

Samuli Heiskanen

**TERÄSBETONISTEN
PYSTYRAKENTEIDEN
KOKOONPURISTUMINEN KORKEASSA
RAKENNUKSESSA**

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Tarkastaja: TkT prof. Anssi Laaksonen
Tarkastaja: Yliopistonlehtori Olli Kerokoski
Huhtikuu 2020

TIIVISTELMÄ

Samuli Heiskanen: Teräsbetonisten pystyrakenteiden kokoonpuristuminen korkeassa rakennuksessa
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Huhtikuu 2020

Korkea rakentaminen Suomessa on ollut vähäistä näihin päiviin asti. Viime vuosina se on kuitenkin lisääntynyt ja tulevaisuudessa korkea rakentaminen tulee kasvamaan entisestään. Yhä korkeammat ja monimutkaisemmat rakennukset tuovat uusia ilmiöitä ja haasteita myös rakennesuunnitteluun. Yksi näistä ilmiöistä on pystyrakenteiden kokoonpuristuma. Korkeassa rakennuksessa pystyrakenteet ovat pitkiä, ja niihin syntyy suuria kimmoisia kokoonpuristumia. Betonirakenteissa myös betonin viruma ja kutistuma kasvattavat kokoonpuristumia.

Kokoonpuristumia laskettaessa rakentamisen vaihteellisuutta ei oteta yleensä lainkaan huomioon. Normaalisissa analyysissä kaikki kuormat asetetaan vaikuttamaan valmiiseen rakennuksen samalla hetkellä, mikä tekee tuloksista virheellisiä. Korkeassa rakennuksessa ilmiön vaikutukset voivat olla merkittävät. Vaiheittaisen rakentamisen huomioiminen on aikaa vievää, mutta tänä päivänä FEM-ohjelmat tekevät sen mahdolliseksi.

Tässä diplomityössä käsitellään pystyrakenteiden kokoonpuristumista korkeissa teräsbetonisissa rakennuksissa. Työssä tutkitaan kokoonpuristumaa aiheuttavia tekijöitä, kokoonpuristumien ja kokoonpuristumaerojen vaikutuksia rakennuksissa sekä vaiheittaisen rakentamisen huomioimista rakennusten analyysissä. Tutkimus on tehty kirjallisuusselvityksenä ja esimerkkikohteiden analyysillä. Esimerkkikohteina tutkitaan kuvitteellinen kehärakenne sekä todellinen, Helsinkiin suunnitteilla oleva kohde. Kehärakenteen analyysi on tehty käsinlaskentana, ja todelliselle kohteelle laskenta on suoritettu FEM-ohjelmalla.

Tuloksena on raportoitu betonin pitkäaikaisvaikutusten merkitys pystyrakenteiden kokoonpuristumaan, kokoonpuristumaerojen vaikutuksia rakenteille eri runkotyypeillä ja rakenneratkaisuilla sekä vaiheittaisen rakentamisen vaikutus tuloksiin rakennuksen analyysissä. Johtopäätöksinä on annettu suosituksia, milloin edellä mainitut asiat tulisi ottaa huomioon rakennesuunnittelussa ja kuinka se tulisi tehdä.

Avainsanat: kokoonpuristuma, vaiheittainen rakentaminen, viruma, kutistuma, korkea rakennus

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Samuli Heiskanen: Vertical shortening of reinforced concrete structures in tall building
Master's thesis
Tampere University
Master's Degree Programme in Civil engineering
April 2020

Construction tall buildings in Finland has been minor until these days. During the last few years it has increased, and in future it will increase even more. More high and complex buildings bring new phenomena and challenges to the civil engineering also. One of these phenomena is vertical shortening. Vertical structures in tall building are long, and great elastic strains are developing to them. In concrete structures, also creep and shrinkage increases the strains.

In calculation of the vertical shortenings, construction stages are rarely considered. In conventional analysis all the loads are set to affect to complete building at the same moment, which makes the results incorrect. In tall building the effect of the phenomenon can be significant. Considering construction stages is a time-consuming task, but nowadays FEM-software make it possible.

This master's thesis examines vertical shortening of reinforced concrete structures in tall buildings. In this thesis there are researched components of vertical shortening, influence of vertical shortening and differential vertical shortening to buildings and considering construction stages in building analysis. The study has been done as a literature research and with the analyses of cases. First case is a fictional frame structure and second is a real building in Helsinki, which is under engineering. An analysis of the frame structure has been made with hand calculation and the real building with FEM-software.

As a result, there is reported a magnitude of creep and shrinkage in vertical shortening, influence of differential vertical shortening to structures in different frames and structural details, and influence of construction stages in building analysis. As a conclusion there are given a recommendation of when the above-mentioned things should be considered in structural engineering and how should it be done.

Keywords: vertical shortening, construction stages, creep, shrinkage, tall building

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

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty opinnäytetyönä Tampereen yliopiston rakennetun ympäristön tiedekunnan rakennustekniikan laitokselle diplomi-insinöörin tutkintoa varten. Diplomityö on tehty Sweco Rakennetekniikka Oy:n toimeksiantona.

Haluan kiittää TkT prof. Anssi Laaksosta ja yliopistonlehtori Olli Kerokoskea Tampereen yliopistosta sekä DI Juho Nurmea Sweco Rakennetekniikka Oy:stä työn ohjauksesta. Suuret kiitokset kuuluvat myös vanhemmilleni, perheelleni sekä opiskelutovereilleni, jotka ovat olleet tukenani opiskelujeni aikana.

Kuopiossa, 28.4.2020

Samuli Heiskanen

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO.....	1
1.1 Tausta.....	1
1.2 Työn tavoitteet.....	2
1.3 Työn rakenne.....	2
1.4 Työn rajaukset.....	3
2. BETONIN MUODONMUUTOSILMIÖT.....	4
2.1 Kimmoinen kokoonpuristuma.....	4
2.2 Viruma.....	5
2.3 Kutistuma.....	10
2.3.1 Kuivumiskutistuma.....	11
2.3.2 Sisäinen kutistuma.....	13
2.4 Raudoituksen vaikutus muodonmuutoksiin.....	14
2.4.1 Raudoituksen vaikutus kimmoiseen kokoonpuristumaan.....	15
2.4.2 Raudoituksen vaikutus betonin pitkäaikaismuodonmuutoksiin.....	16
3. PYSTYRAKENTEIDEN KOKOONPURISTUMA.....	19
3.1 Kokoonpuristumaerojen vaikutukset rakenteisiin.....	19
3.1.1 Vaikutukset kantaviin rakenteisiin.....	20
3.1.2 Vaikutukset muihin rakenteisiin.....	24
3.2 Runkojärjestelmän merkitys kokoonpuristumaerojen vaikutuksiin ja kokoonpuristumaerojen kompensoiminen.....	25
4. VAIHEITTAINEN RAKENTAMINEN.....	30
4.1 Vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen vaikutus rakennuksen analysoinnissa.....	30
4.2 Vaiheittaisen rakentamisen huomioiminen FEM-laskennassa.....	36
5. KÄSINLASKENTA.....	40
5.1 Kehän statiikka.....	42
5.2 Malli 1, tavallinen analyysi, ei raudoitusta.....	43
5.2.1 Malli 1A, kimmoinen kokoonpuristuma.....	43
5.2.2 Malli 1B, viruma.....	44
5.2.3 Malli 1C, kutistuma.....	45
5.2.4 Malli 1, tulokset.....	47
5.3 Malli 2, tavallinen analyysi, raudoitettu.....	48
5.3.1 Malli 2A, kimmoinen kokoonpuristuma.....	49
5.3.2 Malli 2B, viruma.....	49
5.3.3 Malli 2C, kutistuma.....	50

5.3.4	Malli 2, tulokset	51
5.4	Malli 3, vaiheittainen analyysi, ei raudoitusta	53
5.4.1	Malli 3A, kimmoinen kokoonpuristuma	53
5.4.2	Malli 3B, viruma	55
5.4.3	Malli 3C, kutistuma.....	59
5.4.4	Malli 3, tulokset	61
5.5	Malli 4, vaiheittainen analyysi, raudoitettu	62
5.5.1	Malli 4A, kimmoinen kokoonpuristuma	63
5.5.2	Malli 4B, viruma	64
5.5.3	Malli 4C, kutistuma.....	65
5.5.4	Malli 4, tulokset	65
5.6	Mallien vertailu.....	67
5.6.1	Pilareiden kokoonpuristuman vaikutus palkin taivutusmomenttikuvioon	69
6.	CASE-KOHDE AS. OY HELSINGIN REDIN KAPTEENI	72
6.1	Kohteen esittely	72
6.2	Laskentamalli.....	74
6.2.1	Kuormat	74
6.2.2	Tutkimuksessa käytettävät laskentamallit.....	75
6.3	Tulosten tarkastelu	78
6.3.1	Tarkasteltavat rakenteet ja tulokset	78
6.3.2	Pystysiirtymä.....	80
6.3.3	Vaakasiirtymä	89
6.3.4	Palkin taivutusmomentti	96
6.3.5	Perustuskuormat.....	97
6.3.6	Laskenta-aika.....	100
7.	YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET	102
	LÄHTEET.....	107
	LIITTEET	110

LYHENTEET JA MERKINNÄT

EUROKOODI	Standardi: SFS-EN 1992-1-1 (2005) EUROKOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. OSA 1-1: YLEISET SÄÄNNÖT JA RAKENNUKSIA KOSKEVAT SÄÄNNÖT
FEM	Finite Element Method, Elementtimenetelmä
CSA	Construction Stage Analysis, Vaiheittaisen rakentamisen huomioiva analyysi
OSA	One-Step Analysis, Analyysi, jossa kaikki kuormat asetetaan vaikuttamaan valmiiseen rakennukseen kerralla
A	poikkileikkauksen pinta-ala
A_c	betonin pinta-ala poikkileikkauksessa
A_s	teräksen pinta-ala poikkileikkauksessa
E_c	tangenttimoduuli
E_{cm}	betonin kimmokerroin
$E_{cm}(t_0)$	betonin kimmokerroin kuormittumishetkellä t_0
E_s	teräksen kimmokerroin
F	voima
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
$f_{ck}(t_0)$	betonin lieriölujuuden ominaisarvo ajanhetkellä t_0
f_{cm}	betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä
h_0	poikkileikkauksen muunnettu paksuus
I	poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
k_h	muunnetusta paksuudesta h_0 riippuva kerroin
k_σ	betonin jännityksen ja lujuuden välinen suhde virumaluvun laskennassa
L	pituus
M	taivutusmomentti
RH	ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina
t	aika
t_0	betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa
t_s	betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistuman alkamishetkellä
u	haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa
V	leikkausvoima
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$	betonin lujuuden vaikutuksen huomioivat kertoimet
$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$	sementtityypistä riippuva kerroin
$\beta(f_{cm})$	kerroin, jolla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun
$\beta(t_0)$	kerroin, jolla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisajan vaikutus nimelliseen virumalukuun
$\beta_{as}(t)$	kerroin betonin sisäisen kutistuman laskemiseksi
$\beta_c(t, t_0)$	kerroin, joka kuvaa viruman kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen
$\beta_{ds}(t, t_s)$	kerroin betonin kuivumiskutistuman laskemiseksi hetkellä t
β_H	kerroin viruman laskennassa

β_{RH}	kerroin betonin nimellisen kuivumiskutistuman laskemiseksi
γ_u	kerroin, jolla otetaan huomioon raudoituksen vaikutus betonin virumaan ja kutistumaan
Δ_c	kimmainen kokoonpuristuma
Δ_{cc}	viruman aiheuttama kokoonpuristuma
Δ_{cs}	kutistuman aiheuttama kokoonpuristuma
ΔL	pituuden muutos
ΔV	vaakasiirtymä
ρ	suhteellinen teräspinta-ala
ϵ_c	betonin kimmainen muodonmuutos
$\epsilon_{ca}(t)$	betonin sisäinen kutistuma ajanhetkellä t
$\epsilon_{ca}(\infty)$	betonin sisäisen kutistuman loppuarvo
$\epsilon_{cc}(t, t_0)$	betonin viruma ajanhetkellä t_0
$\epsilon_{cd,0}$	betonin nimellinen kuivumiskutistuma
$\epsilon_{cd}(t)$	betonin kuivumiskutistuma ajanhetkellä t
$\epsilon_{cd}(\infty)$	betonin kuivumiskutistuman loppuarvo
$\epsilon_{cs}(t)$	betonin kokonaiskutistuma ajanhetkellä t
$\epsilon_{cs}(\infty)$	betonin kokonaiskutistuman loppuarvo
μ	teräksen pinta-alan osuus teräsbetonipoikkileikkauksessa
σ_c	puristusjännitys
φ_0	nimellinen virumaluku
$\varphi_{nl}(t, t_0)$	epälineaarinen virumaluku ajanhetkellä t
φ_{RH}	kerroin, jonka avulla otetaan huomioon suhteellisen kosteuden vaikutus nimelliseen virumalukuun
$\varphi(\infty, t_0)$	virumaluvun loppuarvo
$\varphi(t, t_0)$	virumaluku ajanhetkellä t
ω	teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde

1. JOHDANTO

1.1 Tausta

Korkeita rakennuksia on rakennettu maailmalla jo pitkään. Suomessa korkea rakentaminen on ollut vähäistä näihin päiviin asti, mutta se tulee kasvamaan tulevaisuudessa. Kasvavissa kaupunkikeskuksissa asukasmäärät nousevat ja asuntojen ja toimitilojen tarve lisääntyy. Tiivistyvä kaupunkirakenne ja tonttien pieneminen pakottavat meidät siis suunnittelemaan ja rakentamaan yhä korkeampia rakennuksia. Suomessa on vielä suhteellisen vähän tietoa ja kokemusta korkeasta rakentamisesta, mutta suurimmat kaupungit ovat jo tehneet omia korkean rakentamisen selvityksiä ja suunnitteluohjeita. Viime vuosina korkea rakentaminen onkin lisääntynyt huomattavasti ja tälläkin hetkellä maassamme on käynnissä useita korkean rakentamisen hankkeita.

Tekniikan kehittyminen ja uudet materiaalit mahdollistavat yhä korkeampien rakennusten rakentamisen. Yhä korkeammat rakennukset kasvattavat myös rakennesuunnittelun vaatimuksia ja tuovat suunnittelijoille uusia haasteita. Rakennusten monimutkaistuessa tietokonepohjainen suunnittelu on yhä suuremmassa roolissa. Nykyisin rakennesuunnittelussa käytetäänkin hyvin usein kolmeulotteisia FEM-laskentamalleja. Nämä mallit sisältävät paljon tietoa, ja niistä saadut tulokset vaihtelevat suuresti riippuen mallinnustavasta. Tulokset eivät välttämättä ole lähelläkään oikeaa, ja mikäli suunnittelija luottaa niihin sokeasti, voi se pahimmillaan johtaa koko rakennuksen sortumiseen. Tekniikan kehittyminen ei siis poista rakennesuunnittelijoiden tarvetta, vaan heidän tulee edelleen tuntea rakenteiden oikea käyttäytyminen ja tunnistaa uudet ilmiöt, joita korkea rakentaminen tuo tullessaan.

Korkeassa rakennuksessa pystyrakenteet ovat pitkiä ja niihin syntyy suuria kimmoisia kokoonpuristumia. Betonirunkoisessa rakennuksessa betonin viruma ja kutistuma kasvattavat kokoonpuristumia entisestään. Pystyrakenteiden väliset kokoonpuristumaerot aiheuttavat vaakarakenteisiin pakkomuodonmuutoksia ja -voimia, mikä voi aiheuttaa ongelmia rakenteille. Lisäksi FEM-laskennassa rungon vaiheittainen rakentaminen otetaan huonosti, tai sitä ei oteta lainkaan huomioon rakennuksen analyysissä, vaikka sillä on merkitystä etenkin korkeissa rakennuksissa ja se olisi laskentaohjelmistojen puolesta mahdollista.

Sweco Rakennetekniikka Oy on kiinnostunut korkeaan rakentamiseen liittyvästä tutkimus- ja kehitystyössä. Korkean rakentamisen hankkeita tulee tulevaisuudessa olemaan yhä enemmän, joten tutkimustyö korkean rakennusten rakennesuunnittelusta on erityisen tärkeää. Sweco Rakennetekniikka Oy:llä on tehty, ja on tekeillä useita aiheeseen liittyviä opinnäytetöitä ja tutkimuksia, joista tämä keskittyy pystyrakenteiden kokoonpuristumiin korkeassa rakennuksessa.

1.2 Työn tavoitteet

Diplomityön tavoitteena on selvittää pystyrakenteiden kokoonpuristumien vaikutukset korkean rakennuksen rakennesuunnittelussa. Työssä tutkitaan kokoonpuristumaa aiheuttavia tekijöitä ja selvitetään betonin pitkäaikaisvaikutusten merkitys rakenteen kokonaiskokoonpuristumaan. Työssä pyritään myös selvittämään, mikä merkitys vaiheittaisen rakentamisen huomioimisella on kokoonpuristumiin, ja miten se tulisi ottaa huomioon. Tavoitteena on selvittää myös pystyrakenteiden kokoonpuristumien ja etenkin kokoonpuristumaerojen vaikutukset eri runkotyypeillä ja rakenneratkaisuilla sekä se, milloin edellä mainitut ilmiöt tulisi ottaa huomioon rakennesuunnittelussa. Lisäksi työssä testataan *RFEM* -laskentaohjelmiston soveltuvuutta diplomityön aiheen mukaiseen laskentaan.

1.3 Työn rakenne

Työn alussa tutustutaan betonin kokoonpuristumaa aiheuttaviin tekijöihin, ja tutkitaan kokoonpuristumaan vaikuttavia asioita. 3. luvussa käsitellään pystyrakenteiden kokoonpuristumia rakennuksissa. Luvussa tutkitaan kokoonpuristumaerojen vaikutuksia rakenteille erilaisilla runko- ja rakenneratkaisuilla. Luvussa 4 tutkitaan vaiheittaisen rakentamisen huomioivaa analyysimenetelmään ja menetelmän käytön vaikutuksia tuloksiin rakennuksen analyysissä. Luvut 2-4 tehdään kirjallisuusselvityksenä, jossa lähteenä käytetään kirjallisuutta ja tutkimuksia ympäri maailmaa. Lukujen 5 ja 6 tutkimusosa tehdään esimerkkikohteiden analyysinä. Luvussa 5 sovelletaan luvuissa 2-4 tutkittuja asioita, ja lasketaan yksinkertaisen kehärakenteen kokoonpuristumat käsin. Luvussa 6 analysoidaan todellinen kohde FEM-ohjelmalla. Analyysejä tehdään usealla eri menetelmällä, ja tuloksissa keskitytään erityisesti vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen merkitykseen. Lopuksi työn tuloksista tehdään johtopäätökset ja annetaan suositukset mahdollisille jatkotutkimuksille.

1.4 Työn rajaukset

Työ käsittelee paikallavalettuja teräsbetonisia rakennuksia. Joitakin tutkimuksessa havaittuja asioita voidaan kuitenkin soveltaa myös elementtirakenteiseen rakennukseen. Kokoonpuristumaa aiheuttavista tekijöistä tässä työssä käsitellään kimmoista kokoonpuristumaa sekä betonin virumaa ja kutistumaa. Lämpötilojen vaihtelusta aiheutuvat muodonmuutokset sekä rakenteiden ja maan vuorovaikutuksesta aiheutuvat siirtymät on jätetty tutkimuksen ulkopuolelle. Niitä kuitenkin sivutaan työssä. Myös betonin varhaisvaiheen lujuuden kehitys on jätetty työn ulkopuolelle kokoonpuristumia tarkastellessa. Esimerkkikohteiden analyyseissä kuormina käytetään vain rakenteiden omia painoja, pysyviä kuormia ja hyötykuormia. Kaikki vaakakuormat ja muut pystykuormat on jätetty tarkastelun ulkopuolelle. Työssä ei mitoiteta rakenteita vaan analysoidaan vain niiden rasituksia ja siirtymiä.

2. BETONIN MUODONMUUTOSILMIÖT

Tässä luvussa käsitellään betonisten pystyrakenteiden aksiaalisia muodonmuutoksia eli kokoonpuristumia. Kimmoisen kokoonpuristuman lisäksi tarkastellaan betonin virumasta ja kutistumasta aiheutuvia kokoonpuristumia. Luvussa selvitetään edellä mainittujen ilmiöiden teoriaa, kokoonpuristumiin vaikuttavia tekijöitä sekä niiden laskenta eurokoodin mukaan.

Kimmainen muodonmuutos tapahtuu heti, kun rakennetta aletaan kuormittaa. Viruma ja kutistuma taas ovat betonin ajasta riippuvaisia ilmiöitä, mikä tekee niiden aiheuttamien muodonmuutosten määrittämisestä vaikeampaa. Kimmoisen muodonmuutoksen ja pitkäaikaismuodonmuutoksien osuudet kokonaiskokoonpuristumasta riippuvat monesta eri asiasta, mutta esimerkiksi 80-kerroksisen rakennuksen betonipilarit voivat puristua 65 mm kimmoisen muodonmuutoksen seurauksena, ja kun viruma ja kutistuma otetaan huomioon, voi pilareiden kokonaispuristuma kasvaa jopa 230 millimetriin. (Fintel et al. 1987).

Eurokoodi ei anna selviä raja-arvoja sille, milloin betonin viruma ja kutistuma on otettava huomioon rakennesuunnittelussa. Sen mukaan ne otetaan yleensä huomioon vain käyttörajatilan tarkasteluissa, mutta mikäli niiden vaikutukset ovat kuitenkin merkittävät, on ne otettava huomioon myös murtorajatilassa tarkasteltaessa rakenteiden kestävyyttä. Stafford Smith & Coull (1991) toteavat, että korkeassa rakennuksessa viruman ja kutistuman vaikutukset on ehdottomasti sisällytettävä myös murtorajatilan tarkasteluihin.

2.1 Kimmainen kokoonpuristuma

Kimmoisella kokoonpuristumalla tarkoitetaan muodonmuutosta, joka tapahtuu välittömästi rakenteen kuormittumisen jälkeen ulkoisen kuormituksen vaikutuksesta. Lujuusopin mukaan, kun suoraan sauvaan kohdistuu aksiaalinen voima, se aiheuttaa sauvassa pituuden muutoksen. Mitä suurempi voima on, sitä suurempi on pituuden muutos. Rakennuksissa pystyrakenteet vastaanottavat pystykuormia, jolloin niihin syntyy usein puristava normaalijännitys. Korkeiden rakennusten alakerroksissa pystyrakenteiden normaalijännitykset ovat suuremmat kuin matalissa rakennuksissa, jolloin pituuden muutoskin kasvaa.

Kun betonirakenteeseen kohdistuu puristava normaalivoima F , siihen syntyy puristusjännitys σ_c kaavan 1 mukaisesti

$$\sigma_c = \frac{F}{A}, \quad (1)$$

missä

A on poikkileikkauksen pinta-ala.

Kun betonin oletetaan käyttäytyvän lineaarisesti kimmoisasti, voidaan puristusjännitys kirjoittaa *Hooke*:n lain mukaisesti

$$\sigma_c = E_{cm} \cdot \varepsilon_c, \quad (2)$$

missä

E_{cm} on betonin kimmokerroin

ε_c on betonin puristuma.

Betonin puristuma voidaan ilmoittaa myös rakenteen pituuden muutoksen ΔL ja alkuperäisen pituuden L suhteena

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta L}{L}. \quad (3)$$

Yhdistämällä kaavat (1), (2) ja (3) voidaan betonirakenteen kimmainen kokoonpuristuma kirjoittaa muotoon

$$\Delta L = \frac{F \cdot L}{E_{cm} \cdot A}. \quad (4)$$

Kimmainen kokoonpuristuma on siis riippuvainen kuorman suuruudesta, rakenteen poikkileikkauksesta, sekä materiaalin kimmokertoimesta. Betonirakennuksissa suunnittelija pystyy harvoin vaikuttamaan rakenteen vastaanottaman kuorman suuruuteen, joten kokoonpuristumia voidaan hallita poikkileikkauksen koon ja betonilujuuden valinnalla.

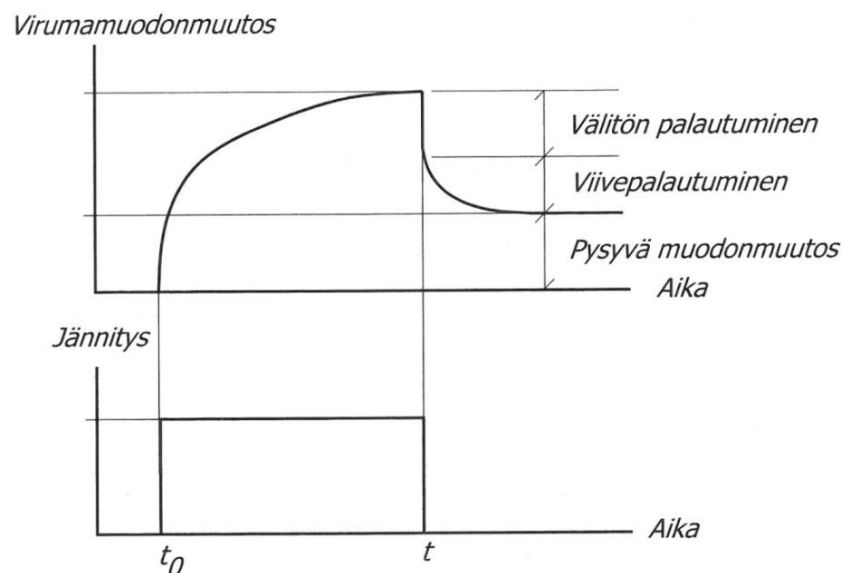
2.2 Viruma

Viruman aiheuttama muodonmuutos kehittyä kuormitetussa betonissa ajan myötä. Sen suuruuteen vaikuttavat ympäristön kosteus, rakenneosan mitat, betonin koostumus, betonin ikä kuormittumisen alkaessa sekä kuormituksen suuruus ja kesto (SFS-EN 1992-1-1 2005). Käytännön rakenteissa viruma ilmenee vähitellen lisääntyvänä taipumana ja sen osuus rakenteen kokonaismuodonmuutoksesta on huomattava. Ulko-olosuhteissa viruman aiheuttamat muodonmuutokset ovat samaa suuruusluokkaa kimmoisen muodonmuutoksen kanssa, mutta kui-

vissa sisätiloissa se voi kymmenien vuosien kuluessa kasvaa jopa kolminkertaiseksi kimmoiseen muodonmuutokseen verrattuna (Suomen Betoniyhdistys Ry 2018).

Betonin viruma johtuu siitä, että kuormituksen aiheuttaman puristusjännityksen takia betonin geelihuokosissa oleva vesi virtaa niistä pois ja sementtigeeli tiivistyy. Sementtigeelin tiivistymisestä johtuen viruman aiheuttamat muodonmuutokset eivät ole täysin palautuvia. Kasvavien muodonmuutosten takia viruma otaksutaan yleensä betonin haitalliseksi ominaisuudeksi, mutta joissain tapauksissa se voi pienentää rakenteiden jännityshuippuja, vähentää halkeilua tai jopa parantaa rakenteen kestävyttä. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2018)

Viruman aiheuttaman muodonmuutoksen periaate on esitetty kuvassa 1.



Kuva 1. Viruman periaate. t_0 on kuormittumisen aloittamis- ja t päättymisajankohta (Suomen Betoniyhdistys Ry 2018, s. 95).

Viruman ja kutistuman aiheuttamista muodonmuutoksista noin 40 % on tapahtunut ensimmäisen 28 vuorokauden aikana. Kolmen kuukauden kuluttua luku on noin 60 %, kuuden kuukauden kuluttua 70 % ja kaksi vuotta rakentamisesta noin 90 % (Stafford Smith & Coull 1991).

Kuormittumisen aloitusajankohdalla on suuri merkitys betonirakenteen virumaan, sillä kovettumisvaiheessa olevan betonin viruma on paljon suurempi kuin täysin kovettuneen betonin. Esimerkiksi rakenteen kuormittaminen 7 vuorokauden iässä voi johtaa jopa 40 % suurempiin viruman aiheuttamiin muodonmuutoksiin, kuin kuormittaminen 14 vuorokauden iässä. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2018)

Eurokoodin mukaan betonin viruma ajanhetkellä t , kun puristava vakiojännitys σ_c laitetaan vaikuttamaan ajanhetkellä t_0 , lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c), \quad (5)$$

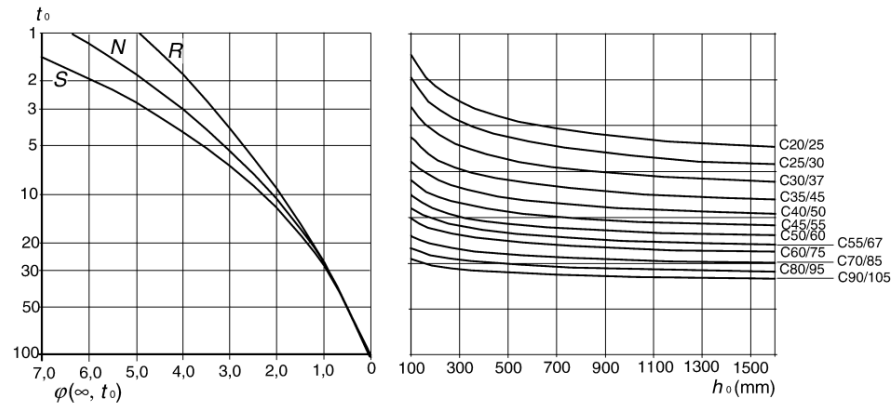
missä

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku ajanhetkellä t ,

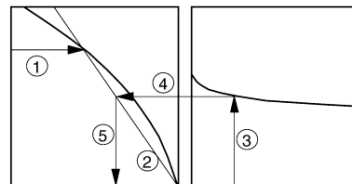
σ_c on betonin puristusjännitys ja

E_c on tangenttimoduuli, jolle käytetään arvoa $1,05E_{cm}$.

Eurokoodi sisältää kaksi menetelmää virumaluvun määrittämiseen. Kun virumaluvun likimääräisempi arviointi riittää, voidaan virumaluku määrittää kuvan 2 käyrästä. Käyrästä antaa virumaluvun noin 70 vuoden ikäiselle betonille, jonka voidaan ajatella olevan betonin lopullinen virumaluku $\varphi(\infty, t_0)$.

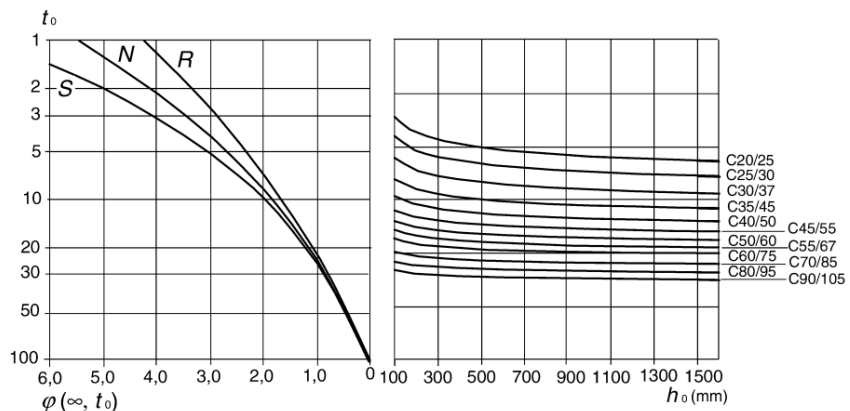


a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.

- Käyrien 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös pisteen 1 yläpuolella.
- Kun $t_0 > 100$, saavutetaan riittävä tarkkuus, kun oletetaan $t_0 = 100$ (ja käytetään tangenttiviivaa).



b) ulkotilat – suhteellinen kosteus = 80 %

Kuva 2. Virumaluvun $\varphi(\infty, t_0)$ määrittäminen normaaleissa ympäristöolosuhteissa olevalle betonille (SFS-EN 1992-1-1 2005, s.32).

Kuvan 2 arvot ovat voimassa, kun ympäristön lämpötila on arvojen -40 °C ja $+40\text{ °C}$ välillä, keskimääräinen suhteellinen kosteus arvojen 40 % ja 100 % välillä sekä betonin puristusjännitys kuormittamisiässä t_0 on enintään $0,45f_{ck}$,

missä

f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä.

Eurokoodin mukaan virumisen voidaan olettaa käyttäytyvän lineaarisesti jännityksen funktiona 45 % asti kokonaisjännityksestä. Tämän rajan yläpuolella viruma käyttäytyy epälineaarisesti. Stafford Smith & Coull (1991) käyttävät raja-arvona 40 %. Kun betonin puristusjännitys ylittää arvon $0,45f_{ck}$ iässä t_0 , otetaan virumisen epälineaarisuus huomioon käyttämällä kaavassa (5) olevan virumaluvun $\varphi(t, t_0)$ sijasta epälineaarista virumalukua $\varphi_{nl}(t, t_0)$. Epälineaarinen virumaluku lasketaan kaavalla

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \exp(1,5(k_\sigma - 0,45)) , \quad (6)$$

missä

k_σ on jännityksen ja lujuuden välinen suhde $\sigma_c/f_{ck}(t_0)$.

$f_{ck}(t_0)$ on betonin puristuslujuuden ominaisarvo hetkellä t_0 .

Betonin virumaluku voidaan määritellä myös laskennallisesti, mikä on tarkempi menetelmä, kuin kuvan 2 käyrästä käyttäminen. Eurokoodin 1992-1-1 liitteen B mukaan virumaluku ajanhetkellä t lasketaan kaavalla

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) , \quad (7)$$

missä

φ_0 on nimellinen virumaluku, jonka likiarvo lasketaan kaavalla

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) , \quad (8)$$

missä

φ_{RH} on kerroin, jonka avulla huomioidaan suhteellisen kosteuden vaikutus nimelliseen virumalukuun. Kaava riippuu betonin lujuudesta ja se lasketaan seuraavasti

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} , \quad \text{kun } f_{cm} \leq 35\text{MPa} \quad (9a)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 , \quad \text{kun } f_{cm} > 35\text{MPa} \quad (9b)$$

missä

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina

h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm]. Se lasketaan kaavalla

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (10)$$

missä

A_c on poikkileikkauksen pinta-ala

u haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa.

$\beta(f_{cm})$ kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun. Se lasketaan kaavalla

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (11)$$

missä

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus [MPa] 28 vuorokauden ikäisenä.

$\beta(t_0)$ on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisajan vaikutus nimelliseen virumalukuun. Se lasketaan kaavalla

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}, \quad (12)$$

$\beta_c(t, t_0)$ on kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen. Sen likiarvo lasketaan kaavalla

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}, \quad (13)$$

missä

t on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana

t_0 on betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa

β_H on kerroin, joka voidaan laskea likimäärin kaavalla

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 < 1500, \quad \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPA} \quad (14a)$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 < 1500\alpha_3, \quad \text{kun } f_{cm} > 35 \text{ MPA} \quad (14b)$$

missä

α_1, α_2 ja α_3 ovat kertoimia, joiden avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus. Ne lasketaan kaavoilla

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}, \quad (15a)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}, \quad (15b)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}. \quad (15c)$$

Myös sementin tyyppi vaikuttaa betonin virumalukuun. Eurokoodin mukaan sementtityypin vaikutus virumalukuun otetaan huomioon korjaamalla kaavan (12) mukaista kuormittumisikää t_0 . Kuormittumisiän korjaus vaatii kuitenkin betonin lämpötilakorjatun iän laskemista, mikä ei kuulu tämän työn sisältöön. Lämpötilakuormitetulla iällä otetaan huomioon matalan tai korkean lämpötilan vaikutus betonin kovettumisnopeuteen. Sementtityypin vaikutuksesta kuormittumisikään t_0 voidaan todeta, että käytettäessä N-typin sementtiä kuormittumisikä ei muutu. Käytettäessä S-typin sementtiä kuormittumisikä pienenee alkuperäisestä, ja käytettäessä R-typin sementtiä kuormittumisikä vastaavasti kasvaa. Tällä menetelmällä määritellyn virumaluvun keskihajonta laboratoriokokeiden tietokantaan on noin 20 %. (SFS-EN 1992-1-1 2005)

2.3 Kutistuma

Kutistuma on betonin ominaisuus, joka liittyy betonin kuivumiseen ja sementin reaktioihin. Betonin kutistuma jaetaan kahteen osaan, kuivumiskutistumaan ja sisäiseen kutistumaan. Kuivumiskutistuma tapahtuu hitaasti betonin kuivuessa ja sisäinen kutistuma betonin kovettumisvaiheessa. Betonin liiallisella tai ennakoimattomalla kutistumisella voi olla merkittäviä haitallisia vaikutuksia rakenteeseen. Tällaisia ovat esimerkiksi kutistuman aiheuttamien halkeamien vaikutukset säilyvyyteen ja ulkonäköön tai rakenteen epätasaisesta kutistumasta aiheutuva taipuminen ja käyristyminen. (Iso-Mustajärvi 2014)

Betonin kokonaiskutistuma lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (16)$$

missä

ε_{cd} on kuivumiskutistuma ja

ε_{ca} on sisäinen kutistuma.

2.3.1 Kuivumiskutistuma

Kuivumiskutistuma kehittyy hitaasti betonissa. Se johtuu veden poistumisesta kovettuneesta betonirakenteesta ja siitä seuraavasta tilavuuden pienemisestä. Kuivumista tapahtuu niin pitkään, kunnes rakenne on saavuttanut ympäristön tasapainokosteuden. Massiivisissa rakenteissa se ei välttämättä tapahdu koskaan. Kuivumiskutistuma on siis hyvin riippuvainen betonirakenteesta olevasta veden määrästä. Vesi, joka ei kemiallisen reaktion seurauksena sitoudu rakenteeseen tai jää pysyvästi rakenteen pienimpiin huokosiin voi poistua rakenteesta. Muita kuivumiskutistumaan vaikuttavia tekijöitä ovat rakenneosan mitat, betonin koostumus sekä ympäristön kosteus. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2018)

Korkeissa paikallavaletuissa rakennuksissa betoni joudutaan pumppaamaan hyvin korkealle. Tämä edellyttää notkeamman betonin käyttöä verrattuna matalissa rakennuksissa käytettävään betoniin. Mikäli notkistaminen tapahtuu lisäämällä veden määrää betonimassassa, kasvavat myös kuivumiskutistuman vaikutukset. (Stafford Smith & Coull 1991)

Kuivumiskutistuman loppuarvo $\varepsilon_{cd,\infty}$ lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (17)$$

missä

k_h on muunnetusta paksuudesta h_0 riippuva kerroin, joka saadaan taulukosta 1

$\varepsilon_{cd,0}$ on nimellinen kuivumiskutistuma.

Taulukko 1. Kertoimen k_h arvoja. Väliarvot interpoloidaan lineaarisesti (SFS-EN 1992-1-1 2005, s. 32).

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan suhteen saadaan kaavasta

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}. \quad (18)$$

Kerroin $\beta_{ds}(t, t_s)$ lasketaan kaavalla

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}, \quad (19)$$

missä

t on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana

t_s on betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistumisen alkamishetkellä. Yleensä tämä hetki tarkoittaa jälkihoidon päättymisajankohtaa

h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus.

Betonin nimellinen kuivumiskutistuma $\varepsilon_{cd,0}$ riippuu betonin materiaaliominaisuuksista ja sementtilaadusta. Se lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (20)$$

missä

α_{ds1} on kerroin, joka riippuu sementin tyypistä

= 3, kun sementti on S-tyyppiä

= 4, kun sementti on N-tyyppiä

= 6, kun sementti on R-tyyppiä

α_{ds2} on kerroin, joka riippuu sementin tyypistä

= 0,13, kun sementti on S-tyyppiä

= 0,12, kun sementti on N-tyyppiä

= 0,11, kun sementti on R-tyyppiä

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus

f_{cmo} = 10 MPa.

Kerroin β_{RH} riippuu ympäristön suhteellisesta kosteudesta ja se lasketaan kaavalla

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right], \quad (21)$$

missä

RH on ympäristön suhteellinen kosteus

RH_0 = 100 %

Kaavasta (17) ja (18) nähdään, että rakenteen poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin k_h vaikuttaa suoraan kuivumiskutistuman suuruuteen. Rakenteen poikkileikkauksen ja muunnetun paksuuden kasvaessa kerroin k_h ja kutistuma pienenee. Tämä on luonnollista, sillä mitä suurempi poikkileikkaus on kyseessä, sitä pienempi on haihtumiselle altis pinta suhteessa poikkileikkauksen pinta-alaan. Pienissä poikkileikkauksissa haihtumiselle altis pinta on suhteessa suurempi, jolloin kutistuma pääsee helpommin tapahtumaan. Esimerkiksi samoissa olosuhteissa neliöpilarin sivumitan kasvattaminen arvosta 280 mm arvoon 380 mm pienentää kerrointa k_h arvosta 0,94 arvoon 0,865. Näin ollen suuremman pilarin kuivumiskutistuma on noin 8 % pienempi. Viruman kohdalla sama muutos pienentää virumaa noin 4 %, kun pilareille oletetaan yhtä suuret puristusjännitykset.

Kaavasta (18) nähdään, että myös jälkihoidon kesto t_s vaikuttaa kuivumiskutistuman suuruuteen. Sen vaikutus kutistumaan on kuitenkin lähes merkityksetön. Yleinen käsitys onkin, että jälkihoidon kestolla ei ole vaikutusta betonin lopulliseen kutistumaan. Pidempi jälkihoito vain siirtää kutistuman alkamisajankohtaa ja hidastaa sitä. Oikeanlainen ja tarpeeksi pitkä jälkihoito on kuitenkin tarpeen kutistumasta aiheutuvien vaurioiden ehkäisemiseksi tai pienentämiseksi. Huonon ja lyhyen jälkihoidon seurauksena betonin lujuus ei välttämättä ole kehittynyt tarpeeksi suureksi vastaanottamaan kuivumiskutistuman aiheuttamia jännityksiä, mikä voi ilmetä odotettua suurempina halkeamina betonissa. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2016)

2.3.2 Sisäinen kutistuma

Sisäinen kutistuma kehittyy nopeasti betonin kovettuessa. Suurin osa siitä tapahtuu valua seuraavina päivinä. Sisäinen kutistuminen johtuu hydrataatioreaktion aiheuttamasta tilavuuden muutoksesta. Tuoreessa betonimassassa olevan veden ja sementin välisessä hydrataatioreaktiossa syntyvien tuotteiden tilavuus on pienempi, kuin reaktioon osallistuvien aineiden tilavuus (Suomen Betoniyhdistys Ry 2013). Sisäisen kutistuman suuruus riippuu ainoastaan betonin lujuudesta, ja tavallisissa betoniluokissa se on pieni verrattuna kuivumiskutistumaan. Korkeissa rakennuksissa korkealujuusbetonin käyttö on kuitenkin yleistä, jolloin sisäinen kutistumakin tulee merkitykselliseksi kokonaiskutistuman kannalta. (Iso-Mustajärvi 2014)

Betonin sisäinen kutistuma $\varepsilon_{ca}(t)$ ajanhetkellä t lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty). \quad (22)$$

Sisäisen kutistuman loppuarvo lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}, \quad (23)$$

missä

f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo.

Kerroin $\beta_{as}(t)$ lasketaan kaavalla

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}), \quad (24)$$

missä

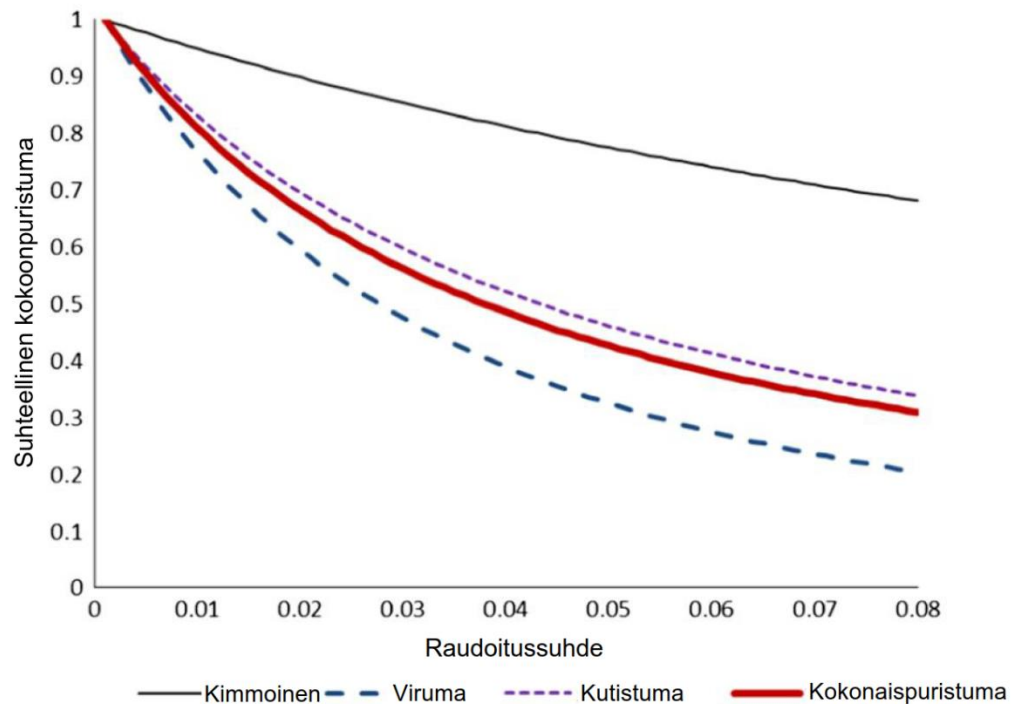
t on aika vuorokausina.

Sisäistä kutistumista voidaan vähentää käyttämällä betonin valmistuksessa paisuttavia lisäaineita. Myös injektio-laastissa käytettävät injektioaineet paisuttavat tuoretta betonimassaa, mikä vähentää sisäistä kutistumista. Näiden lisäaineiden käyttö on kuitenkin vähäistä, eikä niillä voida estää betonin kovettumisvaiheen kuivumiskutistumista. (Iso-Mustajärvi 2014)

2.4 Raudoituksen vaikutus muodonmuutoksiin

Edellä on tarkasteltu puhtaasti betonin muodonmuutosilmiöitä. Todellisuudessa betonirakenteet ovat kuitenkin lähes aina raudoitettuja, mikä vaikuttaa rakenteen muodonmuutoksiin. Tässä kappaleessa tutkitaan, kuinka raudoitus vaikuttaa kimmoiseen kokoonpuristumiseen ja betonin pitkäaikaismuodonmuutoksiin.

Kim (2015) on tutkinut lisäterästen käyttöä pilareissa kokoonpuristumaerojen kompensatiomenetelmänä. Tutkimuksessa selvisi, että pilarin raudoitussuhde vaikuttaa epälineaarisesti pilarin kokoonpuristumaan. Kuvassa 3 on esitetty esimerkkipilarin kokoonpuristuman riippuvuus raudoitussuhteesta.



Kuva 3. Raudoitussuhteen vaikutus pilarin kokoonpuristumaan (perustuu lähteeseen Kim 2015, s. 729).

Kuvasta 3 huomataan, että lisäraudoituksella pystytään vähentämään pilarin kokoonpuristumia etenkin silloin, kun pilarin raudoitussuhde on matala. Esimerkiksi kuvan 3 pilarissa raudoitussuhteen nostaminen yhdestä prosentista kahteen prosenttiin pienentää kokonaiskokoonpuristumaa noin 15 %, kun taas samansuuruisen nosto neljästä prosentista viiteen prosenttiin pienentää kokonaiskokoonpuristumaa vain noin 5 %. Kimin (2015) tutkimuksessa keskityttiin lisäraudoituksen optimaaliseen sijaintiin rakennuksessa ja hänen mukaansa lisäraudoitus tulisi sijoittaa rakennuksen alaosiin, kokoonpuristumaeron maksimiarvon alapuolelle. Tämä on luonnollista, sillä tarkasteltavan pystyrakenteen yläpuolisilla kokoonpuristumilla ei ole vaikutusta tarkasteltavan pystyrakenteen kokoonpuristumaan.

2.4.1 Raudoituksen vaikutus kimmoiseen kokoonpuristumaan

Betonin kimmoiseen kokoonpuristumaan vaikutti kaavan (4) mukaan kuormittavan voiman lisäksi betonin kimmokerroin ja poikkileikkauksen pinta-ala. Kimmokertoimen ja poikkileikkauksen pinta-alan tuloa EA kutsutaan poikkileikkauksen *vetojäykkyydeksi* (Salmi & Kuula 2012). Kimmoista kokoonpuristumaa arvioitaessa raudoitettussa poikkileikkauksessa voidaan rakenteeseen kohdistuvan normaalivoiman olettaa jakautuvan betonille ja teräksille niiden vetojäykkyyksien suh-

teessa. Kun betonin ja teräksen välille oletetaan täydellinen tartunta, on sekä betonin että teräksen kokoonpuristumiset yhtä suuret. Tällöin kohdan 2.2 kaava (4) voidaan kirjoittaa muodossa

$$\Delta L = \frac{F \cdot L}{E_{cm}A_c + E_sA_s}, \quad (25)$$

missä

$E_{cm}A_c$ on betonin vetojäykkyys

E_sA_s teräksen vetojäykkyys.

Koska teräksen kimmokerroin $E_s=200$ GPa on moninkertainen betonin kimmokerrotimeen verrattuna, voidaan kaavan (25) perusteella todeta, että rauditus pienentää rakenteen kimmoista kokoonpuristumaa.

2.4.2 Raudituksen vaikutus betonin pitkäaikaismuodonmuutoksiin

Kimmoisen kokoonpuristuman lisäksi raudoituksella on myös vaikutusta betonin virumaan ja kutistumaan. Kaavasta (5) nähdään, että betonirakenteen viruma riippuu oleellisesti betonissa vaikuttavasta puristusjännityksestä. Kohdassa 2.4.1 todettiin, että raudoitettu teräsbetonipoikkileikkauksessa normaalivoima jakautuu betonille ja teräkselle niiden vetojäykkyyksien suhteessa. Näin ei kuitenkaan todellisuudessa ole. Raudoitetuissa betonirakenteissa puristusjännitys siirtyy vähitellen betonilta teräkselle, mikä pienentää betonin virumaa. Pienellä raudoitussuhteella terästen jännitys kasvaa niiden myötämiseen asti. Raskaasti raudoitetuissa rakenteissa taas koko puristusjännitys voi siirtyä teräkselle ja kutistuman seurauksena betoniin voi syntyä jopa vetorasituksia. (Stafford Smith & Coull 1991)

Kutistuma taas voidaan ajatella betonin painumisella kasaan. Kun betonin ja teräksen välille oletetaan täydellinen tartunta, tulisi betonin kutistuessa myös teräksen saada vastaava muodonmuutos. Näin ei kuitenkaan todellisuudessa tapahdu ja raudituksen voidaankin ajatella rajoittavan kutistumisen tapahtumista täydessä mittakaavassa.

Kuvasta 3 huomataan, että raudituksen vaikutus viruman ja kutistuman aiheuttamiin kokoonpuristumiin on suurempi verrattuna kimmoiseen kokoonpuristumaan. Eurokoodi ei anna ohjeita, kuinka rauditus otetaan huomioon betonin virumaa ja kutistumaa laskettaessa. Betoninormin (Suomen Betoniyhdistys Ry 2012) mukaan raudituksen virumaa ja kutistumaa pienentävä vaikutus voidaan

ottaa huomioon kertomalla viruman ja kutistuman arvot ε_{cc} ja ε_{cs} arvolla $(1 - 10\rho)$, missä ρ on poikkileikkauksen suhteellinen teräspinta-ala. Wei *et al.* (2012) ovat myös johtaneet kaavan vastaavanlaiselle kertoimelle, jolla huomioidaan raudoituksen vaikutus virumaan. Kerroin lasketaan kaavalla

$$\gamma_u = \frac{1 + \mu}{(1 + \omega\mu)^2}. \quad (26)$$

Kerroin μ lasketaan kaavalla

$$\mu = \frac{A_s}{A}, \quad (27)$$

missä

A_s on teräksen pinta-ala poikkileikkauksessa ja

A on teräsbetonipoikkileikkauksen pinta-ala,

ja kerroin ω lasketaan kaavalla

$$\omega = \frac{E_s}{E_{cm}(t_0)}, \quad (28)$$

missä

E_s on teräksin kimmokerroin ja

$E_{cm}(t_0)$ on betonin kimmokerroin kuormittumishetkellä t_0 .

Betoninormin kaava ottaa huomioon vain raudoituksen ja poikkileikkauksen pinta-alat. Artikkelin (Wei *et al.* 2012) kaava ottaa näiden lisäksi huomioon myös teräksen ja betonin kimmokertoimien suhteen. Betoninormin kaava arvioi raudoituksen pienentävän vaikutuksen hieman suuremmaksi. Otetaan esimerkiksi betonipilari, jonka poikkileikkaus on 480 mm x 480 mm ja jonka raudoitussuhde on 3 %. Betoninormin kaava antaa lopulliseksi virumaksi $0,7 \times \varepsilon_{cc}$, ja Wein *et al.* (2012) kaava $0,75 \times \varepsilon_{cc}$. Vaikka artikkelissa (Wei *et al.* 2012) tai eurokoodissa ei oteta kantaa raudoituksen vaikutuksesta kutistumaan, voidaan kutistuman aiheuttamia kokoonpuristumia pienentää kaavan (26) kertoimen avulla, sillä se on varmemmalla puolella, kuin betoninormissa annettava kerroin.

Kuten on huomattu, on kutistuman ja etenkin viruman laskennallinen määrittäminen hyvin hankalaa. Täytyy muistaa, että standardien avulla määritetyt pitkäaikaismuodonmuutokset ovat vain arvioita. Ne voivat poiketa rakenteen todellisesta käyttäytymisestä huomattavasti johtuen useista virumaan ja kutistumaan vaikuttavista muuttujista ja laskennassa tehdyistä yksinkertaistuksista. Suunnittelijan

vastuulle jää päättää esimerkiksi se, kuinka suurella betonin puristusjännityksellä rakenteen viruma lasketaan. Mikäli oletetaan että raudoitettu poikkileikkauksessa koko puristusjännitys kohdistuu betoniin, niin viruman aiheuttamat muodonmuutokset yliarvioidaan. Raskaasti raudoitetuissa poikkileikkauksissa taas betoniin saattoi syntyä jopa vetorasituksia. Tarkimman tuloksen antaisi todennäköisesti puristusjännitys jostakin tältä väliltä. Näiden epävarmuustekijöiden takia onkin syytä miettiä, kannattaako viruman ja kutistuman laskennassa hyödyntää raudituksen parantavaa vaikutusta.

3. PYSTYRAKENTEIDEN KOKOONPURISTUMA

Edellisessä luvussa käsiteltiin asioita, jotka aiheuttavat ja vaikuttavat betonirakenteiden kokoonpuristumaan. Tässä luvussa tutkitaan, mitä vaikutuksia pystyrakenteiden kokoonpuristumilla on korkeassa rakennuksessa. Luvussa keskitytään erityisesti pystyrakenteiden välisien kokoonpuristumaerojen vaikutuksiin ja verrataan runkojärjestelmiä ja rakenneratkaisuja kokoonpuristumien kannalta. Lisäksi tarkastelemme mahdollisia kokoonpuristumaerojen kompensointimenetelmiä, ja käymme läpi esimerkkikohteen, jossa pystyrakenteiden kokoonpuristumaeroihin on kiinnitetty erityisesti huomiota.

3.1 Kokoonpuristumaerojen vaikutukset rakenteisiin

Kokoonpuristumaeroja syntyy lähes jokaisessa rakennuksessa, sillä pystyrakeet yleensä eroavat toisistaan esimerkiksi poikkileikkaukseltaan, rasituksiltaan tai materiaaliltaan. Matalissa rakennuksissa kokoonpuristumaerojen vaikutukset jätetään usein huomioimatta, koska ne ovat mitättömän pieniä, eikä niillä ole merkitystä rakennesuunnittelun kannalta. Toisaalta korkeassa rakennuksessa kokoonpuristumaerojen vaikutukset kasvavat niin merkittäviksi, ettei niitä voida jättää huomioimatta.

Kokoonpuristumaerot johtuvat yleisimmin pystyrakenteiden välisistä erisuuruuksista normaalijännityksistä. Erot normaalijännityksessä vaikuttavat edellisen luvun perusteella niin kimmoiseen kokoonpuristumaan kuin betonin pitkäaikaismuodonmuutoksiinkin. Kun viruma ja kutistuma kehittyvät eri tavalla eri pystyrakenteissa, niin kokoonpuristumaerotkin rakenteiden välillä voivat muuttua koko rakennuksen käyttöajan ajan. Rakennuksen runkoratkaisulla on merkittävä vaikutus pystyrakenteiden välisien kokoonpuristumaerojen suuruuteen. Voidaan olettaa, että mastoseinillä jäykistetyissä rakennuksissa kokoonpuristumaerot eivät kasva niin suureksi kuin esimerkiksi ydinkuilulla jäykistetyissä rakennuksissa, jossa rakennuksen ulkoreunalla on pystykuormia vastaanottavat pilarit. Mastoseinillä jäykistetyissä rakennuksissa seinien paksuudet ja normaalijännitykset ovat samaa suuruusluokkaa toistensa kanssa, jolloin kokoonpuristumaerot jäävät kohtuullisen pieniksi. Ydinkuilulla jäykistetyissä rakennuksissa taas ydinkuilu on poikkileikkaukseltaan suuri pystykuormiin nähden, koska se on mitoitettu vastaanottamaan myös vaakakuormia. Ulkoreunan pilarit taas on mitoitettu vain pystykuormille, ja niiden poikkileikkauksesta pyritään yleensä tekemään niin pieni kuin mahdollista

(fib Fédération internationale du béton 2014). Tämä johtaa suuriin eroihin ydinkuilun ja pilareiden välisissä normaalijännityksissä, mikä kasvattaa kokoonpuristumaeroja. Näiden runkoratkaisujen eroja tarkastellaan tarkemmin esimerkkikohteen yhteydessä luvussa 6.

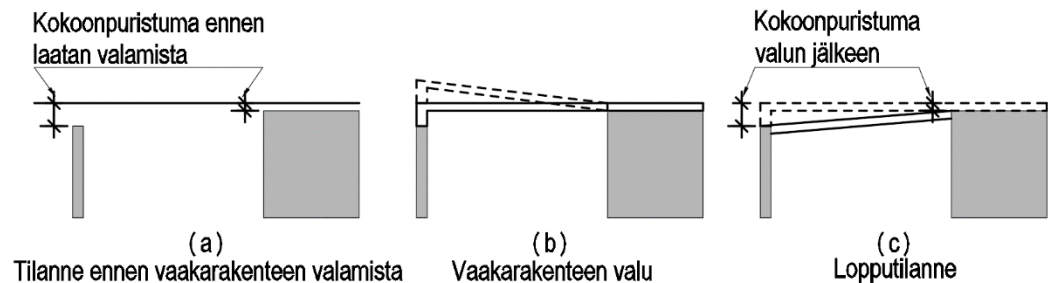
Rakennuksen kokoonpuristumat voidaan jakaa kahteen ryhmään ajan suhteen: kokoonpuristumaan, joka on tapahtunut ennen rakenneosan valamista ja kokoonpuristumaan, joka tapahtuu valamisen jälkeen. Yleensä ensimmäinen niistä on merkityksetön, sillä kokoonpuristumaa, joka on tapahtunut alemmissa kerroksissa ennen rakenneosan valamista, kompensoidaan ja rakenneosa valetaan sen alkuperäisesti suunniteltuun korkeusasemaansa. Paljon tärkeämpää on huomioida asennuksen jälkeiset muodonmuutokset, sillä niillä voi olla haitallisia vaikutuksia niin kantaville kuin ei kantavillekin rakenteille. (Fintel et al. 1987)

3.1.1 Vaikutukset kantaviin rakenteisiin

Pystyrakenteiden kokoonpuristumaerot vaikuttavat sekä kokoonpuristuviin pystyrakenteisiin että niihin liittyviin vaakarakenteisiin. Kokoonpuristumaerojen vaikutuksia ovat kuormien uudelleen jakaantuminen pystyrakenteiden välillä, lisärasitukset liittyvässä vaakarakenteessa sekä vaakarakenteen kallistuma (Tianyi & Xiangdong 2007). Kuormien uudelleen jakaantuminen ja vaakarakenteen lisärasitukset edellyttävät, että vaakarakenne on liitetty jäykästi pystyrakenteisiin ja sillä on kapasiteettia siirtää kuormia pystyrakenteelta toiselle. Vaakarakenteen kallistuma taas ei ole riippuvainen rakenteiden välisestä liitoksesta, vaan ilmiö havaitaan myös nivelellisesti tuetussa vaakarakenteessa.

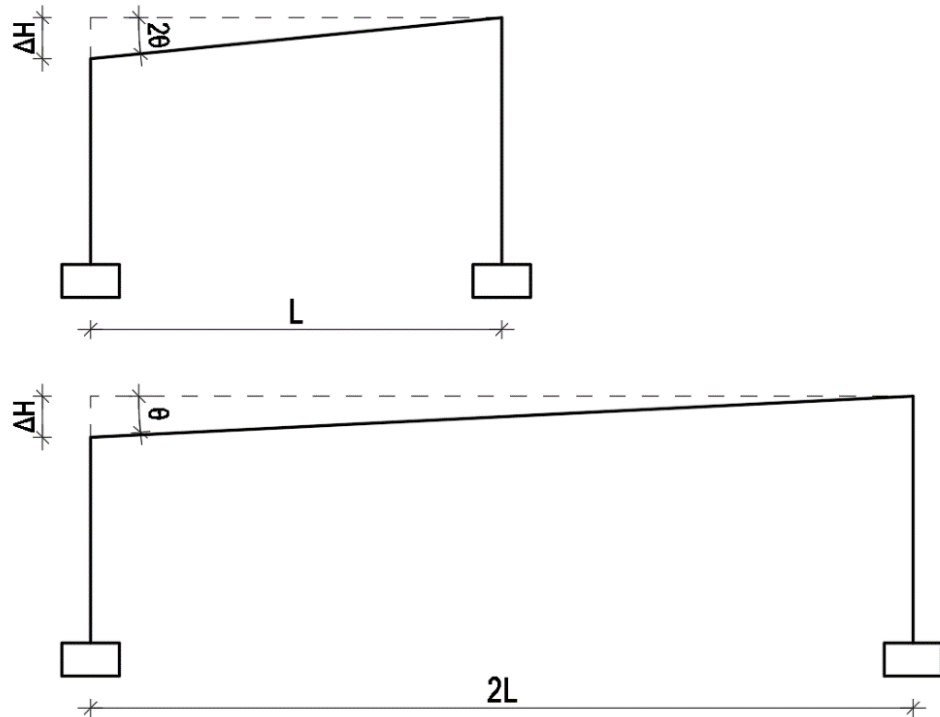
Vaakarakenteen, kuten palkkien ja laattojen kallistuma on harvoin ongelma rakenteen kestävyyskannalta. Sillä on kuitenkin merkitystä rakennuksen käytettävyyteen. Liian suuri kallistuma voi heikentää tilan käyttömukavuutta tai pahimmillaan jopa estää tilan käytön kokonaan. Eurokoodissa ei anneta selviä raja-arvoja siirtymille. Siinä todetaan vain että ”Rakenteen ulkonäköä ja yleistä käyttökelpoisuutta voi huonontaa, kun palkin, laatan tai ulokkeen laskettu taipuma pitkäaikaiskuormien vallitessa ylittää jännemitan jaettuna luvulla 250”. Suunnittelijan täytyy siis itse määrittellä siirtymäraajat tapauskohtaisesti. Kuten kohdassa 3.1 todettiin, ennen tarkasteltavan vaakarakenteen valamista tapahtunut kokoonpuristuma on merkityksetön, koska vaakarakenne valetaan aina suunniteltuun korkeusasemaansa. Lopputilanteessa rakenne kuitenkin poikkeaa suunnitellusta asemastaan ylempien kerrosten rasitusten ja betonin pitkäaikaisvaikutusten seu-

rauksena. Jotta rakenne asettuisi lopputilanteessa suunniteltuun korkeusase-
maansa ja kaltevuuteen, tulisi vaakarakenne valaa vinoon valamisen jälkeisen ko-
koonpuristumaeron verran. Tällainen kokoonpuristumaeron kompensatiomene-
telmä kasvattaa kuitenkin rakentamisen työmäärää ja kustannuksia (Kim & Shin
2014). Tilannetta on havainnollistettu kuvassa 4.



Kuva 4. Kokoonpuristumat ennen vaakarakenteen valamista ja valamisen jälkeen, sekä kokoonpuristumaeron kompensointi (perustuu lähteeseen Kim & Shin 2014).

Kuvassa 4 on esitetty pystyrakenteiden kokoonpuristuma ennen vaakarakenteen valamista (a), tilanne vaakarakennetta valaessa (b) ja vaakarakenteen lopullinen asema (c). Kuvassa ehjä viiva kuvaa vaakarakenteen valamista suunniteltuun asemaansa ja katkoviiva sitä, kun vaakarakenteen valamisen jälkeisiä kokoonpuristumia kompensoidaan. Myös vaakarakenteen jännevälillä on merkitystä kokoonpuristumaerojen vaikutusten suuruuteen. Mitä lähempänä eri suuruudella kokoonpuristuvat pystyrakenteet ovat toisistaan, sitä enemmän asiaan tulisi kiinnittää huomiota. Esimerkiksi seinään ja pilariin tukeutuva välipohjalaatta tai palkki kallistuu lyhyemmällä jännevälillä enemmän kuin pitkällä jännevälillä. Jännevälin merkitys kokoonpuristumaerosta aiheutuvaan vaakarakenteen kallistumaan on esitetty kuvassa 5.



Kuva 5. Jännevälin vaikutus kokoonpuristumaerosta aiheutuvaan vaakarakenteen kallistumaan.

Kuvasta 5 huomataan, että vaakarakenteen kallistuma θ on kääntäen verrannollinen jänneväliin L . Kun kokoonpuristumaero ΔH pysyy vakiona ja jänneväli puolitetaan, kasvaa vaakarakenteen kallistuma kaksinkertaiseksi.

Kuten aiemmin todettiin, pystyrakenteiden kokoonpuristumaero aiheuttaa myös lisärasituksia jäykästi kiinnitetylle vaakarakenteelle. Kokoonpuristumaeron seurauksena vaakarakenteen päihin kehittyy lisämomentti ja leikkausrasitus, mikä aiheuttaa kuormien uudelleen jakautumista. Pystyrakenne, joka kokoonpuristuu vähiten, kerää lisäkuormaa vähemmän kokoonpuristuvalla rakenteella (Taranath 1988; Stafford Smith & Coull 1991). Kun vähemmän kokoonpuristuvalla rakenteelle tulee lisää kuormaa, sen kimmainen kokoonpuristuma ja viruman aiheuttama kokoonpuristuma kasvaa. Rakenteessa, jolta kuormaa siirtyy, käy taas päinvastoin. Näin jäykästi kiinnitetty vaakarakenne pyrkii tasoittamaan rakennuksessa syntyviä kokoonpuristumaeroja. Kuten vaakarakenteen kallistumisessakin, pystyrakenteiden välisellä etäisyydellä on merkitystä myös vaakarakenteeseen syntyviin lisärasituksiin. Kuvasta 5 nähdään, että mitä lähempänä pystyrakenteet ovat toisiaan, sitä suurempi kulmanmuutos vaakara- ja pystyrakenteen väliseen liitokseen tulee ja sitä suurempia ovat myös syntyvät lisärasituksetkin. Yksiaukkoi-

sessä jäykässä kehässä kokoonpuristumaerosta aiheutuva vaakarakenteen lisämomentti lasketaan lähteen (Stafford Smith & Coull 1991) mukaan seuraavalla kaavalla

$$M = \frac{6 * E_{cm} * I * \Delta}{L^2}, \quad (29)$$

missä

I on vaakarakenteen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

Δ on pystyrakenteiden välinen kokoonpuristumaero ja

L on vaakarakenteen jänneväli.

Kokoonpuristumaerosta aiheutuva leikkausrasitus palkissa lasketaan kaavalla

$$V = \frac{2 * M}{L}. \quad (30)$$

Kaavoista (29) ja (30) nähdään, että mikäli jänneväli puolitetaan rakenteiden ja kokoonpuristumaeron pysyessä samana, kasvaa vaakarakenteen lisämomentit 4-kertaisiksi ja leikkausrasitukset 8-kertaisiksi.

Vaakarakenne jäykkyydellä on merkitystä kokoonpuristumaerojen vaikutuksiin. Useissa tutkimuksissa (Maru et al. 2003; Moragaspiya et al. 2010; Kim 2011) on selvinnyt, että mitä jäykempi vaakarakenne on, sitä enemmän se siirtää kuormaa ja rajoittaa kokoonpuristumaeroja pystyrakenteiden välillä. Tämä aiheuttaa toisaalta sen, että vaakarakenteeseen syntyvät lisärasitukset kasvavat. Tianyi & Xiangdong (2007) käyttivät tutkimuksessaan rakennusta, jossa palkit tukeutuivat jäykkään ydinkuiluun ja ulkoreunan pilareihin. Tutkimuksessa huomioitiin vain kimmainen kokoonpuristuma ja siitä selvisi eräs mielenkiintoinen asia liittyen kuormien uudelleen jakautumiseen: Tavallisia palkkikokoja käytettäessä palkin jäykkyydellä tai rakennuksen korkeudella ei ollut suurta merkitystä pilareiden normaallivoimien muutokseen. 20-kerroksisessa rakennuksessa pilarikuormat muuttuivat alle 5 % ja 60-kerroksisessa 12 % kuormien uudelleen jakautumisen seurauksena. Palkkien lisärasituksissa merkitys taas oli huomattava. 20-kerroksisessa rakennuksessa kokoonpuristumaeroista johtuvat palkkien lisämomentit olivat 30 % palkin omasta painosta aiheutuvasta momentin suuruudesta ja 60-kerroksisella rakennuksella jopa 70 %. Tutkimuksessa huomioitiin vain kimmainen kokoonpuristuma, joten edellä mainittujen asioiden merkitys voi kasvaa entisestään, kun betonin pitkäaikaismuodonmuutoksetkin otetaan huomioon. Tianyi & Xiangdong (2007) toteavat, että kyseisellä runkoratkaisulla alle 20-kerroksisissa rakennuk-

sisä kokoonpuristumaerojen vaikutukset voidaan jättää huomioimatta suunnittelussa. Toisaalta yli 40-kerroksisissa rakennuksissa nämä vaikutukset kasvavat niin suuriksi, että ne on otettava huomioon. Stafford Smith & Coull (1991) muistuttavat, että vaakarakenteiden lisämomentit vaihtelevat suuresti ajan suhteen. Pystyrakenteet kokoonpuristuvat eri tahtia betonin pitkäaikaisvaikutusten seurauksena, ja lisäksi vaakarakenteen virumalla on pienentävä vaikutus lisämomentteihin. Heidän mielestään hyvä arvio lisämomenttien maksimiarvoksi olisi 50 % lasketusta vaakarakenteen momentista, kun virumaa ei ole otettu huomioon.

Rakennuksessa käytettävissä tukiseinissä kokoonpuristumaerojen vaikutukset on ehdottomasti otettava huomioon. Jäykät tukiseinät jakavat tehokkaasti kuormia ja vähentävät näin kokoonpuristumaeroja pystyrakenteiden välillä. Tämän seurauksena seinien lisärasitukset kasvavat suuriksi, mihin suunnittelijan on ehdottomasti kiinnitettävä huomiota. Korkeissa rakennuksissa tukiseinät jakavat rakennuksen pienemmiksi osiksi, jolloin tukiseinien väliset kerrokset voidaan ajatella omina rakennuksinaan. Mikäli tukiseinät ovat tarpeeksi lähellä toisiaan (n. 20 kerrosta), voidaan kokoonpuristumaerojen vaikutukset jättää huomioimatta lukuun ottamatta tukiseinien lisärasituksia (Tianyi & Xiangdong 2007). Muun muassa Stafford Smith & Coull (1991) ja Taranath (2010) ovat tutkineet tukiseinien optimaalista sijoittelua korkeissa rakennuksissa. Niiden käyttö Suomessa on kuitenkin harvinaista suhteellisen matalien rakennuskorkeuksien takia, ja siksi asiaan ei perehdytä tässä työssä tarkemmin.

3.1.2 Vaikutukset muihin rakenteisiin

Tässä työssä keskitytään pääasiassa rakennusten kantaviin rakenteisiin, mutta pystyrakenteiden kokoonpuristumaerojen vaikutuksia ei-kantaville rakenteille voidaan pitää jopa tärkeämpänä kuin niiden vaikutuksia kantaville rakenteille. Vaikka vaikutukset kantaville rakenteille voidaan jättää huomioimatta alle 20-kerroksisissa rakennuksissa, täytyy ne ottaa huomioon ei-kantavia rakenteita suunniteltaessa myös matalammissa rakennuksissa. Jotkin rakenteet, esimerkiksi lasiset julkisivut, ovat hyvin herkkiä muodonmuutoksille, joten pienikin kokoonpuristumaero pystyrakenteiden välillä voi heikentää rakenteen käytettävyyttä tai jopa rikkoa sen.

Ei-kantavia rakenteita, kuten kevyitä väliseiniä, julkisivuja tai LVI-putkistoja ei ole suunniteltu kantamaan rakennuksen pystykuormia, joten niissä ei myöskään tapahdu kokoonpuristumia. Kantavien rakenteiden pienentyessä ei-kantavat rakenteet voivat päinvastoin jopa laajentua rakentamisen jälkeen. Esimerkiksi LVI-put-

kistot voivat pidentyä lämpimän aineen virtauksesta tai julkisivut laajentua aurin-
gon säteilystä. Kantavien rakenteiden kokoonpuristuessa tulisi varmistaa, ettei
kuorma pääse siirtymään ei-kantaville rakenteille. Rakenneosien liittymisedaljit
tulisikin suunnitella niin, että kantavien rakenteiden muodonmuutokset pääsevät
vapaasti tapahtumaan aiheuttamatta rasituksia ei-kantaville rakenteille. (Fintel et
al. 1987)

3.2 Runkojärjestelmän merkitys kokoonpuristumaerojen vai- kutuksiin ja kokoonpuristumaerojen kompensoiminen

Työn edetessä on huomattu, että pystyrakenteiden kokoonpuristumiin vaikuttaa
lukuisia eri tekijöitä. Suurin syy kokoonpuristumaeroihin on kuitenkin yleensä pys-
tyrakenteiden eri suuruiset normaaliännitykset (Matar & Faschan 2017). Mikäli
normaaliännitykset ovat yhtä suuret, kokoonpuristumaeroja syntyy pelkästään
kutistumasta ja mahdollisesti virumasta. Rakennuksen kokoonpuristumia tarkas-
tellaan kuitenkin yleensä vasta silloin, kun rakenteet on jo mitoitettu pääkuormia,
kuten pysyviä kuormia ja tuulikuormaa vastaan. Silloin rakennesuunnittelijan ei
ole enää mahdollista vaikuttaa rakenteiden poikkileikkauksiin, materiaaleihin tai
kuormitusaloihin, mitkä vaikuttavat pystyrakenteiden kokoonpuristumiin oleelli-
sesti (Kim & Shin 2014). Tällaisessa tilanteessa Kim & Shin (2014) esittävät ko-
koonpuristumaerojen kompensoimiseksi kolme eri menetelmää, joita ovat eniten
kokoonpuristuvan pystyrakenteen valaminen suunniteltua asemaansa korkeam-
malle, pystyrakenteiden liittäminen toisiinsa hyvin jäykällä vaakarakenteella sekä
lisäraudoituksen käyttö enemmän puristuvissa pystyrakenteissa. Tarkastellaan
seuraavaksi pystyrakenteiden kokoonpuristumaerojen vaikutuksia eri runkoratkai-
suilla ja eri kompensointimenetelmien hyötyjä ja sitä, mihin niillä pyritään vaikut-
tamaan.

Rakennuksen jäykistyksellä on merkittävä vaikutus pystyrakenteisiin ja niiden di-
mensioihin. Asuinkerrostaloissa on tyypillistä käyttää jäykistävinä pystyrakenteina
kantavia väliseiniä. Tällaisessa rakennuksessa, jossa pystyrakenteet on mitoitettu
sekä pysty- että jäykistyskuormia vastaan, seinien paksuudet ovat lähellä toisi-
aan. Myöskään seinien vastaanottamissa pystykuormissa ei yleensä ole suurta
eroa ja betonin pitkäaikaismuodonmuutokset ovat lähellä toisiaan, joten on syytä
olettaa, että kokoonpuristumaerot pystyrakenteiden välillä jäävät hyvin pieniksi.
Verrattuna esimerkiksi tyypilliseen toimistorakennukseen, jossa jäykistys on hoi-
dettu ydinkuilulla ja tilantarpeen vuoksi seinien sijasta joudutaan käyttämään pilari
- palkki -runkoa, on tilanne hieman toinen. Pilarit mitoitetaan vain pystykuormia

vastaan, jolloin niiden jäykkyys verrattuna ydinkuiluun on hyvin pieni ja kokoonpuristumaerot rakenteiden välillä voivat olla merkittäviä. Tällaisessa rakennuksessa myös betonin pitkäaikaismuodonmuutokset kasvattavat kokoonpuristumaeroja, sillä pilarit ja ydinkuilu viruvat ja kutistuvat hyvin eri tavalla.

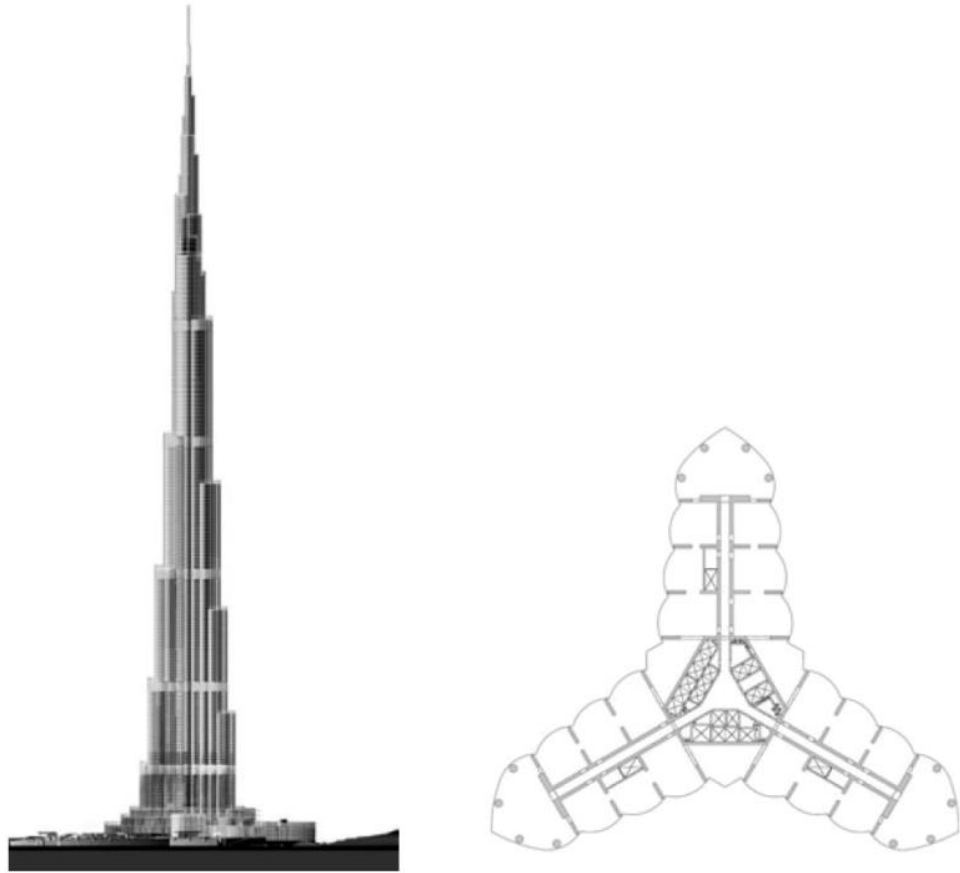
Kuten aiemmin todettiin, myös rakenteiden välisillä liitoksilla ja jännevälillä on merkitystä kokoonpuristumaerojen vaikutuksiin. Nivelellisillä liitoksella pystyrakenteiden välinen kokoonpuristumaero ilmenee vain vaakarakenteen kallistumana. Poikkeuksena moniaukkoiset vaakarakenteet, jolloin tukien painuminen vaikuttaa myös rakenteen rasitukseen. Yleisin menetelmä kallistuman korjaukseen on valaa eniten kokoonpuristuva rakenne hieman suunniteltua asemaansa korkeammalle. Näin vaakarakenne on lopullisessa tilanteessa suunnitellussa asemassaan. Vaakarakenteen valaminen kaltevaan tasoon tosin kasvattaa työmäärää ja kustannuksia (Kim 2015). Jäykkien liitosten tapauksessa pystyrakenteen kokoonpuristumaero vaikuttaa myös rakenteiden rasitukseen ja kuormien uudelleen jakaantumiseen pystyrakenteiden välillä. Tällöin myös vaakarakenteen jännevälin merkitys korostuu. Kohdan 3.1.1 mukaan jännevälin pienentyessä voivat vaakarakenteen lisärasitukset moninkertaistua. Jäykällä liitoksilla kuormien uudelleen jakaantumisen seurauksena pystyrakenteiden väliset kokoonpuristumaerot jäävät pienemmiksi kuin nivelellisillä liitoksilla. Nivelellisillä liitoksilla vaikutukset olivat ulkonäöllisiä, mutta suuremmat kokoonpuristumat voivat aiheuttaa ongelmia ei-kantaville rakenteille, kuten julkisivuille tai putkistoille. Kompensaatiomenetelmänä eniten kokoonpuristuvan rakenteen valaminen suunniteltua asemaansa korkeammalle ei vaikuta kuin vaakarakenteen lopulliseen kaltevuuteen. Pystyrakenteen kokoonpuristuma on sama kuin ilman kompensaatiotakin, joten sillä ei ole vaikutusta kokoonpuristumaeroista aiheutuviin vaakarakenteiden lisärasitukseen (Kim 2015). Pystyrakenteiden liittäminen toisiinsa jäykällä vaakarakenteella pienentää kokoonpuristumaeroja tehokkaasti, mutta vaakarakenteen rasitukset voivat kasvaa merkittävästi, eikä niitä voi jättää suunnittelussa huomioimatta. Mitä lähempänä eri suuruudella kokoonpuristuvat pystyrakenteet ovat toisistaan, sitä jäykempi vaakarakenne on suhteessa jänneväliin ja sitä tehokkaammin se tasoittaa myös kokoonpuristumaeroja.

Lisäraudoituksen käyttöä enemmän kokoonpuristuvassa pystyrakenteessa Kim (2015) pitää helppona tapana pienentää pystyrakenteiden välisiä kokoonpuristumaeroja. Luvun 2.4 mukaan raudoituksen lisääminen kasvattaa rakenteen jäykkyyttä, mikä pienentää kimmoista kokoonpuristumaa. Sillä on vaikutusta myös betonin pitkäaikaismuodonmuutoksiin, ja kuvasta 3 nähtiinkin, että lisäraudoituksella

voidaan tehokkaasti pienentää rakenteiden kokonaiskokoonpuristumia. Toisin kuin muissa kompensointimenetelmissä, lisäraudoituksen käyttö vaikuttaa pystyrakenteiden kokoonpuristumaan, mikä pienentää myös lisärasituksia jäykästi kiinnitetyissä vaakarakenteissa. Vaikka teräs on suhteellisen kallis materiaali, voi se rakennuksen kokonaiskustannusten ja aikasäästön takia olla paras vaihtoehto kokoonpuristumaerojen pienentämiseksi (Kim 2015). Lisäksi, kun pystyrakenteiden teräsmäärää kasvatetaan, voi se vähentää vaakarakenteiden raudoitustarvetta lisärasitusten pienentyessä.

Täytyy myös muistaa, että rakennukset ovat harvoin ideaalirunkoisia, joten kokoonpuristumaerojen käsittely ei ole niin suoraviivaista. Esimerkiksi kantavilla väliseinillä jäykistetyssä asuinkerrostaloissa, joissa kokoonpuristumaerojen todettiin jäävän pieneksi, kellarikerroksissa runko voi muuttua huomattavasti rakennuksen normaalista rungosta. Runko voi muuttua esimerkiksi paikoitustilojen takia pilari-runkoiseksi, jolloin tilanne on täysin eri pystyrakenteiden kokoonpuristumaerojen kannalta. Lisäksi perustusten ja maan vuorovaikutuksella on oma vaikutuksensa rakennuksen käyttäytymiseen. Nivelellisten liitosten tapauksessa perustusten epätasainen painuminen ei varsinaisesti vaikuta pystyrakenteiden kokoonpuristumiin, mutta rakennuksen siirtymät voivat kasvaa. Jäykissä liitoksissa se voi kuitenkin aiheuttaa muutoksia myös rakenteiden kokoonpuristumiin kuormien uudelleen jakaantumisen seurauksena. Myöskään rakenteiden väliset liitokset ovat harvoin täysin nivelellisiä, vaan todellisuudessa ne ovat jotakin nivelellisen ja jäykän liitoksen väliltä. Tällöin myös nivelellisinä ajatelluissa liitoksissa voi tapahtua jäykkien liitosten tapauksessa mainittuja ilmiöitä.

Tarkastellaan lopuksi Dubaissa sijaitsevaa 828 metristä pilvenpiirtäjää *Burj Khalifa*, ja sitä, miten kyseisessä kohteessa pystyrakenteiden väliset kokoonpuristumaerot on otettu suunnittelussa huomioon. Tällä hetkellä maailman korkeimman rakennuksen jäykistysjärjestelmää voidaan kuvata "tuetuksi" ydinjäykistykseksi. Rakennuksen keskellä on kuusikulmainen ydinkuilu, jota pohjaltaan Y-muotoisen rakennuksen haarat tukevat tuulikuormia vastaan (Baker et al. 2007; Taranath 2010). Haarojen pystyrakenteina ovat keskeiset seinät sekä ulkoreunan pilarit. Pystyrakenteet ovat jatkuvia koko rakennuksen korkeudella ja ne on sijoitettu symmetrisesti ytimen suhteen. Rakennus ja sen pohjapiirros on esitetty kuvassa 6.



Kuva 6. *Burj Khalifa (Baker et al. 2007, s. 363).*

Burj Khalifassa pystyrakenteiden kokoonpuristumat ovat suurimmaksi osaksi betonin pitkäaikaisvaikutusten aiheuttamia. Betonin virumasta ja kutistumasta aiheutuvien kokoonpuristumaerojen minimoimiseksi pilareiden koot ovat vakiot ja pystyrakenteet on valettu samasta betonimassasta kerroksittain. Myös ytimen seinien paksuus on valittu niin, että ne viruvat ja kutistuvat samaa tahtia pilareiden kanssa. Käytävien seinien paksuus taas on sellainen, että pysyvästä kuormista aiheutuvat normaalijännitykset ovat niissä samat kuin pilareissa. Lisäksi rakennuksen 30 kerroksen välein olevat tukiseinät liittävät kaikki kerroksen pystyrakenteet toisiinsa tasoittaen normaalijännityksiä pystyrakenteiden välillä (Taranath 2010). Pystyrakenteiden laskennallinen maksimikokonaiskokoonpuristuma on noin 300 mm. Näin suurta kokoonpuristumaa täytyy kompensoida, vaikka kokoonpuristumaeroja ei syntyisikään pystyrakenteiden välille. Rakennuksen pystyrakenteet onkin valettu hieman teoreettista asemaansa korkeammiksi, millä saavutettiin suunniteltu kerroskorkeus lopputilanteessa.

Näin korkeassa rakennuksessa rakentamisen vaihteellisuus korostuu entisestään. Vaihteista rakentamista käsittelemme tarkemmin seuraavassa luvussa.

Rakennuksen analysoinnissa käytettiin 15 erillistä FEM-mallia, joilla pystyttiin kuvaamaan rakenteen todellista käyttäytymistä rakentamisen aikana. Rakennuksen ikänä lopullisessa analyysissä käytettiin 50 vuotta (Baker et al. 2007). Jotta rakenteiden todellista käyttäytymistä korkeissa rakennuksissa ymmärrettäisiin jatkossa paremmin ja kohteen analyysien tarkkuus voitiin todentaa, rakennusta varten kehitettiin järjestelmällinen ja tarkka mittausjärjestelmä, jossa mitattiin muun muassa pystyrakenteiden jännityksiä sekä kimmoisia, virumasta ja kutistumasta aiheutuvia kokoonpuristumia. Mittaustuloksia seurattiin kuukausittain, niitä verrattiin laskettuihin tuloksiin ja laskentaan tehtiin tarvittaessa muutoksia tulosten pohjalta. Lopputuloksena rakennuksen todelliset kokoonpuristumat olivat hyvin lähellä laskettuja arvoja (Abdelrazaq 2012).

4. VAIHEITTAINEN RAKENTAMINEN

Tavallisesti rakennusten analysointi ja rasitusten laskenta tapahtuu tavalla, jossa kaikki kuormat, mukaan lukien rakenteiden omat painot, asetetaan vaikuttamaan valmiiseen rakennukseen samalla hetkellä. Tällaista laskentatapaa kutsutaan OSA-menetelmäksi (One-step analysis). Todellisuudessa rakentaminen tapahtuu kuitenkin vaiheittain (kerroksittain), jolloin myös rakenteiden kuormitus tapahtuu vaiheittain. Kun alemmissa kerroksissa tapahtuneita kokoonpuristumia kompensoidaan rakentamisen aikana, antaa OSA-menetelmä todellista suurempia kokoonpuristumia, mikä vaikuttaa luvun 3.1.1 mukaan myös rakenteiden rasituksiin.

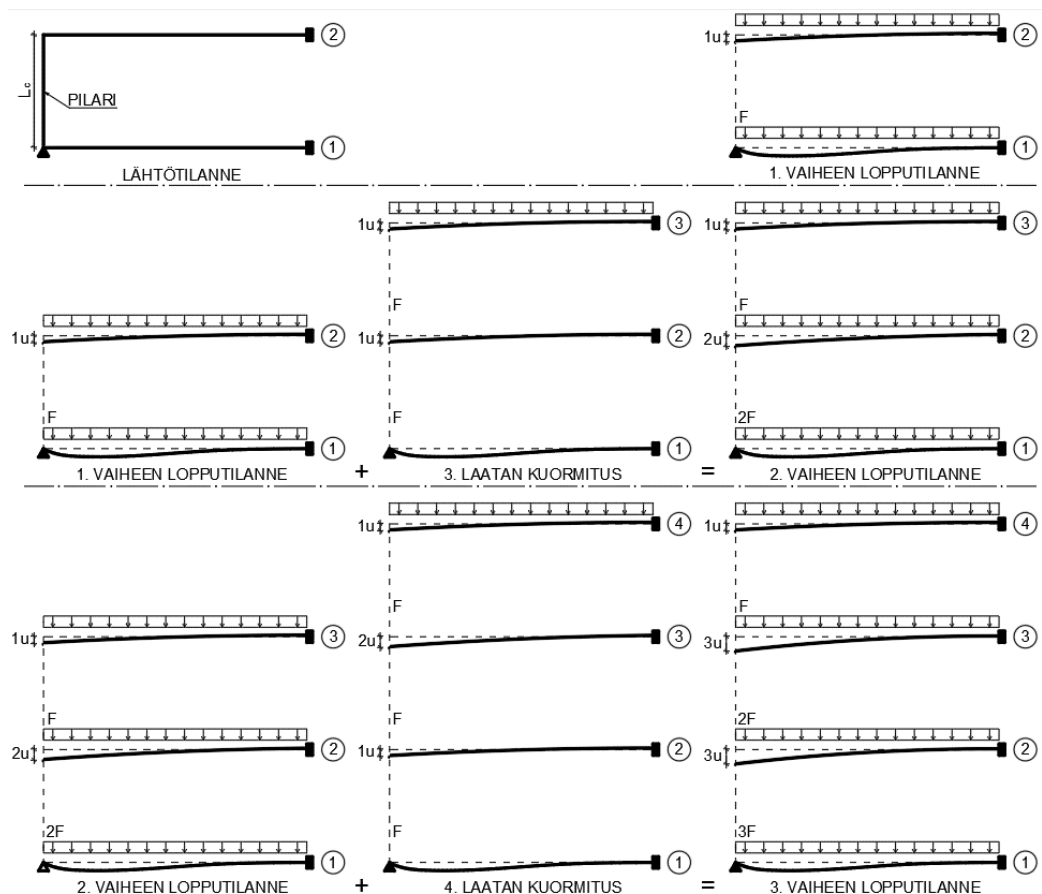
Tänä päivänä rakennusten analysointi ja rasitusten laskenta tehdään pääasiassa elementtimenetelmää (eng. Finite element method, FEM) hyödyntävillä tietokonepohjaisilla laskentaohjelmistoilla. Rakentamisen vaiheittaisuuden huomioiminen rakennesuunnittelussa on kuitenkin työlästä ja aikaa vievää (Rombach 2011). Siksi FEM-malleissa käytetään yleensä virheellistä OSA-menetelmää, vaikka ohjelmat mahdollistavaisitkin vaiheittaisuuden huomioimisen. Rakentamisen vaiheittaisuus on yleensä otettu huomioon vain silloissa, mutta se on yhtä tärkeää myös korkeissa rakennuksissa, sillä kokoonpuristumilla on niissä suuri merkitys (Ha & Lee 2013). OSA-menetelmä ei kuvaa rakenteiden todellista käyttäytymistä ja vääristää rakenteiden rasituksia, mikä voi johtaa rakenteiden alimitoitukseen (Geethu & Prasceeda 2016). Vaiheittaisen rakentamisen huomioivaa laskentatapaa kutsutaan CSA-menetelmäksi (Construction stage analysis).

4.1 Vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen vaikutus rakennuksen analysoinnissa

OSA-menetelmässä oletetaan, että kaikki betonirakenteet ovat saavuttaneet nimellislujutensa kuormitushetkellä. Eurokoodin mukaan betoni saavuttaa nimellislujutensa 28 vuorokauden ikäisenä. Jos kerroksen rakentamistahti on tätä nopeampi eikä rakenne ole kuormitushetkellä saavuttanut nimellislujuttaan, on rakenteiden omasta painosta aiheutuvat kimmoiset kokoonpuristumat todellisuudessa suurempia, kuin OSA-menetelmällä saadut kokoonpuristumat. Toisaalta näitä kokoonpuristumia kompensoidaan ylemmissä kerroksissa. OSA-menetelmässä oletetaan myös, että betonin pitkäaikaismuodonmuutokset alkavat vasta kuormittumishetkellä. Todellisuudessa viruman ja kutistuman aiheuttamia ko-

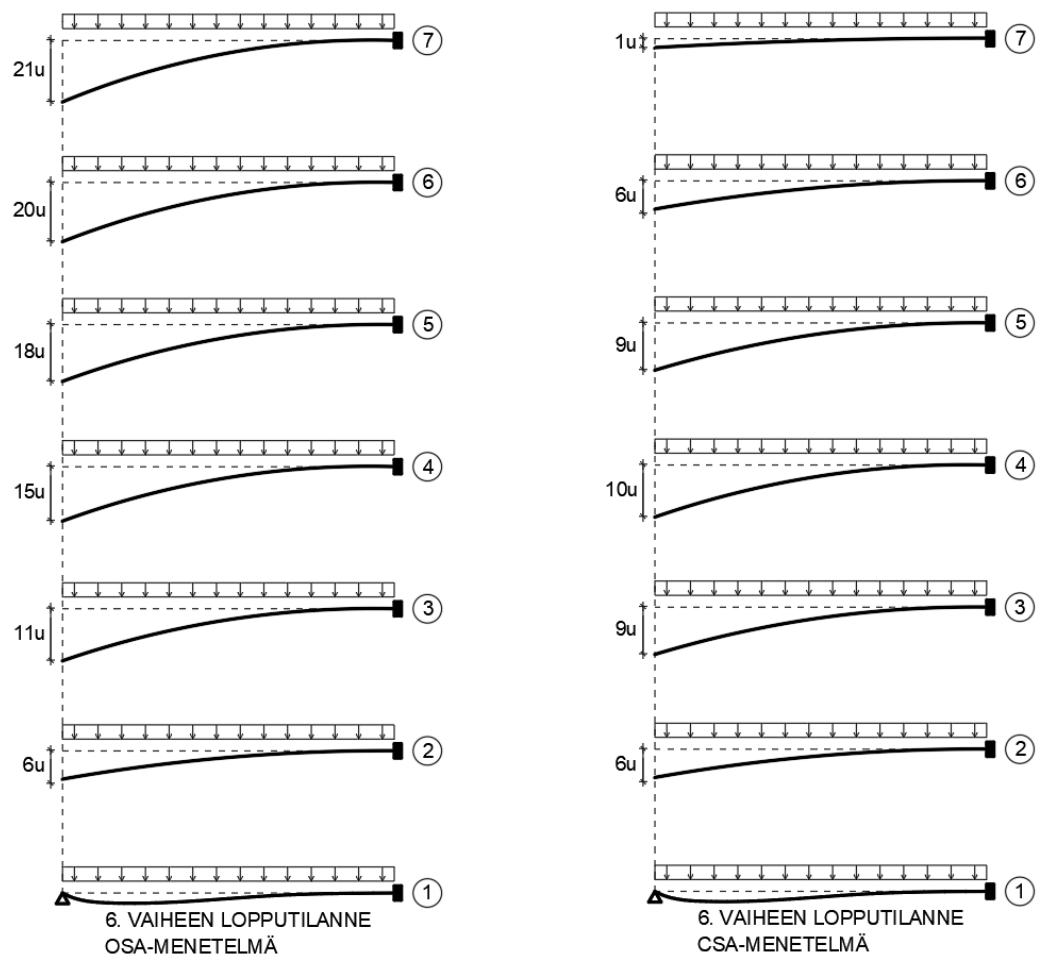
koonpuristumia ehtii jo tapahtua, ja niitä pystytään osittain kompensoimaan rakentamisen aikana. Esimerkiksi betonin sisäinen kutistuma tapahtuu jo valua seuraavina päivinä, joten sen merkitys lopullisesta kokonaiskoonpuristumasta on lähes olematon. Luvussa 2 todettiin, että betonin kuormittumisiällä on suuri vaikutus virumaan ja kutistumaan. Pystyrakenteiden vaiheittainen kuormitus vaikuttaa merkittävästi viruman kehittymiseen, ja sillä on vaikutusta myös lopulliseen viruman aiheuttaman koonpuristuman suuruuteen, kuten myöhemmin huomataan.

Rombach (2011) havainnollistaa vaiheittaisen rakentamisen vaikutuksia yksinkertaisen esimerkin avulla. Tarkastellaan pilarin kimmoista koonpuristumaa kuvan 7 mukaisessa rakenteessa. Yhteen suuntaan kantava laatta on tuettu toiselta reunalta äärettömän jäykkään seinään, ja toiselta reunalta pilariin. Tarkastellaan vain rakenteiden omia painoja ja oletetaan pilarin alla oleva tuki painumattomaksi. Rakenne kuvaa hyvin tyypillistä tilannetta korkeassa rakennuksessa, jossa laatta tukeutuu rakennuksen sisällä olevaan ydinkuiluun ja ulkoreunan pilariin.



Kuva 7. Rakenteen muodonmuutoksen kehittyminen rakentamisen aikana (perustuu lähteeseen Rombach 2011, s. 330).

Kuvan 7 lähtötilanteessa alapohjalaatta on valettu. Kun taso 2 valetaan, tapahtuu pilarissa muotin purkamisen jälkeen kokoonpuristuma $u = F \cdot L_c / E_c \cdot A_c$. 2. vaiheessa lähtökohtana on 1. vaiheen lopputilanne. Kun taso 3 valetaan, tapahtuu alemmassa pilarissa välittömästi valukuormista kokoonpuristuma u . Muotin purkamisen jälkeen myös ylemmässä pilarissa tapahtuu kokoonpuristuma u . Vaiheen 2 lopputilanne saadaan laskemalla lähtötilanne ja uudet muodonmuutokset yhteen. Seuraavat vaiheet etenevät samalla kaavalla. Kuvassa 8 on esitetty tilanne 6. vaiheen jälkeen. Oikeanpuoleisessa kuvassa on esitetty tilanne kuvan 7 mukaisella CSA-menetelmällä laskettuna ja vasemmanpuoleisessa kuvassa OSA-menetelmällä laskettuna.



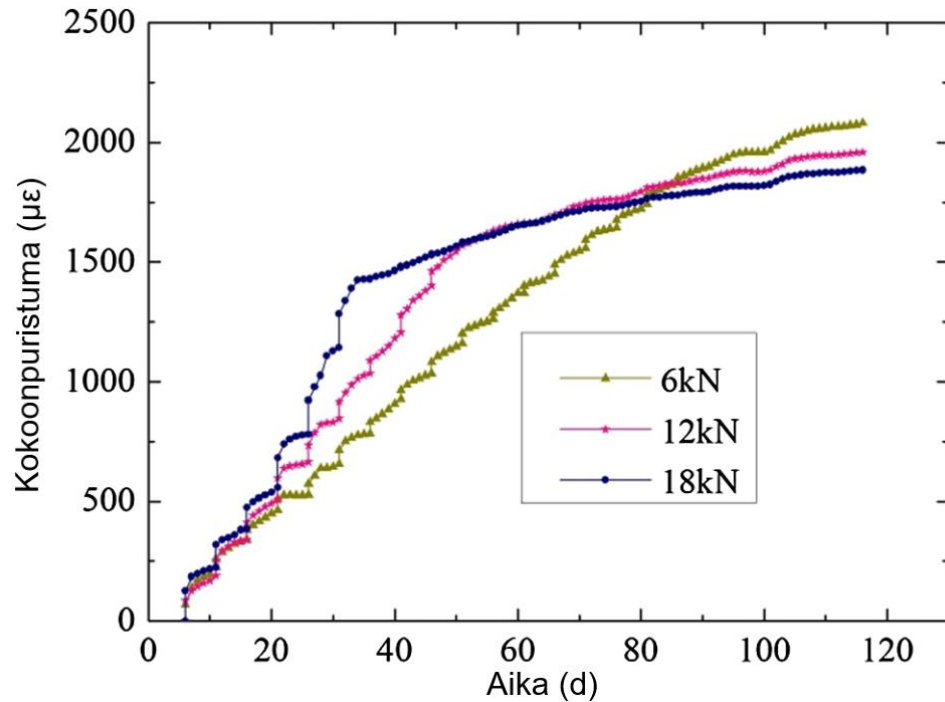
Kuva 8. Rakenteen muodonmuutokset OSA- ja CSA-menetelmällä laskettuna (perustuu lähteeseen Rombach 2011, s. 331).

Kuvasta 8 huomataan, että normaalisti käytettävällä OSA-menetelmällä maksimi-muodonmuutokset yliarvioidaan noin kaksinkertaisiksi. Esimerkissä on huomioitu pelkästään rakenteiden omista painoista aiheutuva kimmainen kokoonpuristuma ja täytyy muistaa, että betonin viruma ja kutistuma lisäävät kokoonpuristumia,

mikä kasvattaa tulosten eroja menetelmien välillä entisestään. Lisäksi kokoonpuristumat kasvavat OSA-menetelmässä ylöspäin mentäessä saaden maksimiarvonsa rakennuksen huipulla, kun todellisuudessa kokoonpuristumien maksimiarvo sijoittuu rakennuksen keskivaiheille.

Vaiheittaisen rakentamisen huomioimisella on siis merkittävä vaikutus pystyrakenteiden kokoonpuristumiin, mikä vaikuttaa myös pystyrakenteiden normaalivoimiin, kuormien uudelleen jakaantumiseen ja vaakarakenteiden lisärasitukseen. Tianyi & Xiangdong (2007) selvittivät tutkimuksessaan, että OSA-menetelmä yliarvioi vaakarakenteen vaikutuksen. Tämä on luonnollista, sillä OSA-menetelmällä kokoonpuristumaerot ovat todellista suuremmat, mikä aiheuttaa suurempia kuormien siirtymisiä ja vaakarakenteen lisärasituksia. Erot menetelmien välillä korostuivat etenkin tukiseinien tapauksessa. Tutkimuksessa käytetyssä kohteessa OSA-menetelmä aliarvioi enemmän kokoonpuristuvan pilarin normaalivoimat, ja erot CSA-menetelmään verrattuna olivat 15 % 20-kerroksisessa ja 25 % 60-kerroksisessa rakennuksessa. Lisäksi OSA-menetelmällä tukiseinän alapuolinen pilari alkoi ”roikkua” tukiseinästä sen suuren jäykkyyden vuoksi aiheuttaen pilariin vetorasituksen. Tällainen vetorasitus ei kuitenkaan ole todellinen, sillä pilarin kimmainen kokoonpuristuma on ehtinyt tapahtua ennen tukiseinän valamista. Hemmilä (2014) tutki diplomityössään korkean betonirakennuksen stabiiliteettilaskentaa elementtimenetelmällä. Tutkimuksessa selvisi, että vaiheittaisuuden huomioimisella on suuri merkitys rakenteiden vastaanottamiin pystykuormituksiin. Hän toteaa, että OSA-menetelmällä rakenne saattaa pysyä täysin puristettuna, kun CSA-menetelmällä se onkin osittain vedetty. Vaakarakenteiden lisärasitusten osalta erot ovat vieläkin merkittävämmät. Kuvan 8 mukaan, OSA-menetelmällä suurimmat kokoonpuristumat syntyivät virheellisesti rakennuksen huipulle, jolloin myös vaakarakenteiden lisärasituksetkin ovat siellä suurimmat. Tianyin & Xiangdongin (2007) tutkimuksessa niin tavallisten palkkien kuin tukiseinienkin tapauksessa OSA-menetelmällä lasketut maksimilisärasitukset olivat lähes kaksinkertaiset CSA-menetelmällä laskettuihin arvoihin.

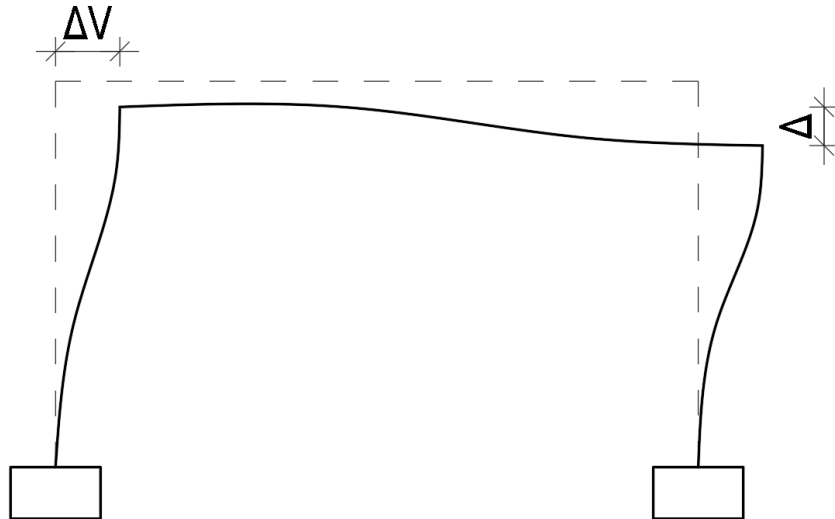
Du *et al.* (2015) tutkivat kokoonpuristumisen varhaisvaiheen kehittymistä ajan suhteen, kun rakenteen kuormitus laitetaan vaikuttamaan vaiheittain. Tutkimuksessa keskityttiin etenkin jännitysriippuvaisiin kokoonpuristumiin (kimmainen kokoonpuristuma ja viruma). Tutkimuksessa betonikuution kuormaa lisättiin eri suuruudella 100 kN asti 5 päivän välein. Tulos on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. Kokonaispuristuman kehitys ajan suhteen eri suuruisilla kuorman lisäyksillä (perustuu lähteeseen Du et al. 2015, s. 137).

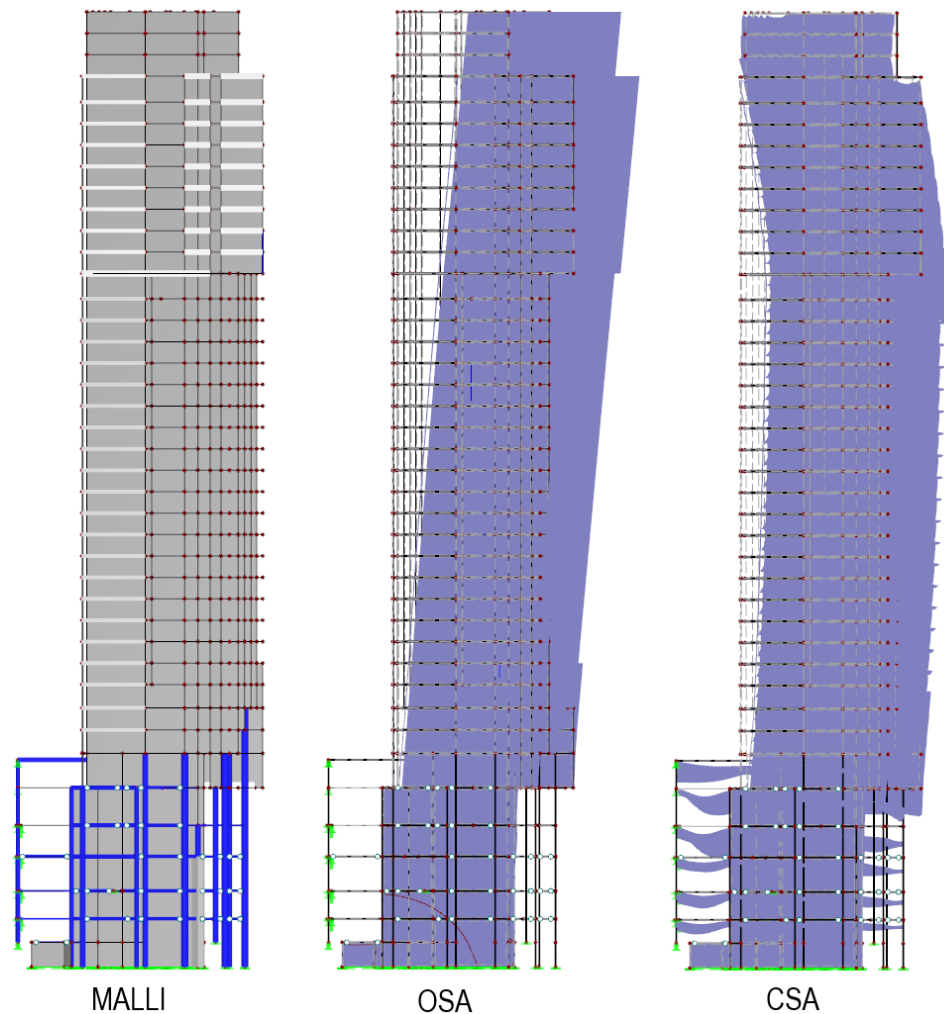
Kuvasta 9 huomataan, että alkuvaiheessa kokonaispuristuma kasvaa luonnollisesti nopeammin suuremmilla kuorman lisäyksillä. Loppuvaiheessa, kun kaikissa tapauksissa on saavutettu lopullinen kuormitustaso, huomataan, että mitä nopeammin rakenne on saanut lopullisen kuormituksensa, sitä pienempi on lopullinen kokonaispuristuma. Tämä selittyy betonin hydrataatioreaktion parantavasta vaikutuksesta betonin mikrohalkeamiin. Kun betonia aletaan kuormittamaan, syntyy siihen mikrohalkeamia. Betonin hydrataatioreaktion seurauksena halkeamat tiivistyvät, mikä parantaa rakenteen kestävyyttä. Kuvassa 9 18 kN kuorman lisäyksellä rakenne saavuttaa lopullisen kuormitustasonsa 31 päivän ikäisenä, ja 6 kN lisäyksellä 86 päivän ikäisenä. Ensimmäisessä tapauksessa hydrataatiota ei ole ehtinyt tapahtua niin paljon jälkimmäisessä, ja siten hydrataation ”parantava” vaikutus on suurempi. (Du et al. 2015)

Vaiheittaisen rakentamisen huomioimisella on siis merkittävä vaikutus rakenteiden pystysiirtymiin. Pystyrakenteiden kokonaispuristumaeroista johtuen rakennukseen syntyy myös vaakasiirtymiä. Asiaa on havainnollistettu kuvan 10 mukaisella jäykällä kehällä.



Kuva 10. Pystyrakenteiden kokoonpuristumaerosta aiheutuva vaakasiirtymä (perustuu lähteeseen Taehun et al. 2017, s. 12).

Kuvassa 10 on esitetty pystyrakenteiden kokoonpuristumaerosta Δ aiheutuva keuhän vaakasiirtymä ΔV . Kuvasta 8 huomattiin että OSA-menetelmällä pystyrakenteiden kokoonpuristumat olivat todellista suuremmat. Suurempi kokoonpuristumaero pystyrakenteiden välillä aiheuttaa suuremman vaakasiirtymän, joten voidaan todeta, että OSA-menetelmä vääristää myös rakennuksen vaakasiirtymiä. Kuvassa 11 on esitetty esimerkkirakennuksen omasta painosta aiheutuva vaakasiirtymä OSA- ja CSA-menetelmällä.



Kuva 11. Rakennuksen omasta painosta aiheutuva vaakasiirtymä OSA- ja CSA-menetelmällä.

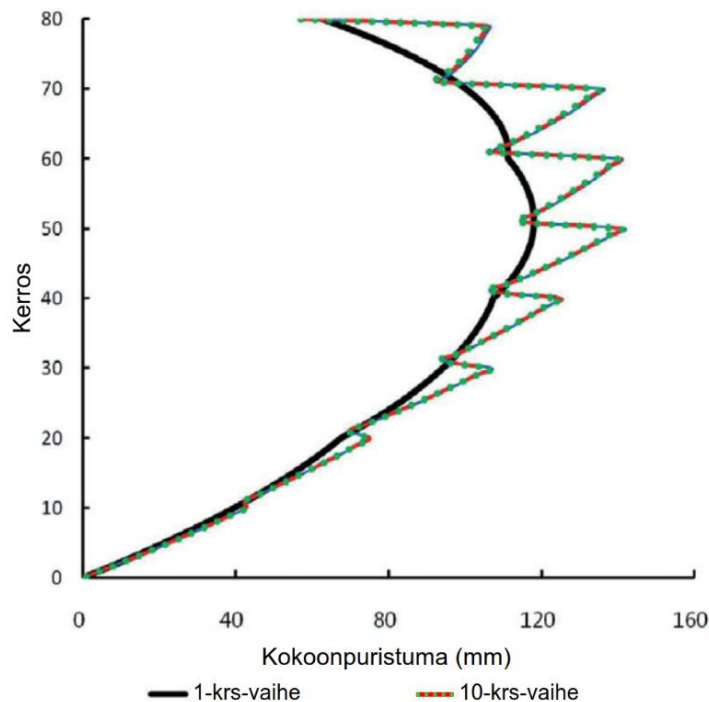
Kuvasta 11 nähdään selkeästi menetelmien välinen ero. Vaakasiirtymät muistuttavat luonnollisesti kuvan 8 mukaisia pystysiirtymiä. OSA-menetelmällä vaakasiirtymät kasvavat mentäessä rakennusta ylöspäin, kun todellisuudessa suurimmat siirtymät syntyvät rakennuksen keskivaiheille.

4.2 Vaiheittaisen rakentamisen huomioiminen FEM-laskennassa

Kuten aiemmin todettiin, on rakentamisen vaiheittaisuuden huomioiminen työlästä ja aikaa vievää. Rakentamisen vaiheittaisuuden huomioiminen edellyttää epälineaarista laskentaa, mikä ilmenee FEM-ohjelmistoissa moninkertaisena laskenta-aikana verrattuna lineaariseen laskentaan. Esimerkiksi Tikkasen (2014) diplomityössä vaiheittainen laskenta kesti 16 – 32-kerroksisilla rakennuksilla päiviä, jopa viikkoja, kun laskentaan syötettiin pelkkä rakennuksen geometriadata (rakenteiden omat painot). Mikäli laskennassa huomioitiin myös ulkoisia kuormia, kasvoi

laskenta-aika tästä lähes kymmenkertaiseksi (Tikkanen 2014). Kim *et al.* (2012) ovat tutkineet tulosten tarkkuutta ja laskenta-aikaa FEM-ohjelmalla, kun rakentamisen vaiheittaisuus huomioidaan yli yhden kerroksen vaiheissa. Lopputuloksena he suosittelivat sopivaksi vaiheen suuruudeksi 1/15 kertaa rakennuksen kerrosmäärä. Esimerkiksi 45-kerroksisessa rakennuksessa analyysi tulisi tehdä kolmen kerroksen vaiheissa. Tällöin virhe pystyrakenteiden kokoonpuristumisissa ja jäykästi kiinnitettyjen vaakarakenteiden momenteissa oli tutkimuksessa alle 5 %, ja laskenta-aika lyhentyi yli 80 % verrattuna tarkimpaan, yhden kerroksen vaiheissa tehtyyn laskentamallin. Yli yhden kerroksen vaiheissa tehdyn analyysin tuloksia täytyy kuitenkin hieman muokata ennen kuin ne ovat käyttökelpoisia.

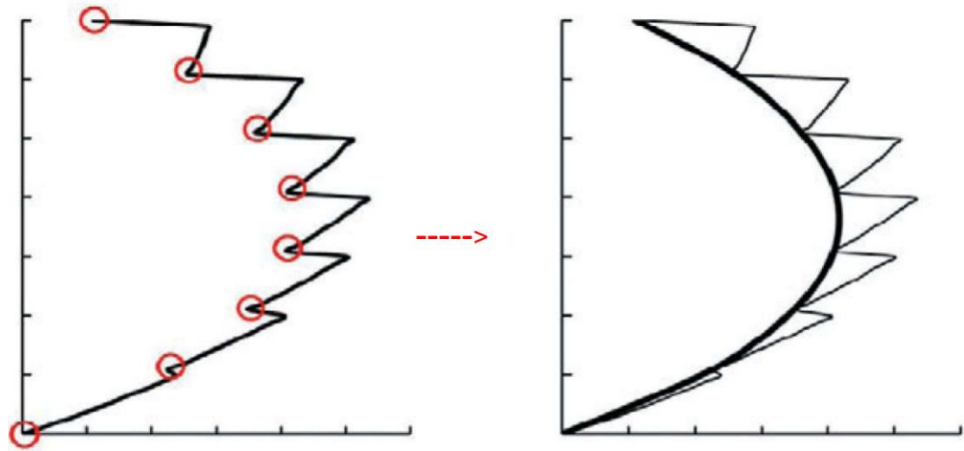
Kim *et al.* (2012) käyttivät tutkimuksessaan yksinkertaista kehärakennetta, jossa kaksiaukkoinen palkki on kiinnitetty jäykästi päistään pilareihin ja keskeltä seinään. Kuvassa 12 on esitetty esimerkkipilarin kokoonpuristuma.



Kuva 12. Esimerkkipilarin kokoonpuristuma 1 ja 10 kerroksen vaiheilla laskettuna (perustuu lähteeseen Kim *et al.* 2012, s. 769).

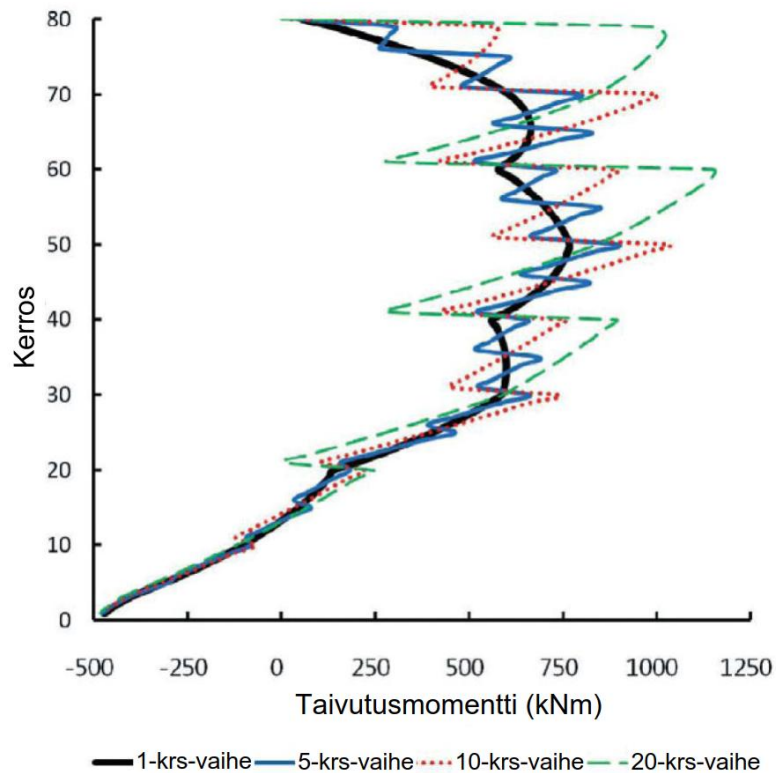
Kuvasta 12 huomataan tulosten tyypillinen sahalaitakuvio, kun laskennassa käytetään useamman kerroksen suuruista vaihetta. Esimerkissä on käytetty 10 kerroksen vaihetta, joten FEM-ohjelmisto kompensoi alempana jo tapahtuneita kokoonpuristumia 10 kerroksen välein, mikä ilmenee kuvan 12 mukaisena sahalaitakuviona (punavihreä viiva). Huomataan, että jokaisen vaiheen ensimmäisen kerroksen (kerrokset 11, 21, 31...) kokoonpuristumat ovat hyvin lähellä todellisia (yhden kerroksen vaiheilla laskettuja) kokoonpuristumia. Kyseisten pisteiden

kautta voidaan piirtää käyrä kuvan 13 osoittamalla tavalla. Piirretty käyrä mukailee hyvin todellista kokoonpuristumiskäyrää ja tämän esimerkin tapauksessa virhe maksimikokoonpuristumassa on vain noin 3 %.



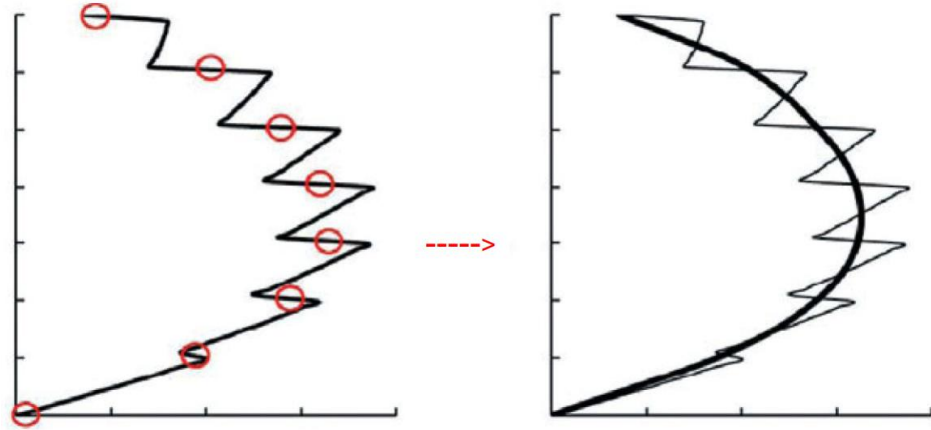
Kuva 13. Pilarin korjatun kokoonpuristumakäyrän piirtäminen (perustuu lähteeseen Kim et al. 2012, s. 769).

Vaakarakenteen momenteja tarkasteltaessa tuloksena saadaan vastaava sahalaitakuvio käytettäessä yli yhden kerroksen suuruisia vaiheita. Kuvassa 14 on esitetty saman esimerkkirakenteen palkin pään taivutusmomentit eri suuruisilla vaiheilla laskettuna.



Kuva 14. Esimerkkipalkin pään taivutusmomentti eri suuruisilla vaiheilla laskettuna (perustuu lähteeseen Kim et al. 2012, s. 773).

Kuvasta 14 huomataan, että jokaisen vaiheen keskellä oleva taivutusmomentin arvo on hyvin lähellä todellista palkin taivutusmomenttia. Näin ollen korjattu taivutusmomenttikäyrä voidaan piirtää jokaisen vaiheen ensimmäisen ja viimeisen kerroksen keskiarvon mukaan, kuten kuvassa 15 on esitetty.



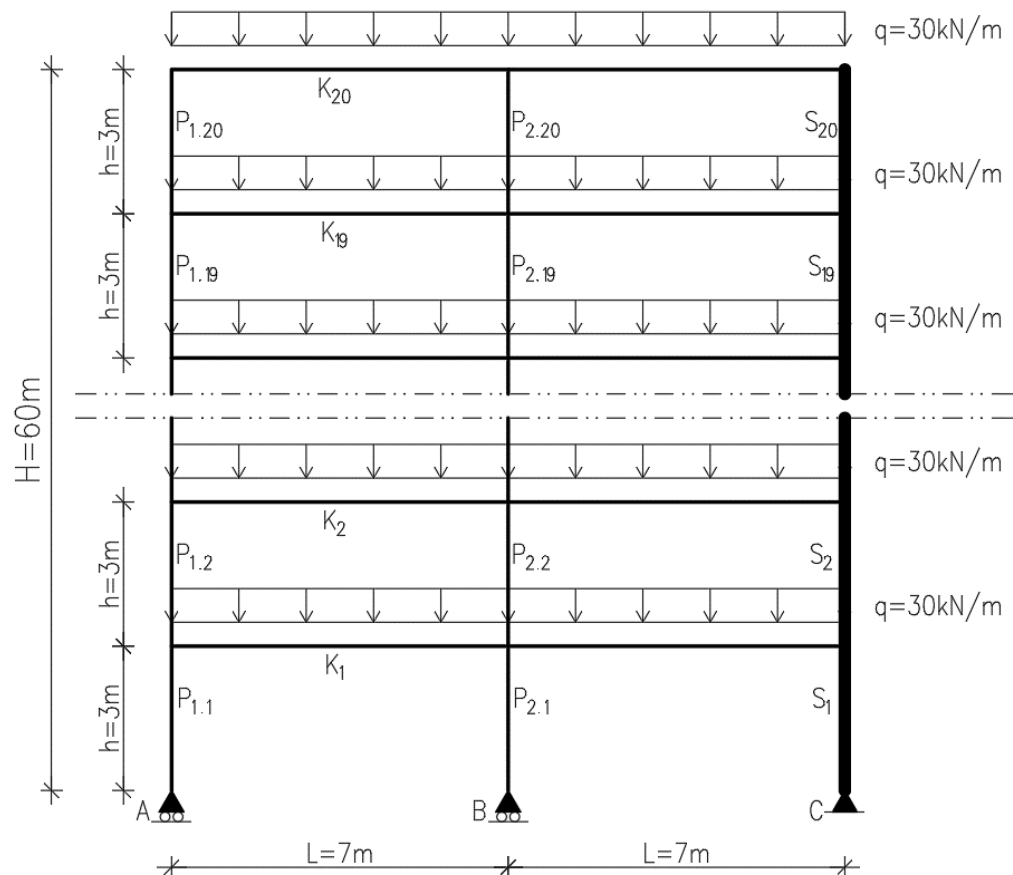
Kuva 15. Palkin korjatun taivutusmomenttikäyrän piirtäminen (perustuu lähteeseen Kim et al. 2012, s. 773).

Suuremmilla vaiheen suuruuksilla kuin 1/15 kertaa kerrosmäärä, tulokset ovat melko lähellä todellisia, mutta laskenta-aika ei enää lyhene merkittävästi. Lisäksi tutkimuksessa (Kim et al. 2012) todetaan, että mikäli pystyrakenteiden poikkileikkaukset muuttuvat vaiheen sisällä, voivat tulokset olla virheellisiä. Esimerkiksi kohta, jossa pilarin poikkileikkaus pienenee, tulisi sijoittaa kahden vaiheen rajapintaan.

5. KÄSINLASKENTA

Tässä luvussa tutkitaan pilareiden kokoonpuristumia esimerkin avulla. Esimerkissä lasketaan yksinkertaisen kehärakenteen pilareiden kokoonpuristumat käsin luvun 2 mukaisesti. Kehän analyysissä vertaillaan kimmoisen kokoonpuristuman ja viruman ja kutistuman aiheuttaman kokoonpuristuman suuruuksia toisiinsa, ja tutkitaan lisäksi raudoituksen ja vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen vaikutusta pilareiden kokoonpuristumiin. Analyysissa otetaan huomioon koko rakenne. Tuloksissa ei tarkastella yhden kerroksen pilarin absoluuttista kokoonpuristumaa, vaan kerroksen pystysiirtymää teoreettisesta asemastaan, mihin vaikuttaa myös alempien kerrosten kokoonpuristumat.

Tarkastellaan kuvan 16 mukaista nivelellisesti tuettua kehärakennetta. Kaksiaukkoinen palkki tukeutuu toisesta reunastaan ja keskeltä pilareihin, ja toisesta reunastaan ydinkuiluun. Ydinkuilu oletetaan kaikissa laskentamalleissa täysin painumattomaksi. Rakenne koostuu 20 samanlaisesta kerroksesta.



Kuva 16. Rakennemalli. Rakennemallista näytetty vain alimmat ja ylimmät kerrokset.

Rakennemallin seinien (S) ja palkkien (K) tunnuksien numero kuvastaa kerrosnumeroa. Pilareiden (P) ensimmäinen numero kertoo, onko kyseessä reunapilari (1) vai keskipilari (2), ja jälkimmäinen numero kuvastaa kerrosnumeroa. Niveluille on annettu nimet A, B, ja C. Kuormina ovat rakenteiden omat painot lukuun ottamatta seinän omaa painoa sekä palkin tasainen viivakuorma. Taulukossa 2 on esitetty rakenteiden, materiaalien ja kuormien lähtötiedot.

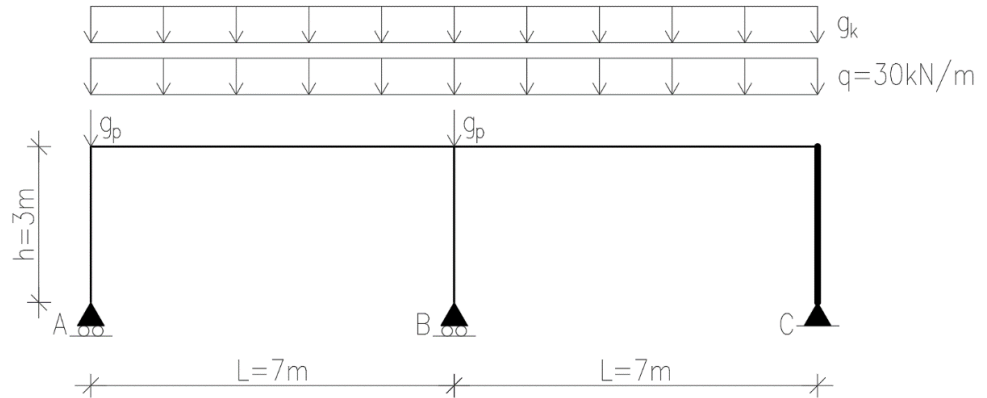
Taulukko 2. Laskentamallin lähtötiedot.

Rakennemalli			
Kerros määrä	n		20
Kerroskorkeus	h		3 m
Jänneväli	L		7 m
Pilarin poikkileikkaus			480x480mm
Palkin poikkileikkaus			480x780mm
Betoni			
Betonin puristuslujuus	f_{ck}		40 MPa
Betonin keskimääräinen puristuslujuus	f_{cm}		48 MPa
Betonin kimmokerroin	E_{cm}		35 GPa
Tangenttimoduuli	E_c		36,8 GPa
Kuormat			
Pilarin omapaino	g_p		17,3 kN
Palkin omapaino	g_k		9,36 kN/m
Tasainen kuorma	q		30 kN/m

Tehdään kuvan 16 mukaisesta rakennemallista 4 eri laskentamallia. Kaikissa malleissa lasketaan pilareiden kokoonpuristumat. Malleissa oletetaan, että vaakarakente ei jaa pystykuormia kokoonpuristumaeroista johtuen. Lisäksi seinä oletetaan täysin painumattomaksi. Ensimmäisessä mallissa lasketaan pilareiden kokoonpuristumat, kun pilareiden raudoitusta ja rakentamisen vaihteittaisuutta ei oteta huomioon. Toisessa mallissa määritetään kokoonpuristumat, kun pilareiden raudoitus otetaan huomioon. Kolmannessa mallissa lasketaan pilareiden kokoonpuristumat ilman raudoitusta, kun rakentamisen vaihteittaisuus otetaan huomioon ja neljännessä mallissa kokoonpuristumat, kun sekä raudoitus että rakentamisen vaihteittaisuus otetaan huomioon. Kaikki mallit jaetaan lisäksi alimalleihin A, B, ja C. Alimallissa A lasketaan pilareiden kimmoiset kokoonpuristumat, B virumasta aiheutuvat kokoonpuristumat ja C kutistumasta aiheutuvat kokoonpuristumat.

5.1 Kehän statiikka

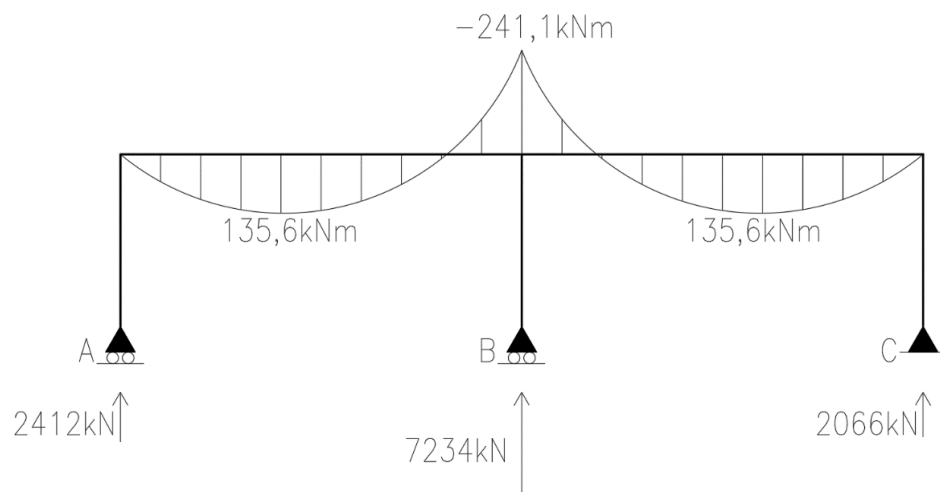
Ensimmäisenä täytyy laskea kuvan 16 rakennemallin statiikka. Oletetaan kaikki pystyrakenteet painumattomiksi. Koska pystyrakenteisiin ei synny muodonmuutoksia, ovat palkin rasitukset samat joka kerroksessa. Näin ollen riittää, kun ratkaisemme kuvan 17 mukaisen alimman kerroksen rasitukset.



Kuva 17. Alimman kerroksen laskentamalli.

Kyseessä on hyperstaattinen (staattisesti määräämätön) rakenne, eli rakenteen rasiusten ja tukireaktioiden ratkaisemiseen tarvitaan tasapainoehtojen lisäksi siirtymäkentän yhteensopivuusehtoja sekä materiaaliyhtälöitä (Salmi & Pajunen 2010). Tässä tapauksessa on käytetty joutokertoimien menetelmää ja MOHR:n integraalitalukoita. Laskenta on esitetty liitteessä A.

Alimman kerroksen palkin (sama kaikissa kerroksissa) taivutusmomenttikuvaaja sekä koko rakenteen tukireaktiot on esitetty kuvassa 18.



Kuva 18. Palkin taivutusmomenttikuvaaja sekä koko rakenteen tukireaktiot.

Kuvasta nähdään, että reunapilarin ja seinän tukireaktiot poikkeavat toisistaan, vaikka palkin jännevälit ovat yhtä pitkät. Tämä johtuu kuitenkin siitä, että seinän omaa painoa ei ole otettu huomioon tukireaktioita laskettaessa. Pilareiden normaalivoimat kerroksittain on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. *Pilareiden normaalivoimat kerroksittain.*

KRS	P ₁ . (kN)	P ₂ . (kN)
1	2412	7234
2	2291	6872
3	2171	6510
4	2050	6149
5	1930	5787
6	1809	5425
7	1688	5064
8	1568	4702
9	1447	4340
10	1327	3979
11	1206	3617
12	1085	3255
13	965	2893
14	844	2532
15	724	2170
16	603	1808
17	482	1447
18	362	1085
19	241	723
20	121	362

5.2 Malli 1, tavallinen analyysi, ei raudoitusta

Ensimmäisessä mallissa määritetään kerrosten pystysiirtymät pilareiden kohdalta, kun raudoitusta ja rakentamisen vaihteellisuutta ei oteta huomioon.

5.2.1 Malli 1A, kimmoisen kokoonpuristuma

Pilareiden kimmoiset kokoonpuristumat saadaan laskettua kaavalla (4) sijoittamalla siihen kohdassa 5.1 laskettujen pilareiden normaalivoimien arvot. Kerroksen pystysiirtymät saadaan lisäämällä arvoihin alempien pilareiden pystysiirtymä. Pystysiirtymät on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Pilareiden kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuvat pystysiirtymät ja pystysiirtymien erotus kerroksittain.

KRS	Δ_{c1} . (mm)	Δ_{c2} . (mm)	$\Delta_{c2}-\Delta_{c1}$. (mm)
1	0,9	2,7	1,8
2	1,7	5,2	3,5
3	2,6	7,7	5,1
4	3,3	10,0	6,6
5	4,0	12,1	8,1
6	4,7	14,1	9,4
7	5,3	16,0	10,7
8	5,9	17,8	11,8
9	6,5	19,4	12,9
10	7,0	20,9	13,9
11	7,4	22,2	14,8
12	7,8	23,4	15,6
13	8,2	24,5	16,3
14	8,5	25,4	17,0
15	8,7	26,2	17,5
16	9,0	26,9	17,9
17	9,2	27,4	18,3
18	9,3	27,9	18,6
19	9,4	28,1	18,7
20	9,4	28,3	18,8

Koska pilarit ovat täysin samanlaisia, niin pilareiden välinen kokoonpuristumaero johtuu ainoastaan pilareiden vastaanottamista kuormista.

5.2.2 Malli 1B, viruma

Lasketaan virumaluku kolmen vuoden päästä rakentamisesta, jolloin suurin osa viruman aiheuttamista muodonmuutoksista on tapahtunut. Ympäristön suhteellisenä kosteutena käytetään 50 % ja pilareiden kuormituksen aloittamisajankohta on 7 vuorokautta pilarin valusta. Virumaluku ajanhetkellä $t = 3$ vuotta saadaan kohdan 2.2 kaavoilla (5-15). Virumaluvun laskenta on esitetty liitteessä B ja virumaluvuksi saadaan $\varphi(t, t_0) = 2,1$. Vertailun vuoksi virumaluvun loppuarvoksi kuvan 2 käyrästä saadaan $\varphi(\infty, t_0) = 2,4$.

Kun viruman oletetaan käyttäytyvän lineaarisesti, saadaan viruman aiheuttama kokoonpuristuma laskettua kaavalla (5). Pilareiden normaalijännitykset saadaan kohdassa 5.1 laskettujen normaalivoimien avulla. Viruman aiheuttamat pystysiirtymät on esitetty taulukossa 5.

Taulukko 5. Viruman aiheuttamat pystysiirtymät kerroksittain ja pystysiirtymien erotus ajanhetkellä $t = 3$ vuotta.

KRS	Δ_{cc1} . (mm)	Δ_{cc2} . (mm)	$\Delta_{cc2} - \Delta_{cc1}$. (mm)
1	1,8	5,4	3,6
2	3,5	10,5	7,0
3	5,1	15,3	10,2
4	6,6	19,8	13,2
5	8,0	24,1	16,1
6	9,4	28,2	18,8
7	10,6	31,9	21,3
8	11,8	35,4	23,6
9	12,9	38,6	25,7
10	13,9	41,6	27,7
11	14,8	44,3	29,5
12	15,6	46,7	31,1
13	16,3	48,8	32,5
14	16,9	50,7	33,8
15	17,4	52,3	34,9
16	17,9	53,6	35,8
17	18,2	54,7	36,5
18	18,5	55,5	37,0
19	18,7	56,1	37,4
20	18,8	56,3	37,5

Vertailemalla taulukkoja (4) ja (5) huomataan, että viruman aiheuttamat kokoonpuristumat ovat noin kaksinkertaisia kimmoisiin kokoonpuristumiin nähden.

5.2.3 Malli 1C, kutistuma

Tarkastellaan kutistumaa samalla ajankohtaa ja samoissa olosuhteissa, kuin virumaakin. Kuivumiskutistuman alkamisajankohdaksi, eli jälkihoidon päättymisajankohdaksi oletetaan seitsemän vuorokautta. Kuivumiskutistuma ajanhetkellä t saadaan laskettua kaavoilla (18-21). Vertailun vuoksi lasketaan myös kuivumiskutistuman loppuarvo kaavalla (17). Sisäinen kutistuma saadaan laskettua kaavoilla (22-24). Kutistuman laskenta on esitetty liitteessä B.

Pilareiden kuivumiskutistumaksi ajanhetkellä $t = 3$ v. saadaan $\varepsilon_{cd}(t) = 3,05 \cdot 10^{-4}$ ja kuivumiskutistuman loppuarvoksi $\varepsilon_{cd}(\infty) = 3,46 \cdot 10^{-4}$. Sisäisen kutistuman arvoiksi saadaan $\varepsilon_{ca}(t) = 7,49 \cdot 10^{-5}$ ja $\varepsilon_{ca}(\infty) = 7,50 \cdot 10^{-5}$. Huomataan, että sisäisen kutistuman arvo kolme vuotta rakentamisesta on lähes sama kuin sisäisen kutistuman loppuarvo. Tämä johtuu siitä, että suurin osa sisäisestä kutistu-

masta tapahtuu jo valua seuraavina päivinä. Kuivumiskutistuma taas kehittyy hitaasti eikä se välttämättä lopu koskaan, mikä näkyy pienenä erona kuivumiskutistuman arvoissa. Arvoista kuitenkin huomataan, että kolmen vuoden päästä rakentamisesta pilareiden kuivumiskutistumasta on tapahtunut jo lähes 90 %. Kokonaiskutistuma saadaan laskemalla yhteen kuivumiskutistuma ja sisäinen kutistuma kaavan (16) mukaan. Kokonaiskutistumaksi ajanhetkellä t saadaan $\varepsilon_{cs}(t) = 3,80 * 10^{-4}$ ja loppuarvoksi $\varepsilon_{cs}(\infty) = 4,21 * 10^{-4}$. Kutistuman aiheuttamat pystysiirtymät on esitetty taulukossa 6.

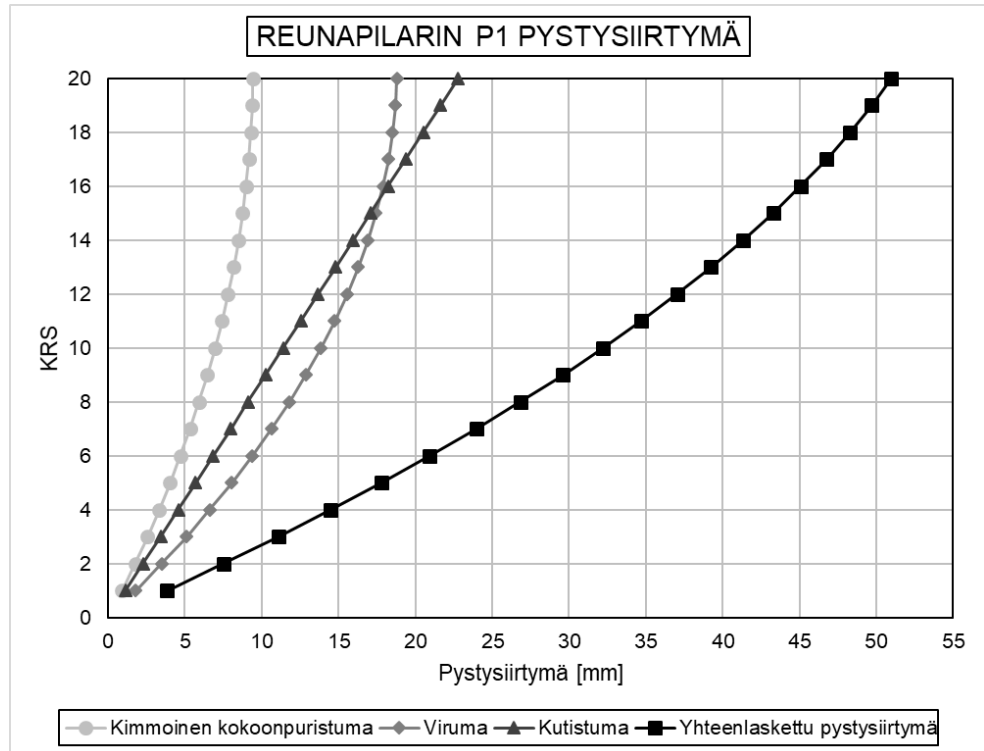
Taulukko 6. *Kutistuman aiheuttamat pystysiirtymät kerroksittain ajanhetkellä $t = 3$ vuotta.*

KRS	Δ_{cs}. (mm)
1	1,1
2	2,3
3	3,4
4	4,6
5	5,7
6	6,8
7	8,0
8	9,1
9	10,3
10	11,4
11	12,5
12	13,7
13	14,8
14	15,9
15	17,1
16	18,2
17	19,4
18	20,5
19	21,6
20	22,8

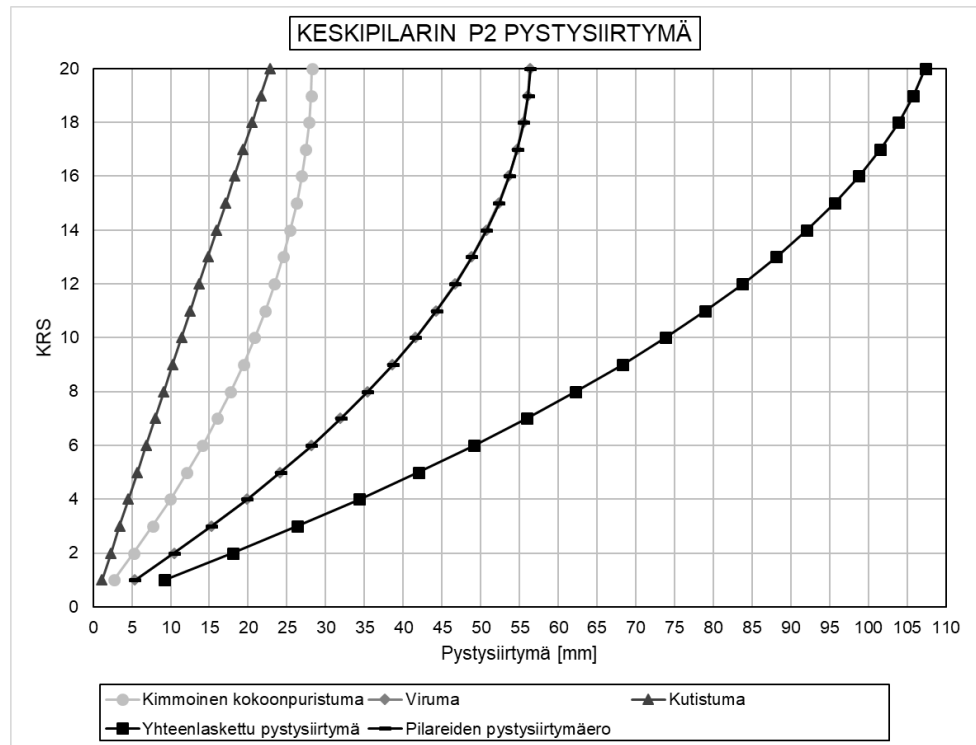
Kokonaiskutistumasta suurin osa aiheutuu kuivumiskutistumasta. Sisäisen kutistuman osuus pilareiden kokonaiskutistumasta on noin 20 %. Kutistuma on riippuvainen ainoastaan materiaaliominaisuuksista sekä ympäristöolosuhteista, joten siitä aiheutuva kokoonpuristuma on sama sekä reuna- että keskipilarilla.

5.2.4 Malli 1, tulokset

Mallin 1 pilareiden kokonaiskoonpuristumat saadaan yhdistämällä mallit 1A,1B ja 1C. Kuvissa 19 ja 20 on esitetty pilareiden yläpään pystysiirtymät sekä pystysiirtymien välinen erotus kerroksittain, kun rakentamisen vaiheittaisuutta ja pilareiden raudoitusta ei ole otettu huomioon.



Kuva 19. Reunapilarin P1 kimmoisesta kokoonpuristumasta, virumasta ja kutistumasta aiheutuvat pystysiirtymät, sekä yhteenlaskettu pystysiirtymä.



Kuva 20. Keskipilarin P2 kimmoisesta kokoonpuristumasta, virumasta ja kutistumasta aiheutuva pystysiirtymä, yhteenlaskettu pystysiirtymä sekä pilareiden P1 ja P2 välinen pystysiirtymäero. (HUOM, Viruman ja pystysiirtymäeron käyrät päällekkäin.)

Kuvista 19 ja 20 huomataan, että molemmissa pilareissa pystysiirtymät kasvavat noustessa rakennusta ylöspäin saaden maksimiarvonsa rakennuksen huipulla. Reunapilarin P1 pystysiirtymäksi saadaan 51 mm ja keskipilarin P2 107 mm. Näin ollen pilareiden pystysiirtymäeron maksimi on 56 mm. Keskipilarin tapauksessa viruman aiheuttama kokoonpuristuma on selvästi suurin. Sen osuus kokonaiskokoonpuristumasta vaihtelee 52 % ja 68 % välillä. Kutistuman osuus taas on pienin koko rakennuksen korkeudella. Reunapilarilla kokoonpuristumien osuudet ovat hieman erilaiset. Kutistuman osuus on huomattavasti suurempi ollen ylimmissä kerroksissa suurin kokoonpuristumaa aiheuttava tekijä, ja kimmoisen kokoonpuristuman osuus on selvästi pienin. Selityksenä betonin pitkäaikaisvaikutusten suureen osuuteen kokonaiskokoonpuristumasta on todennäköisesti rakenteiden varhainen kuormittaminen.

5.3 Malli 2, tavallinen analyysi, raudoitettu

Mallissa 1 tarkasteltiin pelkästään betonin muodonmuutoksia. Todellisuudessa betonirakenteet ovat kuitenkin raudoitettuja, millä on luvun 2.4 mukaan vaikutusta

rakenteen muodonmuutoksiin. Mallissa 2 lasketaan raudoitettujen pilareiden kokoonpuristumat. Teräksen kimmokerroin $E_s = 200 \text{ GPa}$, ja molempien pilareiden raudoitussuhteeksi oletetaan 4 %.

5.3.1 Malli 2A, kimmoisen kokoonpuristuma

Raudoitettujen pilareiden kimmoiset kokoonpuristumat saadaan laskettua kaavalla (25). Kimmoisen kokoonpuristuman aiheuttamat pystysiirtymät on esitetty taulukossa 7.

Taulukko 7. *Raudoitettujen pilareiden kimmoisen kokoonpuristuman aiheuttamat pystysiirtymät ja pystysiirtymien erotus kerroksittain.*

KRS	Δ_{rc1} . (mm)	Δ_{rc2} . (mm)	$\Delta_{rc2} - \Delta_{rc1}$. (mm)
1	0,8	2,3	1,5
2	1,5	4,4	2,9
3	2,2	6,5	4,3
4	2,8	8,4	5,6
5	3,4	10,2	6,8
6	4,0	11,9	7,9
7	4,5	13,5	9,0
8	5,0	14,9	10,0
9	5,4	16,3	10,9
10	5,9	17,5	11,7
11	6,2	18,7	12,5
12	6,6	19,7	13,1
13	6,9	20,6	13,7
14	7,1	21,4	14,3
15	7,4	22,1	14,7
16	7,5	22,6	15,1
17	7,7	23,1	15,4
18	7,8	23,4	15,6
19	7,9	23,7	15,8
20	7,9	23,8	15,8

Kun verrataan taulukon 7 arvoja taulukon 4 arvoihin, huomataan että pilareiden kimmoiset kokoonpuristumat ja keskinäinen kokoonpuristumaero pienenevät 16 %, kun raudoitus on otettu huomioon.

5.3.2 Malli 2B, viruma

Määritetään pilareiden virumasta aiheutuvat kokoonpuristumat, kun raudoitus on otettu huomioon viruman laskennassa. Raudoitetun pilarin virumasta aiheutuva kokoonpuristuma saadaan, kun kerrotaan kohdassa 5.2.2 laskettujen kokoonpu-

ristumien arvot kaavan (26) kertoimella. 4 % raudoitussuhteella kertoimeksi saadaan $\gamma_u = 0,69$. Tämä tarkoittaa sitä, että kohdassa 5.2.2 laskettuja viruman aiheuttamia kokoonpuristumia voidaan pienentää 31 % raudoituksen ansiosta. Taulukossa 8 on esitetty pilareiden viruman aiheuttamat pystysiirtymät ja pystysiirtymien erotus ajanhetkellä $t = 3$ vuotta, kun rauditus on otettu huomioon viruman laskennassa.

Taulukko 8. *Viruman aiheuttamat pystysiirtymät raudoitetuissa pilareissa kerroksittain, ja pystysiirtymien erotus ajanhetkellä $t = 3$ vuotta*

KRS	Δ_{rcc1} . (mm)	Δ_{rcc2} . (mm)	$\Delta_{rcc2} - \Delta_{rcc1}$. (mm)
1	1,2	3,7	2,5
2	2,4	7,2	4,8
3	3,5	10,5	7,0
4	4,6	13,7	9,1
5	5,5	16,6	11,1
6	6,5	19,4	12,9
7	7,3	22,0	14,7
8	8,1	24,4	16,3
9	8,9	26,6	17,7
10	9,6	28,6	19,1
11	10,2	30,5	20,3
12	10,7	32,2	21,4
13	11,2	33,6	22,4
14	11,6	34,9	23,3
15	12,0	36,0	24,0
16	12,3	37,0	24,6
17	12,6	37,7	25,1
18	12,8	38,3	25,5
19	12,9	38,6	25,7
20	12,9	38,8	25,9

5.3.3 Malli 2C, kutistuma

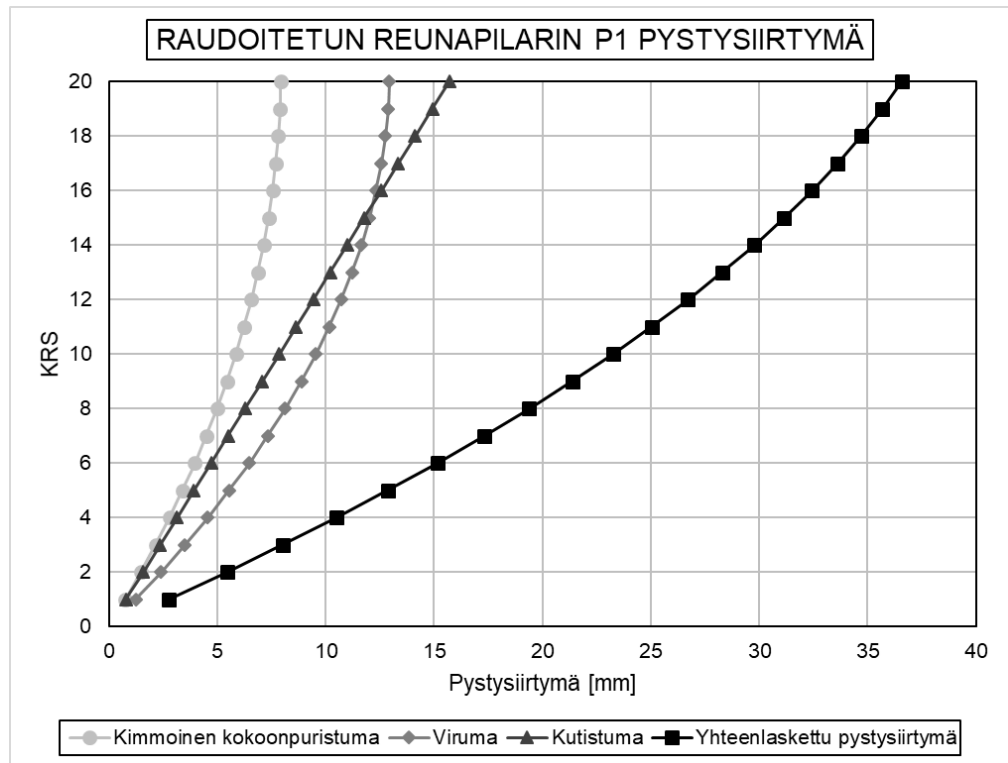
Raudoituksen vaikutus kutistuman aiheuttamaan kokoonpuristumaan otetaan huomioon samalla tavalla kuin viruman kohdalla, eli kohdassa 5.2.3 laskettuja pilareiden kutistumasta aiheutuvia kokoonpuristumia voidaan pienentää 31 % raudoituksen ansiosta. Raudoitettujen pilareiden kutistumasta aiheutuva pystysiirtymä ajanhetkellä $t = 3$ vuotta on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 9. *Kutistuman aiheuttamat pystysiirtymät raudoitetuissa pilareissa kerroksittain ajanhetkellä $t = 3$ vuotta.*

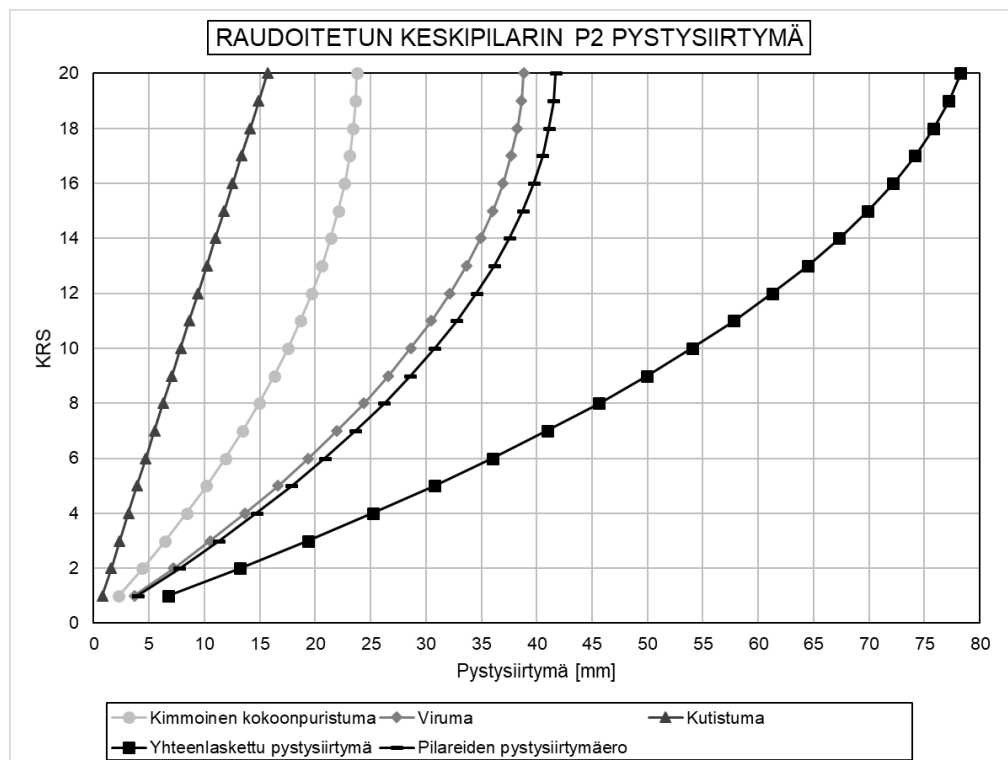
KRS	$\Delta_{rcs.}$ (mm)
1	0,8
2	1,6
3	2,4
4	3,1
5	3,9
6	4,7
7	5,5
8	6,3
9	7,1
10	7,8
11	8,6
12	9,4
13	10,2
14	11,0
15	11,8
16	12,6
17	13,3
18	14,1
19	14,9
20	15,7

5.3.4 Malli 2, tulokset

Mallin 2 pilareiden kokonaiskokoonpuristumat saadaan yhdistämällä mallit 2A, 2B ja 2C. Kuvissa 21 ja 22 on esitetty raudoitettujen pilareiden pystysiirtymät sekä pystysiirtymien erotus kerroksittain, kun rakentamisen vaiheittaisuutta ei ole otettu huomioon.



Kuva 21. Raudoitetun reunapilarin P1 kimmoisesta kokoonpuristumasta, virumasta ja kutistumasta aiheutuva pystysiirtymä sekä yhteenlaskettu pystysiirtymä.



Kuva 22. Raudoitetun keskipilarin P2 kimmoisesta kokoonpuristumasta, virumasta ja kutistumasta aiheutuva pystysiirtymä, yhteenlaskettu pystysiirtymä sekä pilareiden P1 ja P2 välinen pystysiirtymäero.

Vertailemalla kuvia 21 ja 22 kuviin 19 ja 20, huomataan että pilareiden pystysiirtymien kuvaajat ovat samannäköiset. Ainoa ero on siinä, että huomioimalla pilareiden raudoituksen, kokoonpuristumat ovat koko rakennuksen matkalla pienemmät. Kun pilareiden raudoitus on huomioitu, reunapilarin maksimipystysiirtymäksi saadaan 36 mm, keskipilarin 78 mm ja pystysiirtymäeron maksimiksi siten 42 mm. Maksimipystysiirtymät pienenevät näin reunapilarin kohdalla 28 %, keskipilarilla 27% ja pystysiirtymäero 26 %.

5.4 Malli 3, vaiheittainen analyysi, ei raudoitusta

Aiemmista malleista huomattiin, että pilareiden pystysiirtymät kasvavat mentäessä rakennusta ylöspäin saaden maksimiarvonsa rakennuksen huipulla. Luvussa 4.1 kuitenkin todettiin, että näin ei todellisuudessa ole. Malleissa 1 ja 2 ei ole otettu huomioon rakentamisen vaiheittaisuutta, mikä aiheuttaa tulosten virheellisyyden. Mallissa 3 määritetään raudoittamattomien pilareiden kokoonpuristumat, kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon.

Rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon laskemalla pilareiden kokoonpuristumat ennen seuraavan kerroksen rakentamista, ja olettamalla, että nämä kokoonpuristumat kompensoidaan rakentamalla uusi kerros aina suunniteltuun korkeusasemaansa. Tarkastellaan kokoonpuristumia samoissa olosuhteissa kuin aiemmin ja rakentamistahti on 1 kerros viikossa.

5.4.1 Malli 3A, kimmoisen kokoonpuristuma

Lasketaan aluksi yhden kerroksen aiheuttamat kokoonpuristumat pilareille. Yhden kerroksen kehän statiikka laskettiin kohdassa 5.1 ja kokoonpuristumiksi saadaan $\Delta_{c1.csa1} = 0,045 \text{ mm}$ reunapilarille ja $\Delta_{c2.csa1} = 0,135 \text{ mm}$ keskipilarille. Tämän jälkeen pilareiden kokoonpuristumat saadaan kaavalla

$$\Delta_{c.csa}(i) = (n - i) * i * \Delta_{c.csa1} + \Delta_{c.csa1}, \quad (31)$$

missä

i on tarkasteltava kerros,

n on kerrosmäärä ja

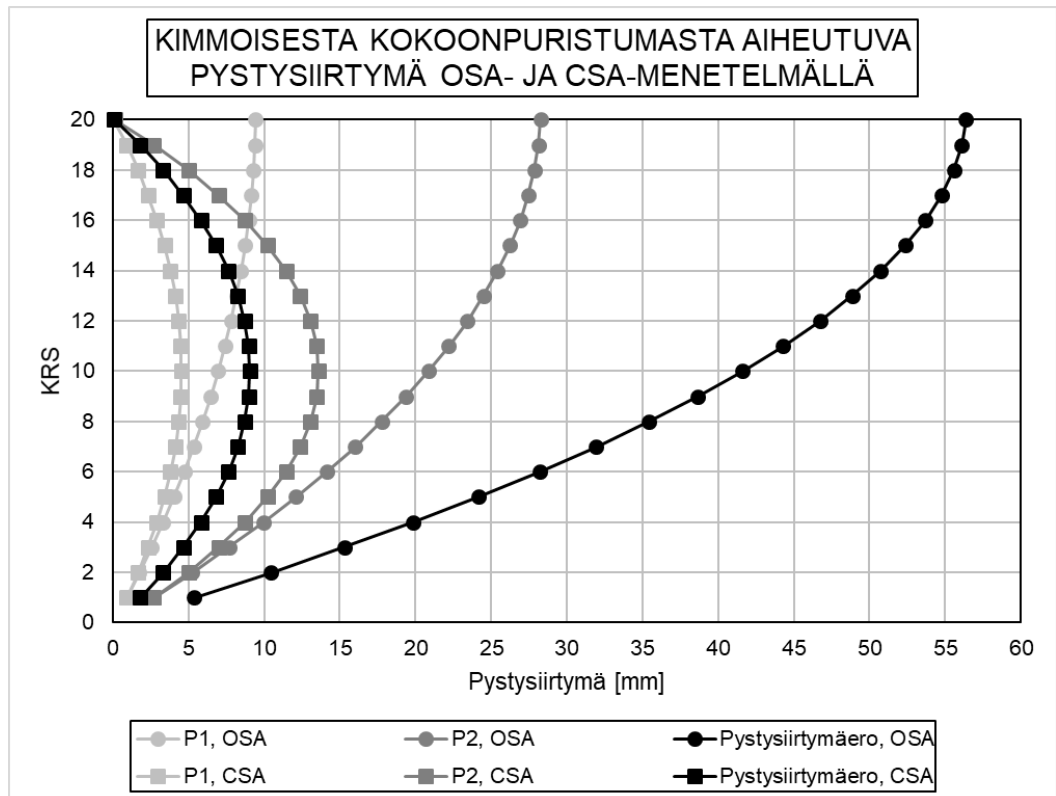
$\Delta_{c.csa1}$ on pilarin kokoonpuristuma yhden kerroksen kuormista.

Vaiheittaisen rakentamisen huomioiva kimmoisen kokoonpuristuman laskenta on esitetty myös liitteessä C. Pilareiden kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuvat pystysiirtymät on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. *Vaiheittaisen rakentamisen huomioivat pilareiden kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuvat pystysiirtymät ja pystysiirtymien erotus kerroksittain.*

KRS	$\Delta_{c1.csa}$ (mm)	$\Delta_{c2.csa}$ (mm)	$\Delta_{c2.csa}-\Delta_{c1.csa}$ (mm)
1	0,90	2,69	1,79
2	1,66	4,98	3,32
3	2,33	7,00	4,67
4	2,92	8,75	5,83
5	3,41	10,23	6,82
6	3,81	11,44	7,63
7	4,13	12,38	8,25
8	4,35	13,05	8,70
9	4,49	13,46	8,97
10	<u>4,53</u>	<u>13,59</u>	<u>9,06</u>
11	4,49	13,46	8,97
12	4,35	13,05	8,70
13	4,13	12,38	8,25
14	3,81	11,44	7,63
15	3,41	10,23	6,82
16	2,92	8,75	5,83
17	2,33	7,00	4,67
18	1,66	4,98	3,32
19	0,90	2,69	1,79
20	0,04	0,13	0,09

Kuvassa 23 on esitetty pilareiden kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuvat pystysiirtymät ja pilareiden välisien pystysiirtymien erotus ilman rakentamisen vaiheittaisuuden huomioimista (OSA-menetelmä, taulukko 4) ja kun vaiheittaisuus on otettu huomioon (CSA-menetelmä, taulukko 10).



Kuva 23. Pilareiden kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuvat pystysiirtymät ja pystysiirtymäero OSA- ja CSA-menetelmällä.

Kuvasta 23 nähdään selvästi menetelmien välinen ero pilareiden kimmoisiin kokoonpuristumiin. Kun verrataan taulukoiden 4 ja 10 arvoja, huomataan että pilareiden pystysiirtymien maksimi-arvot pienenevät noin puoleen, kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon. Lisäksi CSA-menetelmällä suurimmat pystysiirtymät syntyvät rakennuksen keskivaiheille saaden maksimi-arvonsa 10. kerroksessa, kun OSA-menetelmällä ne kasvoivat ylöspäin mentäessä. Kuvasta 23 nähdään, että OSA-menetelmällä pystysiirtymät ovat lähellä todellisia rakennuksen alimmissa kerroksissa, mutta virhe kasvaa rakennuksen huipulle noustaessa. 10. kerroksessa OSA-menetelmällä saadut pystysiirtymät ovat noin 1,5 kertaisia todellisiin nähden ja rakennuksen huipulla jopa yli 200-kertaisia.

5.4.2 Malli 3B, viruma

Kohdassa 5.2.2 määritettiin viruman aiheuttamat kokoonpuristumat 3 vuotta rakentamisesta. Rakentamisen vaiheittaisuudella on merkittävä vaikutus pilareiden viruman kehittymiseen. Viruma riippuu oleellisesti rakenteen normaalijännityksestä, joka muuttuu rakentamisen aikana useaan kertaan. Siksi viruman kehittymisen, ja siitä aiheutuvien kokoonpuristumien tarkka määrittäminen on hyvin vaikeaa.

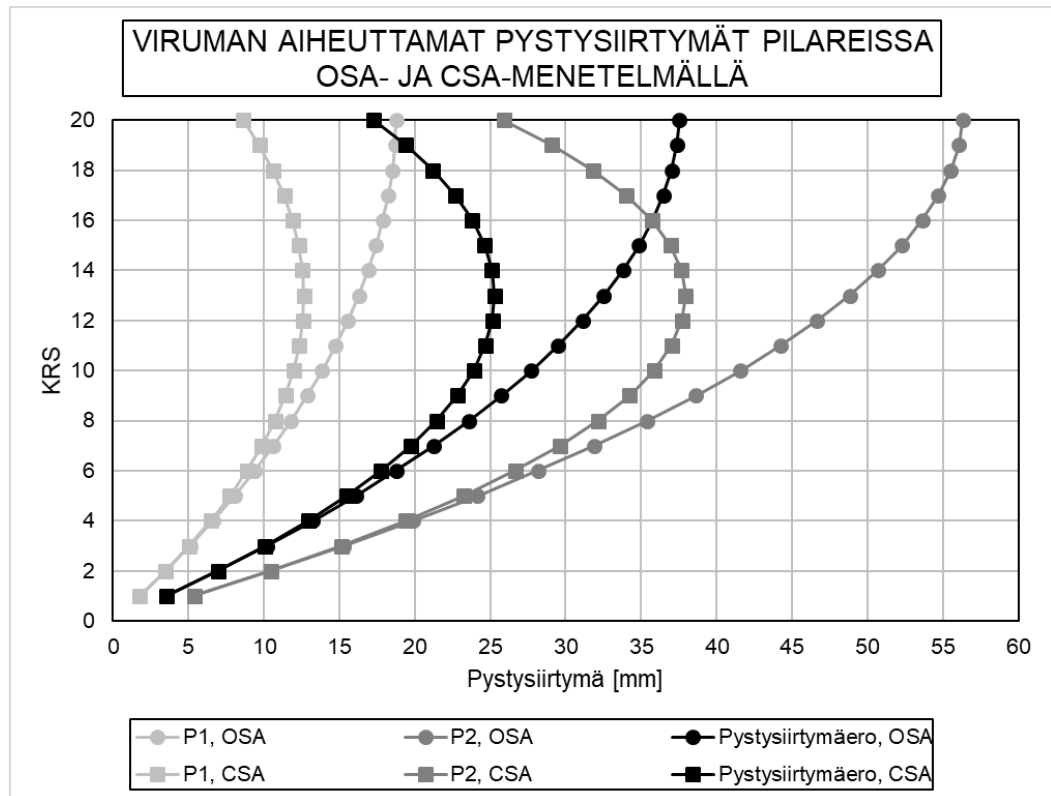
Kohdassa 5.2.2 ei huomioitu rakentamisen vaihteellisuutta. Rakentamisnopeus on 7 vuorokautta / kerros, joten ylin kerros valetaan 133 vuorokautta ensimmäisen kerroksen valmistumisesta. Rakentamisen aikana alemmissä kerroksissa ehtii tapahtua viruman aiheuttamia kokoonpuristumia, joita voidaan kompensoida valamalla uusi kerros aina suunniteltuun korkeusasemaansa kuten kimmoisen kokoonpuristumankin kohdalla. Mitä ylempää kerrosta ollaan tekemässä, sitä enemmän alemmissä pilareissa on ehtinyt tapahtua viruman aiheuttamaa kokoonpuristumaa ja sitä suurempi on kompensoitavan kokoonpuristuman määrä. Esimerkiksi 4. kerros valetaan 21 vuorokauden ikäisenä. Kun kuormittumisajankohta on 7 vuorokautta, niin alimmassa pilarissa virumaa on ehtinyt tapahtua 14 vuorokautta ja toisessa kerroksessa 7 vuorokautta. Kompensoitava kokoonpuristuma 4. kerroksessa saadaan siis laskemalla yhteen 1. kerroksen pilarin viruma 21 vuorokauden ikäisenä, 2. kerroksen pilarin 14 vuorokauden ikäisenä ja 3. kerroksen pilarin viruma 7 vuorokauden ikäisenä. Tarkasteltavan kerroksen alapuolisessa pilarissa (tässä tapauksessa 3. kerros) virumaa ei ole ehtinyt tapahtua, koska viruminen alkaa vasta kuormittumishetkestä.

Lasketaan joka kerrokselle kompensoitavan kokoonpuristuman suuruus ja vähennetään ne kohdassa 5.2.2 lasketuista viruman aiheuttamista kokoonpuristumista, jolloin saadaan viruman aiheuttamat kokoonpuristumat, joissa rakentamisen vaihteellisuus on otettu huomioon. Vaihteellisen rakentamisen huomioiva viruman laskenta on esitetty tarkemmin liitteessä C. Taulukossa 11 on esitetty viruman aiheuttamat pystysiirtymät OSA-menetelmällä (taulukko 5), kompensoitavat pystysiirtymät sekä pystysiirtymät ja pilareiden välinen pystysiirtymäero CSA-menetelmällä.

Taulukko 11. Viruman aiheuttamat pystysiirtymät OSA-menetelmällä, kompensoitavat pystysiirtymät, pystysiirtymät CSA-menetelmällä sekä pilareiden välinen pystysiirtymäero CSA-menetelmällä kerroksittain.

KRS	Δ_{cc1} (mm)	Δ_{cc2} (mm)	$\Delta_{cc1.kom}$ (mm)	$\Delta_{cc2.kom}$ (mm)	$\Delta_{cc1.csa}$ (mm)	$\Delta_{cc2.csa}$ (mm)	$\Delta_{cc2.csa} - \Delta_{cc1.csa}$ (mm)
1	1,8	5,4	0,0	0,0	1,8	5,4	3,6
2	3,5	10,5	0,0	0,0	3,5	10,5	7,0
3	5,1	15,3	0,1	0,2	5,0	15,1	10,1
4	6,6	19,8	0,2	0,5	6,5	19,4	12,9
5	8,0	24,1	0,3	0,9	7,7	23,2	15,5
6	9,4	28,2	0,5	1,5	8,9	26,6	17,8
7	10,6	31,9	0,8	2,3	9,9	29,6	19,7
8	11,8	35,4	1,1	3,2	10,7	32,2	21,4
9	12,9	38,6	1,5	4,4	11,4	34,2	22,8
10	13,9	41,6	1,9	5,7	12,0	35,9	23,9
11	14,8	44,3	2,4	7,2	12,3	37,0	24,7
12	15,6	46,7	3,0	8,9	12,6	37,7	25,1
13	16,3	48,8	3,6	10,9	<u>12,7</u>	<u>37,9</u>	<u>25,3</u>
14	16,9	50,7	4,3	13,0	12,6	37,7	25,1
15	17,4	52,3	5,1	15,4	12,3	36,9	24,6
16	17,9	53,6	6,0	17,9	11,9	35,7	23,8
17	18,2	54,7	6,9	20,7	11,3	34,0	22,7
18	18,5	55,5	7,9	23,7	10,6	31,8	21,2
19	18,7	56,1	9,0	26,9	9,7	29,1	19,4
20	18,8	56,3	10,1	30,4	8,6	25,9	17,3

Taulukon 11 kahdessa ensimmäisessä sarakkeessa näkyy pilareiden kohdassa 5.2.2 laskettujen virumasta aiheutuvien pystysiirtymien arvot 3 vuotta rakentamisen aloittamisesta. Seuraavissa kahdessa sarakkeessa ovat kompensoitavat pystysiirtymät. Kolmessa viimeisessä sarakkeessa ovat pilareiden virumasta aiheutuvat pystysiirtymät ja pystysiirtymäero 3 vuotta rakentamisen aloittamisesta, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon. Kuvassa 24 on esitetty pilareiden virumasta aiheutuvat pystysiirtymät ja pystysiirtymäerot ilman rakentamisen vaiheittaisuuden huomioimista (OSA-menetelmä, taulukko 5) ja kun vaiheittaisuus on otettu huomioon (CSA-menetelmä, taulukko 11).



Kuva 24. Pilareiden virumasta aiheutuvat pystysiirtymät ja pystysiirtymäero OSA- ja CSA-menetelmällä.

Viruman aiheuttamasta kokoonpuristumasta huomataan sama ilmiö, kuin kimmoisesta kokoonpuristumastakin, kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon. OSA-menetelmällä pilareiden viruman aiheuttamien pystysiirtymien maksimiarvot syntyivät rakennuksen huipulle, kun CSA menetelmällä ne syntyvät noin 2/3 rakennuksen korkeudelle saaden maksimiarvonsa 13. kerroksessa. Taulukosta 11 huomataan, että pystysiirtymien maksimiarvot pienenevät noin 33 %, kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon. Taulukosta nähdään myös, että rakennuksen alimmissa kerroksissa kompensoitavan pystysiirtymän suuruus on hyvin pieni, minkä takia OSA-menetelmällä lasketut viruman aiheuttamat pystysiirtymät ovat lähellä todellisia lähes rakennuksen puoliväliin saakka. Esimerkiksi 8. kerroksessa virhe on vain noin 9 %. Toisaalta rakennuksen huipulla virhe on yli 50 %, joten voidaan todeta, että vaiheittaisuuden huomioimisella on merkitystä viruman aiheuttamia kokoonpuristumia laskettaessa.

Kuten aiemmin jo todettiin, on viruman aiheuttamien kokoonpuristumien tarkka määrittäminen hyvin vaikeaa. Todellisuudessa kompensoitavan kokoonpuristuman määrä ei ole niin suuri, kuin taulukossa 11 on esitetty. Näitä kokoonpuristumia laskettaessa on oletettu, että kuormittumishetkellä pilariin alkaa vaikuttamaan kaikki tarkasteluhetken kuormat kerralla. Näin ei kuitenkaan todellisuudessa ole,

vaan pilarin kuorma kasvaa vaiheittain rakennuksen edetessä. Tällöin viruman kehittyminen on hitaampaa kuin laskennassa on oletettu, joten kompensoitavan kokoonpuristuman määräksi saadaan todellista suurempia arvoja. Todellisuudessa viruman aiheuttamat kokoonpuristumat tarkasteluhetkellä ovat siis lasketuja arvoja suurempia, mikä pienentää vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen merkitystä.

5.4.3 Malli 3C, kutistuma

Vaiheittaisen rakentamisen huomioiminen kutistuman aiheuttamien kokoonpuristumien laskennassa etenee vastaavalla tavalla kuin viruman laskenta. Mitä ylemmänä rakennusta ollaan, sitä enemmän kutistumista on ehtinyt tapahtua alemmissä kerroksissa ja sitä enemmän kokoonpuristumia pystytään kompensoimaan. Betonin sisäinen kutistuma alkaa heti, kun pilari on valettu ja kuivumiskutistuma jälkihoidon päättymisen jälkeen.

Kuten virumankin osalta, lasketaan jokaiselle kerrokselle kompensoitavan pystysiirtymän suuruus, joka vähennetään kohdassa 5.2.3 lasketuista pystysiirtymistä. Näin saadaan kutistuman aiheuttama pystysiirtymä 3 vuotta rakentamisen aloittamisesta, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon. Laskenta on esitetty liitteessä C. Taulukossa 12 on esitetty kutistuman aiheuttama pystysiirtymä OSA-menetelmällä (taulukko 6), kompensoitava pystysiirtymä sekä kutistuman aiheuttama pystysiirtymä CSA-menetelmällä.

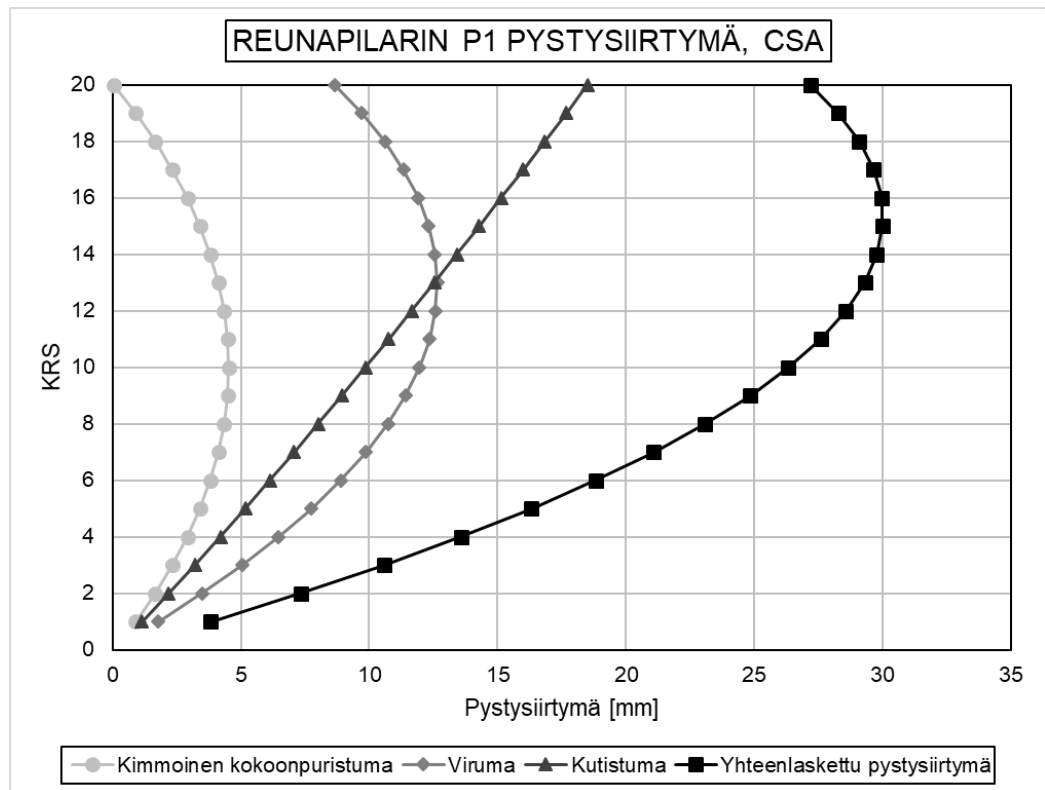
Taulukko 12. *Kutistuman aiheuttama pystysiirtymä pilareissa OSA-menetelmällä, kompensoitava pystysiirtymä sekä pystysiirtymä CSA-menetelmällä.*

KRS	$\Delta_{cs.}$ (mm)	$\Delta_{cs.kom}$ (mm)	$\Delta_{cs.csa}$ (mm)
1	1,1	0,0	1,1
2	2,3	0,1	2,2
3	3,4	0,2	3,2
4	4,6	0,4	4,2
5	5,7	0,5	5,2
6	6,8	0,7	6,1
7	8,0	0,9	7,1
8	9,1	1,1	8,0
9	10,3	1,3	8,9
10	11,4	1,5	9,8
11	12,5	1,8	10,8
12	13,7	2,0	11,6
13	14,8	2,3	12,5
14	15,9	2,5	13,4
15	17,1	2,8	14,3
16	18,2	3,1	15,1
17	19,4	3,4	16,0
18	20,5	3,7	16,8
19	21,6	4,0	17,7
20	22,8	4,3	18,5

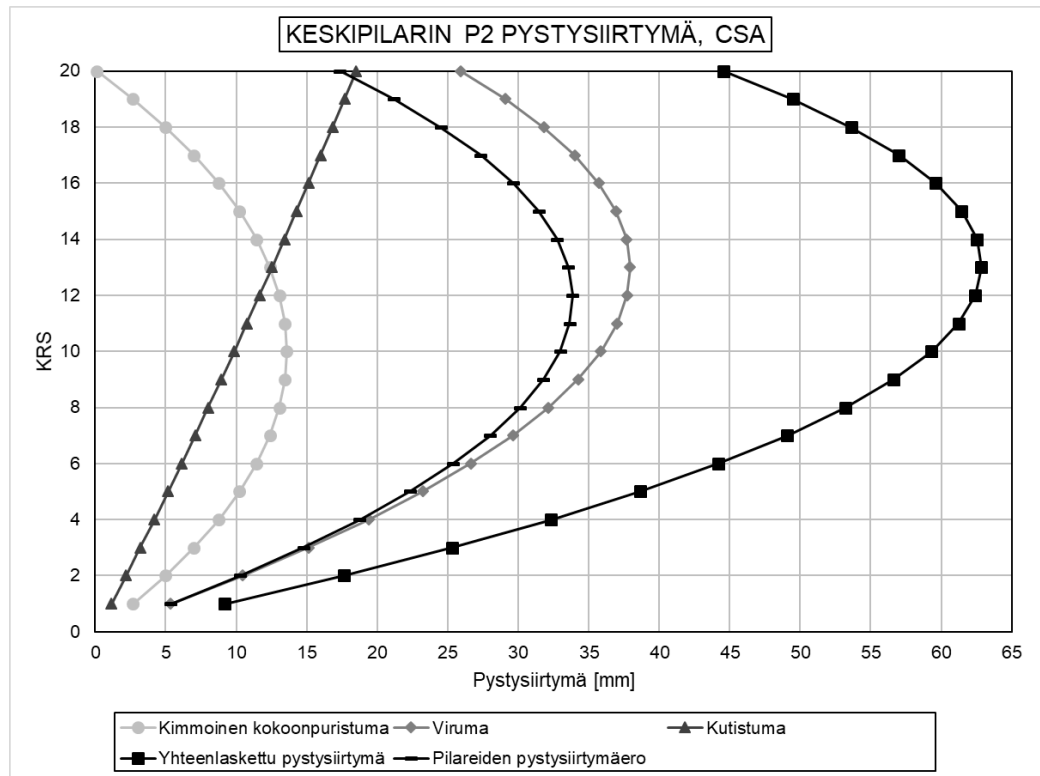
Taulukon 12 ensimmäinen sarake kuvaa kutistuman aiheuttamaa pystysiirtymää OSA-menetelmällä, toinen sarake kompensoitavaa pystysiirtymää ja viimeinen CSA-menetelmällä laskettua pystysiirtymää. Huomataan, että kompensoitavan pystysiirtymän määrä ei ole kovin suuri. Tämä johtuu siitä, että kuivumiskutistumisen kehittyminen on hyvin hidasta. Kompensoitava pystysiirtymä koostuu siis suurimmaksi osaksi sisäisestä kutistumasta, jonka osuus kokonaiskutistumasta oli kohdan 5.2.3 mukaan noin 20 %. Näin ollen rakentamisen vaiheittaisuuden huomioimisella ei ole suurta vaikutusta kutistuman aiheuttaman kokoonpuristuman laskennassa. Pilareiden kutistuman aiheuttama maksimipystysiirtymä pienenee noin 19 %, kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon. Lisäksi toisin kuin kimmoisen kokoonpuristuman ja viruman aiheuttaman kokoonpuristuman tapauksessa, kutistuman aiheuttama pystysiirtymä kasvaa mentäessä ylöspäin rakennusta myös CSA-menetelmällä saaden maksimiarvonsa rakennuksen huipulla.

5.4.4 Malli 3, tulokset

Yhdistetään mallit 3A, 3B ja 3C, jolloin saamme raudoittamattomien pilareiden kokonaiskoonpuristumat CSA-menetelmällä. Kuvissa 25 ja 26 on esitetty pilareiden pystysiirtymät sekä pilareiden välinen pystysiirtymäero kerroksittain, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon.



Kuva 25. Reunapilarin P1 kimmoisesta kokoonpuristumasta, virumasta ja kutistumasta aiheutuva pystysiirtymä sekä yhteenlaskettu pystysiirtymä, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon.



Kuva 26. Keskipilarin P2 kimmoisesta kokoonpuristumasta, virumasta ja kutistumasta aiheutuva pystysiirtymä, yhteenlaskettu pystysiirtymä sekä pilareiden P1 ja P2 välinen pystysiirtymäero, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon.

Kun verrataan kuvia 25 ja 26 kuviin 19 ja 20, huomataan selvästi ero OSA- ja CSA-menetelmien välillä. Pystysiirtymien kuvaajien muodot poikkeavat selvästi toisistaan lukuun ottamatta kutistumasta aiheutuvaa pystysiirtymää. OSA-menetelmällä suurimmat pystysiirtymät muodostuivat rakennuksen huipulle ja CSA-menetelmällä reunapilarin kohdalla 3/4 ja keskipilarin kohdalla 2/3 rakennuksen korkeudelle. Reunapilarin maksimipystysiirtymä syntyy 15. kerrokseen ollen siellä 30 mm ja keskipilarin 13. kerrokseen ollen siellä 63 mm. Myös pilareiden välinen maksimi pystysiirtymäero syntyi OSA-menetelmällä rakennuksen huipulle. CSA-menetelmällä suurin pystysiirtymäero syntyy 12. kerrokseen ollen siellä 34 mm. Kun verrataan arvoja mallin 1 tuloksiin, huomataan, että maksimipystysiirtymät ja pystysiirtymäero pienenevät noin 40 %, kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon.

5.5 Malli 4, vaiheittainen analyysi, raudoitettu

Mallissa 4 lasketaan pilareiden pystysiirtymät, kun sekä pilareiden raudoitus että rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon. Tämä on laskentamalleista lähimpänä todellisuutta. Laskenta etenee vastaavalla tavalla kuin edellisessä mallissa

mutta kohdan 5.3 perusteella kokoonpuristumat ovat pienemmät pilareiden raudoituksen takia.

5.5.1 Malli 4A, kimmoisen kokoonpuristuma

Kohdassa 5.4.4 laskettiin yhden kerroksen aiheuttamat kimmoiset kokoonpuristumat raudoittamattomille pilareille. Nyt lasketaan yhden kerroksen aiheuttamat kimmoiset kokoonpuristumat raudoitetuille pilareille, jolloin koko rakennuksen kimmoiset kokoonpuristumat saadaan laskettua kaavalla (31). Kimmoiseksi kokoonpuristumiksi saadaan kaavan (25) ja kohdassa 4.1 lasketun kehän statiikan avulla $\Delta_{rc1.csa1} = 0,038 \text{ mm}$ reunapilarille ja $\Delta_{rc2.csa1} = 0,113 \text{ mm}$. Pilareiden kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuvat pystysiirtymät ja keskinäinen pystysiirtymäero on esitetty taulukossa 13.

Taulukko 13. *Vaiheittaisen rakentamisen huomioivat raudoitettujen pilareiden kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuvat pystysiirtymät ja keskinäinen pystysiirtymäero kerroksittain.*

KRS	$\Delta_{rc1.csa}$ (mm)	$\Delta_{rc2.csa}$ (mm)	$\Delta_{rc2.csa} - \Delta_{rc1.csa}$ (mm)
1	0,76	2,26	1,51
2	1,40	4,19	2,79
3	1,96	5,89	3,92
4	2,45	7,36	4,90
5	2,87	8,60	5,74
6	3,21	9,62	6,41
7	3,47	10,42	6,94
8	3,66	10,98	7,32
9	3,78	11,32	7,55
10	<u>3,81</u>	<u>11,43</u>	<u>7,62</u>
11	3,78	11,32	7,55
12	3,66	10,98	7,32
13	3,47	10,42	6,94
14	3,21	9,62	6,41
15	2,87	8,60	5,74
16	2,45	7,36	4,90
17	1,96	5,89	3,92
18	1,40	4,19	2,79
19	0,76	2,26	1,51
20	0,04	0,11	0,08

Kun verrataan taulukon 13 arvoja taulukon 10 arvoihin, jossa pilareiden raudoitusta ei otettu huomioon, huomataan, että rauditus pienentää kimmoisen ko-

koonpuristuman aiheuttamia pystysiirtymiä noin 16 %. Tulos on sama, kuin kohdassa 5.3.1, jossa tutkittiin raudoituksen vaikutusta kimmoiseen kokoonpuristumaan OSA-menetelmällä.

5.5.2 Malli 4B, viruma

Kohdassa 5.3.2 määritettiin kerroin $\gamma_u = 0,69$, jolla otetaan huomioon raudoituksen vaikutus virumaan. Kun otetaan huomioon sekä pilareiden raudoitus että rakentamisen vaiheittaisuus, saadaan viruman aiheuttamat kokoonpuristumat kertomalla kohdassa 5.4.2 lasketut pystysiirtymät kyseisellä kertoimella. Tulokset on esitetty taulukossa 14.

Taulukko 14. *Viruman aiheuttamat pystysiirtymät raudoitetuissa pilareissa ja keskinäinen pystysiirtymäero kerroksittain ajanhetkellä $t = 3$ vuotta, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon.*

KRS	$\Delta_{rcc1.csa}$ (mm)	$\Delta_{rcc2.csa}$ (mm)	$\Delta_{rcc2.csa} - \Delta_{rcc1.csa}$ (mm)
1	1,23	3,70	2,46
2	2,40	7,21	4,80
3	3,47	10,42	6,95
4	4,45	13,36	8,90
5	5,34	16,01	10,67
6	6,12	18,36	12,24
7	6,81	20,41	13,61
8	7,39	22,16	14,77
9	7,87	23,59	15,73
10	8,24	24,71	16,47
11	8,51	25,51	17,00
12	8,67	25,99	17,32
13	<u>8,72</u>	<u>26,14</u>	<u>17,42</u>
14	8,66	25,96	17,31
15	8,49	25,45	16,97
16	8,21	24,61	16,40
17	7,81	23,43	15,62
18	7,31	21,91	14,61
19	6,69	20,06	13,37
20	5,95	17,86	11,90

Kuten ilman raudoitusta tehdyssä tarkastelussakin, viruman aiheuttamien pystysiirtymien maksimiarvot syntyvät rakennuksen 13. kerroksessa. Raudoituksella on vaikutus vain pystysiirtymien suuruuteen, jotka pienenevät 31 % raudoituksen vaikutuksesta.

5.5.3 Malli 4C, kutistuma

Raudoituksen vaikutus kutistuman aiheuttamiin pystysiirtymiin otetaan huomioon samalla tavalla kuin viruman osalta. Taulukossa 15 on esitetty kutistuman aiheuttamat pystysiirtymät, jotka saadaan kertomalla kohdassa 5.4.3 lasketut pystysiirtymät kertoimella γ_u .

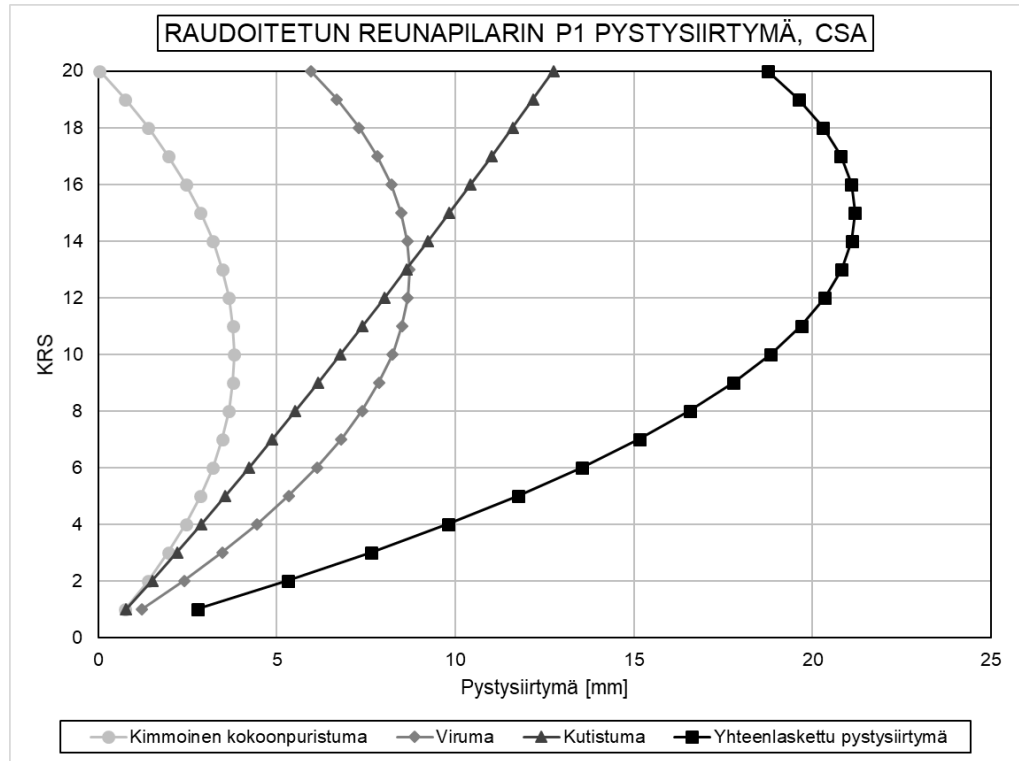
Taulukko 15. *Kutistuman aiheuttamat pystysiirtymät raudoitetuissa pilareissa kerroksittain ajanhetkellä $t = 3$ vuotta, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon.*

KRS	$\Delta_{rcs.csa}$ (mm)
1	0,8
2	1,5
3	2,2
4	2,9
5	3,6
6	4,2
7	4,9
8	5,5
9	6,2
10	6,8
11	7,4
12	8,0
13	8,6
14	9,2
15	9,8
16	10,4
17	11,0
18	11,6
19	12,2
20	12,7

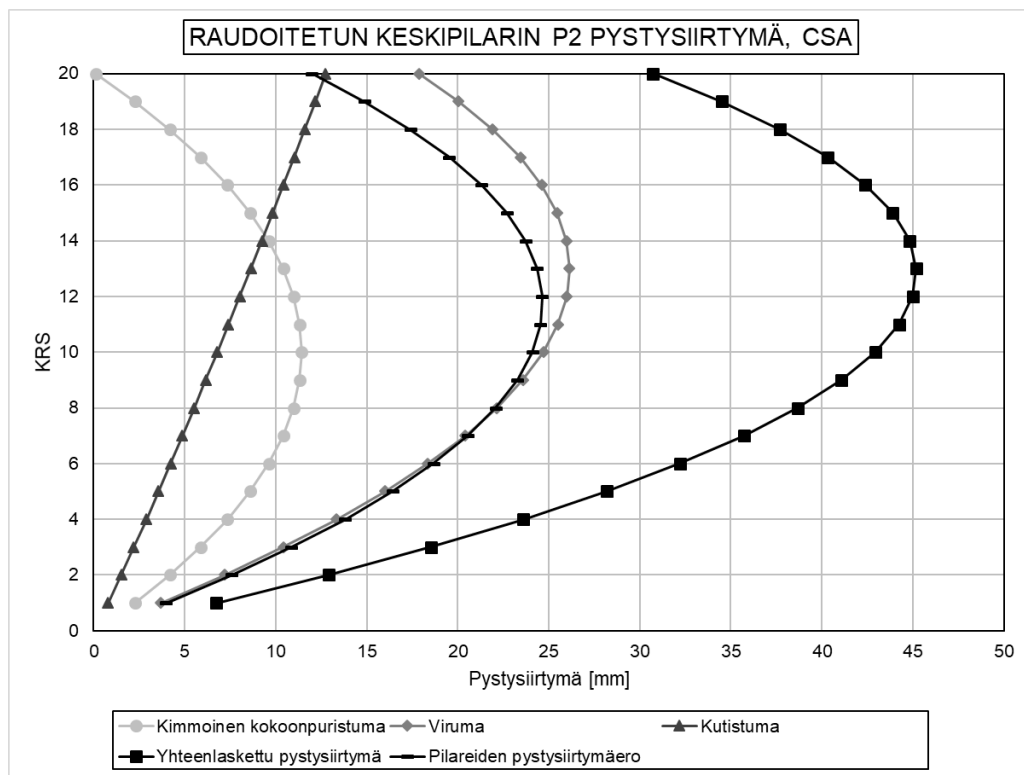
Tulokset ovat vastaavat kuin viruman ja kimmoisen kokoonpuristumankin osalta. Raudoituksella on vaikutusta ainoastaan kutistuman aiheuttamien pystysiirtymien suuruuteen.

5.5.4 Malli 4, tulokset

Yhdistämällä mallit 4A, 4B ja 4C saadaan pilareiden kokonaispystysiirtymät, joissa on huomioitu sekä pilareiden raudoitus että rakentamisen vaiheittaisuus. Tulokset on esitetty kuvissa 27 ja 28.



Kuva 27. Raudoitetun reunapilarin P1 kimmoisesta kokoonpuristumasta, virumasta ja kutistumasta aiheutuva pystysiirtymä sekä yhteenlaskettu pystysiirtymä, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon.

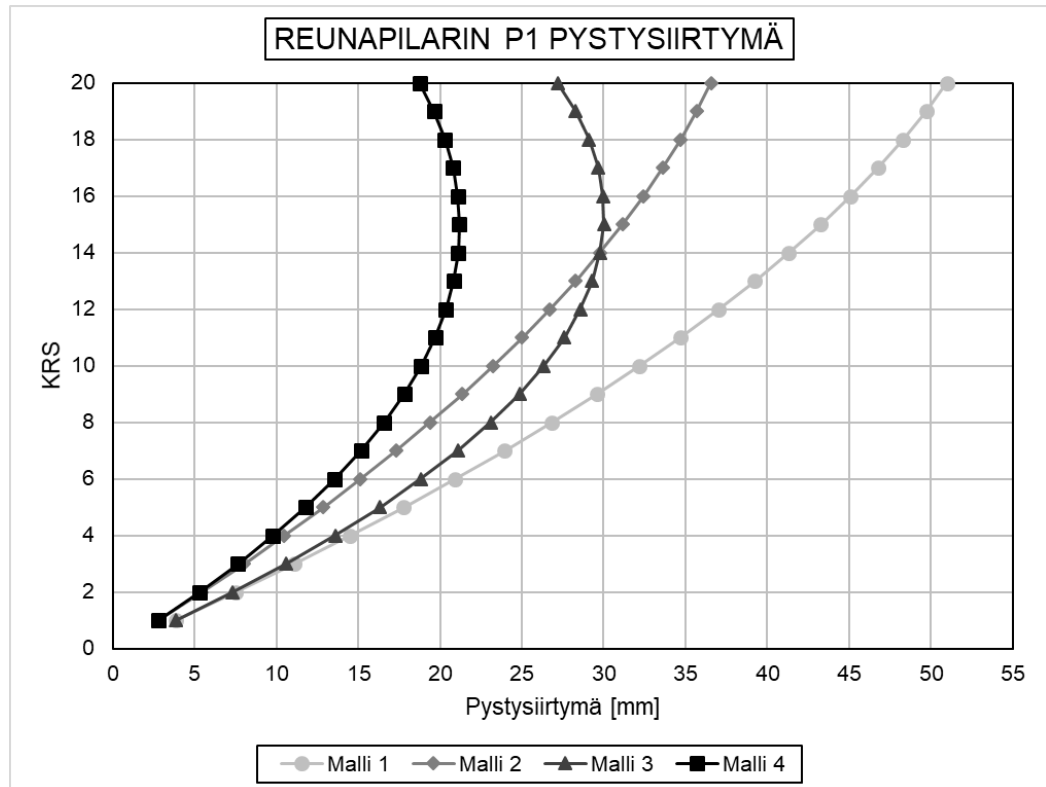


Kuva 28. Raudoitetun keskipilarin P2 kimmoisesta kokoonpuristumasta, virumasta ja kutistumasta aiheutuva pystysiirtymä, yhteenlaskettu pystysiirtymä sekä pilareiden P1 ja P2 välinen pystysiirtymäero, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon.

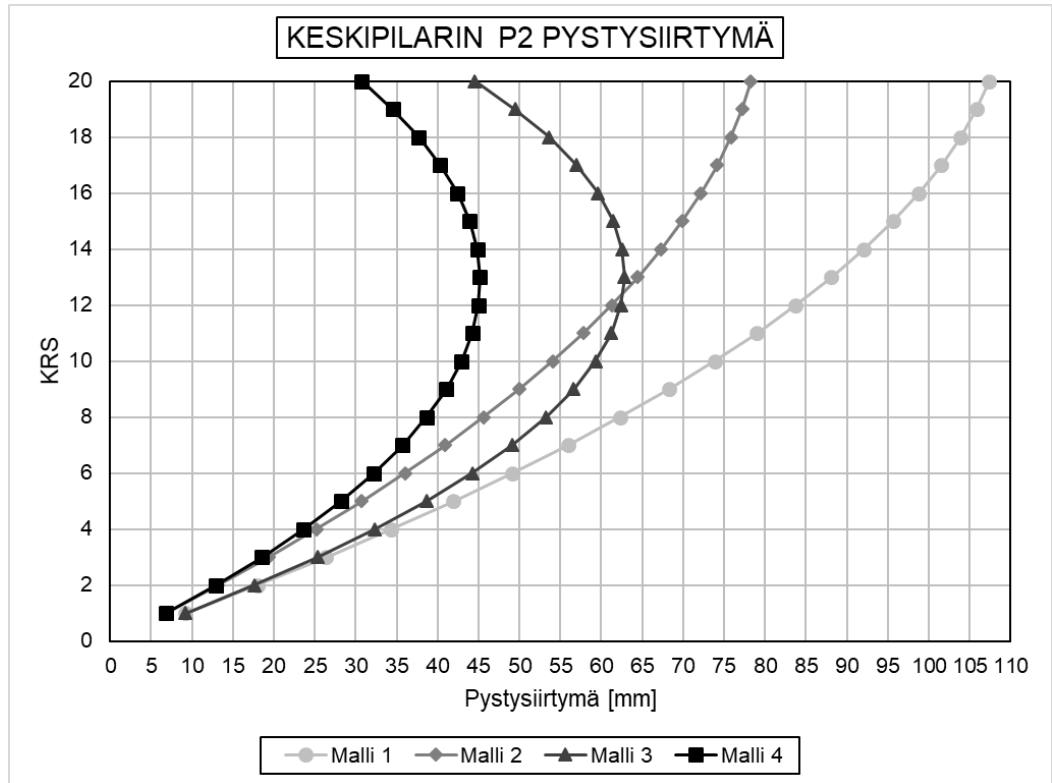
Kuten mallin 4 osamalleista A, B, ja C voitiin jo päätellä, raudoitus vaikuttaa vain pystysiirtymien suuruuteen. Eri mallien tarkempi vertailu on esitetty luvussa 5.6.

5.6 Mallien vertailu

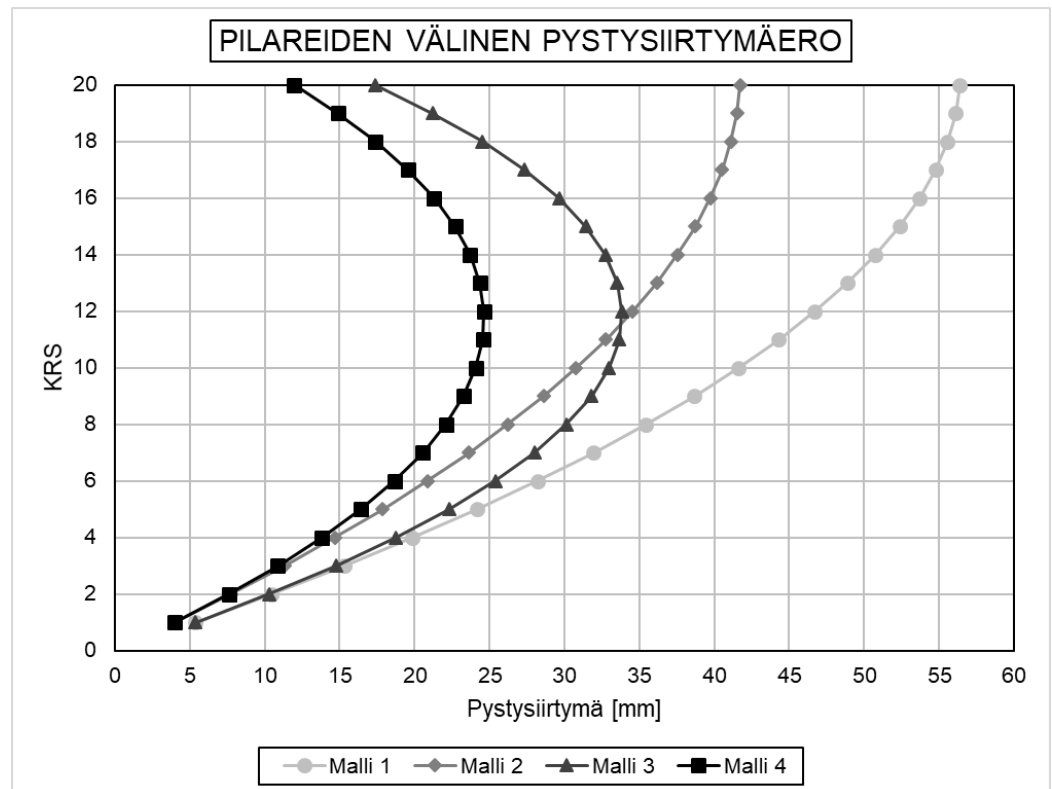
Vertaillaan eri laskentamalleilla määritettyjä pilareiden kokonaispystysiirtymiä. Kuvissa 29, 30 ja 31 on esitetty pilareiden kokonaispystysiirtymät ja keskinäiset pystysiirtymäerot.



Kuva 29. Reunapilarin P1 kokonaispystysiirtymät eri laskentamalleilla laskettuna.



Kuva 30. Keskipilarin P2 kokonaispystysiirtymät eri laskentamalleilla laskettuna.



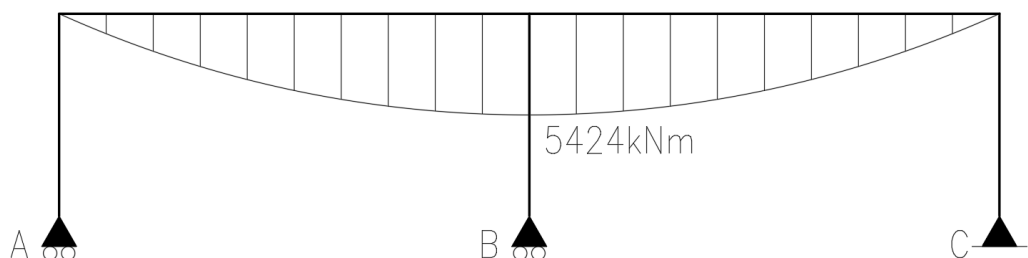
Kuva 31. Pilareiden välinen pystysiirtymäero eri laskentamalleilla laskettuna.

Kuvista nähdään selkeästi laskentatavan vaikutus pilarin kokoonpuristumiin. Normaalisti laskennassa käytetään mallin 1 mukaista laskentamallia, jossa ei oteta

huomioon rakentamisen vaiheittaisuutta eikä raudoitusta. Lähimpänä todellisuutta on kuitenkin mallin 4 mukainen laskentamalli, jossa nämä asiat on huomioitu. Kuvista nähdään, että mallin 1 mukaiset pilareiden pystysiirtymät voivat poiketa huomasti toisistaan. Suurimmat pystysiirtymät ja pystysiirtymäerot eivät synny rakennuksen huipulle, niin kuin mallin 1 mukaiset tulokset näyttävät. Todellisuudessa pystysiirtymien ja pystysiirtymäerojen maksimiarvot asettuivat tässä esimerkissä 0,6...0,75 kertaa rakennuksen korkeudelle. Mallin 1 mukaiset maksimipystysiirtymät ovat noin 2,4 kertaisia ja pilareiden välinen maksimipystysiirtymäero noin 2,3 kertainen mallin 4 mukaisiin tuloksiin verrattuna. Rakennuksen huipulla mallien väliset erot ovat suurimmillaan. Ylimmän kerroksen reunapilarilla mallin 1 mukainen tulos on noin 2,7 kertainen, keskipilarilla 3,5 kertainen ja pystysiirtymäero jopa 4,7 kertainen mallin 4 mukaisiin tuloksiin verrattuna. Rakennuksen alaosissa mallien väliset tulokset ovat lähempänä toisiaan, mutta sielläkin virhe on yli 35 %.

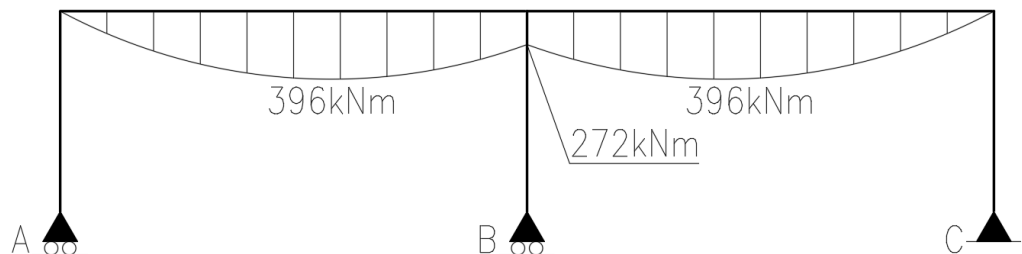
5.6.1 Pilareiden kokoonpuristuman vaikutus palkin taivutusmomenttikuvioon

Pilareiden kokoonpuristumilla on vaikutusta myös palkin taivutusmomenttikuvioon, vaikka esimerkin palkki olikin kiinnitetty nivelellisesti pilareihin. Koska palkki on jatkuva, pilareiden kokoonpuristuman seurauksena se ei pysy enää suorana, mikä aiheuttaa palkkiin taivutusrasituksen. Määritetään seuraavaksi palkin taivutusmomenttikuvio mallissa 4, kun pilareiden kokoonpuristumat on otettu huomioon. Liitteessä D on laskettu pilareiden kokoonpuristumaeron huomioivat palkkien taivutusmomentit kerroksittain. Tarkastellaan 12. kerroksen palkkia, jossa pilareiden välinen pystysiirtymäero on suurin. Palkin taivutusta aiheuttava pystysiirtymä 34,8 mm keskituella saadaan, kun keskipilarin pystysiirtymästä 45,0 mm vähennetään puolet reunapilarin pystysiirtymästä 20,4 mm. Kuvassa 32 on esitetty palkin taivutusmomenttikuvio.



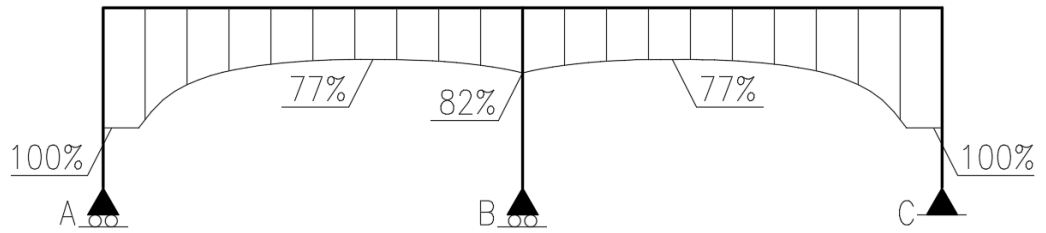
Kuva 32. Palkin taivutusmomenttikuvio 12. kerroksessa, kun pilareiden kokoonpuristumat on otettu huomioon.

Ero kuvan 18 mukaiseen taivutusmomenttikuvioon on valtava ja tulos vaikuttaa epärealistiselta. Palkin alapinta pysyy vedettynä koko palkin matkalla, vaikka palkki on kaksiaukkoinen, ja lisäksi taivutusmomentti keskituen kohdalla on todella suuri. Laskennassa ei kuitenkaan otettu huomioon palkin virumaa ja kutistumaa, joten suuri taivutusmomentti voidaan osittain selittää seuraavasti. Jos palkin keskituki poistettaisiin, palkin taipuma kohdassa B olisi 7,4 mm ilman viruman ja kutistuman vaikutuksia. Nyt palkki kuitenkin pakotettiin painumaan samassa kohtaa 34,8 mm, mikä aiheuttaa keskituen kohdalle todella suuren negatiivisen tukireaktion ja taivutusmomentin. Viruma ja kutistuma kasvattavat palkin taipumaa merkittävästi. Ne huomioimalla taipuma ilman keskitukea olisi todennäköisesti suurempi kuin "pakotettu" painuma ja keskituen merkitys kasvaa, millä on vaikutusta palkin taivutusmomenttikuvioon. Lasketaan seuraavaksi saman palkin taivutusmomenttikuvio, kun betonin viruma ja kutistuma on otettu huomioon. Käytetään viruman ja kutistuman laskennassa samoja olosuhteita kuin pilareiden kohdalla. Laskenta suoritetaan *RFEM 5.19* -ohjelmistolla, käyttäen epälineaarista laskentaa. Lisäksi tarkastellaan myös palkin taivutusjäykkyyttä tässä tilanteessa. Viruman ja kutistuman huomioiva, raudoitetun palkin taivutusmomenttikuvio on esitetty kuvassa 33.



Kuva 33. Viruman ja kutistuman huomioiva palkin taivutusmomenttikuvio, kun pilareiden kokoonpuristumat on otettu huomioon.

Viruman ja kutistuman huomioimisella on merkittävä vaikutus palkin taivutusmomenttikuvioon. Maksimitaivutusmomentti pienenee yli 90 %, ja taivutusmomenttikuvio alkaa muistuttaa tyypillistä kaksiaukkoisen palkin taivutusmomenttikuviota. Palkin alareuna pysyy kuitenkin edelleen vedettynä koko palkin matkalla. Kuvassa 34 on esitetty palkin suhteellinen taivutusjäykkyys.



Kuva 34. Palkin suhteellinen taivutusjäykkyys.

Taivutusjäykkyys mukailee luonnollisesti palkin taivutusmomenttikuviota. Mitä suurempi taivutusmomentti palkissa vaikuttaa, sitä enemmän ja suurempia halkeamia siihen syntyy, ja taivutusjäykkyys pienenee. Näihinkin tuloksiin tulee suhtautua kuitenkin kriittisesti. Vaikka pilarin ja palkin liitos oletettiin nivelelliseksi, se on todellisuudessa kuitenkin jotain nivelen ja jäykän liitoksen väliltä. Esimerkin palkki on melko jäykkä, ja keskipilarin kokoonpuristuessa enemmän kuin reunapilari, keskipilari alkaa roikkua palkista. Tämän seurauksena keskipilarin normaaliännitys pienenee, mikä pienentää myös sen kokoonpuristumaa. Reunapilari taas ottaa vastaan enemmän kuormaa, jolloin sen kokoonpuristuma vastaavasti kasvaa. Näin ollen kokoonpuristumaero pilareiden välillä on todellisuudessa laskettua pienempi, ja palkin taivutusmomenttikuvio alkaa muistuttaa yhä enemmän kuvan 18 mukaista taivutusmomenttikuviota.

6. CASE-KOHDE AS. OY HELSINGIN REDIN KAPTEENI

Tässä luvussa analysoidaan oikea, Suomen mittakaavassa korkea rakennus FEM-ohjelmalla. Laskennassa keskitytään vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen vaikutuksiin korkean rakennuksen analyysissä. Lisäksi kappaleessa tutkitaan rakennuksen runkojärjestelmän herkkyyttä pystyrakenteiden kokoonpuristumaeroille tekemällä vertailulaskelma toisenlaisella runkojärjestelmällä.

6.1 Kohteen esittely

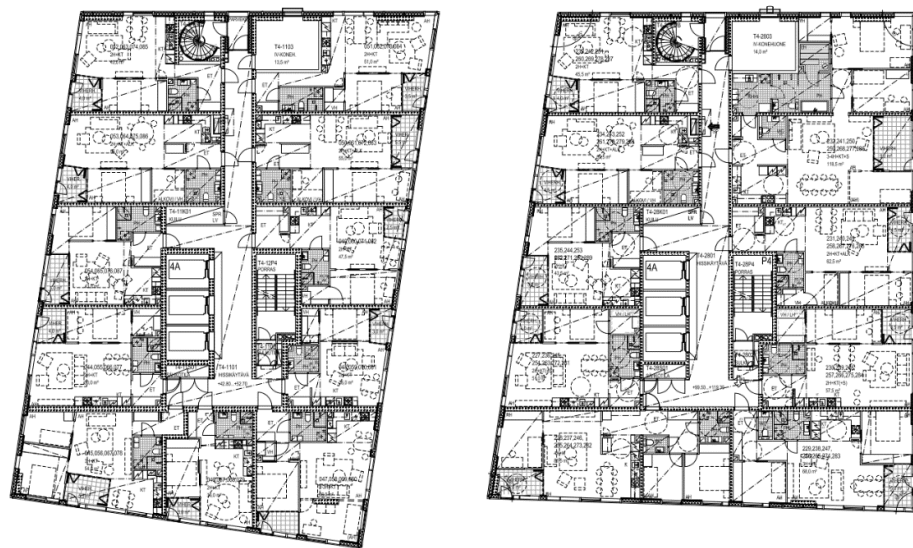
Tarkasteltavana kohteena on Helsingin Kalasatamassa sijaitseva As. Oy Helsingin REDIn Kapteeni. Kohde on suunnitteluvaiheessa ja se on yksi Kalasataman kahdeksasta tornitalosta. Rakennuksessa on 9-kerroksinen jalustaosa, jonka päällä on 32-kerroksinen asuinrakennus. Jalustaosa koostuu liikekeskuksesta ja pysäköintiloista. Asuinrakennuksen tyyppillinen kerroskorkeus on 3,3 m ja rakennuksen kokonaiskorkeus kalliosta on 150 m ja maanpinnasta 134 m.

Kohteen pääasiallinen rakennusmateriaali on teräsbetoni. Rakennus on jäykistetty ydinkuiluilla ja kantavilla väliseinillä. Ydinkuilut ovat paikallavalettuja. Kantavista seinistä osa on elementtejä ja osa paikallavalettuja. Välipohjan kantavana rakenteena on paikallavalettu 300 mm paksuinen teräsbetoni-laatta. Jalustaosassa kantavana rakenteena toimivat teräspalkit, betonielementtilaatat sekä teräслиittopilarit. Jalusta- ja torniosan liittymäkohdassa on käytetty tasaussieniä liittopilareiden päissä, jotta seinien ja liittopilareiden välisen liitoksen jännityksiä on saatu tasattua. Rakennus on perustettu kallionvaraisesti teräsbetoniseinin, -kuiluin ja pilarianturoin. Julkisivut ovat kevytrakenteisia seiniä, jotka kannatellaan välipohjalaatasta. Kuvassa 35 on esitetty havainnekuva valmiista rakennuksesta.



Kuva 35. Havainnekuva rakennuksesta (REDI, Myyntiesite 2017).

Torniosa koostuu kahdenlaisesta tyyppikerroksesta. Rakennuksen 30. kerroksessa pohja muuttuu ja rakennuksen yksi nurkka siirtyy rakennuksen ”ulkopuolelle”. Tyypikerrosten pohjapiirustukset on esitetty kuvassa 36. Lisäksi rakennuksen 3 ylintä kerrosta poikkeavat tyyppikerrosten pohjista.



Kuva 36. Torniosan tyyppikerrokset. Vasemmassa kuvassa alemman ja oikeassa ylemmän tyyppikerroksen pohjapiirros (Esittelymateriaali rakennusluvan liitteeksi, tornit T4 ja T5 2017).

6.2 Laskentamalli

Analyysissä keskitytään siis vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen vaikutuksiin. Siksi käytettävä laskentamalli on muokattu rakennuksen alkuperäisestä laskentamallista tähän työhön sopivaksi. Laskentamallia on yksinkertaistettu, jotta analyysin tekeminen on mahdollista diplomityön rajallisen ajan puitteissa. Analyysi tehdään RFEM 5.19 ohjelmalla. Peruslaskennan lisäksi RFEM sisältää lukuisia laskentamoduuleja, joista tässä työssä käytetään vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen mahdollistavaa RF-STAGES -moduulia.

RF-STAGES -moduuli mahdollistaa rakennuksen analysoinnin eri vaiheissa. Moduulissa käyttäjä voi jakaa RFEM:n -ohjelmassa mallinnetun rakennuksen vaiheisiin. Moduuli laskee rakennuksen epälineaarilla suurten siirtymien menetelmällä (eng. Large deformation analysis). Laskentaprosessi etenee seuraavasti: Ensiksi ohjelma laskee tarkasteltavan vaiheen siirtymät ja rasitukset siirtymättömässä tilassa, jonka jälkeen ne lisätään aiempien vaiheiden siirtyneeseen tilaan. Tätä toistetaan, kunnes kaikki rakentamisen vaiheet on käyty läpi. Tällä tavoin jo tapahtuneita siirtymiä kompensoidaan, eivätkä ne vaikuta tarkasteltavan kerroksen siirtymiin ja rasituksiin. (Add-on Module RF-STAGES Program Description 2010)

Laskentamalli on muodostettu sauva- ja kuorielementeistä. Seinät ja laatat on mallinnettu kuorielementeistä, joille on annettu niiden todelliset paksuudet ja materiaaliominaisuudet. Palkit ja betonipilarit ovat mallinnettu sauvaelementeistä, joille on niin ikään annettu niiden oikeat profiilit ja materiaalit. Jalustaosan liittopilarit on mallinnettu teräsputkiprofiileina, joiden seinämäpaksuutta on muokattu vastaamaan liittopilareiden jäykkyyttä. Betonin viruma ja kutistuma on jätetty laskennasta pois, sillä RF-STAGES -moduuli ei tue betonin pitkäaikaisvaikutusten huomioimista. Välipohjia tukevat palkit on mallinnettu laatan tasoon ja kaikki liitokset on mallinnettu jäykkinä. Myös perustukset on mallinnettu jäykkinä ja täysin painumattomina. Elementtiverkon suuruutena on käytetty kuorirakenteilla 500 mm ja sauvaelementeillä >10 kpl.

6.2.1 Kuormat

Rakennuksen analysoinnissa käytetään vain pysyviä kuormia ja hyötykuormia. Muut kuormat on jätetty laskennasta pois laskentamallin pienentämiseksi. Myös epäkeskisyydestä aiheutuvat lisävaakavoimat on jätetty tarkastelun ulkopuolelle. Laskentamallissa käytetyt kuormat on esitetty taulukossa 16.

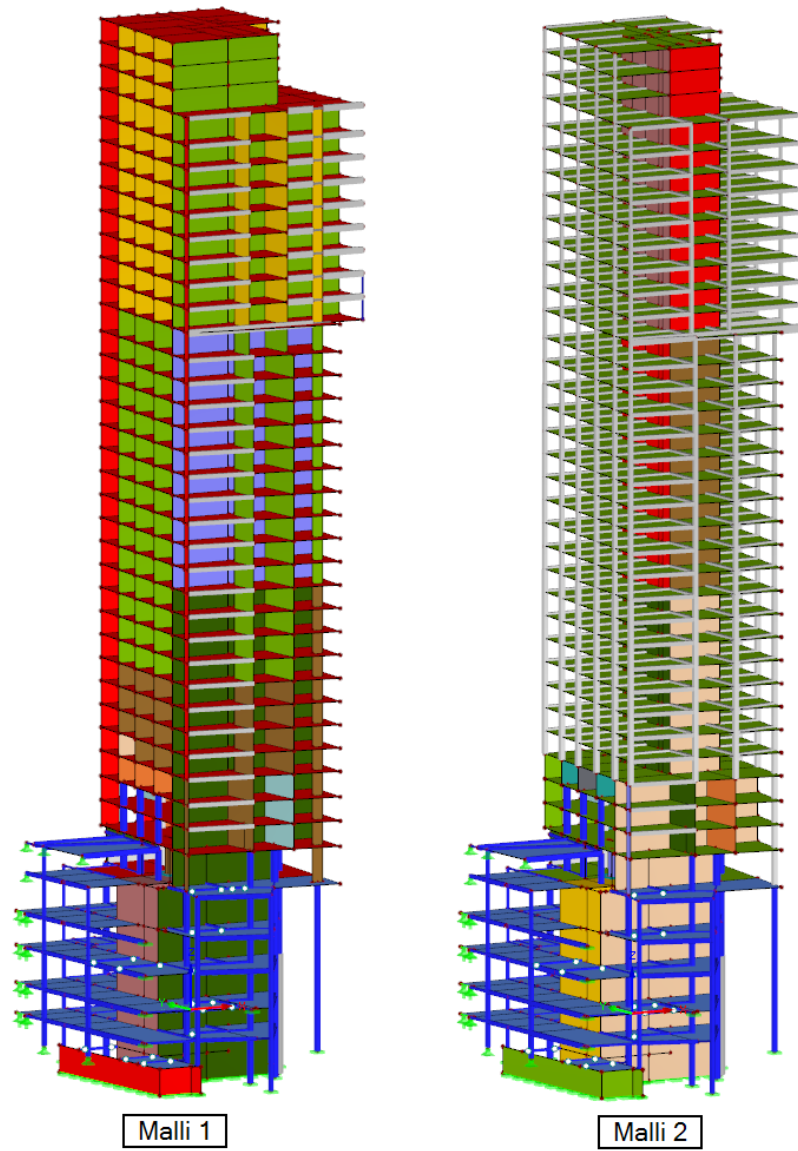
Taulukko 16. *Laskentamallissa käytettävät kuormat ja niiden suuruudet.*

Kuorma	Suuruus
Betonirakenteiden omapaino	25,0 kN/m ³
Tasojen pintarakenteet	1,2 kN/m ²
Julkisivuelementin paino	5,5 kN/m
Hyötykuorma	2,0 kN/m ²

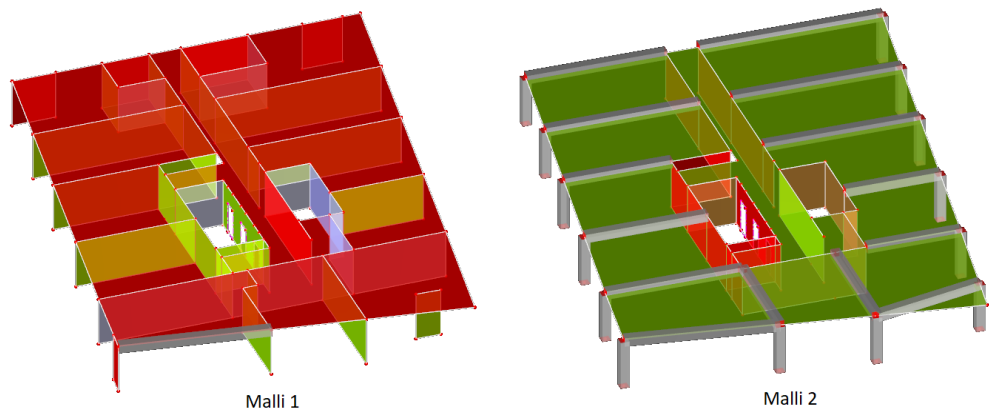
Tasojen pintarakenteiden paino ja hyötykuorma ovat asetettu vaikuttamaan rakennuksen kaikille vaakatasoille. Julkisivuelementin paino on asetettu välipohjalaattojen ulkoreunoille rakennuksen torniosalla. Kaikki kuormat analysoidaan ominaiskuormina, eli kuormien varmuuskertoimet on jätetty pois analyysistä.

6.2.2 Tutkimuksessa käytettävät laskentamallit

Tutkimuksessa käytetään 2 eri perusmallia. Perusmalli 1 on todellinen, kohdan 6.1 mukainen rakennus, jossa torniosan kantavina pystyrakenteina toimivat ydinkuilut ja kantavat seinät. Toisessa mallissa (Perusmalli 2) jäykistäväksi rakenteeksi on oletettu pelkkä ydinkuilu ja käytävän seinät, ja torniosan kantavat seinät on korvattu teräsbetonipilareilla ja -palkeilla. Pilarit on sijoitettu rakennuksen reunoille ja palkit yhdistävät ne keskiosan ydinkuiluun. Ydinkuilun seinäpaksuuksia on kasvatettu 50 mm jäykistystavan muutoksen takia. Pilarikoot on arvioitu karkeasti niiden vastaanottamien pystykuormien perusteella. Toisen mallin avulla pyritään selvittämään runkotyyppin vaikutus pystyrakenteiden kokoonpuristumaerojen suuruuteen. Molemmat mallit on esitetty kuvassa 37, ja molempien mallien tyyppikerros kuvassa 38.



Kuva 37. Laskentamallit. Vasemmalla todellinen malli 1 ja oikealla pilari-palkkirunkoinen malli 2.



Kuva 38. Laskentamallien tyypikerrokset (25.krs). Vasemmalla todellinen malli 1 ja oikealla pilari-palkkirunkoinen malli 2.

Perusmalleissa suoritetaan rakennukselle normaali, lineaarinen analyysi. Muissa malleissa laskenta suoritetaan rakentamisen vaiheittaisuuden huomioon ottaen RF-STAGES -moduulilla. Mallista 1 tehdään peruslaskennan lisäksi 4 eri laskentamallia. Mallissa 1A laskenta tehdään tarkimmalla, 1 kerroksen suuruisilla vaiheilla käyttämällä kuormina pelkästään rakenteiden omia painoja. Mallissa 1C laskentaan on lisätty rakennuksen pysyvät kuormat. Malleissa 1B ja 1D vaiheen suuruutena käytetään kohdan 4.2 mukaista suositusarvoa 1/15 kertaa rakennuksen kerrosmäärä, joka on tarkasteltavan rakennuksen tapauksessa noin 3. Malleissa tulee yhteensä 13 kolmen kerroksen suuruista vaihetta ja yksi kahden kerroksen suuruinen vaihe, joka on sijoitettu kerrokseen 10-11. Mallissa 1B laskennassa huomioidaan vain rakenteiden omat painot ja 1D omien painojen lisäksi myös pysyvät kuormat. Mallista 2 tehdään peruslaskennan lisäksi 2 eri laskentamallia. Molemmilla malleilla vaiheen suuruutena käytetään 1 kerroksen suuruista vaihetta. Mallissa 2A kuormina käytetään rakenteiden omia painoja ja pysyviä kuormia ja 2B näiden lisäksi myös hyötykuormaa, joka asetetaan vaikuttamaan rakentamisen viimeisessä vaiheessa. Taulukossa 17 on esitetty yhteenveto laskentamalleista.

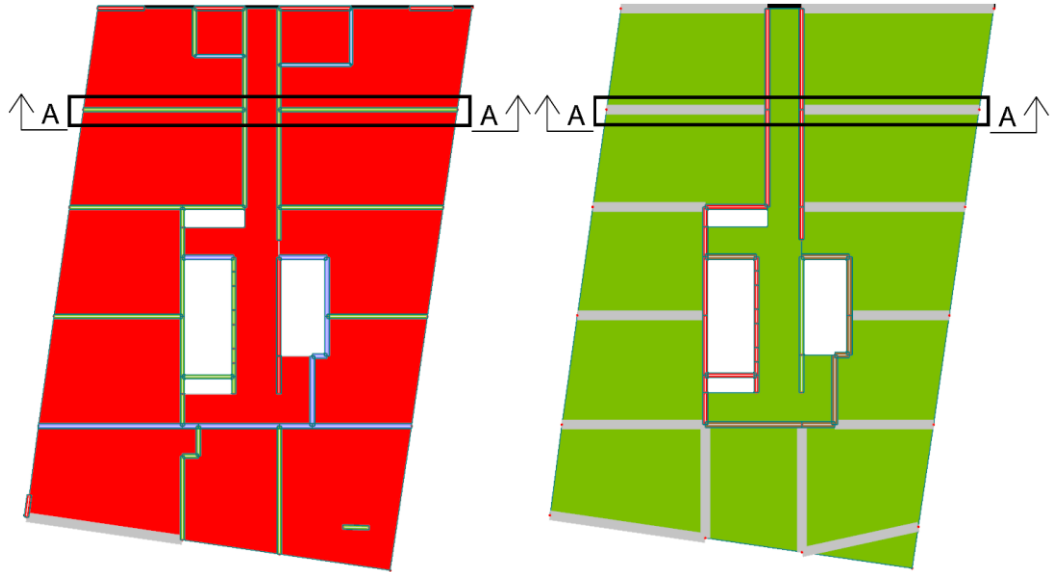
Taulukko 17. *Laskentamallien tiedot. Suluissa oleva kuorma otetaan huomioon, riippuen vertailussa käytettävästä mallista.*

Malli	Runko	Rakennusvaiheiden lkm.	Käytetyt kuormat
Perusmalli 1	Ydinkuilu + seinät	1	Oma paino (Pysyvä kuorma)
1A	Ydinkuilu + seinät	41	Oma paino
1B	Ydinkuilu + seinät	14	Oma paino
1C	Ydinkuilu + seinät	41	Oma paino Pysyvä kuorma
1D	Ydinkuilu + seinät	14	Oma paino Pysyvä kuorma
Perusmalli 2	Ydinkuilu + pilari - palkki	1	Oma paino Pysyvä kuorma (Hyötykuorma)
2A	Ydinkuilu + pilari - palkki	41	Oma paino Pysyvä kuorma
2B	Ydinkuilu + pilari - palkki	41	Oma paino Pysyvä kuorma Hyötykuorma

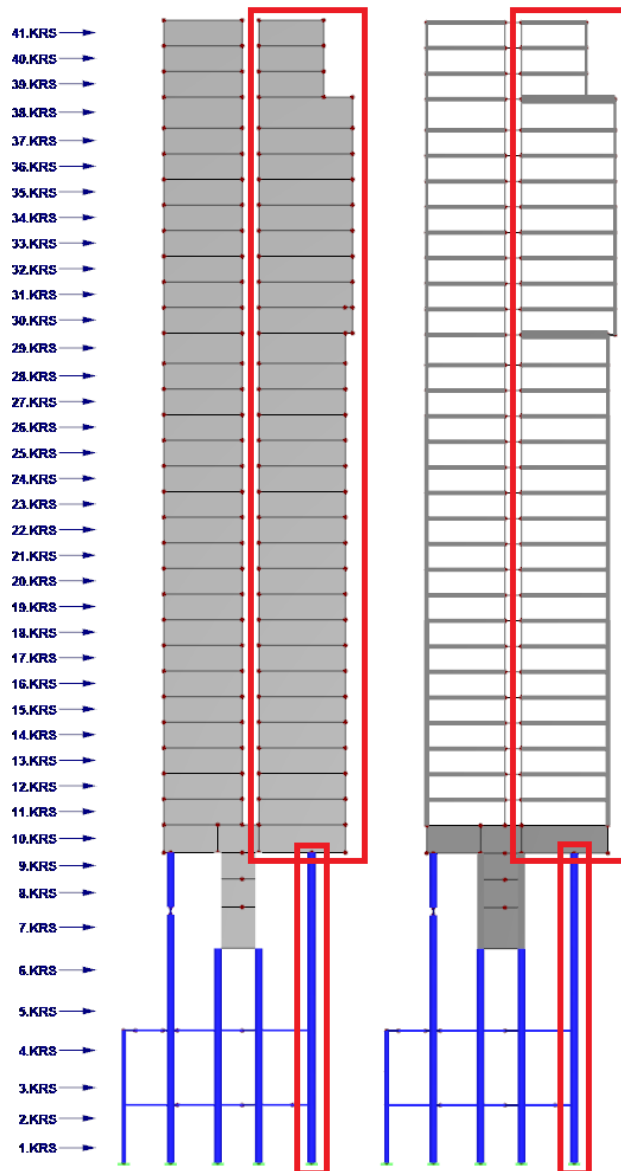
6.3 Tulosten tarkastelu

6.3.1 Tarkasteltavat rakenteet ja tulokset

Tutkittavia suureita ovat pystyrakenteiden kokoonpuristuma, vaakasiirtymä, palkin taivutusmomentti sekä perustuskuormat. Kuvassa 39 on esitetty seinä-, ja pilari - palkki -linja, jolle tarkastelu tehdään. Leikkaus A-A tarkasteltavalta linjalta on esitetty kuvassa.



Kuva 39. Tarkasteltava seinä-, ja pilari - palkki -linja. Vasemmalla todellinen malli 1 ja oikealla pilari - palkkirunkoinen malli 2.

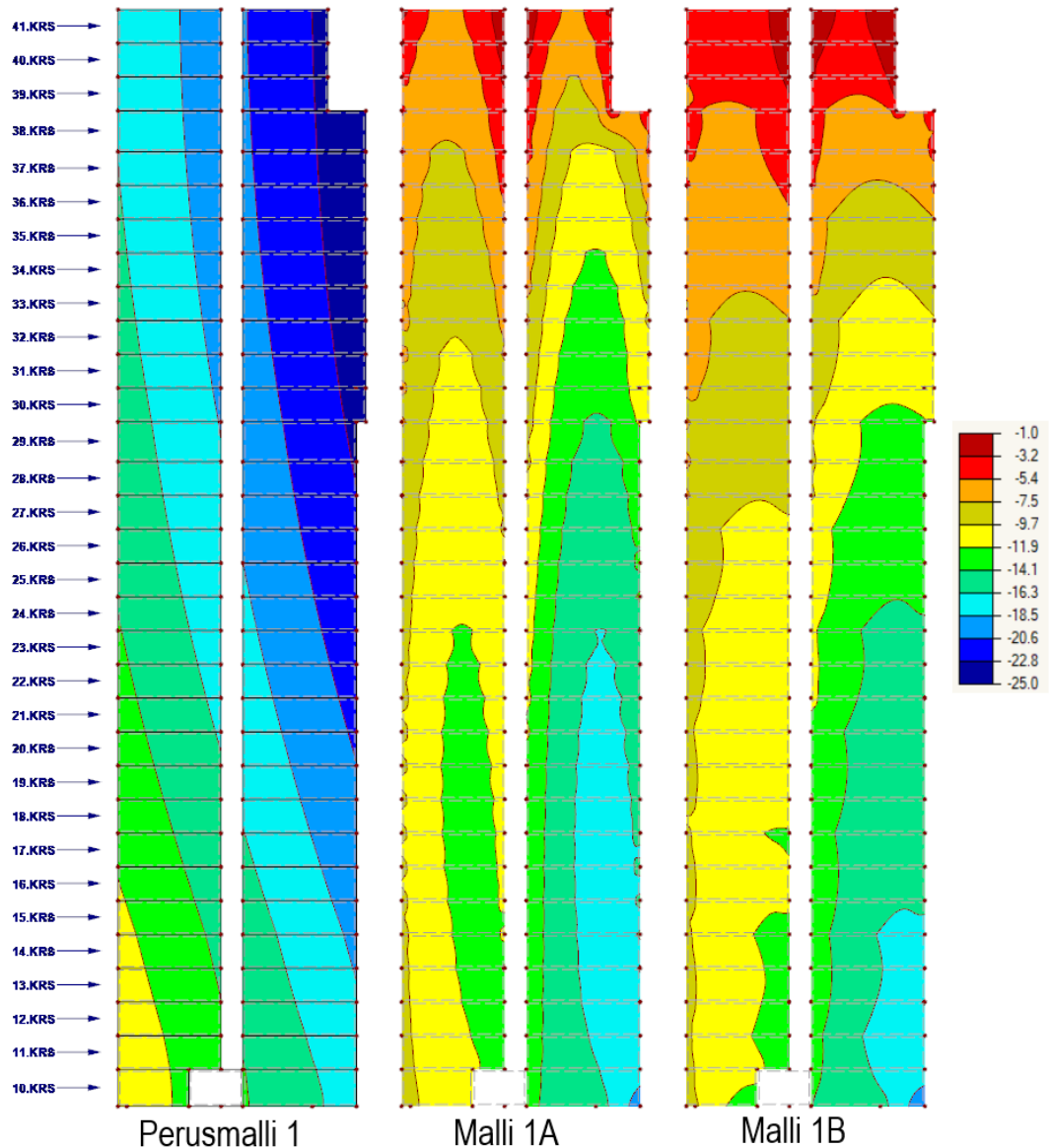


Kuva 40. Leikkaus A-A (kuva 39). Vasemmalla todellinen malli 1 ja oikealla pilari-palkkirunkoinen malli 2. Punaisella merkitty kuvaajissa tarkasteltavat rakenteet.

Kuvassa 40 on esitetty tarkasteltavat rakenteet. RFEM:stä poimituissa kuvissa on esitetty torniosan molempien seinien ja pilareiden siirtymät. Kuvaajissa on esitetty punaisella merkittyjen rakenteiden siirtymät koko rakennuksen korkeudelta. Kuvassa 40 näkyvät myös pilariperustukset, joille peruskuormien tarkastelu tehdään. Mallin 2 palkkien taivutusmomenteja tutkiessa käytetään kuvasta poiketen 11. – 28. kerroksen palkkeja. Edellä mainittujen suureiden lisäksi laskentamalleista mitataan myös laskenta-ajat.

6.3.2 Pystysiirtymä

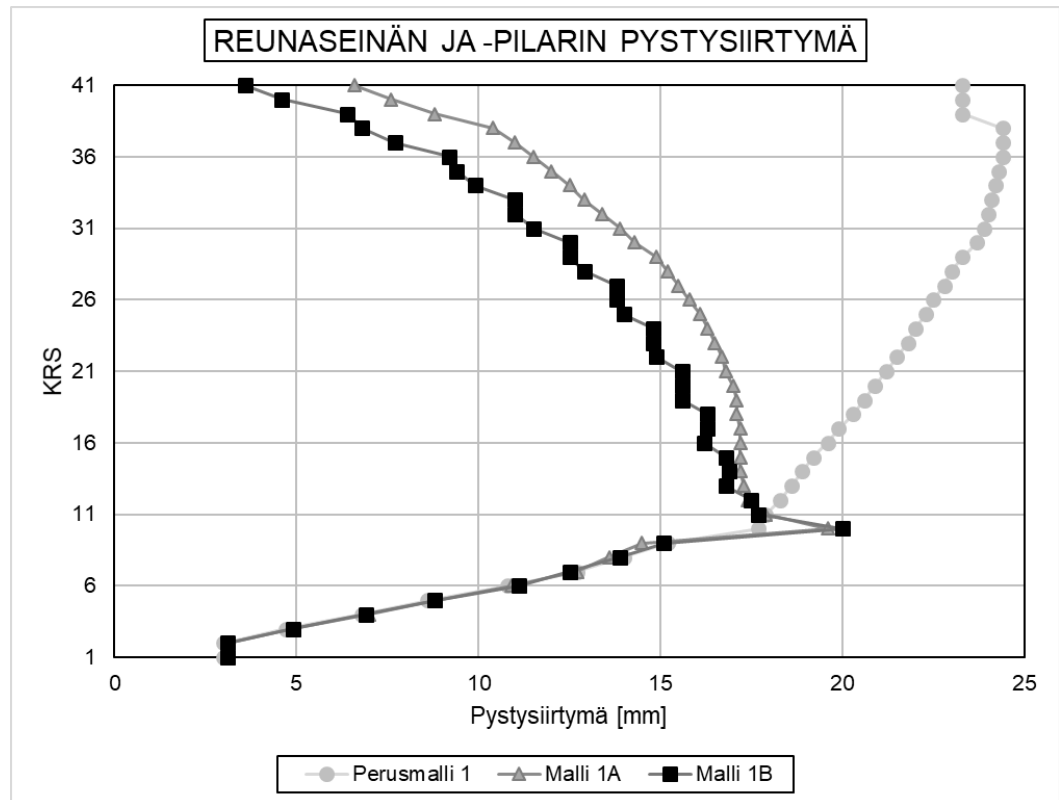
Tarkastellaan aluksi pystysiirtymiä. Pystysiirtymät tarkastellaan kaikista malleista. Kuvassa 41 on esitetty seinien pystysiirtymät rakenteiden omasta painosta erisuuruksilla rakennusvaiheilla laskettuna.



Kuva 41. Perusmallin 1, mallin 1A ja 1B seinien pystysiirtymä omasta painosta [mm].

Kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon, muuttuu kuvan 41 pystysiirtymän väriskaala hyvin erilaiseksi verrattuna perusmalliin. Vaikka koko seinän maksimipystysiirtymät eri malleilla ovat melko lähellä toisiaan, on pystysiirtymissä huomattava ero kerroksittain. Perusmallilla kerroksen seinän maksimipystysiirtymä tulee aina seinän reunoille. Rakentamisen vaiheittaisuuden huomiointi muuttaa tuloksia niin, että seinien maksimipystysiirtymät esiintyvät kerroksittain seinän

keskiosalla. Kuvassa 42 on esitetty kuvan 40 mukaisten seinien ja jalustaosan pilarin maksimipystysiirtymät kerroksittain.



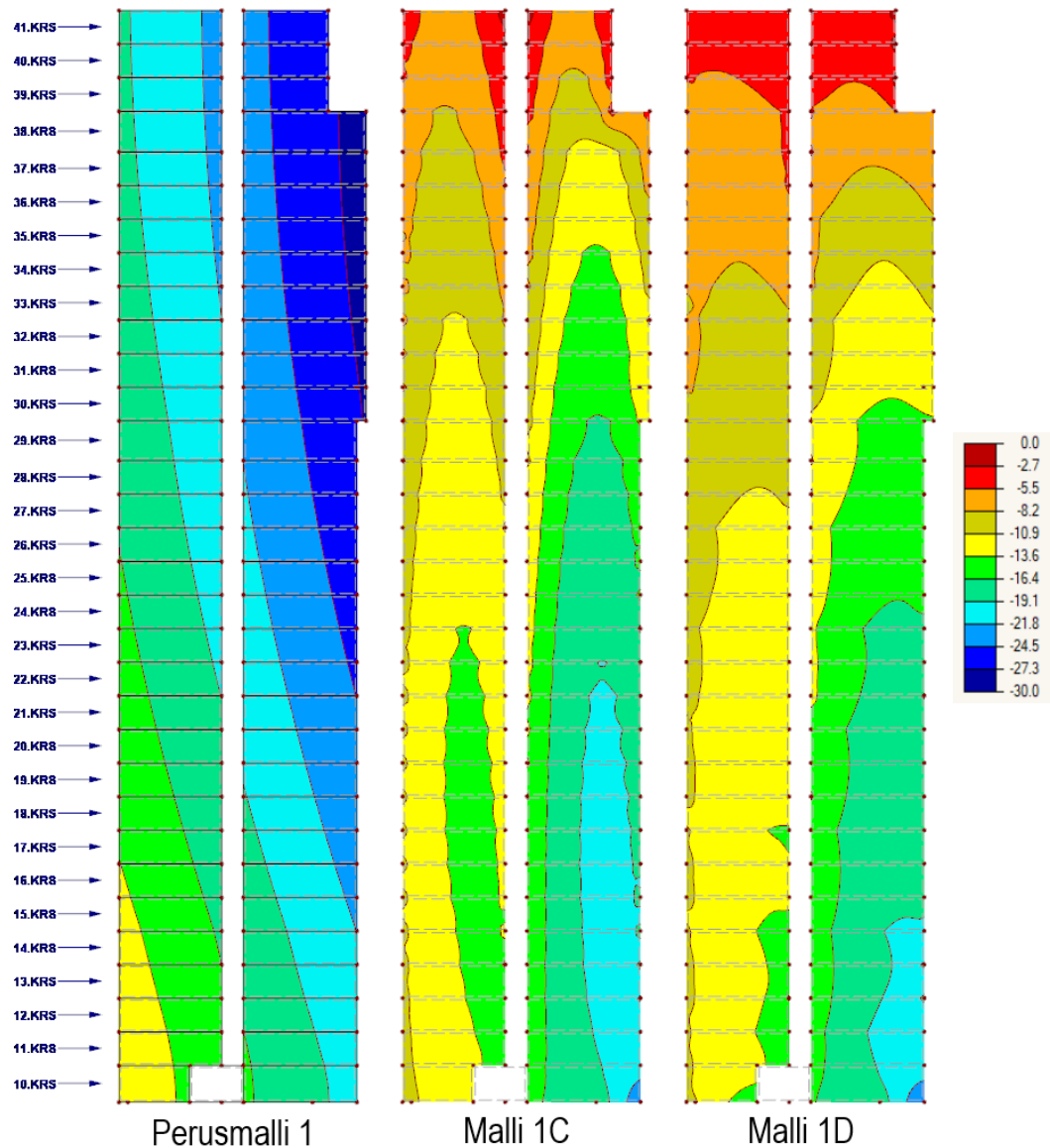
Kuva 42. Perusmallin 1, Mallin 1A ja 1B reunaseinän ja -pilarin maksimipystysiirtymät omasta painosta.

Kuvasta 42 huomataan sama ilmiö kuin luvun 5 käsinlaskennastakin: Rakentamisen vaihteellisuuden huomioimisella pystysiirtymien maksimi saavutetaan rakennuksen keskivaiheilla, kun perinteisellä analyysillä siirtymät kasvavat rakennuksen huipulle mentäessä. Perusmallin maksimipystysiirtymäksi saadaan 24,4 mm, mallin 1A 19,6 mm ja mallin 1B 20,0 mm. CSA-menetelmällä mallien 1A ja 1B pystysiirtymän maksimiarvo syntyy 10. kerroksessa jalusta- ja torniosan liittymässä. OSA-menetelmällä perusmallin 1 maksimiarvo syntyy 34. kerroksessa ennen kolmea ylintä, pienempää kerrosta. Jalustaosan pilarin pystysiirtymissä ei huomata juuri eroja mallien välillä. Erot ovat muutamia prosentteja mutta tuloksista tulee huomioida kuitenkin se, että rakennuksen alimmissa kerroksissa perusmalli antaa todellista pienempiä pystysiirtymiä. Torniosalla erot mallien välillä näkyvät helpommin. Vertaillaan kerroksittain perusmallin 1 ja mallin 1B tuloksia tarkimpaan, mallin 1A tuloksiin. Perusmallissa pystysiirtymän virhe kasvaa torniosan huipulle noustessa ollen siellä noin 250 %. Ylimmissä kerroksissa virhe kasvaa todella jyrkästi ja esimerkiksi 38. kerroksessa virhe on noin 135 %. Kun mal-

lissa 1B otetaan huomioon luvun 4.2 mukaiset ohjeet, että pystysiiirtymien korjauskäyrä piirretään aina vaiheen alimman kerroksen mukaan, ovat tulokset suhteellisen lähellä oikeita. Rakennuksen huipulla virhe on 27 % ja vielä 33. kerroksessa alle 15 %. Mielenkiintoinen huomio kuitenkin on, että vasten odotuksia mallissa 1B pystysiiirtymät ovat pienemmät kuin mallissa 1A. Syy tähän nähdään kuvasta 41. Mallissa 1A seinien keskialueelle muodostuu kaista, jossa kokoonpuristumat ovat suuremmat kuin seinien reunoilla. Mallissa 1B tätä kaistaa ei muodostu niin selkeästi, ja maksimikokoonpuristumien sijainti lähestyy seinän reunaa. Kun katsotaan kuvan 41 mallia 1A, huomataan että seinän reunoilla kokoonpuristumat ovat pienemmät kuin seinän keskialueella. Jos kuvan 42 kuvaaja piirrettäisiin seinän ulkoreunan pystysiiirtymistä, eikä maksimipystysiiirtymistä, olisivat mallin 1B pystysiiirtymät todennäköisesti suuremmat, kuin mallin 1A, ja näin tulokset myös paremmin vertailukelpoisia.

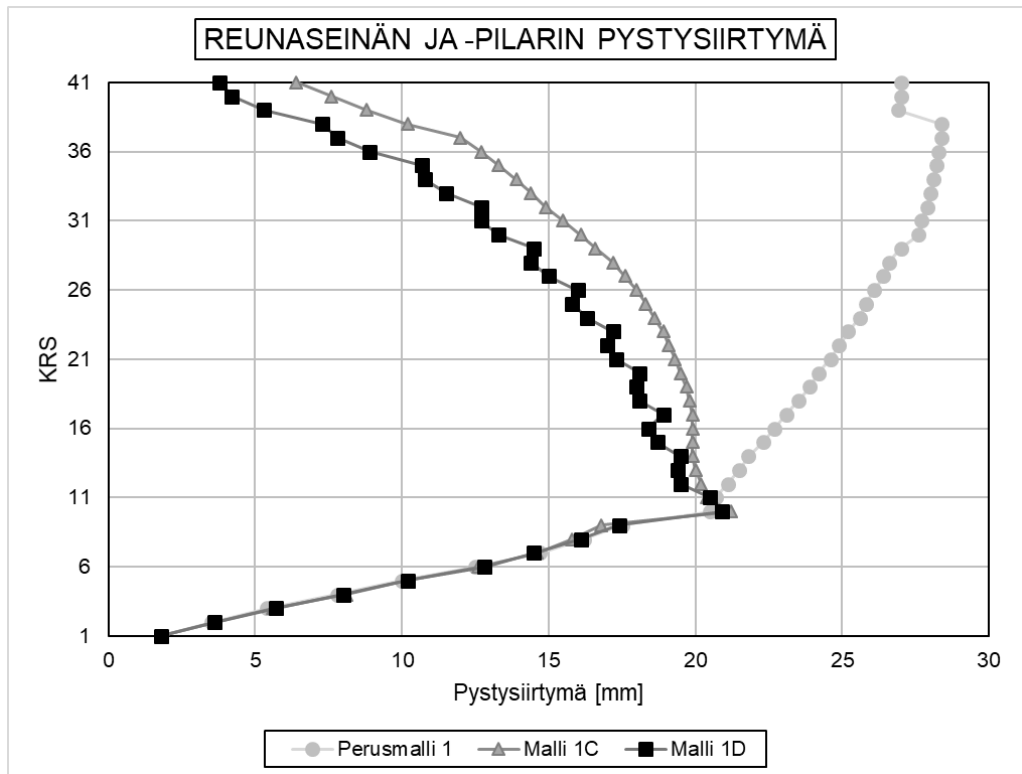
Kokoonpuristumaerot seinän ja ydinkuilun välillä jäävät hyvin pieniksi. Kun verrataan kerroksittain seinien maksimipystysiiirtymää ja ydinkuilun pystysiiirtymää, mikä tarkoittaa käytännössä seinän sisäistä kokoonpuristumaeroa, saadaan pystysiiirtymäerojen maksimeiksi perusmallilla 4,3 mm, mallilla 1A 7,2 mm ja mallilla 1B 5,0 mm. Mielenkiintoisin huomio on, että perusmallissa pystysiiirtymäero on pienimmillään. Tuloksen voi aiheuttaa se, että perusmallissa seinän kokoonpuristuessa enemmän kuormaa siirtyy enemmän ydinkuiluille, jolloin ydinkuilukin kokoonpuristuu suhteessa enemmän verrattuna muihin malleihin. Malleista voitaisiin vertailla eri seinien välisiä pystysiiirtymäeroja, mutta mallissa seinien kuormitusalat ovat lähellä toisiaan ja kuvan 42 perusteella rakennuksen jalustaosalla ei ollut vaikutusta pystysiiirtymiin mallien välillä, joten pystysiiirtymäerojen voidaan olettaa jäävän koko rakennuksessa pieniksi.

Tarkastellaan seuraavaksi samat tulokset, kun oman painon lisäksi otetaan huomioon rakennuksen pysyvät kuormat. Kuvassa 43 on esitetty seinien pystysiiirtymät rakenteiden omasta painosta ja pysyvistä kuormista erisuuruksilla rakennusvaiheilla laskettuna.



Kuva 43. Perusmallin 1, mallin 1C ja 1D seinien pystysiirtymät omasta painosta ja pysyvistä kuormista [mm].

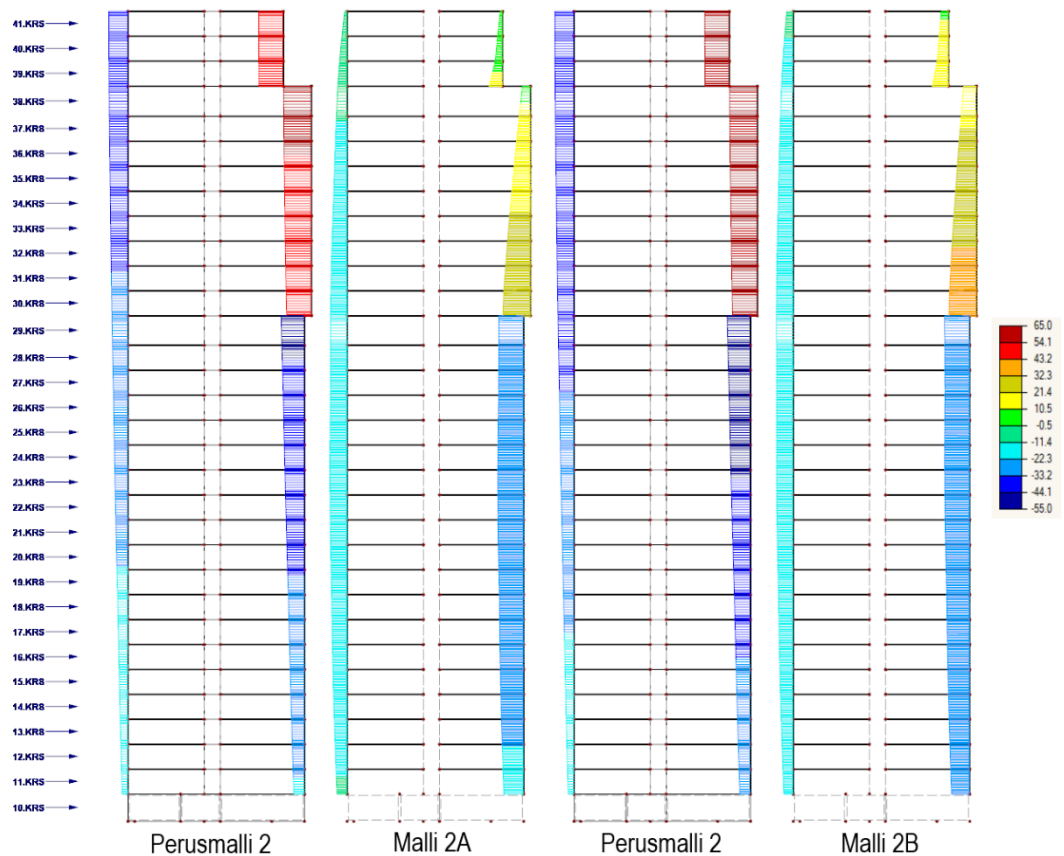
Kuvan 43 tulokset ovat odotetusti samanlaiset kuin kuvan 41 tulokset. Pystysiirtymien arvot vain kasvavat kuorman lisäyksestä johtuen. Kuvassa 44 on esitetty kuvan 40 mukaisten seinien ja jalustaosan pilarin maksimipystysiirtymät kerroksittain.



Kuva 44. Perusmallin 1, Mallin 1C ja 1D reunaseinän ja -pilarin pystysiirtymä omasta painosta ja pysyvistä kuormista.

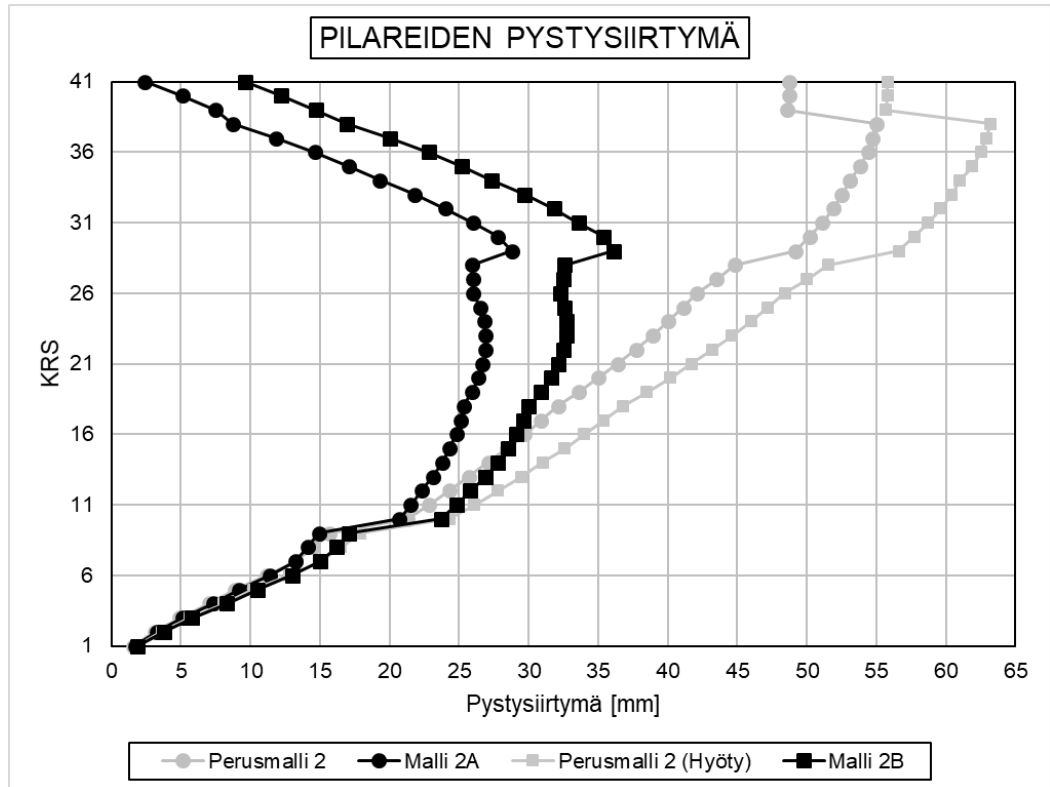
Kuvan 44 pystysiirtymäkäyrien muodoissa ei huomata eroa kuvan 42 vastaaviin käyriin. Perusmallin maksimipystysiirtymäksi saadaan 28,4 mm, mallin 1A 21,2 mm ja mallin 1B 20,9 mm. Koska pystysiirtymien arvot kasvavat verrattuna pelkästään omilla painoilla laskettuun malliin, kasvaa myös perusmallin ja mallin 1D pystysiirtymien virhe malliin 1C verrattuna. Perusmallissa virhe huipulla on noin 320 % ja mallilla 1D noin 40 %. Myös pystysiirtymäerot seinän ja ydinkuilun välillä kasvavat, mutta ne jäävät edelleen melko pieniksi. Pystysiirtymäeron maksimeiksi saadaan perusmallilla 5,3 mm, mallilla 1C 8,0 mm ja mallilla 1D 6,4 mm.

Tarkastellaan seuraavaksi pilari - palkki -runkoisen rakennuksen pystysiirtymiä. Kuvassa 45 on esitetty torniosan ulkoreunojen pilareiden pystysiirtymät.



Kuva 45. Perusmallin 2, mallin 2A ja 2B pilareiden pystysiirtymät [mm]. Vasemmalla perusmallin pystysiirtymä omasta painosta ja pysyvistä kuormista. Oikealla omasta painosta, pysyvistä kuormista ja hyötykuormasta. (Huom. Väriskalan positiiviset arvot johtuvat pilareiden mallinnussuunnasta.)

Rakentamisen vaiheittaisuuden merkitys näkyy vielä selvemmin kuvasta 45 kuin mallin 1 tuloksista. Tulokset rakentamisen vaiheittaisuuden huomioimisella ovat samat kuin aiemminkin. OSA-menetelmällä perusmallin 2 pilareiden pystysiirtymät kasvavat rakennusta ylöspäin mentäessä, kun CSA-menetelmällä mallien 2A ja 2B pystysiirtymien maksimiarvot ovat rakennuksen keskivaiheilla. Kuvassa 46 on esitetty kuvan 40 mukaisten pilareiden maksimipystysiirtymät kerroksittain.



Kuva 46. Perusmallin 2, mallin 2A ja 2B pilareiden pystysiirtymät.

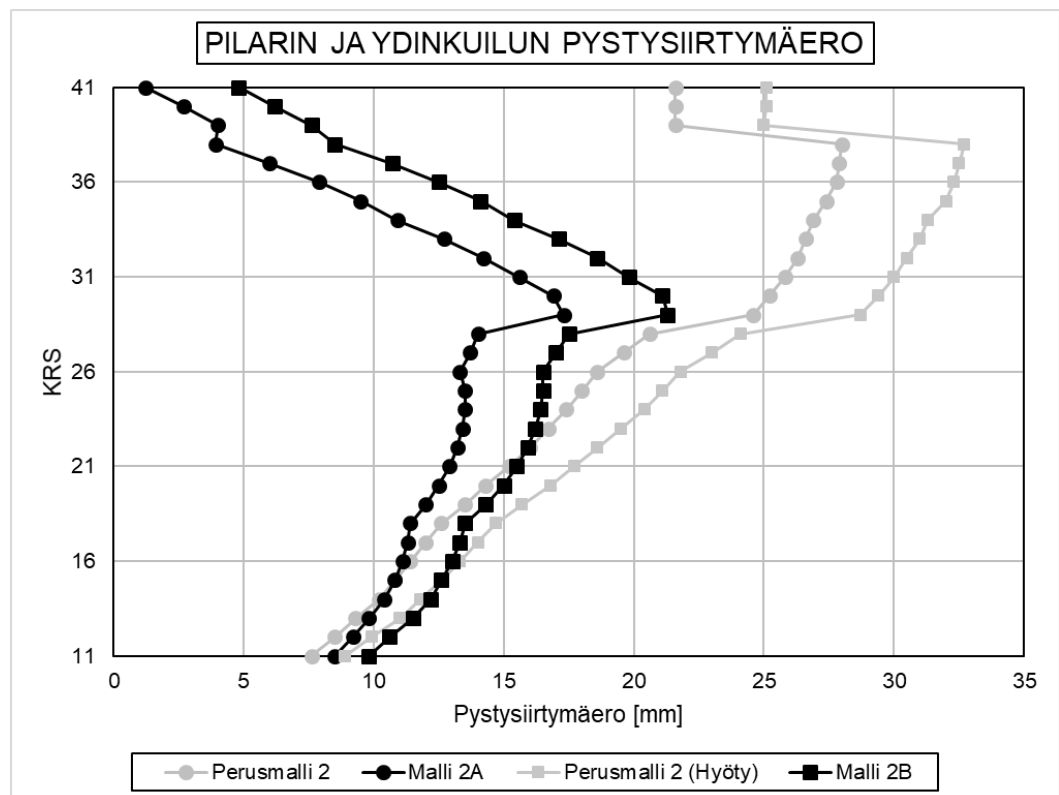
Kuvan 46 tulokset samankaltaisia kuin mallin 1 kuvien 42 ja 44. Erona mallin 1 tuloksiin huomataan, että CSA-menetelmällä mallien 2A ja 2B pilareiden pystysiirtymien maksimiarvot sijaitsevat 29. kerroksessa, kun malleilla 1A-D ne tulivat 10. kerroksessa. Lisäksi malleissa 1A-D seinien pystysiirtymät lähtivät pienene- mään heti torniosan juuresta. Malleissa 2A ja 2B taas pilareiden pystysiirtymät jatkavat kasvamistaan saavuttaen lokaalit maksimiarvonsa 23. kerroksessa. Perusmallin 2 maksimipystysiirtymäksi ilman hyötykuormaa saadaan 55,0 mm, mal- lin 2A 28,8 mm, perusmallin 2 hyötykuorman kanssa 63,2 mm ja mallin 2B 36,1 mm. Kun verrataan perusmallien 2 maksimipystysiirtymiä mallien 2A ja 2B maksimiarvoihin, virheeksi perusmallilla ilman hyötykuormaa saadaan 91 % ja hyötykuorman kanssa 75 %. Taulukossa 18 on esitetty perusmallien 2 pystysiir- tymien virheet kerroksittain.

Taulukko 18. Perusmallien 2 pilareiden pystysiirtymien virhe kerroksittain malleihin 2A ja 2B verrattuna.

KRS	Perusmallin 2 virhe (%)	Perusmallin 2(Hyöty) virhe (%)
1	-6	-5
2	-6	-5
3	-4	-3
4	-4	-2
5	-3	-3
6	-2	-2
7	0	0
8	3	2
9	5	5
10	3	3
11	6	5
12	9	8
13	11	10
14	14	12
15	17	14
16	20	17
17	23	20
18	27	23
19	30	25
20	33	27
21	36	30
22	40	33
23	45	36
24	49	41
25	55	45
26	62	50
27	67	54
28	73	58
29	71	57
30	81	63
31	97	75
32	116	87
33	141	103
34	175	123
35	215	146
36	273	174
37	364	215
38	532	274
39	548	279
40	855	357
41	1929	481

Mallissa 2B hyötykuorma on asetettu vaikuttamaan viimeisessä rakennusvaiheessa, eli kun koko rakennus on valmis. Taulukosta 18 nähdään, että tällöin vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen merkitys pienenee. Noin rakennuksen puoliväliin saakka virhe perusmalleissa on lähestulkoon sama sekä hyötykuorman kanssa että ilman sitä. Puolivälin jälkeen ilman hyötykuormaa analysoidussa mallissa virhe alkaa kuitenkin kasvaa nopeammin kuin hyötykuorman sisältävässä mallissa. Hyötykuorman merkitys näkyy etenkin rakennuksen ylimmissä kerroksissa. Molemmissa malleissa virhe kasvaa noustessa rakennusta ylöspäin saaden maksimiarvonsa rakennuksen huipulla. Ilman hyötykuormaa perusmallin virheen maksimiarvo 1929 % on noin nelinkertainen verrattuna hyötykuorman kanssa analysoidun mallin maksimiarvoon. Hyötykuorman sisältäminen laskentamalliin ei kuitenkaan tee vaiheittaisen rakentamisen huomioimista tarpeettomaksi sillä virhe OSA-menetelmällä hyötykuorman kanssa on suuri. Rakennuksen ylimmissä kerroksissa virheiden arvot ovat todella suuria, sillä CSA-menetelmällä pystysiirtymät lähestyvät nollaa, jolloin virhe puolestaan lähestyy ääretöntä.

Tarkastellaan seuraavaksi kokoonpuristumaeroja mallissa 2. Kuvassa 47 on esitetty ulkoreunan pilarin ja ydinkuilun välinen pystysiirtymäero 11. – 41. kerroksessa.



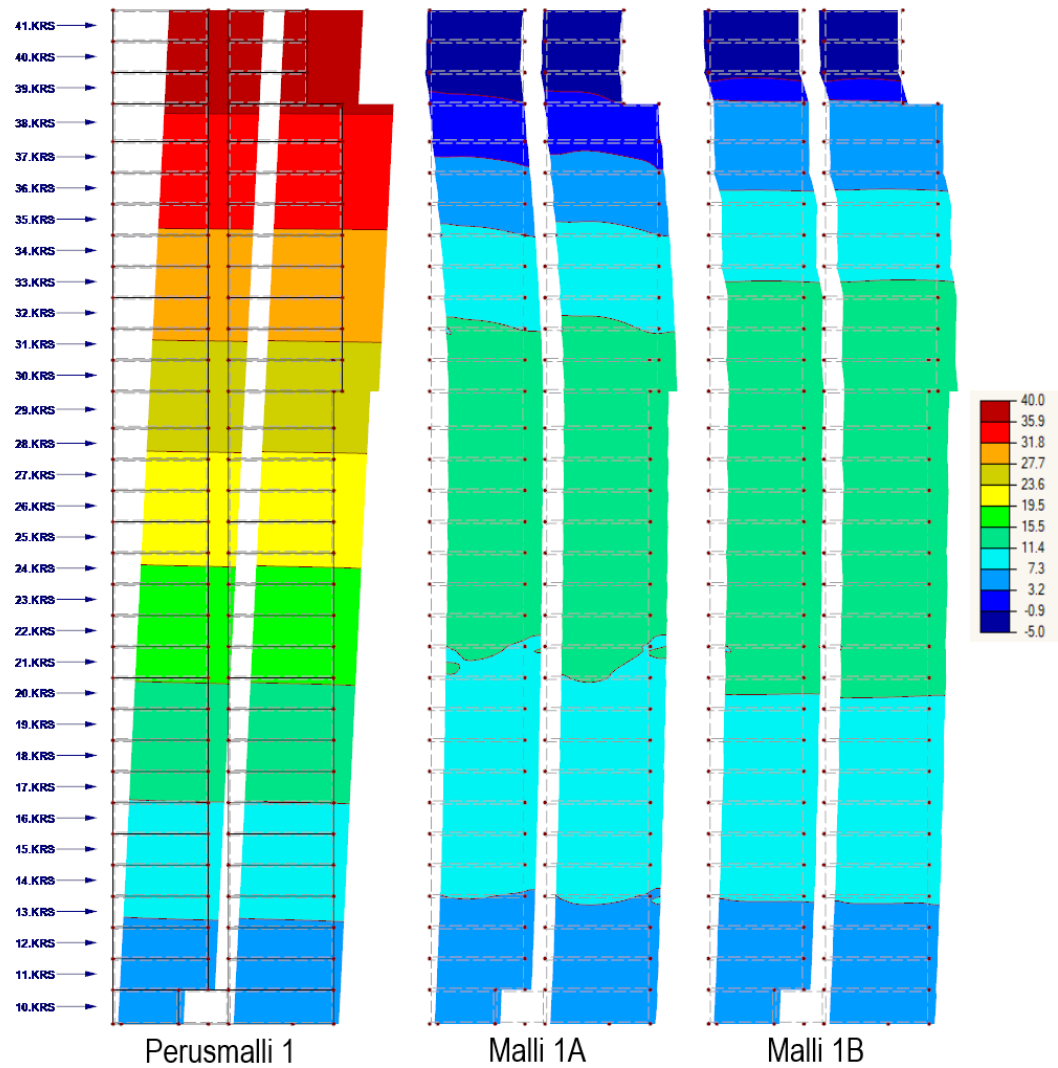
Kuva 47. Perusmallin 2, mallin 2A ja 2B pilareiden ja ydinkuilun välinen pystysiirtymäero.

Kuvan 47 pystysiiirtymäerojen kuvaaja näyttää hyvin samanlaiselta, kuin kuvan 46 pystysiiirtymien kuvaaja. Perusmallin 2 pystysiiirtymäeron maksimiksi ilman hyötykuormaa saadaan 28,0 mm, mallin 2A 17,3 mm, perusmallin 2 hyötykuorman kanssa 32,7 mm ja mallin 2B 21,3 mm. Perusmalleissa suurin pystysiiirtymäero syntyy 38. kerroksessa ja malleissa 2A ja 2B 29. kerroksessa. Kuten pystysiiirtymissäkin, pystysiiirtymäerojen virhe perusmalleissa kasvaa noustessa rakennusta ylöspäin. Pystysiiirtymäerojen virheet perusmalleissa verrattuna malleihin 2A ja 2B ovatkin hyvin lähellä taulukon 18 arvoja. OSA-menetelmällä kokoonpuristumaerot alkavat olla sitä luokkaa, että ne on otettava suunnittelussa huomioon. Todellisuudessa ne eivät kuitenkaan ole niin suuria, sillä CSA-menetelmällä maksimikokoonpuristumaerot pienenevät noin 35 % ollen noin 20 mm luokkaa. Palkkien melko pitkällä jännevälillä, kyseisen kokoonpuristumaeron vaikutukset jäävät melko pieniksi. Näin ollen vaiheittaisen rakentamisen huomioimisella voi välttää rakennuksen mitoituksen tarpeettoman suurille rasituksille ja siirtymille. Malleissa on kuitenkin huomioitu vain kimmainen kokoonpuristuma, ja betonin pitkäaikaisvaikutusten seurauksena kokoonpuristumaerot voivat kasvaa merkittäviksi myös CSA-menetelmällä.

Monista kuvista huomataan sama ilmiö, että rungon muutoskohdissa perusmalleissa pystysiiirtymissä tulee selvä hyppäys. Tässä kohteessa sellaisia kohtia ovat jalustaosan ja torniosan liittymä 11. kerroksessa, torniosan tyyppikerroksen muuttuminen 30. kerroksessa sekä rakennuksen sisäänveto 39. kerroksessa. Kaikissa malleissa myös pystysiiirtymien ja pystysiiirtymäerojen maksimit syntyvät näissä rungon muutoskohdissa. Kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon, rungon muutoksen vaikutukset ovat selvästi pienempiä, ja esimerkiksi ylintä rungon muutoskohtaa ei välttämättä edes huomaa kaikista pystysiiirtymien kuvaajista.

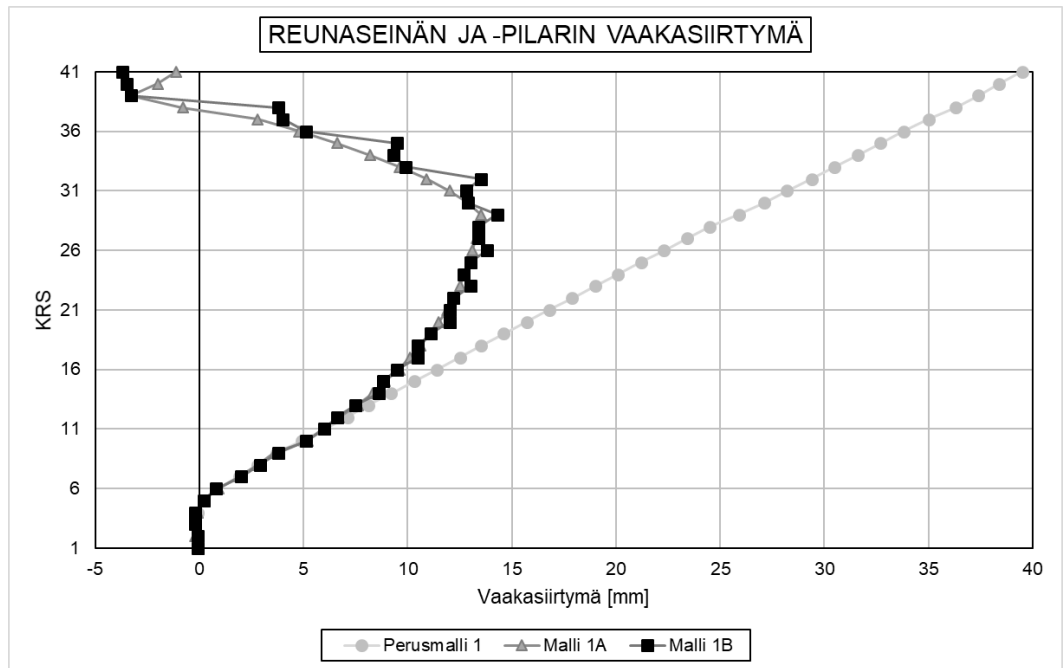
6.3.3 Vaakasiirtymä

Vaakasiirtymien tarkastelu tehdään samoille rakenteille kuin pystysiiirtymien kohdallakin. Kuvassa 48 on esitetty seinien pystysiiirtymät rakenteiden omasta painosta erisuuruisilla rakennusvaiheilla laskettuna.



Kuva 48. Perusmallin 1, mallin 1A ja 1B seinien vaakasiirtymä omasta painosta [mm].

Vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen merkitys näkyy myös vaakasiirtymissä. Kuvasta 48 nähdään, että perusmallin 1 vaakasiirtymät ovat huomattavasti suurempia kuin CSA-menetelmällä analysoitujen mallien 1A ja 1B. Kuten pystysiirtymienkin osalta, myös vaakasiirtymät kasvavat perusmallissa 1 noustaessa rakennusta ylöspäin. Todellisuudessa suurimmat vaakasiirtymät syntyvät kuitenkin rakennuksen keskivaiheille mallien 1A ja 1B mukaisesti. Kuvassa 49 on esitetty kuvan 40 mukaisten seinien ja jalustaosan pilarin maksimivaakasiirtymät kerroksittain.



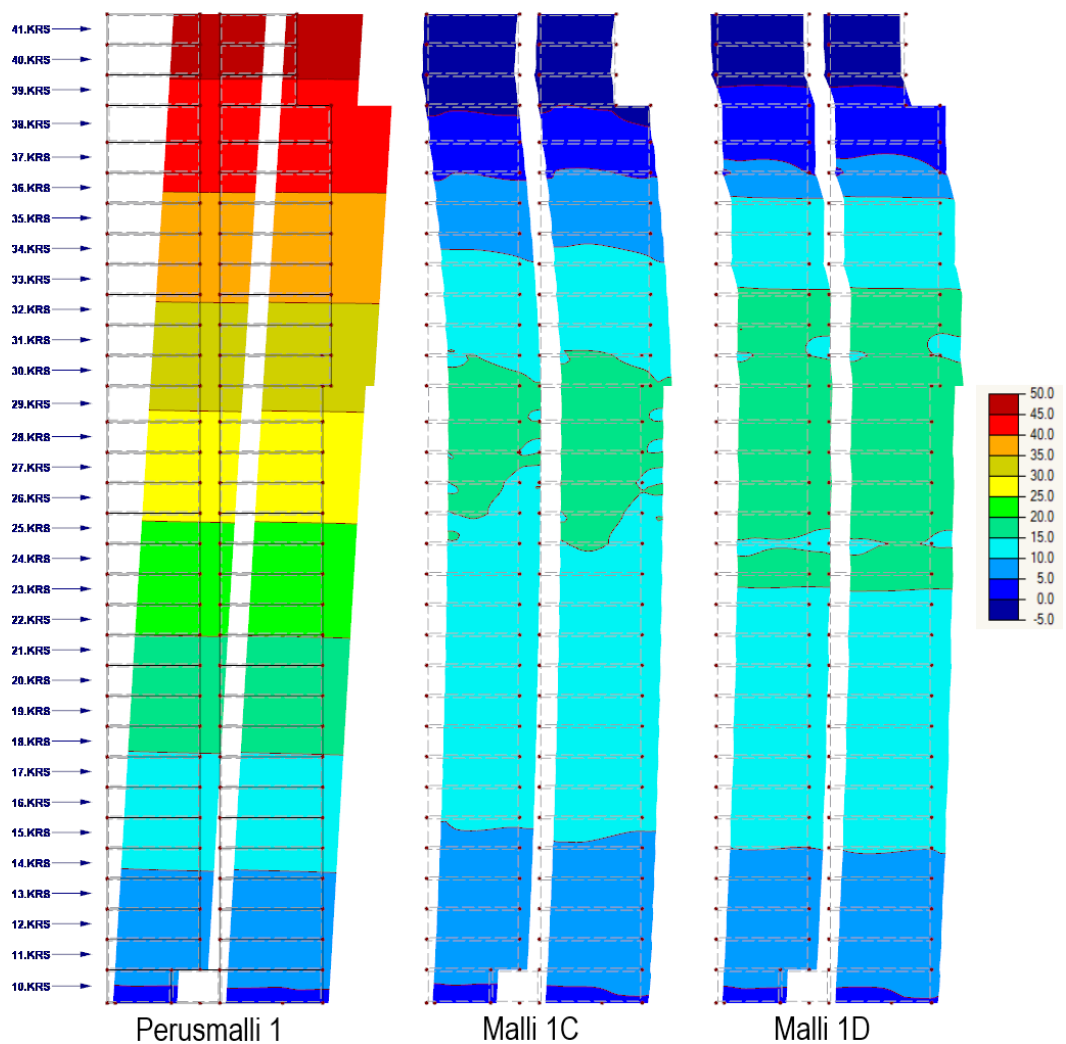
Kuva 49. Perusmallin 1, Mallin 1A ja 1B reunaseinän ja -pilarin vaakasiirtymä omasta painosta.

Kuvasta 49 huomataan, että rungon muutoskohdilla ei ole samanlaista vaikutusta seinien vaakasiirtymiin, kuin pystysiirtymiin. Vaakasiirtymien kuvaajasta huomataan selkeästi ainoastaan rungon ylin muutoskohta tarkimmassa mallissa 1A. 5. kerrokseen asti jalustaosan pilarin vaakasiirtymä pysyy lähes nollassa kaikilla malleilla. Tämän jälkeen perusmallissa vaakasiirtymät alkavat kasvaa lähes lineaarisesti saaden maksimiarvonsa 39,5 mm rakennuksen huipulla. Malleissa 1A ja 1B vaakasiirtymät mukailevat perusmallin vaakasiirtymiä n. 13 kerrokseen asti, jonka jälkeen vaakasiirtymien kasvu hidastuu. Mallin 1A maksimivaakasiirtymäksi saadaan 13,5 mm ja mallin 1B 14,3 mm ja ne sijaitsevat rakennuksen 29. kerroksessa. Perusmallin vaakasiirtymien virhe kasvaa nopeasti 13. kerroksen jälkeen ja on rakennuksen puolivälissä jo yli 40 %.

Toisin kuin pystysiirtymien osalta, vaakasiirtymissä mallien 1A ja 1B tulokset näyttävät oikeilta toisiinsa nähden. Malli 1B antoi kaikista pienimmät pystysiirtymien arvot, mutta vaakasiirtymien kohdalla pienimmät arvot tulevat odotusten mukaisesti tarkimmalla mallilla 1A. Tämä johtuu siitä, että vaakasiirtymien maksimiarvot syntyvät kerroksittain seinien ulkoreunaan kaikilla malleilla. Näin ollen tulokset ovat vertailukelpoisia, sillä vaakasiirtymät on tarkasteltu seinien samoista pisteistä. Kuvasta 49 huomataan, että mallin 1B vaakasiirtymän käyrästä muodostuu luvun 4.2 mukaisesti sahalaitakuvio, kun rakennusvaiheen suuruutena käytetään yli 1 kerroksen suuruista vaihetta. Kuvasta myös nähdään, että vaiheen sisällä yksi piste on aina lähempänä mallin 1A vaakasiirtymän käyrää. Lähinnä olevat

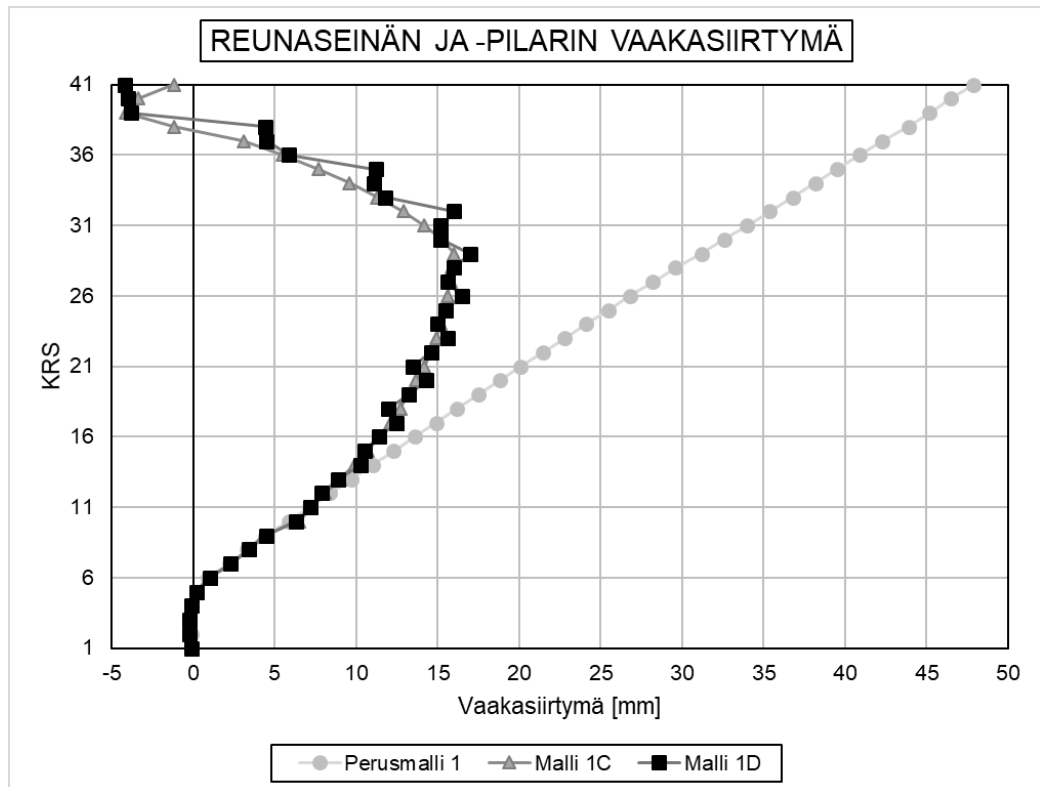
pisteet ovat kunkin vaiheen alimman kerroksen vaakasiirtymiä. Piirtämällä vaakasiirtymien korjauskäyrä luvun 4.2 pystysiirtymäkäyrän ohjeen mukaisesti näiden pisteiden kautta, mukailevat mallin 1B tulokset lähes täydellisesti mallin 1A tuloksia. Mallin 1B virheen maksimiarvoksi saadaan n. 6 %, ja on rakennuksen ylimmissä kerroksissa, joissa siirtymät ovat muutenkin pienet, ja pienikin ero tuloksissa aiheuttaa siellä suhteessa suuremman virheen.

Tarkastellaan seuraavaksi vastaavat tulokset, kun oman painon lisäksi otetaan huomioon rakennuksen pysyvät kuormat. Kuvassa 50 on esitetty seinien vaakasiirtymät rakenteiden omasta painosta ja pysyvistä kuormista erisuuruuksilla rakennusvaiheilla laskettuna.



Kuva 50. Perusmallin 1, mallin 1C ja 1D seinien vaakasiirtymä omasta painosta ja pysyvistä kuormista [mm].

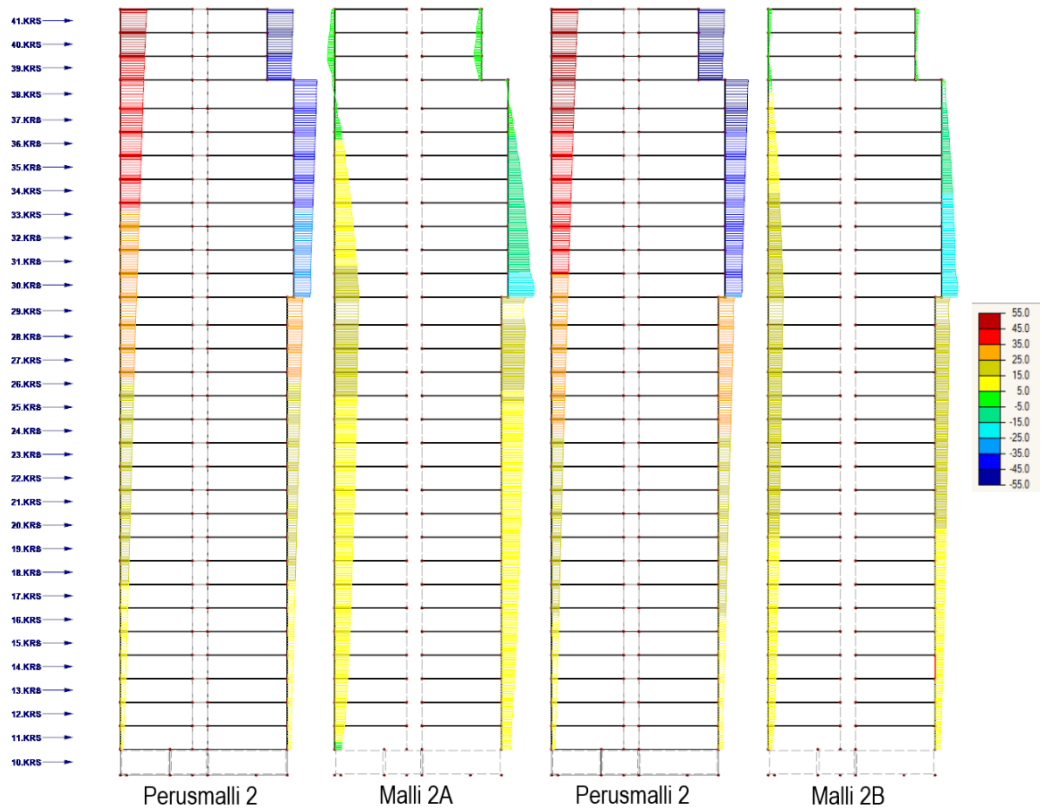
Kun katsotaan kuvaa 50, huomataan että muutos kuvan 48 tuloksiin on vain vaakasiirtymien suuruudessa. Kuorman lisäyksestä johtuen kasvavat myös vaakasiirtymät. Kuvassa 51 on esitetty kuvan 40 mukaisten seinien ja jalustaosan pilarin maksimivaakasiirtymät kerroksittain.



Kuva 51. Perusmallin 1, Mallin 1C ja 1D reunaseinän ja -pilarin vaakasiirtymä omasta painosta ja pysyvistä kuormista.

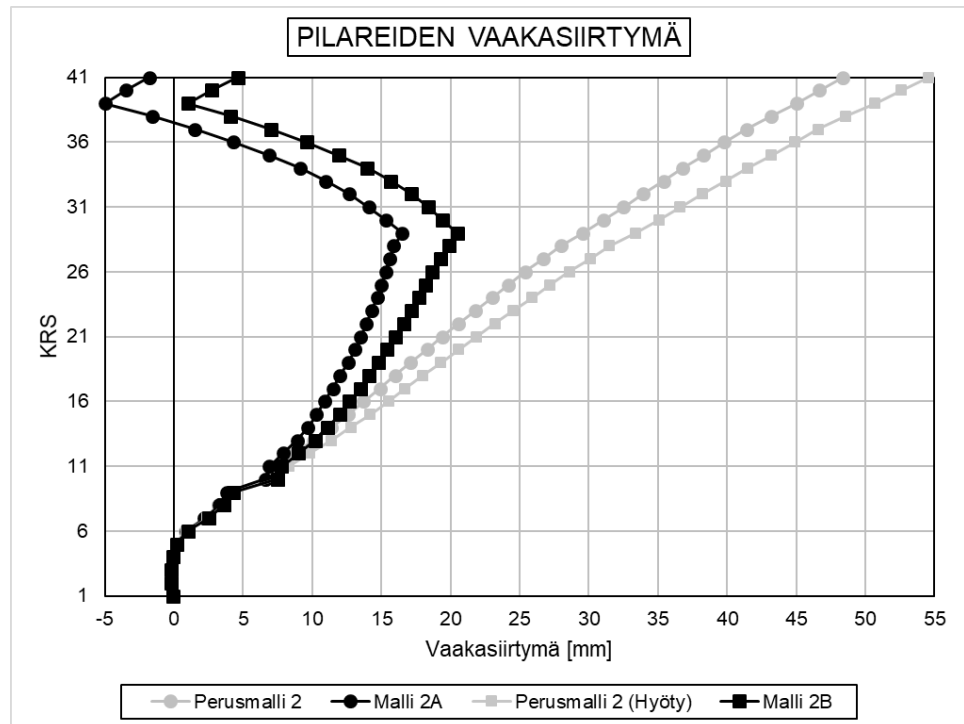
Myös kuvan 51 kuvaaja muistuttaa muodoltaan kuvan 49 kuvaajaa. Perusmallilla 1 maksimivaakasiirtymäksi saadaan 47,9 mm, mallilla 1C 16,0 mm ja 1D 17,0 mm. Myöskään perusmallin 1 ja mallin 1D virheissä ei tapahdu suurta muutosta pysyvien kuormien lisäyksen takia. Perusmallilla virhe on samaa suuruusluokkaa ja mallin 1D maksimivirhe on 7 %, mikä tarkoittaa, että 3. kerroksen vaiheissa analysoitu malli vastaa edelleen hyvin tarkinta, 1 kerroksen vaiheissa analysoitua mallia 1C.

Tarkastellaan vielä pilari - palkki -runkoisen rakennuksen vaakasiirtymiä. Kuvassa 52 on esitetty torniosan ulkoreunojen pilareiden vaakasiirtymät.



Kuva 52. Perusmallin 2, mallin 2A ja 2B pilareiden vaakasiirtymät [mm]. Vasemmalla perusmallin vaakasiirtymä omasta painosta ja pysyvistä kuormista. Oikealla omasta painosta, pysyvistä kuormista ja hyötykuormasta. (Huom. Väriskalan negatiiviset arvot johtuvat pilareiden mallinnussuunnasta.)

Kuvasta 52 ei nähdä suuria muutoksia mallin 1 seinien vastaaviin tuloksiin. Perusmallin 2 vaakasiirtymän suuruuskin ilman hyötykuormaa on samaa luokkaa perusmallin 1 vaakasiirtymään samoilla kuormilla. Katsotaan mallin 2 tuloksia tarkemmin kuvasta 53, jossa on esitetty kuvan 40 mukaisten pilareiden vaakasiirtymät kerroksittain.



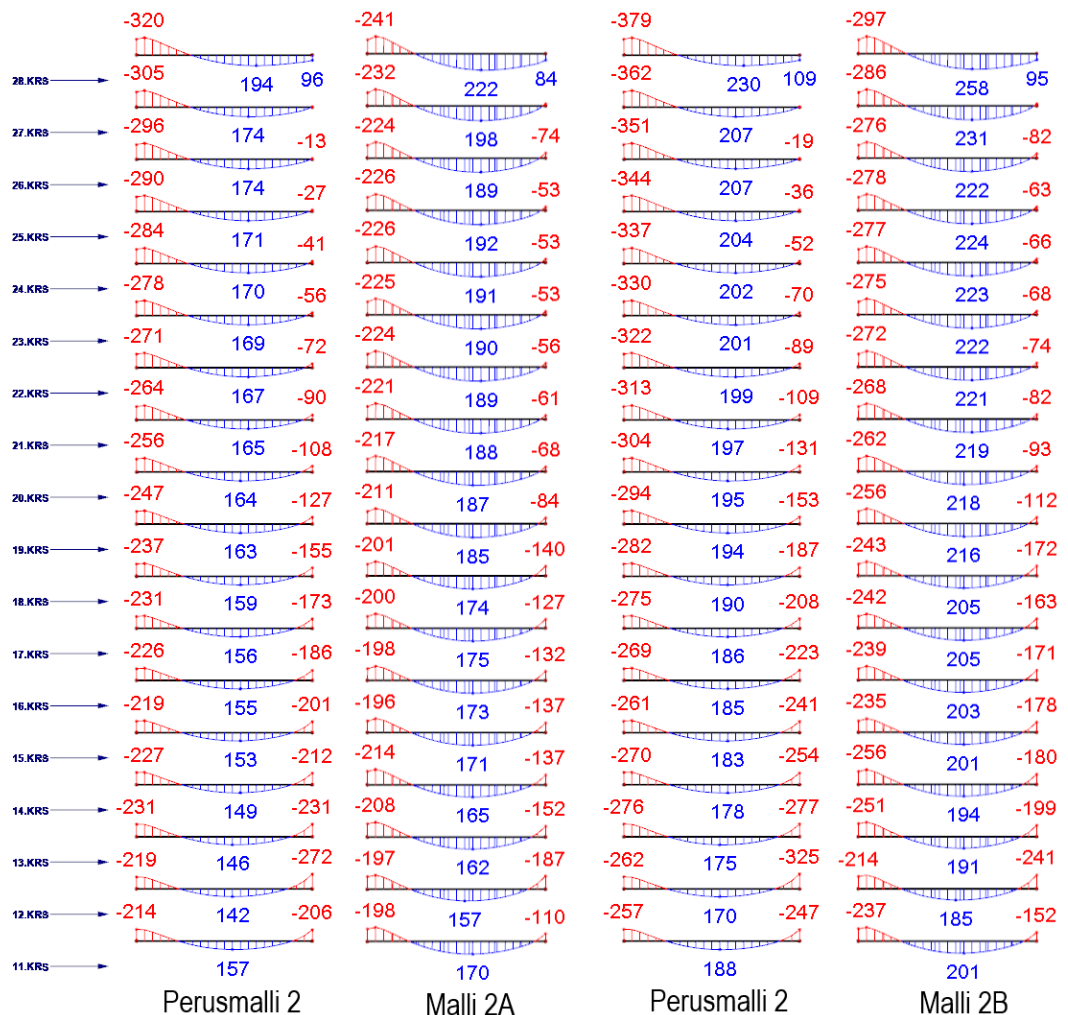
Kuva 53. Perusmallin 2, Mallin 2A ja 2B pilareiden vaakasiirtymä.

Kuvasta 53 huomataan, että verrattuna malliin 1, mallien 2A ja 2B vaakasiirtymien käyristä nähdään selkeämmin rakennuksen rungon muutoskohdat. Malleissa 2A ja 2B 30. kerroksen runkomuutos vaikuttaa selkeämmin pilareiden vaakasiirtymiin, kuin mallien 1A-D seinien vaakasiirtymiin. Mallin 1 tavoin OSA-menetelmällä perusmallien maksimivaakasiirtymät ovat rakennuksen huipulla ja CSA-menetelmällä mallien 2A ja 2B 29. kerroksessa. Perusmallin 2 maksimivaakasiirtymäksi ilman hyötykuormaa saadaan 48,4 mm, mallin 2A 16,5 mm, perusmallin 2 hyötykuorman kanssa 54,6 mm ja mallin 2B 20,5 mm. Kun verrataan perusmallien 2 maksimivaakasiirtymiä mallien 2A ja 2B maksimiarvoihin, virheeksi perusmallilla ilman hyötykuormaa saadaan 193 % ja hyötykuorman kanssa 166 %. Pystysiirtymien osalta vastaavat arvot olivat 91 % ja 75 %, joten vaiheittaisen rakentamisen merkitys vaakasiirtymiin on huomattavasti suurempi, kuin pystysiirtymiin. Sama päätelmä voidaan tehdä, kun mietitään hyötykuorman vaikutusta vaiheittaisen rakentamisen merkitykseen. Pystysiirtymien osalta perusmallin 2 virhe ilman hyötykuormaa oli suurimmillaan n. nelinkertainen verrattuna perusmallin 2 virheeseen hyötykuorman kanssa. Vaakasiirtymien osalta perusmallin 2 virhe ilman hyötykuormaa on lähes viisinkertainen jo 37. kerroksessa verrattuna perusmallin 2 virheeseen hyötykuorman kanssa. Mielenkiintoinen huomio on myös se, että hyötykuorman kanssa mallin 2B ylimmät pilarit siirtyvät samaan suuntaan alempien pilareiden kanssa, kun ilman hyötykuormaa mallin 2A pilarit siirtyvät toiseen suuntaan. Tämä on kuitenkin selitettävissä kuvan 53 avulla. Pilareiden vaakasiirtymät

ovat sidoksissa alempien pilareiden vaakasiirtymiin, ja mallin 2B alempien pilareiden siirtyessä enemmän, pysyvät myös ylimpien pilareiden vaakasiirtymät positiivisella puolella. Kuvasta 53 nähdään että mallin 2A vaakasiirtymän käyrä mukaillee mallin 2B käyrän muotoa, ja pienempien vaakasiirtymien takia käyrä kulkee lähempänä vaaka-akselin 0-kohtaa, ja ylimpien pilareiden vaakasiirtymät jäävät negatiiviselle puolelle.

6.3.4 Palkin taivutusmomentti

Tarkastellaan 11. – 28. kerroksen palkkeja, joissa kuormitusalat ja palkkien jännevälit ovat samat. Näin ollen erot palkkien taivutusmomenteissa johtuvat tukien kokoonpuristumaerosta. Palkkien taivutusmomentit on esitetty kuvassa 54.



Kuva 54. Perusmallin 2, mallin 2A ja 2B palkkien taivutusmomentit [kNm]. Vasemmalla perusmallin palkin taivutusmomentti omasta painosta ja pysyvistä kuormista. Oikealla omasta painosta, pysyvistä kuormista ja hyötykuormasta.

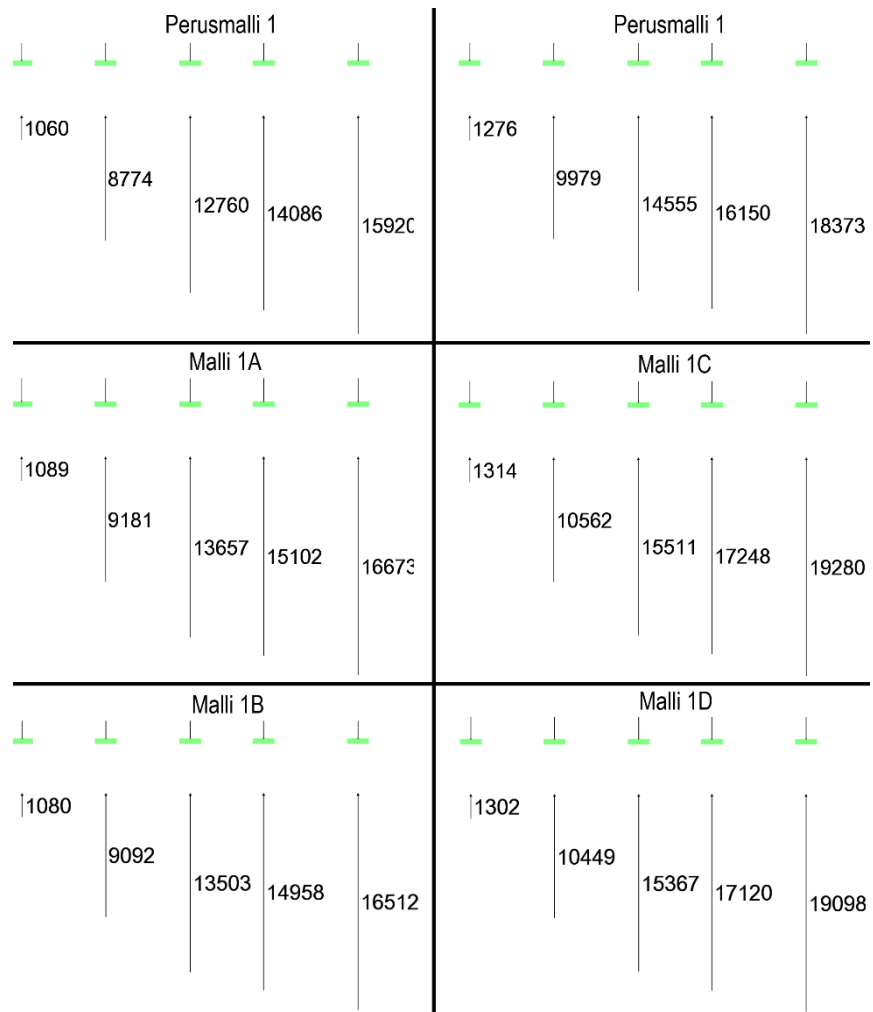
Kuvasta 54 huomataan, että sekä ilman hyötykuormaa että hyötykuormalla vaihteittaisen rakentamisen huomioiminen pienentää palkin tukimomenteja ja

kasvattaa kenttämomenteja. Vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen vaikutus on selvästi suurin palkin oikean pään tukimomenttiin. Tämä pää tukeutuu ulkoreunan pilareihin, missä pystysiirtymät olivat suurempia kuin vasemman reunan ydinkuilussa. Verrataan perusmallien 2 palkkien taivutusmomentin virhettä malleihin 2A ja 2B kerroksittain. Perusmallilla 2 ilman hyötykuormaa, virheen maksimiarvo on 87 % ja hyötykuorman kanssa 63 %. Palkin ydinkuilun puoleisessa päässä vastaavat arvot ovat 33 % ja 28 %. Selkeästi pienin vaikutus vaiheittaisen rakentamisen huomioimisella on palkin kenttämomenttiin. Perusmallin virhe ilman hyötykuormaa on vain 13 % ja hyötykuorman kanssa 11 %. Perusmallien virheistä voidaan päätellä hyötykuorman huomioimisen merkitys vaiheittaisessa rakentamisessa. Hyötykuorman kanssa perusmallin virheet ovat pienempiä, kuin ilman hyötykuormaa analysoidussa perusmallissa. Ero on kuitenkin melko pieni, ja voidaan päätellä, että palkkien taivutusmomenteja tarkastellessa hyötykuorma vähentää vaiheittaisen rakentamisen merkitystä huomattavasti vähemmän, kuin pystyrakenteiden siirtymiä tarkastellessa.

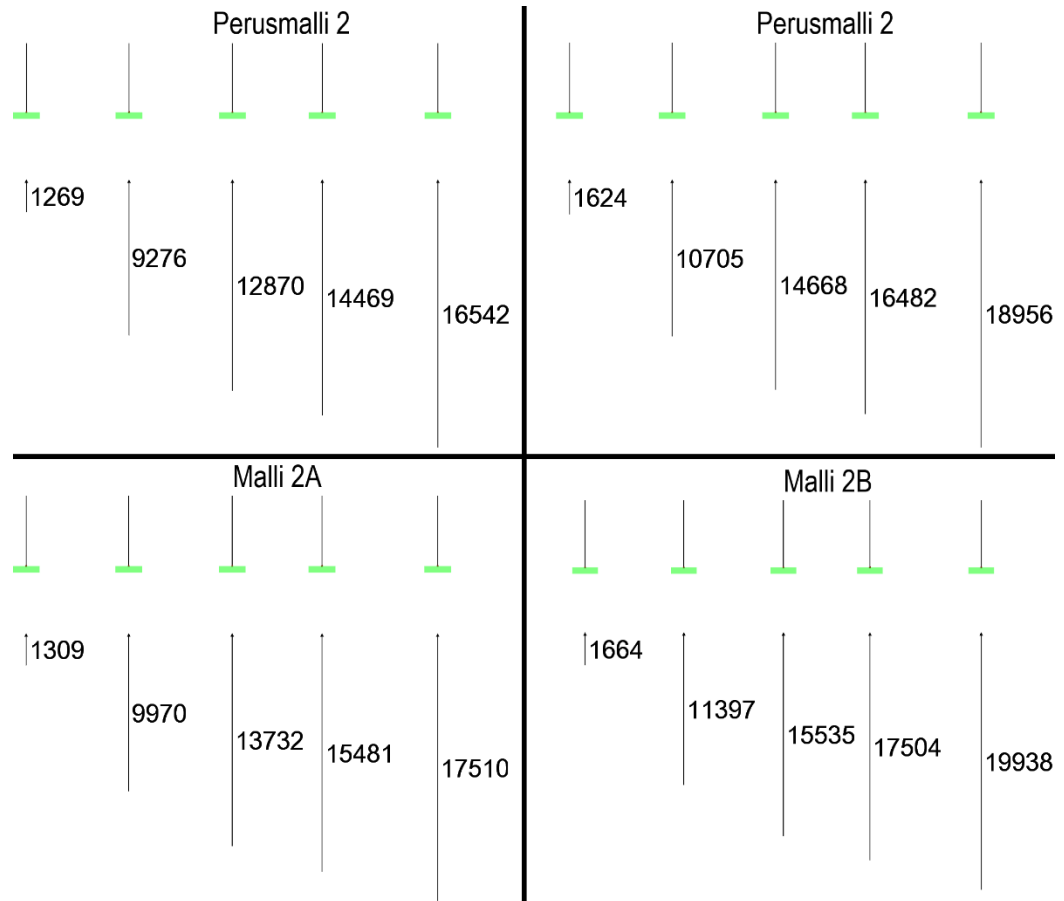
Pystyrakenteiden siirtymiä tarkasteltaessa nähtiin selvästi, että OSA-menetelmällä perusmalleissa siirtymät kasvoivat mentäessä rakennusta ylöspäin ja CSA-menetelmällä suurimmat siirtymät tulivat rakennuksen keskivaiheille. Siirtymistä nähtiin myös yleensä selkeästi rakennuksen rungon muutoskohdat. Palkkien taivutusmomenteja tarkastellessa samanlaisia päätelmiä ei voida tehdä. Pääsääntöisesti perusmalleilla ydinkuilun puoleinen tukimomentti ja kenttämomentti kasvavat noustessa rakennusta ylöspäin. Kuitenkin, esimerkiksi perusmallien palkin ydinkuilun puoleinen tukimomentti pienenee 14. ja 15. kerroksessa, vaikka runko on samanlainen sekä kerrosten ala- että yläpuolella. Malleissa 2A ja 2B taas huomataan selvä hyppäys taivutusmomenteissa 19. kerroksessa. Vaikka perusmallien virhe malleihin 2A ja 2B verrattuna oli pienimmillään kenttämomenteja tarkastellessa, voi perinteisen OSA-menetelmän käyttö rakennuksen analysoinnissa johtaa palkkien alimitoitukseen.

6.3.5 Perustuskuormat

Tarkastellaan seuraavaksi perustuskuormia kuvan 39 mukaiselta linjalta. Kaikki tarkasteltavat perustukset ovat pistetukia jalustaosan pilareiden alla. Perustuksista tarkastellaan vain pystysuuntaista tukireaktiota. Kuvassa 55 on esitetty perusmallin 1 sekä mallien 1A-D perustusten pystytukireaktiot ja kuvassa 56 perusmallin 2 sekä mallien 2A ja 2B pystytukireaktiot.



Kuva 55. Perusmallien 1 ja mallien 1A-D perustusten pystytukireaktiot [kN]. Vasemmalla perusmallin pystytukireaktio omasta painosta, ja oikealla omasta painosta sekä pysyvistä kuormista.



Kuva 56. Perusmallien 2, mallin 2A ja 2B perustusten pystytukireaktiot [kN]. Vasemmalla perusmallin pystytukireaktio omasta painosta ja pysyvistä kuormista, ja oikealla omasta painosta, pysyvistä kuormista sekä hyötykuormasta.

Kuvista 55 ja 56 perusteella voidaan todeta, että vaiheittaisen rakentamisen huomioimisella ei tässä kohteessa ole suurta vaikutusta perustuskuormiin. Kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon, tarkasteltavien pilareiden perustuskuormat ovat suuremmat, mutta ero perusmalleihin on hyvin pieni. Kuvan 55 omalla painolla lasketun perusmallin 1 virhe pystytukireaktiossa verrattuna malliin 1A on suurimmillaan 6,7 %, ja omalla painolla sekä pysyvillä kuormilla lasketun perusmallin suurin virhe malliin 1C verrattuna 6,4 %. Malleissa 1B ja 1D, joissa rakentamisen vaiheittaisuus otettiin huomioon 3 kerroksen vaiheissa, tulokset ovat hyvin lähellä tarkempia malleja 1A ja 1B. Ero mallien väleillä on vain noin prosentin luokkaa. Kuvan 56 perusmallilla 2 ilman hyötykuormaa, virhe on suurimmillaan 7,0 % verrattuna malliin 2A, ja perusmallilla 2 hyötykuorman kanssa 6,0 % malliin 2B verrattuna.

Tässä tutkimuksessa runkotyypillä ei siis ollut vaikutusta vaiheittaisen rakentamisen merkitykseen perustuskuormia tutkittaessa. Kohteessa tarkasteltavan seinä-

ja pilari - palkki -linjan kohdalla ydinkuilun seinät eivät kuitenkaan tulleet perustuksille asti. Tarkastelulinjalla on 9 kerrosta jalustaosaa, jossa runko on hyvin erilainen torniosaan verrattuna. Mikäli asiaa tutkittaisiin yksinkertaisemmalla rakennuksella, jossa runko nousisi samanlaisena perustuksilta ylös asti, olisivat erot mallien analyyseissä mahdollisesti suuremmat ja vaiheittaisen rakentamisen huomiointi tällöin tärkeämpää.

Kaikista tuloksista on hyvä muistaa, että laskennassa ei otettu huomioon kuormien varmuuskertoimia. Hyötykuorma vähensi kaikissa tuloksissa vaiheittaisen rakentamisen merkitystä. Jos kuormien varmuuskertoimet otettaisiin huomioon, olisi hyötykuorman vaikutus suurempi etenkin murtorajatilassa suuremman varmuuskertoimensa takia Toisaalta pelkillä pysyvillä kuormilla tehdyissä tarkasteluissa erot OSA- ja CSA-menetelmien välillä olisivat vieläkin suuremmat, jos varmuuskertoimet otettaisiin huomioon.

6.3.6 Laskenta-aika

Tarkastellaan lopuksi työssä käytettyjen laskentamallien laskenta-aikoja. Laskenta suoritettiin kaikilla malleilla samalla tietokoneella, jotta tulokset olisivat vertailukelpoisia. Mallien laskenta-ajat on esitetty taulukossa 19.

Taulukko 19. *Mallien laskenta-ajat.*

Malli	Laskenta-aika [min]
Perusmalli 1	9
1A	1210
1B	390
1C	1160
1D	395
Perusmalli 2	5
2A	865
2B	875

Taulukosta 19 huomataan heti, että kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon mallin laskennassa, kasvaa laskenta-aika merkittävästi. Esimerkiksi perusmallin 1 laskenta-aika 9 minuuttia kasvoi yli 20 tuntiin mallissa 1A, jossa rakentamisen vaiheittaisuus oli huomioitu tarkimmalla 1 kerroksen vaiheilla laskettuna ilman ulkoisia kuormituksia. Ennako-odotusten mukaan laskenta-ajan piti kasvaa, kun RF-STAGES moduulin laskentaan lisättäisiin ulkoisia kuormituksia. Mallissa 2B näin kävikin. Malli 2B on malli 2A, johon on lisätty kuormituksena hyötykuorma ja tällöin laskenta-aika kasvoi 10 minuutilla. Tällä ei kuitenkaan ole käytännössä

merkitystä, sillä muutos laskenta-ajassa on vain noin 1 %. Myös mallissa 1D laskenta-aika kasvoi malliin 1B verrattuna kuorman lisäyksen takia. Mallissa 1C tulos oli kuitenkin päinvastainen. Malli 1C on malli 1A, johon on lisätty ulkoisena kuormituksena pysyvät kuormat oman painon lisäksi. Mallissa 1C laskenta-aika lyheni malliin 1A verrattuna 50 minuuttia. Oletus onkin, että mallin 1A pitkän laskennan aikana on tapahtunut jonkinlainen katkos, jolloin tulos on virheellinen. Tuloksista nähdään myös, että RF-STAGES moduulissa laskenta-aika on suoraan verrannollinen rakennusvaiheiden lukumäärään. Kun oletetaan, että mallin 1A laskenta-aika on virheellinen ja verrataan vain mallien 1C ja 1D tuloksia, huomataan että, rakennusvaiheiden lukumäärien suhde $41 / 14$ on sama kuin laskenta-aikojen suhde $1160 \text{ min} / 395 \text{ min}$.

Itse laskenta-ajan lisäksi tulee huomioida, että vaiheittaisen rakentamisen huomioimiseksi laskentamallin tekeminen vie enemmän aikaa. Mikäli pysyvät kuormat halutaan ottaa mukaan vaiheittaiseen laskentaan, tulee jokaiselle vaiheelle tehdä oma kuormitustapauksensa. Lisäksi RF-STAGES moduulissa rakenteiden ja kuormien syöttäminen omiin vaiheisiinsa kasvattaa työmäärää etenkin, jos malli sisältää pieniä rakenneosia tai kuormia. Huomiona kannattaa mainita myös se, että suurien laskentamallien RF-STAGES moduulissa koneen laskentateholla alkaa olla vaikutusta laskenta-aikaan. Mallit 1A ja 1C jouduttiin laskemaan uudelleen tulosten katoamisen takia. Laskenta suoritettiin eri tietokoneella, jolloin laskenta-aika tippui noin 20 tunnista 17 tuntiin.

7. YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Tässä työssä tutkittiin teräsbetonisten pystyrakenteiden kokoonpuristumista korkeissa rakennuksissa. Työssä keskityttiin betonin pitkäaikaisvaikutuksiin, pystyrakenteiden kokoonpuristumaerojen seurauksiin sekä vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen merkitykseen korkean rakennuksen analyysissä. Vaikka betonin pitkäaikaisvaikutuksia ei pystytty tutkimaan case-kohteen analyysissä, niin työssä selvisi, että betonin kutistumalla ja etenkin virumalla on merkittävä vaikutus pystyrakenteiden kokoonpuristumiin. Viruma ja kutistuma ovat hyvin riippuvaisia rakenteen poikkileikkauksesta. Mitä pienempi poikkileikkaus, sitä suuremmat yleensä ovat viruman ja kutistuman aiheuttamat kokoonpuristumat. Näin ollen betonin pitkäaikaisvaikutukset ovat pääsääntöisesti merkittävämpiä pilareilla kuin seinillä. Joissakin tapauksissa viruma ja kutistuma voivat aiheuttaa moninkertaisia kokoonpuristumia kimmoiseen kokoonpuristumaan nähden, joten niiden vaikutukset tulisi ottaa huomioon ainakin käyttörajatilan mitoituksessa. Korkeissa rakennuksissa niiden vaikutukset tulisi huomioida tapauskohtaisesti myös murtorajatilassa. Vaikka eurokoodi ei ota kantaa raudoituksen vaikutuksista betonin virumaan ja kutistumaan, löydettiin lähdekirjallisuudesta tutkimuksia raudoituksen pienentävästä vaikutuksesta niihin. Lisäksi myös työmaa voi vaikuttaa betonin pitkäaikaismuodonmuutokseen muun muassa oikealla jälkihoidolla ja rakentamisaikataululla, jolla on huomattava vaikutus viruman kehittymiseen.

Tutkimuksessa havaittiin, että runkotyypillä on selvä vaikutus pystyrakenteiden välisiin kokoonpuristumaeroihin. Kokoonpuristumaeroilla on selvä vaikutus etenkin ei kantavilla rakenteille runkotyypistä riippumatta. Ne tuleekin ottaa huomioon detaljisuunnittelussa, jotta kokoonpuristumat pääsevät vapaasti tapahtumaan rasiittamatta ei-kantavia rakenteita. Rakenteista ja niiden liitoksesta riippuen, kokoonpuristumaeroilla on vaikutuksia myös kantaville rakenteille. Nivelellisissä liitoksissa kokoonpuristumaerot aiheuttavat vaakarakenteiden kallistumista, jolla voi olla vaikutuksia tilojen käytettävyyteen. Jäykissä liitoksissa kokoonpuristumaerot pystyrakenteiden välillä aiheuttavat niitä yhdistävään vaakarakenteeseen lisärasituksia. Kokoonpuristumaeroilla huomattiin olevan vaikutuksia myös nivelellisissä liitoksissa jatkuvien vaakarakenteiden rasituksiin. Kokoonpuristumaerojen vaikutukset kantaville vaakarakenteille ovat sitä suuremmat, mitä lyhyemmällä jänneväliä kokoonpuristumaero ilmenee. Mikäli rakennuksessa onkin lähekkäin

hyvin eri jäykkyyden omaavia pystyrakenteita tai kuormitusalat poikkeavat huomattavasti toisistaan, tulisi kokoonpuristumaeroihin kiinnittää erityisesti huomiota. Tutkimuksessa huomattiin, että tyypillisellä asuinkerrostalolla, jossa kantavina pystyrakenteina toimivat seinät, kokoonpuristumaerot jäävät pieniksi. Tyypillisellä pilari – palkki -runkoisella toimistorakennuksella taas kokoonpuristumaerot voivat kasvaa niin suuriksi, että niillä on merkittäviä vaikutuksia kantavien rakenteiden rasitukseen. Tällaisessa rakennuksissa betonin pitkäaikaisvaikutukset olisi syytä ottaa huomioon myös murtorajatilan tarkasteluissa. Rakennukset ovat kuitenkin rungoltaan harvoin täysin ideaalisia, ja työssä havaittiinkin, että rungon muutoskohdat aiheuttavat selvän piikin etenkin rakennuksen vaakasiirtymiin ja kokoonpuristumiin. Käytännön ohjeena rakennesuunnittelijoille voidaan antaa, että kokoonpuristumaeroja tarkastellessa tulee erityisesti kiinnittää huomioita pystyrakenteiden normaalijännityksiin. Mikäli samaa materiaalia olevien pystyrakenteiden normaalijännitykset ovat lähellä toisiaan, ovat kimmoisen kokoonpuristuman ja viruman aiheuttaman kokoonpuristuman arvotkin lähellä toisiaan ja kokoonpuristumaerot jäävät todennäköisesti hyvin pieniksi.

Työssä tutkittiin myös keinoja kokoonpuristumaerojen pienentämiseksi. Enemmän kokoonpuristuvan pystyrakenteen valamisen suunniteltua asemaansa korkeammalle todettiin olevan heikoin vaihtoehto. Tällä menetelmällä pystyttiin vaikuttamaan vaan vaakarakenteen lopulliseen kaltevuuteen, eikä varsinaisesti rakenteen kokoonpuristumaan ja mahdollisiin lisärasitukseen. Lisäksi menetelmä hidastaa työmaatoteutusta ja kasvattaa kustannuksia. Pystyrakenteiden liittäminen toisiinsa hyvin jäykillä vaakarakenteilla vähentää tehokkaasti kokoonpuristumaeroja pystyrakenteiden välillä, mutta vaakarakenteeseen syntyvät lisärasitukset voivat kasvaa todella suuriksi, mikä on otettava huomioon rakennesuunnittelussa. Käytännöllisimmäksi keinoksi kokoonpuristumaerojen pienentämiseksi todettiin lisäraudoituksen käyttö pystyrakenteissa. Menetelmä on helppo ja sillä pystytään vaikuttamaan melko tehokkaasti pystyrakenteen kokoonpuristumaan etenkin pienillä raudoitussuhteilla. Vaikka eurokoodissa ei mainita raudoituksen vaikutuksesta betonin pitkäaikaismuodonmuutoksiin, olisi se kuitenkin hyödyllistä ottaa huomioon rakennuksen analyysissä. Luvun 5 käsinlaskenta-osiossa raudoituksen vaikutus viruman ja kutistuman aiheuttamiin kokoonpuristumiin oli lähes kaksinkertainen verrattuna kimmoiseen kokoonpuristumaan.

Vaiheittaisen rakentamisen huomioimisen merkitys kasvaa rakennuksen kerrosten lisääntyessä. Rakentamisen vaiheittaisuuden huomioivalla CSA-menetelmällä pystyrakenteiden kokoonpuristumat pienenevät merkittävästä perinteiseen,

OSA-menetelmällä suoritettuun analyysiin verrattuna. OSA-menetelmällä kokoonpuristumat aliarvioidaan rakennuksen alaosissa. Virhe ei ole siellä kovin merkittävä, mutta rakennuksen yläosissa OSA-menetelmä antaa moninkertaisia kokoonpuristumia CSA-menetelmään verrattuna. CSA-menetelmällä kokoonpuristumien pienentyessä pienentyvät myös pystyrakenteiden väliset kokoonpuristumaerot. Esimerkkikohteen analyysissä 41-kerroksisen pilari - palkki -runkoisen rakennuksen maksimikokoonpuristumaero pieneni alla puoleen, kun rakentamisen vaiheittaisuus otettiin huomioon. Luvun 5 käsinlaskenta-osiossa erot menetelmien välillä olivat vieläkin suuremmat jo 20-kerroksisella rakenteella. Vaiheittaisen rakentamisen huomioimisella huomattiin olevan vaikutuksia tuloksiin myös rakennuksen rungon muutoskohdissa. CSA-menetelmällä rungon muutoskohdissa aiemmin mainitut kokoonpuristumien ja vaakasiirtymien piikit pienenevät joissakin tapauksissa lähes huomaamattomaksi. Jos rakenteet mitoitetaan OSA-menetelmän mukaisille rasituksille, päädytään korkeissa rakennuksissa yleensä turhaan ylimitoitukseen. Joissakin tapauksissa menetelmän käyttö voi aiheuttaa myös rakenteiden alimitoituksen. Tässä tutkimuksessa OSA-menetelmä antoi liian pieniä rasituksia rakennuksen perustuksille sekä palkeille kenttämomentin osalta. Vaikka virhe voimasuureissa oli vain 10 % luokkaa, on tulokset silti epävarmalla puolella, mikä on vaarallista rakennesuunnittelun kannalta. Jos mietitään, milloin vaiheittainen rakentaminen tulisi ottaa huomioon rakennesuunnittelussa, niin case-kohteen mukaisella 40-kerroksisella rakennuksella vaikutukset ovat jo sellaiset, että rakennus tulisi analysoida vaiheittain CSA-menetelmällä. Pilarirunkoisella rakennuksella, joka on herkempi kokoonpuristumille, CSA-menetelmän käyttö näyttäisi olevan tarpeellista jo matalammillakin korkeuksilla. Käsinlaskentaosion perusteella jo 20-kerroksisessa rakennuksessa vaiheittaisen rakentamisen huomioimisella on merkittävä vaikutus tuloksiin.

CSA-menetelmän käyttö on vähäistä, koska se kasvattaa työmäärää ja laskenta-aikaa. Rakennuskorkeuksien kasvaessa tulevaisuudessa se on kuitenkin laskentatulosten perusteella välttämätöntä. Tämän tutkimuksen perusteella rakennuksen analysointi 1/15 kertaa kerrosmäärän suuruudessa vastaa hyvin tarkempia malleja ainakin siirtymien osalta. Jos verrataan mallien maksimisiirtymiä, edellä mainitulla vaiheen suuruudella virheet tarkimpiin malleihin olivat noin 2 % pystysiirtymien ja noin 6 % vaakasiirtymien osalta. Laskenta-aika on suoraan verrannollinen vaiheiden lukumäärään ja tässä työssä se tippui kolmasosaan tarkimpien mallien laskenta-ajoista. Tällä tavoin laskenta-aikaa pystytään lyhentämään

merkittävästi tulosten oikeellisuudesta tinkimättä. Vaikka laskentamallin tekeminenkin rakentamisen vaihteellisuuden huomioimiseksi vie enemmän aikaa, on se kuitenkin pieni osa koko mallin tekemiseen kuluva ajasta. Lisäksi kuormien lisääyksellä vaihteelliseen analyysiin ei huomattu olevan juurikaan vaikutusta laskenta-aikaan, joten laskentaan voidaan lisätä kaikki halutut kuormat.

Pohditaan vielä lopuksi käyttökokemuksia RFEM:stä diplomityön aikana. Allekirjoittaneen mielestä RFEM soveltuu melko huonosti diplomityön aiheeseen mukaiseen laskentaan. Suurin heikkous on betonin pitkäaikaisvaikutusten huomioimisen vaikeus. Viruman ja kutistuman huomioiminen koko rakennuksen analyysissä vaatisi ensiksi betonirakennneosien mitoituksen RF-CONCRETE Members ja/tai RF-CONCRETE Surfaces -moduuleissa, jonka jälkeen betonin pitkäaikaisvaikutusten ja raudoituksen vaikutukset voidaan ottaa huomioon koko rakennuksen analyysissä. Heikkoutena voidaan myös pitää sitä, että viruman ja kutistuman vaikutuksia ei voi hakea RF-CONCRETE Columns -moduulista, jolla teräsbetonipilareiden mitoitusta yleensä tehdään. Menetelmän toimivuus on myös hieman epävarma. Periaatteessa sen pitäisi toimia ja pitkäaikaisvaikutukset pystyä siirtämään myös RF-STAGES -moduuliin, mutta allekirjoittaneen testatessa asiaa pienemmillä malleilla, siirto moduuliin ei onnistunut, eikä RFEM ei huomionnut lainkaan kutistuman vaikutuksia edes normaalissa analyysissä. Ylimääräinen laskenta kasvattaa lisäksi laskentamallin kokoa, mikä voi isoissa malleissa hidastaa ja heikentää mallin käytettävyyttä. RF-STAGES -moduuli on myös hyvin herkkä. Tässä diplomityössä mallin muokkaamiseen meni hyvin paljon aikaa, jotta laskenta saatiin menemään läpi. Jostain syystä moduuli ei pystynyt suorittamaan laskentaa, vaikka RFEM:n puolella rakennuksen analyysi onnistui samoilla kuormilla ja samalla laskentametodilla (*Large deformation analysis*) hyvin. Lisäksi RF-STAGES moduulin tulokset, jouduttiin tulkitsemaan uudemmalla RFEM 5.21 versiolla, koska RFEM 5.19 versiolla moduulin tulokset olivat kadonneet tiedoston tallentamisen ja uudelleen avaamisen jälkeen. Myös rakenneosien syöttämisessä moduulissa tulee olla erityisen tarkkana, jotta kaikki mallin rakenneosat sisältyvät oikeisiin vaiheisiin. Esimerkiksi tässä diplomityössä yhdessä mallissa muutama hyvin lyhyt sauvarakenne oli aluksi jäänyt lisäämättä RF-STAGES moduulin vaiheisiin, jolloin rakenteiden toiminta muuttui täysin. Suurissa malleissa, jotka sisältävät paljon etenkin pieniä rakenneosia, todennäköisyys tällaiseen virheeseen on melko suuri ja virheen havaitseminen on vaikeaa. Tällaisella virheellä seuraukset voivat olla vakavat.

RF-STAGES -moduulissa ei voida valita myöskään rakentamisnopeutta, vaikka betonin lujuuden kehityksellä on merkittävä vaikutus kokoonpuristumiin. Moduulin ohjeesta ei löytynyt tietoa, mitä rakentamisnopeutta moduulissa käytetään, mutta oletukseni on, että vaiheet analysoidaan täysin kovettuneelle betonille. RF-STAGES -moduulissa ei myöskään voi tallentaa useita laskentatapauksia, kuten monissa muissa RFEM:n laskentamoduuleissa. Näin ollen mallista pitää luoda uusi malli, jos rakennuksen haluaa laskea RF-STAGES moduulissa esimerkiksi eri kuormituksilla. Moduulin tulokset tosin kasvattavat mallin kokoa merkittävästi (Perusmalli 1: 0,2 GB vs. Malli 1A: 9,3 GB). Jo mallin 1A:n käsittely oli diplomityössä hidasta, joten mallin sisältäessä useamman laskentatapauksen tulokset voisi tiedostokoko kasvaa niin isoksi, että käsittely olisi lähes mahdotonta. Pienemmissä malleissa useamman laskentatapauksen tallentaminen olisi kuitenkin hyvä ominaisuus, mutta toisaalta vaiheittaisen rakentamisen huomioiminen ei silloin yleensä ole tarpeellista. Myös betonin pitkäaikaisvaikutusten huomioiminen laskennassa olisi toivottavaa, sillä niillä on suuri merkitys pystyrakenteiden kokoonpuristumiin. Se kuitenkin todennäköisesti hidastaisi RF-STAGES -moduulin jo ennestään hidasta laskentaa. Vaikka allekirjoittaneella ei ole paljon kokemusta muista FEM-ohjelmista, niin oletukseni on, että diplomityön mukaiseen laskentaan löytyisi parempiakin ohjelmistoja. Ulkomailla asiaa on tutkittu paljon enemmän kuin Suomessa, enkä diplomityön aikana törmännyt missään lähteessä RFEM:iin. Lähteiden perusteella etenkin *Midas Gen* ja *ETABS* näyttäisivät olevan yleisiä laskentaohjelmistoja maailmalla. Molemmissa ohjelmistoissa rakennus voidaan analysoida vaiheittain, ja laskentaan voidaan sisällyttää myös betonin pitkäaikaisvaikutukset. Tämän perusteella kyseisiä ohjelmistoja tulisi ainakin kokeilla tämän työn mukaiseen laskentaan.

Jatkotutkimuksena tulisi ehdottomasti tutkia betonin pitkäaikaisvaikutuksia ja niiden merkitystä, kun rakentamisen vaiheittaisuus otetaan huomioon rakennuksen analyysissä. Lisäksi vaiheittaisen rakentamisen vaikutuksia eri rakenneosien rasitukseen olisi syytä tutkia tarkemmin. Tässä työssä esimerkkikohteiden analyysissä perustukset oletettiin täysin painumattomiksi, jolloin ne vastaavat lähinnä kallioperustusta. Rakenteiden ja maan vuorovaikutuksella on kuitenkin suuri merkitys myös pystyrakenteiden kokoonpuristumiin, joten siitä olisi hyvä tehdä myös oma tutkimuksensa.

LÄHTEET

Abdelrazaq, A. (2012). Validating the Structural Behavior and Response of Burj Khalifa: Synopsis of the Full Scale Structural Health Monitoring Programs, *International journal of high-rise buildings*, Vol. 1(1), pp. 37-51.

Add-on Module RF-STAGES Program Description (2010).

Baker, W.F., Korista, D.S. & Novak, L.C. (2007). Burj Dubai: engineering the world's tallest building, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 16(4), pp. 361-375.

Du, C., Liu, T., Zou, D. & Teng, J. (2015). Time dependent strain development of early age concrete under step-by-step load history, *Construction and Building Materials*, Vol. 86 pp. 133-139.

Esittelymateriaali rakennusluvan liitteeksi, tornit T4 ja T5 (2017).

fib Fédération internationale du béton (2014). Tall buildings: Structural design of concrete buildings up to 300m tall, MPA The Concrete Centre and Fédération internationale du béton (fib), London,

Fintel, M., Ghosh, S.K. & Iyengar, H. (1987). Column Shortening in Tall Structures: Prediction and Compensation, Portland Cement Association,

Geethu, G.D. & Prasceeda, K.I. (2016). Comparison of Conventional and Construction Stage Analysis of a RCC Building, *International Journal of Science Technology & Engineering*, Vol. 3(3),

Ha, T. & Lee, S. (2013). Advanced Construction Stage Analysis of High-rise Building Considering Creep and Shrinkage of Concrete, the 2013 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics, pp. 2139-2147.

Hemmilä, R. (2014). Korkean betonirakennuksen stabiiliteettilaskennan erityispiirteiden huomioiminen FEM-laskennassa, Oulun Yliopisto,

Iso-Mustajärvi, P. (2014). Betonitekniikka. Luentomateriaali, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere,

Kim, H. & Shin, S. (2014). Reduction Of Differential Column Shortening In Tall Buildings, *World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering*, Vol. 8 pp. 145-148.

Kim, H. (2011). Effect of horizontal members on column shortening of reinforced concrete building structures, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 22(5), pp. 440-453.

- Kim, H. (2015). Optimum distribution of additional reinforcement to reduce differential column shortening, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 24(10), pp. 724-738.
- Kim, H., Jeong, S. & Shin, S. (2012). Column shortening analysis of tall buildings with lumped construction sequences, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 21(10), pp. 764-776.
- Maru, S., Sharma, R.K. & Nagpal, A.K. (2003). Effect of creep and shrinkage in reinforced concrete frame–shear wall system with high beam stiffness, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 12(2), pp. 93-108.
- Matar, S.S. & Faschan, W.J. (2017). A Structural Engineer's Approach to Differential Vertical Shortening in Tall Buildings, *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 6(1), pp. 73-82.
- Moragaspiya, P., Thambiratnam, D., Perera, N. & Chan, T. (2010). A numerical method to quantify differential axial shortening in concrete buildings, *Engineering Structures*, Vol. 32(8), pp. 2310-2317.
- REDI, Myyntiesite (2017).
- Rombach, G.A. (2011). *Finite-element Design of Concrete Structures : Practical problems and their solution*, 2nd ed. ICE Publishing, London,
- Salmi, T. & Kuula, K. (2012). *Rakenteiden mekaniikka*, Pressus Oy, Tampere,
- Salmi, T. & Pajunen, S. (2010). *Lujuusoppi*, Klingendahl Paino Oy, Tampere,
- SFS-EN 1992-1-1 (2005). *EUROKOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU*.
OSA 1-1: YLEISET SÄÄNNÖT JA RAKENNUKSIA KOSKEVAT SÄÄNNÖT, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki,
- Stafford Smith, B. & Coull, A. (1991). *Tall building structures*, John Wiley & Sons, Inc, New York,
- Suomen Betoniyhdistys Ry (2018). *by 201 Betonitekniikan oppikirja*, Suomen Betoniyhdistys Ry, Helsinki,
- Suomen Betoniyhdistys Ry (2013). *by 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja - osa 1*, Suomen Betoniyhdistys Ry, Helsinki,
- Suomen Betoniyhdistys Ry (2012). *by 50 Betoninormit*, Suomen Betoniyhdistys Ry, Lahti,
- Suomen Betoniyhdistys Ry (2016). *by 67 Betonin kutistuman ja halkeilun hallinta*, Suomen Betoniyhdistys Ry, Helsinki,

Taehun, H., Sangdae, K. & Sungho, L. (2017). Prediction of Time-dependent Lateral Movement Induced by Differential Shortening in Tall Buildings, *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 6(1), pp. 11-19.

Taranath, B.S. (2010). *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*, 1st ed. CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton,

Taranath, B.S. (1988). *Structural analysis and design of tall buildings*, McGraw-Hill, Yhdysvallat,

Tianyi, Y. & Xiangdong, T. (2007). *Differential Column Shortening Effects in Typical Medium-to High-Rise Buildings*, *New Horizons and Better Practices*,

Tikkanen, E. (2014). *Betonelementtirakentamisen soveltaminen korkeisiin rakennuksiin*, Oulun Yliopisto,

Wei, J., Jian, G., De, S.G., Yulin, H. & Yong, Y. (2012). Time-dependent analysis during construction of concrete tube for tower high-rise building, *Structural Concrete*, Vol. 13(4), pp. 236-247.

LIITTEET

- LIITE A:** Kehän statiikan laskenta
- LIITE B:** Viruman ja kutistuman aiheuttamien kokoonpuristumien laskenta
- LIITE C:** Rakentamisen vaiheittaisuuden huomioivan kokoonpuristuman laskenta
- LIITE D:** Pystyrakenteiden kokoonpuristuman vaikutus palkin taivutusmomenttikuvioon

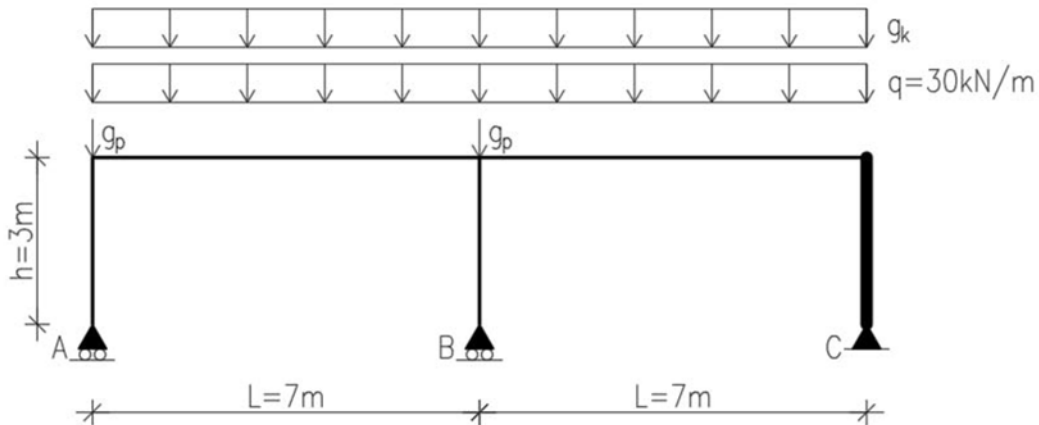
LIITE A: KEHÄN STATIIKAN LASKENTA

Lähtötiedot:

Betonin puristuslujuus:	$f_{ck} := 40 \text{ MPa}$
Betonin keskimääräinen puristuslujuus:	$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 48 \text{ MPa}$
Betonin kimmokerroin:	$E_{cm} := 35 \text{ GPa}$
Pilarin poikkileikkaus:	$b_p := 480 \text{ mm} \quad h_p := 480 \text{ mm}$
	$A_p := b_p \cdot h_p = 230400 \text{ mm}^2$
	$I_p := \frac{1}{3} \cdot b_p \cdot h_p^3 = (1.77 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$
Palkin poikkileikkaus:	$b_k := 480 \text{ mm} \quad h_k := 780 \text{ mm}$
	$A_k := b_k \cdot h_k = 374400 \text{ mm}^2$
	$I_k := \frac{1}{3} \cdot b_k \cdot h_k^3 = (7.59 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$
Jänneväli:	$L := 7 \text{ m}$
Kerroskorkeus:	$h := 3 \text{ m}$
Kerros määrä:	$n := 20$
Pilarin omapaino:	$g_p := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot A_p \cdot h = 17.28 \text{ kN}$
Palkin omapaino:	$g_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot A_k = 9.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Tasainen kuorma:	$q := 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

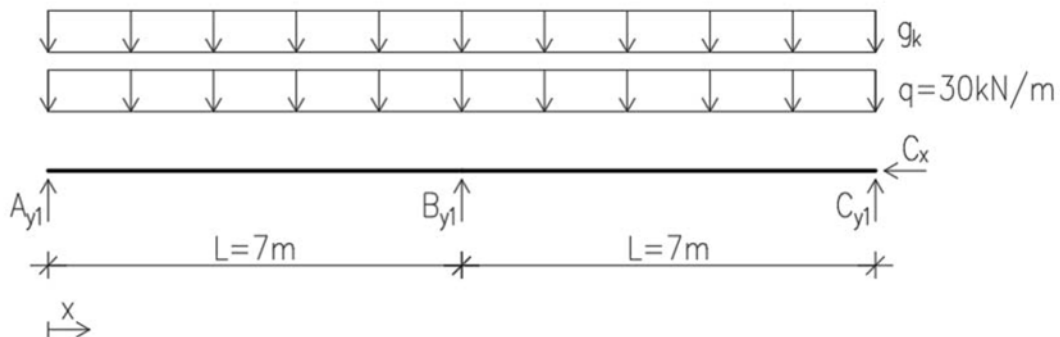
Kehän statiikka:

Kun kaikki pystyrakenteet oletetaan painumattomiksi, on palkkien rasitukset samat joka kerroksessa. Täten riittää, että laskemme alimman kerroksen kehän rasitukset kuvan A1 mukaisesti.



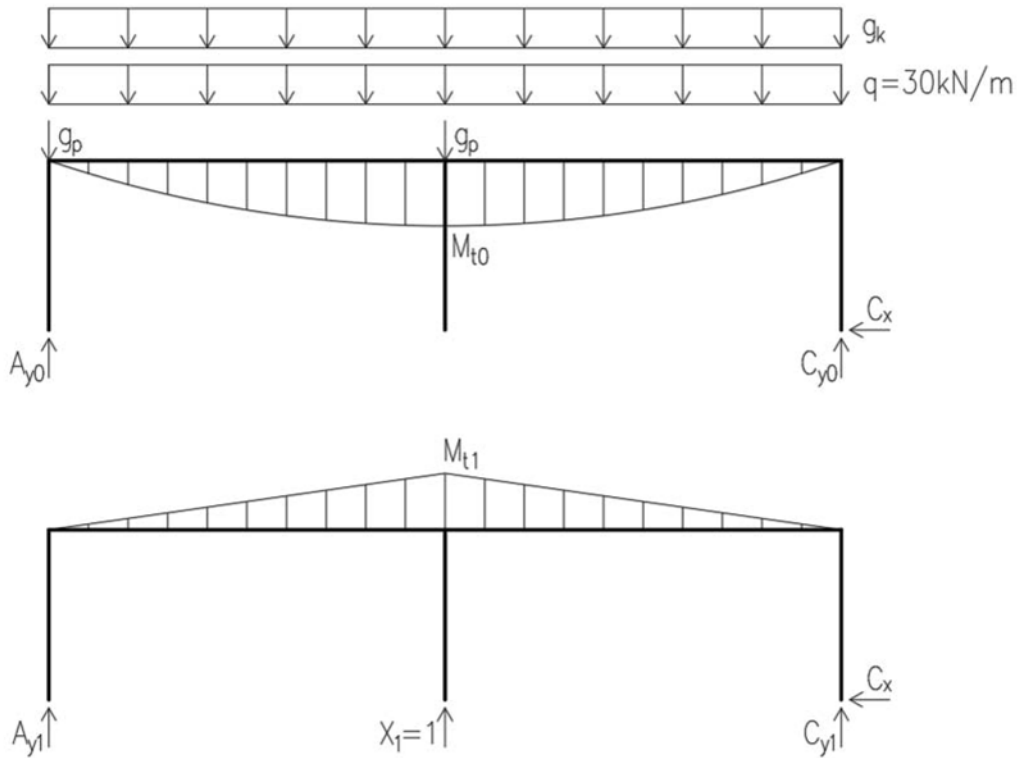
Kuva A1. Jäykän kehän laskentamalli.

Koska pystyrakenteet ottavat vastaan vain normaalivoimia ja palkki on tuettu nivelellisesti, voidaan laskentamalli yksinkertaistaa ja määrittää palkin taivutusmomenttikuvaaja kuvan A2 mukaisesta mallista. Kuvan A1 pilarikuormat menevät suoraan alemmille pilareille, joten ne eivät aiheuta palkkiin taivutusta ja voidaan siksi jättää huomioimatta.



Kuva A2. Palkin laskentamalli.

Poistetaan palkin keskituki B. Isostaattiseksi perusmuodoksi saadaan päistään niveltuettu palkki. Kuvassa A3 on esitetty isostaattisen palkin taivutusmomenttikuvat ulkoisesta kuormituksesta ja hyperstaattisesta suureesta X_1 .



Kuva A3. Isostaattisen palkin taivutusmomenttikuviot.

MOHR:n taulukoista saadaan:

Ulkoisesta kuormituksesta:

$$u_{10} := \frac{2 \cdot \frac{5}{12} \cdot L \cdot \left(\frac{-L}{2}\right) \cdot \frac{(q + g_k) \cdot L^2}{2}}{E_{cm} \cdot I_k} = -7.41 \text{ mm}$$

Hyperstaattisesta suureesta:

$$a_{11} := \frac{2 \cdot \frac{1}{3} \cdot L \cdot \left(\frac{-L}{2}\right) \cdot \left(\frac{-L}{2}\right)}{E_{cm} \cdot I_k} = 0.02 \frac{1}{\text{kN}} \cdot \text{mm}$$

=>

$$X_B := \frac{-u_{10}}{a_{11}} = 344.4 \text{ kN}$$

Koska palkki on symmetrinen, niin:

$$A_{y1} = C_{y1}$$

Palkin tukireaktiot:

Vaakavoimat: $C_x := 0$

Y-suunta: $2 \cdot A_{y1} + X_B = (q + g_k) \cdot 2 \cdot L$

=> $A_{y1} := \frac{(q + g_k) \cdot 2 \cdot L - X_B}{2} = 103.32 \text{ kN}$

=> $C_{y1} := A_{y1} = 103.32 \text{ kN}$

$B_{y1} := X_B = 344.4 \text{ kN}$

Taivutusmomentti
keskituella:

$M_{tB} := C_{y1} \cdot L - (q + g_k) \cdot L \cdot \frac{L}{2} = -241.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Taivutusmomentti kentässä:

Taivutusmomentti
kohdassa x:

$M_t(x) := A_{y1} \cdot x - (q + g_k) \cdot x \cdot \frac{x}{2}$

Taivutusmomentin huippuarvo on derivaatan nollakohdassa:

$M'_t(x) := A_{y1} \cdot x - (q + g_k) \cdot x$

=> $x := \frac{A_{y1}}{q + g_k} = 2.625 \text{ m}$

Taivutusmomentti
kohdassa x=2.625m

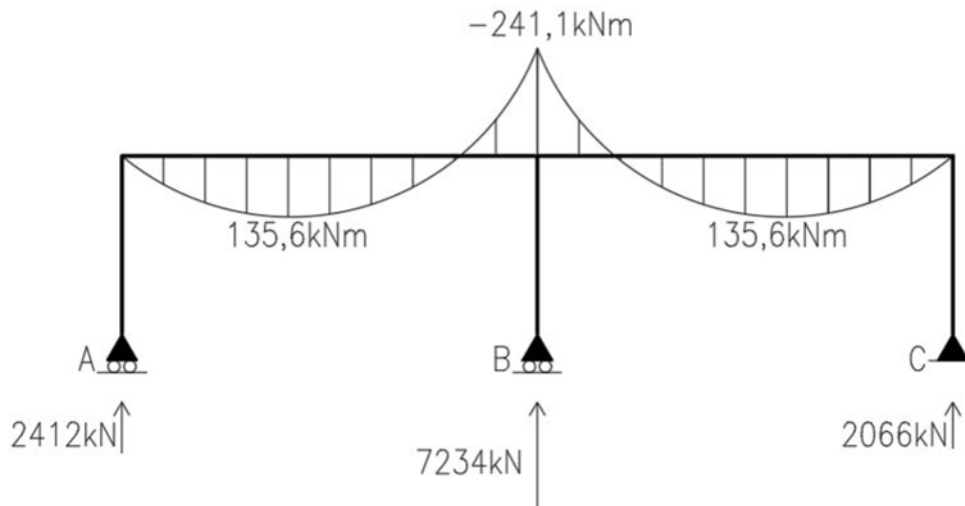
$M_t(x) = 135.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Koko rakenteen tukireaktiot:

$A_y := n \cdot (A_{y1} + g_p) = 2412 \text{ kN}$

$B_y := n \cdot (B_{y1} + g_p) = 7233.6 \text{ kN}$

$C_y := n \cdot C_{y1} = 2066.4 \text{ kN}$



Kuva A4. Palkin taivutusmomenttikuvio

Pilareiden normaalivoimat:

$$i := 1, 2 \dots 20$$

Reunapilareiden normaalivoimat:

$$N_1(i) := (n - i + 1) \cdot (A_{y1} + g_p)$$

Keskipilareiden normaalivoimat:

$$N_2(i) := (n - i + 1) \cdot (B_{y1} + g_p)$$

$i =$	$N_1(i) =$	kN	$N_2(i) =$	kN
1	2412		7233.6	
2	2291.4		6871.92	
3	2170.8		6510.24	
4	2050.2		6148.56	
5	1929.6		5786.88	
6	1809		5425.2	
7	1688.4		5063.52	
8	1567.8		4701.84	
9	1447.2		4340.16	
10	1326.6		3978.48	
11	1206		3616.8	
12	1085.4		3255.12	
13	964.8		2893.44	
14	844.2		2531.76	
15	723.6		2170.08	
16	603		1808.4	
17	482.4		1446.72	
18	361.8		1085.04	
19	241.2		723.36	
20	120.6		361.68	

LIITE B: VIRUMAN JA KUTISTUMAN AIHEUTTAMIEN KOKOONPURISTUMIEN LASKENTA

Viruma:

Tarkastellaan virumaa 3 vuoden päästä rakentamisesta, jolloin suurin osa viruman aiheuttamista muodonmuutoksista on tapahtunut. Suhteellisena kosteutena käytetään 50%, jolloin voimme vertailla laskemalla saatavaa virumalukua viruman taulukkoarvoihin. Sementin tyyppin vaikutusta ei oteta huomioon virumalukua laskettaessa Osa lähtötiedoista on liitteessä A.

Suhteellinen kosteus: $RH := 50$

Betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana: $t := 1095$

Tangenttimoduuli: $E_c := 1.05 \cdot E_{cm} = 36.75 \text{ GPa}$

Kuormittumisen alkamisajankohta vuorokausina: $t_0 := 7$

Haihtumiselle alttiin piirin pituus: $u := 2 \cdot (b_p + h_p) = 1920 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus: $h_0 := \frac{2 \cdot A_p}{u} = 240 \text{ mm}$

Betonin lujuuden vaikutuksen huomioivat kertoimet:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.8 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.94 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.85$$

Suhteellisesta kosteudesta ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin:

$$\beta_H := 1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 = 573.51$$

Kerroin, jolla otetaan huomioon virumisen kehittyminen ajan myötä kuormittumisen jälkeen:

$$\beta_{ct,t_0} := \left(\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right)^{0.3} = 0.88$$

Kuormittumisen
aloitusajankohdan
vaikutuksen huomioiva
kerroin:

$$\beta t_0 := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

Betonin lujuuden
huomioiva kerroin:

$$\beta f_{cm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.42$$

Suhteellisen kosteuden
vaikutuksen huomioiva
kerroin:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.54$$

Nimellinen virumaluku:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta f_{cm} \cdot \beta t_0 = 2.38$$

Virumaluku:

$$\varphi t \cdot t_0 := \varphi_0 \cdot \beta_c t \cdot t_0 = 2.1$$

Virumaluvun loppuarvo:

$$\varphi^\infty \cdot t_0 := 2.4$$

Pilareiden puristusjännitys:

$$\sigma_1(i) := \frac{N_1(i)}{A_p}$$

$$\sigma_2(i) := \frac{N_2(i)}{A_p}$$

$$\sigma_1(i) = \begin{bmatrix} 10.47 \\ 9.95 \\ 9.42 \\ 8.9 \\ 8.38 \\ 7.85 \\ 7.33 \\ 6.8 \\ 6.28 \\ 5.76 \\ 5.23 \\ 4.71 \\ 4.19 \\ 3.66 \\ 3.14 \\ 2.62 \\ 2.09 \\ 1.57 \\ 1.05 \\ 0.52 \end{bmatrix} \text{MPa}$$

$$\sigma_2(i) = \begin{bmatrix} 31.4 \\ 29.83 \\ 28.26 \\ 26.69 \\ 25.12 \\ 23.55 \\ 21.98 \\ 20.41 \\ 18.84 \\ 17.27 \\ 15.7 \\ 14.13 \\ 12.56 \\ 10.99 \\ 9.42 \\ 7.85 \\ 6.28 \\ 4.71 \\ 3.14 \\ 1.57 \end{bmatrix} \text{MPa}$$

Pilareiden kokoonpuristuma virumasta ajanhetkellä t:

$$\varepsilon_{cc}t_1(i) := \varphi t \cdot t_0 \cdot \frac{\sigma_1(i)}{E_c} \quad \varepsilon_{cc}t_2(i) := \varphi t \cdot t_0 \cdot \frac{\sigma_2(i)}{E_c}$$

$$\varepsilon_{cc}t_1(i) = \begin{bmatrix} 0.6 \\ 0.57 \\ 0.54 \\ 0.51 \\ 0.48 \\ 0.45 \\ 0.42 \\ 0.39 \\ 0.36 \\ 0.33 \\ 0.3 \\ 0.27 \\ 0.24 \\ 0.21 \\ 0.18 \\ 0.15 \\ 0.12 \\ 0.09 \\ 0.06 \\ 0.03 \end{bmatrix} \frac{mm}{m} \quad \varepsilon_{cc}t_2(i) = \begin{bmatrix} 1.79 \\ 1.7 \\ 1.61 \\ 1.52 \\ 1.43 \\ 1.34 \\ 1.25 \\ 1.16 \\ 1.07 \\ 0.98 \\ 0.89 \\ 0.8 \\ 0.72 \\ 0.63 \\ 0.54 \\ 0.45 \\ 0.36 \\ 0.27 \\ 0.18 \\ 0.09 \end{bmatrix} \frac{mm}{m}$$

$$\Delta_{cc}t_1(i) := \sum_{i=1}^i (\varepsilon_{cc}t_1(i) \cdot h) \quad \Delta_{cc}t_2(i) := \sum_{i=1}^i (\varepsilon_{cc}t_2(i) \cdot h)$$

$$\Delta_{cc}t_1(i) = \begin{bmatrix} 1.8 \\ 3.5 \\ 5.1 \\ 6.6 \\ 8 \\ 9.4 \\ 10.6 \\ 11.8 \\ 12.9 \\ 13.9 \\ 14.8 \\ 15.6 \\ 16.3 \\ 16.9 \\ 17.4 \\ 17.9 \\ 18.2 \\ 18.5 \\ 18.7 \\ 18.8 \end{bmatrix} mm \quad \Delta_{cc}t_2(i) = \begin{bmatrix} 5.4 \\ 10.5 \\ 15.3 \\ 19.8 \\ 24.1 \\ 28.2 \\ 31.9 \\ 35.4 \\ 38.6 \\ 41.6 \\ 44.3 \\ 46.7 \\ 48.8 \\ 50.7 \\ 52.3 \\ 53.6 \\ 54.7 \\ 55.5 \\ 56.1 \\ 56.3 \end{bmatrix} mm$$

Pilareiden kokoonpuristuma virumasta ajanhetkellä ∞ :

$$\varepsilon_{cc^\infty_1}(i) := \varphi^\infty \cdot t_0 \cdot \frac{\sigma_1(i)}{E_c}$$

$$\varepsilon_{cc^\infty_1}(i) = \begin{bmatrix} 0.68 \\ 0.65 \\ 0.62 \\ 0.58 \\ 0.55 \\ 0.51 \\ 0.48 \\ 0.44 \\ 0.41 \\ 0.38 \\ 0.34 \\ 0.34 \\ 0.31 \\ 0.27 \\ 0.24 \\ 0.21 \\ 0.17 \\ 0.14 \\ 0.1 \\ 0.07 \\ 0.03 \end{bmatrix} \frac{mm}{m}$$

$$\varepsilon_{cc^\infty_2}(i) := \varphi^\infty \cdot t_0 \cdot \frac{\sigma_2(i)}{E_c}$$

$$\varepsilon_{cc^\infty_2}(i) = \begin{bmatrix} 2.05 \\ 1.95 \\ 1.85 \\ 1.74 \\ 1.64 \\ 1.54 \\ 1.44 \\ 1.33 \\ 1.23 \\ 1.13 \\ 1.03 \\ 0.92 \\ 0.82 \\ 0.72 \\ 0.62 \\ 0.51 \\ 0.41 \\ 0.31 \\ 0.21 \\ 0.1 \end{bmatrix} \frac{mm}{m}$$

$$\Delta_{cc^\infty_1}(i) := \sum_{i=1}^i (\varepsilon_{cc^\infty_1}(i) \cdot h)$$

$$\Delta_{cc^\infty_1}(i) = \begin{bmatrix} 2.05 \\ 4 \\ 5.85 \\ 7.59 \\ 9.23 \\ 10.77 \\ 12.2 \\ 13.54 \\ 14.77 \\ 15.9 \\ 16.92 \\ 17.84 \\ 18.66 \\ 19.38 \\ 20 \\ 20.51 \\ 20.92 \\ 21.23 \\ 21.43 \\ 21.54 \end{bmatrix} mm$$

$$\Delta_{cc^\infty_2}(i) := \sum_{i=1}^i (\varepsilon_{cc^\infty_2}(i) \cdot h)$$

$$\Delta_{cc^\infty_2}(i) = \begin{bmatrix} 6.15 \\ 11.99 \\ 17.53 \\ 22.76 \\ 27.68 \\ 32.29 \\ 36.6 \\ 40.6 \\ 44.29 \\ 47.67 \\ 50.75 \\ 53.51 \\ 55.97 \\ 58.13 \\ 59.97 \\ 61.51 \\ 62.74 \\ 63.66 \\ 64.28 \\ 64.59 \end{bmatrix} mm$$

Kutistuma:

Lasketaan kutistuma samoissa olosuhteissa kuin virumakin.

Suhteellinen kosteus: $RH := 50$

$$RH_0 := 100$$

Betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana: $t := 1095$

Kuivumiskutistuman alkamisajankohta vuorokausina: $t_s := 7$

Betoni: $f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$

Haihtumiselle alttiin piirin pituus: $u := 2 \cdot (b_p + h_p) = 1920 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus: $h_0 := \frac{2 \cdot A_p}{u} = 240 \text{ mm}$

=>

Muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin: $k_h := 0.81$

Kuivumiskutistuma:

Sementti tyyppiä N =>

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$$

Kerroin:

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.36$$

Nimellinen
kuivumiskutistuma:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 4.28 \cdot 10^{-4}$$

Kerroin:

$$\beta_{ds,t,t_s} := \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}} = 0.88$$

Kuivumiskutistuma
ajanhetkellä t:

$$\varepsilon_{cd,t} := \beta_{ds,t,t_s} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3.05 \cdot 10^{-4}$$

Kuivumiskutistuman
loppuarvo:

$$\varepsilon_{cd,\infty} := k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3.46 \cdot 10^{-4}$$

Sisäinen kutistuma:

Kerroin:

$$\beta_{as,t} := 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) = 0.999$$

Sisäisen kutistuman
loppuarvo:

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 7.5 \cdot 10^{-5}$$

Sisäinen kutistuma
ajanhetkellä t:

$$\varepsilon_{ca,t} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 7.49 \cdot 10^{-5}$$

Kokonaiskutistuma:Kokonaiskutistuma
ajanhetkellä t:

$$\varepsilon_{cs,t} := \varepsilon_{cd,t} + \varepsilon_{ca,t} = 3.7968273 \cdot 10^{-4}$$

Kokonaiskutistuma
ajanhetkellä ∞ :

$$\varepsilon_{cs,\infty} := \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = 4.2144477 \cdot 10^{-4}$$

Kutistuman aiheuttama
kokoonpuristuma
ajanhetkellä t:

$$\Delta_{cst}(i) := \varepsilon_{cs} t \cdot h \cdot i$$

Lopullisen kutistuman
aiheuttama
kokoonpuristuma:

$$\Delta_{cs^\infty}(i) := \varepsilon_{cs^\infty} \cdot h \cdot i$$

Pilareiden kokoonpuristumat:	$\Delta_{cst}(i) =$	$\begin{bmatrix} 1.14 \\ 2.28 \\ 3.42 \\ 4.56 \\ 5.7 \\ 6.83 \\ 7.97 \\ 9.11 \\ 10.25 \\ 11.39 \\ 12.53 \\ 13.67 \\ 14.81 \\ 15.95 \\ 17.09 \\ 18.22 \\ 19.36 \\ 20.5 \\ 21.64 \\ 22.78 \end{bmatrix}$	mm	$\Delta_{cs^\infty}(i) =$	$\begin{bmatrix} 1.26 \\ 2.53 \\ 3.79 \\ 5.06 \\ 6.32 \\ 7.59 \\ 8.85 \\ 10.11 \\ 11.38 \\ 12.64 \\ 13.91 \\ 15.17 \\ 16.44 \\ 17.7 \\ 18.97 \\ 20.23 \\ 21.49 \\ 22.76 \\ 24.02 \\ 25.29 \end{bmatrix}$	mm
------------------------------	---------------------	--	------	---------------------------	--	------

LIITE C: RAKENTAMISEN VAIHEITTAISUUDEN HUOMIOIVAN KOKOONPURISTUMAN LASKENTA

Kimmainen kokoonpuristuma, CSA:

Yhden kerroksen aiheuttama kokoonpuristuma reunapilarille:

$$\Delta_{c1.csa1} := \frac{(A_{y1} + g_p) \cdot h}{E_{cm} \cdot A_p} = 0.045 \text{ mm}$$

Yhden kerroksen aiheuttama kokoonpuristuma keskipilarille:

$$\Delta_{c2.csa1} := \frac{(B_{y1} + g_p) \cdot h}{E_{cm} \cdot A_p} = 0.135 \text{ mm}$$

Pilareiden kimmoiset kokoonpuristumat:

$$\Delta_{c1.csa}(i) := (n - i) \cdot i \cdot \Delta_{c1.csa1} + \Delta_{c1.csa1}$$

$$\Delta_{c2.csa}(i) := (n - i) \cdot i \cdot \Delta_{c2.csa1} + \Delta_{c2.csa1}$$

$$\Delta_{c1.csa}(i) = \begin{bmatrix} 0.9 \\ 1.66 \\ 2.33 \\ 2.92 \\ 3.41 \\ 3.81 \\ 4.13 \\ 4.35 \\ 4.49 \\ 4.53 \\ 4.49 \\ 4.35 \\ 4.13 \\ 3.81 \\ 3.41 \\ 2.92 \\ 2.33 \\ 1.66 \\ 0.9 \\ 0.04 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\Delta_{c2.csa}(i) = \begin{bmatrix} 2.69 \\ 4.98 \\ 7 \\ 8.75 \\ 10.23 \\ 11.44 \\ 12.38 \\ 13.05 \\ 13.46 \\ 13.59 \\ 13.46 \\ 13.05 \\ 12.38 \\ 11.44 \\ 10.23 \\ 8.75 \\ 7 \\ 4.98 \\ 2.69 \\ 0.13 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Viruman aiheuttama kokoonpuristuma, CSA:

Suhteellinen kosteus: $RH := 50$

Betonin ikä vuorokausina
vaiheittaista laskentaa
varten: $t_{csa}(i) := (i-1) \cdot 7$

Kuormittumisen
alkamisajankohta
vuorokausina: $t_0 := 7$

Haihtumiselle alttiin
piirin pituus: $u := 2 \cdot (b_p + h_p) = 1920 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen
muunnettu paksuus: $h_0 := \frac{2 \cdot A_p}{u} = 240 \text{ mm}$

Betonin lujuuden vaikutuksen huomioivat kertoimet:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.8 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.94 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.85$$

Suhteellisesta
kosteudesta ja
poikkileikkauksen
muunnetusta
paksuudesta riippuva
kerroin:

$$\beta_{H.csa} := 1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 = 573.51$$

Kerroin, jolla otetaan
huomioon virumisen
kehittyminen ajan myötä
kuormittumisen jälkeen:

$$\beta_{c.csa} t_0(i) := \left(\frac{t_{csa}(i) - t_0}{(\beta_{H.csa} + t_{csa}(i) - t_0)} \right)^{0.3}$$

Kuormittumisen
aloitusajankohdan
vaikutuksen huomioiva
kerroin:

$$\beta_{csa} t_0 := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

Betonin lujuuden
huomioiva kerroin:

$$\beta_{csa} f_{cm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.42$$

Suhteellisen kosteuden vaikutuksen huomioiva kerroin:

$$\varphi_{RH.csa} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.54$$

Nimellinen virumaluku:

$$\varphi_{0.csa} := \varphi_{RH.csa} \cdot \beta_{csa} f_{cm} \cdot \beta_{csa} t_0 = 2.38$$

Virumaluku:

$$\varphi_{csa} t_0(i) := \varphi_{0.csa} \cdot \beta_{c.csa} t_0(i)$$

Pilareiden puristusjännitys:

$$\sigma_1(i) := \frac{(i-1) \cdot (A_{y1} + g_p)}{A_p}$$

$$\sigma_2(i) := \frac{(i-1) \cdot (B_{y1} + g_p)}{A_p}$$

$$\sigma_1(i) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.52 \\ 1.05 \\ 1.57 \\ 2.09 \\ 2.62 \\ 3.14 \\ 3.66 \\ 4.19 \\ 4.71 \\ 5.23 \\ 5.76 \\ 6.28 \\ 6.8 \\ 7.33 \\ 7.85 \\ 8.38 \\ 8.9 \\ 9.42 \\ 9.95 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

$$\sigma_2(i) = \begin{bmatrix} 0 \\ 1.57 \\ 3.14 \\ 4.71 \\ 6.28 \\ 7.85 \\ 9.42 \\ 10.99 \\ 12.56 \\ 14.13 \\ 15.7 \\ 17.27 \\ 18.84 \\ 20.41 \\ 21.98 \\ 23.55 \\ 25.12 \\ 26.69 \\ 28.26 \\ 29.83 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Pilareiden viruma:

$$\varepsilon_{cc.csa}t_1(i) := \varphi_{csa}t_0(i) \cdot \frac{\sigma_1(i)}{E_c}$$

$$\varepsilon_{cc.csa}t_1(i) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.02 \\ 0.03 \\ 0.05 \\ 0.07 \\ 0.09 \\ 0.11 \\ 0.13 \\ 0.15 \\ 0.17 \\ 0.19 \\ 0.21 \\ 0.24 \\ 0.26 \\ 0.29 \\ 0.31 \\ 0.33 \\ 0.36 \\ 0.38 \end{bmatrix} \frac{mm}{m}$$

$$\varepsilon_{cc.csa}t_2(i) := \varphi_{csa}t_0(i) \cdot \frac{\sigma_2(i)}{E_c}$$

$$\varepsilon_{cc.csa}t_2(i) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.05 \\ 0.1 \\ 0.15 \\ 0.2 \\ 0.26 \\ 0.32 \\ 0.38 \\ 0.44 \\ 0.51 \\ 0.57 \\ 0.64 \\ 0.71 \\ 0.78 \\ 0.85 \\ 0.93 \\ 1 \\ 1.08 \\ 1.15 \end{bmatrix} \frac{mm}{m}$$

Rakentamisen aikana kompensoitavat viruman aiheuttamat kokoonpuristumat:

$$\Delta'_{cc.csa}t_1(i) := \sum_{i=1}^i (\varepsilon_{cc.csa}t_1(i) \cdot h)$$

$$\Delta'_{cc.csa}t_1(i) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.054 \\ 0.153 \\ 0.302 \\ 0.505 \\ 0.763 \\ 1.081 \\ 1.46 \\ 1.902 \\ 2.409 \\ 2.983 \\ 3.626 \\ 4.338 \\ 5.121 \\ 5.976 \\ 6.904 \\ 7.907 \\ 8.984 \\ 10.138 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\Delta'_{cc.csa}t_2(i) := \sum_{i=1}^i (\varepsilon_{cc.csa}t_2(i) \cdot h)$$

$$\Delta'_{cc.csa}t_2(i) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.162 \\ 0.46 \\ 0.906 \\ 1.513 \\ 2.289 \\ 3.241 \\ 4.378 \\ 5.704 \\ 7.226 \\ 8.947 \\ 10.874 \\ 13.009 \\ 15.357 \\ 17.922 \\ 20.706 \\ 23.712 \\ 26.944 \\ 30.403 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Pilareiden virumasta aiheutuvat kokoonpuristumat, kun rakentamisen vaiheittaisuus on otettu huomioon:

$$\Delta_{cc.csa}t_1(i) := \Delta_{cc}t_1(i) - \Delta'_{cc.csa}t_1(i)$$

$$\Delta_{cc.csa}t_2(i) := \Delta_{cc}t_2(i) - \Delta'_{cc.csa}t_2(i)$$

$$\Delta_{cc.csa}t_1(i) = \begin{bmatrix} 1.8 \\ 3.5 \\ 5 \\ 6.5 \\ 7.7 \\ 8.9 \\ 9.9 \\ 10.7 \\ 11.4 \\ 12 \\ 12.3 \\ 12.6 \\ 12.7 \\ 12.6 \\ 12.3 \\ 11.9 \\ 11.3 \\ 10.6 \\ 9.7 \\ 8.6 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\Delta_{cc.csa}t_2(i) = \begin{bmatrix} 5.4 \\ 10.5 \\ 15.1 \\ 19.4 \\ 23.2 \\ 26.6 \\ 29.6 \\ 32.2 \\ 34.2 \\ 35.9 \\ 37 \\ 37.7 \\ 37.9 \\ 37.7 \\ 36.9 \\ 35.7 \\ 34 \\ 31.8 \\ 29.1 \\ 25.9 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Kutistuman aiheuttama kokoonpuristuma, CSA:

Lasketaan kutistuma samoissa olosuhteissa kuin virumakin.

Lähtötiedot:

Suhteellinen kosteus: $RH := 50$

$$RH_0 := 100$$

Betonin ikä vuorokausina
tarkasteluajankohtana:

$$t_{csa}(j) := (j - 1) \cdot 7$$

Kuivumiskutistuman
alkamisajankohta
vuorokausina:

$$t_s := 7$$

Betoni:

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

Haihtumiselle alttiin
piirin pituus:

$$u := 2 \cdot (b_p + h_p) = 1920 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen
muunnettu paksuus:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_p}{u} = 240 \text{ mm}$$

=>

Muunnetusta paksuudesta
riippuva kerroin:

$$k_h := 0.81$$

Kuivumiskutistuma:

Sementti tyyppiä N =>

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$$

Kerroin:

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.36$$

Nimellinen
kuivumiskutistuma:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 4.28 \cdot 10^{-4}$$

Kerroin:

$$\beta_{ds,csa} t_s(i) := \frac{(t_{csa}(i) - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}}$$

Kuivumiskutistuma
ajanhetkellä t:

$$\varepsilon_{cd,csa} t(i) := \beta_{ds,csa} t_s(i) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Sisäinen kutistuma:

Kerroin:

$$\beta_{as,csa} t(i) := 1 - \exp \left(-0.2 \cdot t_{csa}(i)^{0.5} \right)$$

Sisäisen kutistuman
loppuarvo:

$$\varepsilon_{ca}^{\infty} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 7.5 \cdot 10^{-5}$$

Sisäinen kutistuma
ajanhetkellä t:

$$\varepsilon_{ca,csa} t(i) := \beta_{as,csa} t(i) \cdot \varepsilon_{ca}^{\infty}$$

Kokonaiskutistuma:

Kokonaiskutistuma
ajanhetkellä t:

$$\varepsilon_{cs.csa} t(i) := \varepsilon_{cd.csa} t(i) + \varepsilon_{ca.csa} t(i)$$

Kompensoitava
koonpuristuma:

$$\Delta'_{cs.csa}(i) := \sum_{i=1}^i (\varepsilon_{cs.csa} t(i) \cdot h)$$

Kutistumasta aiheutuva
koonpuristuma, kun vaiheittainen
rakentaminen on otettu huomioon:

$$\Delta_{cs.csa}(i) := \Delta_{cst}(i) - \Delta'_{cs.csa}(i)$$

$$\Delta'_{cs.csa}(i) = \begin{bmatrix} -0.006 \\ 0.087 \\ 0.211 \\ 0.358 \\ 0.522 \\ 0.702 \\ 0.895 \\ 1.1 \\ 1.315 \\ 1.541 \\ 1.777 \\ 2.022 \\ 2.276 \\ 2.538 \\ 2.808 \\ 3.087 \\ 3.373 \\ 3.667 \\ 3.968 \\ 4.276 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\Delta_{cs.csa}(i) = \begin{bmatrix} 1.1 \\ 2.2 \\ 3.2 \\ 4.2 \\ 5.2 \\ 6.1 \\ 7.1 \\ 8 \\ 8.9 \\ 9.8 \\ 10.8 \\ 11.6 \\ 12.5 \\ 13.4 \\ 14.3 \\ 15.1 \\ 16 \\ 16.8 \\ 17.7 \\ 18.5 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

LIITE D: PYSTYRAKENTEIDEN KOKOONPURISTUMAN VAIKUTUS PALKIN TAIVUTUSMOMENTTIKUUVIOON

Viruman kutistuman aiheuttamat kokoonpuristumat:

$$\Delta_{rcc.csa} t_1(i) := \Delta_{cc.csa} t_1(i) \cdot \gamma_u \quad \Delta_{rcc.csa} t_2(i) := \Delta_{cc.csa} t_2(i) \cdot \gamma_u \quad \Delta_{rcs.csa}(i) := \Delta_{cs.csa}(i) \cdot \gamma_u$$

$$\Delta_{rcc.csa} t_1(i) = \begin{bmatrix} 1.2 \\ 2.4 \\ 3.5 \\ 4.5 \\ 5.3 \\ 6.1 \\ 6.8 \\ 7.4 \\ 7.9 \\ 8.2 \\ 8.5 \\ 8.7 \\ 8.7 \\ 8.7 \\ 8.5 \\ 8.2 \\ 7.8 \\ 7.3 \\ 6.7 \\ 6 \end{bmatrix} \text{ mm} \quad \Delta_{rcc.csa} t_2(i) = \begin{bmatrix} 3.7 \\ 7.2 \\ 10.4 \\ 13.4 \\ 16 \\ 18.4 \\ 20.4 \\ 22.2 \\ 23.6 \\ 24.7 \\ 25.5 \\ 26 \\ 26.1 \\ 26 \\ 25.5 \\ 24.6 \\ 23.4 \\ 21.9 \\ 20.1 \\ 17.9 \end{bmatrix} \text{ mm} \quad \Delta_{rcs.csa}(i) = \begin{bmatrix} 0.8 \\ 1.5 \\ 2.2 \\ 2.9 \\ 3.6 \\ 4.2 \\ 4.9 \\ 5.5 \\ 6.2 \\ 6.8 \\ 7.4 \\ 8 \\ 8.6 \\ 9.2 \\ 9.8 \\ 10.4 \\ 11 \\ 11.6 \\ 12.2 \\ 12.8 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Pilareiden kokoonpuristumat:

$$\Delta_{r1.csa}(i) := \Delta_{rc1.csa}(i) + \Delta_{rcc.csa}t_1(i) + \Delta_{rcs.csa}(i)$$

$$\Delta_{r2.csa}(i) := \Delta_{rc2.csa}(i) + \Delta_{rcc.csa}t_2(i) + \Delta_{rcs.csa}(i)$$

$$\Delta_{r1.csa}(i) = \begin{bmatrix} 2.8 \\ 5.3 \\ 7.6 \\ 9.8 \\ 11.8 \\ 13.6 \\ 15.2 \\ 16.6 \\ 17.8 \\ 18.8 \\ 19.7 \\ 20.4 \\ 20.8 \\ 21.1 \\ 21.2 \\ 21.1 \\ 20.8 \\ 20.3 \\ 19.6 \\ 18.7 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\Delta_{r2.csa}(i) = \begin{bmatrix} 6.7 \\ 12.9 \\ 18.5 \\ 23.6 \\ 28.2 \\ 32.2 \\ 35.7 \\ 38.7 \\ 41.1 \\ 42.9 \\ 44.2 \\ 45 \\ 45.2 \\ 44.8 \\ 43.9 \\ 42.4 \\ 40.3 \\ 37.7 \\ 34.5 \\ 30.7 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Momenttia aiheuttava
painuma tuella B:

$$\Delta_{B4}(i) := \Delta_{r2.csa}(i) - \frac{\Delta_{r1.csa}(i)}{2}$$

$$\Delta_{B4}(i) = \begin{bmatrix} 5.36 \\ 10.25 \\ 14.69 \\ 18.71 \\ 22.29 \\ 25.43 \\ 28.13 \\ 30.38 \\ 32.17 \\ 33.51 \\ 34.4 \\ 34.82 \\ 34.78 \\ 34.27 \\ 33.3 \\ 31.85 \\ 29.94 \\ 27.55 \\ 24.69 \\ 21.35 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Hyperstaattisen suureen
arvo:

$$X_{B4}(i) := \frac{(-\Delta_{B4}(i) - u_{10})}{a_{11}}$$

$$X_{B4}(i) = \begin{bmatrix} 95.19 \\ -132.13 \\ -338.69 \\ -525.33 \\ -691.78 \\ -837.8 \\ -963.16 \\ -1067.68 \\ -1151.19 \\ -1213.54 \\ -1254.6 \\ -1274.23 \\ -1272.33 \\ -1248.79 \\ -1203.52 \\ -1136.42 \\ -1047.4 \\ -936.4 \\ -803.33 \\ -648.13 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Tukireaktiot:

$$A_{y4}(i) := \frac{(q + g_k) \cdot 2 \cdot L - X_{B4}(i)}{2}$$

$$B_{y4}(i) := X_{B4}(i)$$

$$C_{y4}(i) := A_{y4}(i)$$

$$A_{y4}(i) = \begin{bmatrix} 227.92 \\ 341.58 \\ 444.86 \\ 538.19 \\ 621.41 \\ 694.42 \\ 757.1 \\ 809.36 \\ 851.12 \\ 882.29 \\ 902.82 \\ 912.64 \\ 911.69 \\ 899.92 \\ 877.28 \\ 843.73 \\ 799.22 \\ 743.72 \\ 677.18 \\ 599.58 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$B_{y4}(i) = \begin{bmatrix} 95.19 \\ -132.13 \\ -338.69 \\ -525.33 \\ -691.78 \\ -837.8 \\ -963.16 \\ -1067.68 \\ -1151.19 \\ -1213.54 \\ -1254.6 \\ -1274.23 \\ -1272.33 \\ -1248.79 \\ -1203.52 \\ -1136.42 \\ -1047.4 \\ -936.4 \\ -803.33 \\ -648.13 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$C_{y4}(i) = \begin{bmatrix} 227.92 \\ 341.58 \\ 444.86 \\ 538.19 \\ 621.41 \\ 694.42 \\ 757.1 \\ 809.36 \\ 851.12 \\ 882.29 \\ 902.82 \\ 912.64 \\ 911.69 \\ 899.92 \\ 877.28 \\ 843.73 \\ 799.22 \\ 743.72 \\ 677.18 \\ 599.58 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Taivutusmomentti keskituella:

$$M_{tB4}(i) := C_{y4}(i) \cdot L - (q + g_k) \cdot L \cdot \frac{L}{2}$$

$$M_{tB4}(i) = \begin{bmatrix} 631.15 \\ 1426.76 \\ 2149.72 \\ 2802.98 \\ 3385.56 \\ 3896.61 \\ 4335.38 \\ 4701.21 \\ 4993.5 \\ 5211.73 \\ 5355.42 \\ 5424.14 \\ 5417.49 \\ 5335.1 \\ 5176.64 \\ 4941.78 \\ 4630.23 \\ 4241.71 \\ 3775.97 \\ 3232.77 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusmomentti kohdassa x=2,625m:

$$M_{t4}(i) := A_{y4}(i) \cdot x - (q + g_k) \cdot x \cdot \frac{x}{2}$$

$$M_{t4}(i) = \begin{bmatrix} 462.69 \\ 761.05 \\ 1032.16 \\ 1277.13 \\ 1495.6 \\ 1687.24 \\ 1851.78 \\ 1988.96 \\ 2098.57 \\ 2180.41 \\ 2234.29 \\ 2260.06 \\ 2257.57 \\ 2226.68 \\ 2167.25 \\ 2079.18 \\ 1962.35 \\ 1816.65 \\ 1642 \\ 1438.3 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$