suurta vaikutusta kimmokerroin suhteeseen.



Kuva 3.12. Kuormitusnopeuden vaikutus dynaamiseen kimmokertoimeen. [31]

Kuvasta 2.12 voidaan todeta, että dynaamisessa kuormituksessa kimmokerroin on suurempi kuin staattisessa kuormituksessa. Mitä nopeampi kuormitusnopeus on, sitä suurempi kimmokerroin on.

Dynaamisen kimmokertoimen arvo voidaan myös määrittää tarkemmin. Dynaaminen kimmokerroin (E_{dyn}) voidaan laskea seuraavalla kaavalla (5)

$$E_{dyn} = E_0(1 + 0,07 \log_{10}(\frac{\varepsilon}{10^{-5}})) \quad (5)$$

missä E_0 on staattinen kimmokerroin, ε on muodonmuutosnopeus [1/s]. [31] Tällä kaavalla laskettu dynaamisen kimmokertoimen arvo on noin 1,3 kertaa suurempi kuin kaavalla (4) laskettu staattinen kimmokerroin. Muodonmuutosnopeus määritettiin mitatun datan perusteella.

Dynaaminen kimmokerroin voidaan määrittää myös suoraan betonin puristuslujuuden mukaan. The british code of practice for the structure use of concrete (CP110:1972) mukaan dynaamisen kimmokertoimen ja betonin puristuslujuuden suhde lasketaan kaavan (6) mukaan

$$E_d = 22 + 2,8f_c^{0,5} \quad (6)$$

missä E_d on dynaaminen kimmokerroin [GPa], f_c on ominaispuristuslujuus [MPa]. [34] Yhtälöön ei vaikuta kuormitusnopeus. Tällä kaavalla laskettu dynaamisen kimmokertoimen arvo on noin 1,2 kertaa suurempi kuin staattinen kimmokerroin.

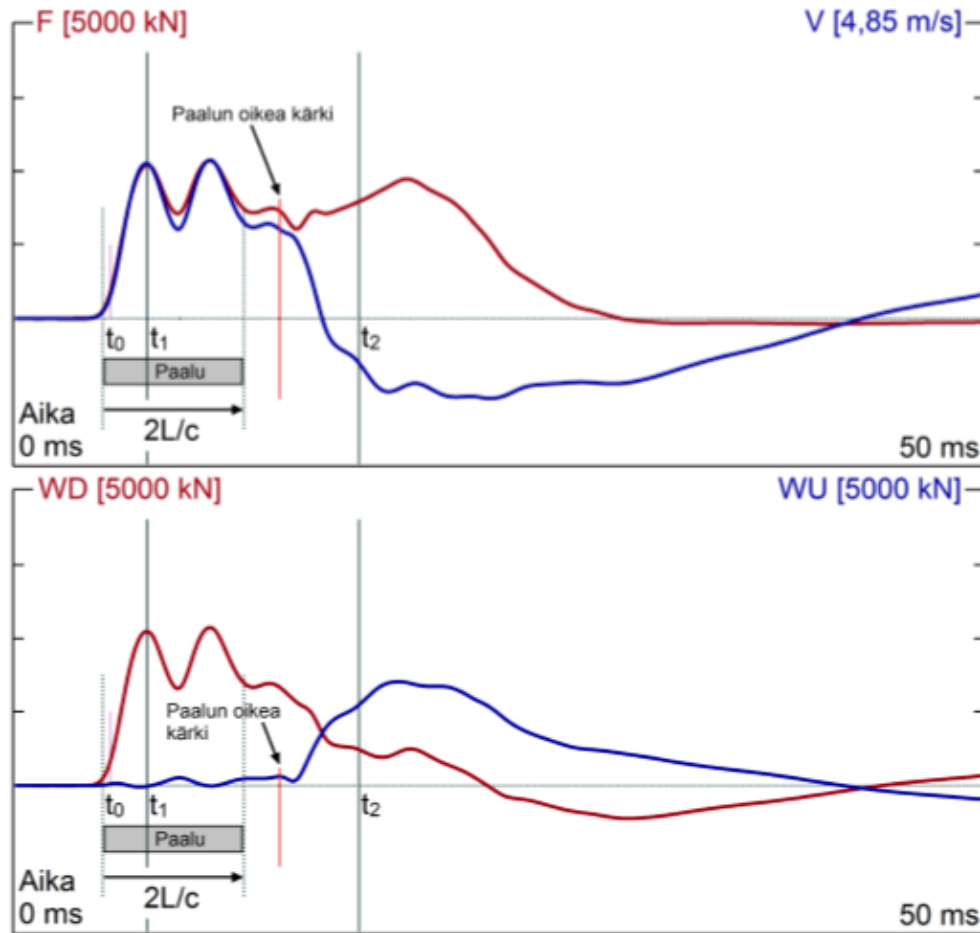
Kimmokerroin voidaan määrittää myös iskuaallonnopeuden perusteella, joka saadaan mitatusta datasta. Seuraavaksi on esitetty yhteys iskuaallonnopeudelle ja kimmokertoimelle kaavassa (7)

$$E = \rho * c^2 \quad (7)$$

missä E on kimmokerroin, ρ on betonin tiheys ja c on iskuaallonnopeus. Iskuaallonnopeuden kautta määritetty kimmokerroin ei ole teräsbetonipaaluissa vakio, vaan se vaihtelee paalukohtaisesti ja myös saman paalun sisällä. Aallonnopeus vaihtelee välillä 3200-4500 m/s ja se voi olla erilainen paalun ylä- ja alapäässä. [35] Paaluun asennettujen antureiden avulla voidaan mitata aallonnopeus. Seuraavaksi on kerrottu iskuaallonnopeuden määrittämisestä.

Antureiden mittaaman keskimääräisen muodonmuutoksen ε ja kimmokertoimen avulla määritetään voima, joka voidaan esittää ajan funktiona. Samaan tapaan kiihtyvyyssantureilla mitattu kiihtyvyys voidaan muuttaa nopeudeksi integraalina ajan suhteen. Näistä esimerkki on esitetty kuvassa 3.13. Ylös- ja alaspäin kulkeva voima on myös esitetty kuvassa 3.13, jossa alaspäin kulkeva voima (WD) on lyöntilaitteen aiheuttama voima ja ylöspäin kulkeva voima (WU) aiheutuu maan ja paalun vuorovaikutuksesta. Kuvaan on myös liitetty paalun pituus, joka kuvaa aikaa ($2L/c$), kun iskuaalto etenee paalun päähän ja heijastuu takaisin. L tarkoittaa mittausantureiden etäisyyttä paalun kärjestä ja c

iskuaallonopeutta. Tämän kuvaajan perusteella voidaan määrittää isku-aallonopeus. [35]



Kuva 3.13. Voiman ja nopeuden muutos ajanfunktiona (ylempi) sekä paalusta mitattu ylöspäin ja alaspäin kulkeva voima ajan funktiona (alempi). [35]

Teräsbetoni-paalun aallonopeutta mitattaessa puhutaan keskimääräisestä aallonnopeudesta (WC) sekä paikallisesta aallonnopeudesta antureiden kohdalla (WS). Paikallinen aallonnopeus määritetään niin, että muutetaan voima ja nopeus ajanhetkellä t_1 yhdenmittaisiksi, kuten kuvassa 3.13. Tätä mitataan fvp-arvolla (force velocity proportionality). Kun fvp arvo on 1, voima ja nopeus ovat samassa vaiheessa ajanhetkellä t_1 . Alemmasta kuvasta havaitaan, että paikallinen aallonnopeus antureiden kohdalla on suurempi kuin keskimääräinen aallonnopeus, sillä paalun kärki havaitaan vasta ajan $2L/c$ jälkeen. Keskimääräistä aallonnopeutta tulee korjata, jotta paalun kärki saadaan kohdalleen. [35] Tutkimuksessa paikallinen aallonnopeus saatiin muuttamalla paikallista aallonnopeuden arvoa niin, että saadaan fvp-arvoksi yksi.

Lopullinen kimmokertoimen arvo, jolla jännitykset saatiin, määritettiin siis isku-aallonnopeudella. Isku-aaltokuvaajasta ja määrittämisessä käytetyistä tiedoista on esitetty esimerkki liitteessä D. Isku-aallon määrittämiseen käytettiin paalun yläpäästä mitattua dataa,

jossa iskuaallolla kestää kauemmin heijastua takaisin ja kuvaajasta lukeminen on helpompaa. Alapään datan osalta ei pystytty määrittämään iskuaallonnopeutta. Iskuaallonnopeus määritettiin ensin jokaisesta paalusta kuormituksen alku- ja loppuvaiheesta siten, että molemmista valittiin yleistä jännitystasoa vastaava edustava lyönti. Näistä otettiin keskiarvo. Tämän jälkeen kaavalla (7) määritettiin kunkin paalun kimmokerroin. Seuraavaksi onkin esitetty taulukossa 3.1 paaluissa käytetyt kimmokertoimen arvot, joissa teräsbetonin tiheyden arvona on käytetty 2463 kg/m^3 . Tiheys on määritetty valulieriöiden tiheyden mukaan betonin osalta, mutta mukaan on laskettu myös kuvan 5.1 mukaiset teräskset.

Taulukko 3.1. Jännitysten määrittämisessä käytetyt kimmokertoimien arvot.

14 vrk paalut	Iskuaallon nopeus [m/s]			[GPa]
	Alussa	Lopussa	Keskiarvo	Kimmokerroin
P4: L14_0,7_198	4120	3600	3860	36,704
P5: L14_0,8_69	4200	4000	4100	41,410
P6: L14_0,7_253	3900	3720	3810	35,759
P7: L14_0,6_1750	4000	3720	3860	36,704
P8: L14_0,8_30	3800	3700	3750	34,642
P9: L14_0,75_50	3980	3920	3950	38,436
P10: L14_0,6_2000	3900	3400	3650	32,819
P11: L14_0,6_5000	3890	3820	3855	36,609
Keskiarvo				36,635
Kimmokerroin EC2 mukaan				36,579
3 vrk paalut				
P12: L3_0,8f_1000	3950	3650	3800	35,572
P13: L3_0,95f_39	3910	3700	3805	35,666
P14: L3_0,8f_2000	4000	3500	3750	34,642
P15: L3_0,8f_500	4100	3720	3910	37,661
P16: L3_0,6f_5000	3920	3680	3800	35,572
P21: L3_0,8f_4000	3760	3400	3580	31,572
P22: L3_0,6f_2000	3800	3530	3665	33,089
Keskiarvo				34,825
Kimmokerroin EC2 mukaan				33,120

Iskuaallon avulla lasketun keskiarvoisen kimmokertoimen arvo 14 vuorokauden paaluilla oli lähes sama kuin kaavalla (4) määritetty kimmokerroin. Kolmen vuorokauden paaluilla keskiarvo oli hieman suurempi kuin EC2 mukainen. Kuvan 3.9 mukaan pitäisi tämä kimmokertoimen arvo olla kuitenkin pienempi. Huomataan myös, että kimmokertoimet ovat keskiarvoisesti melko lähellä toisiaan 3 ja 14 vuorokauden paaluilla.

Dynaamisen kimmokertoimen kaavoilla (5) ja (6) lasketut arvot olivat suurempia kuin iskuaallonnopeuden kautta lasketut arvot. Kuvien 3.3 ja 3.11 mukaan toistomäärän ja suuren jännitystason takia kimmokertoimen arvo kuitenkin pienentyy. Tämän perus-

teella voidaan arvioida iskuaallonpeudella laskettujen kimmokertoimien paikkansa pitävyyttä. Lopullinen kimmokertoimen arvo valittiin iskuaallonpeuteen perustuvan määrityksen mukaan, koska sillä saatiin lähes samanlaiset arvot kuin EC2:n mukaiset arvot. Kimmokerroin saatiin paalukohtaiseksi, sillä tiedetään, että kimmokerroin vaihtelee jopa saman paalun sisällä. Perusteena käytetyn kimmokertoimen suuruuteen on, että dynaamisen rasituksen aiheuttaman kimmokertoimen suurempi arvo kompensoituu toistomäärän ja suuren jännitystason takia.

3.5 Jännitetyt rakenteet

Tässä työssä on tutkittu betonin sallittuja puristusjännityksiä, sillä ne ovat merkittävä osa jännitettyjen rakenteiden mitoituksessa. Useimmiten betonin sallitut jännitykset mitoittavat alku- ja lopputilanteessa jännitetyn betonirakenteen. [36]

Jännevoiman puristus voidaan siirtää betoniin kahdella tavalla: esi- tai jälkijännittämällä. Esijännitetyissä rakenteissa jännittäminen tapahtuu ennen betonin valua ja jälkijännitetyillä rakenteilla jännittäminen tapahtuu vasta betonin kovettumisen jälkeen. Esijännitetyt rakenteet ovat usein yksiaukkoisia elementtirakenteita ja jälkijännitetyt rakenteet ovat paikallavalettavia rakenteita. [36]

Esijännitettyjen rakenteiden osalta puhutaan laukaisuhetken jännityksestä, joiden rajoituksia on tässä työssä tarkasteltu. Laukaisuhetkellä jännevoiman puristava vaikutus siirtyy betoniin jännekerästen tartunnan avulla. Jälkijännitetyillä rakenteilla jännekeräs jännitetään hydraulikkatunkeilla, joilla aikaansaatu jännitys siirretään rakenteelle ankkurikappaleiden avulla. Molemmilla rakenteilla alussa on kuormana vain omapaino. [36] Voiman siirtohetkellä betonin lujuus on pienempi kuin lopullisessa tilanteessa, sillä betoni ei alkutilanteessa ole kehittynyt täyteen arvoonsa. Tavallisena arvona käytetään 80% loppulujuudesta. Voiman siirtohetkellä betonirakenteen alapintaan syntyy puristusta ja yläpinta on vedolla. Lopullisessa tilanteessa yläpinnan rasitustila muuttuu laukaisuhetken vedosta puristukseksi kaikkien kuormien vaikuttaessa. Lopullisessa tilanteessa alapintaan ei sallita usein vetoa. [9]

Jännitetyissä rakenteissa betonin jännityksiä tarkastellaan käyttörajatilassa ja silloin jännebetonirakenne toimii yleensä täysin puristettuna. Jänneraudoitus sekä ulkoiset kuormat aiheuttavat betoniin erilaisissa tilanteissa rakenteen eri osiin tämän puristusjännityksen. Jännevoimasta aiheutuu rakenteeseen sisäistä momenttia jänteen epäkeskisyyden takia. [9] Puristusjännitys jännebetonirakenteissa on siis todellinen ja sen suuruus voidaan määrittää tarkasti. Voiman siirtohetkellä jännekeräksen aiheuttamaa puristusjännitystä voidaan verrata staattiseen rasitukseen. Jännitettyjen rakenteiden sallittua jännitystä tutkitaan tässä työssä kokeellisesti pelkästään betonimateriaalin puristusjännityksenä. Tätä tutkitaan staattisesti rasitettujen koekappaleiden avulla.

4. STANDARDIEN MUKAINEN KOKEELLINEN TUTKIMUS

Kokeellinen tutkimus pyrittiin tekemään standardien mukaan, jotta tuloksia voidaan pitää luotettavana. Standardit määrittelevät muun muassa koekappaleiden, testauskoneen sekä kuormituksen toteutuksen vaatimukset.

4.1 Koekappaleiden vaatimukset

Koekappaleiden vaatimuksia käsittelee EN 12390-1 standardi. Kovettuneen betonin testaus. Osa 1: Muoto, mitat ja muut koekappaleiden ja muottien vaatimukset. [37] Koekappaleen muoto on lieriön muotoinen, joten tässä käsitellään vain vaatimukset lieriölle.

Koekappaleet porattiin teräsbetonipaaluista. Niiden nimellishalkaisija on 100mm ja nimelliskorkeus 200mm. Korkeus määräytyy niin, että se on kaksi kertaa halkaisija (2d) ja mitat voidaan valita $\pm 10\%$ tarkkuudella [37]. Halkaisija määräytyi poran halkaisijan mukaan ja keskimäärin se on 98,8mm.

Sallitut mittapoikkeamat kerrotaan seuraavaksi. Halkaisijan sallittu mittapoikkeama on 1,0% [37]. Halkaisija vaihtelee välillä 98,3-99,1 mm, joten sallittu mittapoikkeamaehto toteutuu. Korkeuden (2d) mittapoikkeamaksi sallitaan 5% [37]. Nimellishalkaisija on 200 mm, joten korkeus saa vaihdella 195-205mm välillä. Muutama koekappale oli jopa vain 150mm, koska porauksessa kappale katkesi odottamattomasti. Näille lyhyemmille koekappaleille tehtiin halkaisuvetokoe, joka ottaa huomioon jännityksen määrittelyssä kappaleen pituuden. Muuten koekappaleiden korkeus on hyväksytyllä välillä. Yleisesti puristuslujuuskokeiden koekappaleet olivat lähellä nimelliskorkeutta, mutta halkaisuvetokokeessa koekappaleet olivat korkeudeltaan muutaman millimetrin pidempiä, sillä niille ei tarvinnut tehdä hiontaa. Niin kuin aikaisemmin jo sanottiin, halkaisuvetokoe ottaa huomioon koekappaleen korkeuden jännityksen määrittelyssä, joten sillä ei ole vaikutusta lopputulokseen.

Tasomaisuuspoikkeama kuormituspinnoilla on 0,0006d mm [37]. Eli tässä tapauksessa se on $0,0006 \cdot 98,8 \text{ mm} = 0,059 \text{ mm}$. Silmämääräisesti ja kädellä kokeilemalla hionnan jälkeen koekappaleiden pinnat olivat suorat ja sileät. Sallittu suorakulmaisuuspoikkeama päätypintojen ja sivun suhteessa on 0,007d mm [37]. Eli $0,007 \cdot 98,8 = 0,69 \text{ mm}$. Suorakulmaisuus mitattiin suorakulmalla silmämääräisesti. Hionnan jälkeen kappaleiden suurin suorakulmaisuus poikkeama oli noin 1 mm. Poralieriön sivu ei ollut myöskään porauksesta johtuen täysin suora, joten siitä tulee myös epätarkkuutta suorakulmaisuuden mittaukseen. Suorakulmaisuusehto ei siis kaikilla koekappaleilla täysin toteutunut. Koekappaleille, joille tehtiin halkaisuvetokoe, sallitaan lieriön kuormituslinjan suuruuspoikkeamaksi 0,2 mm [37]. Tasomaisuuden, suorakulmaisuuden ja suoruuden havainnollistavat kuvat mittauksesta löytyvät standardin EN 12390-1 liitteestä A.

Betonin keskimääräisen puristuslujuuden (f_{cm}) määrittämiseen käytettiin halkaisijaltaan 150mm ja korkeudeltaan 300mm kokoista koekappaletta. Betoni valettiin teräksiseen valulieriöön. Halkaisija vaihteli välillä 150,1-150,8 mm. Korkeus vaihteli välillä 293,7-297,8 mm. Nämä pysyvät edellisen kappaleen sallituissa rajoissa. Tasomaisuus ja suorakulmaisuus pysyivät myös sallituissa rajoissa samalla menetelmällä mitattuna. Valulieriön takia pinnat olivat suorat ja suorakulmaisuus oli helppo mitata. Suorakulmaisuus ei millään kappaleella ylittänyt 1 mm.

Koekappaleet kuuluisi standardin EN 12390-2 mukaan olla muoteissa vähintään 16 tunnin ajan, mutta ei pidempää kuin kolme päivää lämpötilan ollessa 20 ± 2 astetta. Koekappaleita säilytetään muotista noston jälkeen vedessä 20 ± 2 asteen lämpötilassa. [38] Teräsbetonipaalut, joista koekappaleet porattiin, säilytettiin ulkona 5-10 asteen lämpötilassa. Myös valulieriöt, joiden mukaan betonin puristuslujuus määritettiin, säilytettiin ulkona samassa lämpötilassa. Osa valulieriöistä oli kuormitukseen asti muoteissa.

4.2 Vaatimukset testauslaitteelle

Testauskone tulee kalibroida, jotta se on standardin 12390-4 mukaan hyväksytty. Kalibrointia asioita ovat: voiman näytön tarkkuus, voiman välitys, levyjen tasaisuus, kuormitusnopeuden säätö. [39]

Voiman näytön tarkkuudelle on annettu koneluokat 1,2 ja 3. Tutkimuksessa käytetyn testauslaitteen koneluokka on 1 kalibrointitodistuksen mukaan, kun kuormitusalue on 100-1000kN. Tämä kuormitusalue vastaa tutkimuksessa käytettyä kuormitusaluetta. Kalibrointiväli on kerran vuodessa ja tässä tapauksessa viimeisestä kalibroinnista on tasan vuosi aikaa. Testauskoneessa tulee olla osoitin- tai digitaalinen näyttö, josta voima on luettavissa vaadittavalla tarkkuudella. Suurin voima tulee olla luettavissa ennen nollausta. Näytön tulee olla myös nähtävissä työskentelypisteellä. [39] Nämä asiat toteutuvat testauslaitteella. Testauskone on myös varustettu voimanohjauksjärjestelmällä. Voimaa voidaan ohjata käsikäyttöisesti tai automaattisesti.

Voiman välityksen suhteen standardi asettaa seuraavat ehdot. Ylälevyyn on liitetty pallonivel, jonka kiertymispiste yhtyy koneen levyn keskipisteeseen. Testin alussa levyn tulee asettua koekappaleen pinnan mukaisesti ja lukittua sen jälkeen kokeen loppu ajaksi. Voiman välityksessä testauskoneesta testataan koneen ylälevyn oikenevuus, koneen osien linjaus sekä ylälevyn lukittuminen. Näiden muodonmuutoksille on annettu rajoitusarvot. [39] Voiman välitystä ei ole tarkastettu kyseiselle testauslaitteelle. Testauslaitteen ylälevyssä on nivel. Ylälevy ei mahdollisesti ole myöskään lukittuva.

Levyjen tasaisuuspoikkeama saa olla korkeintaan 0,03mm koekappaleen kosketusalueella. Karheusluku on väliltä 0,4...3,2 μm . [39] Näitä ei ole testauslaitteelle myöskään kalibroitu.

Kuormitusnopeuden säätö tehtiin puristuslujuus- ja halkaisuvetolujuuskokeisiin käsikäyttöisesti ottamalla aikaa sekuntikellolla ja säätämällä testauskoneen kuormitusnopeutta haluttuun nopeuteen. Kun testauskoneeseen oli määritetty haluttu kuormitusnopeus, niin testauskone suoritti automaattisesti kuormituksen kyseisellä nopeudella.

Tutkimuksessa käytetty testauslaite ei siis täysin vastaa tämän standardin vaatimuksia. Tästä saattaa aiheutua mittavirheitä. Tärkeimpänä kuitenkin on se, että voiman näytön tarkkuus on kalibroitu, jotta betonikoekappaleeseen kohdistetut voimat vastaavat todellista voimaa.

4.3 Puristuslujuuskoe

Puristuslujuuskokeet suoritettiin standardin SFS EN 12390-3 mukaan. Puristuskokeessa koekappaleet kuormitetaan murtoon puristustestauslaitteella, josta lasketaan betonin puristuslujuus. [40] Puristuskoe tehdään aksiaalisenä kuormituksena. Ennen kokeen suoritusta testauskoneesta pyyhittiin kuormituslevypinnat. Koekappaleiden pinnoista pyyhittiin myös irtoaines ja ylimääräinen kosteus pois. Näin toimittiin kaikkien koekappaleiden osalta, myös halkaisuvetolujuuskokeiden osalta. Koekappale tulee keskittää alakuormituslevylle 1% tarkkuudella koekappaleen halkaisijasta [40]. Asettelu suoritettiin niin, että mitattiin paikka ensimmäiselle kappaleelle ja piirrettiin ympyrä, jolloin seuraavat koekappaleet oli helpompi asentaa ympyrän keskelle. Lisälevyjä ei käytetty. Puristuslujuuskokeesta on esitetty havainnollistava kuva 4.1.



Kuva 4.1. Puristuslujuuskokeen suoritus testauslaitteessa, josta havaitaan myös siirtymäanturit.

Koko kuormituksen ajan mitattiin myös koekappaleen siirtymää neljällä (4) siirtymäanturilla. Tämä ei ole kuitenkaan pakollinen standardin mukaan.

Kuormitukseen valittiin standardin mukainen kuormitusnopeus. Tasaisen kuormituksen kasvunopeus on $0,6 \pm 0,2$ MPa/s, mutta vakiokuormitusnopeus saa olla kuitenkin $\pm 10\%$ [40]. Halkaisijaltaan 100 mm poralieriön kasvunopeudeksi asetettiin 4,7 kN/s. Alkukuormitus voi olla enintään 30% maksimikuormituksesta [40]. 200 mm poralieriöille murtokuorma oli noin 290-350 kN, joten jokaiselle koekappaleelle valittiin noin 60 kN alkukuormitus, joka on noin 20% murtokuormasta. Isommille valulieriöille ($d=150$ mm) kuormitusnopeus laskettiin samalla tavalla. Kuormitusnopeudeksi asetettiin 10,6 kN/s. Kuormituksen jälkeen murtokuorma kirjattiin ylös.

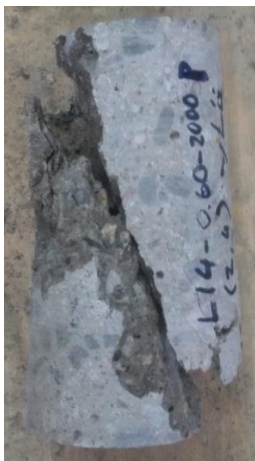
Puristuslujuus määritetään standardin mukaisesti seuraavan kaavan (8) mukaan:

$$f_c = \frac{F}{A_c}, \quad (8)$$

missä f_c on puristuslujuus [MPa], F on koekappaleen murtokuorma [N] ja A_c on yksittäisen koekappaleen keskimääräinen poikkileikkauspinta-ala [mm^2]. Termi A_c lasketaan tarkemmin $A_c = \pi * d_m^2 / 4$, missä d_m on lieriön kuormituspintojen keskimääräinen halkaisija. Puristuslujuus ilmoitetaan 0,1 MPa tarkkuudella. [40]

Standardin mukaan lieriöiden ja porakappaleiden halkaisija mitataan kolmesta kohdasta noin 60 asteen välein koekappaleen molemmista päistä. Korkeus mitataan 120 asteen välein kolmesta kohdasta. Halkaisija ja korkeus mitataan 0,5% tarkkuudella. [40] Ennen kuormitusta koekappaleesta mitattiin tiedot ylös liitteen A mukaan. Ylös kirjattavia asioita oli muun muassa koekappaleen tunnistetiedot, testaus ajankohta, mitat, murtokuorma, murtumistapa, massa sekä muita huomioita. Mitat mitattiin käyttämällä digitaalista työntömittaa, joka ilmoittaa tulokset kahden (2) desimaalin tarkkuudella. Lukemat pyöristettiin yhden (1) desimaalin tarkkuuteen.

Murtotapa kirjattiin myös, sillä kaikki murtotavat eivät ole hyväksyttäviä. Sallitut murtotavat on esitetty liitteessä A. Osa tutkimuksen murtotavoista ei ollut hyväksyttäviä. Tästä esimerkki on esitetty seuraavassa kuvassa 4.2.

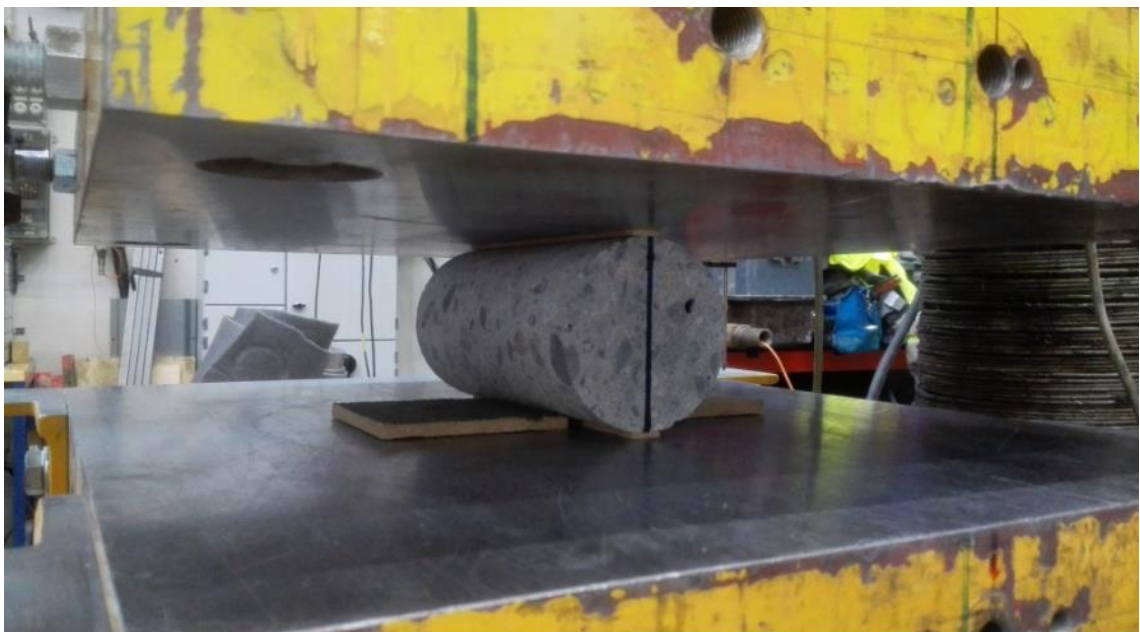


Kuva 4.2. Epäsuotuisa murtumistapa.

Tämä saattaa standardin mukaan johtua huolimattomuudesta esimerkiksi koekappaleen keskityksessä tai viasta testauskoneessa. Oma arvio virheellisestä murtotavasta voisi selittyä sillä, että koekappaleen päät eivät olleet sivun suhteen riittävästi suorakulmassa. Toinen vaihtoehto on, että testauslaitteen ylälevy, joka toimi nivelellisenä, ei ollut aina samassa asennossa. Tällöin puristus ei mahdollisesti kohdistunut suoraan kappaleen suuntaisesti, vaan hieman epäkeskeisesti.

4.4 Halkaisuvetolujuuskoe

Halkaisuvetolujuuskokeet suoritettiin standardin SFS EN 12390-6 mukaan. Kokeessa puristava voima kohdistetaan koekappaleeseen sen pituuden suuntaisesti. Kohtisuora veto-voima saa aikaan kappaleen vetomurtumisen. Koekappaleiden on oltava lieriömäisiä standardin EN 12390-1 vaatimukset täyttäviä. Sallitaan kuitenkin, että pituuden ja halkaisijan suhde saa olla 1. Kokeessa ei käytetty kohdistinta, vaan merkittiin kaksi kuormituslinjaa standardin mukaan. Linjat ovat vastakkaisilla puolilla lieriötä ja yhdistetään toisiinsa molemmista päistä, jotta kuormitustasot ovat selvästi määritetty. Kuormituksessa käytettiin kovalevystä tehtyjä kuormituslistoja. Niiden tulee olla tiheydeltään 900kg/m^3 , leveydeltään (15 ± 1) mm ja paksuudeltaan (4 ± 1) mm ja pituudeltaan koekappaleen kuormituslinjaa pidempiä. Kuormituslistoja käytetään ainoastaan kerran. Koekappale sijoitetaan kuormituslistojen väliin niin, että kuormituslistat ovat merkityn kuormituslinjan kanssa samassa kohdassa. Yläkuormituslevy tulee olla yhdensuuntainen alakuormituslevyn kanssa. [41] Tästä on esitetty havainnollistava kuva 4.3.



Kuva 4.3. Halkaisuvetolujuuskokeen suoritus, josta nähdään kuormituslistat, väliaikaiset aputuet sekä koekappaleen asettelu testauslaitteeseen.

Kuormitus suoritettiin niin, että koekappale asetettiin tarkasti keskelle kuormituslistojen väliin. Tässä käytettiin väliaikaisia aputukia, jotta lieriö pysyi pystyssä ennen

kuormituksen alkua. Kappaleeseen kohdistettiin alkukuormitus, jonka suuruus oli 20 % murtokuormasta [41]. Tämän jälkeen poistettiin väliaikaiset tuet. Murtokuorma on noin 100 kN, joten alkukuormaksi valittiin 20 kN, joka on 20% murtokuormasta. Tasainen kuormituksen kasvunopeus valitaan väliltä 0,04...0,06 MPa/s standardin mukaan, mutta tasainen kuormitus saa olla kuitenkin $\pm 10\%$ [41]. Tasaisen kuormituksen kasvunopeudeksi valittiin 0,06 MPa/s. Kuormitusnopeus lasketaan seuraavan kaavan (9) mukaan:

$$R = \frac{s \cdot \pi \cdot L \cdot d}{2}, \quad (9)$$

missä R on vaadittava kuormitusnopeus [N/s], L on kappaleen pituus [mm], d on kappaleen halkaisija [mm], s on jännityksen kasvunopeus [MPa/s]. [41] Kuormituksessa käytettiin automaattisesti ohjautuvaa konetta. Kuormitusnopeudeksi laskettiin 1,9 kN/s. Koe-kappaletta kuormitetaan murtoon asti niin, että kappale halkeaa keskeltä kahtia. Lopuksi kirjataan murtokuorma ylös. Lopullinen halkaisuvetolujuus saadaan yhtälöstä (10)

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d}, \quad (10)$$

missä f_{ct} on halkaisuvetolujuus [MPa]. Halkaisuvetolujuus ilmoitetaan 0,05MPa tarkkuudella. [41]

Koekappaleista otettiin ennen murtokuormitusta tiedot ylös samaan tapaan kuin puristuslujuuskokeessa. Pituudet ja halkaisija mitattiin nyt vain kuormituslinjalta. Tästä on esitetty esimerkki liitteessä B.

5. KOEKUORMITUKSET

Kokeellinen tutkimus alkoi teräsbetonipaalujen raudoittamisella ja betonoinnilla. Teräsbetonipaalut kuormitetaan paalutuskoneella Ryttylän paalutehtaalla, jonka jälkeen niistä porataan koekappaleet halkaisuveto- ja puristuslujuuskokeisiin, jotka suoritetaan TTY:n rakennushallissa. Lyöntirasitus kuvaa paalutuksessa loppulyöntejä vastaavia jännityksiä. Paaluja valetaan kahtena eri päivänä ja kuormitetaan eri ikäisinä (3vrk sekä 14vrk). Kuormittamattomista teräsbetonipaaluista porataan koekappaleet TTY:n rakennushallilla suoritettaviin staattisiin ja toistokuormituksiin. Niiden kuormitusajankohta on sama 14 vuorokautta. Näin pystytään vertaamaan eri tavalla rasiitettujen koekappaleiden eroja. Lopuksi staattisesti sekä toistokuormitetuille betonikappaleille tehdään halkaisuveto- ja puristuslujuuskokeet. Rasiitettujen koekappaleiden koetuloksia verrataan rasiittamattomiin referenssikoekappaleisiin. Eri aikaan valetut betonierät tehdään samalla betonin suhteituksella ja jokaisesta erästä tehdään lieriölujuuskokeet, joilla selvitetään betonin keskimääräinen lieriölujuus (f_{cm}). Näin tulosten vertailua voidaan pitää luotettavana.

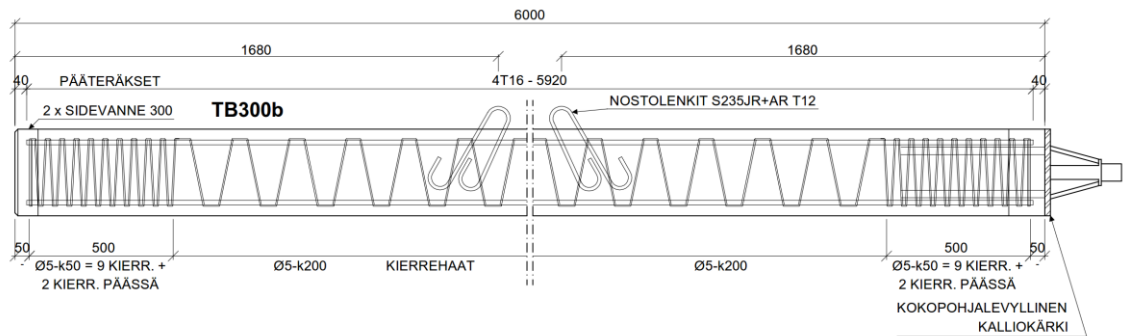
5.1 Paalujen valmistus Ryttylässä

Teräsbetonipaalujen koko oli 300x300 mm (TB300b). Niissä oli TB300b tyyppillinen raudoitus ja paalujen pituus oli 6 m. Kaikki paalut olivat samanlaisia, paitsi lyöntirasitettuihin paaluihin asennettiin kalliokärjet. Paalut valmistettiin Ryttylän paalutehtaalla, jossa paaluja tekevät HTM-Yhtiöt Oy. Lyöntirasitukseen paaluja tehtiin yhteensä 22 kappaletta, joista puolet rasiitettiin 3 vuorokauden iässä ja puolet 14 vuorokauden iässä. Niitä tehtiin muutama kappale varalle, jos jotain yllättävää tapahtuisi. Näiden lisäksi tehtiin kummankin 3 vrk ja 14 vrk paalujen referenssikoepaalut, joista porattiin koekappaleet rasiitusten vaikutuksen vertailua varten. Myös staattisia ja toistorasiituksia varten tehtiin paalut, joista koekappaleet porattiin. Seuraavaksi on esitetty taulukko 5.1, josta nähdään valmistetut paalut ja niiden nimeäminen.

Taulukko 5.1. Paalujen valmistusmäärät tutkimukseen.

Paalun nimi	Kappalemäärä	Oliko kalliokärki
3 vrk paalu	11	Kyllä
14 vrk paalu	11	Kyllä
3 vrk referenssipaalu	1	Ei
14 vrk referenssipaalu	1	Ei
Paalu staattista koetta varten	1	Ei
Paalu toistokoetta varten	1	Ei
Paalujen yhteismäärä	26	

Paalujen raudituspiirustus on esitetty kuvassa 5.1 lyöntirasitettavien paalujen osalta. Muut paalut olivat kuvan mukaisia, mutta niissä ei ollut kalliokärkeä. Paalun lyöntipäässä oli myös sidevanteet parantamassa lyöntikestävyyttä.

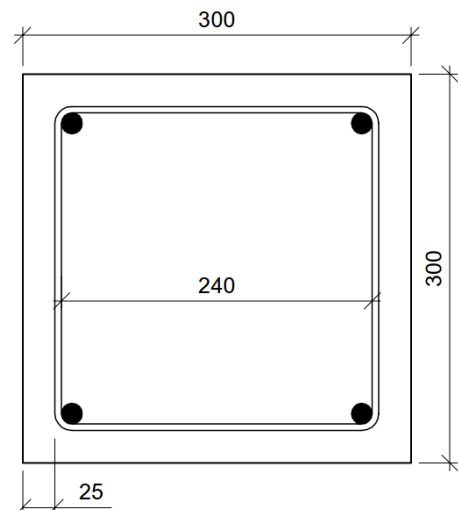


Kuva 5.1. Paalujen raudituspiirustus (TB300b)

Paalujen poikkileikkaus havaitaan kuvassa 5.2. Pääraudoituksen halkaisija on 16 mm ja kierrehaan 5 mm. Paaluissa käytetty lujuus oli C35/45. Tämä oli siis tyypillinen rauditus teräsbetonipaaluissa.

BETONI:
 Lujuus C35/45
 Maksimiraekoko 16 mm

BETONITERÄKSET:
 Pääteräkset T16 A700HW
 Kierrehaka Ø5 B400



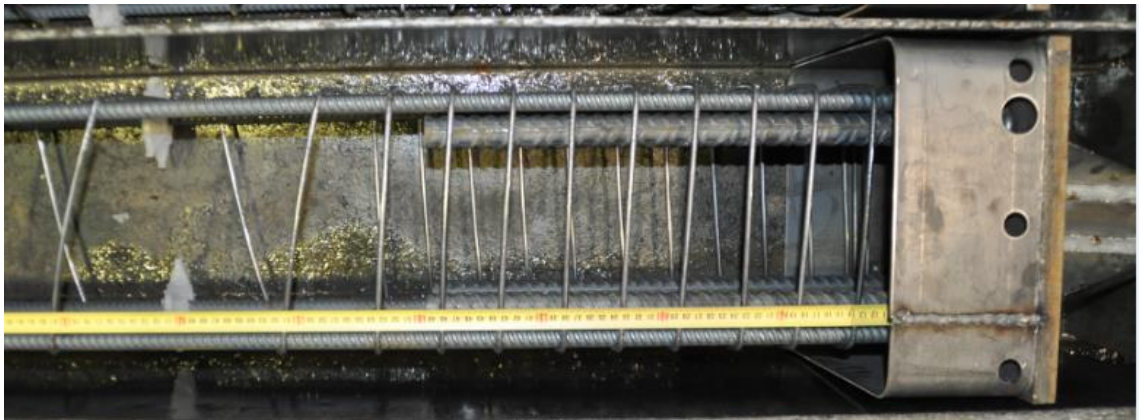
Kuva 5.2. Paalun poikkileikkaus, josta nähdään myös betonin ja terästen lujuus.

Paalutehtaalla käytiin tarkistamassa ja ottamassa kuvia, että valaminen sujuu suunnitelmien mukaan. Seuraavassa kuvassa 5.3 on esitetty raudituksen suoritus paalutehtaalla.



Kuva 5.3. Paalujen raudoittaminen paalutehtaalla.

Kuvassa havaitaan tihennetty jako sekä sidevanteet paalun yläpäässä. Paalun alapää, jossa kalliökärki sijaitsee, nähdään kuvasta 5.4.



Kuva 5.4. Paalujen päähän asennettava kalliökärki.

Kalliökärjen raudoituksen pituus oli 500 mm. Kalliökärjen päätylevyn paksuus oli 20 mm. Paalujen betonointivaihe nähdään kuvassa 5.5.



Kuva 5.5. Paalujen betonointilaitte ja betonoinnin suoritus.

Paalut betonoidaan laitteella, jossa on sauvatäryttimet tiivistämässä betonia. Myös valulieriöt valettiin samaan aikaan. Valulieriöiden betonointi nähdään kuvassa 5.6.



Kuva 5.6. Valulieriöiden betonointi.

Valulieriöt olivat teräksisiä halkaisijaltaan 150mm ja korkeudeltaan 300mm. Valulieriöiden betoni tiivistettiin myös sauvatäryttimellä. Valulieriöistä määritettiin betonin keskimääräinen puristuslujuus kunkin rasituksen aikana.

5.2 Kuormituksen suoritus

Paalujen valmistuksen jälkeen osa kuormitettiin lyömällä Ryttylässä, ja osa vietiin TTY:n rakennushalliin staattisiin ja toistorasituksiin. Kaikki referenssikoekappaleiden lujuuskoeket tehtiin TTY:llä.

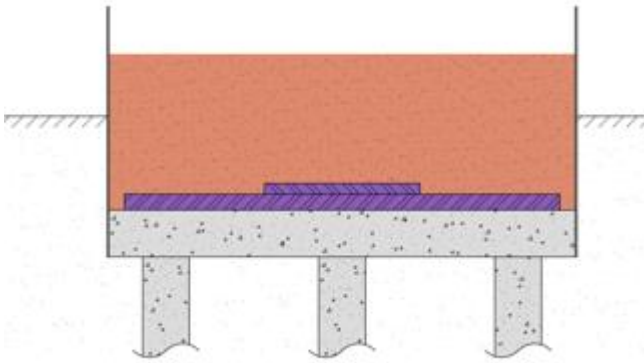
5.2.1 Lyöntirasitus

Lyöntipaikalle oli tehty kaukalo, jossa rasitus tapahtui. Kaukalon pohjalla oli paaluperustainen betonilaatta, jonka päällä oli 100 mm paksu teräslaatta kuvan 5.7 mukaan.



Kuva 5.7. Lyöntikoepaikan kaukalo, jossa lyöntirasitus suoritettiin.

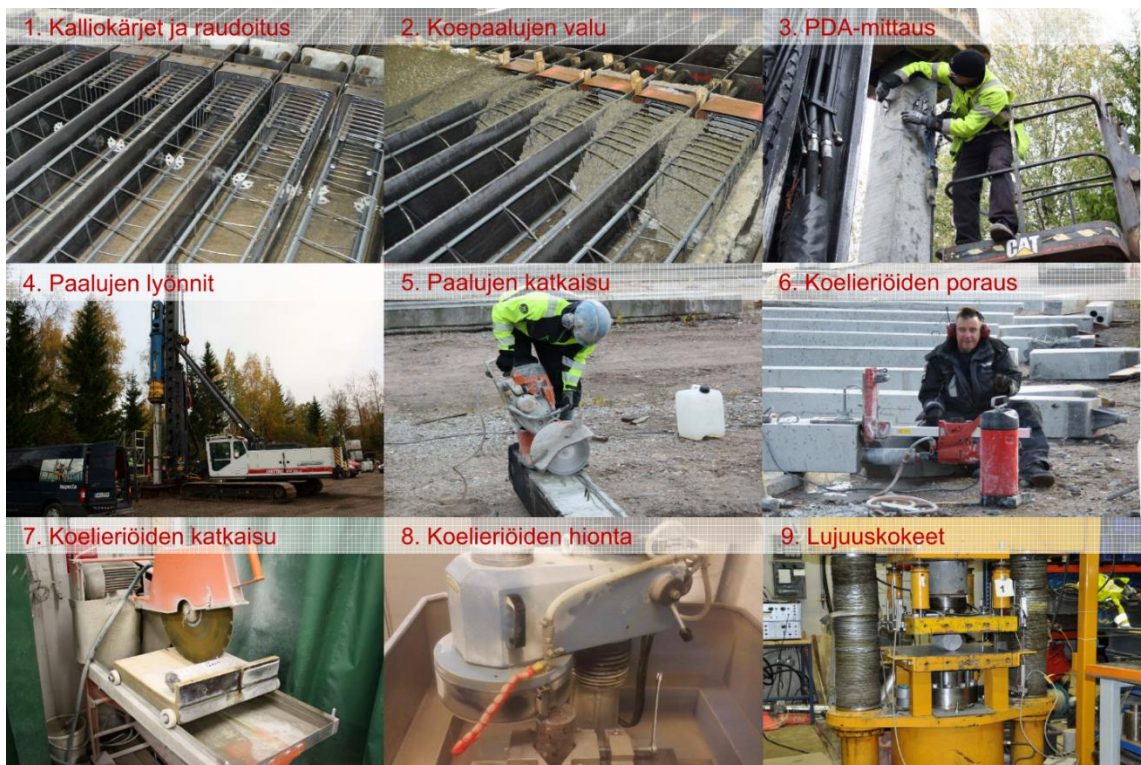
Kuvan mukaisen teräslevyn päälle hitsattiin vielä 70 mm paksu pienempi teräslaatta, jota vasten teräsbetonipaalua paalutettiin. Tämän jälkeen kaukalo täytettiin murskeella noin 0,8 m paksuudelta. Murskekerroksen tarkoitus on tukea paalua, jotta paalu pysyisi suorassa ja samassa paikassa. Kuvassa 5.8 on näytetty vielä periaatekuva kaukalosta.



Kuva 5.8. Lyöntikaukalon periaatekuva.

Päällimmäisen levyn yläpinnasta on mitattu murskeen paksuus, joka oli noin 0,8 m. Kaukalo oli osittain maan sisällä.

Lyöntirasituksen toteutus on kerrottu seuraavaksi. Kuvassa 5.9 on havainnollistettu lyöntirasituksen suoritusta.



Kuva 5.9. Lyöntirasituksen suoritus vaiheittain.

PDA-anturit asennettiin metri paalun molemmista päistä jokaiselle sivulle mittamaan veynystä. Molemmissa päissä oli myös yksi kiihtyvyyssanturi näiden lisäksi mittaamassa

kiihtyvyyttä. Paalutuskone aloitti ensin tekemällä paalulle upotuslyönnit, jotta paalu meni sorakerroksen läpi vasten teräslevyä. PDA-mittaus alkoi mittaamaan vasta tämän jälkeen venymiä. Aluksi haettiin haluttu jännitys alkulyönneillä muuttamalla järkäleen pudotuskorkeutta. Tämän jälkeen paalutuskone kuormitti ”tasaisella” lyöntijännityksellä halutun toistomäärän. Paalutuskone sai aikaan suuret jännitykset, jotka ovat yleisesti teräsbetonipaalun loppulyönnejä vastaavia. Paalutuksen suoritti Pirkan Rakentajapalvelu Oy. Paalutuskone oli Junttan PM 20LC, jossa oli kiihdytetty hydraulijärkäle (SHK-3). Paalutuskone mittasi todellisia lyöntimääriä. Lyöntimäärät on laskettu lyöntikoneen mittaaman määrän mukaan, sillä PDA-mittauksessa osa lyöntimääristä jää rekisteröitymättä. Paalutuksen jälkeen paalut katkaistiin PDA-mittauksen kohdalta molemmista päistä. Katkaisun jälkeen porattiin paalun suuntaisesti (aksiaalisesti) kaksi koekappaletta kustakin poikkeileikkauksesta. Aksiaalisesti porattiin siksi, että saatiin tietoa paalun suuntaisista halkeamista. Johdannossa jo todettiin, että halkeamat kehittyvät puristuksen suuntaisesti. Tulokset olisivat olleet erilaiset, jos poraus oltaisiin tehty paalun vaakasuunnassa. Kuvassa 5.10 on esitetty tarkemmin porauksen asettelu. Tämän jälkeen koekappaleet tuotiin TTY:n rakennushalliin, jossa päät katkaistiin ja hiottiin kuvan 5.9 mukaisesti. Seuraavana päivänä kuormituksesta tehtiin koekappaleille halkaisuvetolujuus- sekä puristuslujuuskokeet. Kuvan 5.10 mukaan suoritettiin poraus paalun katkaisun kohdalta. Toiselle kappaleista tehtiin myöhemmin halkaisuvetolujuuskoe ja toiselle puristuslujuuskoe. Näin toimittiin 3 ja 14 vuorokauden lyöntirasituksessa. Eri ikäisten teräsbetonipaalujen lyöntirasitukset suoritettiin peräkkäisinä päivinä.



Kuva 5.10. Porauksen asettelu paalun päästä halkaisun kohdalta.

Työn tehostamiseksi poraus tuli suorittaa ottamalla kaksi kappaletta vierekkäin, sillä porauskaluston asettamiseen kului aikaa. Poraus tuli vielä asetella tarkasti, ettei osuttu raudoitukseen. Tässä onnistuttiin hyvin.

Osa paaluista meni hajalle alapäästään. Tästä on esitetty kuva 5.11, josta voidaan havaita myös, että rikki mennyt kohta on melko lähellä PDA-antureita ja myöhemmin porattuja koekappaleita. Saadaan siis tietoa rikkoutuneen kohdan vaurioista.



Kuva 5.11. Rikkoutuneen paalun esitys sekä PDA-anturit.

Kuvasta nähdään myös paalun asettelu kaukaloon sekä pda-anturien asettelu. Rikkoutuneiden paalujen dataa käytetään tuloksissa hyödyksi myöhemmin.

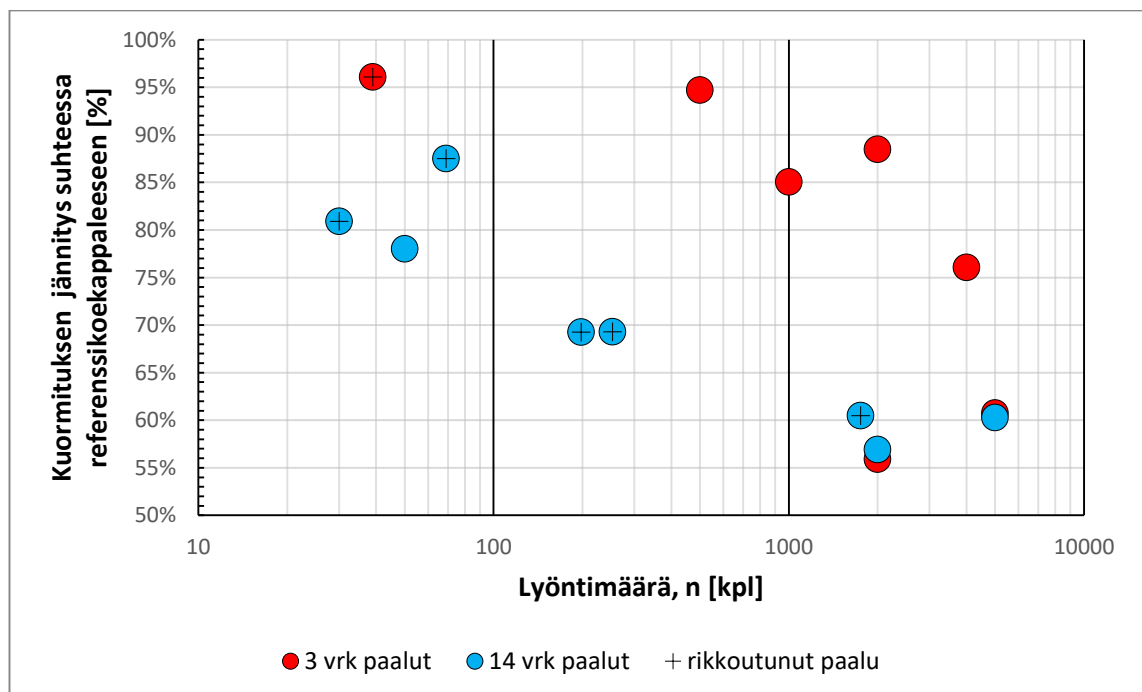
Lyöntirasituksessa käytetyt jännitystasot sekä toistomäärät on esitetty seuraavassa taulukossa 5.2. Vasemmalla on jännitystaso, joka on pyritty saavuttamaan. Toistomäärät vaihtelevat hieman epäloogisesti. Tämä johtuu siitä, että osa paaluista meni hajalle alapäästään ennen kuin saavutettiin haluttu toistomäärä. Tavoitteellinen jännitystaso määritettiin niin, että valulieriöille tehtiin ensiksi puristuslujuuden selvitys kolmella koekappaleella. Näistä otettiin keskiarvo (f_{cm}) ja kerrottiin se taulukon 5.2 mukaisilla jännityksen kertoimilla.

Taulukko 5.2. Lyöntirasituksen toistomäärät sekä tavoitteelliset jännitykset.

Tavoitteellinen keskimääräinen jännitys 14 vrk lyöntirasitus	Lyöntimäärä			
$0,6 \times f_{cm}$	1750	2000	5000	-
$0,7 \times f_{cm}$	50	253	198	-
$0,8 \times f_{cm}$	30	69	-	-
3 vrk lyöntirasitus				
$0,6 \times f_{cm}$	2000	5000	-	-
$0,8 \times f_{cm}$	500	1000	2000	5000
$0,95 \times f_{cm}$	39	-	-	-

Keskiarvoisen puristuslujuuden f_{cm} mukaan määritettiin myös likimääräinen kimmokerroin kaavan (4) mukaan. Paalutuskoneen lyöntivoima (pudotuskorkeus) haettiin alkulyöntien aikana seuraamalla jännityksiä. Jännitystaso lasketaan keskiarvoisen venymän ja likimääräisen kimmokertoimen avulla. Venymien avulla määritettiin siis paalutuskoneen lyöntivoima.

Toteutuneet lyöntirasitukset on vielä esitetty kuvassa 5.12. Pystyakselilla on toteutunut jännitystaso ja vaaka-akselilla lyöntimäärä logaritmisella asteikolla. Paalujen jännitystaso on määritetty niin, että on otettu keskiarvo lyöntien huippujännityksistä.

**Kuva 5.12.** Toteutuneet lyöntirasitukset ja toistomäärät paalujen alapäässä.

Kuvasta on esitetty myös koekappaleet, jotka on porattu rikkoutuneista paaluista. Punaiset pisteet ovat 3 vuorokauden iässä kuormitettuja paaluja, joiden betonin puristuslujuus oli pienempi kuin 14 vuorokauden paaluilla. Puristusjännitys on esitetty suhteellisena molemmissa kuormituksissa, toisin sanoen paalujen lyöntijännitys on jaettu referenssinäytteen lujuudella. Kuvassa on esitetty pelkästään paalujen alapään jännitykset, joiden perusteella jännitystasot haettiin.

5.2.2 Staattinen ja toistorasitus

Staattinen ja toistorasitus suoritettiin kokonaan TTY:llä. Ensiksi paaluista porattiin koekappaleet niin, ettei osuttu raudoitukseen. Nyt poraus voitiin suorittaa paalun vaakasuunnassa, sillä paaluja ei oltu vielä kuormitettu. Poraus oli myös helpompi toteuttaa. Porauksen jälkeen koekappaleiden katkaisu ja hiominen tapahtuivat samaan tapaan kuin lyöntikokeissa.

Koekappaleiden staattinen rasitus suoritettiin kuvan 4.1 mukaisella laitteella. Samalla laitteella tehtiin myös puristuslujuus- ja halkaisuvetolujuuskokeet. Haluttu jännitystaso määritettiin niin, että ensin kuormittamattomille referenssikoekappaleille tehtiin puristuslujuuskoe. Lyöntien, staattisten ja toistorasitusten referenssikoekappaleiden määrä oli kaikissa kolme (3). Näistä otettiin keskiarvo ja kerrottiin lopullinen saatu voima taulukon 5.3 mukaisilla jännityksen kertoimilla. Staattiset kuormitukset ohjattiin tietokoneella. Ohjelmaan asetettiin laskettu kuormitusvoima ja kuormitusaika. Näin todellinen voima ja aika oli tarkasti ohjattu. Taulukossa 5.3 on esitettynä vasemmalla tavoitteelliset jännitystasot sekä oikealla kuormitusajat kullakin jännitystasolla.

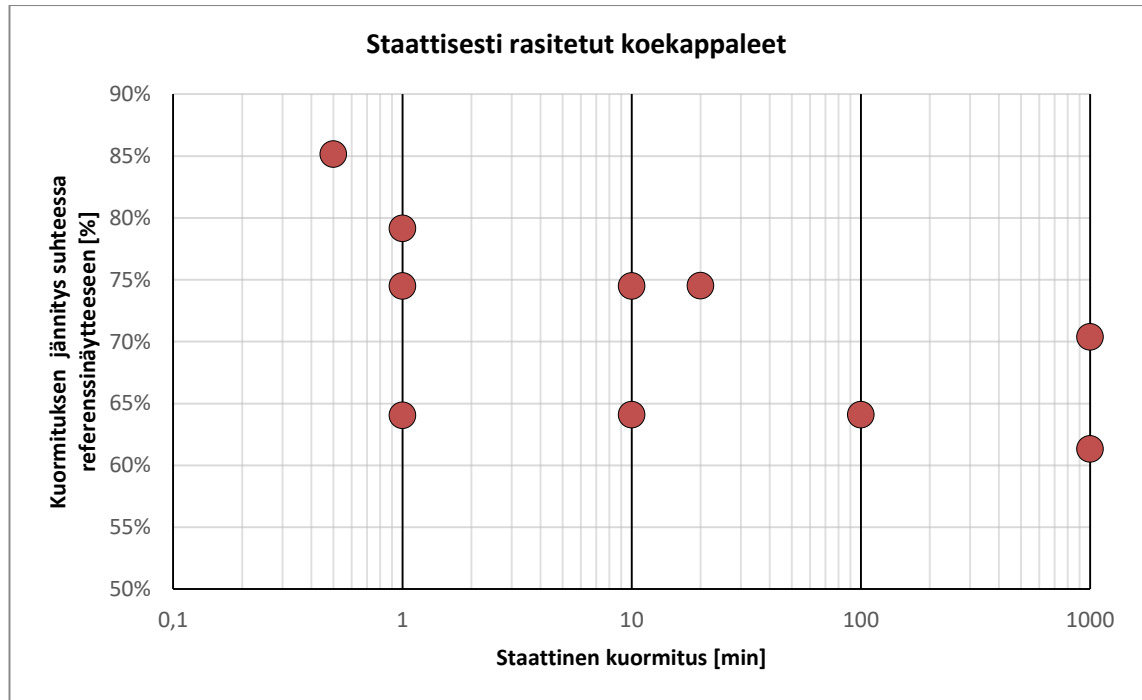
Taulukko 5.3. Staattisen rasituksen kuormitusajat ja tavoitteelliset jännitykset.

Tavoitteellinen keskimääräinen jännitys	Kuormitusaika [min]					
	0,5	1	10	20	100	1000
$0,6 \times f_{cm}$	-	X	X	-	X	X
$0,7 \times f_{cm}$	-	X	X	X	-	X
$0,8 \times f_{cm}$	X	X	-	-	-	-

Ensimmäisenä päivänä tehtiin referenssikappaleiden puristuslujuuden määrittäminen (myös valulieriöiden), halkaisuvetolujuuden määrittäminen sekä koekappaleiden rasitukset. Betonin kuormitusikä oli 14 vuorokautta. Seuraavana päivänä tehtiin betonin puristuslujuus- ja halkaisuvetolujuuskokeet, jolloin betonin ikä oli 15 vuorokautta. Tästä saattaa aiheutua virheitä koetuloksiin, sillä betonin lujuuskehitys jatkuu pitkällä aikavälillä. 14 vuorokauden iässä betonimateriaali oli kuitenkin kehittynyt yli nimellislujuuden. Puristuslujuus- ja halkaisuvetolujuus on kerrottu kappaleessa 4. Tulee myös ottaa huomioon, että 1000 minuutin kuormitukset sekä yksi $0,8 \cdot f_{cm}$ jännitystason kuormitus (kuormitusaika 1 min) tehtiin yli 14 vuorokauden ikäiselle betonille. Nämä on lihavoitu taulukossa 5.3. Kolmen

referenssikoekappaleen perusteella saatiin kuitenkin samanlaisia puristuslujuuden tuloksia kuin 14 vuorokauden referenssikoekappaleista. Betonin lujuus kehittyy vielä 14 vuorokauden jälkeen, mutta tällä oletetaan olevan vain vähän vaikutusta tuloksiin.

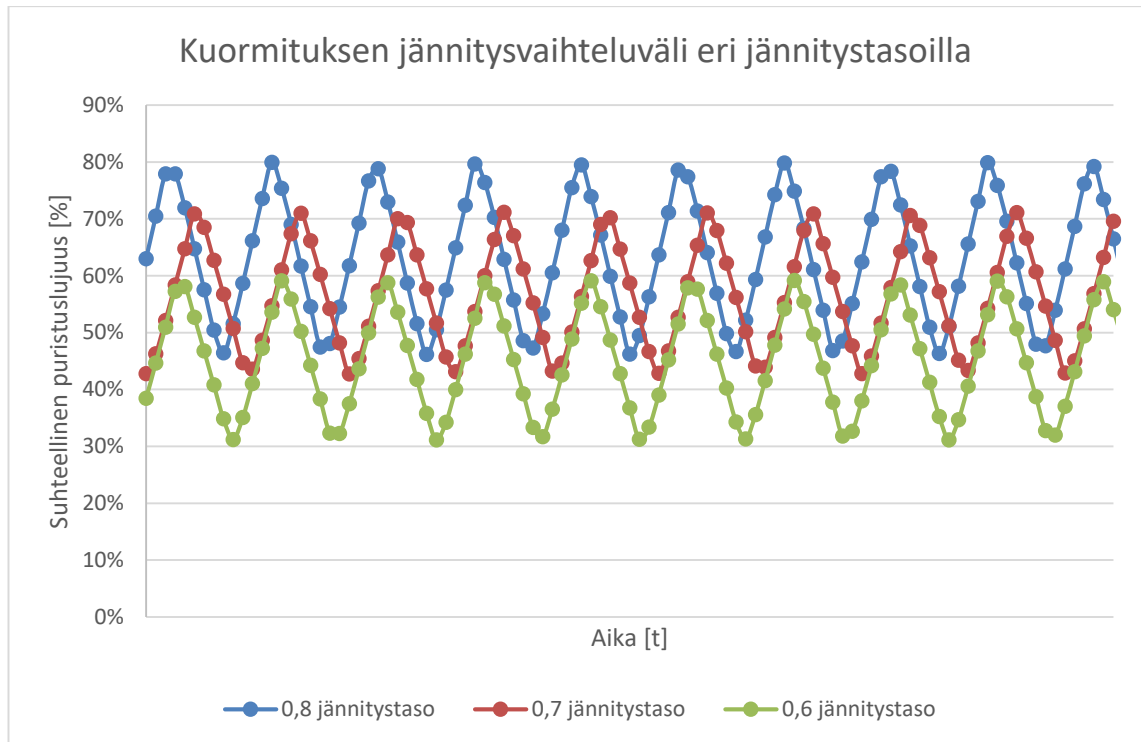
Toteutuneet koekappaleiden jännitykset havaitaan kuvassa 5.13. Vaaka-akselilla on kuormitusaika ja pystyakselilla suhteellinen jännitystaso.



Kuva 5.13. Staattisen rasituksen toteutuneet jännitykset ja kuormitusaajat.

Samanlainen staattinen ja toistorasitus tehtiin aina kahdelle koekappaleelle. Toiselle koekappaleelle tehtiin puristuslujuuskoe ja toiselle halkaisuvetolujuuskoe.

Toistokuormitukset tehtiin samaan tapaan kuin staattiset kuormitukset. Kuormituksen ohjaus tehtiin vain tietokoneella eri tavalla. Rasitus suoritettiin niin, että haluttua jännitystasoa vastaava voima asetettiin ohjelmaan. Toistorasituksessa ei voitu asettaa jännitystasoon nolla, sillä kuormituslaitteella olisi kestänyt kauemmin saavuttaa jännitystaso ja aikaa olisi kulunut enemmän. Kuormitusvoiman vaihteluvälin määrittä siis koneen kapasiteetti ja aika, sillä toistomäärät olivat suuret. Kuormituksen jaksonaika valittiin kahteen (2) sekuntiin. Yksi (1) sekunti kului puristukseen, kun voima kasvoi ja toinen sekunti kului siihen, kun kuorma pieneni. Pienempi kuorma oli noin 33-48% murtokuormasta riippuen jännitystasosta. Seuraavaksi on esitetty kuva 5.14, jossa on havainnollistettu toistorasituksen kuormitusvaihteluväli eri jännitystasoilla.



Kuva 5.14. Kuormituksen jännitysvaihteluväli eri jännityksillä.

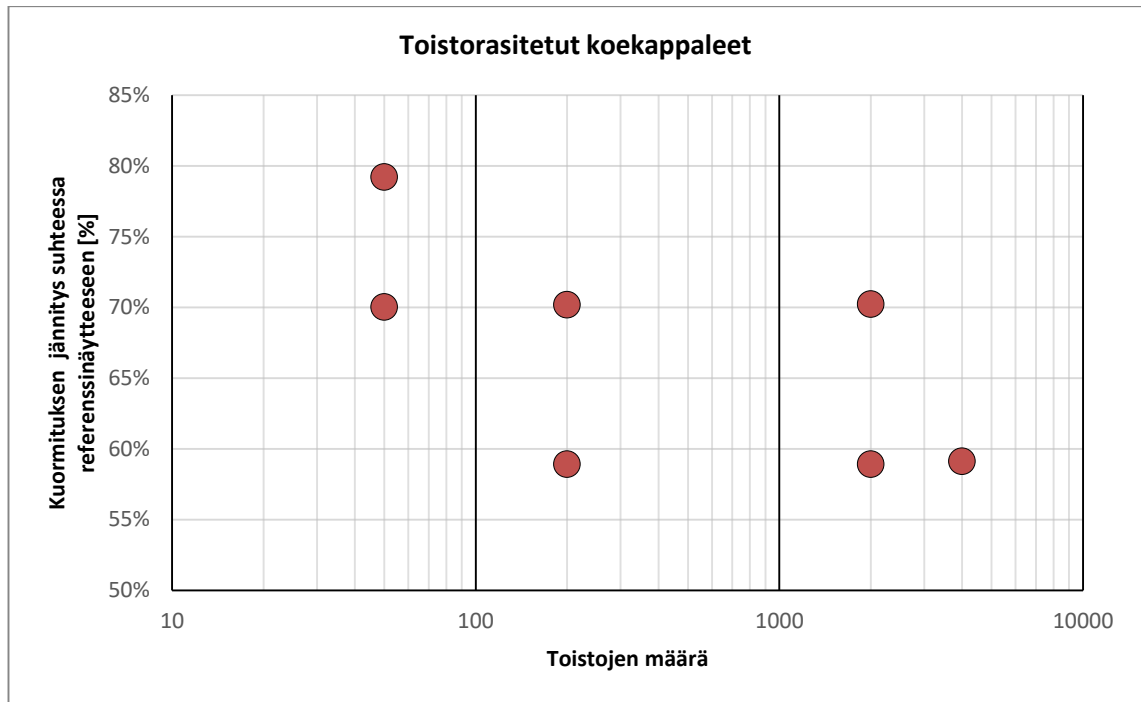
Taulukossa 5.4 on esitetty tavoitteelliset jännitystasot ja toistomäärät. Viiva merkitsee sitä, ettei kuormitusta ole tehty kyseisellä jännityksellä ja toistomäärällä taulukon mukaan.

Taulukko 5.4. Toistorasituksen toistomäärät sekä tavoitteelliset jännitykset.

Tavoitteellinen keskimääräinen jännitys	Toistomäärä			
	50	200	2000	4000
$0,6 \times f_{cm}$	-	X	X	X
$0,7 \times f_{cm}$	X	X	X	-
$0,8 \times f_{cm}$	X	-	-	-

Kaikissa kuormituksissa jaksonaika oli 2 sekuntia, mutta $0,7 \cdot f_{cm}$ jännityksellä ja toistomäärän ollessa 50 kuormitustaajuus oli 4 sekuntia. Kuormitustaajuus vaikuttaa tuloksiin ja tämän yhden eri tavalla kuormitetun kappaleen tulos tulee ottaa huomioon.

Seuraavassa kuvassa 5.15 on esitetty vielä toteutuneet jännitykset. Vaaka-akselilla on toistomäärä ja pystyakselilla suhteellinen jännitystaso.



Kuva 5.15 Toistorasituksen toteutuneet jännitykset ja toistomäärät.

Myös toistorasituksessa tehtiin aina kahdelle koekappaleelle samanlainen rasitus. Seuraavana päivänä toiselle tehtiin puristuslujuuskoe ja toiselle halkaisuvetolujuuskoe.

6. MITTAUSTULOKSET

Mittaustulokset kokeellisen tutkimuksen kuormituksista on esitetty seuraavaksi. Aluksi käydään läpi, miten mittaustuloksia on käsitelty.

6.1 Mittaustulosten käsittely

6.1.1 Tietojen keräys

Lyöntirasituksessa tietoja kerättiin PDA-mittauksella, jossa lyöntien aikana jännityksiä mitataan venymien avulla. Myös yhdet kappaleet kiihtyvyyssantureita oli asennettu paalun ylä- ja alapäähän. PDA-mittauksen suoritti Inspecta Oy, jolta tiedot saatiin Excel-tiedostoina. Esitettyjä tietoja olivat muun muassa paalujen suhteelliset venymät kunkin anturin osalta, lyöntimäärät paalutuskoneen datasta sekä kimmokertoimen avulla muutetut paalun jännitykset. Myös iskuaaltokuvaajat saatiin Inspectalta.

Staattinen ja toistorasitus suoritettiin tietokoneohjauksella. Kuormituslaitteeseen oli asennettu myös siirtymä-anturit, jotka mittasivat ylä- ja alalevyn välistä siirtymää. Rasi- tukset sekä puristuslujuus- ja halkaisuvetolujuuskokeiden mittaus suoritettiin Keysight BenchLink data logger -ohjelmalla, joka toimii syöttöjännitteen avulla. Ohjelmaan ase- tettiin myös kalibroidut kertoimet tietyille kuormitusvälille. Ohjelma mittasi kuorman voi- maa, neljän siirtymä-anturin siirtymiä sekä syöttöjännitettä. Dataa kerättiin noin kolme kertaa sekunnissa. Tällä varmistuttiin siitä, että tietokoneohjaus toimii ja saadaan rasi- tetua kappaleet halutulla voimalla/jännityksellä.

6.1.2 Mittaustietojen käsittely

Erilaisista rasituksista saatu mittausdata on Excel-tiedostoissa, joten niiden käsittely on- nistui hyvin Excel -ohjelmalla. Excel-tiedostoja yhdisteltiin, jotta niiden käsittely olisi helpompaa.

Koekappaleiden tavoitteellinen jännitystaso muutettiin myöhemmin vielä toteutu- neeksi jännitystasoksi. Staattisessa rasituksessa kuormitusvoima pysyi suurin piirtein sa- mana, mutta otettiin silti voiman keskiarvo kuormituksen ajalta. Toistorasituksessa otet- tiin keskiarvo maksimikuormitusvoimista kuormituksen ajalta. Staattisessa ja toisto rasi- tuksessa kappaleeseen kohdistettuja voimia verrattiin referenssinäytteiden murtokuorman voimien keskiarvoon ja saatiin koekappaleen suhteellinen jännitystaso. Lyöntirasituk- sessa yksittäisen lyönnin venymistä (4kpl) otettiin keskiarvo. Siitä edelleen saatiin yksit- täisen lyönnin keskiarvoinen jännitys. Rasituksen jännitystaso määritettiin keskiarvona näistä paaluun kohdistuneista jännityksistä. Keskiarvosta jätettiin kuitenkin pois alku- lyönnit, joilla haettiin oikeaa jännitystasoa. Nämä olivat pienempiä kuin keskiarvoinen jännitys. Paaluun kohdistettiin alussa ”upotuslyönnit”, jolla paalu saatiin maakerroksen

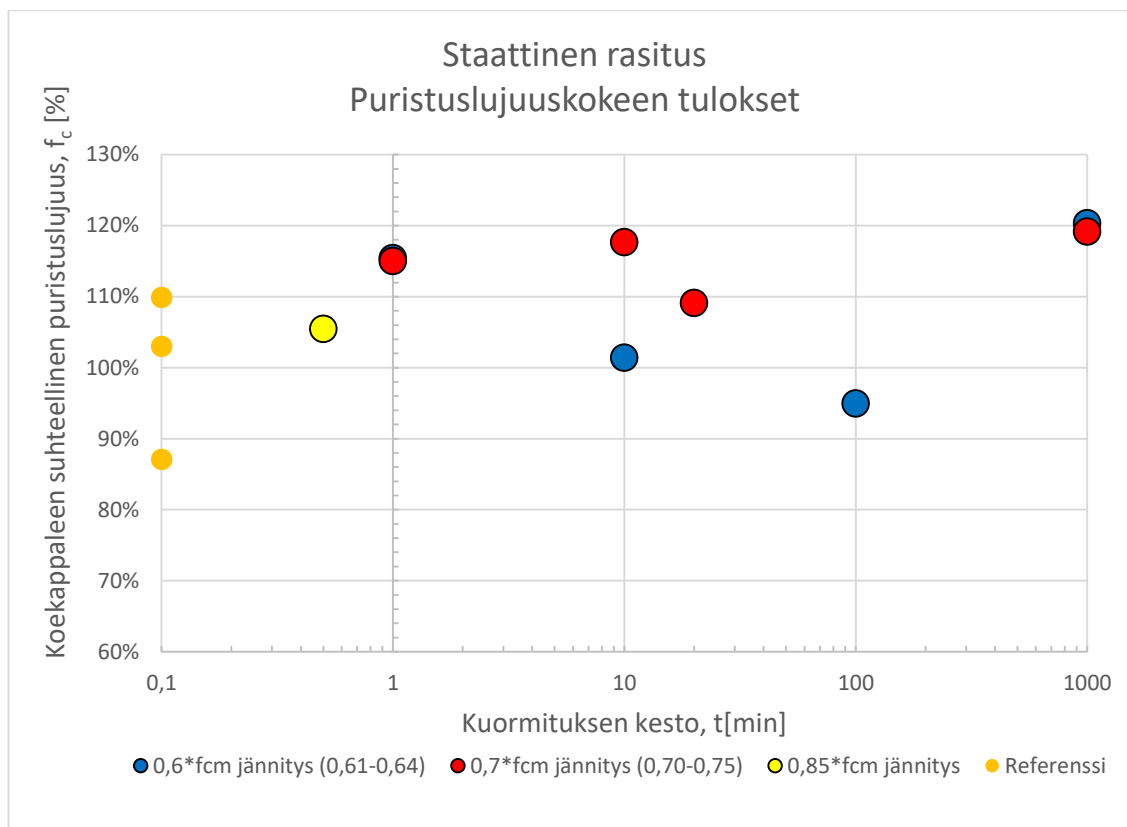
läpi kiinni teräslevyyn. Näistä ei mitattu jännityksiä eikä lyöntimääriä, mutta niiden vaikutus otaksutaan olevan minimaalinen. Lopuksi paalun keskiarvoista jännitystä verrattiin betonin keskiarvoiseen puristuslujuuden arvoon ja saatiin paalun suhteellinen jännitystaso.

Puristuslujuus- ja halkaisuvetokokeissa ohjelman näyttämä voiman arvo nollattiin, koska ennen kuormitusta sen arvo vaihteli nollan molemmin puolin. Tämä tehtiin myöhemmin mittausdatan käsittelyssä ottamalla huomioon alkuvoiman suuruus murtokuorman määrittämisessä. Kunkin koekappaleen murtokuorma on muutettu ensin puristus- ja halkaisuvetolujuudeksi kappaleiden 5.3 ja 5.4 mukaan. Sitten lujuuksia on verrattu referenssikoekappaleeseen, jolloin ollaan saatu suhteellinen puristus- ja halkaisuvetolujuuden arvo.

Liitteessä C on esitetty kaikkien koekappaleiden murtokuormat, murtokuormia vastaavat lujuudet sekä rasituksessa käytetty jännitystaso. Koekappaleiden nimeäminen on näytetty kohdassa lyhenteet ja merkinnät.

6.2 Staattisen rasituksen tulokset

Staattisen rasituksen tulokset on esitetty ensimmäiseksi. Kuvassa 6.1 on puristuslujuuskokeen tulokset. Pysty-akselilla on suhteellinen jännitys ja 100% raja on kolmen referenssikoekappaleen keskiarvo. Vaaka-akselilla on kuormituksen kesto logaritmisella asteikolla. Koska nolla ei ole mahdollinen logaritmisella asteikolla, niin referenssikoekappaleiden toistomäärä on merkitty arvolla 0,1. Tästä nähdään myös referenssikoekappaleiden hajonta. Jännitystasot on kategorioitu kolmeen eri jännitystasoon ja suluissa oleva luku kertoo jännityksen vaihteluvälin. Jännityksellä $0,85 \cdot f_{cm}$ on tehty vain yksi kuormitus, jossa kuormitusaika oli 30 sekuntia. Tämä johtui siitä, että yksi betonikoekappale rikkoutui kuormituksessa jo yhden minuutin kohdalla samalla jännityksellä. Tästä ei ole esitetty tuloksia.



Kuva 6.1. Puristuslujuuskokeen tulokset staattisessa rasituksessa.

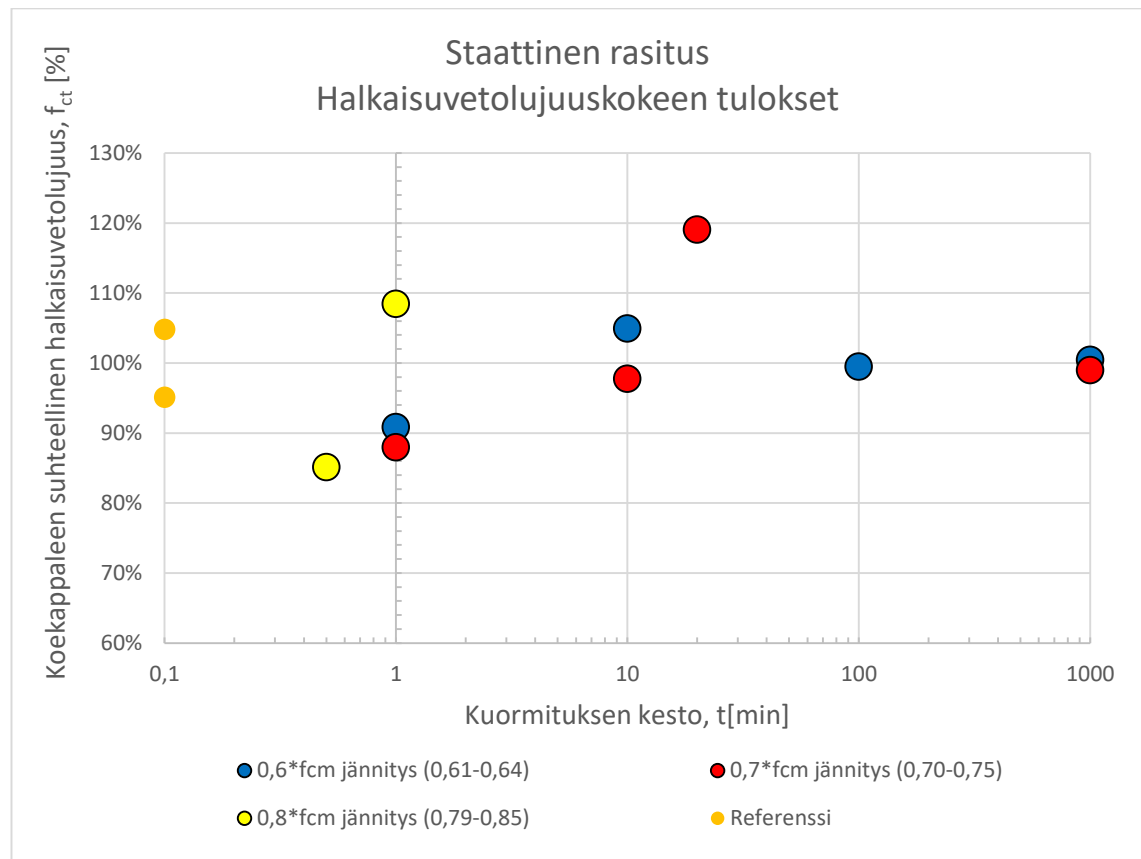
Huomataan, että alle sadan prosentin jännityksiä on vain yksi kappale kuvan 6.1 mukaan. Ensimmäiseksi voidaan todeta, että näillä kolmella jännitystasolla rasitetut koekappaleet eivät ole menettäneet lujuuttaan, kun kuormituksen kesto on alle 1000 minuuttia. Kuormitusaika on kuitenkin suhteellisen pieni verrattuna yleisesti betonirakenteiden käyttöikään, jolloin voidaan puhua kuormituksen alkuvaiheesta. Niin kuin kappaleessa 3.2 todettiin, toistokuormituksen alkuvaiheesta voidaan havaita puristuslujuuden kasvua. Saman päätelmän voisi myös tehdä näistä tuloksista, vaikka kyseessä on staattinen koe. Betoni puristuslujuus $0,6-0,7 \cdot f_{cm}$ jännityksillä on keskimäärin hieman kasvanut alle 1000 minuutin kuormituksessa. Toisaalta voidaan havaita $0,6 \cdot f_{cm}$ jännitystason kuormituksesta, että 1 minuutista 100 minuutin kuormitukseen puristuslujuus pienenee melko lineaarisesti. Lisäksi 1000 minuutin kuormitusten puristuslujuudet ovat suhteellisen suuria. Näillä koekappaleilla kuormitusikä oli suurempi kuin muilla. Voidaankin havaita, että betonin kuormitusikä on saattanut vaikuttaa hieman tuloksiin.

Jännitystasolla $0,7 \cdot f_{cm}$ kuormitettujen koekappaleiden puristuslujuus on kuvan 6.1 mukaan keskimäärin suurempi kuin $0,6 \cdot f_{cm}$ jännitystasolla. Tästä nähdään betonikoekappaleen hajontaa, mutta on vaikea tehdä johtopäätöksiä, miksi suuremmalla jännitystasolla rasitettujen koekappaleiden puristuslujuus on suurempi.

Jännitystasolla $0,85 \cdot f_{cm}$ saatu yksi tulos ei ole puolen minuutin jälkeen menettänyt myöskään puristuslujuuttaan, vaikka minuutin kuormituksen jälkeen koekappale saattaa hajota. Tämän saman asian huomasi myös Russell ja Pang kappaleen 3.1 mukaan.

Betonikoekappale saattaa hajota $0,8 \cdot f_{cm}$ jännityksellä, mutta muut samalla jännitystasolla rasitetut koekappaleet eivät menetä merkittävästi puristuslujuuttaan. Yli $0,8 \cdot f_{cm}$ jännitystason jälkeen betoni käyttäytyy siis arvaamattomasti.

Halkaisuvetolujuuskokeen tulokset staattisessa rasituksessa on esitetty kuvassa 6.2. Kuvaaja on toteutettu samaan tapaan kuin puristuslujuuskoe.



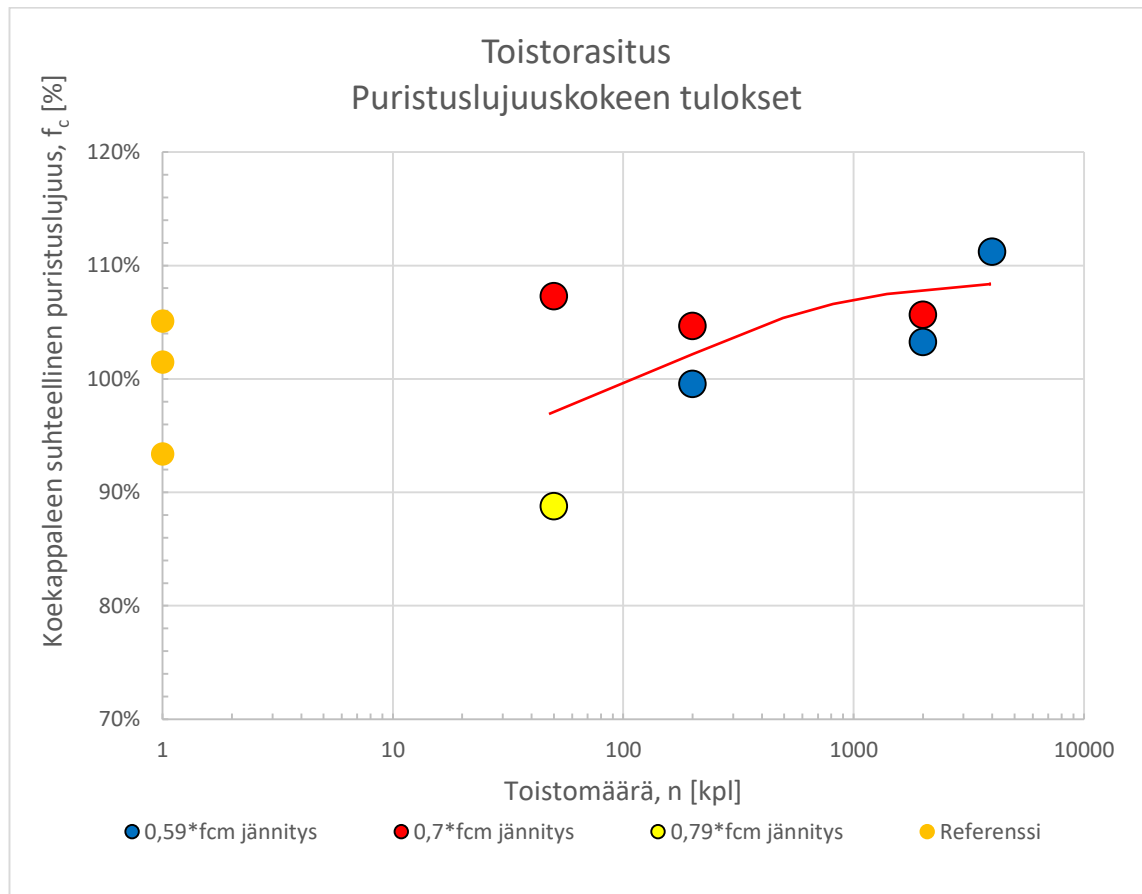
Kuva 6.2. Halkaisuvetolujuuskokeen tulokset staattisessa rasituksessa

Kuvasta 6.2 nähdään, että jännitysrajoilla $0,6 \cdot f_{cm}$ ja $0,7 \cdot f_{cm}$ ei ole nyt niin suurta eroa tulosten välillä kuin puristuslujuuskokeessa. Puristuslujuus on pysynyt noin samassa suuruudessa kuin referenssikoekappaleen, joten merkittävää muutosta koekappaleissa ei ole tapahtunut. Huomataan myös, että $0,6 \cdot f_{cm}$ ja $0,7 \cdot f_{cm}$ jännityksillä 1 minuutin kuormituksen jälkeen halkaisuvetolujuus on pienempi kuin muilla kuormituksilla. Vaikea sanoa mistä tämä johtuu, mutta betonin hajonnan takia erot voivat olla suuriakin.

Jännitystasolla $0,8 \cdot f_{cm}$ on nyt kaksi tulosta kuvan 6.2 mukaan, joista ylemmän pisteen kuormitushetki oli yli 14 vuorokautta. Tämän kuormituksen jännitystaso on $0,79 \cdot f_{cm}$ ja alemmalla pisteellä se on $0,85 \cdot f_{cm}$. Voidaan siis havaita, että puolen minuutin kohdalla $0,85 \cdot f_{cm}$ jännityksellä halkaisuvetolujuus on pienempi, kun taas pienemällä $0,79 \cdot f_{cm}$ jännitystasolla lujuus on hieman suurempi. Tästäkin voidaan päätellä, että $0,8 \cdot f_{cm}$ rajan jälkeen betonin lujuus heikkenee jo lyhyellä (0,5-1) minuutin kuormitusajalla.

6.3 Toistorasituksen tulokset

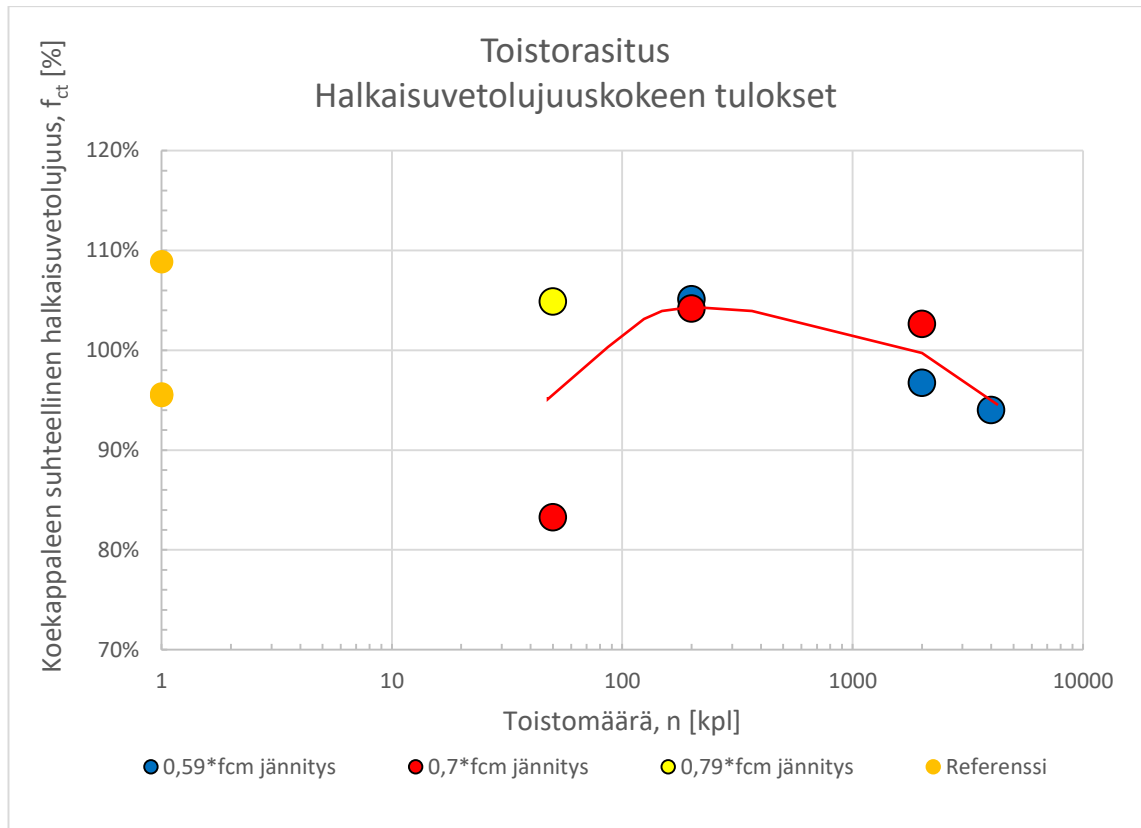
Kuvassa 6.3 on esitetty puristuslujuuskokeen tulokset toistorasituksessa. Pystyakselilla on suhteellinen jännitystaso ja vaaka-akselilla on toistomäärä logaritmisella asteikolla. Jännitykset on kategorioitu samaan tapaan kuin staattisessa rasituksessa. Kuvaan on hahmoteltu myös käyrä toistomäärän mukaan, kun otaksutaan, että jännitystasolla ei ole vaikutusta.



Kuva 6.3. Puristuslujuuskokeen tulokset toistorasituksessa.

Havaitaan kuvan 6.3 mukaan, että $0,6 \cdot f_{cm}$ ja $0,7 \cdot f_{cm}$ jännityksillä puristuslujuus keskimäärin kasvaa. Tässäkin voi kyseessä olla puristuslujuuden kasvu kuormituksen alkuvaiheessa. Vasta $0,8 \cdot f_{cm}$ jännityksellä betonikoekappaleen puristuslujuus pienenee. Tokikin tästä on esittää vain yksi tulos.

Kuvassa 6.4 on toistorasituksen tulokset halkaisuvetolujuuskokeen osalta. Kuvaaja on toteutettu samaan tapaan kuin puristuslujuuskokeen tuloksetkin.



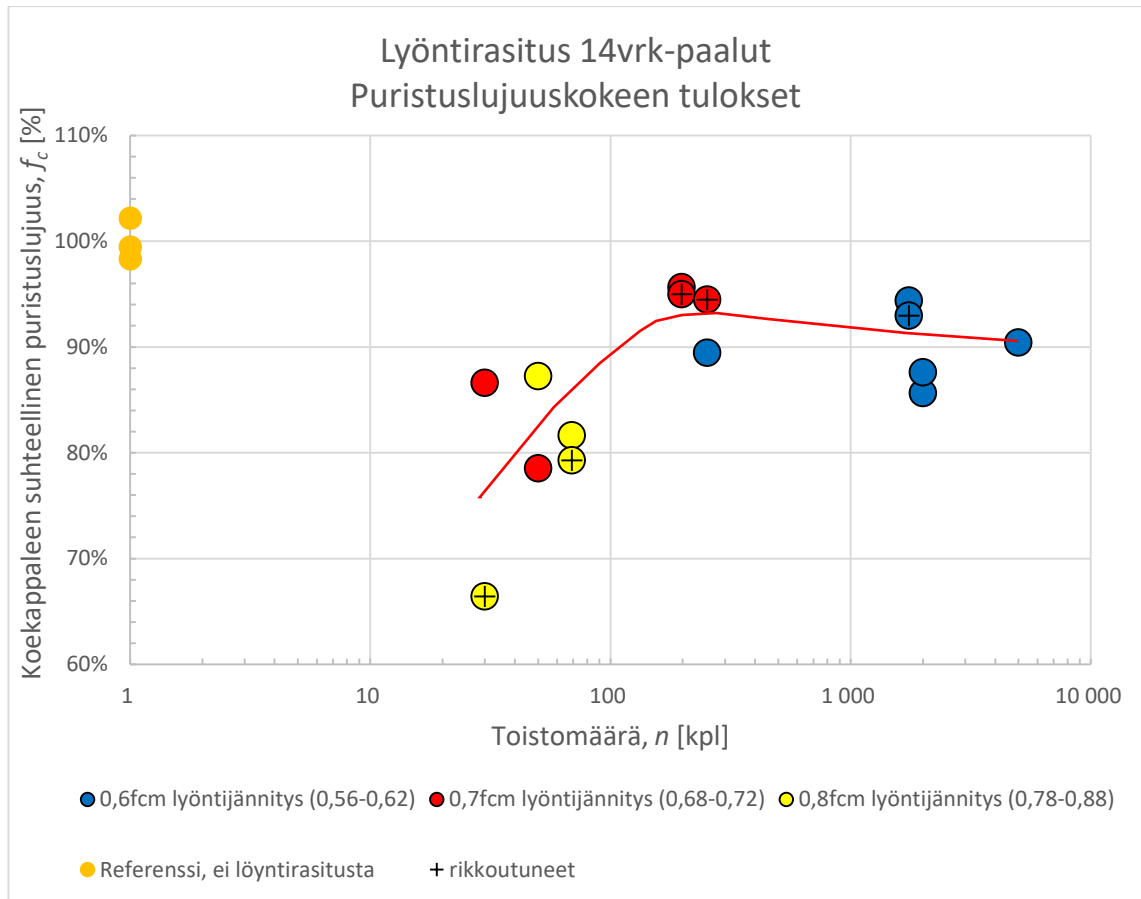
Kuva 6.4. Halkaisuvetolujuuskokeen tulokset toistorasituksessa.

Kuvassa 6.4 halkaisuvetolujuuskokeesta ei voidakaan havaita samaa asiaa kuin puristuslujuuskokeen tuloksista kuvasta 6.3. Jännitystasoilla $0,6 \cdot f_{cm}$ ja $0,7 \cdot f_{cm}$ halkaisuvetolujuus pysyy suurin piirtein 100% tasolla, mutta nyt yksittäinen $0,8 \cdot f_{cm}$ jännityksen tulos onkin suurempi kuin referenssikoe kappale.

Yksi $0,7 \cdot f_{cm}$ jännityksellä ja 50 toistomäärällä rasitetun koekappaleen puristuslujuus on enää 83%. Kaikki muut koetulokset on suoritettu kahden (2) sekunnin jaksonajalla, mutta tämä kuormitettiin neljän sekunnin jakson ajalla. Tämä luultavasti vaikuttaa tulokseen. Kappaleessa 3.3 todettiin, että kuormitusnopeus vaikuttaa puristuslujuuteen niin, että kuormitusnopeuden kasvaessa puristuslujuus kasvaa. Neljän sekunnin kuormituksessa kuormitusnopeus on pienempi, joten sen puristuslujuus pitäisikin pienentyä. Puristuslujuuskokeessa vastaavaa ei havaittu, vaan puristuslujuus kasvoi kuormituksen jälkeen.

6.4 Lyöntirasituksen tulokset

Lyöntirasituksen tulokset 14 vuorokauden ikäiselle betonille on esitetty seuraavaksi. Puristuslujuuskokeen tulokset nähdään kuvasta 6.5. Pysty-akselilla on suhteellinen puristuslujuus ja vaaka-akselilla on toistomäärä logaritmisella asteikolla. Kuvaajassa on kaikki poratut koekappaleet, jotka ovat porattu teräsbetonipaalun ylä- ja alapäästä puristuslujuuskokeen osalta. Rikkoutuneen teräsbetonipaalun alapään koekappaleet on merkitty ristillä. Saman paalun yläpään koekappaleita ei siis ole merkitty.



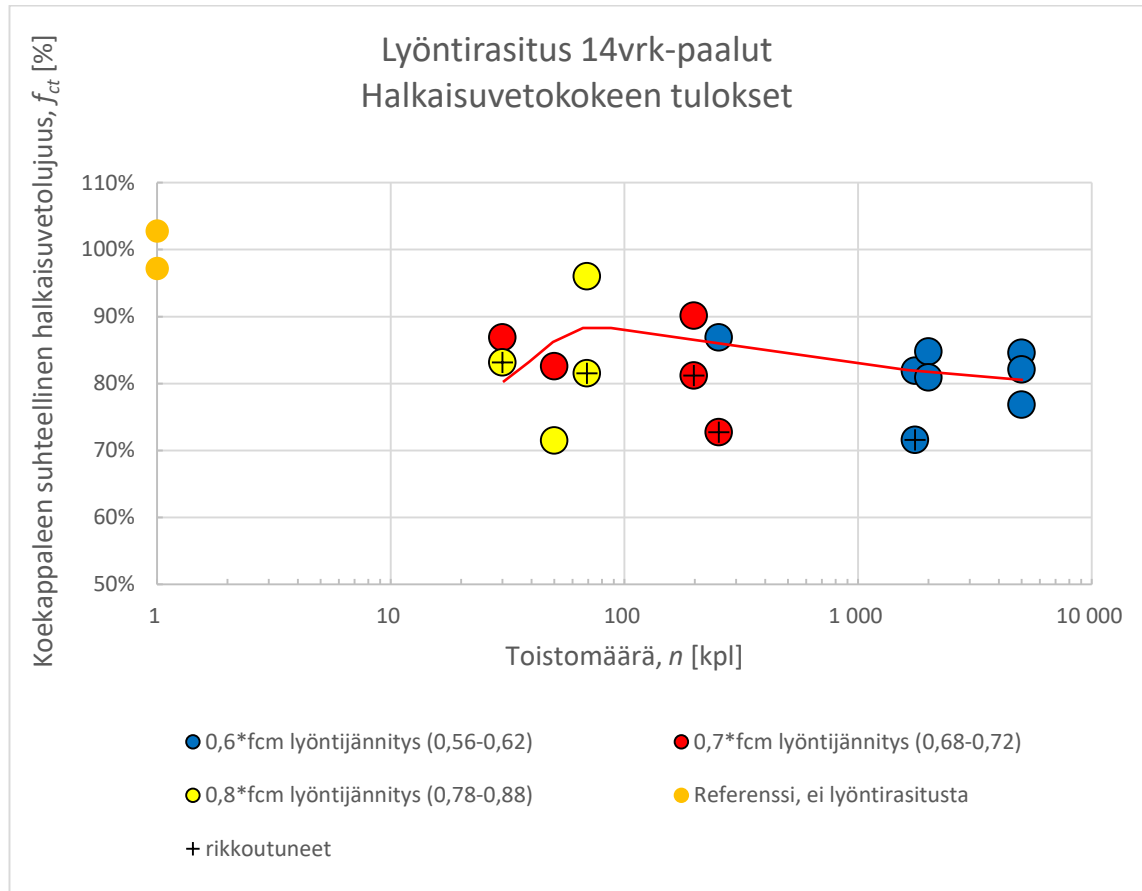
Kuva 6.5. Puristuslujuuskokeen tulokset lyöntirasituksessa (14vrk).

Ylä- ja alapään koekappaleiden toistomäärä on sama, joten kuvasta 6.5 nähdään, että saman paalun koekappaleet ovat pystysuunnassa samalla tasolla. Huomataan myös, että pisteen väri saattaa muuttua, vaikka koekappaleet olisivat samasta paalusta. Tämä johtuu siitä, että jännitystasot on kategorioitu kolmeen tasoon. Rajat on vedetty suluissa olevien lukujen mukaisesti. Tästä voidaankin huomata, että hajonta voi olla yllättävän pienikin. Jos jännitystaso on ollut paalun ylä- ja alapään osalta lähes sama, ne asettuvat kuvaajassa lähekkäin. Esimerkiksi jännitystasolla $0,6 \cdot f_{cm}$ rasitetut koekappaleet ovat kaikki lähekkäin toistomäärän ollessa noin 2000. Samalla nähdään myös se, että pienemmällä jännityksellä koekappaleiden tulokset ovat lähempänä toisiaan, kun taas suuremmalla jännityksellä ne ovat selvästi kauempana toisiaan. Tämä voisi johtua siitä, että suuremmalla jännityksellä on hankalampi kohdistaa tasaista jännitystä paaluun. Tämän takia reunajännitykset kasvavat. Toisaalta myös suuremmalla jännityksellä betoni käyttäytyy arvaamattomasti, kuten todettiin staattisten kokeiden tuloksista kappaleessa 6.2.

Kuvassa 6.5 jännitystasolla $0,6 \cdot f_{cm}$ saavutetaan jo muutosta lujuudessa. Staattisessa ja toistorasituksessa muutosta ei vielä tällä jännitystasolla havaittu. Jännitystasolla $0,7 \cdot f_{cm}$ puristuslujuus pienenee entisestään ja $0,8 \cdot f_{cm}$ jännityksellä saavutetaan jo merkittävää muutosta.

Koetulosten pisteet asettuvat hyvin hahmotetulle käyrälle. Toisto- ja lyöntirasituksessa hahmoteltujen käyrien muodot muistuttavat toisiaan.

Halkaisuvetokokeen tulokset lyöntirasituksessa on esitetty kuvassa 6.6. Esitystyyli on samanlainen kuin puristuslujuuskokeessa kuvassa 6.5.



Kuva 6.6. Halkaisuvetokokeen tulokset lyöntirasituksessa (14vrk).

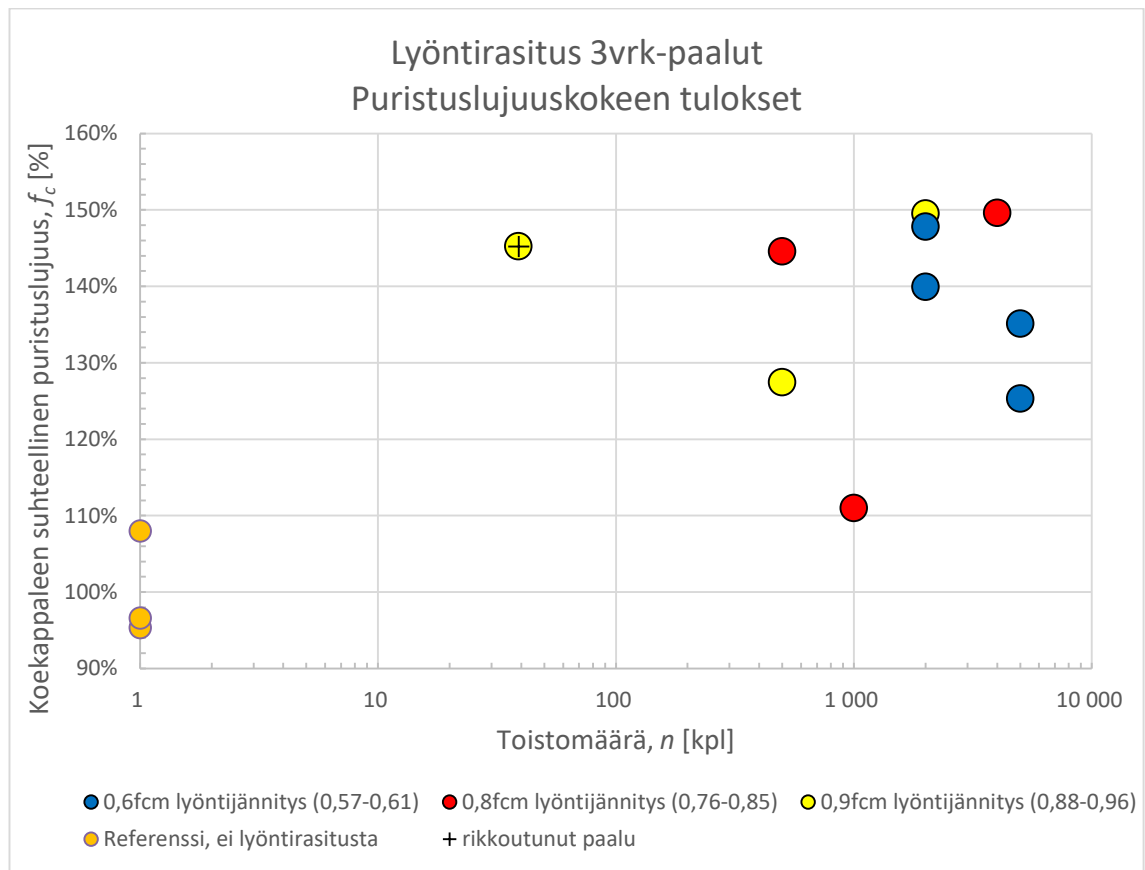
Kuvasta 6.6 havaitaan, että halkaisuvetolujuus pienentyy kaikilla koekappaleilla samaan tapaan kuin puristuslujuuskin. Voidaan siis olla varmempia lopputuloksesta, kun sama asian nähdään kahdella eri tavalla testatuista koekappaleista. Koekappaleiden tulokset ovat samaan tapaan lähempänä toisiaan pienemmällä jännityksellä ($0,6 \cdot f_{cm}$) ja $0,7 \cdot f_{cm}$ jännityksellä erot ovat hieman suuremmat.

Kuvasta voidaan havaita myös, että rikkoutuneiden paalujen osalta tulokset ovat kussakin jännitystasossa menettäneet eniten halkaisuvetolujuutta verrattuna ehjiin saman jännitystason koekappaleisiin. Tämä onkin aivan loogista toisin kuin puristuslujuuskokeessa, jossa rikkoutuneen paalun lujuus saattoi olla suurempi kuin ehjän paalun.

Suomessa ei oteta huomioon lyöntirasituksen aiheuttamaa puristuslujuuden pienentymistä, mutta kuvasta 6.5 ja 6.6 voidaan havaita, että puristuslujuus pienenee keskimäärin noin 20% suurella $0,8 \cdot f_{cm}$ jännityksellä. Paaluihin saa kohdistua $0,8 \cdot f_{ck}$ jännitys, joten lyöntirasituksen heikentävä vaikutus tulisi huomioida mitoituksessa. Suurella jännityksellä rasitetut paalut vastaavat teräsbetonipaaluun kohdistettuja loppulyöntejä, joten tässä työssä käytetyt rasitukset ovat todellisia. Betonin keskimääräinen puristuslujuus (f_{cm}) ja ominaispuristuslujuus (f_{ck}) eroavat toisistaan siten, että ominaispuristuslujuus on

mitoitus lujuus, joka huomioi betonin hajonnan. Keskimääräinen puristuslujuus on mitattu puristuslujuus. Vaikka työssä puhutaan puristuslujuudesta f_{cm} , niin mitoituksessa se vastaa ominaispuristuslujuutta f_{ck} .

Puristuslujuuskokeen tulokset 3 vuorokauden ikäisenä lyöntirasitetuille koekappaleille nähdään kuvasta 6.7. Kuvaaja on esitetty samaan tapaan kuin 14 vuorokauden lyöntirasituksen tulokset. Rastilla merkitty yksi koetulos on rikkoutuneesta paalusta otettu koekappale.



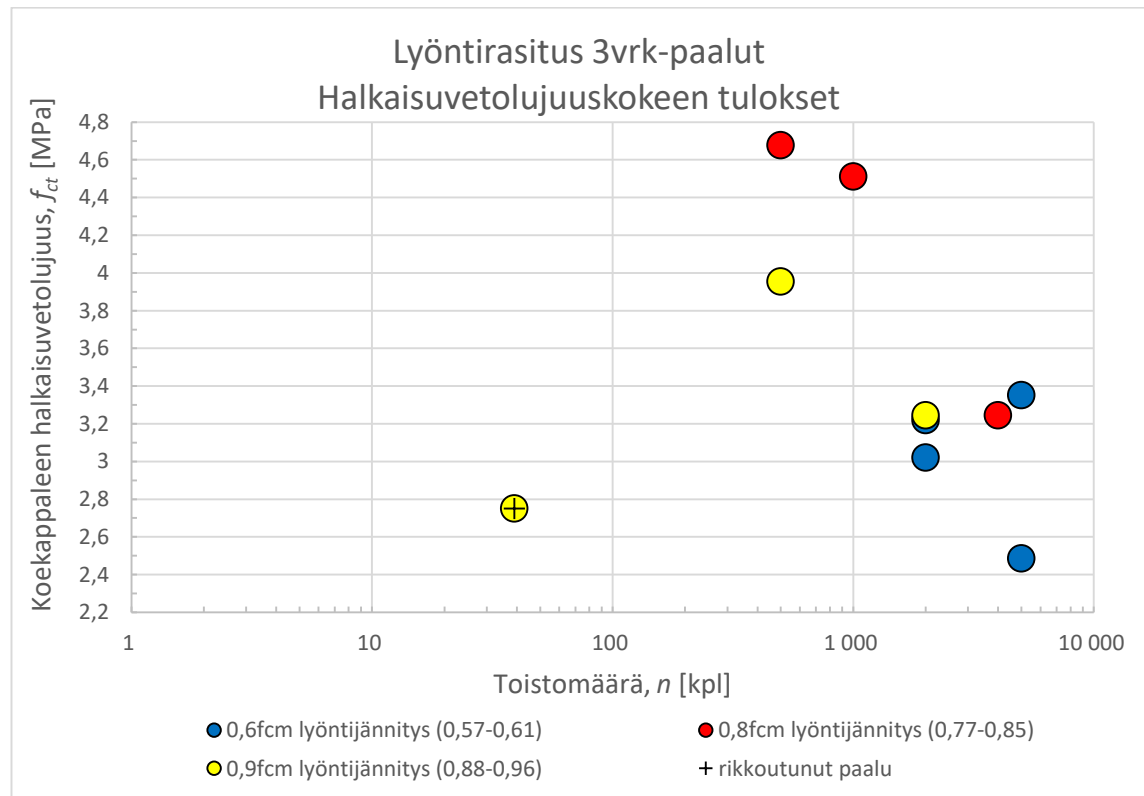
Kuva 6.7. Puristuslujuuskokeen tulokset lyöntirasituksessa (3vrk).

Kuvasta 6.7 havaitaan, että referenssikoekappaleiden tulokset olivat pieniä verrattuna muihin tuloksiin. Rasitus tapahtui 3 vuorokauden iässä ja puristuslujuuskoe neljäntenä päivänä. Betonin lujuuskehitys kolmen vuorokauden iässä on vielä nopeaa ja yhden päivän aikana lujuus kehittyy nopeasti. Siksi referenssikoekappaleihin vertaamista ei voi tehdä 3 vuorokauden lyöntirasituskokeissa. Referenssikoekappaleiden lujuutta pyrittiin kasvattamaan ottamalla huomioon lujuuskehitys, kun tiedetään 3 ja 14 vuorokauden tulokset. Tämä nosti referenssikoekappaleiden lujuutta noin 10%, mutta silti niiden lujuus jää alhaiseksi verrattuna muihin koetuloksiin. Tämän voisi selittää sillä, että käytetyn betonin lujuuskehitys ei noudata normaalia lujuuskehitystä, vaan se olisi vieläkin nopeampi. Toinen vaihtoehto on, että nuorella betonilla rakenne korjaantuu itsestään rasituksen jälkeen, jonka takia lujuustulokset ovat korkeita. Paalujen kuormituspäivänä alkoi satamaan vettä iltapäivällä, jonka takia myös lujuuskehitys on voinut olla nopeampaa paremman

jälkihoidon takia. Poratut koekappaleet altistuivat sateelle ja kosteudelle suojauksesta huolimatta.

Kuvasta 6.7 voidaan havaita sama asia kuin aiemmin. Pienemmällä jännityksellä lujuustulokset ovat lähempänä toisiaan kuin suuremmalla jännityksellä.

Halkaisuvetokokeen tulokset on esitetty seuraavaksi 3 vuorokauden lyöntikokeista kuvassa 6.8. Poiketen kuvan 6.7 mukaisen puristuslujuuskokeen tuloksista jännitykset on esitetty nyt megapascaleina, koska halkaisuvetolujuuskokeen referenssikoekappaleita ei tehty. Rikkoutuneesta teräsbetonipaalusta otettu koekappale on esitetty rasti-merkillä.



Kuva 6.8. Halkaisuvetokokeen tulokset lyöntirasituksessa (3vrk).

Kuvassa 6.8 rikkoutuneen paalun koetuloksesta voidaan havaita, että sen halkaisuvetolujuus on melko pieni verrattuna muihin koekappaleisiin. Tämä tulos on looginen, sillä jännitystaso oli rasituksessa suurin ($0,96 \cdot f_{cm}$). Puristuslujuuskokeessa kuvassa 6.7 samaan tapaan rasitetun koekappaleen puristuslujuus oli verrattain suuri ja samaa heikkoa lujuutta ei haivattu.

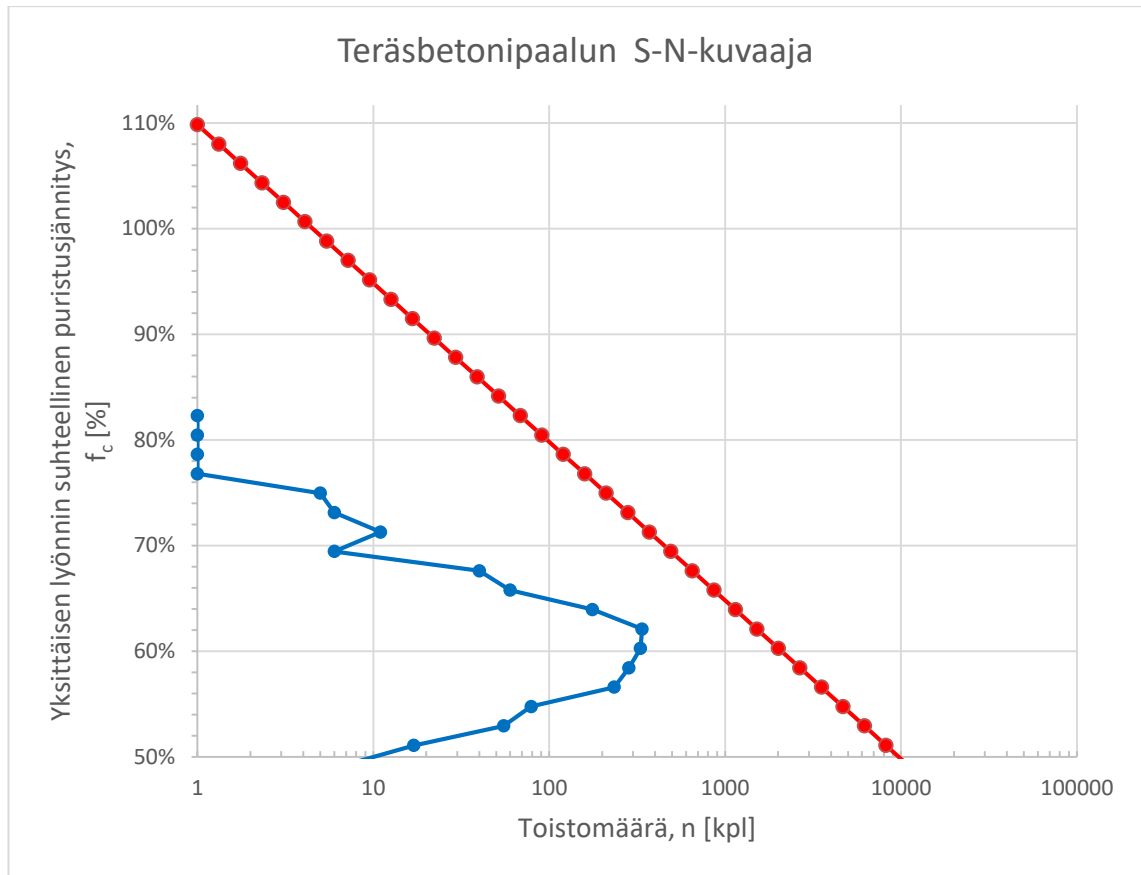
Kolmen vuorokauden lyöntikokeissa jännitystaso oli suhteessa suurempi kuin 14 vuorokauden kokeissa. Tämä voidaan huomata siitä, että kolmen vuorokauden kokeissa suurin keskimääräinen jännitystaso oli $0,96 \cdot f_{cm}$ (toistomäärä 39), kun taas 14 vuorokauden kokeissa se oli $0,88 \cdot f_{cm}$ (toistomäärä 69). Jännitystaso määräytyi sen mukaan, kuinka paalut kestivät rasituksen. 14 vuorokauden kokeissa suurempaa jännitystasoa ei siis voitu toteuttaa, sillä paalujen alapää hajosi jopa viidestä paalusta. Kolmen vuorokauden kokeissa vain yksi paalu hajosi. Kolmen vuorokauden iässä rasitetut paalut kestivät siis hyvin suuria jännityksiä varhaisesta iästä huolimatta. Lisäksi 14 vuorokauden rasituksissa

betonin lujuus (54,5MPa) oli suurempi kuin 3 vuorokauden betonilla (39,1 MPa) liitteen D mukaan. Kappaleessa 2.1 todettiin, että korkealujuusbetoni on herkempi väsytytkuorimitukselle kuin normaalibetoni. Sama asia voidaan havaita myös koetulosten perusteella, vaikkakin tässä työssä ei käytetty korkealujuusbetonia, mutta toisilla teräsbetonipaaluilla betonin lujuus oli suurempi. Betoni, jolla on pienempi lujuus, kesti siis suhteessa suurempia jännityksiä ja väsytykestävyys on parempi. Tulee kuitenkin ottaa huomioon, että 3 vuorokauden paalujen referenssikoe-kappaleen puristuslujuuden määrittämisessä on saattanut aiheutua virhettä nopean lujuuskehityksen takia ja siksi suhteelliset jännitykset saattavat olla suurempia kuin 14 vuorokauden paaluilla.

Kuvasta 6.8 havaitaan, että jännitystason suuruudella ei ole juurikaan merkitystä, vaan pisteet asettuvat toistomäärän mukaan suoraan linjaan. Tästä voidaan päätellä, että toistomäärällä on ollut suurempi vaikutus halkaisuvetolujuuden heikentymiseen kolmen vuorokauden lyöntikokeissa kuin jännitystason suuruudella. Kuvan 3.1 mukaan 50-75% jännitystasolla halkaisuvetolujuus ei merkittävästi pienene. Koetuloksista voidaan tulla samaan päätelmään.

6.5 Teräsbetonipaalun S-N-kuvaaja

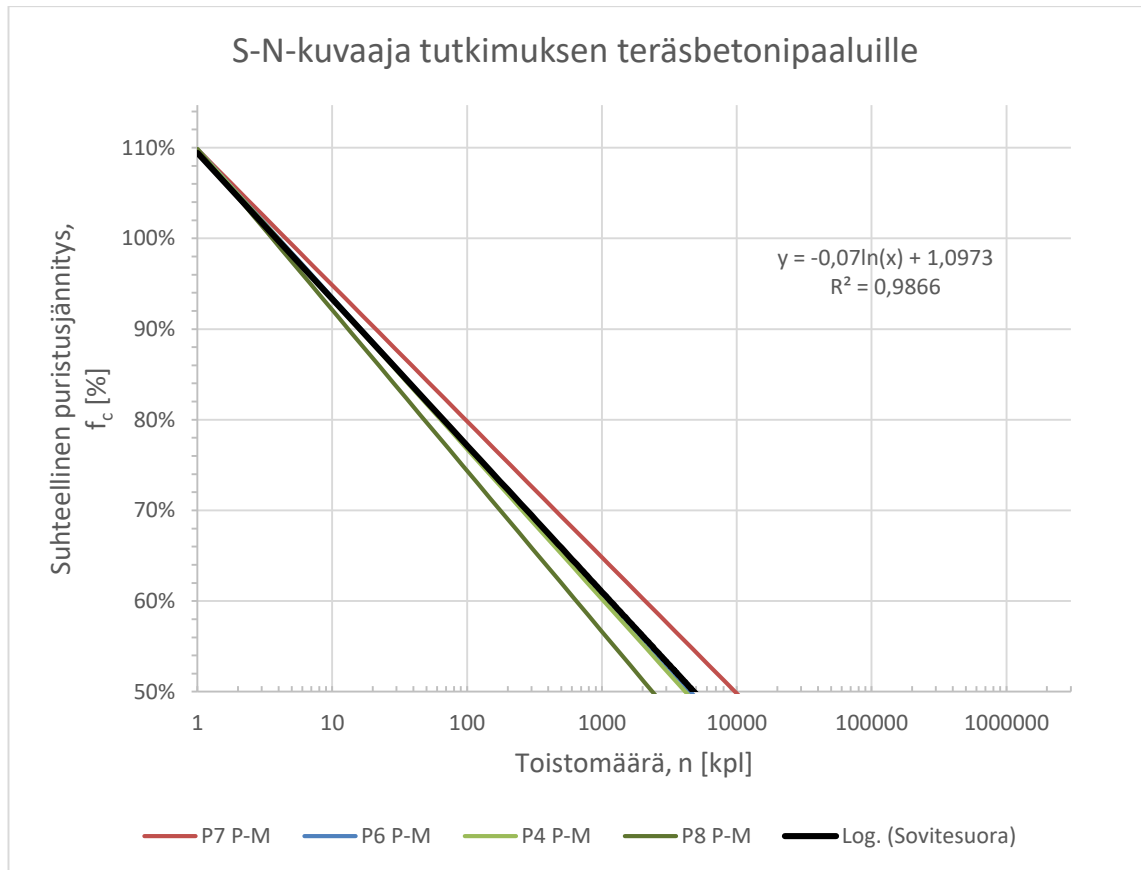
Koska osa paluista meni rikki alapäästään lyöntien aikana, voidaan niiden perusteella laskea tutkimuksessa käytettyjen teräsbetonipaalujen S-N-kuvaaja. Palmgren-Miner säännöllä voidaan tehdä arvio S-N-kuvaajasta, kun tiedetään paaluihin kohdistetut lyöntimäärät ja lyöntien yksittäiset jännitykset. Kaavan (1) mukaan teräsbetonipaalu menee rikki, kun lyöntien todellinen toistomäärä tietyllä jännityksellä jaettuna murtumiseen johtavien toistojen lukumäärällä ja vastaavalla jännityksellä saavuttaa arvon 1. Seuraavaksi on esitetty kuva 6.9, jossa on havainnollistettu Palmgren-Miner säännön käyttöä tutkimuksessa. Pystyakselilla on yksittäisen lyönnin jännitystaso ja vaaka-akselilla on kutakin jännitystasoa vastaava toistomäärä. Sinisellä on merkitty paaluun kohdistettu jännitysjakauma ja punaisella laskettu S-N-kuvaaja. Yksittäinen jännitystaso on määritetty keskiarvoisen venymän mukaan. Jännitystasot on kategorioitu 1 MPa välein, jonka jälkeen ne on muutettu suhteellisiksi jännityksiksi. Kaikki alle 50% pienemmät jännitykset on jätetty pois laskennasta, sillä niiden vaikutus on pieni kappaleen 3.2 mukaan. Siellä sanotaan, että alle $0,5 \cdot f_{ck}$ jännityksillä betoni käyttäytyy kimmoisasti ja betoni ei murru. Kappaleessa 3.3 todettiin, että lyöntirasituksessa puristuslujuus on suurempi kuin staattinen puristuslujuus, jonka takia voidaan puristuslujuutta korottaa 10% lyöntirasituksessa kuvan 6.9 mukaan.



Kuva 6.9. Palmgren.-Miner säännöllä määritetty yksittäisen teräsbetonipaalun S-N-kuvaaja (punainen viiva).

Kuvasta 6.9 nähdään, miten paljon jännitykset vaihtelevat, vaikka tavoitteellinen jännitustaso on ollut 60% maksimijännityksestä. Jännitys jakauma kuvaa siis paaluun kohdistettuja todellisia jännityksiä, joita voidaan kaavan (1) mukaan merkitä kirjaimella n_i . Punaisella merkityjä pisteitä voidaan merkitä kirjaimella N_i . Kuvassa erilaiset jännitustasot on merkitty pisteillä. Kun jaetaan sinisen käyrän pisteen toistomäärä vastaavalla punaisen suoran pisteen toistomäärällä ja summataan jokainen jännitustaso samaan tapaan, summaksi tulee yksi ($\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} = 1$). Tällä periaatteella valittiin suora logaritmisella asteikolla, jonka kulmakerrointa muuttamalla, saadaan kaavan (1) mukaan summaksi yksi.

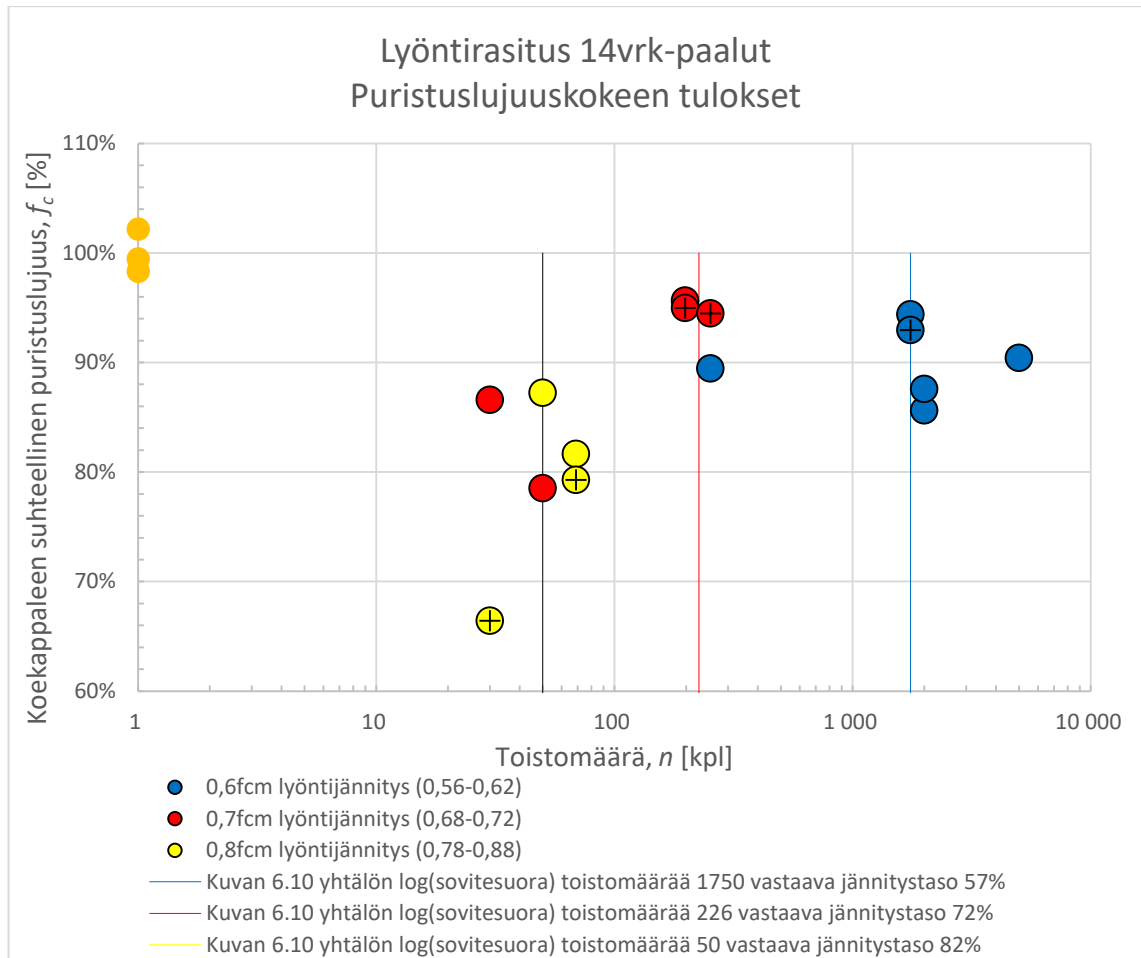
Samaan tapaan laskettiin muiden rikkoutuneiden teräsbetonipaalujen S-N-kuvaajat. Rikkoutuneiden 14 vuorokauden iässä rasitettujen teräsbetonipaalujen lukumäärä oli 5. S-N-kuvaajan laskentaan ei kuitenkaan otettu huomioon yhtä paalua (P5), sillä sen aallonnopeudella määritetty kimmokerroin muodostui suureksi. Tämän takia jännitykset kasvoivat suuriksi verrattuna muihin paaluihin. Lopulta neljän paalun avulla saadaan laskettua S-N-kuvaajien sovitesuora. Sovitesuoran laskennassa käytetään pienimmän neliösumman menetelmää, joka voidaan tehdä suoraan Excel -ohjelman ”trendiviivoilla”. Pisteiksi valitaan näiden neljän teräsbetonipaalun S-N-kuvaajien pisteet. Seuraavaksi onkin esitetty teräsbetonipaalujen S-N-kuvaajan arvio kuvassa 6.10.



Kuva 6.10. S-N -yhteys tutkimuksessa käytetyille teräsbetonipaaluille.

Kuvasta nähdään suoran yhtälö, jota S-N-kuvaaja noudattaa. Lisäksi nähdään korrelaatiokerroin (R^2). Koska sen arvo on lähellä ykköstä, voidaan todeta, että laskettu sovitesuora kuvaa hyvin S-N-kuvaajan pisteitä. Kuvaajasta voidaan lukea sovitesuoran kohdalta, että paalu kestää noin 78% jännitystasolla 100 toistoa. Teräsbetonipaaluissa kärkeän arvion mukaan lyöntimäärä on keskimäärin 100-200 [42]. Maksimijännitystaso on 80%. Tämän mukaan siis teräsbetonipaalut kestäisivät suurin piirtein sille kohdistetun rasituksen. Huomiona vielä se, että loppulyönneissä paaluun kohdistuu näin suuria jännityksiä, mutta toistomäärä on loppulyönneissä pienempi. Loppulyöntien määrä on rakennusteollisuuden tuotelehden mukaan 30-50 toistoa [43]. Tämän mukaan teräsbetonipaaluihin kohdistetut rasitukset eivät saisi olla yhtään suurempia. 60% jännitystasolla paalu kestää noin 1000 toistoa. Toistomäärät paaluilla ovat harvoin yli 1000 toistoa [42].

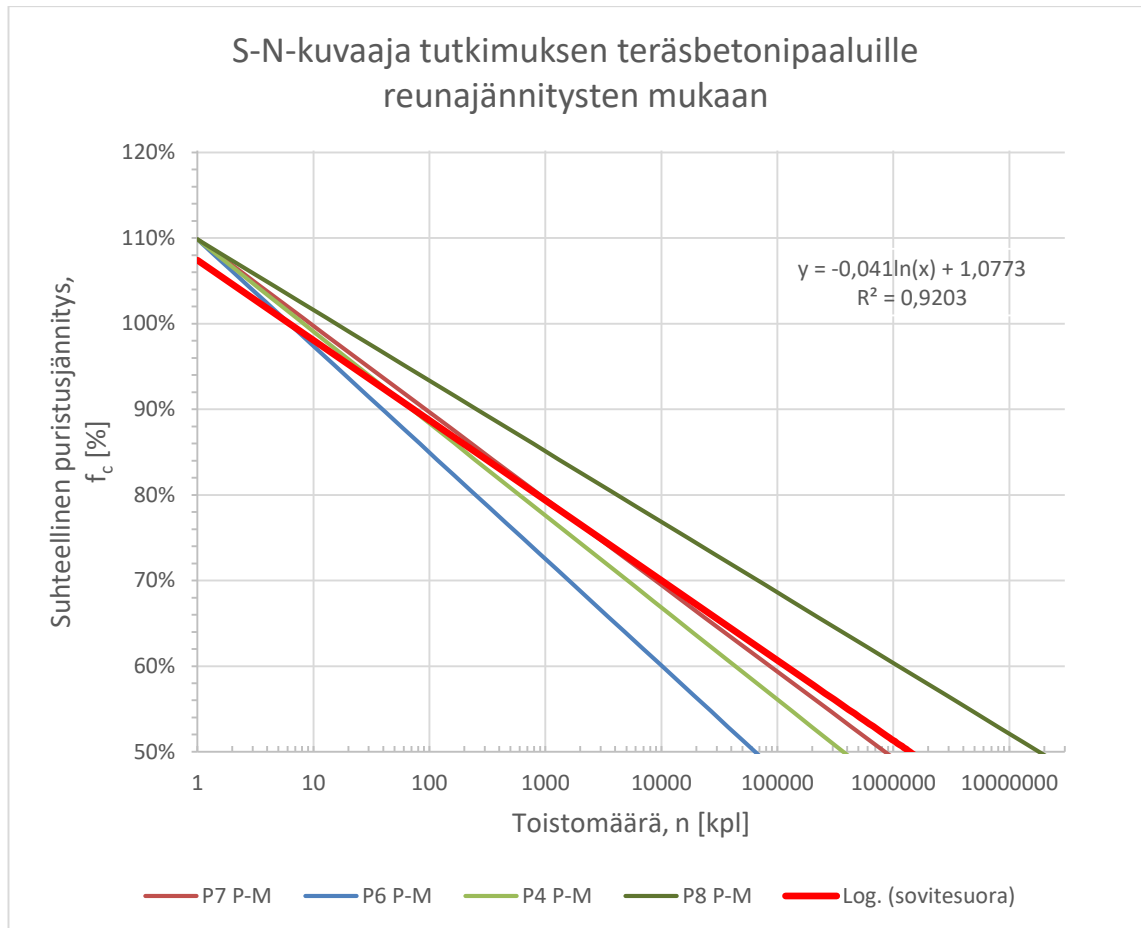
Tarkastellaan vielä S-N -sovitesuoran paikkansapitävyyttä. Asetetaan S-N -sovitesuoran arvot kuvaan 6.5. Seuraavassa kuvassa 6.11 on esitetty S-N-kuvaajan sovitesuoran asettelu 14 vuorokauden puristuslujuuskokeiden tuloksiin. Rikkoutuneiden paalujen toistomääristä on otettu keskiarvo kunkin jännitystason osalta. Tätä toistomäärää vastaava jännitystaso on haettu sijoittamalla toistomäärä sovitesuoran yhtälöön, josta ollaan saatu jännitykset 57%, 72% ja 82%.



Kuva 6.11. S-N-kuvaajan sovitesuoran asettelu 14 vuorokauden puristuslujuuskokeiden tuloksiin.

Kuvasta 6.11 voidaan havaita rikkoutuneesta paalusta, jonka jännitystaso on $0,6 \cdot f_{cm}$ ja toistomäärä 1750, että sovitesuoran ekvivalentti jännitystaso on 57% maksimijännityksestä vastaavalla toistomäärällä. Tällä tavalla voidaan selvittää, kuinka hyvin S-N -sovitesuora pitää paikkansa lyöntirasituskokeissa. S-N -sovitesuoran ekvivalentit jännitystasot vastaavat siis hyvin lyöntijännitystasoja, sillä sovitesuoran jännitykset pysyvät suiluissa olevien jännitysten välissä kullakin jännitystasolla.

S-N-kuvaaja laskettiin edellä keskiarvoisien venymien mukaan. Tehdään samanlainen sovitesuora vielä reunajännityksille. Reunajännityksien laskennassa on mukana filteri, joka pienentää maksimijännitysten arvoja. Tämä kuvaa paremmin todennukaisia reunajännitysten arvoja, koska se jättää suuret jännityshuiput pois. Jännitykset kuitenkin hieman jakautuvat teräsbetonirakenteessa. Seuraavaksi on esitetty kuva 6.12, jossa on reunajännitysten mukaan laskettu S-N-kuvaaja.



Kuva 6.12. S-N-yhteys tutkimuksen teräsbetonipaaluille, kun käytettiin reunajännityksiä.

Reunajännityksiä käyttämällä sovitesuora on hieman muuttunut kuvan 6.12 mukaan verrattuna siihen, kun käytettiin keskiarvoisia jännityksiä. Nyt toistomäärällä 100 voidaan teräsbetonipaalua rasittaa 88% jännitystasolla, eli noin 10%-yksikköä enemmän kuin keskiarvoisten jännitysten mukaan kuvassa 6.10. Kun jännityksiä mitataan lyöntien aikana, saa lyöntijännitystä korottaa 10%, joten lyöntijännitys saa olla juuri sama 88% ($0,8 \cdot 1,1$). Näin suuria jännityksiä ei paaluihin tämän kuvan perusteella saa tulla enempää kuin 100 toistoa, muuten paalu hajoaa. Kuten aiemmin todettiin, loppulyöntien määrä on noin 30-50 toistoa paalutuksessa. Loppulyöntien toistomäärän ja paalun puristusjännitysrajoituksen (88%) mukaan, paalu kestää loppulyönneissä tulevat rasitukset.

Reunajännitysten mukaan määritettyä S-N -sovitesuoraa voidaan verrata kuvan 2.2 S-N-kuvaajaan. Tästä huomataan, että samalla toistomäärällä (1000) saadaan lähes sama jännitys (80%), kun jännityssuhde on 0. Jännityssuhde teräsbetonipaaluilla on 0 minimi ja maksimijännityksen välillä. Tämäkin vertaus varmentaa koetulosten paikkansapitävyyttä.

Saatujen S-N-kuvaajien mukaan teräsbetonipaalut kestävät niille kohdistetut rasitukset juuri ja juuri, kun paalutus suoritetaan standardien mukaan. Lisähuomiona se, että suurella jännityksellä ($0,88 \cdot f_{ck}$) rasitetuissa teräsbetonipaaluissa, ei lyönnejä saisi tällä jännityksellä olla enempää kuin 100. S-N-kuvaajien avulla pystytään vain karkeasti tutki-
maan teräsbetonipaalun puristusjännitysrajoituksia.

7. YHTEENVETO

7.1 Tulosten tarkastelu

Betonin sallitut puristusjännitysrajoitukset ovat kehittyneet ajan saatossa melko paljon. Betonimateriaali on kehittynyt ja monien tutkimusten myötä ollaan päästy suurempiin jännitysrajoituksiin. Puristusjännitysrajoitukset vaihtelevat myös maakohtaisesti ympäri maailmaa. Suomessa puristusjännitysrajoitukset jännitettyjen rakenteiden osalta ovat olleet pitkään samanlaisia tai ovat kasvaneet vain vähän. Jännittämishetken jännitys ei ole muuttunut ($0,6 \cdot f_{ck}$), mutta lopullinen puristusjännityksen arvo on noussut $0,5 \cdot f_{ck}$ rajasta $0,6 \cdot f_{ck}$ rajaan. Jännitetyillä elementeillä laukaisuhetken rajana on ollut pitkään $0,5 \cdot f_{ck}$. Suurin jännittämishetken puristusjännitysraja on $0,65 \cdot f_{ck}$, jos pituussuuntaista halkeilua ei esiinny.

Suomessa teräsbetonipaalut on mitoitettu ennen geoteknisen kestävyuden mukaan, joka tarkoittaa maan kykyä vastaanottaa kuormia. Varsinaisia rakenteellisia rajoituksia ei ole ennen käytetty. Tämä geoteknisen kestävyuden arvo on hieman kasvanut ajan kuluessa. Nykyään teräsbetonipaaluilla puristusjännitystä on rajoitettu. Tämä raja on $0,8 \cdot f_{ck}$. Lyöntirasituksessa raja on siis suurempi kuin staattisessa rasituksessa, sillä otaksutaan, että nopeampi kuormitusnopeus parantaa betonin puristuskestävyyttä. Pitkäaikaisessa kuormituksessa betonin puristuslujuutta pienennetään $\alpha_{cc} = 0,85$ kertoimella murtorajatilassa, mutta dynaamisessa kuormituksessa pienennyskerrointa ei tarvita.

Yleisesti betonirakenteiden osalta puristusjännityksiä on ennemmin rajoitettu noin $(0,4-0,5) \cdot f_{ck}$ rajaan, mutta nykyään tämä raja on yleisesti $0,6 \cdot f_{ck}$ ominaiskuormilla ja pitkäaikaiskuormilla $0,45 \cdot f_{ck}$. Tulee kuitenkin ottaa huomioon se, että puristusjännityksiä rajoitetaan rasitusluokan mukaan ja esimerkiksi talorakentamisessa rakenteilla ei jännityksiä tarkisteta käyttörajatilassa, koska ne eivät usein tule määrääviksi.

Maailmalla puristusjännitysrajoitukset ovat myös nousseet ajan kuluessa. Nykyään jännitettyjen rakenteiden osalta Euroopassa laukaisuhetken raja on suurin $0,7 \cdot f_{ck}$ eurokoodin mukaan. Amerikassa raja on $0,6-0,7 \cdot f_{ck}$. Aasiassa raja on yleisesti $0,6 \cdot f_{ck}$, mutta siellä on myös maakohtaisia eroja.

Esijännitettyjen rakenteiden laukaisuhetken puristusjännityksiä on tutkittu paljon. Työssä esitettyjen tutkimusten mukaan laukaisuhetken puristusjännitysraja saisi olla $0,65-0,75 \cdot f_{ck}$. Jänteen epäkeskisyyssuhde ja rakenteen muoto vaikuttavat paljon laukaisuhetken sallittavaan rajaan. Staattisen kokeen tuloksissa ei havaittu merkittävää lujuuden pientymistä jännitystasoilla $0,6-0,7 \cdot f_{ck}$. Tulee kuitenkin ottaa huomioon, että kuormitusaika on melko pieni (1000min) verrattuna jännitetyn rakenteen ikään ennen kuormitusta. Tutkimusten ja staattisten koetulosten mukaan laukaisuhetken jännitysraja esijännitetyillä rakenteilla voisi olla $0,65 \cdot f_{ck}$. Jos halutaan käyttää suurempaa jännityksen arvoa, niin jännityksiä tulisi tarkastella jänteen epäkeskisyyden ja rakenteen muodon perusteella. Puristusjännitys ei kuitenkaan saisi ylittää $0,75 \cdot f_{ck}$ rajaa. Puristusjännitysraja 1992-1-1

standardissa on vain betonimateriaalille, eikä siinä ole otettu huomioon poikittaista raudoitusta (esim. tiheä hakaraidoitus), joka parantaa puristuskestävyyttä. Tämä tuo lisävarmuutta siihen, että jännitysrajaa voisi nostaa $0,7 \cdot f_{ck}$ rajaan, jos rakenteessa käytetään poikittaista raudoitusta. Toisaalta raudoituksen voisi ottaa huomioon puristuskestävyyteen.

Koetulosten ja kirjallisen tutkimuksen perusteella voidaan sanoa, että betoni käyttäytyy arvaamattomasti yli $0,8 \cdot f_{ck}$ puristusjännityksellä. Staattisessa rasituksessa ei betonirakenteen puristusjännitys saisi ylittää tätä arvoa. Mikrohalkeamat alkavat lisääntyä merkittävästi, kun puristusjännitys ylittää $0,45-0,6 \cdot f_{ck}$ arvon. Lisäksi betonirakenne käyttäytyy kimmoisasti toistorasituksessa, kun puristusjännitys on alle $0,5 \cdot f_{ck}$, mutta tämän yli menevät jännitykset lisäävät pysyviä muodonmuutoksia. Toisaalta staattisissa ja toisto kokeissa ei huomattu merkittävää lujuuden muutosta jännitystasoilla $0,6-0,7 \cdot f_{ck}$. Näiden perusteella betonirakenteen poikkileikkauksen jännitysraja $0,6 \cdot f_{ck}$ on perusteltu raja. Kun betonirakenteen puristusjännitys rajoitetaan tähän arvoon betonirakenteen puristuslujuus ei heikkene ja mikrohalkeamien määrä on sellainen, että betonirakenne kestää koko käyttöönsä. Myöskään toistojen aiheuttama heikentävä vaikutus ei ole vielä merkittävä tällä jännitystasolla.

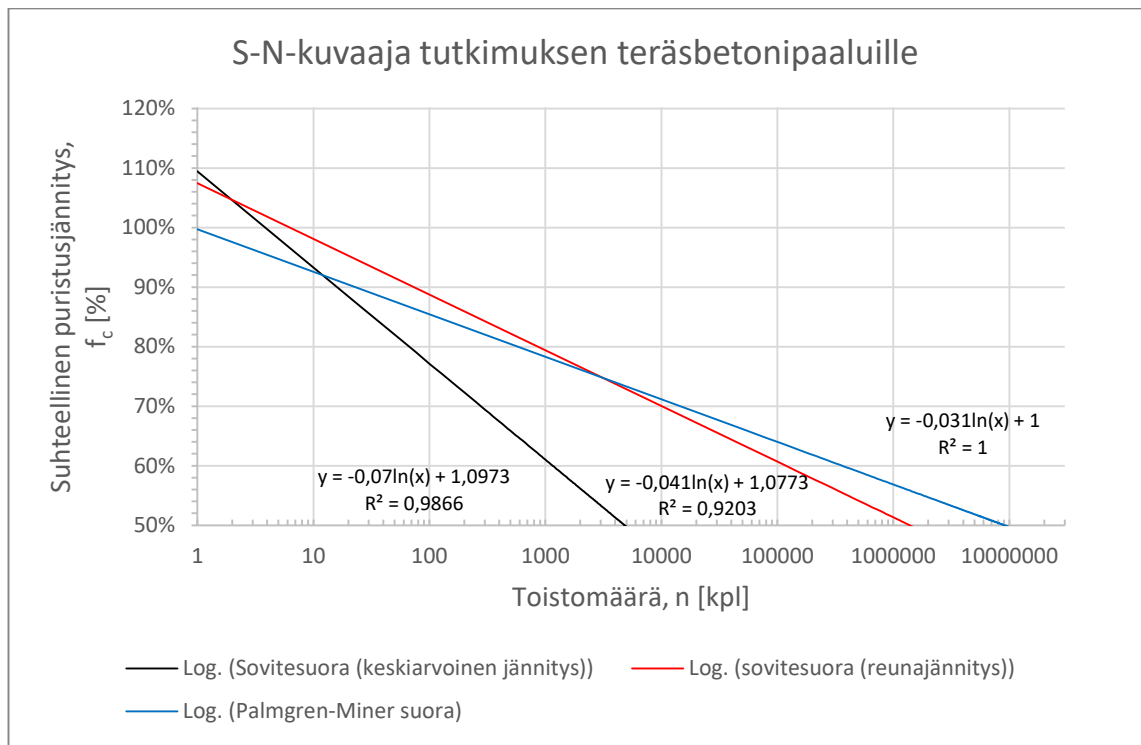
Koekappaleille ja testauskoneelle on myös vaatimukset standardien mukaan. Koekappaleet olivat muuten vaatimusten mukaiset, paitsi suorakulmaisuuhehto muutamilla koekappaleilla ylitti hieman sallitun rajan. Tämä saattoi aiheuttaa sen, että kokeissa murtotapa ei ollut kaikilla koekappaleilla hyväksyttävä. Tästä saattaa aiheutua virhettä koetuloksiin. Testauslaite ei täysin ollut vaatimusten mukainen, mutta tärkeintä oli, että voiman näytön tarkkuus on kalibroitu. Kokeet suoritettiin samalla testauskoneella, joten koetulosten vertailua voidaan pitää luetettavana.

Betonimateriaalilla on suuri hajonta, joka vaikeuttaa koetulosten tulkitsemista. Osittain koetulokset saattavat olla hyvinkin loogisia, kun taas toisaalta niiden perusteella on vaikea tehdä johtopäätöksiä hajonnan takia. Hajonta vaikeutti ainakin staattisen ja toistorasituksen tulkitsemista. Kuormitusajan vaikutus betonin puristuslujuuteen staattisessa rasituksessa havaittiin olevan merkityksellinen, kun kuormitusaika oli 1 minuutista 1000 minuuttiin. Ainoastaan $0,6 \cdot f_{ck}$ jännitystasolla 1 minuutista 100 minuuttiin havaittiin, että puristuslujuus pienenee lineaarisesti noin 20%. Betonirakenteen käyttöikänsä verraten kokeen kuormitusaika on pieni, joten voidaan puhua kuormituksen alkuvaiheesta. Koetuloksissa havaittiin puristuslujuuden kasvua betonirakenteen käyttöönsä alkuvaiheesta. Toistorasituksessa toistomäärät olivat 50-4000 toistoa. Näin pienillä toistomäärillä ei havaittu olevan merkittävää vaikutusta betonin puristuslujuuden heikentymiseen. Myös toistorasituksessa havaittiin puristuslujuuden kasvua verrattuna kuormittamattomaan koekappaleeseen. Lyöntirasituksessa havaittiin puristuslujuuden heikentymistä jo $0,6-0,7 \cdot f_{ck}$ jännityksellä ja $0,8 \cdot f_{ck}$ jännityksellä puristuslujuus heikentyy merkittävästi (n. 20 %). Lyöntirasituksesta aiheutuu betonirakenteeseen siis puristuslujuuden heikentymistä. Suomessa lyöntien heikentävää vaikutusta ei ole otettu huomioon teräsbetonipaalun mitoituksessa. Toisin kuin Ruotsissa lyöntien heikentävän vaikutuksen takia lujuutta pienennetään vähintään 10 %. Suomessakin pitäisi ottaa huomioon lyönnistä aiheutuva hei-

kentävä vaikutus pienentämällä lujuutta 10-20 %. Kolmen vuorokauden lyöntirasituksessa paalut kestivät suuria puristusjännityksiä varhaisesta iästä huolimatta. Ne kestivätkin suurempia suhteellisia jännitystasoja kuin 14 vuorokauden paalut. Siksi myös väsytyksestävyys on niillä parempi.

Lyöntirasituksessa yksi työn ongelmista oli käytettävän kimmokertoimen suuruus. PDA-mittauksessa mitatut venymät kerrotaan kimmokertoimella ja saadaan haluttu jännitystaso. EC2 mukaisen kimmokertoimen avulla määritettiin aluksi tavoitteelliset jännitystasot. Lopulliset jännitykset saatiin kuitenkin aallonnopeuteen perustuvan kimmokertoimen avulla. PDA-mittauksesta pystyttiin määrittämään anturien kohdalla oleva aallonnopeus, josta kaavalla (7) saadaan kimmokerroin kunkin paalun osalta. Paikallinen aallonnopeus määritetään paalussa etenevän ja heijastuvan aallon avulla. Jokaisella paalulla käytettiin erilaista kimmokerrointa. Aallonnopeuden perusteella määritetty kimmokerroin vastasi 14 vuorokauden lyöntirasituksessa keskimäärin EC2 mukaista. Kolmen vuorokauden lyöntirasituksessa kimmokerroin oli keskimääräisesti noin 5 % suurempi. Erään tutkimuksen mukaan sen kuitenkin pitäisi olla pienempi, sillä kimmokerroin kehittyy ajan funktiona hitaammin kuin puristuslujuus. Kimmokerroin dynaamisessa rasituksessa on suurempi, mutta suuren jännitystason ja toistomäärän takia kimmokerroin pienentyy. Lopulta päädytään siihen, että EC2 mukaisen kimmokertoimen arvoa voitaisiin siis käyttää myös lyöntirasituksessa arvioimaan jännitystasoa. Kuten sanottu kimmokerroin valittiin kuitenkin iskuaaltoon perustuvan määrittelyn mukaan kullekin paalulle erikseen, sillä tiedetään, että kimmokerroin vaihtelee myös paalukohtaisesti.

Teräsbetonipaalun puristusjännitysrajoitusta voidaan tutkia kuvan 7.1 mukaisella S-N-kuvaajan avulla, joka on toteutettu Palmgren-Miner säännöllä. Kuvaan on koottu tutkimuksen teräsbetonipaalujen keskiarvoisen puristusjännitysten sekä reunajännitysten mukaan määritetyt S-N-kuvaajien sovitesuorat. Vertailuksi on otettu Palmgren-Miner-suora kuvasta 2.2, jossa jännityssuhde R_i on valittu nolllaksi. Kuvaajasta voidaan lukea, kuinka paljon paalua voidaan rasittaa tietyllä jännitystasolla ja toistomäärällä.



Kuva 7.1. S-N –yhteys tutkimuksen teräsbetonipaaluille.

Paalutuksessa lyöntien keskimääräinen toistomäärä on 100–200 toistoa ja maksimipuristusjäännitys paalutusohjeen PO-2016 mukaan $0,8 \cdot f_{ck}$. Kuvan 7.1 mukaisesti vastaavalla toistomäärällä paalua voidaan rasittaa 74–77% jännitystasolla. Tämän mukaan paaluille ei siis keskimääräisesti saisi sallia yli 74% puristusjäännitystä. Loppulyönneissä paalutuksessa paaluun kohdistuu suurimmat jännitykset ja toistomäärät ovat 30–50 toistoa, jolloin puristusjäännitys kuvan mukaan saa olla noin 82%. Ottamalla tämän huomioon voidaan teräsbetonipaalulle sallia $0,8 \cdot f_{ck}$ puristusjäännitys, mutta ylimääräistä varmuutta jännitysrajassa ei ole. Kun jännityksiä mitataan paalutustyön aikana, saa suurin puristusjäännitys olla $0,88 \cdot f_{ck}$. Tällaisella puristusjäännityksellä ei betoniin saa kohdistaa yli 100:n toiston rasiutusta reunajännitysten mukaan määritetyn S-N-kuvaajan mukaan, muuten paalu murtuu. Koska loppulyöntien määrä on 30–50 toistoa, teräsbetonipaalu kuitenkin kestää paalutusohjeen mukaisella maksimijännitystasolla kohdistetut rasiutukset. Tämän tutkimuksen mukaan teräsbetonipaalujen jännitysraja $0,8 \cdot f_{ck}$ on siis hyväksyttävissä.

Kuvasta voidaan havaita, että reunajännitysten mukaan määritetty S-N-kuvaaja on lähes samanlainen kuin vertailuksi otettu Palmgren-Miner-suora. Tästä voidaan todeta, että tutkimuksessa saatu S-N-kuvaaja pitää paikkansa.

Kuvassa 3.4 S-N-kuvaajasta voidaan lukea, että 85 % jännitystasolla betonikapale kestäisi keskimäärin 1000 toistoa. Kun tätä verrataan kuvaan 7.1, huomataan, että reunajännitysten mukaan lasketulla S-N-kuvaajalla vastaavalla toistomäärällä betonikoe-kappale kestäisi 79 % jännitystason rasiutuksen. Keskiarvoisella jännityksellä määritetyn

S-N-kuvaajan mukaan jännitystaso olisi 61 % vastaavalla toistomäärällä. Teräsbetonipaalojen S-N -yhteydessä ei siis saavuteta yhtä suuria jännitystasoja vastaavalla toistomäärällä kuin kuvan 3.4 betonin S-N yhteydessä. Kuvan 3.4 mukaisen hajonnasta aiheutuvan 0,05 todennäköisyyskäyrän rajaan ei myöskään päästä. Teräsbetonipaaluihin kohdistuu-kin suuria reunajännityksiä ja jännitystasot vaihtelevat paljon. Tämän perusteella voidaan sanoa, että lyöntirasituksessa betonirakenne ei kestä yhtä suuria puristusjännityksiä kuin hallitussa toistorasituksessa, jossa jännitystasojen vaihteluväli on toteutunut tarkemmin. Tämä huomattiin myös koetuloksista, jossa toistorasituksen betonikoekappaleiden puristuslujuus rasituksen jälkeen oli suurempi kuin lyöntirasituksen koekappaleiden suurin piirtein samalla jännitystasolla ja toistomäärällä. Kuormitusnopeus vaikuttaa betonikoekappaleiden rasituskestävyyteen niin, että nopeampi kuormitus heikentää betonirakenteen puristuslujuutta vähemmän. Tämän perusteella saadut koetulokset pitäisivät olla kuitenkin toisin päin lyönti- ja toistorasituksen osalta.

Toisto- ja lyöntirasituskokeita oli vaikea verrata keskenään, sillä täysin samanlaisia toistomääriä ja jännitystasoja ei ollut lyöntikokeiden haastavamman toteutuksen takia. Siksi niistä ei ole esitetty koetuloksia. Jännitystaso lyöntirasituksessa on määritetty lyöntien puristusjännitysten keskiarvona, joka ei ota huomioon reunajännitysten heikentävää vaikutusta. Lyöntirasituksessa käytetty jännitystason määrittäminen ei siis välttämättä ole paras tapa kuvata jännitystasoa tai verrattavuutta toistorasitukseen. Toisaalta 14 vuorokauden lyöntirasituksen koetulokset muuttuivat loogisesti, kun jännitystasoa ja toistomäärää kasvatettiin, jolloin keksimääräinen jännitystaso kuvasi hyvin tilannetta.

7.2 Tutkimusmenetelmien tarkastelu

Työssä olevia virheitä on tarkasteltu seuraavaksi. Aallonnopeuteen perustuva kimmokerroin määritettiin silmämääräisesti, josta saattoi syntyä virheitä. Tokikin arvion aallonnopeudesta on tehnyt alan ammattilainen, joten parempaa arviota ei siitä olisi saatu. Betoni ei ole homogeenistä ainetta, joten sen kimmokertoimen määrittäminen on hankalaa. Lyöntirasituksen toteutuspaikan laatikko sekä teräsbetonipaalu saattavat joustaa niin, että ylöspäin kulkevaan aaltoon saattaa tulla virheitä. Myös anturit saattoivat olla hieman vinoissa paalun suuntaan nähden. Tästä voi syntyä virhettä, vaikkakin antureiden asettelu toteutettiin niin, että ne pystyttiin kiinnittämään mahdollisimman tarkasti. Virheitä puristus- ja halkaisuvetolujuustuloksiin saattaa aiheutua myös porauksesta. Kun pora katkaisee kiviaineksen, niin osa siitä jää poratun koekappaleen vaipan reunalle. Tämä heikko kohta koekappaleessa saattaa heikentää puristuslujuutta, kun koekappaleta kuormitetaan. Jokaisen koekappaleen betonoiminen erilliseen muottiin estäisi tästä aiheutuvan epävarmuustekijän.

Lyöntirasitus toteutettiin paaluttamalla teräsbetonipaaluja. Paalutuskoneella on vaikea saada tasaista lyöntijännitystä. Teräsbetonipaaluun kohdistettu lyöntijännitys pitäisi myös saada toteutettua täsmällisemmin paalun suuntaisesti, jotta niin suuria reunajännityksiä ei syntyisi. Nyt paalutuksessa teräsbetonipaalu hieman liikkui lyöntien aikana. Tutkimuksessa käytetty menetelmä kuvaa hyvin todellista tilannetta paalutuksessa. Siksi

saaduista S-N-kuvaajista saadaan todellista tietoa paalutuksen suhteen. Jos koejärjestelyt olisi kuitenkin toteutettu niin, että paalu olisi ollut paremmin tuettuna alapäästä, olisi paaluun saatu kohdistettua tasaisempia jännityksiä. Tällaista koejärjestelyä pyrittiin aluksi tekemään, jossa paalu olisi hieman suuremmassa teräslaatikossa kuin paalu itse, jolloin se ei pääsisi liikkumaan ja teräsbetonipaalu pysyisi suorassa. Tästä kuitenkin luovuttiin vaikeamman toteutuksen takia. Todellista tilannetta kuvaava tilanne olisi ollut myös se, että teräsbetonipaalu olisi ollut kokonaan maan alla, mutta silloin antureiden asentaminen ei olisi mahdollista. Jos lyöntijännitys olisi saatu tasaisemmaksi, olisi paalut luultavasti kestäneet enemmän toistoja. Silloin lyönti- ja toistorasituksen vertaaminen olisi voitu toteuttaa, kun jännitystaso ja toistomäärät ovat samat. Tämän avulla oltaisiin saatu tietoa kuormitusnopeuden vaikutuksesta betonin puristuslujuuteen.

Kimmokertoimen arvo määritettiin aallonnopeuden perusteella. Se kuvaa parhaiten todellista kimmokerrointa, sillä se saatiin paalukohtaisesti määritettyä. Koska saatu kimmokertoimen arvo keskiarvoisesti oli lähellä EC2 mukaista kimmokerrointa, on sen käyttäminen perusteltua. Tämän takia kimmokertoimen arvioinnissa onnistuttiin.

Koekappaleita oli paljon ja ne toteutettiin osaksi yhden ihmisen voimin. Tämän takia koekappaleiden katkaisu ja hiominen toteutettiin melko nopeasti, sillä aikaa ei ollut paljon betonin lujuuskehityksen takia. Katkaisukone ei ollut paras mahdollinen, sillä se katkaisi osasta kappaleista pään hieman vinoon, jolloin hiomisessa suorakulmaisuusehtoa ei saatu toteutettua. Tähän olisi pitänyt käyttää enemmän aikaa tai käyttää toista katkaisukonetta, sillä tulosten kannalta merkittävä vaikutus on koekappale suorakulmaisuudella. Tästä kertoi se, että osalla koekappaleista ei saavutettu hyväksyttävää murtotapaa. Myös testauskoneesta ja koekappaleen asettelusta saattoi aiheutua tämä virhe. Jotta voitaisiin saada varmuutta koetuloksiin, pitäisi koe tehdä myös toisella testauskoneella.

Rasitukset pyrittiin tekemään 14 vuorokautta vanhalle betonille. Osa rasituksista tehtiin kuitenkin aamulla ja osa iltapäivällä. Koska betoni on vielä niin nuorta, sen puristuslujuus saattaa kuitenkin kehittyä vielä jonkin verran tälläkin aikavälillä. Tästä saattaa aiheutua virheitä koetuloksiin. Kolmen vuorokauden lyöntirasituksissa betonin lujuuskehitys tuli ongelmaksi. Staattinen ja toistorasitus tehtiin niin, että ensimmäisenä päivänä teräsbetonipaaluista porattiin koekappaleet ja valmisteltiin ne seuraavan päivän rasitusta varten. Kolmantena päivänä tehtiin puristuslujuus- ja halkaisuvetolujuuskokeet. Koekappaleet olivat ensimmäisen yön pihalla ja toisen yön ne olivat sisällä 20 asteen lämpötilassa. Samassa rasituksessa koekappaleet olivat samanlaisissa olosuhteissa, mutta niiden vertaaminen toiseen rasitukseen on vaikeaa, sillä kuormitusajankohta on eri ja olosuhteet eivät ole täysin samanlaiset.

Pisin kuormitus oli 17 tuntia ja testauskoneen päälle jättäminen ilman valvontaa on aina riski. Testauskone oli ohjelmoitu niin, että se lopetti kuormituksen automaattisesti, jos koekappale rikkoutuisi yllättäen. Tästä huolimatta vaaratilanteita saattaa syntyä, esimerkiksi koneen rikkoutumisen takia. Eräessä kuormituksessa testauskoneesta vuosi öljyä, eikä pidempiä kuormituksia uskallettu tehdä. Pidempiaikainen koekuormitus yritettiin tehdä myös vipuvarren avulla käyttämällä teräspalkkia ja painoja, mutta sen teke-

minen ei onnistunut. Kuormitusta ei saatu riittävän keskeiseksi ja betonikoekappaleet hajosivat odottamattomasti. Siksi staattisessa rasiuksessa pisimmäksi kuormitusajaksi muodostui 17 tuntia (1000min).

7.3 Jatkotutkimusehdotukset

Poikittainen raudoitus parantaa puristuskestävyyttä. Olisikin hyvä tutkia, minkälaisia jännityksiä jännitettyyn betonirakenteeseen saa kohdistaa, kun käytetään laajenemista estävää raudoitusta (tiheät haat). Samaan tapaan voisi tutkia myös lyöntirasitusta pelkästään betonikoekappaleille, joissa ei ole raudoitusta. Muuttuisivatko tämä tutkimuksen koetulokset, jossa raudoitusta ei ole käytetty? Lyöntirasituksen toteutus saattaa olla hankalaa esimerkiksi pienille betonikoekappaleille. Voitaisiinko myös normaaliraudoitettu betonirakenteelle sallia yli $0,6 \cdot f_{ck}$ jännitys, jos poikittainen raudoitus on otettu huomioon?

Lyöntirasituksessa betonin puristuslujuus heikkenee. Betoni kuitenkin korjaantuu itsestään kosteissa olosuhteissa, sillä betonissa on hydratoitumatonta sementtiä. Jos saataisiin määritettyä paljonko betoni korjaantuisi vaurioitumisen jälkeen, voitaisiin teräsbetonipaalulle myöhemmässä vaiheessa asennuksen jälkeen sallia suurempi kapasiteetti.

Staattiset ja toistorasitukset olivat lopulta hyvin lyhyitä kuormituksia, eikä niillä havaittu merkittävää muutosta lujuudessa. Tämän takia olisi mielenkiintoista tutkia vielä samaan tapaan, mutta pidemmällä kuormituksen kestolla ja suuremmilla toistomäärillä. Milloin betonirakenne alkaa menettää selvästi puristuslujuuttaan. Koejärjestelyt saattavat olla vaikea toteuttaa, sillä niihin kuluu paljon aikaa. Testauskoneen automaattinen toiminta tulee olla testattu, sillä vahinkotilanteissa ilman valvontaa jätetty testauskone saattaa aiheuttaa vaaratilanteita.

Betonin lujuuskehitys muodostui ongelmaksi 3 vuorokauden lyöntirasituksessa tutkimuksen ja tulosten luotettavuuden kannalta. Lujuuskehitys saattoi vaikuttaa myös muihin koetuloksiin. Siksi samanlaisen koejärjestelyn voisi toteuttaa esimerkiksi 28 vuorokautta vanhalle betonille. Tämän ajan kaikki koekappaleet pidetään samanlaisissa olosuhteissa, jotta betonin lujuus on varmasti kaikilla sama. Esimerkiksi toisto- ja lyöntirasituksen vertailu voisi olla tarkempi, kun kaikilla koekappaleilla on varmasti sama lujuus.

Betonin puristusjännitysrajaa $0,8 \cdot f_{ck}$ voisi tutkia vielä enemmän niin, että koekappaleita olisi enemmän. Saataisiin vielä varmistettua betonin käyttäytyminen suurilla jännitystasoilla. Samalla voisi keskittyä betonikoekappaleiden tarkempaan viimeistelyyn, jotta suorakulmaisuuhehto saataisiin toteutettua koekappaleilla. Jokaisen koekappaleen voisi jopa valaa muottiin erikseen. Jotta koekappaleita saisi monta, voisi tutkimuksessa tehdä pelkästään puristuslujuuskokeita.

LÄHTEET

- [1] A. Liniers D., Microcracking of concrete under compression and its influence on tensile strength, *Materials and Structures*, Vol. 20, No. 2, 1987, pp. 111-116.
- [2] SFS EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS, Helsinki, 2015, 220 p.
- [3] C.W. Dolan, A case for increasing the allowable compressive release stress for prestressed concrete, *PCI Journal*, Vol. 52, No. 1, 2007, pp. 102.
- [4] W. Hale, Effect of allowable compressive stress at release on prestress losses and on the performance of precast, prestressed concrete bridge girders, *PCI Journal*, Vol. 51, No. 2, 2006, pp. 14-25.
- [5] Investigation on allowable compressive stresses in pretensioned concrete members at transfer, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 17, No. 5, 2012, pp. 1083-1098.
- [6] B. Schnittker, O. Bayrak, Allowable compressive stress at prestress transfer, FHWA/TX-09/0-5197-4, Center for transportation research at university of Texas at Austin, Texas, 2008, 206 p.
- [7] RIL 254-2016.Paalutusohje 2016. PO-2016, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Saarijärvi, 2016, 261 p.
- [8] O. Kerokoski, A. Köliö, A. Leppälä, J. Tulonen, J. Wuorenjuuri, Tutkimusohjelma elinkaaritehokas Rata (TERA). Osa 5 - sillat. Loppuraportti, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 2013, 192 p.
- [9] R. Lindberg, Opintojakso RTEK-3240 Jännitetyt betonirakenteet. Luentomoniste, Tampereen teknillinen yliopisto, 2008.
- [10] SFS EN 1992-2. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mittoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2006.
- [11] *Structural Concrete - Textbook on behaviour, Design and Performance*. Bulletin No. 1, fib, 1999.
- [12] G. Holmberg, Fatigue of concrete piles of high strength concrete exposed to impact load, 2001, 81 p.
- [13] Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakentamisessa. Helsinki, 2007.
- [14] Eurokoodin soveltamisohje. Betonirakenteiden suunnittelu - NCCI 2. Liikenneviraston ohjeita 25/2014, ISBN-978-952-255-484-0, Liikennevirasto, Helsinki, 2014.

- [15] Betonirakenneohjeet 2006 (TIEH-2100037-06), Tiehallinto, siltatekniikka, Helsinki, 2006, 38 p.
- [16] Suomen rakentamismääräyskokoelma B4. Betonirakenteet - Ohjeet 1981, Sisäasiainministeriö, 1981.
- [17] Suomen rakentamismääräyskokoelma B4. Betonirakenteet - Ohjeet 2005, Ympäristöministeriö, Helsinki, 2005.
- [18] Lyöntipaalutusohje LPO-2005. Teräsbetoni- ja puupaalut. RIL 223-2005, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, 2005, 134 p.
- [19] Lyöntipaalutusohjeet (1972). LPO-72. Suomen geoteknillinen yhdistys ry, Espoo, Otaniemi, 1972, 71 p.
- [20] ACF Magazine, Vol. 1, Iss. 1, 2015, pp. 84.
- [21] EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings. European committee for standardization CEN, 2004, 226 p.
- [22] BS NA EN 1992-1-1 (2004): UK National Annex to eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [23] AASHTO LRFD Bridge design specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012, 1661 p.
- [24] Standard specifications for concrete structures - 2007 "Design". Japan society of civil engineer (JSCE), Tokyo, 2007, 503 p.
- [25] Code of practice for structural use of concrete 2004, 2nd ed. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, Hong Kong, 2008.
- [26] Strength design of pretensioned flexural concrete members at prestress transfer by Panya Noppakunwijai, Maher K. Tadros, Zhongguo (John) Ma, and Robert F. Mast, PCI Journal, Vol. 47, No. 1, 2002, pp. 106-109.
- [27] Eurocode 2 für Deutschland. DIN EN 1992-1-1 Bemessung und konstruktion von stahlbeton- und spannbetongtragwerken. Ernst & Sohn.
- [28] EurolightCon. Fatigue of normal weight concrete and lightweight concrete. Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete, European Union – Brite EuRam III, 2000.
- [29] E. Saarinen, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja. Osa 1, Suomen betoniyhdistys, Hki, 1982, XIV, 242 sivua p.
- [30] Xiao S., Influence of strain rates and loading histories on the compressive damage behaviour of concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 63, No. 12, 2011, pp. 915-926.

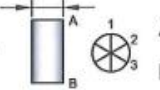

- [31] Jännitetyt rakenteet, Suomen betoniyhdistys, Hki, 1981, 241 sivua p.
- [32] J. Haavisto, Teräsbetonipaalun rakenteellinen mitoitus. Betoniteollisuuden paalutusseminaari. 19.11.2015, Tampereen teknillinen yliopisto.
- [33] R.P. Carmichael, Relationships between young`s modulus, compressive strength, poisson`s ratio, and time for early age concrete. Swarthmore College, Pennsylvania, 2009, 24 p.
- [34] M.M. Salman, A.H. Al-Amawee, The ratio between static and dynamic modulus of elasticity in normal and high strength concrete, Vol. 10, No. 2, 2006.
- [35] Paalujen dynaaminen koekuormitus ja ehjyysmittaus. Liikenneviraston ohjeita 31/2016. Liikennevirasto, Helsinki, 2016.
- [36] U. Kytölä, Jännitetyt rakenteet, Luento 1, Tampereen teknillinen yliopisto.
- [37] SFS-EN 12390-1. Kovettuneen betonin testaus. Osa 1: Muoto, mitat ja muut koekappaleiden ja muottien vaatimukset, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2013.
- [38] SFS-EN 12390-2. Kovettuneen betonin testaus. Osa 2: Koekappaleiden valmistus ja säilytys lujuustestejä varten. Suomen standardisoimisliitto SFS, 2009.
- [39] SFS-EN 12390-4. Kovettuneen betonin testaus. Osa 4: Puristuslujuus. Vaatimukset testauskoneille. Suomen standardisoimisliitto SFS, 2000.
- [40] SFS-EN 12390-3. Kovettuneen betonin testaus. Osa 3: Koekappaleiden puristuslujuus, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2009.
- [41] SFS-EN 12390-6. Kovettuneen betonin testaus. Osa 6: Koekappaleiden halkaisuvetolujuus. Suomen standardisoimisliitto SFS, 2010.
- [42] J. Haavisto, Betoniteollisuuden paalutusseminaari. Betonipaalujen lyöntikokeet. Iskurasituksen vaikutus betonin lujuusominaisuuksiin. Julkaisematon. 17.11.2016, Tampereen teknillinen yliopisto.
- [43] Tuotelehti. PO-2011 mukaiseen paalutustyöhön. Suunnittelu, työmaatoiminta ja paalujen valmistus. Rakennusteollisuus RT, Betoniteollisuus ry.

LIITE A: PURISTUSLUJUUSKOKEEN ESIMERKKIRAPORTTI

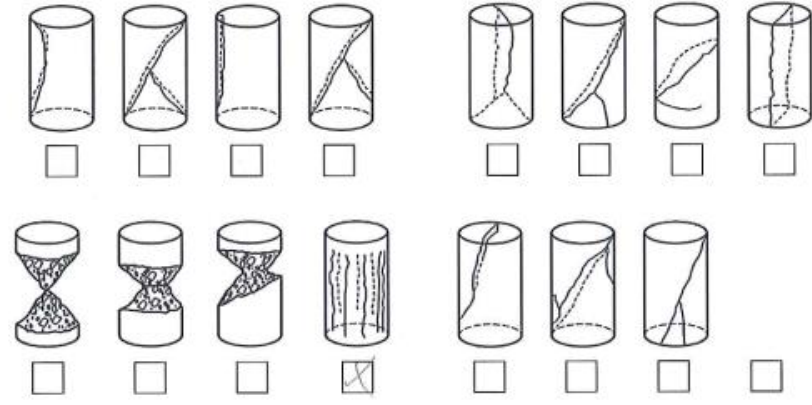
BETONIN PURISTUSLUJUUS VALULIERIÖSTÄ

Kuormituspvm: 30.9.2016	Kuormitusaika (klo): 07 : 45
Koekappaleen tunniste: 214 C2	
Valupvm: <input checked="" type="checkbox"/> 16.9.2016 <small>14 vrk lyönnit</small>	<input type="checkbox"/> 21.9.2016 <small>Staatilliset kokeet</small>
<input type="checkbox"/> 26.9.2016 <small>3 vrk lyönnit + toistokuormitukset</small>	

KOEKAPPALEEN MITAT JA PAINO

Koelieriön halkaisija: <small>Standardin EN 12504-1 mukaan lieriön halkaisija määritetään kolmesta kohdasta noin 60° välein lieriön molemmista päistä</small>		1	2	3	
		A	150,4	149,6	150,3
		B	151,4	150,1	149,7
Koelieriön korkeus: <small>Standardin EN 12504-1 mukaan lieriön korkeus määritetään kolmesta kohdasta noin 120°</small>		1	2	3	
			297,1	296,8	296,6
Koelieriön massa: <small>Mitataan hionnan jälkeen</small>	<input type="text" value="12,747"/> kg				

KUORMITUS

Maksimikuorma: 952 kN	(Kuormitusnopeus): 10,6 kN/s
Murtotapa:	
	
Muistiinpanot:	
<hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/>	

LIITE C: KOEKAPPALEIDEN MURTOKUORMAT

Koekappaleiden murtokuormat

Referenssi koekappaleet:

Puristuslujuuskoe

Rasitus	Poralierrön puristuslujuus f_c [MPa]	keskiarvo	Valulierrön lujuus f_{cm} [MPa]	keskiarvo
Lyöntirasitus 14vrk [kN]	48,3	46,5	47,1	47,3
Staatinen rasitus 14 vrk [kN]	44,9	47,8	37,9	43,5
Staatinen rasitus Pitkäaikainen >14vrk	39,5	43,7	43,4	42,2
Toistorasitus 14vrk [kN]	40,5	44,1	45,6	43,4
Lyöntirasitus 3vrk [kN]	26,0	29,5	26,4	27,3

Rasitus	Halkaisuvetojujuus f_{ct} [MPa]	keskiarvo
Lyöntirasitus 14 [kN]	3,9	3,7
Staatinen rasitus [kN]	3,3	3,6
Staatinen rasitus Pitkäaikainen	3,5	3,7
Toistorasitus 14 vrk [kN]	3,8	3,3
		3,46

Staattinen rasitus**Puristuslujuuskoe:**

Nimeäminen	F [kN]	f_c [MPa]	jännitystaso
T_0,6_1p	384,5	50,3	64 %
T_0,6_10p	339,8	44,1	64 %
T_0,6_10p_teräskeskellä	322,9	42,0	64 %
T_0,6_100p	318,9	41,3	64 %
T_0,6_1000p_valu16.9	390,8	50,8	61 %
T_0,7_1p	383,0	50,1	74 %
T_0,7_10p	393,5	51,2	74 %
T_0,7_20p	365,6	47,5	75 %
T_0,7_1000p_valu16.9	386,1	50,3	70 %
T_0,8_30sek_p	352,7	45,9	85 %

Halkaisuvetokoe:

Nimeäminen	F [kN]	f_{ct} [MPa]	jännitystaso
T_0,6_1v	98,3	3,15	64 %
T_0,6_10v	113,1	3,64	64 %
T_0,6_100v	107,2	3,45	64 %
T_0,6_1000v_valu16.9	120,9	3,87	61 %
T_0,7_1v	94,8	3,05	74 %
T_0,7_10v	105,6	3,39	74 %
T_0,7_20v	128,8	4,13	75 %
T_0,7_1000v_valu16.9	119,2	3,82	70 %
T_0,8_30sek_v	92,2	2,95	85 %
T_0,8_1v_valu26.9	117,1	3,76	79 %

Toistorasitus**Puristuslujuuskoe:**

Nimeäminen	F [kN]	f_c [MPa]	jännitystaso
T_0,6_200p	332,6	43,2	59 %
T_0,6_2000p	344,3	44,8	59 %
T_0,6_2000p_2s	352,2	45,8	59 %
T_0,6_4000p	371,5	48,3	59 %
T_0,7_50p_2s	358,5	46,6	70 %
T_0,7_200p	349,7	45,4	70 %
T_0,7_2000p	352,2	45,9	70 %
T_0,8_50p	297,2	38,5	79 %
T_0,8_50p_2s	311,1	40,5	76 %

Halkaisuvetokoe:

Nimeäminen	F [kN]	f_{ct} [MPa]	jännitystaso
T_0,6_200v	113,0	3,63	59 %
T_0,6_2000v	104,0	3,34	59 %
T_0,6_4000v	101,1	3,25	59 %
T_0,7_50v_2s	89,7	2,88	70 %
T_0,7_200v	112,5	3,60	70 %
T_0,7_2000v	110,9	3,55	70 %
T_0,8_50v	112,8	3,62	79 %

Lyönti rasitus 14vrk**Puristuslujuuskoe:**

Nimeäminen	F [kN]	f_c [MPa]	jännitystaso
L14_0,6_1750p ap (2-3)	336,4	44,0	60 %
L14_0,6_1750p yp (2-4)	341,6	44,6	56 %
L14_0,6_2000p_ap (2-3)	317,0	41,4	57 %
L14_0,6_2000p_yp (2-4)	309,9	40,5	56 %
L14_0,6_5000p_ap (2-4)	328,5	42,8	60 %
L14_0,7_198p_ap	343,7	44,9	69 %
L14_0,7_198p_yp (2-3)	346,1	45,2	68 %
L14_0,7_253p_ap (1-4)	341,9	44,7	69 %
L14_0,7_253p_yp (2-3)	323,1	42,3	62 %
L14_0,75_50p_ap (2-3)	315,7	41,3	78 %
L14_0,75_50p_yp (2-3)	284,2	37,1	71 %
L14_0,8_30p ap (1-4)	239,9	31,4	81 %
L14_0,8_30p yp (1-3)	313,4	41,0	72 %
L14_0,8_69p ap (1-4)	285,8	37,5	88 %
L14_0,8_69p yp (1-4)	293,7	38,6	83 %

Halkaisuvetokoe:

Nimeäminen	F [kN]	f_{ct} [MPa]	jännitystaso
L14_0,6_1750v ap (1-4)	75,6	2,72	60 %
L14_0,6_1750v yp (1-3)	98,1	3,11	56 %
L14_0,6_2000v_ap (1-4)	96,9	3,08	57 %
L14_0,6_2000v_yp (1-3)	101,8	3,22	56 %
L14_0,6_5000v_ap (1-3)	98,6	3,12	60 %
L14_0,6_5000v1_yp (2-3)	68,8	2,92	58 %
L14_0,6_5000v2_yp (4-1)	74,2	3,22	58 %
L14_0,7_198v_ap	97,5	3,09	69 %
L14_0,7_198v_yp (1-4)	108,2	3,43	68 %
L14_0,7_253v_ap (2-3)	86,9	2,77	69 %
L14_0,7_253v_yp (1-4)	104,4	3,30	62 %
L14_0,75_50v_ap (1-4)	85,3	2,72	78 %
L14_0,75_50v_yp (1-4)	98,8	3,14	71 %
L14_0,8_30v ap (2-3)	99,9	3,16	81 %
L14_0,8_30v yp (2-4)	104,0	3,30	72 %
L14_0,8_69v ap (2-3)	97,5	3,10	88 %
L14_0,8_69v yp (2-3)	114,6	3,65	83 %

Lyönti rasitus 3vrk**Puristuslujuuskoe:**

Nimeäminen	F [kN]	f_c [MPa]	jännitystaso
L3_0,6f_2000p_ap	292,9	38,2	56 %
L3_0,6f_2000p_yp	309,4	40,4	56 %
L3_0,6f_5000p_ap (2-4)	262,2	34,2	61 %
L3_0,6f_5000p_yp	282,8	36,9	57 %
L3_0,8f_500p_ap (1-3)	266,2	34,8	95 %
L3_0,8f_500p_yp (2-4)	302,5	39,5	77 %
L3_0,8f_1000p_ap (3-2)	232,2	30,3	85 %
L3_0,8f_2000p_ap (2-3)	312,9	40,8	88 %
L3_0,8f_4000p_ap (1-o)	311,3	40,8	76 %
L3_0,95f_39p_ap	303,9	39,6	96 %

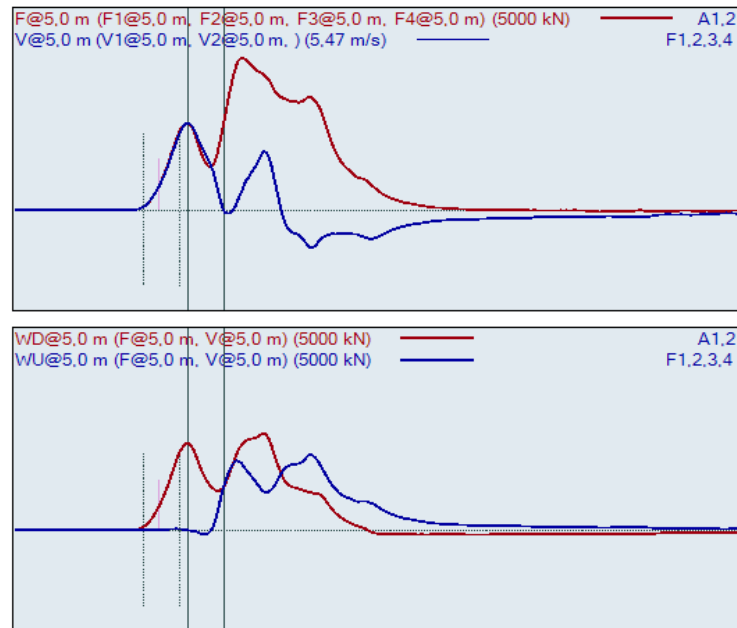
Halkaisuvetokoe:

Nimeäminen	F [kN]	f_{ct} [MPa]	jännitystaso
L3_0,6f_2000v_ap	89,4	3,22	56 %
L3_0,6f_2000v_yp	95,1	3,02	56 %
L3_0,6f_5000v_ap (1-3)	78,4	2,48	61 %
L3_0,6f_5000v_yp	105,9	3,35	57 %
L3_0,8f_500v_ap (2-4)	93,1	3,95	95 %
L3_0,8f_500v_yp (1-3)	108,0	4,68	77 %
L3_0,8f_1000v_ap (1-4)	104,2	4,51	85 %
L3_0,8f_2000V_ap_(1-4)	102,5	3,24	88 %
L3_0,8f_4000V_ap_(4-v)	102,4	3,24	76 %
L3_0,95f_39V_ap	87,0	2,75	96 %

LIITE D: ESIMERKKI ISKUAALTOKUVAAJASTA

Pile Dynamics, Inc.
Pile Driving Analyzer ® (PDA)
 Ryttylä lyontikoe

P4 ylä



Project Information

PROJECT: Ryttylä lyontikoe
 FILE NAME: P4 ylä
 DESC: Junttan SHK 3
 PDA OWNER: Unknown
 SERIAL NUMBER:
 OPERATOR: TRe
 FILE: P4 ylä.pda
 30syys2016 03:47:54
 Blow number 38

Quantity Results

FMX 3741 kN
 RMX 3789 kN
 CSX 41.6 MPa
 CSI 45.4 MPa
 TSX 0.6 MPa
 CSB 45.0 MPa
 VMX 2.35 m/s
 DMX 10 mm
 EMX 20.6 kN-m
 FVP 1.00 []

Sensors

A1 (PE): [45903] 1165 g/s/volt (1) VF1
 A2 (PE): [45906] 1130 g/s/volt (1) VF1
 F1 : [J246] 91.4 PDICAL (1) FF1
 F2 : [J252] 92.3 PDICAL (1) FF1
 F3 : [J683] 92 PDICAL (1) FF1
 F4 : [J242] 92.3 PDICAL (1) FF1
 CLIP: OK

Pile Properties

LE 5.0 m
 AR 900.00 cm²
 EM 41836 MPa
 SP 24.2 kN/m³
 WS 4120.0 m/s
 WC 4000.0 m/s
 EA/C 914 kN-s/m
 2L/C 2.50 ms
 JC 0.50 []
 LP 0.0 m