



# Korkean rakentamisen erityispiirteet aukkopalkkien suunnittelussa

Janne Väyrynen

OPINNÄYTETYÖ  
Marraskuu 2020

Rakentamisen ylempi tutkinto-ohjelma

## TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Rakentamisen ylempi tutkinto-ohjelma

VÄYRYNEN JANNE:

Korkean rakentamisen erityispiirteet aukkopalkkien suunnittelussa

Opinnäytetyö 196 sivua, joista liitteitä 34 sivua  
Marraskuu 2020

---

Suomessa on viime vuosina valmistunut useita korkeaksi rakennukseksi määriteltäviä kohteita ja myös uusia hankkeita on vireillä. Vaikka Suomessa tehtävä korkea rakentaminen on verrattain matalaa maailmalla tehtäviin kohteisiin, ovat kohteet jo niin korkeita, että niissä on kiinnitettävä huomiota korkeassa rakentamisessa esiintyviin erityispiirteisiin. Korkeissa rakennuksissa ja runkotyyppistä riippuen myös matalimmissa rakennuksissa, aukkopalkit ovat tärkeä osa rakennuksen jäykistysjärjestelmää. Tämän työn tarkoitus on esitellä oleellimmat korkean rakentamisen erityispiirteet sekä kehittää aukkopalkkien suunnitteluosaamista. Työ tehdään kirjallisuusselvityksenä, esimerkkilaskelmilla sekä laskentamalleilla tehtävillä analyyseillä.

Työssä esiteltiin korkean rakentamisen erityispiirteitä laajan kirjallisuusselvityksen pohjalta. Kyseisiä aihealueita on tutkittu paljon ja tämä työ luo pohjan näiden aiheiden syvällisempää perehtymistä varten. Aukkopalkilla tarkoitetaan tässä työssä kahta leikkausseiniä yhdistävää rakenneosaa, joka siirtää rasituksia seinien välillä jäykkyytensä mukaisesti. Kirjallisuusselvityksessä selvisi, että aukkopalkkien toiminta on kriittistä maanjäristystilanteessa ja ulkomaisissa suunnittelunormeissa niiden suunnittelua ohjataan tarkasti. Aukkopalkit suunnitellaan sitkeiksi rakenneosiksi ja eri tavoilla raudoitettujen aukkopalkkien lisäksi kuorman-siirrossa käytetään myös erilaisia teräsosia. Olennainen osa aukkopalkkien suunnittelua on oikea mallinnustapa laskentamallissa sekä sopivan jäykkyyden määrittely haljenneelle teräsbetonipoikkileikkaukselle.

Tämän työn tuloksena on selvää, että oikeaan mallinnustapaan sekä sopivaan jäykkyyden redusointikertoimeen on kiinnitettävä huomiota. Mikäli tasolaattojen jäykkyyksiä ei redusoida, voivat nämä toimia aukkopalkin tavoin ja rasitukset siirtyvät laattaan. Poikkileikkauksen jäykkyyden redusointi aiheuttaa myös rasitusten uudelleen jakaantumisen laskentamallissa, joka voi johtaa jonkin rakenneosan alimitoitukseen. Redusointikertoimen suuruudella ei tässä tapauksessa ollut suurta merkitystä saatuihin tuloksiin ja redusointikerroin 0,33 vaikuttaisi hyvältä alustavalta arviolta. Jäykkyyden redusointi saattaa korkean rakennuksen laskentamallissa antaa yllättäviäkin tuloksia ja rasitukset voivatkin kasvaa, kun jäykkyyttä pienennetään. Tämä johtuu mahdollisesti vaiheittaisesta rakentamisesta ja jäikin epäselväksi ovatko rasitukset todellisia. Työssä havaittujen ilmiöiden yleistämistä varten voitaisiin tehdä tarkempia tutkimuksia erilaisissa tapauksissa, joissa muuttujina olisivat esimerkiksi rakennuksen korkeudet ja runkojärjestelmät.

---

Asiasanat: korkea rakentaminen, aukkopalkki, poikkileikkauksen jäykkyys

## ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Tampere University of Applied Sciences  
Master's Degree Programme in Construction Engineering

VÄYRYNEN JANNE:  
Special Features of High-Rise Buildings in the Design of Coupling Beams

Master's thesis 196 pages, appendices 36 pages  
November 2020

---

In recent years, several projects defined as high-rise buildings have been completed in Finland, and new projects are also underway. Although high-rise buildings in Finland is relatively low compared to projects in the world, the projects are already so high that attention must be paid to the special features of high-rise buildings. In high-rise buildings and some lower buildings coupling beams are an important part of the building's stiffening system. The purpose of this work is to present the most essential features of high-rise buildings and to develop the design expertise of coupling beams. The work is done as a literature review, example calculations and analyzes made with calculation models.

The special features of high-rise buildings were presented in the work based on an extensive literature review. These topics have been extensively studied and this work provides a basis for a more in-depth study of these topics. A coupling beam is a structural part between two shear walls, which transfers stresses between the walls based on its stiffness. In the literature review, it was clarified that the coupling beams are critical structures in the event of an earthquake and their design is closely controlled in foreign design standards. The coupling beams are designed as ductile structural parts. In addition to the reinforced coupling beams, different steel parts are also used. An essential part of the design of coupling beams is the correct modeling method in the calculation model as well as the determination of the appropriate stiffness for the cracked cross section.

As a result of this thesis, attention must be paid to the correct modeling method as well as the appropriate stiffness reduction factor. If the stiffnesses of the flat slabs are not reduced, these can act like a coupling beam and the stresses will be transferred to the slab. Reducing the stiffness of the cross section also causes a redistribution of stresses in the calculation model, which can lead to an under-sizing of some structure. The magnitude of the reduction factor in this case was not very significant to the results obtained, and a reduction factor of 0,33 would appear to be a good preliminary estimate. The reduction of stiffness in the calculation model of a high-rise building may give surprising results and the stresses may increase when the stiffness is reduced. This is possibly due to the construction stages and it was unclear whether the stresses were real. In order to generalize the phenomena observed in the thesis, more detailed studies could be carried out in different cases, where the variables would be, for example, building heights and frame systems.

---

Key words: high-rise buildings, coupling beams, cross-sectional stiffness

## SISÄLLYS

1	JOHDANTO .....	9
1.1	Tausta .....	9
1.2	Tavoitteet ja rajaukset .....	10
1.3	Toteutus .....	11
2	KORKEAN RAKENTAMISEN ERITYISPIIRTEET .....	12
2.1	Korkea rakentaminen .....	12
2.2	Jäykistys.....	14
2.2.1	Periaatteet .....	14
2.2.2	Korkean rakennuksen jäykistys .....	18
2.2.3	Jäykistys leikkausseinillä .....	19
2.2.4	Siirtymä ja jäykkyys .....	20
2.3	Vaakavoimat .....	22
2.3.1	Tuulikuorman määrittäminen .....	22
2.3.2	Tuulikuorman dynaamiset ominaisuudet .....	24
2.3.3	Lisävaakavoimat.....	27
2.4	Tuulitunnelikokeet .....	32
2.4.1	Tuulitunnelikokeiden tarpeellisuus.....	32
2.4.2	Testausmenetelmät .....	34
2.4.3	Tuulitunnelikokeiden läpivienti.....	36
2.5	Värähtely .....	38
2.5.1	Värähtelyn raja-arvot .....	38
2.5.2	Vaimennus.....	40
2.5.3	Ominaisuuksien määrittely .....	43
2.5.4	Kiihtyvyyden määrittely .....	45
2.6	Ajasta riippuva käyttäytyminen.....	47
2.6.1	Rakenteiden kokoonpuristuma .....	47
2.6.2	Vaiheittainen rakentaminen .....	50
3	AUKKOPALKIT .....	55
3.1	Määritelmä .....	55
3.2	Aukkopalkkien rasitukset.....	58
3.2.1	Aukkopalkin rasitusten ratkaisu analyyttisesti.....	61
3.3	Suunnitteluohjeet ulkomailla.....	63
3.3.1	ACI 318 .....	64
3.3.2	CSA A23.3.....	66
3.3.3	NZS 3101 .....	70
4	KUORMANSIIRTOPERIAATTEET AUKKOPALKEISSA .....	76

4.1	Horisontaalisesti raudoitettu aukkopalkki .....	76
4.1.1	Raudoitus ja rasitukset .....	76
4.1.2	Rakenneanalyysi .....	78
4.1.3	Mitoitus taivutukselle ja leikkaukselle .....	80
4.1.4	Normaalivoiman vaikutukset.....	82
4.1.5	Laattapalkkipoikkileikkaus .....	84
4.1.6	Raudoitusten ankkurointi tuella.....	86
4.2	Vaihtoehtoiset kuormansiirtoperiaatteet .....	88
4.2.1	Diagonaalinen raudoitus.....	88
4.2.2	Teräsosien käyttäminen .....	92
5	AUKKOPALKKIEN JÄYKKYYDET SEKÄ MALLINNUSMAHDOLLISUUDET LASKENTAMALLISSA .....	98
5.1	Aukkopalkkien jäykkyys.....	98
5.1.1	Kirjallisuudessa esitetyt redusointikertoimet .....	98
5.1.2	Aukkopalkin jäykkyyden redusointikertoimen laskentamenetelmät.....	104
5.1.3	Aukkopalkin jäykkyyden redusointikertoimen laskentamenetelmien vertailu.....	111
5.2	Aukkopalkkien mallinnustavat ja vaikutukset rasituksiin.....	116
5.2.1	Mallinnus kuorielementteinä karkealla elementtiverkolla ..	117
5.2.2	Mallinnus kuorielementteinä tiheällä elementtiverkolla .....	118
5.2.3	Mallinnus palkkielementteinä – elementti seinän reunassa .....	119
5.2.4	Mallinnus palkkielementteinä – elementti kytketty jäykällä kappaleella.....	120
5.2.5	Mallinnus palkkielementteinä – elementti upotettu seinään .....	121
5.2.6	Mallinnus solid-elementteinä .....	122
5.2.7	Yhteenveto mallinnustavoista ja suositukset eri mallinnustapojen käytölle .....	123
6	CASE-TUTKIMUS LUMO ONE T1 .....	126
6.1	Tutkittava kohde.....	126
6.2	Laskentamallien yleisperiaatteet .....	128
6.3	Tulokset.....	131
6.3.1	Siirtymä ja ominaistaajuus .....	131
6.3.2	Aukkopalkin rasitukset.....	134
6.3.3	Liittyvien seinien rasitukset.....	140
6.3.4	Muiden seinien rasitukset .....	144
6.3.5	Johtopäätökset .....	147
7	POHDINTA .....	152

LÄHTEET.....	157
LIITTEET.....	162

**LYHENTEET JA TERMIT**

ACI 318	Yhdysvalloissa käytössä oleva suunnittelunormi
aukkopalkki	Kaksi leikkausseinää yhdistävä rakenneos, joka siirtää rasituksia seinien välillä jäykkyytensä mukaisesti
CSA A23.3	Kanadassa käytössä oleva suunnittelunormi
CSA-menetelmä	Laskentamenetelmä, joka huomioi vaiheittaisen rakentamisen (englanniksi construction stage analysis)
dissipaatio	Energiahäviö
FEM	Finite Element Method, elementtimenetelmä
kiihtyvyys	Fysikaalinen vektorisuure, joka kuvaa kappaleen nopeuden muutosta tietyssä ajassa
NZS 3101	Uudessa-Seelannissa käytössä oleva suunnittelunormi
ominaismuoto	Systemin värähtelyn muoto, missä kaikki systeemin osat liikkuvat sinimuotoisesti samalla taajuudella
ominaistaajuus	Taajuus, jolla systeemi värähtelee ilman ulkoista kuormitusta
outrigger	Jäykkä horisontaalinen rakenne, joka lisää rakennuksen jäykkyyttä yhdistämällä ulkokehän rakenteet rakennuksen ytimeen
OSA-menetelmä	Laskentamenetelmä, jossa kuormien vaikutus huomioidaan kerralla (englanniksi one-step analysis)

reduointikerroin	Kerroin, jolla muutetaan poikkileikkauksen jäykkyyttä
vaiheittainen rakentaminen	Rakennukseen kohdistuvien rasitusten muodostuminen vaiheittain rakentamisen aikana
värähtely	Jaksollista liikettä kappaleen tai systeemin tasapaino- aseman ympärillä



# 1 JOHDANTO

## 1.1 Tausta

Korkea rakentaminen on Suomessa suhteellisen uusi ilmiö, kun taas maailmalla korkeita rakennuksia on toteutettu jo kauan. Suomessa tehdyt korkeat rakennukset ovat myös verrattain matalia maailmalla rakennettaviin pilvenpiirtäjiin. Suomessa korkeimmat toteutuneet rakennukset ovat alle 150 metrisiä, kun taas maailmalla lähennellään jo kilometriä. Nämä 150 metriset rakennukset ovat kuitenkin jo niin korkeita, että niissä on huomioitava korkeassa rakentamisessa esiintyviä erityispiirteitä. Suomen suurimmissa kaupungeissa on tulevaisuudessa odotettavissa väestönkasvua mikä pakottaa kaupungit kehittämään kaupunkirakennetta. Yksi vaihtoehto kehittää kaupunkirakennetta on rakentaa ylöspäin. Viime vuosina Suomeen onkin valmistunut useampia korkean rakentamisen kohteita ja uusia hankkeita on vireillä tai käynnissä monissa kaupungeissa.

Korkea rakentaminen tuo uusia haasteita rakentamiseen koko projektiorganisaatiolle ja onnistunut hanke vaatii yhteistyötä sekä osaamista jokaiselta osapuolelta. Rakennesuunnittelijaa haastavat ilmiöt, joihin ei tarvitse kiinnittää huomiota matalammissa rakennuksissa. Näitä ovat esimerkiksi hoikkien rakennusten dynaamisten ominaisuuksien korostuminen sekä rakenteissa tapahtuvat kokoonpuristumat, joita aiheuttavat suuret rasitukset sekä materiaalin ominaisuudet.

Rakennuksen koon kasvaessa laskentamallissa käsiteltävän tiedon määrä kasvaa merkittävästi ja sen käsittelyyn on kiinnitettävä erityistä huomiota. Laskentamallin oikeellisuus ja voimien suuruusluokka onkin aina syytä tarkistaa eri menetelmillä, kuten erillisellä vertailumallilla sekä karkeammalla käsin laskulla. Laskentamalliin muodostuu rasituksia useista eri lähteistä ja joissain tapauksissa nämä rasitukset eivät ole todellisia. Mahdollisimman hyvin totuutta kuvaavan laskentamallin luominen sekä ala- ja ylälikiarvojen määrittäminen vaatii laskennan suorittavalta rakennesuunnittelijalta riittävän ymmärryksen tekemästään työstä.

Tyypillinen osa korkean rakennuksen jäykistysjärjestelmää on leikkausseinä. Yhdistettäessä peräkkäisiä leikkausseiniä esimerkiksi laatalla tai tyypillisesti oven

yläpuolelle jäävällä palkilla, pyrkii tämä rakenneosia siirtämään rasituksia seinien välillä jäykkyytensä mukaisesti. Mikäli tällainen yhdistetty leikkausseinä kerää rakennuksen kokonaisjäykistyskuormista paljon rasituksia, on myös tässä seiniä yhdistävässä aukkopalkissa suuret rasitukset. Suurien rasitusten hallintaan tarvittava teräsmäärä on iso teräsbetonisissa rakenteissa, joka vaatii huolellista suunnittelua sekä työmaatoteutusta. Haasteiksi muodostuvat esimerkiksi riittävät raudoitusten vapaat välit, raudoitusten ankkurointi sekä raudoitusten sijoittelu aukon pielessä olevien pystyterästen väliin.

Mitotettaessa jäykistäviä rakenneosia on oleellista, että laskennassa käytetään mahdollisimman hyvin todellisuutta kuvaavia jäykkyyksiä. Mikäli jäykistäville betonirakenteisille rakenneosille, kuten aukkopalkeille, muodostuu suuria rasituksia, voi niissä tapahtua halkeilua. Yksittäisen betonirakenteen halkeaminen muuttaa rakenneosan jäykkyyttä, jolloin myös rasitusten jakaantuminen jäykistävien rakenneosien kesken muuttuu. Jos tätä rasitusten uudelleen jakaantumista ei huomioida, voidaan mahdollisesti jonkin rakenneosan rasituksia aliarvioida.

Sweco Rakennetekniikka Oy on rakennesuunnittelun markkinajohtaja Suomessa. Sweco Rakennetekniikka Oy on ollut vahvasti mukana myös korkean rakentamisen hankkeissa sekä pyrkinyt johdonmukaisesti kehittämään osaamista tällä erityissuunnittelualalla. Korkean rakentamisen osaamista sekä tietotaitoa kehitetään yrityksen sisäisen teknologiaryhmän johdolla.

## **1.2 Tavoitteet ja rajaukset**

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on kehittää Sweco Rakennetekniikka Oy:n korkean rakentamisen suunnitteluosaamista erityisesti aukkopalkkien osalta sekä lopuksi esittää suunnitteluperiaatteet aukkopalkeille. Työssä tutkitaan yleisesti korkeassa rakentamisessa ilmeneviä erityispiirteitä, joiden osalta tavoitteena on tuoda esiin oleellimmat ilmiöt ja luoda perusteet näiden erityispiirteiden syvällisempää perehtymistä varten. Aukkopalkkien osalta työn tavoitteena on perehtyä aukkopalkkien toimintaperiaatteeseen, tutkia aukkopalkkien vaihtoehtoisia kuormansiirtoperiaatteita, selvittää oikea mallinnusperiaate sekä perehtyä aukkopalkkien jäykkyyksien vaikutuksiin rasitusten muodostumisessa.

Työ on rajattu siten, että aukkopalkkien osalta tutkitaan vain paikallavalettavia betonirakenteisia aukkopalkkeja rakennuksen ytimessä eli kuilurakenteessa. Vaihtoehtoisiin kuormansiirtoperiaatteisiin perehdytään vain periaatetasolla eikä niistä tehdä esimerkkilaskelmia tai perehdytä kustannusvaikutuksiin. Aukkopalkkien erilaisia mallinnusperiaatteita ja niiden vaikutuksia selvitetään ainoastaan Dlubal RFEM -ohjelmistolla. Korkeiden rakennusten maanjäristystilanteen tarkempi tutkiminen on rajattu tämän työn ulkopuolelle.

### **1.3 Toteutus**

Työn toisessa luvussa perehdytään korkean rakentamisen erityispiirteisiin, jotka on todettu kokemukseen perustuen oleellisiksi ilmiöiksi tuntea. Kolmannessa luvussa määritellään aukkopalkki ja siinä muodostuvat rasitukset sekä tutkitaan eri maiden suunnitteluohjeita. Neljännessä luvussa perehdytään erilaisien aukkopalkkien kuormansiirtoperiaatteisiin sekä mitoitukseen. Työn viides luku käsittelee aukkopalkkien jäykkyyttä ja sen laskentaa sekä mallinnusmahdollisuuksia laskentamallissa. Kuudennessa luvussa tehdään case-tutkimus todellisen kohteen pohjalta eri aukkopalkkien jäykkyyksistä. Luvut 2-4 tehdään kirjallisuusselvityksenä suomalaisista sekä kansainvälisistä lähteistä. Luku 5 toteutetaan osittain kirjallisuusselvityksenä ja osittain esimerkkilaskelmilla sekä laskentamallilla tehtävällä analyysillä. Luvussa 6 tehdään todelliseen kohteeseen perustuva case-tutkimus aiemmin työssä esitettyjen jäykkyyks- ja mallinnustutkimuksien pohjalta. Viimeisessä luvussa tehdään yhteenveto aiheesta, arvioidaan kriittisesti tuloksia ja esitetään jatkotutkimusaiheet.

## 2 KORKEAN RAKENTAMISEN ERITYISPIIRTEET

Tässä luvussa käsitellään yleisesti korkeaa rakentamista, rasiusten muodostamista sekä korkean rakentamisen ilmiöitä, jotka poikkeavat matalammasta rakentamisesta. Luvussa esitetyt aihealueet on todettu kokemuseräisesti korkean rakentamisen kannalta tärkeiksi. Luvun aiheita on tutkittu maailmalla pitkään ja Suomessakin niihin liittyviä päättöitä on tehty useita. Tässä työssä lähteitä ja aiempia päättöitä on pyritty keräämään laajasti syvällisemmän perehtymisen pohjaksi.

### 2.1 Korkea rakentaminen

Korkea rakennus on liukuva käsite eikä sitä voida yksiselitteisesti määrittellä mitaamalla korkeutta tai laskemalla kerrosmääriä. Rakennuksen määrittelemine korkeaksi on haasteellista, koska siihen vaikuttaa aina yksittäisen henkilön tai yhteisön käsitys korkeasta rakentamisesta. Rakennesuunnittelun näkökulmasta korkeaksi rakennukseksi voidaan kuitenkin määrittellä rakennus, jonka korkeuden takia vaakakuormat ovat suuret ja ovat merkittävässä roolissa rakennuksen suunnittelussa. (Stafford Smith & Coull, 1991, 1; Taranath, 2010, 695.) Myöskään Helsingin kaupungin korkean rakentamisen selvityksessä korkeaa rakentamista ei määrittellä metreissä tai kerrosmäärissä. Selvityksessä korkeaksi rakentamiseksi on määritelty rakennus, jonka korkeus poikkeaa selvästi ympäröivistä rakennuksista, joka näkyy kauas sekä vaikuttaa kaupunkialueen siluettiin tai keskeisiin näkymiin. (Helsingin kaupunki, 2011, 5.)

Tämän opinnäytetyön kirjoittamisen aikaan Suomessa on meneillään useita korkean rakentamisen hankkeita. Helsingin Kalasatamaan on valmistunut loppuvuodesta 2019 Suomen korkein asuintornitalo Majakka, jonka räystäskorkeus on 134 metriä ja kerrosmäärä 35. Kuvassa 1 oleva Majakka on yksi Kalasatamassa olevan kauppakeskus REDI:n yhteyteen valmistuvista kahdeksasta tornitalosta. Valmistuessaan korkein REDI:n torneista on Kapteeni, johon on suunnitteilla 37 kerrosta. (REDI Asuntomyynti, 2017, 8). Toinen merkittävä korkean rakentamisen hanke Helsingissä on Pasilaan sijoittuvan Helsinki High Rise -kilpailun voittaja Trigoni. Kilpailuehdotuksessa on esitetty yhteensä yhdeksän tornitaloa, joista

korkeimmassa on 51 kerrosta ja korkeutta 195,8 metriä. (Helsinki High-Rise Tri-  
goni n.d., 10; Helsingin kaupunki, 2018.) Muita korkean rakentamisen hankkeita  
ovat esimerkiksi Keilaniemen asuintornitalot Espoossa sekä Tampereelle sijoit-  
tuvan Tampereen Kansi -hankkeen yhteyteen tulevat tornitalot. Keilaniemeen on  
suunnitteilla neljä asuintornitaloa, joista ensimmäisiin kahteen on tulossa 32-36  
kerrosta (Espoon Keilaniemi n.d.). Tampereen Kansi -hankkeessa rakennetaan  
viisi tornitaloa, joista korkein on 100 metrinen (Tampereen Kansi n.d.).



KUVA 1. Tornitalot rakenteilla Helsingin Kalasatamassa (Valjus, 2019, 71)

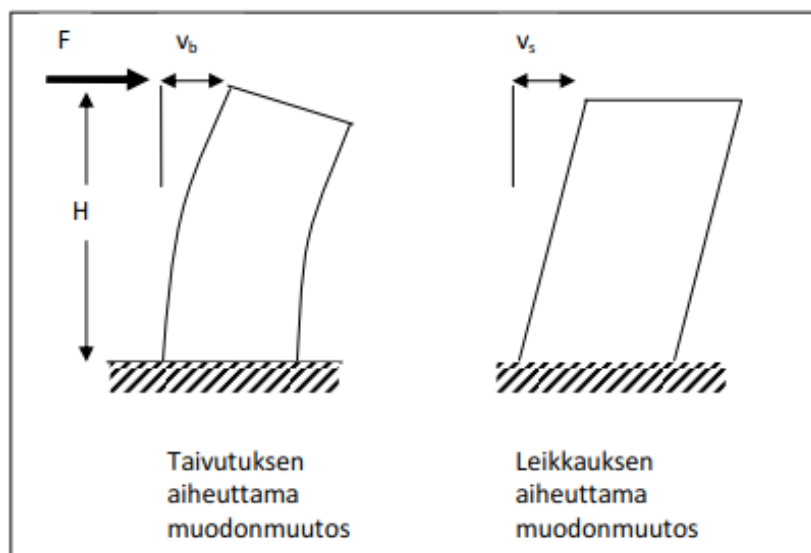
Maailmalla korkeimmat rakennukset ovat täysin eri kerros- ja metrimäärissä kuin Suomessa. Kirjoitushetkellä maailman korkein rakennus on Arabiemiirikuntien Dubaissa sijaitseva Burj Khalifa. Burj Khalifa on 828 metriä korkea ja 163 kerroksinen. Saudi-Arabian Jeddassa on kuitenkin rakenteilla vielä korkeampi rakennus Jeddah Tower. Valmistuessaan Jeddah Towerissa on 167 kerrosta ja korkeutta 1000 metriä. (Council on Tall Buildings and Urban Habitat 2019.)

## 2.2 Jäykistys

Rakennukseen ja rakennushankkeeseen sopivan jäykistysjärjestelmän suunnittelu on rakennesuunnittelijan tärkeimpiä tehtäviä rakennushankkeessa. Korkean rakennuksen jäykistysjärjestelmistä ja jäykistämisestä on tehty useita lopputöitä. Esimerkiksi Rieki on tutkinut työssään korkeiden rakennusten erilaisia jäykistysjärjestelmiä ja Tikkanen betonielementtien soveltamista korkeissa rakennuksissa (Rieki, 2012; Tikkanen 2014).

### 2.2.1 Periaatteet

Rakennuksen jäykistysjärjestelmä siirtää rakennusta rasittavat vaakakuormat perustusten kautta maaperään. Ulkoiset kuormitukset voidaan jakaa pysty- ja vaakakuormiksi, jotka aiheuttavat rakennuksen runkojärjestelmään taivutus-, veto-, puristus-, vääntö- ja leikkausrasituksia sekä näiden yhdistelmiä. Jäykistysjärjestelmän on kyettävä siirtämään kuormat ilman suurempia muodonmuutoksia, pysyttävä stabiilina sekä, varsinkin korkean rakennuksen kohdalla, estettävä liialliset siirtymät ja kiihtyvyydet. Tyypillinen jäykistysjärjestelmän osa on mastoseinä, jonka taivutus- ja leikkausmuodonmuutokset on esitetty kuvassa 2. Pistekuorman rasittaessa osamastoa muodostuu siirtymä  $v_b$  taivutuksesta ja  $v_s$  leikkauksesta. Kokonaissiirtymä on taas näiden summa. (Stafford Smith & Coull, 1991, 11–13; Leskelä 2008, 179–185; Betoniteollisuus ry. 2010a, 2, 26.)



KUVA 2. Mastoseinän muodonmuutokset pistekuormalle (Betoniteollisuus ry. 2010a, 26)

Jäykistykseen osallistuvat pystyrakenteet keräävät tasoilta vaakakuormia jäykkyksiensä suhteessa. Jäykemmät rakenneosat kantavat aina suuremman osan kuormasta kuin vähemmän jäykät. Rakenneosien jäykkyydet on selvitettävä riittävän tarkasti, jotta niitä rasittavat vaakakuormat vastaavat todellista tilannetta. Esimerkiksi kuilurakenteiden jäykkyys on suurempi kuin yksittäisten osamastoina toimivien seinien ja tällöin on kiinnitettävä huomiota myös kuilurakenteiden nurkkaliitosten toimintaan. Betonirakenteisten osamastojen jäykkyyksiin vaikuttavat merkittävästi esimerkiksi halkeilu ja niissä sijaitsevat aukot. Vaakarakenteen on kyettävä toimimaan levynä siten, että se pystyy välittämään vaakakuormitukset jäykistysjärjestelmän pystyrakenteille. (Leskelä 2008, 179–185; Betoniteollisuus ry. 2010a, 2.)

Yksinkertaistetussa tilanteessa osamastoina toimivat leikkausseinät ja kuormitus ovat yhdensuuntaisia, jolloin osamastolle aiheutuva kuorma  $H_n$  voidaan esittää kaavan 2 muodossa. Kokonaisvaakavoimasta jäykistäville rakenneosille tuleva kuorma muodostuu suoraan vaakavoimasta tulevasta sekä kiertymän aiheuttamasta komponentista. Osamaston suhteelliset jäykkyydet tarkastelusuunnassa voidaan laskea kaavan 1 mukaan, jos oletetaan osamastojen kimmokertoimien olevan keskenään samoja ja taivutusmuodonmuutoksien ollessa määrääviä. (Leskelä 2008, 179–185; Betoniteollisuus ry. 2010a, 26–33.)

$$I_n = \frac{b_n d_n^3}{12} \quad (1)$$

missä

- $I_n$  on osamaston  $n$  jäyhyysmomentti tarkasteltavassa suunnassa  
 $b_n$  on osamaston leveys vaakavoiman poikkisuunnassa  
 $d_n$  on osamaston pituus vaakavoiman vaikutussuunnassa

$$H_n = \left( \frac{I_n}{\sum I_i} + \frac{e I_n a_n}{\sum I_i a_i^2} \right) H \quad (2)$$

missä

- $H_n$  on osamaston  $n$  kuormitus  
 $I_n$  on osamaston  $n$  jäyhyysmomentti tarkasteltavassa suunnassa (kaava 1)  
 $e$  on vaakakuorman resultantin etäisyys kiertokeskiöstä  
 $a_n$  on etäisyys kiertokeskiön ja osamaston  $n$  välissä  
 $H$  on kokonaisvaakavoima tarkasteltavaan suuntaan

Rakennuksen kiertokeskiön koordinaatit voidaan ratkaista osamastojen painopisteiden avulla kaavalla 3, jos osamastojen kiertokeskiöt sijaitsevat seinien painopisteissä. Jos rakenteita yhdistellään siten, että osamastojen painopiste ja kiertokeskiö eivät ole samassa pisteessä, on osamaston kiertokeskiö laskettava erikseen. (Leskelä 2008, 179–185; Betoniteollisuus ry. 2010a, 30).

$$\bar{X} = \frac{\sum I_y x'}{\sum I_y}, \bar{Y} = \frac{\sum I_x y'}{\sum I_x} \quad (3)$$

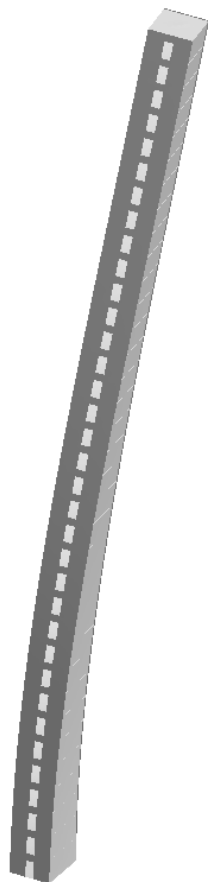
missä

- $\bar{X}$  on kiertokeskiön x-koordinaatti  
 $I_y$  on osamaston jäyhyysmomentti y-suunnassa  
 $x'$  on osamaston etäisyys origosta x-suunnassa  
 $\bar{Y}$  on kiertokeskiön y-koordinaatti



$I_x$  on osamaston jäyhyysmomentti x-suunnassa  
 $y'$  on osamaston etäisyys origosta y-suunnassa

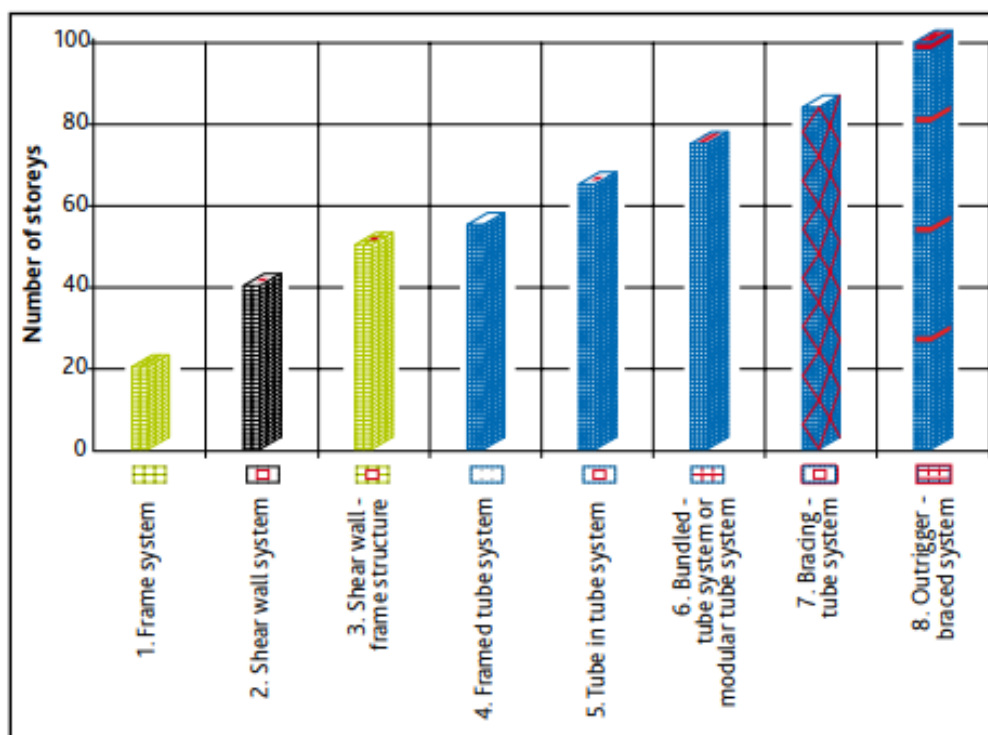
Edellä esitetyt kaavat esittävät periaatteen, miten kuormat jakautuvat jäykistykseen osallistuvien rakenneosien kesken. Laskettaessa korkean rakennuksen jäykistykseen osallistuvien rakenneosien rasituksia, on käytettävä tarkempia laskentatapoja. Laskennassa voidaan käyttää normaalijännityksen lauseketta, jossa huomioidaan taivutuksen ja leikkauksen lisäksi väännön ja bimomentin vaikutus kiertymään sekä leikkaus- ja normaalijännityksiin (Tuomala 2019). Tyypillisesti laskentaan käytetään kuitenkin jotain elementtimenetelmää hyödyntävää FEM-ohjelmaa. Kuvassa 3 on havainnollistettu kuvitteellisen korkean kuilurakenteen siirtymiä pysty-, vaaka- ja vääntörasituksille. Oheisen kuilun siirtymästä voidaan päätellä, että FEM-ohjelmalla laskettavat rasitukset tulevat todennäköisesti poikkeamaan yksinkertaisemmista laskentamenetelmistä.



KUVA 3. Kuvitteellisen korkean kuilurakenteen siirtymä vaaka-, pysty- ja vääntörasituksille

## 2.2.2 Korkean rakennuksen jäykistys

Suomessa tyypillinen asuinrakennuksen jäykistysjärjestelmä on kantavat seinälinjat eli leikkausseinäjärjestelmä. Toimistorakennuksissa useiden seinälinjojen sijoittaminen on haasteellista, joten niissä yleisempi jäykistysjärjestelmä on esimerkiksi ydinjäykistys. Muita maailmalla käytettäviä betonirakenteisten rakennusten jäykistysjärjestelmiä sekä niiden yhdistelmiä ovat esimerkiksi erilaiset kehä-, kehäputki-, vakaaja-, ripustus- sekä ristikkojärjestelmät. Kuvassa 4 on esitetty erilaisia rakennejärjestelmiä sekä soveltuvia kerrosmääriä niiden käytölle. (Stafford Smith & Coull, 1991, 37–54; Taranath, 2010, 199–252; Betoniteollisuus ry. 2010b.)



KUVA 4. Korkeiden rakennusten jäykistysjärjestelmiä sekä niiden käyttöalueita (FIB & MPA, 2014, 15)

Runkojärjestelmän valinnassa on huomioitava useita tekijöitä, kuten arkkitehti, talotekniikka, huolto ja rakennuksen käyttötarkoitus. Ideaalitapauksessa kaikkien suunnittelualojen suunnittelijat tekevät yhteistyötä mahdollisimman aikaisessa vaiheessa yhteensovittaakseen näitä asioita. Kompromissit kaikkien näiden suunnittelualojen tavoitteiden saavuttamiseksi ovat lähes väistämättömiä.

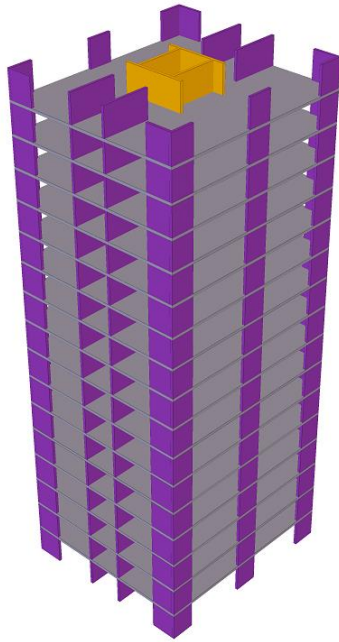
Korkeuden kasvaessa runkoratkaisun valinnassa korostuu myös rakentamisen taloudellisuuden näkökulma. Rakennesuunnittelijan on hyvä tutkia useampia runkojärjestelmiä ja varsinkin alustavassa suunnittelussa pitäisi liiallisen yksityiskoh-tien suunnittelun sijaan keskittyä riittävien kuormansiirtoreittien varmistamiseen koko rakennuksen läpi. Tehokkaan korkean rakennuksen jäykistysjärjestelmän suunnittelussa voidaan käyttää seuraavia periaatteita:

- Kantavat pystyrakenteet sijoitetaan mahdollisuuksien mukaan kauas rakennuksen geometrisestä keskipisteestä vaakavoimista aiheutuvan momenttirasitusten vastustamiseksi.
- Näille vaakakuormia vastustaville pystyrakenteille siirretään myös riittävästi pystykuormaa.
- Nämä pystyrakenteet yhdistetään siten, että koko rakennuksen ulkokehä vastustaa kaatavaa momenttia.
- Vaakakuormitukset pyritään johtamaan rakenneosien läpi puristusrasituksina eikä vetorasituksina.

(Stafford Smith & Coull, 1991, 4–5, 63; Taranath, 2010, 199–201.)

### 2.2.3 Jäykistys leikkausseinillä

Leikkausseinäjärjestelmä koostuu seinistä, jotka ovat tasossaan hyvin leikkausjäykkiä. Seinät voivat toimia jäykistysjärjestelmän osana yksittäisinä osina tai niitä voidaan yhdistellä esimerkiksi hissien tai portaiden ympärille kuilurakenteiksi, kuten kuvan 5 tapauksessa. Tyypillisesti leikkausseinäjärjestelmän osana on tällainen kuilurakenne. Jos kuilu sijaitsee rakennuksen keskialueella, voidaan sitä kutsua ytimeksi. Ydin toimii pystysuoran ulokepalkin tavoin ja sillä on oltava riittävä vaaka-, vääntö- ja taivutusjäykkyys murto- ja käyttörajatilan rasituksille. Yksittäisellä seinällä on taivutus- ja leikkausjäykkyyttä vain yhteen suuntaan, mutta kuilurakenteella jäykkyyttä on kahteen suuntaan ja lisäksi se on myös vääntöjäykkä. Yksittäisten seinien sijoittelu symmetrisesti jäykkyyksien suhteessa ytimen ympärille pienentää rakennukselle aiheutuvaa kiertymää eli tällöin rakennuksen kiertokeskiö on rakenteiden kannalta edullisessa sijainnissa. (Stafford Smith & Coull, 1991, 41–42, 308–310; Taranath, 2010, 203–204, 212; FIB & MPA, 2014, 16–17.)

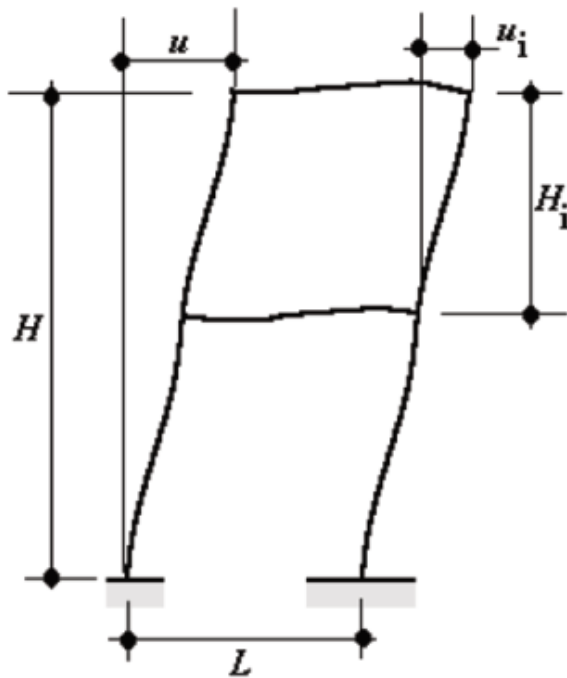


KUVA 5. Leikkausseinäjärjestelmä Stafford Smith & Coull -mukaillen (Stafford Smith & Coull, 1991, 42)

#### 2.2.4 Siirtymä ja jäykkyys

Korkean rakennuksen vaakasuuntaisen jäykkyyden suunnittelu poikkeaa monilta osin matalampien rakennusten suunnittelusta. Korkean rakennuksen suunnittelussa on tärkeää kiinnittää huomiota riittävään vaakasuuntaiseen jäykkyyteen, jotta rakennuksen siirtymät ovat käyttörajatilassa hyväksyttävissä rajoissa. Liian suuret siirtymät voivat aiheuttaa haasteita rakennuksessa olevien ei-rakenteellisten osien, kuten esimerkiksi hissien tai ovien, toiminnassa. Rakennuksen riittävällä siirtymien hallinnalla estetään rakenteiden halkeilua ja siitä aiheutuvaa jäykkyyden menetystä sekä varmistetaan, etteivät kuormat siirry ei-kantaville rakeneosille, kuten esimerkiksi väliseinille tai julkisivujen lasituksille. Lisäksi riittävällä jäykkyydellä varmistetaan, että rakennuksen dynaamiset liikkeet ovat riittävän pieniä, etteivät ne häiritse rakennuksen käyttäjiä tai käyttötarkoitusta. (Stafford Smith & Coull, 1991, 11–12.)

Rakennuksen kokonaisvaakasiirtymää on käsitelty Eurokoodissa kuvassa 6 esitetyllä tavalla. Eurokoodissa ei ole kuitenkaan määritelty maksimiarvoja vaakasiirtymille. (SFS-EN 1990 + A1 + AC, 2002, 96.) Tyypillisesti Suomessa kokonaisvaakasiirtymälle  $u$  käytetty raja-arvo on  $H/400$ - $H/700$  ja kerrosvälille  $u_i$  raja-arvo on  $H/400$ . Alustavassa suunnittelussa kokonaisvaakasiirtymälle voidaan käyttää raja-arvoa  $H/500$  huomioiden kerran 50 vuodessa toteutuva tuuli sekä muut vaakakuormitukset. (Betoniteollisuus ry. 2010b, 2; Ala-Ojala, 2011, 2.) Esimerkiksi 130 metriä korkealle rakennukselle kokonaisvaakasiirtymä olisi  $H/500$  -raja-arvolla tutkittuna 260 millimetriä.



KUVA 6. Vaakasiirtymien määritelmä (SFS-EN 1990 + A1 + AC, 2002, 96)

Ulkomaalaisessa kirjallisuudessa esitetyt kokonaisvaakasiirtymät ovat samassa suuruusluokassa Suomessa käytettyjen arvojen kanssa. Esimerkiksi Taranath esittää vastaavaksi raja-arvoksi  $H/400$ - $H/600$  ja Stafford Smith & Coull arvot  $H/350$ - $H/650$ . Pienempien raja-arvojen käyttämisestä on kuitenkin syytä harkita julkisivumateriaalin ollessa hauras. (Stafford Smith & Coull, 1991, 11–13; Taranath, 2010, 534.)

## 2.3 Vaakavoimat

Korkeiden ja matalien rakennusten kuormien määrittely ja rakenteiden mitoitus on periaatteiltaan hyvin samanlaista. Kuormien määrittely on aina tehtävä voimassa olevien rakentamismääräysten ja asetusten perusteella. Eurokoodissa rakenteiden kuormia on käsitelty SFS-EN 1991 eri osissa sekä niiden kansallisissa liitteissä. Korkeissa rakennuksissa esiintyy luonnollisesti tavanomaisia rakennuksia suurempia pysty- ja vaakavoimia, mutta lisäksi korkean rakennuksen suunnittelussa on huomioitava myös muita, hoikkuudesta aiheutuvia ilmiöitä. Hoikka korkea rakennus on herkempi värähtelyille, joita aiheuttavat dynaamiset rasitukset, kuten tuuli tai maanjäristys. Värähtelyä on käsitelty tarkemmin tämän luvun lisäksi luvussa 2.5.

Tässä työssä rakenteiden kuormien osalta perehdytään korkeaan rakentamiseen liittyviin ilmiöihin, joista yksi merkittävä tekijä on tuulikuorma ja tuulen aiheuttama värähtely. Tässä luvussa käydään läpi tuulikuorman määrittely Eurokoodin pohjalta sekä tuulitunnelikokeiden perusperiaatteita. Eurokoodin osassa SFS-EN 1991-1-4 esitettyä tuulikuormien määrittelyä voidaan soveltaa alle 200 m korkeisiin rakennuksiin sekä maa- ja vesirakennuskohteisiin (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 18–19).

Korkeiden rakennusten kuormituksia on käsitelty useissa aiemmissä lopputöissä, esimerkiksi Kortelainen (Kortelainen 2012) on tutkinut kattavasti tuulikuormia, värähtelyä sekä tuulitunnelikokeita.

### 2.3.1 Tuulikuorman määrittely

SFS-EN 1991-1-4 mukaisessa laskennassa saatujen tuulikuormien arvot ovat ominaisarvoja, jotka määritellään tuulennopeuden tai nopeuspaineen perusarvoista. Tuulennopeuden modifioitu perusarvo  $v_m$  määritetään tuulennopeuden perusarvon  $v_b$  perusteella. Tuulennopeuden perusarvoon vaikuttavat ilmastotekijät ja tuulen nopeusprofiili, joka määritellään pinnanmuodostuksen sekä maaston rosoisuuden perusteella. Tuulennopeuden modifioimaton perusarvo  $v_{b,0}$  määritetään tuulennopeuden 10 minuutin keskiarvona riippumatta tuulen suunnasta sekä

vuodenajasta 10 metrin korkeudella maanpinnasta aukeassa maaseutumaa-  
tossa. Tuulennopeuden modifioimaton perusarvo voidaan esittää kansallisissa  
liitteissä, Suomessa arvoksi on määritelty  $v_{b,0} = 21$  m/s. (SFS-EN 1991-1-4 + AC  
+ A1, 2005, 30–35; Ympäristöministeriö, 2019, 22.)

Tuulennopeuden ja nopeuspaineen perusarvojen vuotuinen ylittymistodennäköi-  
syys on 0,02 eli niiden keskimääräinen toistumisjakso on 50 vuotta. Kaavassa 4  
on esitetty todennäköisyyskertoimen  $c_{prob}$  laskenta. Kertomalla tämä tuulennopeuden  
perusarvolla  $v_b$ , voidaan 50 vuoden tuuliarvoja muuttaa esimerkiksi 10  
vuoden mitoitustapauksiin. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 30–35). Suomen  
kansallisissa ohjeissa korotetaan ilmastosta johtuvien kuormien ominaisarvoa 10  
prosentilla suunnitellun käyttöiän ollessa yli 50 vuotta ja 20 prosentilla mikäli  
suunniteltu käyttöikä on yli 100 vuotta (Ympäristöministeriö 2016, 12).

$$c_{prob} = \left( \frac{1 - K \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (4)$$

missä

$c_{prob}$  on todennäköisyyskerroin

$p$  on vuotuinen ylittymistodennäköisyys, esimerkiksi 10 vuodelle  $p = 0,1$

$K$  on muotoparametri, jonka suositusarvo on 0,2

$n$  on eksponentti, jonka suositusarvo on 0,5

Rakenteeseen tai rakenneosaan vaikuttavat tuulikuormat voidaan määritellä las-  
kemalla kuormat voimakertoimia käyttämällä tai pintapaineiden perusteella. Las-  
kentatavasta riippumatta tulokseksi pitäisi saada sama tulos. Rakenteen tai ra-  
kenneosan tuulikuorma  $F_w$  on esitetty kaavassa 5. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1,  
2005, 44–49.)

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref} \quad (5)$$

missä

$F_w$	on rakennuksen tai rakenneosan tuulikuorma
$c_s c_d$	on rakennekerroin
$c_f$	on rakenteen tai rakenneosan voimakkeroin
$q_p(z_e)$	on puuskanopeuspaine nopeuspaine korkeudella $z_e$
$A_{ref}$	on rakenteen tai rakenneosan tuulenpaineen vaikutusala

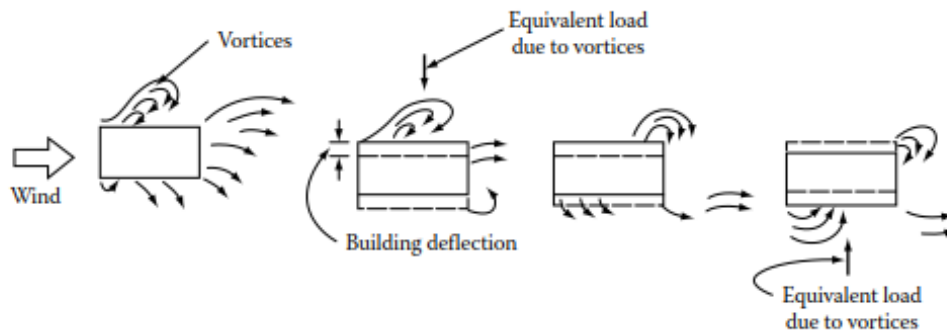
### 2.3.2 Tuulikuorman dynaamiset ominaisuudet

Tuulella on erilaisia ominaisuuksia, jotka aiheuttavat rakennuksille dynaamisia kuormituksia. Nämä ominaisuudet aiheuttavat rakennuksien värähtelyä, jonka erilaisia muotoja ovat värähtely tuulen suuntaan tai tuulen suuntaan nähden kohtisuoraan sekä vääntövärähtely.

Pääsyy rakennuksen tuulensuuntaiselle värähtelylle on tuulen turbulentsisuus (englanniksi turbulence buffeting). Tämä ilmiö aiheuttaa värähtelyä myös tuulen suuntaan nähden poikittain sekä myös vääntövärähtelyä. Tuulensuuntaan nähden poikittaisia värähtelyn herättemekanismia ovat esimerkiksi pyörreratailmiö sekä rakennuksen laukkaaminen. Myös muita aeroelastisia sekä värähtelyn syntyyn vaikuttavia ilmiöitä on olemassa, mutta niitä ei käsitellä tarkemmin tässä työssä. (Tamura & Kareem, 2013, 121–153.)

Pyörreratailmiössä rakennuksen vastakkaisilta sivuilta irtoaa pyörteitä vuorotellen, jolloin aiheutuu tuulen suuntaan nähden kohtisuora, vaihteleva kuorma. Jos pyörteiden irtoamistaajuus ja rakennuksen ominaistaajuus ovat samat, rakennus voi alkaa värähtelemään. Pyörreratailmiön syntymekanismi on esitetty kuvassa 7. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 196–203; Taranath, 2010, 261–264.)





KUVA 7. Pyörreratailmiö (Taranath, 2010, 262)

Pyörreratailmiöstä aiheutuva värähtely syntyy, kun tuulennopeus on yhtä suuri kuin kriittinen tuulennopeus  $v_{crit,i}$ . Taivutusvärähtelymuotoa  $i$  vastaava kriittinen tuulennopeus määritellään tuulennopeuden arvona, jolla pyörteiden irtoamisen taajuus on rakenteen tai rakenneosan ominaistajuuden suurin. Ominaismuotoa  $i$  vastaavan kriittisen tuulennopeuden laskenta on esitetty kaavassa 6. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 196–203)

$$v_{crit,i} = \frac{bn_{i,y}}{St} \quad (6)$$

missä

- $v_{crit,i}$  on kriittinen tuulennopeus
- $b$  on poikkileikkauksen vertailuleveys poikkileikkauksessa, jonka kohdalla pyörteet irtoavat resonanssissa rakenteen tai rakenneosan kanssa ja jossa tarkasteltavan rakenteen tai rakenneosan ominaismuodon mukainen taipuma on suurimmillaan
- $n_{i,y}$  on tuulta vastaan kohtisuorassa värähtelyssä tarkasteltavan taivutusvärähtelymuodon  $i$  ominaistajuus
- $St$  on Strouhalin luku

Pyörreratailmiön vaikutukset tulee tutkia, kun tuulta vastaan kohtisuorassa taivutuksessa rakenteen suurimman mitan suhde pienimpään mittaan on yli kuusi. Ilmiön vaikutuksia ei taas tarvitse tutkia, mikäli kaavassa 7 esitetty ehto kriittisestä tuulennopeudesta toteutuu. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 196–203.)

$$v_{crit,i} > 1,25v_m \quad (7)$$

missä

$v_{crit,i}$  on ominaismuotoa  $i$  vastaava kriittinen tuulennopeus  
 $v_m$  on 10 minuutin tuulennopeuden modifioitu perusarvo poikkileikkauksessa, jonka kohdalla pyörteet irtoavat

Laukkaaminen on taipuisan rakenteen vaimenematonta värähtelyä, joka tapahtuu tuulta vastaan poikkittaisessa taivutustilassa. Laukkaaminen on itseherätteistä, vahvasti epälineaarista sekä usein hyvin voimakasta. Poikkileikkaukseltaan pyöreästä poikkeavat profiilit ovat alttiita tälle ilmiölle. Laukkaamisvärähtely alkaa laukkaamisen herättävällä tuulennopeudella  $v_{CG}$ . Tuulennopeuden kasvaessa tavallisesti myös amplitudi kasvaa nopeasti. Laukkaamisen herättävä tuulennopeus  $v_{CG}$  voidaan laskea kaavalla 8. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 220–225; Tamura & Kareem, 2013, 102–104.)

$$v_{CG} = \frac{2S_c}{a_G} n_{1,y} b \quad (8)$$

missä

$v_{CG}$  on laukkaamisen herättävä tuulennopeus  
 $S_c$  on Scrutonin luku  
 $n_{1,y}$  on alin ominaistajuus tuulen suuntaa vastaan poikkittaisessa rakenteen värähtelyssä  
 $b$  on tuulen suuntaan nähden kohtisuora rakennuksen leveys SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 taulukon E.7 mukaan  
 $a_G$  on laukkaamisen heräämisparametri. Jos heräämisparametrin arvoa ei tunneta, voidaan käyttää arvoa  $a_G = 10$

Laukkaamisen herättävän tuulennopeuden  $v_{CG}$  on oltava 1,25-kertainen verrattuna tuulennopeuden modifioituun perusarvoon  $v_m$ . Suunnittelussa edellytetään, että kaavan 9 ehto toteutuu. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 222–223.)

$$v_{CG} > 1,25v_m \quad (9)$$

missä

$v_{CG}$  on laukkaamisen herättävä tuulennopeus

$v_m$  on tuulennopeuden modifioitu perusarvo laskettuna korkeudella, jossa laukkaaminen on odotettavissa, todennäköisesti suurimman värähtelyamplitudin kohdalla.

Mikäli pyörreratailmiön kriittinen tuulennopeus  $v_{crit}$  ja laukkaamisen herättävä tuulennopeus  $v_{CG}$ , ovat lähellä toisiaan, ilmenee pyörreratailmiön ja laukkaamisen välillä todennäköisesti yhteisvaikutuksia. Tällaisessa tapauksessa asiantuntijalausunnon hankkiminen on perusteltua. Kaavassa 10 on esitetty raja-arvot näille yhteisvaikutuksille. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 222–223.)

$$0,7 < \frac{v_{CG}}{v_{crit}} < 1,5 \quad (10)$$

missä

$v_{CG}$  on laukkaamisen herättävä tuulennopeus

$v_{crit}$  on kriittinen tuulennopeus

### 2.3.3 Lisävaakavoimat

Rakenteissa mahdollisesti olevista poikkeamista aiheutuvat epäedulliset kuormitukset tulee ottaa huomioon rakenneosien ja rakenteiden suunnittelussa. Laskelmissa huomioidaan kuormittamattoman rakenteen epätarkkuuksista aiheutuvat vaikutukset, sisältäen alkujännitykset ja geometriset epätarkkuudet, kuten poikkeama pystysuoruudesta tai tasaisuudesta, yhteensopivuuspoikkeamat ja liitosten epäkeskeisyydet. Laskelmissa käytetään ekvivalentteja geometrisia epätarkkuuksia, joiden arvoissa on huomioitu kaiken tyyppisten epätarkkuuksien mahdolliset vaikutukset. Epätarkkuuksista huomioidaan rakenteen ja jäykistysjärjestelmän globaalit epätarkkuudet sekä sauvojen paikalliset epätarkkuudet. Epätark-

kuudet huomioidaan murtorajatilassa ja onnettomuusrajatilassa, mutta käyttörajatilassa niitä ei tarvitse huomioida. Eurokoodissa epätarkkuudet esitetään vinouden  $\theta_i$  avulla kaavan 11 ja kuvan 8 mukaisesti. (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 54; SFS-EN 1993-1-1, 2005, 33.)

$$\theta_i = \theta_0 + \alpha_h + \alpha_m \quad (11)$$

missä

$\theta_i$  on rakenteellinen vinous

$\theta_0$  on perusarvo, suositusarvo 1/200

$\alpha_h$  on pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin,

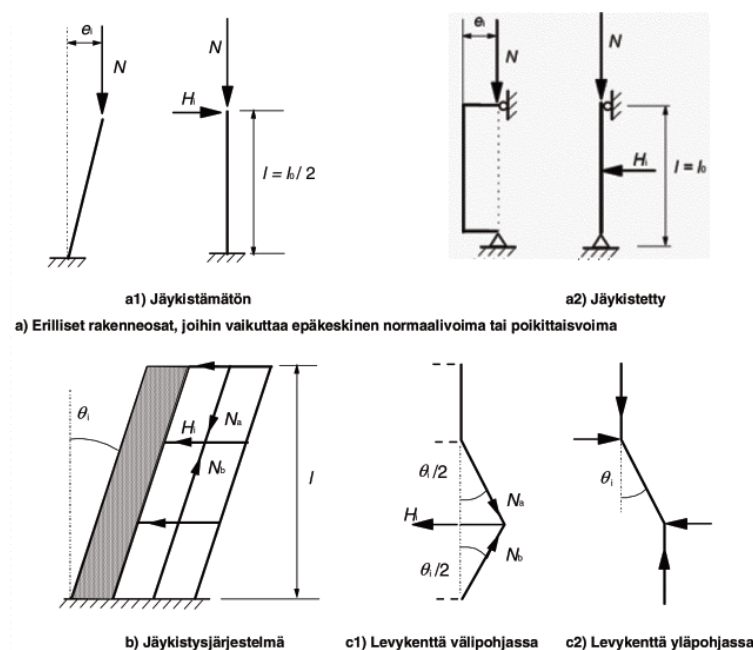
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$l$  on pituus tai korkeus, tarkasteltavan vaikutuksen mukaisesti

$\alpha_m$  on rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin,

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})}$$

$m$  on kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneosien määrä, tarkasteltavan vaikutuksen mukaisesti



KUVA 8. Mittaepätarkkuuksien vaikutuksia rakenneosiin ja rakennejärjestelmään (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 56)

Kaavassa 11 esitettyjen suureiden  $l$  ja  $m$  arvot riippuvat tarkasteltavasta vaikutuksesta. Näistä voidaan erottaa kolme päätapausta taulukon 1 mukaisesti. (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 54.)

TAULUKKO 1. Suureiden  $l$  ja  $m$  määritelmä (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 55)

Tutkittava tapaus	Tarkasteltavan vaikutuksen pituus tai korkeus, $l$	Kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakennneosien määrä, $m$
Vaikutus erilliseen rakenneosaan	Rakenneposan todellinen pituus	1
Vaikutus jäykistysjärjestelmään	Rakennuksen korkeus	Jäykistysjärjestelmän vaakavoimaan vaikuttavien pystyrakennneosien määrä
Vaikutus vaakakuorimia jakaviin välipohjan, yläpohjan tai vesikaton levykenttiin	Kerroskorkeus	Kussakin kerroksessa olevien, kerroksen kokonaisvaakavoimaan vaikuttavien pystyrakennneosien määrä

Tutkittaessa erillisiä rakenneposia epätarkkuudet voidaan huomioida epäkeskisyyden  $e_i$  tai poikittaisvoiman  $H_i$  avulla. Epäkeskisyyden käyttö soveltuu staattisesti määrätyille rakenneposille ja poikittaisvoima määrätyille tai määräämättömille rakenneposille. Poikittaisvoiman laskenta jäykistämättömille rakenneposille on esitetty kaavassa 12. (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 55.)

$$H_i = \theta_i N \quad (12)$$

missä

- $H_i$  on poikittaisvoima  
 $\theta_i$  on rakenteellinen vinous  
 $N$  on normaalivoima

Jäykistetyille rakenneosille poikittaisvoima lasketaan kaavalla 13 (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 55).

$$H_i = 2\theta_i N \quad (13)$$

missä

$H_i$	on poikittaisvoima
$\theta_i$	on rakenteellinen vinous
$N$	on normaalivoima

Epäkeskisyys voidaan laskea kaavan 14 avulla, seinille ja jäykistettyjen järjestelmien erillisille pilareille voidaan tehdä yksinkertaistus  $e_i = l_o/400$  (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 55).

$$e_i = \theta_i \frac{l_o}{2} \quad (14)$$

missä

$e_i$	on epäkeskisyys
$l_o$	on tehollinen pituus

Korvattaessa rakenteellisen vinouden  $\theta_i$  vaikutusta poikittaisvoimalla  $H_i$  on myös huomioitava tutkittava tapaus. Vaikutus jäykistysjärjestelmään kuvan 8 tapauksessa b lasketaan kaavalla 15 (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 56).

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \quad (15)$$

missä

$H_i$	on poikittaisvoima
$\theta_i$	on rakenteellinen vinous
$N_a, N_b$	ovat poikittaisvoimaan vaikuttavia pituussuuntaisia (pystysuuntaisia) voimia

Vaikutus välipohjan levykenttään kuvan 8 tapauksessa c1 lasketaan kaavalla 16 (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 56).

$$H_i = \frac{\theta_i(N_b + N_a)}{2} \quad (16)$$

missä

$H_i$  on poikittaisvoima

$\theta_i$  on rakenteellinen vinous

$N_a, N_b$  ovat poikittaisvoimaan vaikuttavia pituussuuntaisia (pystysuuntaisia) voimia

Vaikutus yläpohjan levykenttään kuvan 8 tapauksessa c2 lasketaan kaavalla 17 (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 56).

$$H_i = \theta_i N_a \quad (17)$$

missä

$H_i$  on poikittaisvoima

$\theta_i$  on rakenteellinen vinous

$N_a$  on poikittaisvoimaan vaikuttava pituussuuntainen (pystysuuntainen) voima

Edellä esitettyjen kaavojen ja kuvan perusteella olennaista on huomioida, että kokonaisstabiiliteettia tutkittaessa vaikuttava poikittaisvoima on vain kerroksen pilarikuorma, kun taas levykenttää tutkittaessa poikittaisvoima on koko pilarikuorma. Korkeassa rakennuksessa pilarikuormat ovat suuria, jolloin alimmissa kerroksissa välipohjan levykentälle tuleva poikittaiskuorma on myös suuri. Tämä voi aiheuttaa haasteita varsinkin elementtirakenteisissa rakennuksissa.

## 2.4 Tuulitunnelikokeet

Eri maiden suunnittelunormien värähtelyn laskennassa on eroja, joita on tutkinut tarkemmin esimerkiksi Virtanen (Virtanen 2015) ja Kortelainen (Kortelainen 2012). Kortelaisen tutkimuksen perusteella analyttinen normimitoitus ei sovellu kaikkien korkeiden rakennusten mitoitukseen rakennusten epälineaaristen rakenteiden käyttäytymisen vuoksi. Eurokoodissa esitetty mitoitus antaa konservatiivisia tuloksia muihin normeihin verrattuna ja soveltuu alle 100 metriä korkeiden rakennusten suunnitteluun sekä mahdollisesti alle 200 metriä korkeiden rakennusten esisuunnitteluun. Ilman kokeellista mitoitusta erityisesti tuulen suuntaan nähden poikittainen värähtely on vaikeasti määriteltävissä, joten tuulitunnelitestauksen käyttäminen tällaisessa tapauksessa on perusteltua. (Kortelainen 2012.)

### 2.4.1 Tuulitunnelikokeiden tarpeellisuus

Tuulitunnelikokeiden avulla saadaan paljon hyödyllistä tietoa korkeiden rakennusten suunnitteluun liittyen:

- Tuloksina saadaan tuulikuormien tarkka jakautuminen rakennetussa ympäristössä huomioituna ympäröivien rakennusten vaikutukset.
- Ennusteet tuulen aiheuttamista liikkeistä rakennukselle, sisältäen kiihtyvyydet sekä vääntövärähtelyn. Tuloksia on myös verrattu mukavuuskriteerien mukaisiin raja-arvoihin. Raja-arvojen ylittyessä suunnittelijoiden on vielä mahdollista tehdä toimenpiteitä kiihtyvyyksien hillitsemiseksi.
- Julkisivujen tuulenpaineet ja kokonaiskuormat.
- Arvio tuulisuudesta rakennuksen ympärillä sekä kehitysesityksiä oleellisille alueille, kuten pääsisäänkäyntien ympärille.
- Koska tuulitunnelikokeissa huomioidaan ympäröivien rakennuksien vaikutukset sekä paikalliset tuuliolosuhteet eri suunnista, kokonaistuulikuormat ovat tyypillisesti pienemmät kuin suunnittelunormeihin perustuvat kuormat.

(Taranath, 2010, 317–319.)



Eurokoodissa suositellaan tuulitunnelikokeiden suorittamista rakennuksille, joilla on tietyt ominaisuudet. Kun hoikkia rakennuksia, joissa pätee ehto  $h/d > 4$ , on peräkkäin tai ryhmässä, lähekkäisten rakenteiden jäljessä olevaan virtausvanaan (englanniksi wake buffeting) syntyvän turbulenssin lisäyksen vaikutus on huomioitava. Virtausvanan aiheuttama värähtely voidaan katsoa merkityksettömäksi, jos kahden rakennuksen välinen etäisyys on suurempi kuin 25 kertaa tuulenpuolella olevan rakennuksen tuuleen nähden poikittainen mitta tai suojanpuolella olevan rakennuksen ominaistajuus on yli 1 Hz. Jos kumpikaan näistä ehdoista ei täyty, on suositeltavaa suorittaa tuulitunnelikokeet tai hankkia asiantuntijalausunto. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 52–53.)

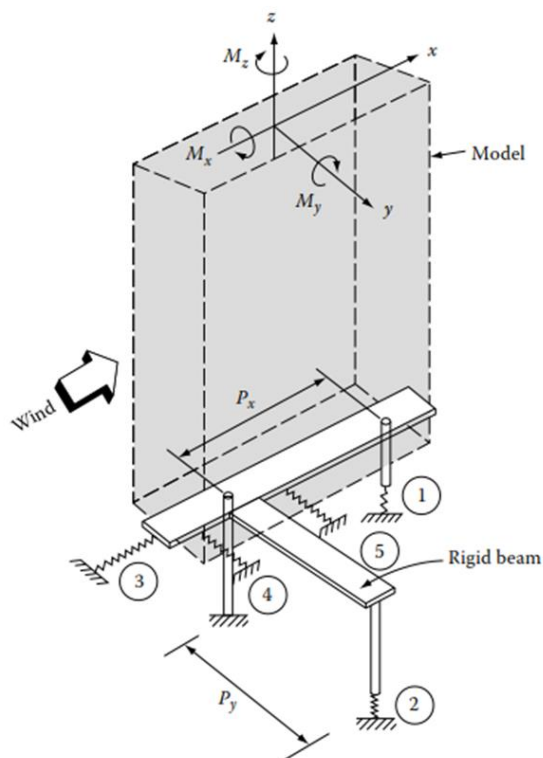
ASCE 7-05 standardi suosittelee myös tuulitunnelikokeiden teettämistä, mikäli rakennus on virtausvanan vaikutuksen alaisena. Standardi suosittelee tuulitunnelikokeita lisäksi, jos rakennuksen muoto poikkeaa merkittävästi suorakulmaisesta särmiöstä, rakennus on joustava ja ominaistajuudeltaan alle 1 Hz tai rakennukseen vaikuttaa kiihtyvä tuulen virtaus tuulen kanavoitumisesta tai paikallisista topografisista ominaisuuksista johtuen. Standardin päivitettyssä versiossa ASCE 7-10, tuulitunnelimenettelyn ohjeistus on hieman muuttunut. Tuulitunnelikokeita voidaan käyttää kaikkiin rakennuksiin riippumatta sen muodosta, korkeudesta, dynaamisista ominaisuuksista tai tuuliympäristöstä. Tuulitunnelikokeet on taas tehtävä, mikäli standardin mukaiset tuulikuormien määrittelyn raja-arvot eivät täyty. Tuulitunnelikokeita pidetään järeimpänä menettelytapana tuulikuormien määrittämiseksi. (ASCE 7-05, 2006, 302–303; ASCE 7-10, 2013, 299; Taranath, 2017, 246–270.)

Helsingin kaupungin korkean rakentamisen ohjekorteissa todetaan, että rakennesuunnittelija esittää ja perustelee tuulitunnelikokeiden tarpeellisuuden tapauskohtaisesti. Valintaperusteissa on esitettävä rakennuksen dynaamisten ominaisuuksien sekä muodon vaikutus ja ympäristön vaikutus, kuten viereiset rakennukset ja tunnelointivaikutus. Myös tuulisuusselvityksen tarpeellisuus määritellään tapauskohtaisesti. Mikäli kohteesta päätetään teettää tuulitunnelikokeet, on ne tehtävä riittävän aikaisin, viimeistään ehdotussuunnitteluvaiheessa ja niistä on toimitettava selvitys rakennusvalvontaan. (Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018, 2018.)

## 2.4.2 Testausmenetelmät

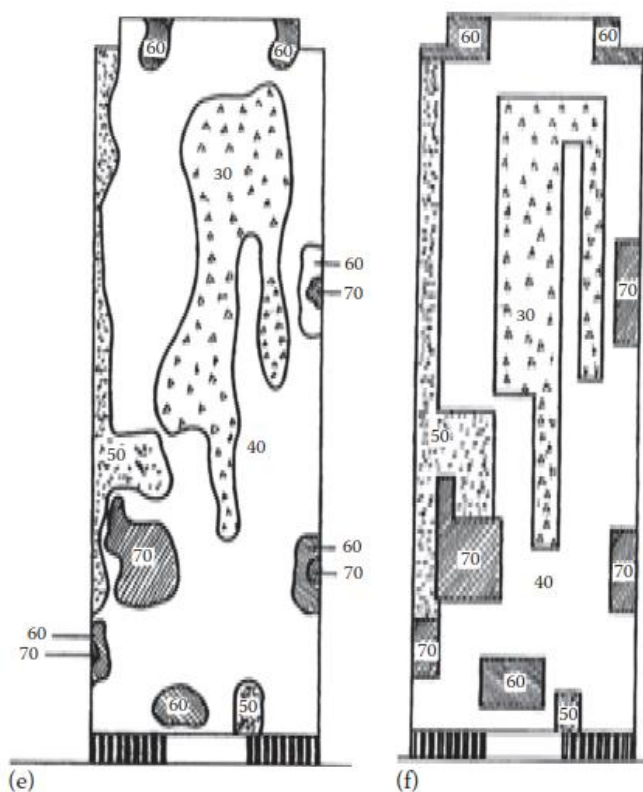
Tuulitunnelikokeissa käytettäviä tekniikoita ovat HFFB (englanniksi high-frequency force balance), SPI (englanniksi simultaneous pressure integration) ja aeroelastinen malli (englanniksi aeroelastic). Kahdessa ensimmäisessä tekniikassa mitataan tuulen aerodynaamisia voimia rakennuksessa, jonka jälkeen rakennuksen vasteen arviointi tehdään yhdistämällä tulokset rakennuksen ominaisuuksien kanssa. Aeroelastisella mallilla mitataan suoraan rakennuksen vastetta tuulikuormituksessa. (FIB & MPA, 2014, 79–81.)

HFFB menetelmässä rakennuksesta tehdään jäykkä malli, joka asetetaan herkälle vaa'alle. Vaaka mittaa saman aikaisesti tuulesta aiheutuvia leikkausvoimia, momenttia sekä vääntöä huomioiden myös ajan. Menetelmän etuna on helppo tulosten uudelleen analysointi. Rakennuksen rakennejärjestelmä voidaan muuttaa ilman, että itse koejärjestely pitäisi uusia. Ehtona on, että rakennuksen ulkomuoto pysyy samana. Kuvassa 9 on esitetty periaatteellinen HFFB menetelmän mittausjärjestelmä. (Taranath, 2010, 322–325; FIB & MPA, 2014, 79–81.)



KUVA 9. HFFB mittausjärjestelmän periaatekaavio (Taranath, 2010, 325)

SPI- tai HFPI-menetelmässä (englaniksi high-frequency pressure integration) esimerkiksi muovista tehtyyn tai 3D-tulostettuun malliin kiinnitetään tyypillisesti 500-800 paineen mittauspistettä. Mittauspisteiden sijoittelussa malliin huomioidaan rakennuksen muodot siten, että pisteitä sijoitellaan yleensä enemmän epäjatkuvuuskohtien ja mallin yläosaan. Tuloksina saadaan tuulenpainet koko rakennuksen vaipalle. Koska koejärjestely on sellainen, että tulokset saadaan tarkasti myös ajan suhteen, voidaan niiden perusteella kuvata rakennuksen dynaamista käyttäytymistä eri laskentamenetelmiä käyttäen. Menetelmällä saatujen tulosten perusteella voidaan suunnitella runkojärjestelmän lisäksi julkisivurakenteet ja tuloksia voidaan käyttää myös talotekniikkajärjestelmien suunnittelussa. Myös SPI- tai HFPI-menetelmällä saadut tulokset voidaan analysoida uudelleen helposti. Kuvassa 10 on esitetty tuulitunnelikokeista saatavia julkisivun tuulenpaineita. (Taranath, 2010, 321–322; Aly & Zasso & Resta, 2011, 1–4; FIB & MPA, 2014, 79–81.)



KUVA 10. Julkisivun tuulenpaineita tuulitunnelikokeista (psf). Oikeanpuoleisessa kuvassa yksinkertaistettu malli (Taranath, 2017, 67)

Mikäli halutaan arvioida tuulen ja rakennuksen vuorovaikutuksia on käytettävä tuulitunnelikokeissa aeroelastista menetelmää. Menetelmässä malli suunnitellaan ja rakennetaan toimimaan tuulitunnelissa aivan kuten oikea rakennus. Jotta mallin värähtely ja vaste tuulenpuuskiin vastaa todellisuutta, on mallin ulkovaippa ja rakennejärjestelmä rakennettava vastaamaan tarkalleen todellista rakennusta. Aeroelastisen tuulitunnelikokeen toteuttaminen vie enemmän aikaa kuin muiden menetelmien. Tämä johtuu pääasiassa malliin ja sen kalibrointiin käytettävästä lisäajasta. (FIB & MPA, 2014, 79–81.)

### **2.4.3 Tuulitunnelikokeiden läpivienti**

Tuulitunnelikokeiden mallit rakennetaan tyypillisesti 1:200-1:500 mittakaavaan siten, että kohteen ympäröivä alue mallinnetaan noin 500 metrin matkalta. Alueen ulkopuolella olevat merkittävät rakennukset on mahdollisesti myös sisällytettävä malliin. Testeissä huomioidaan myös mahdollisesti alueelle tulevaisuudessa tulevat rakennukset sekä tutkittavan projektin mahdollinen vaiheistus. Mittaukset tehdään tyypillisesti rakennuksen ympäri 10 asteen välein paikallisia tuulitilastoja käyttäen. Kuvassa 11 on esitetty Helsingin Kalasataman REDI:n tornitalojen koejärjestely, jonka on toteuttanut tuulitunnelikokeisiin erikoistunut kanadalainen yritys RWDI. Kuvasta voidaan huomata, että koejärjestely on edellä kuvatun kaltainen ja järjestelyyn on myös huomioitu hieman kauempana sijaitseva Hanasaaren voimalaitos. Tässä tapauksessa käytetty mittausmenetelmä on ollut HFPI. (FIB & MPA, 2014, 82–84; Valjus, 2019, 73–74.)



KUVA 11. Kalasataman tornitalojen tuulitunnelikoejärjestely RWDI:n toteuttamana (Valjus, 2019, 73)

Tuulitunnelikokeiden koejärjestelyitä varten on toimitettava riittävästi lähtötietoja. Yleisiä projektiin liittyviä lähtötietoja ovat esimerkiksi tieto mahdollisesta rakentamisen vaiheistuksesta sekä riittävät tiedot mallin luomiseksi, kuten 3D-malli rakennuksen ulkopinnasta ja tasokuvia. Tuulitunnelidatan jälkikäsitteilyä varten tarvitaan tarkempia tietoja rakennuksen ominaisuuksista. Rakennuksesta toimitetaan kerroksittain massajakauma ja vääntöjäyhyys, ominaistajuudet heikompaan ja vahvempaan suuntaan sekä pysty akselin ympäri ja näiden siirtymät sekä kiertymät toisiinsa nähden skaalattuna. Lisäksi toimitetaan arvio rakenteellisesta vaimennuksesta. Aeroelastisessa menetelmässä rakennuksesta on toimitettava muita menetelmiä tarkempia tietoja rakennejärjestelmästä. (FIB & MPA, 2014, 82–84; Nybergh, 2019.)

Tuloksina tuulitunnelikokeista saadaan kerroksittain staattiset pistekuormat rakennuksen pääsuuntiin sekä pysty akselin ympäri tyypillisesti kerran 50 vuodessa toistuvalla tuulella. Kuormien lisäksi saadaan kuormitusyhdistelmät edellä mainituille rasituksille, tuulenpaine-kaaviot sekä kiihtyvyyssarviot kerran vuodessa ja kerran 10 vuodessa toistuvalla tuulella. (FIB & MPA, 2014, 82–84; Nybergh, 2019.)

## 2.5 Värähtely

Korkeiden rakennusten suunnittelussa on kiinnitettävä huomiota mahdollisimman aikaisessa vaiheessa myös käyttörajatilasuunnitteluun, jossa yksi merkittävä osa-alue on rakennuksen värähtely. Värähtelyä aiheuttavat rakennukseen vaikuttavat dynaamiset rasitukset, kuten tuuli tai maanjäristys. Tällöin ulokepalkin tavoin toimiva korkea rakennus liikkuu sitä rasittavan kuorman vaikutuksesta ja koska nämä rasitukset eivät ole staattisia kuormia, rakennuksella on taipumus alkaa heilahdella. Rakennuksen käyttäytymiseen tällaisessa rasitustilanteessa vaikuttaa merkittävästi rakennuksen rakennejärjestelmä ja paino, mutta myös sen korkeus, perustukset sekä kuorman suunta ja suuruus. (FIB & MPA, 2014, 64.) Nykypäivän tyypillinen korkea rakennus on kevyt ja joustava, jolloin se on herkkä reagoimaan dynaamisiin kuormiin. Tällaisessa rakennuksessa dynaamiset jännitykset voivat olla suuremmat kuin staattiset ja rakennuksen liikkeet voivat häiritä sen käyttäjiä. (Stafford Smith & Coull, 1991, 419.)

Eri maiden suunnittelunormien värähtelyn laskennassa ja raja-arvoissa on eroavaisuuksia. Tässä työssä perehdytään vain ISO -standardeissa ja Eurokoodissa esitettyihin menetelmiin. Eurokoodin osassa SFS-EN 1991-1-4 esitetty värähtelylaskenta ei anna ohjeita tapauksessa, jossa rakennuksessa tapahtuu vääntövärähtelyä tai jos on huomioitava muitakin kuin rakennuksen alin ominaismuoto (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 18–19).

### 2.5.1 Värähtelyn raja-arvot

Tyypillisesti eri rakennusnormeissa rakenteiden lujuusvaatimukset on määritelty, mutta kaikille käyttörajatilan ilmiöille raja-arvoja ei ole annettu. Näitä arvoja ei aina määritellä, koska niiden ylittymisestä ei aiheudu katastrofaalisia seuraamuksia ja ilmiöt liittyvät usein rakennuksen subjektiivisiin ominaisuuksiin, joita on hankala määritellä yksiselitteisesti. Rakennuksen värähtelyrajoja on vaikea määritellä selvästi, koska ihmisten välillä on eroja, miten herkästi he tuntevat rakennuksen liikkeet. Ihmisten reagointi rakennuksen liikkeisiin on monimutkainen ilmiö, johon vaikuttavat monet fysiologiset ja psykologiset tekijät. Rakennuksen liikkeille on olemassa useita fysikaalisia suureita. Parhaaksi arvostelukriteeriksi on yleisesti

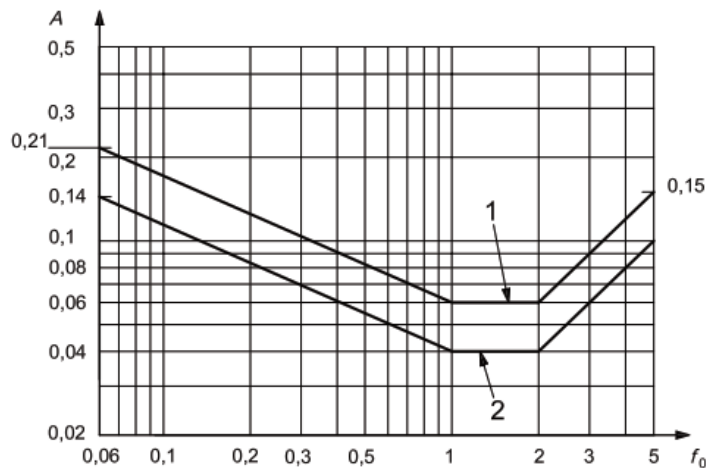
hyväksyty kiihtyvyys, varsinkin, kun se yhdistetään rakennuksessa tapahtuvaan vääntöön. (Taranath, 2005, 97.) Kiihtyvyyksien vaikutuksia ihmisiin on esitetty taulukossa 2.

TAULUKKO 2. Ihmisen kiihtyvyyksien havainnointitasot (Stafford Smith & Coull, 1991, 454)

Luokka	Kiihtyvyys (m/s <sup>2</sup> )	Vaikutus
1	< 0,05	Ihminen ei havaitse liikettä
2	0,05 – 0,10	Herkät ihmiset saattavat havaita liikkeen, riippuvat esineet saattavat liikkua hieman.
3	0,10 – 0,25	Suurin osa ihmisistä havaitsevat liikkeen, liike voi vaikuttaa toimistotyöhön, pitkäaikainen altistuminen saattaa aiheuttaa pahoinvointia.
4	0,25 – 0,40	Toimistotyö on vaikeaa ja tai lähes mahdotonta, liikkuminen vielä mahdollista.
5	0,40 – 0,50	Ihmiset havaitsevat selvästi liikkeen, normaalisti käveleminen vaikeaa, seisovat ihmiset saattavat menettää tasapainonsa.
6	0,50 – 0,60	Suurin osa ihmisistä ei pysty sietämään liikettä, normaalisti käveleminen on mahdotonta.
7	0,60 – 0,70	Ihmiset eivät pysty kävelemään tai sietämään liikettä.
8	> 0,85	Esineet alkavat kaatuilemaan ja ihmiset saattavat loukkaantua.

ISO 10137 -standardissa oleva kiihtyvyyden raja-arvojen kuvaaja on esitetty kuvassa 12. Kuvaajassa pystyakselilla on esitetty rakennuksen huippuarvokiihtyvyys  $A$  (m/s<sup>2</sup>) ja vaaka-akselilla rakennuksen ominaistaajuus  $f_0$  (Hz). Kuvaajan

ylempi käyrä 1 kuvaa liike- ja toimistorakennuksia ja alempi käyrä 2 asuinrakennuksia. Kuvaajasta voidaan havaita, että asuinrakennusten kiihtyvyyssraja-arvot ovat tiukemmat kuin vastaavilla liike- ja toimistorakennuksilla. Tiukimmat raja-arvot ovat rakennuksilla, joiden ominaistaajuus on välillä 1-2 Hz. (ISO 10137:2007, 2007, 41.)



KUVA 12. Tuulen aiheuttamien värähtelyiden arviointikäyrät rakennuksissa keran vuodessa toteutuvalle tuulelle (ISO 10137:2007, 2007, 41)

### 2.5.2 Vaimennus

Dynaamisten kuormitusten todellista vaikutusta korkean rakennuksen käyttäytymiseen on vaikea ennakoida. Dynaaminen kuormitus itsessään on luonteeltaan monimutkainen ilmiö, mutta myös rakennuksen jäykkyyden ja vaimennuksen arviointiin liittyy epävarmuutta. Olennaisia muuttujia rakennuksen vaimennukseen liittyen ovat rakennuksen korkeus, muoto sekä massa. Nämä muuttujat vaikuttavat rakennuksen dynaamiseen vasteeseen. (Taranath, 2010, 792.)

Lisäämällä rakennuksen jäykkyyttä voidaan värähtelyjakso laskea vähemmän herkälle alueelle. Jäykkyyden lisäämisellä voidaan rajoittaa rakennuksen siirtymiä tehokkaasti, mutta värähtelyn hallinnassa se ei ole yhtä tehokasta. Tehokkaampi toimenpide on lisätä rakennuksen massaa, joka pienentää tuulen aiheuttamaa herätettä. Parantamalla rakennuksen aerodynaamisia ominaisuuksia voi-



daan pienentää tuulesta aiheutuvaa värähtelyä. Mikäli näillä toimenpiteillä rakennuksen vaimennusta ei saada riittäväksi voidaan käyttää erilaisia mekaanisia vaimennusjärjestelmiä. Tällaisia vaimennusjärjestelmiä ovat passiivinen viskoelastinen vaimennin, viritetty massavaimennin, viritetty nestetankkivaimennin sekä heilurivaimennin. (Stafford Smith & Coull, 1991, 457–458; Taranath, 2010, 792.)

Yksinkertaista menetelmää vaimennussuhteen laskentaan ei tällä hetkellä ole. Vaimennusta arvioitaessa tehdään olettamuksia olemassa olevaan dataan perustuen. Yleinen käytäntö monissa osissa maailmaa on käyttää vaimennussuhdetta 0,01 teräsrunkoisille rakennuksille ja 0,02 betonirunkoisille rakennuksille 50–100 vuoden kuormituksille. (Taranath, 2010, 337.) Eurokoodissa on esitetty kaava 18, jolla voidaan määrittää likimääräinen vaimennuksen logaritminen dekrementti  $\delta$  taivutusvärähtelyn alimmassa ominaismuodossa. Sisäisen vaimennuksen  $\delta_s$  arvoille eurokoodissa esitetään teräsbetonirakennuksille arvoa 0,1 ja teräsrakennuksissa 0,05. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 248–253.)

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (18)$$

missä

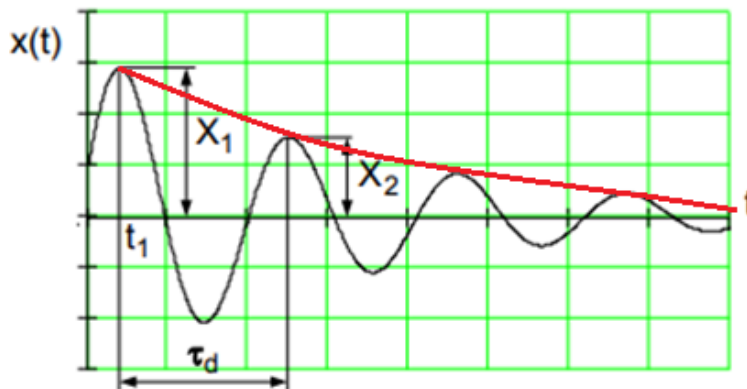
- $\delta$  on vaimennuksen logaritminen dekrementti
- $\delta_s$  on sisäisen vaimennuksen logaritminen dekrementti
- $\delta_a$  on aerodynaamisen vaimennuksen logaritminen dekrementti alimmassa ominaismuodossa
- $\delta_d$  on erityislaitteista aiheutuvan vaimennuksen logaritminen dekrementti

ISO 4354 on esitetty taulukon 3 mukaisia rakenteellisia vaimennussuhteita  $\zeta_{str}$  eri korkuisille teräs- ja betonirakennuksille (ISO 4354:2009, 2009, 57).

TAULUKKO 3. Tyypillisiä rakenteellisen vaimennuksen suhteita  $\zeta_{str}$  (ISO 4354:2009, 2009, 57)

Rakennuksen korkeus (m)	Rakenteellisen vaimennuksen suhde $\zeta_{str}$	
	Teräsrakennus	Betonirakennus
40	0,018	0,020
50	0,015	0,020
60	0,015	0,015
70	0,015	0,015
> 80	0,100	0,012

Kirjallisuudessa käytetään vaimennuksen arviointiin logaritmista dekrementtiä ja vaimennussuhdetta, jotka siis eroavat toisistaan. Logaritminen dekrementti on luonnollinen logaritmi kahden peräkkäisen jakson amplitudien suhteesta. Kuvassa 13 esitetty logaritmisien dekrementin periaate graafisesti. (Lähteenmäki 2009.)



KUVA 13. Logaritminen dekrementti, Lähteenmäki mukailen (Lähteenmäki 2009)

Logaritmisien dekrementin ja vaimennussuhteen suhde voidaan esittää kaavan 19 mukaisesti. Kaavassa on käytetty kuvassa 13 olevia merkintöjä.

$$\delta = \ln \frac{X_1}{X_2} = \zeta \omega \tau_d = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (19)$$

missä

$\delta$	on logaritminen dekrementti
$X_1, X_2$	on amplitudi
$\zeta$	on vaimennussuhde
$\omega$	on ominaiskulmataajuus
$\tau_d$	on ominaisvärähdysaika

Vaimennussuhteen  $\zeta$  ollessa pieni, kuten esimerkiksi taulukossa 3 esitetyt tyypilliset rakenteellisen vaimennuksen arvot, kaava 19 sievenee kaavan 20 muotoon. ISO 4354:2009 esittää vastaavan ohjeen, jonka mukaan taulukon 3 arvot voidaan jakaa arvolla  $2\pi$ . (ISO 4354:2009, 2009, 57).

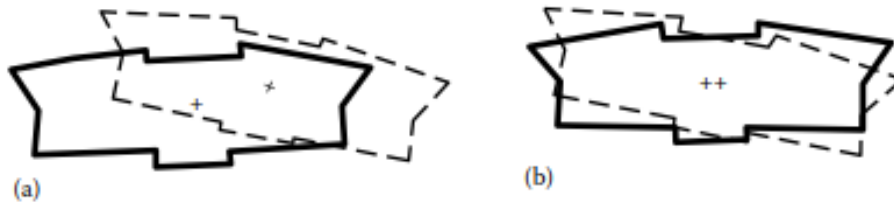
$$\delta \approx 2\pi\zeta \quad (20)$$

missä

$\delta$	on logaritminen dekrementti
$\zeta$	on vaimennussuhde

### 2.5.3 Ominaistaajuuden määrittely

Ominaistaajuus ja ominaismuoto ovat olennainen osa rakennuksen dynaamista analyysia. Laskenta voidaan suorittaa tietokoneohjelmalla, jolla on kyky suorittaa oma-arvo- tai mallianalyysi. Tyypillisesti huomioidaan vain kolme ensimmäistä tulosta, koska nämä vastaavat ominaismuotoja x- ja y-suuntiin sekä väännölle eli z-akselin ympäri. Mikäli rakennus tai rakennuksen massajakauma on epäsymmetrinen, on varmistettava, että kaikki pääsuunnat tulee huomioitua ja tällöin voidaan joutua käyttämään muitakin kuin ensimmäisiä kolmea muotoa. Kuvassa 14 vasemmalla on esitetty tapaus, jossa ominaismuotoa hallitsee siirtymä ja oikeanpuoleisessa tapauksessa vääntö. (Taranath, 2010, 337.)



KUVA 14. Värähtelyn ominaismuotoja (Taranath, 2010, 337)

Rakennuksen taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus voidaan määrittellä likimääräisesti yli 50 m korkealla rakennuksella Eurokoodissa olevalla kaavalla 21 (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 236).

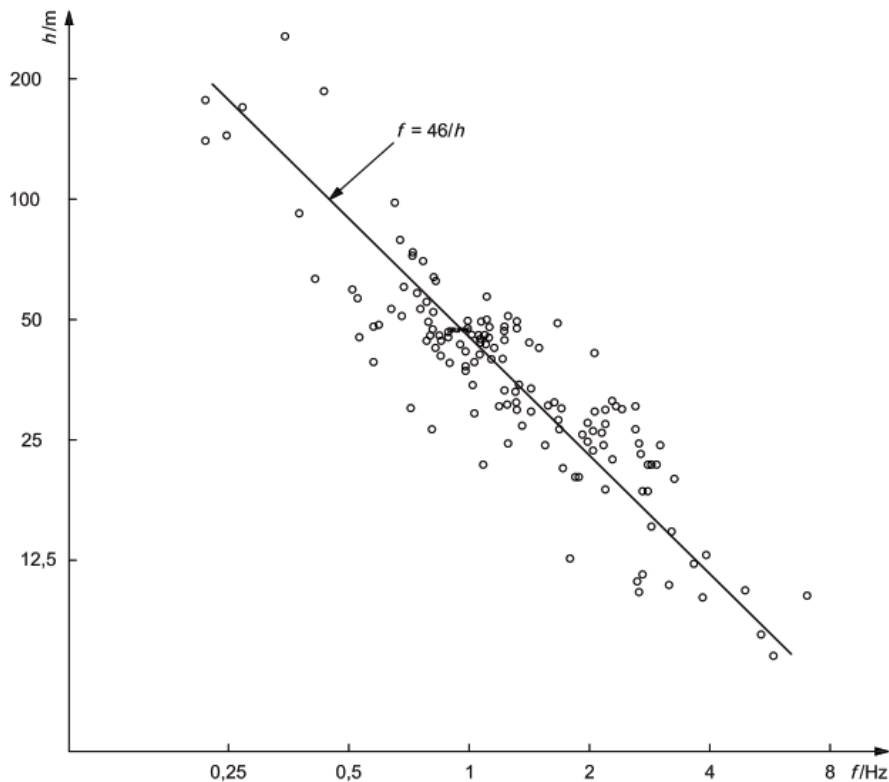
$$n_1 = \frac{46}{h} \quad (21)$$

missä

$n_1$  on taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus (Hz)

$h$  on rakennuksen korkeus (m)

Kaava 21 perustuu tutkimustuloksiin 163 eri korkuisesta suorakaiteen muotoisesta rakennuksesta, jonka muodostumista on esitetty kuvassa 15. Kuvasta voidaan todeta, että kaavalla 21 saatujen tulosten virhemarginaali on  $\pm 50\%$ . Näin suuri virhemarginaali on tyypillistä empiirisille kaavoille. Kuvassa pystyakselilla on rakennuksen korkeus  $h$  metreissä (m) ja vaaka-akselilla ominaistaajuus  $f$  hertseinä (Hz). (ISO 4866:2010, 2010, 25.)



KUVA 15. 163 suorakaiteen muotoisen rakennuksen ominaistajuuksia logaritmisella asteikolla (ISO 4866:2010, 2010, 25)

#### 2.5.4 Kiihtyvyyden määrittely

Eurokoodissa esitetyn kaavan 22 perusteella voidaan laskea tuulen suuntaisen kiihtyvyyden ominaisarvon keskihajonta  $\sigma_{a,x}$  rakenteessa korkeudella  $z$  olevassa pisteessä (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 182–185).

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \rho b l_v(z_s) v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} R K_x \Phi_{1,x}(z) \quad (22)$$

missä

$\sigma_{a,x}$	on tuulen suuntaisen kiihtyvyyden ominaisarvon keskihajonta
$c_f$	on voimakerroin
$\rho$	on ilmantiheys
$b$	on rakenteen leveys
$l_v(z_s)$	on tuulenpuuskien intensiteetti korkeudella $z = z_s$ maanpinnasta
$v_m(z_s)$	on tuulennopeuden modifioitu perusarvo korkeudella $z = z_s$

$z_s$	on nopeuspainekorkeus
$R$	on resonanssivasteen vaikutusparametrin neliöjuuri
$K_x$	on dimensioton kerroin
$m_{1,x}$	on ekvivalentti massa tuulen suuntaisessa värähtelyssä alimmalla ominaistaajuudella
$\Phi_{1,x}(z)$	on alin tuulensuuntaisen värähtelyn ominaismuoto

Kiihtyvyyden huippuarvokerroin  $k_p$ , joka on määritelty vasteen vaihtelevan osan suhteena vasteen keskihajontaan, voidaan laskea kaavalla 23 (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2005, 178–179).

$$k_p = \max \left[ \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 * \ln(vT)}}, 3 \right] \quad (23)$$

missä

$k_p$	on kiihtyvyyden huippuarvokerroin
$v$	on resonanssitaajuus
$T$	on tuulennopeuden modifioitua perusarvoa määritettäessä käytetty mittausaika, $T = 600$ s

Huippukiihtyvyyden ominaisarvo  $a$  saadaan kertomalla tuulen suuntaisen kiihtyvyyden ominaisarvon keskihajonta  $\sigma_{a,x}$  huippuarvokertoimella  $k_p$ . Resonanssitaajuutena käytetään ominaistaajuuden arvoa. Huippukiihtyvyyden ominaisarvon laskenta esitetty kaavassa 24. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 2005, 184–185.)

$$a = \sigma_{a,x} k_p \quad (24)$$

missä

$a$	on huippukiihtyvyyden ominaisarvo, kun $v = n_{1,x}$
$\sigma_{a,x}$	on tuulen suuntaisen kiihtyvyyden ominaisarvon keskihajonta
$k_p$	on kiihtyvyyden huippuarvokerroin

## 2.6 Ajasta riippuva käyttäytyminen

Rakentamisen toleranssien lisäksi rakenneosia voi poiketa sen teoreettisista mitoista ja sijainnistaan myös rakentamisen jälkeisten liikkeiden takia. Ilmiö tapahtuu kaikissa rakennuksissa, mutta korkeassa rakentamisessa siihen on kiinnitettävä erityistä huomiota rakennuksen suuren koon takia. Rakennuksessa rakenteiden kokoonpuristumasta aiheutuvaa liikettä tapahtuu pysty- (englanniksi axial shortening) ja vaakasuuntaan (englanniksi deviation from verticality). Ilmiön aiheuttaa kumulatiivisesti kasvava kuormitus, materiaaliominaisuudet sekä rakentamisen vaihteellisuus. (FIB & MPA, 2014, 106.)

Korkean rakennuksen ajasta riippuvaa käyttäytymistä ja siihen liittyviä ilmiöitä on tutkinut tarkemmin Heiskanen (Heiskanen, 2020).

### 2.6.1 Rakenteiden kokoonpuristuma

Rakennuksen pystyrakenteiden kokoonpuristuma (englanniksi axial shortening) muodostuu kerroksittain tapahtuvien muodonmuutosten summasta. Pystysuunnissa raudoitetuissa betonirakenteissa muodonmuutosta aiheuttaa niitä rasittava pystykuormitus, mistä aiheutuu kimmainen kokoonpuristuma, sekä viruma ja kutistuma. Viruman ja kutistuman aiheuttama muodonmuutos on tyypillisesti suurempi kuin kimmainen kokoonpuristuma. 200 metriä korkean rakennuksen teräsbetonipilareissa tapahtuva kimmainen kokoonpuristuma voi olla suuruusluokaltaan 100 millimetriä. Virumasta ja kutistumasta aiheutuva pilarin lyhentymisen voi tuplata tämän arvon. Pystyrakenteiden kokoonpuristumaan vaikuttavia betonin ominaisuuksia ovat puristuslujuus, kimmokerroin, viruma ja kutistuma. Pilarin ja seinien ominaisuuksista vaikuttavat poikkipinta-ala, raudoitussuhde, tehollinen paksuus sekä liittorakenteilla teräspinta-ala. Kokoonpuristumaan vaikuttaa myös kuormituksen kautta vaihteellinen rakentaminen, rakenneosan käyttöaste sekä ympäristön suhteellinen kosteus. (FIB & MPA, 2014, 106–108.)

Viruma vaikuttaa merkittävästi betonirakenteisten korkeiden rakennusten kokoonpuristumaan, mutta sen tarkka määrittely suunnittelussa on haasteellista

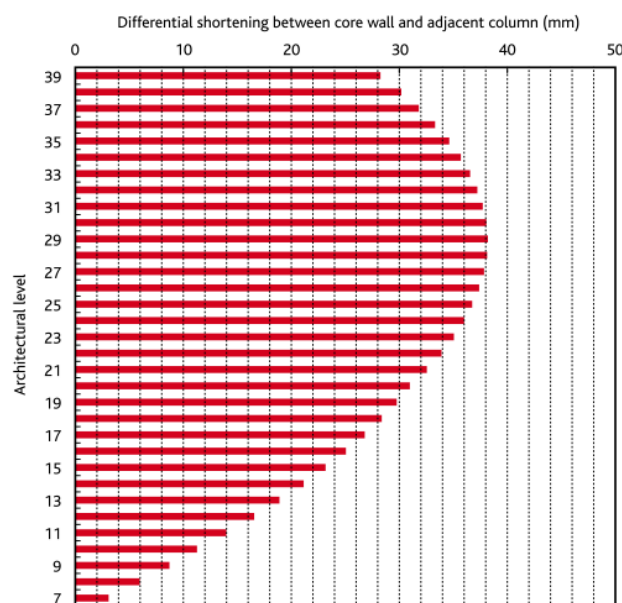
useiden työtekniisten muuttujien takia. Viruma on jatkuvassa puristustilassa olevan betonin hidasta plastista muodonmuutosta. Suunnittelussa viruma huomioidaan yleensä modifioimalla kimmokerrointa virumaluvulla  $\varphi$ . Betonirakenteessa tapahtuvaan virumaan vaikuttavia tekijöitä on listattu alla. (Betoniteollisuus ry. 2010c, 3–4; Hassoun & Al-Manaseer, 2015, 25–27). Liittopilareissa virumaa ei käytännössä tapahdu ja se onkin edullista kokoonpuristuman kannalta. Käytettäessä liittopilareita voi liitosalueilla kuitenkin syntyä haasteita yhteensopivuudesta johtuen.

- Kuormituksen suuruus
  - o viruma kasvaa jännityksen kasvaessa
- Kuormituksen kesto
  - o viruma kasvaa kuormitusajan mukana. Noin 80% virumasta muodostuu neljän ensimmäisen kuukauden aikana
- Kuormituksen ajankohta
  - o viruma on tyypillisesti pienempi, mikäli rakennetta kuormitetaan mahdollisimman myöhään
- Betonin lujuusluokka
  - o suuren lujuusluokan betoni viruu vähemmän kuin pienen
- Ympäröivät olosuhteet
  - o korkea suhteellinen kosteus pienentää virumaa
- Rauditusmäärä ja raudotteiden sijoittelu
  - o suuri teräsmäärä ja sen tasainen sijoittelu pienentävät virumaa
- Betonimassa
  - o massiivisissa rakenteissa viruma on pienempi
- Sementti
  - o sementti viruu noin 15 kertaa enemmän kuin betoni, suuri sementtimäärä kasvattaa virumaa
- Vesi-sementti-suhde
  - o suuri vesi-sementti-suhde kasvattaa virumaa
- Betonin runkoaine
  - o oikein suhteitetulla runkoaineella betonimassasta saadaan tiheää, jolloin viruma pienenee
- Jälkihoito
  - o huolellinen jälkihoito pienentää virumaa



(Betoniteollisuus ry. 2010c, 3–4; Hassoun & Al-Manaseer, 2015, 25–27.)

Eri rakenneosien välille voi muodostua kokoonpuristumaero (englanniksi differential axial shortening). Tyypillisesti tämä ilmiö tapahtuu rakennuksen ytimessä olevien seinien ja ulompana olevien pilareiden välille. Ytimessä olevissa seinissä aksiaalijännitys on tyypillisesti pienempi kuin pilareissa, koska seiniltä vaaditaan jäykkyyttä vaakakuormituksia vastaan, joten ne ovat poikkileikkaukseltaan suurempia. Rakentamisen aikana sekä sen jälkeen seinien ja pilareiden välille syntyy eroja kimmoisessa kokoonpuristumassa, kutistumassa sekä virumassa. Kokoonpuristumaero voi syntyä myös esimerkiksi sisä-, ulko- tai kulmapilarin välille. Mitä lähempänä kokoonpuristumaeron omaavat rakenneosat ovat toisiaan, sitä kriittisempi ilmiö on. Tällöin kokoonpuristumaero aiheuttaa suuremman jännityksen kappaleita yhdistävään rakenneosaan eli yleensä laattaan, mutta myös mahdolliseen seinärakenteeseen. Kuvassa 16 on esitetty kokoonpuristumaeroja ytimessä olevien seinien ja pilareiden välillä. Kuvaajasta nähdään, että kokoonpuristumaero muuttuu rakennuksen eri korkeuksilla. Esimerkiksi 39 kerroksisessa rakennuksessa se on suurimmillaan arviolta kerroksien 26 ja 29 välissä. (Fintel & Ghosh & Iyengar, 1987, 4–5; FIB & MPA, 2014, 106–108; Kim, 2015, 724–726.) Ytimen seinien ja ulkopuolisten pilareiden kokoonpuristumaero on huomioitava varsinkin, kun rakennuksessa on yli 40 kerrosta (Tianyi & Xiangdong, 2007).



KUVA 16. Esimerkki kokoonpuristumaeroista rakennuksen ytimessä olevien seinien ja pilareiden välillä (FIB & MPA, 2014, 107)

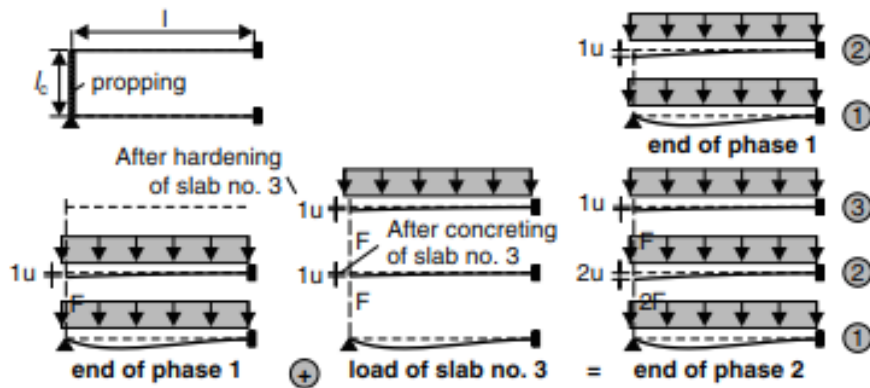
Kokoonpuristumisesta aiheutuva pystysuuntainen poikkeama (englanniksi deviation from verticality) voi syntyä, jos rakennuksen muoto tasossa on epäkeskeinen tai epäsäännöllinen tai rakennuksen muoto muuttuu rakennuksen korkeussuunnassa. Tämän takia rakennus voi kallistua pysyvästi rakennusaikana tai rakennuksen käytön aikana. Tasossaan symmetrisille rakennuksille pystysuuntainen poikkeama voi syntyä, jos vaiheittainen rakentaminen on epäsymmetristä johonkin suuntaan. Kokoonpuristumisesta aiheutuva pystysuuntainen poikkeama aiheuttaa merkittäviä kokoonpuristumaeroja, joten sen aiheuttamat vaikutukset on selvitettävä ajoissa. Vaakasuuntaisiin liikkeisiin vaikuttavat tekijät ovat samat kuin pystysuuntaisiin. (FIB & MPA, 2014, 106–108.)

### 2.6.2 Vaiheittainen rakentaminen

Vaiheittaisen rakentamisen huomiotta jättäminen aiheuttaa korkean rakenteen laskentamalliin epätodellisia muodonmuutoksia. Tyypillisesti tämä muodonmuutos tapahtuu rakennuksen ytimessä olevien jäykkien seinien ja ulompana olevien pilareiden välillä. Tällöin pienemmän jäykkyyden omaava pilari joustaa ja kerää epätodellisen vähän kuormitusta. Tavallisessa laskentamallissa rakenteita rasittavien kuormitusten vaikutus alkaa kerralla ja vasta sitten kun rakennus on valmis. Todellisuudessa rakennus rakennetaan kerros kerrallaan, jolloin myös rakenteiden rasitukset kasvavat vaiheittain ja rakenteissa tapahtuvia muodonmuutoksia kompensoidaan. Laskentamenetelmää, jossa kuormien vaikutus huomioidaan yhdellä kerralla, kutsutaan OSA-menetelmäksi (englanniksi one-step analysis). Vaiheittain rakentamisen huomioiva menetelmä on CSA-menetelmä (englanniksi construction stage analysis). CSA-menetelmä on haasteellisempi ja hitaampi tehtävä kuin OSA-menetelmä. (Tianyi & Xiangdong, 2007; Rombach, 2011, 328–331.)

Vaiheittaisen rakentamisen ilmiö on havainnollistettu kuvissa 17-19. Kuvissa yhteen suuntaan kantava laatta on tuettu toisesta päästä pilariin ja toisesta äärettömän jäykäksi oletettavaan seinään. Kuvissa esitetyt kuormat kuvaavat vain rakenteiden omia painoja. Kuvassa 17 olevassa vaiheen 1 lopputilanteessa toisen kerroksen laatan muottitukien purkamisen jälkeen kokoonpuristumasta aiheutuu muodonmuutos 1*u*. Kaavassa 25 on esitetty tämän tapauksen kokoonpuristuman

$u$  laskenta. Vaiheessa 2 kolmannen kerroksen laatan valukuormista aiheutuu ensimmäisen kerroksen pilarille muodonmuutos  $1u$ . Muottitukien purkamisen jälkeen toisen kerroksen pilarille tapahtuu muodonmuutos  $1u$ . Vaiheen 2 lopputilanteessa ensimmäisen kerroksen pilarissa on tapahtunut muodonmuutos  $2u$  ja toisen kerroksen pilarissa  $1u$ . (Rombach, 2011, 328–331.)



KUVA 17. Esimerkki rakenteen muodonmuutoksista rakentamisen aikana (Rombach, 2011, 330)

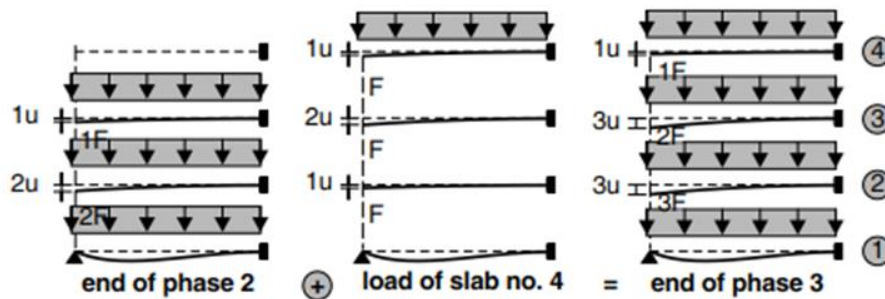
$$u = \frac{Fl_c}{EA_c} \quad (25)$$

missä

- $u$  on rakenteessa tapahtuva kokoonpuristuma
- $F$  on pilarin tukireaktio
- $l_c$  on pilarin yhden kerroksen pituus
- $E$  on betonin kimmokerroin
- $A_c$  on pilarin poikkileikkauksen pinta-ala

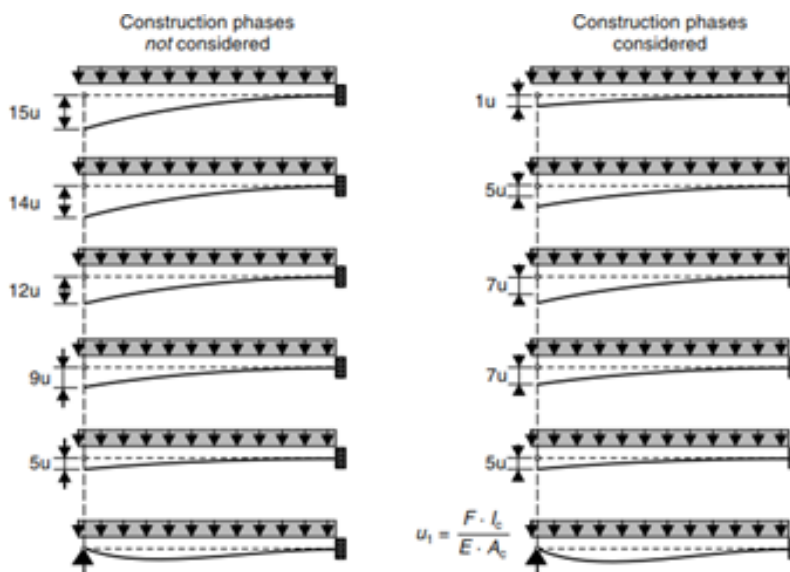
Vaiheessa 3 neljännen kerroksen laatan valukuormista aiheutuu ensimmäisen kerroksen pilarille muodonmuutos  $1u$ . Toisen kerroksen pilariin samasta kuormasta myös muodonmuutos  $1u$  ja tällöin toisen kerroksen pilarin kokonaismuodonmuutos neljännen kerroksen laatan valukuormista on  $2u$ . Kolmannen kerroksen pilariin tapahtuu muodonmuutos  $1u$  muottitukien purkamisen jälkeen. Tällöin

vaiheen 3 lopputilanteessa ensimmäisen kerroksen pilarissa on tapahtunut kokonaisuudenmuutos  $3u$ , toisen kerroksen pilarissa  $3u$  ja kolmannen kerroksen pilarissa  $1u$ . Vaihe 3 on esitetty kuvassa 18. (Rombach, 2011, 328–331.)



KUVA 18. Esimerkki rakenteen muodonmuutoksista rakentamisen aikana (Rombach, 2011, 330)

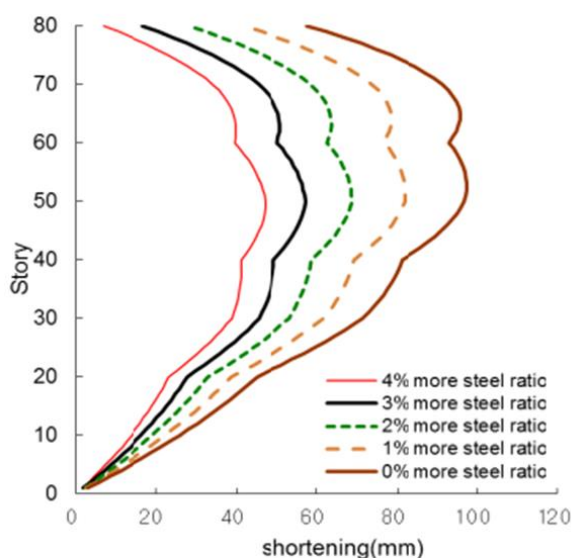
Kuvassa 19 oikealla on esitetty edellä olleen esimerkin koko rakenteen lopputilanne, jossa vaiheittainen rakentaminen on huomioitu eli on käytetty CSA-menetelmää. Vasemmanpuoleisessa kuvassa on esimerkki, jossa vaiheittaista rakentamista ei ole huomioitu eli on käytetty OSA-menetelmää. Kuvasta voidaan huomata, että tässä tapauksessa OSA-menetelmällä viidennen kerroksen pilariin saadaan 15 kertaa todellista suurempi muodonmuutos, mikäli vaiheittain rakentamista ei huomioida. (Rombach, 2011, 328–331.)



KUVA 19. Esimerkki vaiheittaisen rakentamisen huomioimisesta (Rombach, 2011, 331)

Kokoonpuristumaeroja voidaan kompensoida valamalla pilarit, joissa oletettava kokoonpuristuma tapahtuu, korkeammaksi kuin niiden suunniteltu korkeusasemansa. Pilareiden valaminen suunniteltua korkeusasemaa korkeammiksi on yleisesti käytetty menetelmä kokoonpuristumaerojen kompensoinnissa. Tämä kompensointi ei kuitenkaan poista rakenteissa tapahtuvaa kokoonpuristumaeroa, vaan sillä saadaan ainoastaan lopputilanteen rakenteet samaan tasoon. Muodonmuutoksista aiheutuvat jännitykset kokoonpuristumaerojen omaavien rakenteosien yhdistävään rakenneosaan siis toteutuvat tässäkin tapauksessa. (Kim, 2015, 724–726.) Vaakarakenteiden toteuttaminen kalteviksi on työmaatoteutuksen kannalta kuitenkin haasteellista ja käytettäessä tätä menetelmää on varmistettava, että suunnitellut kokoonpuristumat myös toteutuvat.

Kokoonpuristumaeroja voidaan hillitä käyttämällä kokoonpuristuvissa pilareissa lisäraudoitusta. Kuvasta 20 voidaan huomata, että lisäraudoituksen käyttö on tehokas tapa hillitä kokoonpuristumaeroja. Lisäämällä pilarin raudoitussuhdetta 4 prosenttia on tässä tapauksessa laskennallisesti kokoonpuristuma saatu parhaimmillaan puolitettua. Raudoitussuhteen lisääminen ei pienennä kokoonpuristumaa lineaarisesti, koska esimerkiksi pilarikokojen muuttuminen ja kuormitusolosuhteet muuttavat lisäraudoituksen vaikutusta eri kerroksissa. (Kim & Shin, 2014, 145–148.)



KUVA 20. Lisäraudoituksen vaikutus pilarin kokoonpuristumaan (Kim & Shin, 2014, 146)

Kokoonpuristumaeroja hillitsevät myös jäykät vaakarakenteet kokoonpuristumaerojen omaavien rakenneosien välissä, kuten palkit tai outrigger-rakenteet. Mitä jäykempi käytettävä vaakarakenne on, sitä tehokkaammin se hillitsee kokoonpuristumaeroja. Käytettäessä outrigger-rakenteita on niiden rakentamistapa ja -aika valittava huolella, koska niihin kehittyy huomattavia rasituksia, mikäli ne rakennetaan ennen rakenteiden kokoonpuristumien kehittymistä. (Kim, 2011, 440–453.)

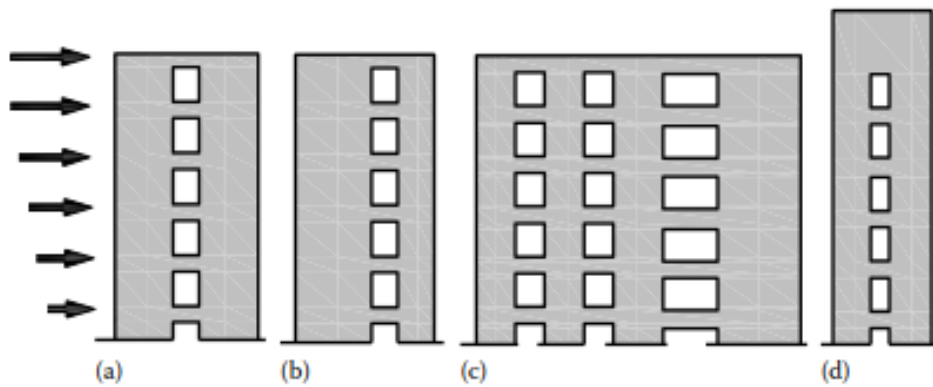
Yksi vaihtoehto estää kokoonpuristumaeroja on käyttää sellaista rakennejärjestelmää, materiaaleja ja poikkileikkauksia, että rakenneosien välille ei synny eroja normaalijännityksissä. Tämä ratkaisu voi olla kuitenkin haasteellinen muista kuin rakenneteknisistä syistä johtuen. (Matar & Faschan, 2017, 74–75.)

### 3 AUKKOPALKIT

Leikkausseinä- sekä ydinjäykistysjärjestelmissä jäykistävässä seinissä on tyypillisesti aukkoja oville ja talotekniikkaläpivieneille. Tämä työ on rajattu siten, että tarkemmin tutkitaan vain ydinjäykistysjärjestelmän ytimessä olevia aukkopalkkeja. On kuitenkin olennaista tiedostaa, että vastaavia tapauksia voi sijaita myös muualla rakennuksen rungossa. Aina kun yksittäisiä leikkausseinäitä yhdistetään jäykällä rakenneosalla, seinät pyrkivät toimimaan yhdistettynä leikkausseinänä keräten rasituksia jäykkyyksien suhteessa. Tällainen tapaus voisi olla esimerkiksi rakennuksen ulkokehällä olevien leikkausseinien välissä oleva ikkunapalkki. Mikäli ulkokehän seinät toimivat osana jäykistysjärjestelmää ja ne ovat kytketty jäykästi toisiinsa, yhdistävään rakenneosaan aiheutuu väistämättä rasituksia pystykuormien lisäksi myös vaakavoimista.

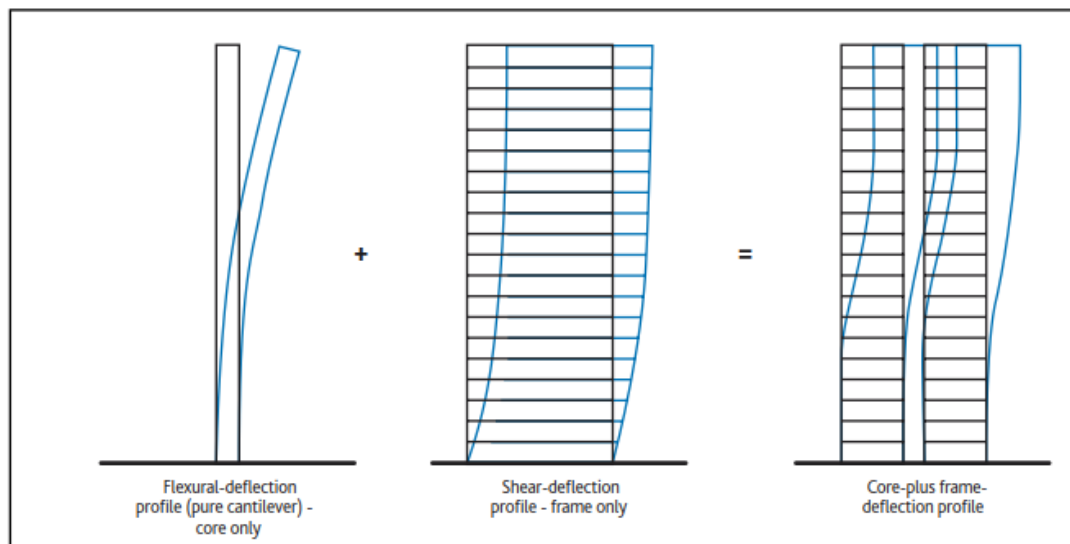
#### 3.1 Määritelmä

Aukkopalkilla (englanniksi coupling beam) tarkoitetaan kahta leikkausseinää yhdistävää rakenneosaa, joka välittää jäykkyytensä mukaan rasituksia seinästä toiseen. Samaan järjestelmään voi olla kytkeytyneenä myös useampia seinäitä kuten kuvan 21 tapauksessa c. Yhdistävä rakenneosa voi olla seinät yhdistävä palkki, välipohja tai näiden yhdistelmä. Tyypillisesti aukkopalkin välittämät rasitukset ovat leikkausseinien jäykkyyksiensä suhteessa keräämiä vaakavoimia. Mikäli leikkausseinien välille syntyy kokoonpuristumaeroja, aiheuttaa myös tämä rasituksia seinäitä yhdistävään aukkopalkkiin. Lisäksi aukkopalkkia rasittaa tasolta tuleva pystykuorma, mikäli palkki on siihen kytketty.



KUVA 21. Aukkopalkkeja (Taranath, 2010, 36)

Yhdistettäessä pelkästään rakennuksen ytimessä olevia yksittäisiä leikkausseinäjä keskenään, voidaan saada aikaiseksi kuvassa 22 esitetty, niin sanottu kak-sinkertaisesti kaareva siirtymämuoto. Aukkopalkkeihin muodostuu leikkaus- ja momenttirasituksia, jotka voivat aiheuttaa haastetta palkkien suunnittelussa ja to-teutuksessa, mutta seinien yhdistämisestä saatavat hyödyt ovat merkittäviä. (FIB & MPA, 2010, 18.)

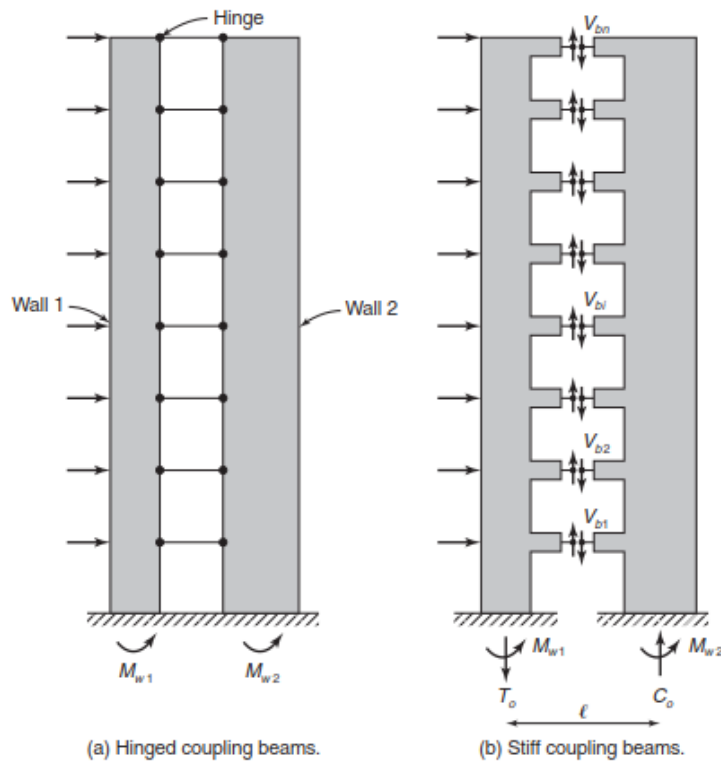


KUVA 22. Taivutus-, leikkaus- sekä yhdistelmämuodonmuutos (FIB & MPA, 2010, 19)

Aukkopalkkien liitoksia leikkausseinäihin voidaan käsitellä jäykkinä tai nivelellisinä kuvan 23 mukaisesti. Tapauksessa a nivelellinen palkki siirtää seinien välillä ai-noastaan normaalivoimaa, jolloin seinät toimivat yksittäisinä mastoina. Tyypilli-sesti aukkopalkin liitos toteutetaan kuitenkin jäykkänä kohdan b periaatteilla.



Tässä tapauksessa seinissä tapahtuva muodonmuutos on yhtenäinen aukkopalkin välityksellä. Tapauksen b tasapainoyhtälö on esitetty kaavassa 26. (Wight & MacGregor, 2012, 984–987.)



KUVA 23. Yhdistetyt leikkausseinät nivelellisenä ja jäykällä liitoksella (Wight & MacGregor, 2012, 985)

$$M_o = M_{w1} + M_{w2} + T_o l \quad (26)$$

missä

$M_o$  on järjestelmän kokonaistaivutusmomentti

$M_{w1}$  on ensimmäisen seinän taivutusmomentti

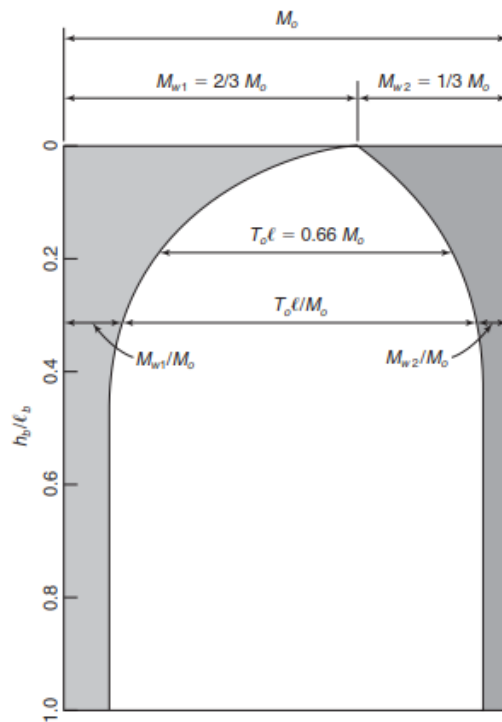
$M_{w2}$  on toisen seinän taivutusmomentti

$T_o$  on pystysuora vetovoima

$l$  on voiman  $T_o$  vipuvarsi

Aukkopalkit ja niiden kuormien välityskyky vaikuttaa merkittävästi koko rakennejärjestelmän jäykkyyteen. Kuvassa 24 on esitetty kaavan 26 termeillä aukkopalkin

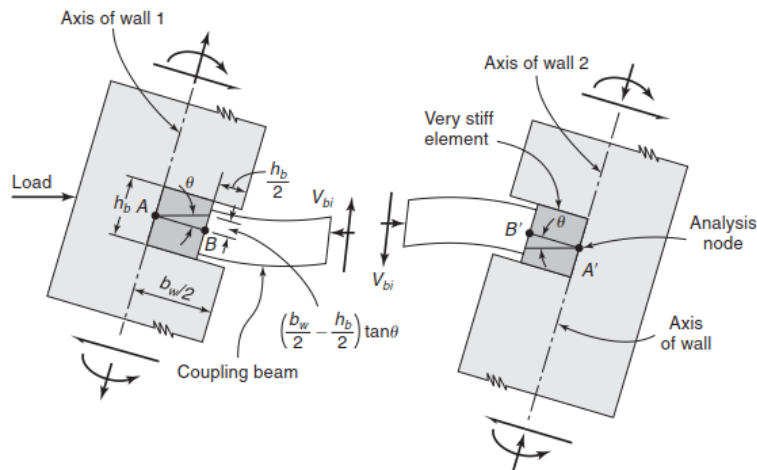
dimensioiden vaikutusta kahden leikkausseinän taivutusmomentteihin. Kuvassa seinä 1 on kaksi kertaa jäykempi kuin seinä 2. Merkintä  $h_b$  kuvaa aukkopalkin korkeutta ja  $l_b$  palkin jänneväliä. Ilman aukkopalkkia seinille tulevat taivutusmomentit muodostuvat suoraan yksittäisten seinien jäykkyyksien perusteella, joka on tapaus kuvan yläosassa. Aukkopalkin taivutusjäykkyyden kasvaessa seinien taivutusmomentit pienenevät. Mikäli aukkopalkki olisi täysin jäykkä, erilliset seinät toimisivat yhtenä seinänä. Kuva 24 havainnollistaa aukkopalkin dimensioiden vaikutusta seinien taivutusmomentteihin, mutta todellisuudessa momenttien muodostumiseen vaikuttaa useampia muuttujia. (Wight & MacGregor, 2012, 984–987.)



KUVA 24. Aukkopalkin taivutusjäykkyyden vaikutus seinien taivutusmomentteihin (Wight & MacGregor, 2012, 987)

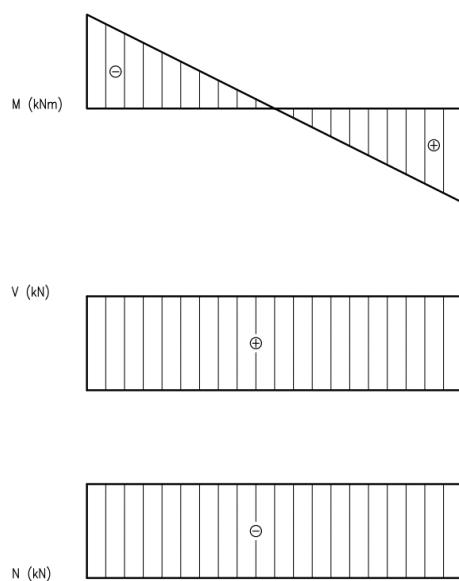
### 3.2 Aukkopalkkien rasitukset

Tapauksessa, jossa aukkopalkki toimii jäykkänä rakenneosana leikkausseinien välissä, vaakavoimien aiheuttamat muodonmuutokset leikkausseinissä pakottavat aukkopalkin käyristymään kahteen suuntaan kuvan 25 periaatteilla (Stafford Smith & Coull, 1991, 213–215; Wight & MacGregor, 2012, 986).



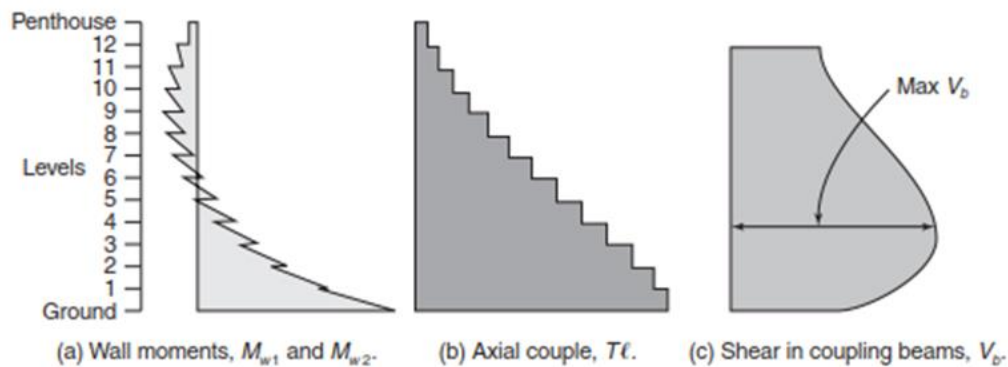
KUVA 25. Aukkopalkin muodonmuutokset (Wight & MacGregor, 2012, 986)

Taivutusmuodonmuutos aiheuttaa aukkopalkkiin leikkausrasitusta, josta aiheutuu vastakkaissuuntaista taivutusmomenttia palkin päihin. Osa vaakakuormasta siirtyy myös normaalivoimana palkin läpi. Aukkopalkin leikkausvoiman takia toiseen seinään aiheutuu puristusrasitusta ja toiseen vetoa. Vaakakuormista aukkopalkille aiheutuvat tyypilliset momentti-, leikkaus- ja normaalivoimakuviot on esitetty kuvassa 26. Momentti- ja leikkausvoiman etumerkit riippuvat vaakavoiman suunnasta, jota on tyypillisesti molempiin suuntiin palkkia. (Stafford Smith & Coull, 1991, 213–215.)



KUVA 26. Vaakavoiman aiheuttamat momentti-, leikkaus- ja normaalivoimakuviot aukkopalkissa

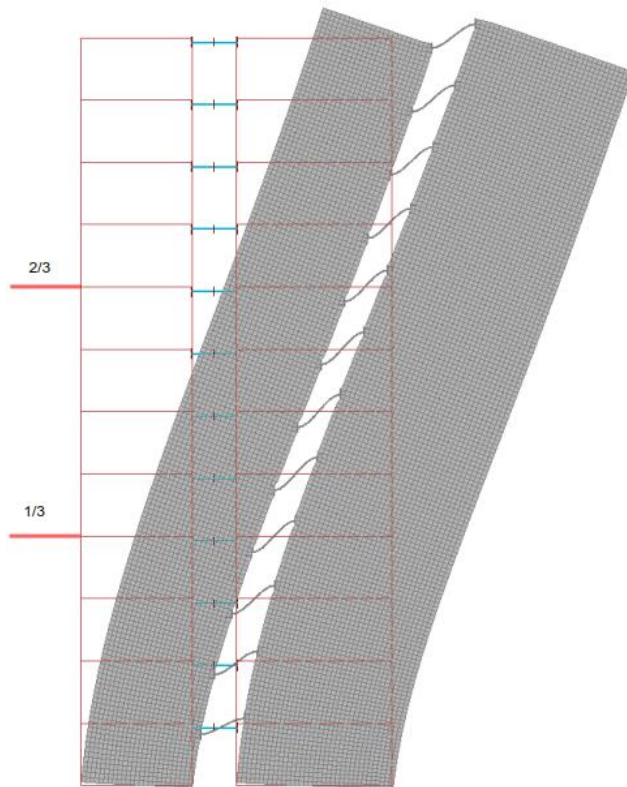
Tyypillisesti rakennuksen aukkopalkkien suurin leikkausvoima sijaitsee 1/3 korkeudella perustuksista. Kuvassa 27 on esitetty kahden yhtä jäykän leikkausseinän välissä olevan aukkopalkin leikkausvoiman sekä seinän momenttien jakaantuminen korkeuden suhteessa. (Stafford Smith & Coull, 1991, 213–215; Wight & MacGregor, 2012, 987–988). Rakennuksessa olevat geometriamuutokset, kuormansiirto- tai outrigger-rakenteet voivat mahdollisesti muuttaa aukkopalkkien rasisitusten jakaantumista. Myös aukkopalkkien jäykkyys vaikuttaa rasisituskuvaaan, aukkopalkin jäykkyyden kasvaessa rasisitetuimman aukkopalkin sijainti laskee kohti perustustasoa.



KUVA 27. Aukkopalkin rasisitusten jakaantuminen rakennuksen korkeuden suhteessa (Wight & MacGregor, 2012, 988)

Yksinkertaisen jäykästi tuetun ulokepalkin, jota rasittaa tasainen vaakakuormitus, maksimileikkausvoima sijaitsee tuella. Kuten aiemmin esitettiin, rasisitetuin aukkopalkki sijaitsee kuitenkin 1/3 korkeudella uloketta, eikä tuella kuten yksikertaisessa tapauksessa olisi. Syy rasisitetuimman aukkopalkin sijaintiin nähdään selkeästi seinän siirtymistä. Kuvassa 28 esitetyssä tapauksessa seinän alaosassa aukkopalkkien muodonmuutokset ovat pieniä ja noin korkeudella 1/3 siirtymät taas ovat selvästi suurempia ja aukkopalkit hakeutuvat S-muotoon. Yläosassa muodonmuutokset ovat taas pienempiä. Lähellä tukea, seinän alaosassa, rasisituksen puoleisessa seinässä tapahtuvat muodonmuutokset ovat pieniä eikä silloin myöskään rasisitukset siirry aukkopalkin välityksellä toiselle seinälle. Koska rasisitukset syntyvät muodonmuutoksista, voidaan todeta väitteen suurimpien rasisitusten sijainnista 1/3 korkeudella olevan tosi.

Eurocode (NA: Finnish) code: Load cases - Vaakavoima - (U) - Translational displacements - Graph - [mm]



KUVA 28. Aukkopalkillisen seinän siirtymä

Aukkopalkkien rasitukset muodostuvat pääasiassa vaakakuormista, mutta myös seinien erisuuruista aksiaalijännityksistä aiheutuva kokoonpuristumaero voi aiheuttaa leikkausrasitusta aukkopalkkiin. Kokoonpuristumisesta aiheutuva pystysuuntainen poikkeama aiheuttaa taivutusmomenttia rakennuksen alaosaan, jolloin myös mahdollisten aukkopalkkien rasitukset kasvavat. Tällöin kuvan 27 kohdan c kuvaaja ei pienenekään lähestyttäessä perustamistasoa. Kokoonpuristumaeroja on käsitelty tarkemmin kappaleessa 3.6.

### 3.2.1 Aukkopalkin rasitusten ratkaisu analyyttisesti

Leikkausseinän aukkopalkin rasitusten sekä seinien jäykkyyksien laskentaan on olemassa erilaisia menetelmiä, joihin löytyy ohjeita sekä niihin liittyen on tehty aiempiakin lopputöitä. Savolainen on työssään vertaillut Rosman'in, Lewickin sekä kahta ekvivalentin jäykkyyden menetelmää (Savolainen, 2012). Betoniteollisuus ry:n Jäykistysjärjestelmät -ohjeessa on käsitelty myös aukkopalkkien laskentaa Rosman'in menetelmällä (Betoniteollisuus ry. 2010a, 35–38). Lähteessä

Stafford Smith & Coull käsittelee ekvivalentin jäykkyyden menetelmää, mutta tärkeimmäksi approksimaatioksi nimetään jatkuvan liitoksen menetelmä (englanniksi continuous medium technique, continuous connection method, continuum method tai shear connection method) (Stafford Smith & Coull, 1991, 216–246). Miettinen on työssään vertaillut tämän laskentatavan sekä FEM-mallista saatavia rasituksia ja tulosten perusteella voidaan todeta approksimaation olevan lähellä FEM-laskennasta saatavia tuloksia (Miettinen 2013).

Yksinkertaisen tapauksen, kuten esimerkiksi kuvan 21 kohta a, aukkopalkin sekä seinien rasitukset voidaan laskea jatkuvan liitoksen menetelmällä kahdeksassa vaiheessa. Liitteessä 1 on esitetty lähteessä Stafford Smith & Coull oleva esimerkkitapaus tällä periaatteella. Approksimaation laskentavaiheiden pääpiirteet ovat seuraavat:

1. Määritetään seinien ja aukkopalkin aksiaaliset jäyhyysmomentit ja pinta-alat. Aukkopalkille määritellään myös tehokas jäyhyysmomentti. Tutkittavalle tapaukselle lasketaan liukumoduuli  $G$ , jossa on kimmokerroimen  $E$  sijaan käytetty dynaamista kimmokerrointa  $E_{dyn}$ . Liukumoduulin avulla saadaan korjauskerroin, jolla saadaan määritettyä aukkopalkin tehokas jäyhyysmomentti. Lisäksi lasketaan aukkopalkin tehokas pituus. Lähteessä esitetty tehokas pituus poikkeaa EN1992-1-1 + A1+ AC kohdassa 5.3.2.2 olevasta määrittelystä. Dynaamisen kimmokerroimen arvo on suurempi kuin staattisen kimmokerroimen ja tällä kuvataan betonin puristuslujuuden kasvamista suuremmilla kuormitusnopeuksilla.
2. Määritetään laskettujen jäyhyysmomenttien sekä pinta-alojen avulla rakenteelliset parametrit  $k$  ja  $\alpha$ . Lisäksi tutkittavan tapauksen korkeuden  $H$  avulla saadaan parametri  $k\alpha H$ , joka indikoi aukkopalkkien suhteellista jäykkyyttä.
3. Määritetään parametrit  $K_1$  ja  $K_2$ , jotka kuvaavat mikä osuus momentista muodostuu seinän toimimisesta yksittäisenä ulokkeena ja mikä osuus toiminnasta yhdistettynä poikkileikkauksena. Parametrien avulla lasketaan vaakavoiman aiheuttamat taivutusmomentit molemmille seinille. Momentti

voidaan laskea mihin korkeuteen vain, mutta suurin momentti on perustustasolla.

4. Määritetään yhdistetyn poikkileikkauksen tehokas jäyhyysmomentti sekä painopiste. Tehokkaan poikkileikkauksen sekä kohdassa 3 laskettujen momenttien avulla saadaan laskettua jännitykset seinän eri kohdissa.
5. Määritetään leikkausvoimalle parametri  $F_2$ . Parametrin avulla saadaan rasitetuimman aukkopalkin sijainti korkeuden suhteen sekä palkin suurin leikkausvoima sekä momentti.
6. Määritetään parametri  $F_3$ , jonka avulla voidaan laskea tutkittavan tapauksen maksimi siirtymä.
7. Määritetään aukkopalkeissa olevien vaakakuormien  $N$  vaikutus seinien taivutusmomentteihin. Seinien todellinen taivutusmomentti voidaan määrittää parametrin  $F_1$  avulla mihin tahansa korkeuteen.
8. Määritetään seinien maksimi leikkausvoimat perustustasolla.

Liitteen 1 tapausta tutkitaan myöhemmin tässä työssä FEM-ohjelmistolla ja vertaillaan laskentamallista saatavia tuloksia analyyttiseen ratkaisuun. Analyyttisellä laskentamenetelmällä saatavat tulokset olivat hyvin lähellä laskentamallista saatavia rasituksia. Laskentamallista saadut rasitetuimman aukkopalkin sijainti sekä rasitukset vastasivat kN tarkkuudella approksimaatiolla saatuja arvoja. Seinien perustustason taivutusmomenteissa ja leikkausvoimissa syntyi hieman eroja laskentamallin ja analyyttisen menetelmän välillä. Luvussa 5.2 on esitetty tarkemmat tulokset ja aukkopalkin mallinnustapojen vaikutukset tuloksiin.

### 3.3 Suunnitteluohjeet ulkomailla

Aukkopalkkien vaikutus leikkausseiniin sekä niiden epälineaarinen toiminta on ollut viime vuosikymmeninä tutkittu aihe. Aukkopalkkeja on tutkittu kokeellisilla,

teoreettisilla sekä analyyttisillä menetelmillä. Useimmiten tutkimukset ovat osoittaneet aukkopalkkien toimivan hoikan palkin tavoin pienen tukiväli/korkeus –suhteen takia. Tyypillisestä, kehärakenteessa olevasta palkista poiketen, aukkopalkkien ja seinän liitoksissa tapahtuu merkittäviä paikallisia muodonmuutoksia ja aukkopalkin tyypillinen murtotapa on leikkausmurto. Maanjäristystilanteessa aukkopalkin halutaan myötäävän ja dissipoiivan liiallisen energian plastisten muodonmuutosten kautta, suojaten siten seiniä vakavimmilta vaurioilta. (Hu & Lu & Xu & Zhang, 2019, 1–2.)

Tässä luvussa tehdään kirjallisuusselvitys eri maiden suunnittelunormeihin ja niissä esitettyihin aukkopalkkien suunnitteluohjeisiin. Kuten aiemmin mainittiin, aukkopalkit ovat laajasti tutkittu aihe ulkomaalaisissa rakennustekniikkayhteisöissä. Kirjallisuusselvityksen perusteella aukkopalkkien toiminnalla maanjäristystilanteessa näyttäisi olevan suuri merkitys ja tutkituissa suunnittelunormeissa aukkopalkkeja onkin käsitelty juuri maanjäristysmitoitusta käsittelevässä osiossa. Eurokoodin maanjäristystä käsittelevässä osiossa 8 ei löytynyt vastaavan tyyliisiä ohjeita aukkopalkkeille.

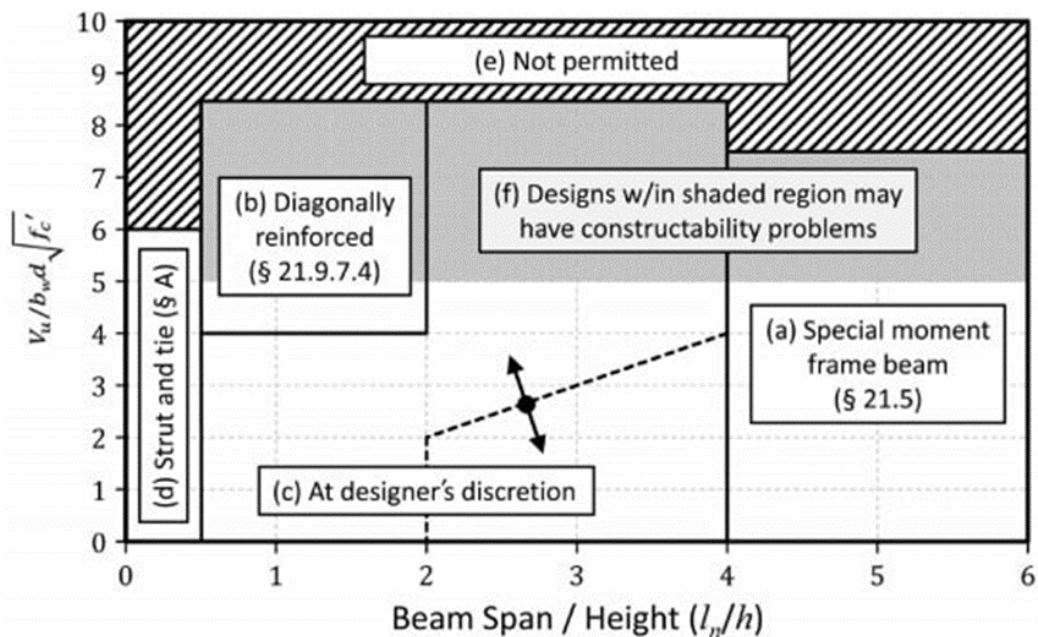
Maanjäristysmitoitus on rajattu tämän työn ulkopuolelle. Suomeen rakennettavien rakennusten suunnittelussa maanjäristysmitoitukseen on kiinnitettävä huomioita ainoastaan ydinvoimalaitosten suunnittelun yhteydessä. Pätiälä (Pätiälä, 2014) on vertaillut työssään korkean rakennuksen maanjäristyskuormia tuulen aiheuttamiin rasituksiin. Työssä on vertailtu yhden REDIn tornin tuulikuorman rasituksia maanjäristyskuormiin. Tuloksena on todettu, ettei maanjäristyskuorma aiheuta tornille tuulikuormaa suurempia rasituksia. Jotta maanjäristys olisi mitoitettava tapaus, maaperän huippukiihtyvyyden pitäisi olla niin suuri, ettei sitä voida pitää todennäköisenä Etelä-Suomessa. (Pätiälä, 2014.)

### **3.3.1 ACI 318**

Yhdysvalloissa käytössä olevassa suunnittelunormissa käsitellään aukkopalkkeja maanjäristysmitoitusta käsittelevässä osiossa.



Suunnittelunormin ACI 318 mukaan aukkopalkit suunnitellaan palkin geometriasta ja leikkausvoimasta riippuen joko diagonaaliraidoitettuina tai tavanomaisina vaakasuoraan raidoitettuina palkkeina. Kuvassa 29 on esitetty ACI 318 pohjautuvia aukkopalkin suunnitteluperusteita. Kuvassa vaakakselilla on aukkopalkin korkeuden suhde pituuteen ja pystyakselilla leikkausvoiman suhde aukkopalkin poikkileikkaukseen ja betonin suunnittelupuristuslujuuteen. Mikäli aukkopalkin pituuden suhde korkeuteen on suurempi tai yhtäsuuri kuin 4,  $l_n/h \geq 4$ , aukkopalkki suunnitellaan tavanomaisesti raidoitettavana palkkina. Tällaisissa aukkopalkkeissa diagonaaliraidoitteiden käyttö ei ole tehokasta. Kuvassa 29 tällaista tapusta kuvaa alue a. Aukkopalkin pituuden ja korkeuden suhteen ollessa pienempi kuin 2,  $l_n/h < 2$ , ja kaavan 27 ehdon täytyessä aukkopalkissa on käytettävä diagonaaliraidoitteita. Kuvassa 29 diagonaaliraidoitettavat palkit on esitetty alueella b. (NEHRP, 2011, 21–25; ACI 318-19, 2019, 330–333.)



KUVA 29. Aukkopalkin suunnitteluperusteet ACI 318 normissa (NEHRP, 2011, 22)

$$V_u \geq 4\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (27)$$

missä

$V_u$  on poikkileikkauksen mitoitusleikkausvoima, ACI 318 merkintä

$\lambda$	on modifikaatiokerroin, jolla kevytbetonin alentuneita mekaanisia ominaisuuksia voidaan verrata normaaliin betoniin, ACI 318 merkintä
$f_c'$	on betonin puristuslujuus, ACI 318 merkintä
$A_{cw}$	on aukkopalkin leikkausvoimaa vastustava horisontaalinen pinta-ala, ACI 318 merkintä

Kuvan 29 alueella c voidaan valita, suunnitellaanko aukkopalkit tavanomaisesti raudoitettuina vai diagonaaliraudoiteilla. Kuvaan piirretty katkoviiva kuvastaa aluetta, jonka oikealla puolella aukkopalkit voidaan suunnitella tehokkaasti tavanomaisesti raudoitettuina ja vasemmalla puolella diagonaaliraudoiteilla. Poikkileikkaukseltaan hyvin lyhyet ja korkeat palkit voidaan suunnitella strut and tie -menetelmällä. Kuvassa 29 alue e kuvastaa aukkopalkin leikkausjännityksen ylärajaa ja alueella f olevien aukkopalkkien toteuttamisessa työmaalla voi ilmetä ongelmia. (NEHRP, 2011, 21–25.)

Rakenteellisissa seinissä, missä pitkittäissuuntaisten raudoitteiden myötääminen on odotettavissa, on käytettävä 1,25 kertaista tartuntapituutta. Tartuntapituuden pidentäminen perustuu siihen, että raudituksen todellinen myötölujuus ylittää laskennassa käytetyn arvon. Suuremmalla tartuntapituudella huomioidaan lisäksi teräksen myötölujittuminen sekä syklinen kuormitus. (ACI 318-19, 2019, 317–320).

ACI 318 esitetyt diagonaaliraudoituksiin liittyvät ehdot perustuvat tutkimuksiin, joissa todetaan diagonaaliraudoitteiden toimivan tehokkaasti maanjäristyskuormitukselle poikkileikkaukseltaan lyhyissä ja korkeissa palkeissa (ACI 318-19, 2019, 330–333). ACI 318 määrittelee myös tarkemmin ehtoja diagonaaliraudoitteiden käyttöön liittyen. Diagonaalisesti raudoitettua aukkopalkkia käsitellään tämän työn luvussa 4.2.

### 3.3.2 CSA A23.3

Kanadassa käytössä olevassa suunnittelunormissa käsitellään aukkopalkkeja maanjäristysmitoitusta käsittelevässä osiossa.

Määritettäessä rasituksia ja siirtymiä aukkopalkeille on käytettävä pienennettyjä poikkileikkausominaisuuksia, riippuen onko aukkopakki raudoitettu diagonaalisesti vai horisontaalisesti. Taulukossa 4 on esitetty aukkopalkkien sekä muiden rakenneosien tehokkaita ominaisuuksia bruttopoikkileikkauksen suhteina. Taulukossa käytettävä merkintä  $I_g$  tarkoittaa poikkileikkauksen jäyhyysmomenttia ilman raudoitteita ja merkintä  $A_g$  poikkileikkauksen bruttopoikkipinta-alaa. Kertoimien  $\alpha_c$  ja  $\alpha_w$  laskenta on esitetty kaavoissa 28 ja 29. (CSA A23.3:19, 2019, 159.)

TAULUKKO 4. Laskennassa käytettävät poikkileikkausominaisuudet, maanjäristysmitoitus (CSA A23.3:19, 2019, 159)

Elementtityyppi	Tehokas ominaisuus, e
Palkki	$I_e = 0,4 * I_g$
Pilari	$I_e = \alpha_c * I_g$
Aukkopalkki, horisontaalisesti raudoitettu	$A_{ve} = 0,15 * A_g; I_e = 0,4 * I_g$
Aukkopalkki, diagonaalisesti raudoitettu	$A_{ve} = 0,45 * A_g; I_e = 0,25 * I_g$
Laattakehä	$I_e = 0,2 * I_g$
Seinä	$A_{xe} = \alpha_w * A_g; I_e = \alpha_w * I_g$

$$\alpha_c = 0,5 + 0,6 \frac{P_s}{f'_c A_g} \leq 1,0 \quad (28)$$

missä

$\alpha_c$  on pienennyskerroin, CSA A23.3 merkintä

$P_s$  on aksiaalivoima maanjäristystilanteessa, CSA A23.3 merkintä

$f'_c$  betonin puristuslujuus, CSA A23.3 merkintä

$A_g$  on poikkileikkauksen bruttopoikkipinta-ala, CSA A23.3 merkintä

$$\alpha_w = 0,6 + \frac{P_s}{f'_c A_g} \leq 1,0 \quad (29)$$

missä

$\alpha_w$	on pienennyskerroin, CSA A23.3 merkintä
$P_s$	on aksiaalivoima maanjäristystilanteessa, CSA A23.3 merkintä
$f'_c$	betonin puristuslujuus, CSA A23.3 merkintä
$A_g$	on poikkileikkauksen bruttopoikkipinta-ala, CSA A23.3 merkintä

Aukkopalkkeille, jotka suunnitellaan dissipoimaan maanjäristyksestä aiheutuvaa energiaa, on määritelty lisävaatimuksia. Yhdistetyille leikkausseinille sekä aukkopalkkeille on määritelty joustamaton kiertymäkapasiteetti  $\theta_{ic}$  sekä –vaatimus  $\theta_{id}$  (englanniksi inelastic rotational capacity ja inelastic rotational demand). Diagonaalisesti raudoitetun aukkopalkin kiertymäkapasiteetti on kaksinkertainen verrattuna horisontaalisesti raudoitettuun. (CSA A23:19, 2019, 184.)

Sille, käytetäänkö aukkopalkkeissa diagonaalirauδοitteita vai horisontaalirauδοitteita, on normissa esitetty saman tyyppisiä reunaehtoja kuin ACI 318 normissa. Diagonaalisesti raudoitetun aukkopalkin korkeus saa olla korkeintaan kaksi kertaa palkin jännemitan verran. Palkin leveys saa olla korkeintaan yhtä suuri kuin liittyvänkin seinän leveys ja palkin on oltava keskeisesti tähän seinään nähden. Lisäksi liittyvien seinien on oltava riittävän pitkiä, jotta aukkopalkin raudoitusten ankkurointipituudet täyttyvät. Diagonaalirauδοitettu aukkopalkki on suunniteltava siten, että diagonaaliset raudoitukset ovat riittävät kaikelle leikkausvoimalle sekä momentille molempiin suuntiin. Mikäli aukkopalkin mitat ovat sellaiset, että leikkausvoima ylittää kaavan 30 arvon, aukkopalkin toteuttaminen voi olla vaikeaa. Ongelmia aiheuttavat erityisesti liittymät viereisiin seiniin. (CSA A23:19, 2019, 181–182.)

$$1,0 * \sqrt{f'_c} bh \quad (30)$$

missä

$f'_c$	on betonin puristuslujuus, CSA A23.3 merkintä
$b$	on leveys, CSA A23.3 merkintä
$h$	on korkeus, CSA A23.3 merkintä

Kanadan kansallisen liitteen mukaan erilaisille rakennejärjestelmille määritellään rakenteiden sitkeyteen liittyvä voiman muunnoskerroin  $R_d$  sekä ylilujuuteen liittyvä muunnoskerroin  $R_o$ . Aukkopalkkien, joissa ei ole käytetty diagonaaliraudoituksia, määritellään geometriaehtoja riippuen sitkeyden muunnoskertoimesta  $R_d$ . Tapauksissa, joissa rakenne on sitkeä, palkin jänneväli ei saa olla alle 4 kertaa palkin tehollinen korkeus eikä palkin paksuus ei saa olla alle 250 mm tai 0,3 kertaa palkin kokonaiskorkeus, riippuen kumpi arvoista on pienempi. Tapauksissa, joissa muunnoskertoimen arvo  $R_d$  on pienempi, eli rakenne ei ole yhtä sitkeä, palkin pituus ei saa olla alle 3 kertaa palkin korkeus, paksuuden suhde palkin korkeuteen on oltava vähintään 0,3 eikä palkin paksuus saa olla alle 250 mm. Molemmissa tapauksissa palkki saa olla paksumpi kuin liittyvä seinä, mutta paksuutta on rajattu. Lisäksi, riippumatta kertoimesta  $R_d$ , palkin vapaajäneväli on oltava vähintään 2 kertaa raudoitusten tartuntapituus eikä maksimileikkausvoima saa ylittää kaavan 31 arvoa. (CSA A23:19, 2019, 163, 169–170, 181–182.)

$$0,1 \left( \frac{l_u}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (31)$$

missä

- $l_u$  on aukkopalkin vapaa jännemitta, CSA A23.3 merkintä  
 $d$  on etäisyys äärimmäisestä puristusäikeestä vetoterästen keskelle, CSA A23.3 merkintä  
 $f'_c$  on betonin puristuslujuus, CSA A23.3 merkintä  
 $b_w$  on aukkopalkin uuman leveys tai pyöreän poikkileikkauksen halkaisija tai seinän paksuus, CSA A23.3 merkintä

Diagonaaliraudoitettujen aukkopalkkien raudoitusten ankkurointiin on olemassa kolme vaihtoehtoa. Horisontaalisesti raudoitettujen aukkopalkkien ankkurointiin voidaan käyttää samoja periaatteita tai vaihtoehtoisesti voidaan käyttää normissa määritellyjä ehtoja liitosten veto- ja puristusraudoitusten ankkurointiin. Diagonaalisesti raudoitettujen aukkopalkkien raudoitusten ankkurointiperiaatteet ovat:

- Käytettäessä suoraa terästä on ne ankkuroitava käyttämällä 1,5 kertaista ankkurointipituutta. Tämän lisäksi on huomioitava mahdollisten niputettujen raudoitusten vaikutukset.
- Ankkuroinnissa voidaan käyttää suoraa terästä, jonka päässä on taivutus. Tällöin suoran teräksen tartuntapituus on oltava vähintään  $2/3$  ensimmäisen kohdan ankkurointipituudesta. Raudoitteen päässä olevaa koukkua on taivutettava vähintään 90 astetta telalla, joka on 12 kertaa raudoitteen halkaisija. Koukku on sijoitettava sidottujen pystysuorien terästen alueelle ja se on suljettava vähintään kolmella horisontaalisella haalla.
- Käytettäessä tyssäpäisiä ja mekaanisesti ankkuroituja raudoitteita, raudoituksen suoran tartuntapituuden on oltava vähintään  $2/3$  ensimmäisen kohdan ankkurointipituuden arvosta. Paitsi jos ankkurointipää pystyy siirtämään puristusvoiman seinälle ilman betonin kartiomurtoa. Puristusvoima on pystyttävä siirtämään siten, ettei suoran osuuden tartuntaa huomioida.

(CSA A23:19, 2019, 182.)

Mikäli liittyvän seinän pituus ei ole riittävä ensimmäisen kohdan ankkurointiperiaatteille, aukkopalkin ja seinän liitos on seikkaperäisesti suunniteltava välittämään todennäköinen leikkausvoima ja taivutusmomentti palkista seinään. Seinän ja aukkopalkin liitoksessa vaikuttaa vastaavia sisäisiä rasituksia kuin palkin ja pilarin liitoksessa. Strut-and-tie -menetelmää voidaan käyttää liitoksen suunnittelussa. (CSA A23:19, 2019, 182.)

### 3.3.3 NZS 3101

Uudessa-Seelannissa käytössä olevassa suunnittelunormissa käsitellään aukkopalkkeja maanjäristysmitoitusta käsittelevässä osiossa.

Maanjäristystilanteessa diagonaalisesti raudoitetulle palkille määritellään plastisten solmujen kaarevuudet sekä leikkausmuodonmuutokset. Nämä arvot jaetaan tehokkaalla plastisen solmun pituudella  $l_p$  (englanniksi effective plastic hinge length) tai tehokkaalla plastisoituvalla kappaleen pituudella  $L_n$  (englanniksi effective length of plastic region), jotta materiaalille saadaan hyväksyttävä kaarevuus

tai leikkausmuodonmuutos. (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, C2-10–C2-12.)

Diagonaalisesti raudoitetun aukkopalkin leikkausmuodonmuutoksia laskettaessa tehokas plastisoituvan kappaleen pituus  $L_n$  on aukkopalkin vapaa jänneväli. Suuntaansa muuttavien plastisten nivelien tehokas pituus palkeissa, pilareissa ja seinissä, joita rasittaa ulkopuoliset rasitukset, saadaan kaavasta 32. (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, 2-11.)

$$0,25k_p h \leq l_p = 0,25k_p \frac{M_e}{V_e} \leq 0,5k_p h \quad (32)$$

missä

$l_p$	on tehokas plastisen nivelen pituus, NZS 3101 merkintä
$k_p$	on kaavassa 33 esitetty suhdeluku, NZS 3101 merkintä
$h$	on kappaleen kokonaiskorkeus, NZS 3101 merkintä
$M_e/V_e$	on momentin suhde leikkausvoimaan maanjäristystilanteessa, NZS 3101 merkintä

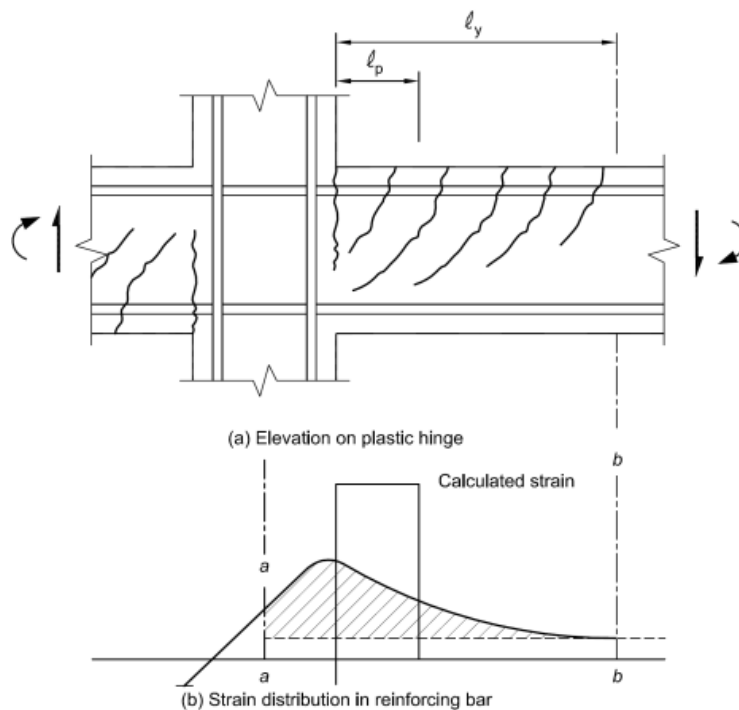
$$k_p = \left( \frac{h}{d} - 0,25 \right) \geq 1,0 \quad (33)$$

missä

$h$	on kappaleen kokonaiskorkeus, NZS 3101 merkintä
$d$	on etäisyys äärimmäisestä puristussäikeestä vetoterästen keskelle, NZS 3101 merkintä

Tehokasta plastisen nivelen pituutta käytetään kiertymän laskemisessa. Merkittävä laskennan oletamus on, että tasopoikkileikkaukset pysyvät tasoina ja että kaarevuus on tasainen plastisen nivelen pituudella. Nämä oletamukset eivät kuitenkaan pidä paikkaansa, koska tämän seurauksena laskettua kaarevuutta pitäisi käsitellä materiaalin venymätasojen indeksinä eikä venymien todellisena mittana. Kuvassa 30 on havainnollistettu venymien jakaantumista plastisen nivelen alueella. Kuvasta voidaan huomata, että tehokas plastisen nivelen pituus  $l_p$  on

yleensä alle puolet pituudesta, jossa teräkset myötäävät tai betoni säilyttää merkittävän epäelastisen muodonmuutoksen. Pituutta  $l_y$  kutsutaan ”joustavaksi detailointi pituudeksi” (englanniksi the ductile detailing length). Todelliset raudoitusten venymät voivat poiketa paljon tehokkaan plastisen nivelen pituuden avulla lasketuista arvoista. Eroja aiheuttavat merkittävä raudoitteiden myötääminen pilari-palkki –liitoksessa, raudoitteiden ankkurointi tai plastisen nivelen ollessa pidempi. Edellä mainittujen ilmiöiden arviointiin ei ole yksinkertaista menetelmää, joten niitä ei huomioida kaarevuuslaskelmissa. (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, C2-10–C2-12.)



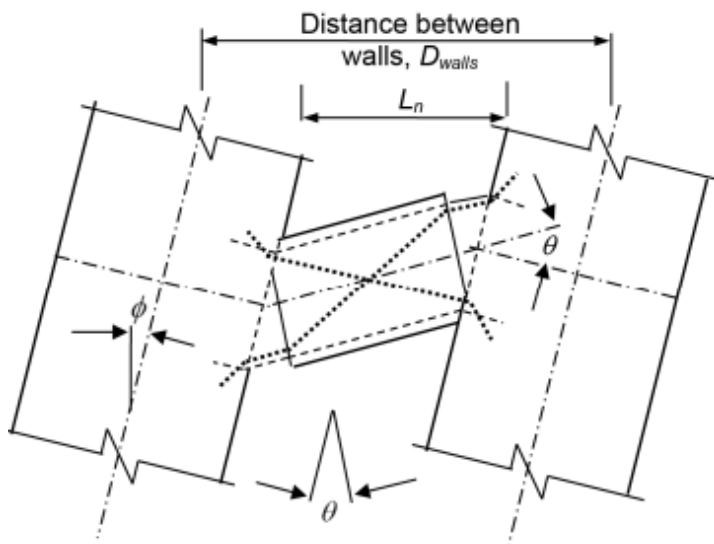
KUVA 30. Plastisen nivelen tehokas pituus (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, C2-12)

Käyttörajan ja murtorajan kuormitusyhdistelmät määrittävän kriittiset suunnittelutoimenpiteet primäärisille plastisille kappaleille. Nämä kohdat suunnitellaan siten, että suunnittelulujuus on suurempi tai yhtä suuri kuin murtolujuus. Ylilujuusvaikutuksilla (englanniksi overstrength actions) tarkoitetaan, että jokainen primäärinen plastinen kappale tutkitaan sen suurimmilla todennäköisillä lujuuksilla ja huomioidaan nämä suunnittelussa. (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, C2-17.)



Yhdistetyt leikkausseinät suunnitellaan vastustamaan aukkopalkkien aiheuttamia ylilujuusvaikutuksia. Tällä periaatteella saadaan määriteltyä taivutusmomentit, leikkausvoimat sekä aksiaalirasitukset seinissä. Seinän nimellisjäykkyyden pitäisi pystyä vastustamaan kaikkien aukkopalkkien ylilujuusvaikutuksia sekä lisäksi jokaisen aukkopalkin kohdalla tutkitaan yksittäin tilanne, jossa aukkopalkin ylilujuusmomenttia korotetaan 20 prosenttia. (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, C11-16.)

Ylilujuustilanteessa aukkopalkki työntää leikkausseinä erilleen kuvan 31 periaatteilla. Tämä ilmiö aiheuttaa vetorasituksia laattaan, joka on kytketty seiniin tai aukkopalkkiin. Vastavuoroisesti tämä taas aiheuttaa aksiaalista puristusta aukkopalkkiin, joka kasvattaa palkin taivutus- ja leikkauskapasiteettia palkeissa. Tällä ilmiöllä voi olla hyvin merkittävä vaikutus maanjäristyskuormien vaikutukseen seinissä ja laatan huomioiminen aukkopalkin ylilujuusvaikutuksiin on tärkeää. Ylilujuusvaikutusten laskennassa laatasta huomioidaan pienempi arvoista; puolet tukivälistä tai neljä kertaa aukkopalkin korkeus. (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, 11-17, C11-16–C11-17.)



KUVA 31. Aukkopalkin pidentyminen (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, C11-18)

Diagonaalisesti raudoitettuja aukkopalkkeja ei pidä käyttää, mikäli palkin vapaan jännevälin suhde palkin korkeuteen on suurempi kuin 4. Diagonaalisesti raudoi-

tettua aukkopalkkia tulee käyttää, mikäli leikkausvoima ylittää kaavassa 34 esitetyn ehdon. Diagonaalisesti raudoitettua aukkopalkkia tulee käyttää myös tapauksessa, jossa muodonmuutokset ovat riittävän suuria, mutta ovat pienempiä kuin diagonaaliraidoitettulle aukkopalkille määritelty leikkausmuodonmuutosraja. (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, 9-18, 11-17–11-18, C9-30–C9-31.)

$$V_o^* > \min \left( \begin{array}{l} 0,16f_c' A_{cv} \\ 0,85A_{cv}\sqrt{f_c'} \end{array} \right) \quad (34)$$

missä

- $V_o^*$  on maksimileikkausvoima yllijuustilanteessa, NZS 3101 merkintä  
 $f_c'$  on betonin puristuslujuus, NZS 3101 merkintä  
 $A_{cv}$  on tehollinen leikkausalue, NZS 3101 merkintä

Kaavassa 34 esitetyn ehdon lisäksi normissa on esitetty ehdot ja kaavat, missä tapauksessa diagonaaliraidoitettun palkin raudoituksissa on huomioitava tyypillisen leikkausvoiman lisäksi ns. liukuva leikkaus (englanniksi sliding shear). (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, 9-18, C9-30–C9-31.)

Horisontaalisesti raudoitettua aukkopalkkia voidaan käyttää, mikäli murtorajatilan leikkausvoima  $V^*$  vaikuttaa aukkopalkkiin siten, että se kumooa normissa määritellyn aksiaalisen voiman  $N_{o,c}$  ja täyttää kaavassa 35 esitetyn ehdon. Horisontaaliraidoitteita voidaan käyttää myös tilanteessa, jossa kiertymä plastisessa nivelessä on normin sallimissa rajoissa. (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, 11-18.)

$$V^* \leq 0,3\emptyset \sqrt{f_c'} A_{cv} \quad (35)$$

missä

- $V^*$  on maksimileikkausvoima, NZS 3101 merkintä  
 $f_c'$  on betonin puristuslujuus, NZS 3101 merkintä  
 $A_{cv}$  on tehollinen leikkausalue, NZS 3101 merkintä  
 $\emptyset$  on lujuuden pienennyskerroin, NZS 3101 merkintä

Ankkuroitaessa kolmea tai useampaa aukkopalkin, horisontaalisesti tai diagonaalisesti raudoitetun, raudoituksia viereiseen seinään on ankkurointipituuden oltava 1,5-kertainen normaaliin verrattuna. Ankkurointipituuden kasvattaminen perustuu toistuvan kuorman todennäköisien haittavaikutusten huomioimiseen raudoitenippujen ankkuroinnissa. Sekä siihen, että seinä, johon raudoitteet ankkuroidaan, voi olla vedetty poikittaisesti ankkuroitaviin teräksiin nähden. (NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006, 2006, 9-15, C9-26–C9-27.) Tarkemmat normissa esitetyt diagonaaliraidoitusten ehdot perustuvat ACI-normiin. NZS 3101 on käytetty suoria viittauksia ACI-normissa oleviin ehtoihin ja kuviin diagonaaliraidoiteista.

## 4 KUORMANSIIRTOPERIAATTEET AUKKOPALKEISSA

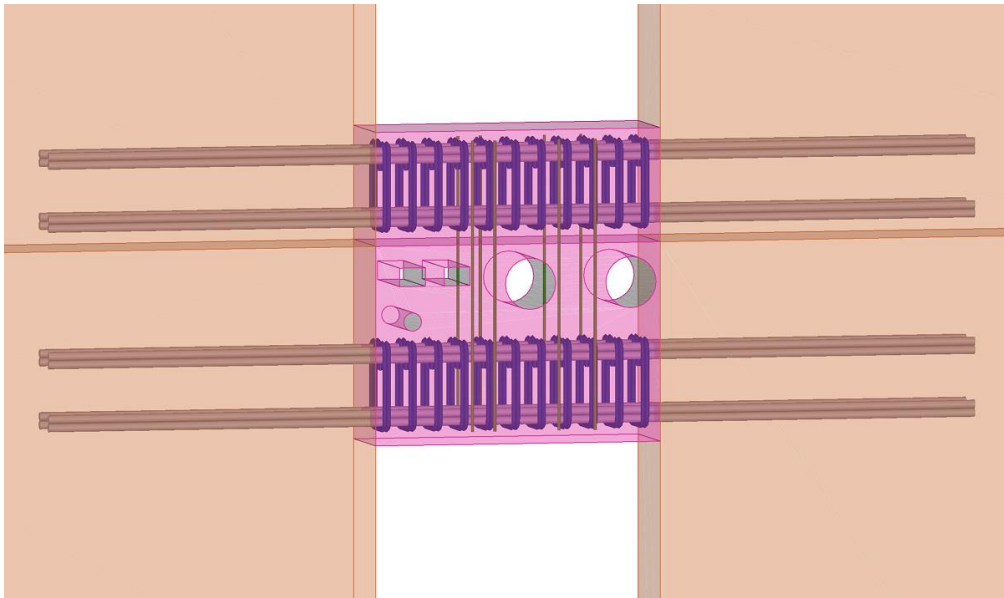
Tässä kappaleessa tutkittiin erilaisia kuormansiirtoperiaatteita leikkausseiniä välillä. Suomessa tyypillisin tapa aukkopalkkien kuormansiirroissa on käyttää horisontaalisesti raudoitettuja aukkopalkkeja. Muut kuormansiirtoperiaatteet liittyvät tyypillisesti aukkopalkkien sitkeään toimintaan maanjäristystilanteissa, mutta niiden soveltaminen muihinkin kuormitustilanteisiin on mahdollista.

### 4.1 Horisontaalisesti raudoitettu aukkopalkki

Suomessa tyypillinen tapa rasitusten siirtämiseen leikkausseiniä välillä on käyttää harjateräksiä aukkopalkissa. Aukkopalkki voidaan raudoittaa käyttäen vaakasuuntaisia vetoteräksiä sekä pystysuuntaisia hakoja. Tässä työssä tällaista raudoituseriaatetta kutsutaan horisontaalisesti raudoitetuksi aukkopalkiksi. Toinen, hieman epätyypillisempi, raudoituseriaate on käyttää diagonaalisesti raudoitettua aukkopalkkia. Diagonaalisesti raudoitetussa aukkopalkissa raudoitteet ovat symmetrisesti aukkopalkissa muodostaen X-mallisen kuvion.

#### 4.1.1 Raudoitus ja rasitukset

Kuvassa 32 esitetty horisontaalisesti raudoitettu aukkopalkki on tyypillinen aukkopalkin raudoituseriaate. Tässä tapauksessa kuvassa oleva palkki on jaettu laskennallisesti kahteen osaan ja palkkien väliin on jätetty varaus tekniikkaläpivienneille. Horisontaalisesti raudoitettu aukkopalkki mitoitetetaan samoilla periaatteilla kuin tavanomainen palkki, jossa vaakasuuntaiset pääteräkset toimivat veto- ja puristusteräksinä ja pystysuuntainen haotus leikkausraudoituksena. Koska aukkopalkki kytkeytyy jäykästi liittyviin seiniin, aukkopalkki käyristyy kahteen suuntaan. Tästä johtuen ylä- ja alapinnan raudoituksista tulee symmetrisiä.



KUVA 32. Horisontaalisesti raudoitettu aukkopalkki, joka on jaettu kahteen osioon

Aukkopalkkiin muodostuvia rasituksia käsiteltiin luvussa 3 ja kuvassa 26 esitettiin aukkopalkissa esiintyvät rasitukset. Aukkopalkin tukimomenttien arvot voidaan esittää karkeasti leikkausvoiman avulla kaavan 36 mukaisesti. Esitetty kaava on voimassa tapauksessa, jossa aukkopalkin rasitukset aiheutuvat ainoastaan leikkausseinien muodonmuutoksista. Todellisuudessa esimerkiksi aukkopalkin omapaino aiheuttaa rasituksia aukkopalkin jännevälillä matkalla. Tällöin leikkausvoiman arvo ei ole täysin vakio aukkopalkin jännevälillä, eikä näin ollen myöskään tukimomenttien arvot ole itseisarvoltaan samoja. Aukkopalkin jännevälillä syntyvät rasitukset ovat kuitenkin tyypillisesti pieniä suhteessa seinistä siirtyviin rasitukseen, jolloin kaavaa 36 voidaan pitää riittävän tarkkana laskettaessa tyypillisiä aukkopalkin rasituksia.

$$M_1 = -M_2 = \frac{VL}{2} \quad (36)$$

missä

- $M_1$  on aukkopalkin alkupään tukimomentti
- $M_2$  on aukkopalkin loppupään tukimomentti
- $V$  on aukkopalkin leikkausvoima
- $L$  on aukkopalkin jänneväli

#### 4.1.2 Rakenneanalyysi

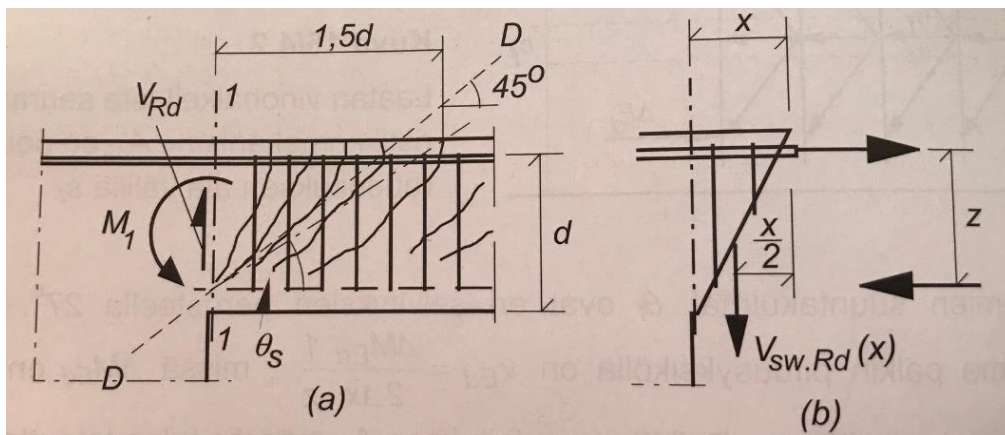
Horisontaalisesti raudoitetun aukkopalkin mitoitus voidaan tehdä Eurokoodi 2 mukaisesti. Eurokoodi 2 mukaan rakenneanalyysissä käytettäviä idealisointeja ovat lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi, lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi momenttien jakautuessa rajallisesti uudelleen, plastisuusteorian mukainen analyysi ja sekä epälineaarinen analyysi. (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 53.)

Tyypillinen oven päällä oleva aukkopalkki ylittää Eurokoodissa 2 määritellyn seinämäisen palkin raja-arvon palkin jännemitan ollessa alle kolme kertaa poikkileikkauksen kokonaiskorkeus. Näin ollen tällaisen aukkopalkin mitoitukseen voitaisiin käyttää plastisuusteorian mukaista ristikkomenetelmällä suoritettavaa analyysiä eli Strut- and -Tie menetelmää. Eurokoodi 2 mukaisesti ristikkomenetelmää voidaan käyttää myös käyttörajoituksen tarkasteluissa, jos ristikkomenetelmässä käytettyjen sauvavoimien yhteensopivuus likimäärin säilyy. (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 57–63.) Laskettaessa aukkopalkkien jäykkyyksiä halkeamattomassa tai haljenneessa tilassa ristikkomenetelmän käyttäminen on kuitenkin käytännössä haasteellista. Myöskin epälineaarisen analyysin käyttäminen tavanomaisen aukkopalkin rakenneanalyysissä on työlästä. Myös Miettinen toteaa työssään ristikkomenetelmän soveltamisen olevan hyvin hankalaa aukkopalkin jäykkyyden arviointiin kimmoisessa tilassa (Miettinen, 2013.)

Betonirakenteissa on tutkittu leikkausvoiman vaikutusta taivutuskestävyyden kehittymiseen ja on osoitettu kokeellisesti, ettei leikkausvoimalla ole vaikutusta, kun palkin uumassa on riittävä leikkausraudoitus. Mitoitus leikkaus- ja taivutusvoimille voidaan siis tehdä erikseen. Taivutuksen, vetoterästen ankkuroinnin ja leikkauksen välillä vallitsee silti kiinteä yhteys leikkausjännitteissä. Mikäli suurin leikkausvoima vaikuttaa samassa kohdassa kuin rakenteeseen muodostunut plastinen nivel, taivutusmuodonmuutosten jakaantuma muuttuu poikkileikkauksessa. Tästä johtuen leikkausvoimat voivat korkeissa palkeissa pienentää plastisten perusoleksien mukaista taivutuskestävyyttä. (Leskelä 2008, 265.)

Plastisen nivelen muodostuessa jatkuvalla tuella, tuella esiintyvät vinohalkeamat eivät ole yhdensuuntaisia, vaan viuhkamaisia kuvan 33 mukaisesti. Viuhkamaiset

halkeamat leviävät tuen keskikohdasta, jossa vaikuttaa suuri kaksiakselinen puristusjännitystilä. Tilanteessa, jossa palkin vetoraudoitus on plastisoitunut, halkeamien leveys palkin yläpinnassa kasvaa ja voidaan olettaa, ettei vaarnavaikutus halkeamassa pysty enää siirtämään ollenkaan leikkausta. Koko leikkausvoiman on tässä tapauksessa välityttävä palkin puristusosan kautta tuen reunalla kulkevassa pystyleikkauksessa. Taivutuspuristusvyöhykkeen kestävyys pienee teoriassa, mikäli leikkausvoima plastisessa nivelessä on suuri. Vinohalkeilulla on huomattava merkitys vetoterästen voimajakautumaan plastisen nivelen läheisyydessä ja varsinkin tapauksessa, jossa vain pieni osa leikkauskestävyydestä on hakojen osuutta. Tämä johtaa plastisen nivelen pituuden kasvamiseen sekä voi johtaa jatkuvissa teräsbetonirakenteissa huomattavaan momenttien uudelleen jakaantumiseen. (Leskelä 2008, 272–274.) Mikäli aukkopalkin päihin pääsee muodostumaan plastiset nivelet, sen kyky välittää muita voimia kuin normaalivoimia on epävarmaa.



KUVA 33. Vinohalkeilu plastisessa nivelessä jatkuvalla tuella (Leskelä 2008, 272)

Edellä mainittujen haasteiden perusteella voidaan todeta plastisuusteorian mukaisen analyysin olevan tyypillisessä tapauksessa haasteellinen mitoitusperiaate. Todettakoon silti, että plastisuusteorian mukaisen ristikkomenetelmän mukaisen rakennepuolien käyttäminen avainrakennepuolien toiminnan varmistamiseksi on kuitenkin käyttökelpoinen periaate.

### 4.1.3 Mitoitus taivutukselle ja leikkaukselle

Tyypillisen aukkopalkin rakenneanalyysinä käyttökelpoisin periaate on lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi. Taivutusmitoituksessa analyysin oletuksina on, että palkki noudattaa Euler-Bernoullin palkkiteoriaa eli teknillistä taivutusteoriaa. Tällä tarkoitetaan sitä, että palkin poikkileikkaustaso pysyy muodonmuutosten syntyessä tasona, joka on kohtisuorassa palkin pituusakselia vastaan. (Nykyri, 2013, 93–95.) Tällä periaatteella arvioidaan myös aukkopalkin jäykkyyksiä luvussa 5.1. Huomionarvoista käytettävässä Euler-Bernoullin palkkiteoriassa on se, ettei siinä huomioida leikkausmuodonmuutoksia, kuten esimerkiksi Timoshenkon palkkiteoriassa. Aukkopalkin ollessa lyhyt ja korkea, siinä tapahtuvat muodonmuutokset aiheutuvat juuri taivutuksen sijaan leikkauksesta. Erityyppisestä muodonmuutoksesta johtuen, esimerkiksi ACI 318 normissa määritellyt ehdot diagonaaliraudoituksen käyttämiseen lyhyessä ja korkeassa palkissa, jossa on suuri leikkausrasitus, vaikuttavat järkeviltä.

Aukkopalkki mitoitetaan taivutukselle siten, että poikkileikkauksen taivutuskestävyys on vähintään yhtä suuri kuin poikkileikkaukseen vaikuttava taivutusmomentti kaavan 37 mukaisesti.

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (37)$$

missä

$M_{Rd}$  on poikkileikkauksen taivutuskestävyys

$M_{Ed}$  on mitoittava taivutusmomentti

Aukkopalkin jäykkyyden arvioinnissa olennainen tekijä on kaavassa 38 esitetty poikkileikkauksen halkeamiskestävyys  $M_{cr}$ . Mikäli poikkileikkaukseen ei vaikuta ulkoista normaalivoimaa ja poikkileikkaukseen vaikuttava taivutusmomentti ylittää poikkileikkauksen halkeamiskestävyden, voidaan olettaa poikkileikkauksen olevan haljennut. Palkin halkeilun määrittely on tyypillisesti käyttörajatilassa tehtävä laskenta. Aukkopalkkien suunnittelussa on kuitenkin hyvä huomioida, että käyttörajatilassa tai murtorajatilassa tapahtuva poikkileikkauksen halkeamiskestävyden ylittyminen voi pienentää aukkopalkin jäykkyyttä merkittävästi. Tämä



taas voi johtaa merkittävään rasiusten uudelleen jakaantumiseen koko rakennuksessa. Poikkileikkauksen halkeamisen vaikutuksia palkin jäykkyyteen on tutkittu myöhemmin tässä työssä. Taivutetuissa alle 600 mm korkeissa rakenteissa betonin vetolujuutta voidaan korottaa lineaarisesti.

$$M_{cr} = \left( f_{ctm} + \frac{N}{A_c} \right) * W \quad (38)$$

missä

$M_{cr}$	on poikkileikkauksen halkeamiskestävyys
$f_{ctm}$	on betonin vetolujuuden keskiarvo
$N$	on normaalivoima
$M_{cr}$	on poikkileikkauksen pinta-ala
$W$	on poikkileikkauksen taivutusvastus

Aukkopalkin leikkausraudoitus voidaan mitoittaa Eurokoodi 2 mukaisesti ristikkomallilla huomioiden leikkausraudoituksen myötöehto kaavan 39 mukaan sekä vinon puristussauvan murtoehto kaavan 40 mukaisesti. Kaavat on esitetty muodossa, jossa leikkausraudoitus on sijoitettu vertikaalisesti. Ristikkomallissa suunnittelijan on mahdollista valita puristussauvan kaltevuuden  $\theta$  arvo väliltä 1-2,5. (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 86–89.)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (39)$$

missä

$V_{Rd,s}$	on leikkausraudoituksen kestävyys
$A_{sw}$	on leikkausraudoituksen poikkileikkausala
$s$	on hakojen jakoväli
$z$	on sisäinen momenttivarsi
$f_{ywd}$	on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
$\theta$	on ristikkomallin puristussauvan kulma

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (40)$$

missä

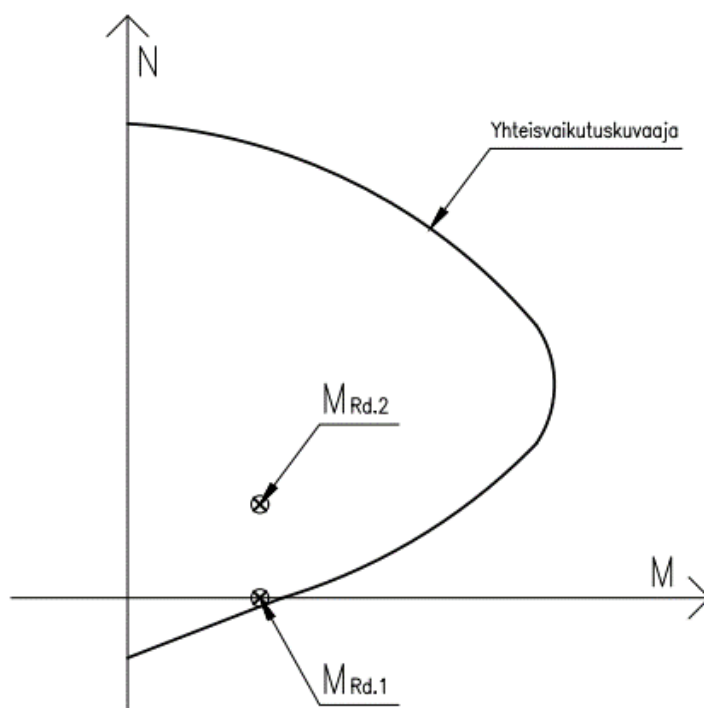
$V_{Rd,max}$	on leikkauskestävyyden yläraja
$\alpha_{cw}$	on kerroin, jonka avulla huomioidaan poikkileikkauksen puristusjännitystilän vaikutus
$b_w$	on poikkileikkauksen leveys
$z$	on sisäinen momenttivarsi
$v_1$	on leikkausvoiman vaikutuksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin
$f_{cd}$	on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$\theta$	on ristikkomallin puristussauvan kulma

Aukkopalkki on tyypillisesti suhteellisen lyhyt, jolloin siinä tapahtuvat muodonmuutokset ovat taivutusmuodonmuutosten sijaan lähinnä leikkauksesta aiheutuvia. Aukkopalkkien suurin leikkaus- ja taivutusrasitus sijaitsee samassa pisteessä palkin tuen läheisyydessä, joten palkin haljetessa halkeamien leveyden määrittely on haasteellista. Malm on tutkinut lisensiaattityössään leikkaushalkeamien leveyden määrittelyä. Malmin mukaan eri suunnittelunormeissa on menetelmiä veto- ja taivutushalkeamien leveyden määrittelyyn, mutta usein leikkaushalkeamien kohdalla ei määritellä, kuinka raudoitusten jännitykset tai venymät pitäisi laskea tason jännitystilaa varten. Siksi leikkaushalkeamien halkeamaleveyttä ei yleensä hallita käytännössä. (Malm, 2006.) Leikkaushalkeilun määrittelyn ollessa haasteellista yksi vaihtoehto halkeilun estämiseen on rajoittaa jännityksiä suunnitelluissa teräksissä.

#### 4.1.4 Normaalivoiman vaikutukset

Kuten aiemmin on todettu, taivutus- ja leikkausvoimien lisäksi aukkopakeissa vaikuttaa yleensä puristava normaalivoima. Tyypillisessä tapauksessa puristavan voiman huomiotta jättäminen on taivutuskestävyyden laskennassa varmallalla puolella oleva oletus. Kuvassa 34 on esitetty puristavan normaalivoiman lisäämisen

vaikutuksen periaate puristetun ja taivutetun poikkileikkauksen kapasiteettiin. Kuvan kohdassa  $M_{Rd.1}$  puristusta ei ole huomioitu, jolloin poikkileikkauksen taivutuskestävyys on vaaka-akselilla ja lähellä taivutuskestävyyden ylärajaa. Kohdassa  $M_{Rd.2}$  poikkileikkauksessa on huomioitu puristus ja tällöin voidaan huomata, että poikkileikkauksen taivutuskestävyyden käyttöaste on laskenut. Puristava normaalivoima aiheuttaa taivutusrasitusta poikkileikkauksen molempiin suuntiin. Aukkopalkin tapauksessa tällä ei ole suurta merkitystä, koska taivutusmomentti on ainoastaan toiseen suuntaan poikkileikkausta. Taivutusmomentti on tyypillisesti palkin geometriasta riippuen poikkileikkauksen vahvempaan suuntaan.



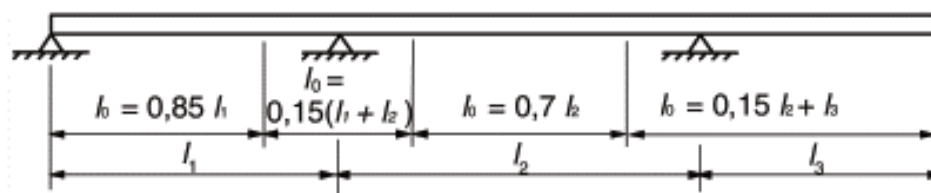
KUVA 34. Normaalivoiman ja taivutuksen yhteisvaikutuskuvaaja

Puristavan normaalivoiman huomiomatta jättäminen on tyypillisesti varmallalla puolella oleva oletus myös leikkausmitoituksessa. Puristava normaalivoima vaikuttaa kaavassa 40 esitettyyn leikkauskestävyyden ylärajan arvoon sitä nostavasti. Kaavassa olevan kertoimella  $\alpha_{cw}$  huomioidaan betonipoikkileikkauksen puristusjännitystila. Maltillisella puristusjännityksellä saadaan lisää leikkauskapasiteettia poikkileikkaukseen, kun taas suuri puristusjännitys pienentää kapasiteettia.

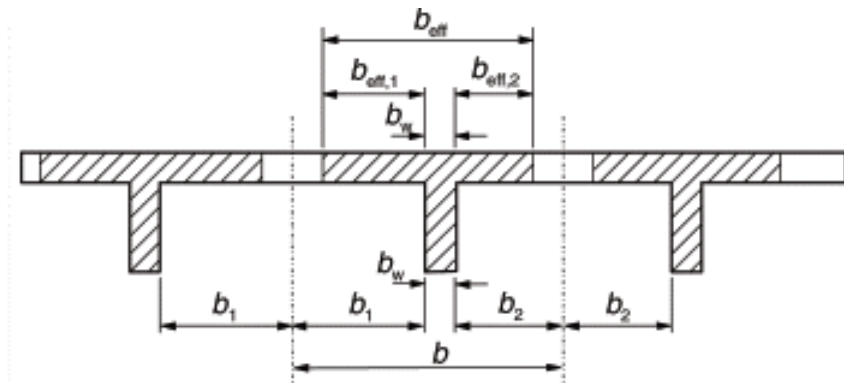
Aukkopalkkeihin kohdistuva puristava normaalivoima lisää poikkileikkauksen halkeamiskestävyttä kaavan 38 mukaisesti sekä vaikeuttaa aukkopalkin jäykkyyden määrittelyä, mikäli normaalivoima halutaan siinä huomioida. Määriteltäessä poikkileikkauksen jäykkyyttä haljenneessa tilassa, olennainen osa laskentaa on neutraaliakselin sijainti, johon myös normaalivoima vaikuttaa.

#### 4.1.5 Laattapalkkipoikkileikkaus

Leikkausseinät yhdistävä aukkopalkki voi olla kytkettynä myös tasolaattaan, jolloin poikkileikkaus ei olekaan suorakaiteen muotoinen vaan esimerkiksi T- tai L-poikkileikkaus. Aukkopalkissa oleva taivutusmomentti on erimerkkinen palkin päissä, jolloin toisessa päässä palkkia esimerkiksi T-poikkileikkauksen laippa on puristettu ja toisen pään vedetty. Poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainnista riippuen laippaan sijoitettavia raudoituksia voidaan hyödyntää, joko puristuspuolen kapasiteetin laskennassa tai vetoteräksinä. Eurokoodi 2 mukainen laippojen toimivan leveyden määrittely on esitetty kuvissa 35 ja 36 sekä kaavassa 41. T-poikkileikkauksen toimiva laipan leveys muodostuu uuman ja laipan mitoista, kuormituksen tyypistä, jännemitasta, tukiehdoista ja poikittaisraudoituksesta. (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 57–58.)



KUVA 35. Laipan toimivan leveyden laskennassa käytettävän mitan  $l_0$  määrittelmä suhteessa momentin nollakohtiin (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 57)



KUVA 36. Laipan toimivan leveyden parametrejä (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 58)

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (41)$$

missä

$b_{eff}$  on laipan toimiva leveys

$b_{eff,i}$  on etäisyys uumasta toimivan leveyden reunaan,

$$b_{eff,1} = 0.2 * b_i + 0.1 * l_0 \leq l_0 ,$$

lisäksi  $b_{eff,1} \leq b_i$

$b_w$  on uuman leveys

$b$  on etäisyys vierekkäisten poikkileikkausten välissä

$b_i$  on etäisyys vierekkäisten uumien puoleen väliin

$l_0$  on laipan tehollisen leveyden laskennassa käytettävä momentin nollakohta kuvan 35 mukaisesti

T- ja L-poikkileikkauksen mitoituksessa voi muodostua kaksi erilaista tapausta. Ensimmäisessä tapauksessa poikkileikkauksen neutraaliakseli on enintään puristetun laipan paksuinen. Tällöin palkki mitoitetetaan suorakaidepoikkileikkauksena, jonka tehollinen leveys on  $b_{eff}$ . Toisessa tapauksessa poikkileikkauksen neutraaliakseli sijaitsee uumassa ja tällöin poikkileikkaus mitoitetetaan varsinaisena T- tai L-poikkileikkauksena. (Nykyri, 2013, 93–95.)

Hyödynnettäessä aukkopalkin laskennassa liittyvää laattaa on huomioitava mahdollisen työsauman kapasiteetti sekä myös Eurokoodi 2 esitettävä uuman ja laippojen välinen leikkaantumisen. Käytännön suunnittelussa mahdollisen T- tai L-

poikkileikkauksen huomiotta jättäminen on varmalla puolella oleva olettamus. Siinänsä laipan toimivan leveyden laskenta ja sen huomiointi poikkileikkauksen kapasiteettia laskettaessa ei ole työlästä. T- tai L-poikkileikkauksen jäykkyyden arviointi on taas työlästä varsinkin, jos laskennassa huomioidaan normaalivoiman vaikutukset ja tarkasteltavia palkkeja on useita. Myös T- tai L-poikkileikkauksen jäykkyyden arviointia on käsitelty tämän työn luvussa 5.1.

#### **4.1.6 Raudoitusten ankkurointi tuella**

Tämän työn luvussa 3.3 perehdyttiin eri maiden suunnittelunormeihin ja tutkimuksen perusteella vaikuttaisi, että ankkuroitaessa aukkopalkin teräksiä normaalia tartuntapituutta pidennetään. Tartuntapituuden pidentäminen perustuu esimerkiksi maanjäristystilanteen kuormituksen epäedullisiin vaikutuksiin, mahdollisiin vetorasitukseen ankkurointialueella sekä siihen, että raudoituksen todellinen myötölujuus on suurempi kuin laskennassa käytetty arvo. Suomessa maanjäristystilanne ei ole tyypillisesti määräävä, mutta edellä esitettyihin seikkoihin on kuitenkin syytä kiinnittää huomiota ankkurointia suunniteltaessa.

Aukkopalkin pääraudoitusten ankkuroinnin aloittaminen heti aukon pielestä, ilman tarkempia tutkimuksia, voi olla epävarmalla puolella oleva olettamus. Tavanomaisen aukkopalkin suurin taivutusrasitus sijaitsee palkin päissä, eli juuri liittyvän seinän kohdalla. Tarkasteltaessa pelkästään vaakakuormista aiheutuvia rasituksia on toinen aukkopalkin liittyvistä seinistä vetorasitettu. Kuvassa 30 on esitetty normissa NZS 3101 oleva aukkopalkin plastisen nivelen pituus sekä raudoitusten venymän jakaantumista liitoksessa. Vaikka plastista niveltä ei muodostuisi, on oletettavaa, että teräksissä tapahtuva venymä on kuvan mukainen. Kuvasta nähdään, että aukkopalkin kautta siirtyvät rasitukset aiheuttavat teräksille venymää myös seinän alueella. Eri suunnittelunormeissa käytettävä ankkuroinnin pidentäminen vaikuttaakin siis perustellulta toimenpiteeltä.

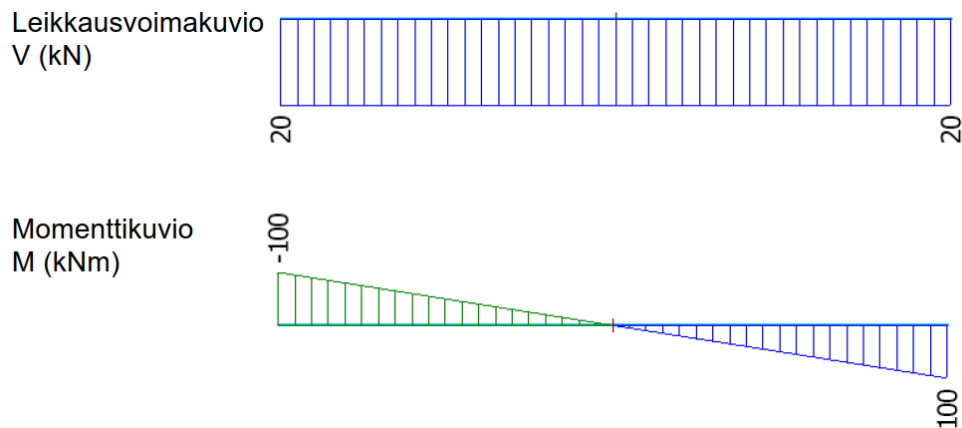
Ankkuroitaessa palkkirakenteen pääteräksiä on huomioitava myös leikkausvoiman vaikutus. Palkin vetoterästen ankkuroinnin ja kestävyuden on oltava suurempi tai yhtä suuri kuin kaavassa 42 esitetty vetovoima. (Leskelä 2008, 252–257.)

$$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{V_{Ed}}{2} \cot \theta \quad (42)$$

missä

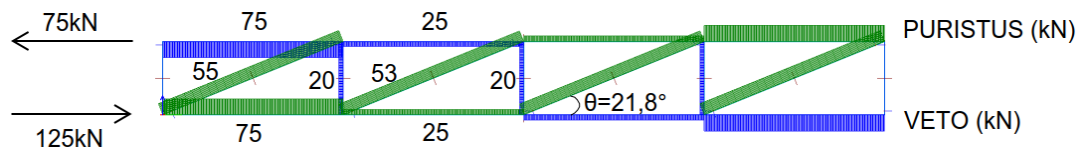
$F_{td}$	on tuelle ankkuroitava veto
$M_{Ed}$	on mitoittava taivutusmomentti
$z$	on sisäinen momenttivarsi
$V_{Ed}$	on mitoittava leikkausvoima
$\theta$	on ristikkomallin puristussauvan kulma

Sovellettaessa kaavaa 42 aukkopalkin kaltaiseen tapaukseen leikkausvoima pienentää tuelle ankkuroitavaa vetovoimaa. Tutkitaan väittämää päistään momenttijäykästi tuetulle yksiaukkoiselle palkille, jonka pituus on 10 m ja korkeus 1 m. Esimerkkitapauksen leikkaus- ja momenttirasitukset on esitetty kuvassa 37.



KUVA 37. Esimerkkiaukkopalkin leikkaus- ja momenttirasitukset

Muodostettaessa aukkopalkista ristikkomalli saadaan kuvan 38 mukaiset sauvojen veto- ja puristusrasitukset sekä tuelle muodostuvat rasitukset. Tutkittavan tapauksen ristikkomallin puristussauvan kaltevuuden  $\theta$  arvo on 2,5. Kuvassa puristetut sauvat on esitetty vihreällä ja vedetyt sinisellä.



KUVA 38. Esimerkkiaukkopalkin ristikkomalli sekä tuen veto- ja puristusrasitukset

Sijoitettaessa esimerkitapauksen arvot kaavaan 42 saadaan tuelle ankkuroitavan vedon arvoksi 75 kN, joka vastaa ristikkomallista saatavaa arvoa. Näin ollen voidaan todeta väittämän pitävän paikkansa ja leikkausvoiman pienentävän tuelle ankkuroitavaa vetovoimaa ja kasvattavan puristuspuolen rasiitusta aukkopalkin kaltaisissa tapauksissa.

## 4.2 Vaihtoehtoiset kuormansiirtoperiaatteet

Horisontaalisesti raudoitettuna aukkopalkin lisäksi on olemassa myös muita kuormansiirtoperiaatteita aukkopalkkeissa. Käytössä on esimerkiksi diagonaalisesti raudoitettuja aukkopalkkeja sekä erilaisia teräsosien variaatioita. Erilaisien teräsosien sekä diagonaaliraudoitteiden käyttö perustuu aukkopalkin sitkeään toimintaan maanjäristystilanteessa. Aukkopalkit suojaavat tärkeämpiä rakenneosia, kuten seiniä, dissipoiden maanjäristyksessä muodostuvaa energiaa.

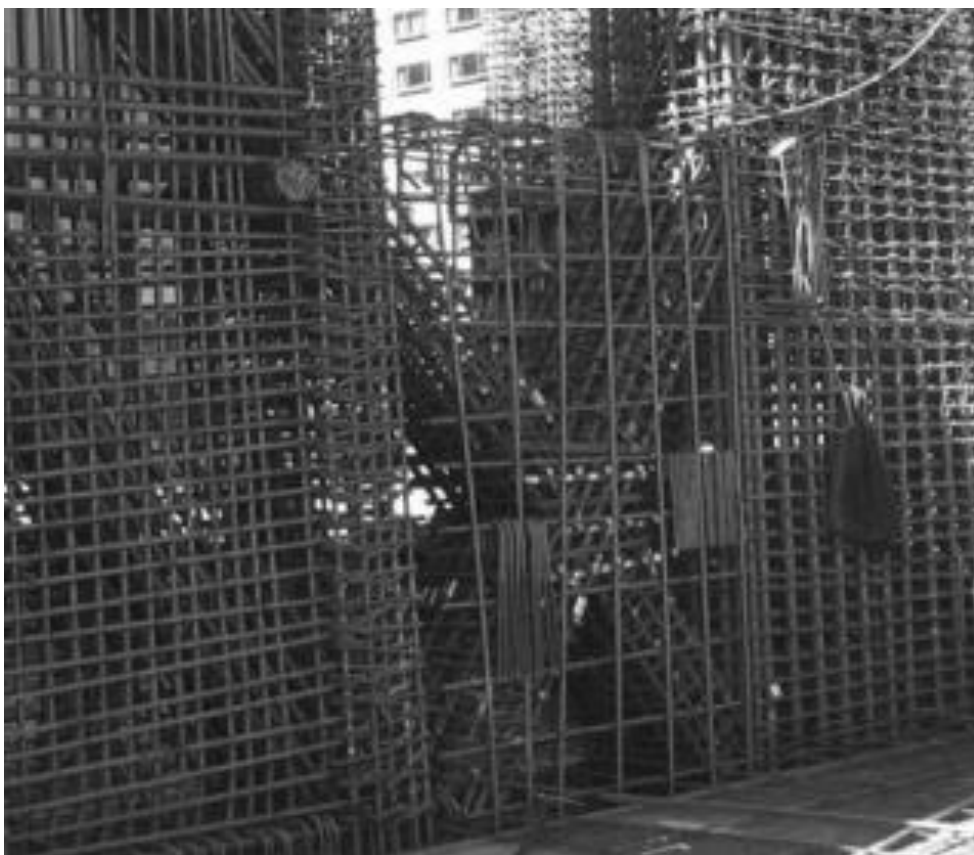
### 4.2.1 Diagonaalinen raudoitus

Diagonaalisesti raudoitettuna aukkopalkissa kaksi diagonaalisesti sijoitettua raudoitusryhmää risteävät jännevälillä puolella välillä kuvan 39 periaatteella. Luovassa 3.3 tehdyssä normitutkimuksessa huomattiin, että tietyissä tapauksissa on käytettävä tällaista raudoitusperiaatetta. Vaikka diagonaalisesti raudoitettuna aukkopalkin käyttöä on käsitelty normien maanjäristysmitoitussuosioissa, on se periaatetasolla tehokas raudoitus tapa myös aukkopalkkeille.

Diagonaalisesti raudoitettuna aukkopalkin jokaisessa diagonaaliraudoitusryhmässä on vähintään neljä harjaterästä, jotka on sijoitettu kahteen tai useampaan tasoon. Raudoitusryhmät on tyyppillisesti niputettu haotuksella. Tällaisessa aukkopalkissa



haasteena on välttää diagonaalisesti olevien raudoitteiden sekä liittyvässä seinässä olevien pysty- ja vaakaterästen törmäilyjä. Liittyvässä seinässä on yleensä paljon pystyteräksiä aukon vieressä. (NEHRP, 2011, 21–25; ACI 318-19, 2019, 330–333.)

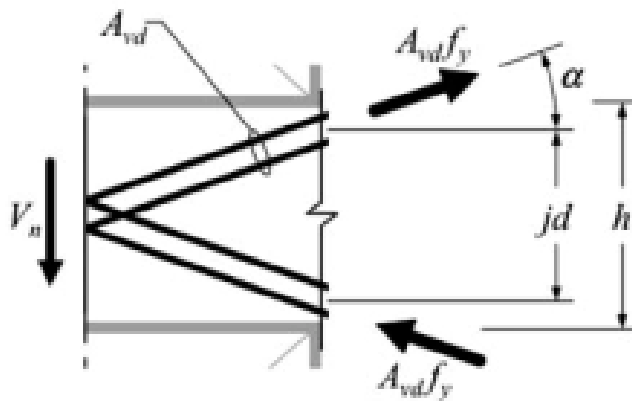


KUVA 39. Outrigger-rakenteen diagonaalisesti raudoitettu aukkopalkki, Millenium Tower, San Francisco (Taranath, 2010, 769)

Diagonaaliraudoitettun aukkopalkin käyttö perustuu sen parempaan toimintaan maanjäristystilanteessa verrattuna horisontaalisesti raudoitettuun aukkopalkkiin. Horisontaalisesti raudoitettu aukkopalkki on sopimaton maanjäristyksessä muodostuvan energian dissipointiin, koska palkin päihin muodostuu plastiset nivelet. Suhteellisen lyhyellä ja korkealla palkilla on tapana jakaantua kahteen kolmioon malliseen kappaleeseen, mikäli leikkausvoimaa yhdistettynä aukkopalkin taivutuskestävyyden ylilujuuteen (englanniksi flexural overstrength) ei pystytä siirtämään pystysuoralla haotuksella. Diagonaaliraudoitettussa aukkopalkissa leikkauskestävyys saadaan aikaan diagonaalisella vedolla ja puristuksella raudoit-

teissa. Tällä rauditusperiaatteella saadaan aikaiseksi hyvin sitkeä sekä muodonmuutoksia sietävä käyttäytyminen maanjäristystilanteessa. (Taranath, 2010, 526–529.)

Diagonaalisesti raudoitettun aukkopalkin lujuuslaskennassa voidaan huomioida vain leikkausvoima kaavan 43 perusteella, jonka mitoitusehto on normin ACI 318 mukainen. Kaavassa esitetyn leikkauskestävyyden ylärajan arvo perustuu koetuloiksiin, joiden mukaan aukkopalkit ovat riittävän sitkeitä kyseiseen raja-arvoon asti. Momenttikestävyys saadaan automaattisesti ideaalisesta ristikosta, kuten kuvassa 40 on esitetty. (NEHRP, 2011, 21–25; ACI 318-19, 2019, 330–333.)



KUVA 40. Diagonaalisesti raudoitettun aukkopalkin puolikkaan vapaakappalekuva (NEHRP, 2011, 25)

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 10\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (43)$$

missä

$V_n$  on nimellinen leikkauskestävyys, ACI 318 merkintä

$A_{vd}$  on diagonaalirauditusryhmän poikkipinta-ala, ACI 318 merkintä

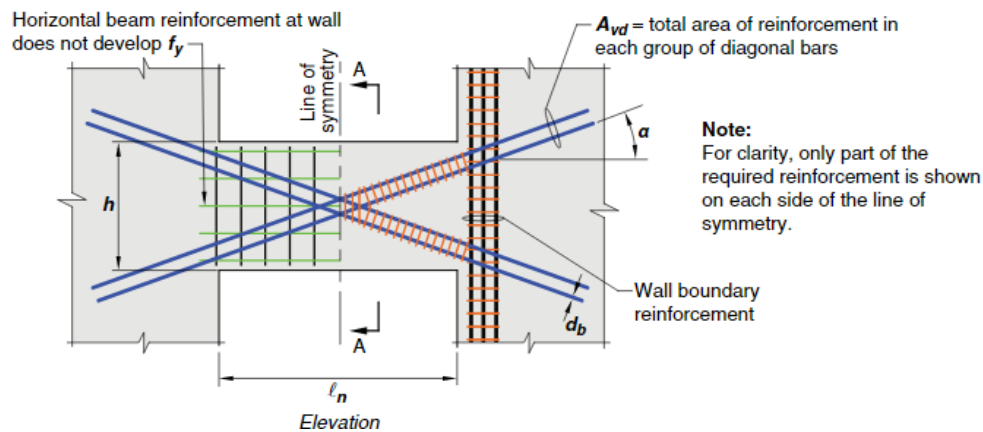
$f_y$  on rauditukselle määritelty myötölujuus, ACI 318 merkintä

$\alpha$  on diagonaaliraudoitteen ja vaakatason välinen kulma, ACI 318 merkintä

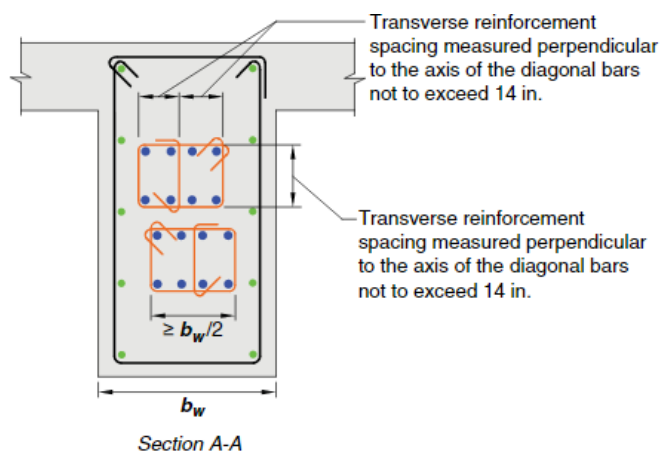
$f'_c$  on betonin puristuslujuus, ACI 318 merkintä

$A_{cw}$  on aukkopalkin leikkausvoimaa vastustava horisontaalinen pinta-ala, ACI 318 merkintä

Normissa ACI 318 esitetään kaksi vaihtoehtoista periaatetta diagonaalisesti raudoitettuun aukkopalkille. Kuvissa 41 ja 42 on esitetty toinen näistä periaatteista, jossa diagonaaliraudotteet ovat haotettu nippuun aivan raudoituksien vierestä. Vaihtoehtoisesti haat voivat olla koko aukkopalkin poikkileikkauksen korkuisia. Molemmissa tapauksissa haotukselle annetaan maksimietäisyydet sekä vähimmäispoikkipinta-ala. Kuvassa 42 esitetyssä periaatteessa hakojen väli on pienempi kuin 14 tuumaa eli noin 360 mm. Leikkauksesta nähdään, että diagonaalisesti olevat raudoiteniput asetetaan keskenään limittäin ja yhden raudoiteryhmän leveys on oltava vähintään puolet aukkopalkin leveydestä. Aukkopalkissa olevia vaakasuuntaisia teräksiä ei huomioida kestävyyslaskelmissa. (ACI 318-19, 2019, 330–333.)



KUVA 41. Diagonaalisesti raudoitettu aukkopalkki kuvattuna edestä (ACI 318-19, 2019, 332)



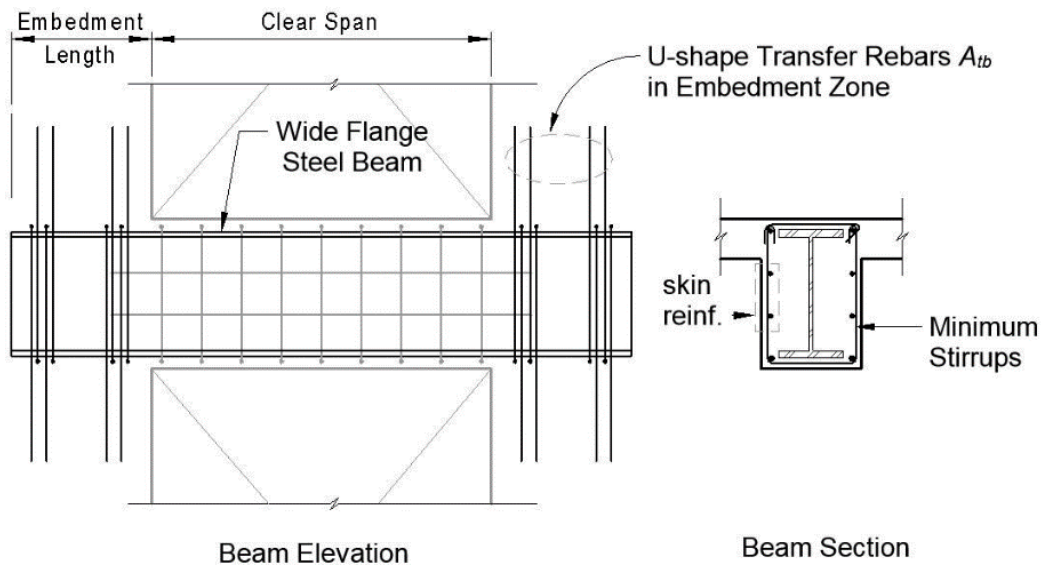
KUVA 42. Diagonaalisesti raudoitettun aukkopalkin leikkaus (ACI 318-19, 2019, 332)

Eri normeissa diagonaalisesti raudoitettujen aukkopalkkien ankkurointipituuksia on esitetty luvussa 3.3. Raudoitusten ankkurointipituuksia pidennetään 1,25-1,5-kertaiseksi normaalista, käytettävästä normista riippuen.

#### 4.2.2 Teräsosien käyttäminen

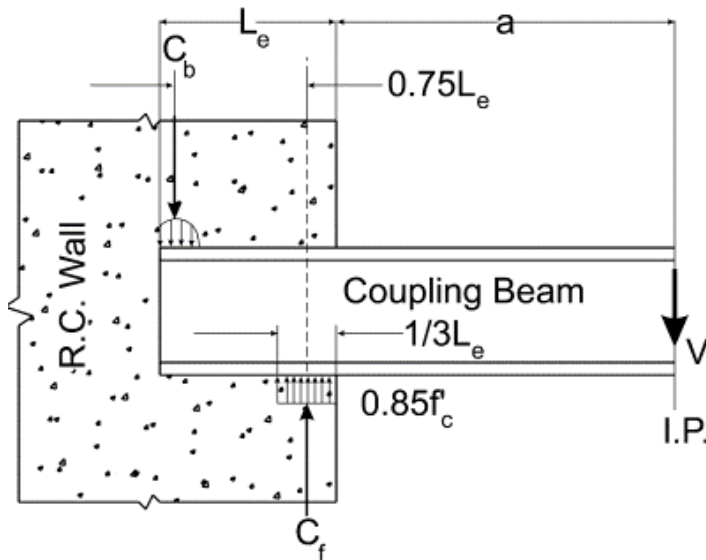
Raudoitettujen aukkopalkkien lisäksi aukkopalkkien kuormansiirroissa voidaan käyttää myös erilaisia teräs- ja liittorakenteita. Käytettyjä aukkopalkkityyppejä ovat teräksinen aukkopalkki, teräspalkin ja betonin liittorakenne (englanniksi *encased steel composite coupling beam*) sekä teräslevyn ja betonin liittorakenne (englanniksi *embedded steel plate composite coupling beam*). Erilaisia variaatioita käytetään vaihtoehtoisina rakenteina diagonaalisesti raudoitetulle aukkopalkille, jonka työmaatoteutus on tyypillisesti haasteellista. (Liao & Pimentel, 2019, 8–12.)

Kuvassa 43 on esitetty teräspalkin ja betonin liittorakenteinen aukkopalkki. Tämän tyyppisessä aukkopalkissa I-profiili on valettu betonisen aukkopalkin sisälle. Teräspalkkia ympäröivät haat ja palkki ankkuroidaan riittävän pitkälle liittyvään seinään. Laajojen tutkimusten perusteella on todettu, että tämän tyylinen palkki omaa maanjäristystilanteessa erinomaisen energian dissipointikyvyn ja on hyvin sitkeä. Tällaisen koteloidun teräspalkin ominaisuudet maanjäristystilanteessa on verrattavissa diagonaalisesti raudoitetun palkin ominaisuuksiin. Koteloidun teräspalkin taivutus- ja leikkausmitoituksessa huomioidaan ainoastaan teräsprofiilin ominaisuudet. Teräsprofiilia ympäröivä betoni lisää palkin jäykkyyttä ja toimii palosuojauksena teräspalkille. Suunniteltaessa ACI 318 normin mukaisesti koteloidun aukkopalkin leikkausjännitystä ei ole rajoitettu kuten raudoitetuilla aukkopalkkeilla. (Liao & Pimentel, 2019, 8–12.)



KUVA 43. Teräspalkin ja betonin liittorakenne aukkopalkkina (Liao & Pimentel, 2019, 9)

Koteloidun aukkopalkin suunnittelun kriittisin tehtävä on palkin upotussyvyyden suunnittelu. Tarkkoja suunnitteluohjeita ja ehtoja upotussyvyyden laskentaan ei ole, mutta tyypillisesti upotussyvyys lasketaan kuvassa 44 esitetyllä Mattock-Gaafar -menetelmällä (Gong & Shahrooz, 2001, 1481; Liao & Pimentel, 2019, 8–12). Menetelmässä aukkopalkkiin kohdistuva leikkausvoima muutetaan liittyvän seinän alueella voimapareiksi, joita tässä tapauksessa kuvataan merkinnöillä  $C_b$  ja  $C_f$ . Teräspalkin päässä oleva voima  $C_b$  oletetaan jakaantuvan parabolisesti ja teräspalkin aukon reunassa sijaitseva  $C_f$  lasketaan tasaisena voimana, joka on yhtä suuri kuin 0,85 kertaa betonin puristuslujuus. Jännitysten oletetaan jakaantuvan tasaisesti palkin laipoilla. Näiden oletusten perusteella ja kokeellisen datan perusteella on johdettu kaava 44, jonka avulla voidaan laskea palkin leikkauskapasiteetti ja upotussyvyys. Normissa ANSI/AISC 341-16 on käsitelty teräsrakenteiden toimintaa maanjäristystilanteessa. Normissa esitetään tarkempia ehtoja tämän tyyliä palkille ja sen vaatimuksille.



KUVA 44. Teräspalkin upotussyvyyden laskenta Mattock-Gaafar -menetelmällä (Gong & Shahrooz, 2001, 1481)

$$V_u = 4.05\sqrt{f'_c} \left( \frac{t_{wall}}{b_f} \right)^{0.66} \beta_1 b_f L_e \left[ \frac{0.58 - 0.22\beta_1}{0.88 + \frac{a}{L_e}} \right] \quad (44)$$

missä

$V_u$  on teräspalkin plastinen leikkauskapasiteetti

$f'_c$  on betonin puristuslujuus

$t_{wall}$  on liittyvän seinän paksuus

$b_f$  on teräspalkin laipan leveys

$\beta_1$  on keskimääräisen betonin puristuslujuuden suhde maksimi jännityksen

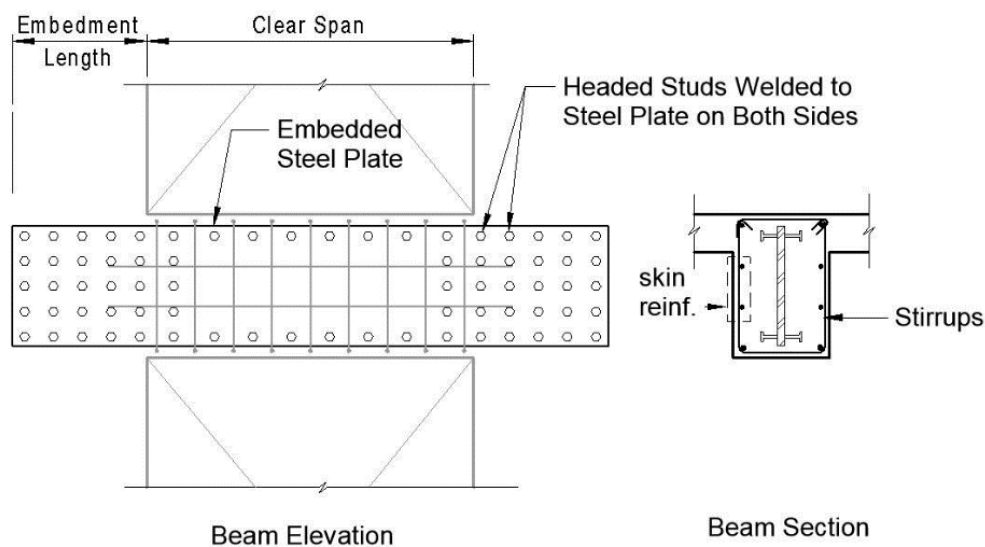
$L_e$  on teräspalkin upotussyvyys

$a$  on puolet aukkopalkin pituudesta (tässä yhtälössä)

Verrattuna diagonaalisesti raudoitettuun aukkopalkkiin koteloidun aukkopalkin toteuttaminen työmaalla on helpompaa ja sillä voidaan saada selviä aikataulusäästöjä, mikäli urakoitsija tuntee kyseisen rakentamistavan. Haasteena tässä aukkopalkkityypissä on palkin liitos seinään. Ankkurointialueella on tyypillisesti paljon pystyterästä, joten I-profiilin mahtuminen raudoitusten väliin on huomioitava esi-

merkiksi käyttämällä paksumpia seiniä. Profiilin laipan loveaminen ei ole suositeltavaa, koska se kasvattaa teräspalkin upotussyvyttä seinään. Koteloitujen teräspalkin käyttäminen vaikeuttaa myös seinän läpivientien toteutusta ja suunnittelua. (Liao & Pimentel, 2019, 8–12.)

Teräspalkin ja aukkopalkin viereisen seinän terästen törmäilyjen välttämiseksi on mahdollista käyttää teräspalkin sijasta teräslevyä. Tässä versiossa teräslevyn molemmille puolille on hitsattu tyssätappeja tartunnoiksi ja levy suljetaan haotuksella kuvan 45 periaatteella. Tutkimusten perusteella tämän tyylliset aukkopalkit hillitsevät tehokkaasti diagonaalisten halkeamien muodostumista sekä palkin haurasta murtotapaa. Upotetuilla teräslevyillä toteutettavien aukkopalkkien muodonmuutoskyky on selvästi suurempi kuin horisontaalisesti raudoitettavan aukkopalkin. (Liao & Pimentel, 2019, 8–12.)



KUVA 45. Teräslevyn ja betonin liittorakenne aukkopalkkina (Liao & Pimentel, 2019, 9)

Teräslevyn ja betonin liittorakenteen kriittisin suunnittelutehtävä on myös upotussyvyden määrittely. Aiemmin esitettyä Mattock-Gaafar -menetelmää voidaan käyttää myös tämän tyyllisen aukkopalkin upotussyvyden suunnittelussa oletta- malla tasainen puristusjännitys teräslevylle ja tyssätyille tapeille. (Liao & Pimentel, 2019, 8–12.)

Teräslevyllisen aukkopalkin mitoitus poikkeaa teräspalkillisesta tapauksesta siten, että teräslevyllisessä tapauksessa huomioidaan myös betonirakenteen osuus. Teräslevyllisen tapauksen mitoituksen perussäännöt ovat seuraavat:

- Teräslevyn korkeuden suhde yhdistetyn aukkopalkin korkeuteen tulisi olla rajoitettu välille 0,8-0,95.
- Käytännöllinen aukkopalkin jännevälin suhde palkin korkeuteen on 1,0-4,0.
- Aukkopalkissa on vähimmäisleikkausraudoitus.
- Teräslevyn vähimmäisupotussyvyys riippuu aukkopalkin jännevälin ja korkeuden suhteesta. Upotussyvyys voi vaihdella välillä 0,35-0,7 kertaa aukkopalkin vapaa jänneväli.
- Aukkopalkin nimellinen leikkausjännitys on rajattu arvoon  $1.5 \cdot \sqrt{f_{cu}}$  (betonin puristuslujuus) ja teräslevyssä vaikuttavan leikkausvoiman on oltava pienempi kuin  $0.45 \cdot V_u$  (leikkauskapasiteetti).

(Liao & Pimentel, 2019, 8–12.)

Kaikilla erilaisilla aukkopalkkityypeillä on etunsa ja rajoitteensa, eikä yhden aukkopalkkityypin käyttäminen kaikkiin maanjäristystilanteen suunnittelussa vastaan tuleviin tilanteisiin ole käyttökelpoinen periaate. On tyypillistä, että samanlaisia aukkopalkkeja käytetään rakennuksen eri kerroksissa eikä palkkeja optimoida kerroksittain, vaan ne suunnitellaan järkevissä ryhmissä. Erilaisten aukkopalkkityyppien etuja, rajoitteita sekä ominaisuuksia on koostettu kuvassa 46. Aiemmin tässä luvussa mainittujen seikkojen lisäksi kuvasta nähdään, että erilaisien aukkopalkkien laskennassa käytetään myös eri jäykkyyksiä. Leikkausvoiman uudelleen jakaminen pystysuunnassa riippuu myös käytettävästä aukkopalkkityypistä. Käytettäessä teräspalkkia aukkopalkkina normi ANSI/AISC 341-16 rajoittaa leikkausvoiman uudelleen jakamisen 20 % kimmoisesti lasketusta arvosta. Horisontaalisesti raudoitetun aukkopalkin ollessa taas suhteellisen joustamaton rakenne, leikkausvoiman uudelleen jakaminen ei ole suositeltavaa. (Liao & Pimentel, 2019, 8–12.)



Coupling Beam Type	Code-Specified Maximum Allowable Nominal Shear Stress (Psi)	Applicable Span-To-Depth Ratio	Practical Maximum Shear Stress (Psi)	Suggested Effective Stiffness in Structural Analysis Model	Construction Feasibility	Energy Dissipation Capacity and Ductility	Shear Force Vertical Distribution
Conventional	$10\sqrt{f'_c}$	$2.0 \leq l_n/b$	$4\sqrt{f'_c}$	$0.35E_sI_g$	Easiest	Poor	No
Diagonally-Reinforced	$10\sqrt{f'_c}$	$l_n/b \leq 1.5-2.0$	$8.5\sqrt{f'_c}$	$0.35E_sI_g$	Most Difficult	High	Yes
Steel	N/A	$l_n/b \leq 4.0$	N/A	$0.6E_sI_{steel}$	Difficult	High	Yes, max 20%
Encased Steel Composite	N/A	$l_n/b \leq 4.0$	N/A	$0.06 \cdot l_n/b \cdot E_sI_{steel}$ ( $0.35E_sI_g$ lower bound)	Difficult	High	Yes, max 20%
Embedded Steel Plate Composite	$\approx 18\sqrt{f'_c}$	$1.0 \leq l_n/b \leq 4.0$	$\approx 18\sqrt{f'_c}$	$0.35E_sI_g$	Medium	Moderate	Yes

KUVA 46. Teräslevyn ja betonin liittorakenne aukkopalkkina (Liao & Pimentel, 2019, 9

Tyypillisesti horisontaalisesti raudoitettu aukkopalkki on toteuttamiskelpoisin ja taloudellisin ratkaisu näistä aukkopalkkivaihtoehdoista olettaen, että palkin leikkauksjännitys on pieni ja taipuma on hallinnassa. Kuten muissakin suunnitteluratkaisuissa on suunnittelijan ja muun projektiryhmän harkinnassa, mikä on hankkeelle sopivin vaihtoehto. (Liao & Pimentel, 2019, 8–12.)

Käytettäessä tavanomaisen raudoitettun aukkopalkin sijasta upotettua teräsprofiilia tai teräsosia, on niiden toiminta varmistettava kaikissa kuormitusyhdistelmissä. Aukkopalkin rasitukset muodostuvat tietystä kuormitusyhdistelmästä, mutta varsinkin teräslevyn toimintaa tulisi tarkastella myös tapauksissa, joissa pystykuorman osuus voi olla suurempi kuin aukkopalkin rasitus. Suhteessa ohut teräslevy, joka sijaitsee voimakkaasti pystyyn rasitetussa aukon pielessä, aiheuttaa halkaisuvoimia betonille, jotka on pystyttävä hallitsemaan kaikissa kuormitustapauksissa.

Vaikka tässä luvussa esitetyt vaihtoehtoiset kuormansiirtoperiaatteet ja niiden käyttäminen ovat erityisesti maanjäristystilanteessa käytettäviä ratkaisuja, on niiden soveltaminen mahdollista myös staattisten kuormien hallinnassa. Soveltamiskohteina voisivat olla rakenteen toiminnan kannalta kriittiset ja voimakkaasti rasitetut aukkopalkit sekä mahdollinen työmaatoteutuksen helpottaminen, mikäli tavanomaisen aukkopalkin raudoitusmäärä on suuri.

## **5 AUKKOPALKKIEN JÄYKKYYDET SEKÄ MALLINNUKSMÄHDOLLISUUDET LASKENTAMALLISSA**

Nykyisen käytännön mukaan rakennusten suunnittelussa käytetään hyvin paljon elementtimenetelmää hyödyntäviä laskentaohjelmia. Jotta rasitukset muodostuvat laskentamallissa mahdollisimman todenmukaisesti, on huomioitava oikeat mallinnustavat sekä mahdolliset jäykkyyksien muutokset esimerkiksi aukkopalkeissa.

### **5.1 Aukkopalkkien jäykkyys**

Määritettäessä voimasuureita, vaakasiirtymiä sekä mitoitettaessa korkeaa rakennusta on laskentamallissa huomioitava betonirakenteiden mahdollinen halkeilu tai halkeamattomuus. Helsingin kaupungin korkean rakentamisen ohjekortin mukaan laskenta on tehtävä vähintään kahdella eri rakennuksen jäykkyydellä ylä- ja alalikiarvojen laskemiseksi. Laskennassa on käytettävä ainakin mallia, jossa halkeilu sekä liitosten ominaisuudet on huomioitu. Toisessa mallissa rakenteet oletetaan halkeilemattomiksi. (Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018, 2018.)

Mikäli leikkausseiniä yhdistetään aukkopalkeilla, on globaalien jäykkyyden kannalta erittäin olennaista, että mallinnustapa kuvastaa oikeaa teräsbetonirakenteen jäykkyyttä. Aukkopalkkien mahdollinen halkeilu on huomioitava laskennassa. Aukkopalkit ovat tyypillisesti suhteellisen korkeita suhteessa niiden jänneväliin ja siten leikkausmuodonmuutos on taivutusta hallitsevampi ilmiö. Tämä voi johtaa halkeiluasteen kasvamiseen palkkiosalla. On tyypillistä, että aukkopalkkien jäykkyyttä redusoidaan edellä mainitun ilmiön huomioimiseksi. (FIB & MPA, 2014, 36–37.)

#### **5.1.1 Kirjallisuudessa esitetyt redusointikertoimet**

Aukkopalkkien redusointikerroin voidaan selvittää tutkimalla poikkileikkausta haljenneessa ja halkeamattomassa tilassa. Molemmassa tapauksissa lasketaan

poikkileikkauksen jäyhyysmomentti, joiden suhteista saadaan redusointikerroin kaavan 45 mukaisesti. Tämän jälkeen halkeamattoman poikkileikkauksen jäykkyyttä pienennetään kertoimen avulla. Mikäli redusointikerrointa käytetään laskentamallissa, on redusointikerroin laskettava suhteesta, jossa halkeamattoman tilan poikkileikkauksessa on pelkkä betonipoikkileikkaus ja haljenneessa tilassa on huomioitu myös teräkset. Tällöin laskentamallissa olevaa poikkileikkausta, jonka jäykkyydessä ei tyypillisesti huomioida teräksiä, redusoidaan oikeassa suhteessa. Haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentin ratkaisuun on olemassa useampia menetelmiä, joten kaavassa 44 esitetty merkintä  $I_2$  kuvastaa yleisellä tasolla haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomenttia. Jatkossa alaindeksi kertoo eri laskentaperiaatteesta.

$$K = \frac{I_2}{I_{gr}} \quad (45)$$

missä

$K$  on jäykkyyden redusointikerroin

$I_2$  on haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$I_{gr}$  on halkeilemattoman bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

Käytettäville jäykkyyksille on esitetty suositusarvoja ja sitä voidaan laskea tarkemmin eri menetelmillä. Taulukkoon 5 on koostettu eri lähteissä esitettyjä redusointikerroimia. Taulukossa esitetty Eurokoodin liitteen H mukainen redusointikerroin on laskettu kaavan 46 mukaisesti. Eurokoodin mukaan on sallittua käyttää kyseisiä likiarvojäykkyyksiä haljenneelle tai halkeamattomalle jäykistävälle rakenneosalle, mikäli jäykkyyttä ei arvioida tarkemmin (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 209–210).

TAULUKKO 5. Jäyhyysmomenttien redusointikertoimet Betoniteollisuus, ACI 318 sekä CSA A23.3 (Betoniteollisuus ry. 2010b; SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 209–210; ACI 318-19, 2019, 76; CSA A23.3:19, 2019, 68)

Rakenneosa	Betoniteollisuus ry.	ACI 318 ja CSA A23.3	Eurokoodi liite H
Seinä	0,70	0,70 halkeamaton 0,35 haljennut	
Pilari	0,70	0,70	
Palkki	0,35...0,50	0,35	
Laatta (Betoniteollisuus ry.)  Litteä levy tai litteä laatta (ACI 318 ja CSA A23.3)	0,35...0,50	0,25	
Halkeillut, jäykistävä rakenneosa			0,33
Halkeamaton, jäykistävä rakenneosa			0,66

$$EI \approx 0.4E_{cd}I_c \quad (46)$$

missä

$I_c$  on jäykistävän rakenneosan jäyhyysmomentti

$E_{cd}$  on betonin kimmokertoimien mitoitusarvo,  $= \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$ ,

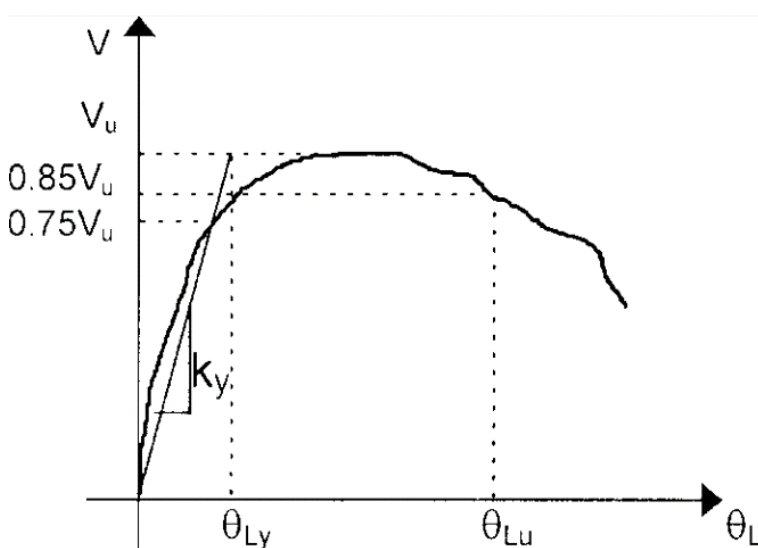
$\gamma_{cE}$  suositusarvo 1,2

mikäli poikkileikkaus osoitetaan murtorajatilassa halkeamattomaksi arvon 0,4 tilalla voidaan käyttää arvoa 0,8

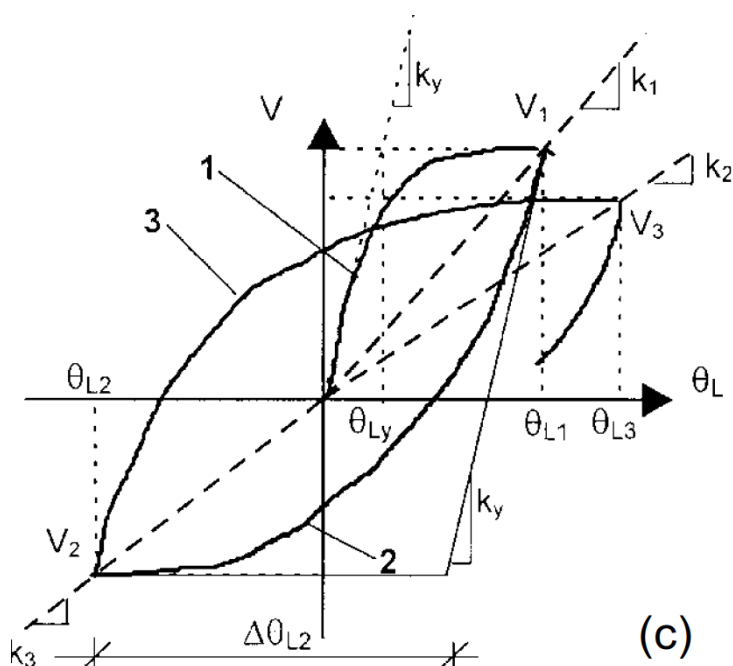
Betoniteollisuus ohjeistaa käyttämään taulukossa 5 esitettyjä redusoituja jäykkyyksiä rakenneosille alustavassa laskennassa niissä kerroksissa, joissa betonin

vetolujuus ylittyy (Betoniteollisuus ry. 2010b). ACI 318 määrittelee myös redusoituja jäykkyyksiä eri rakenneosille vaakavoima-analyysiä varten. ACI 318 määritellyt arvot arvioivat teräsbetonisen rakennuksen kuormitusta lähellä myötörajaa tai sen ylittymisen jälkeen. Esitettyjen redusointikertoimien on osoitettu tuottavan järkevän korrelaation kokeellisten sekä yksityiskohtaisten analyyttisten tulosten kanssa. ACI 318 ohjeistaa redusoidaan rakenneosien jäykkyyksiä myös halkeamattomassa tilassa. CSA A23.3 normissa on vastaavat redusointikertoimet kuin ACI 318. (ACI 318-19, 2019, 76–77; CSA A23.3:19, 2019, 68.)

Redusointikertoimen muodostumista voidaan kuvata myös materiaalimallin avulla. Kuvassa 47 on esitetty Galano & Vignoli esittämä aukkopalkin staattisen leikkausvoiman ja aukkopalkin keskimääräisen kiertymän yhteys. Kuvassa merkintä  $k_y$  kuvastaa aukkopalkin jäykkyyttä myötörajalla, kun poikkileikkaus on vielä kimmoisella alueella. Suurin kiertymä  $\theta_{Lu}$  on tässä tapauksessa rajattu arvoon 85 % suurimmasta leikkausvoiman arvosta. Kuvassa 48 esitetään edellinen tapaus kumulatiivisena hystereesisilmukan muodossa, kun aukkopalkkia rasitetaan jaksollisesti. Kiertymän ollessa pisteessä  $\theta_{L1}$  nähdään, että plastisen alueen jäykkyyksiä  $k_1$  ja  $k_2$  kuvaavien leikkausviivojen kulmakertoimet ovat pienempiä kuin myötörajalla. Redusointikerroin muodostuu tässä tapauksessa siis plastisen alueen kulmakertoimen  $k_1$  tai  $k_2$  suhteesta kimmoisen myötörajan kulmakertoimeen  $k_y$ . (Galano & Vignoli, 2000, 880.)



KUVA 47. Aukkopalkin staattinen sitkeys (Galano & Vignoli, 2000, 880)

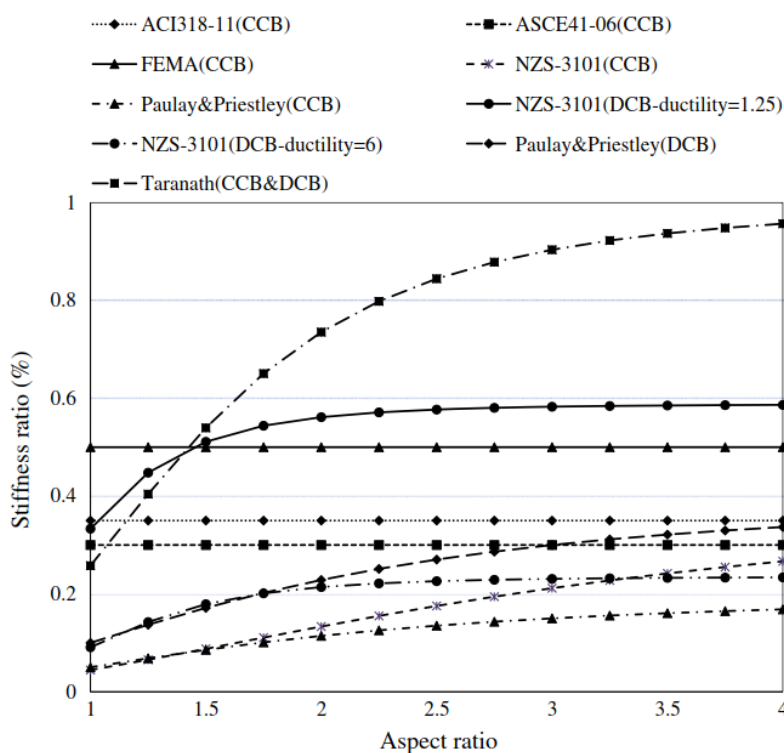


KUVA 48. Aukkopalkin kumulatiivinen sitkeys jaksollisessa rasituksessa (Galano & Vignoli, 2000, 880)

Useat tutkimukset ovat osoittaneet, että aukkopalkkien tehollisen jäykkyyden arvioinnissa on epävarmuutta ja esitetyt redusointikertoimet yleensä yliarvioivat aukkopalkin tehollista jäykkyyttä. Son Vu & Li & Beyer tekemässä tutkimuksessa on pyritty kehittämään rationaalisia lähestymistapoja aukkopalkkien tehollisen jäykkyyden arviointiin. Tutkimuksessa esitetään analyyttinen lähestymistapa jäykkyyden arvioimiseksi ottaen huomioon taivutus- ja leikkausmuodonmuutokset aukkopalkissa. Tutkimuksessa suoritettiin laaja parametritutkimus, joka sisältää useita horisontaalisesti (CCB) sekä diagonaalisesti (DCB) raudoitettuja aukkopalkkeja. Tuloksena tutkimuksesta on ehdotettu kahta kaavaa, diagonaalisesti ja horisontaalisesti raudoitetuille aukkopalkkeille, joilla voidaan arvioida palkin tehollista jäykkyyttä. Ehdotettuja kaavoja on verrattu useisiin kokeellisiin tuloksiin ja täten todennettu analyyttisellä menetelmällä laskettavia jäykkyyksiä. Tutkimuksessa ehdotettuja kaavoja on käsitelty tarkemmin myöhemmin tässä työssä. (Son Vu & Li & Beyer, 2014.)

Son Vu & Li & Beyer ovat tutkineet eri normeissa sekä lähteissä esitettyjä aukkopalkkien jäykkyyksien redusointikertoimia. Kuvassa 49 on esitetty tutkimuksessa koostettu kuvaaja eri normien sekä lähteiden jäykkyyksiä erilaisille aukkopalkkeille. Kuvan perusteella voidaan todeta, että ehdotetuissa jäykkyyksien redusointikertoimissa on suuria eroja eri lähteiden ja normien välillä. Esimerkiksi

ACI suosittelema redusointikerroin on vakio kaikilla palkin sivusuhteilla, mutta joissain lähteissä redusointikerrointa on lähestytty muodostamalla funktio aukko-palkin sivusuhteen mukaan. Kuvassa sivusuhde (englanniksi Aspect ratio) kuvastaa palkin pituuden suhdetta palkin korkeuteen. (Son Vu & Li & Beyer, 2014, 371–373).



KUVA 49. Aukkopalkkien jäykkyyksien redusointikertoimia erilaisille aukkopalkkeille (Son Vu & Li & Beyer, 2014, 373)

Son Vu & Li & Beyer tutkimus sekä esittämät kaavat pohjautuvat pääpiirteittäin maanjäristysmitoitukseen. Tutkimuksessa esitetyt kokeelliset ja esitetyillä kaavoilla saadut palkkien teholliset jäyhyysmomentit ovat hyvin pieniä, tyypillisesti alle 10 % kimmoisesta jäyhyysmomentista. Saavuttaakseen näin pienen jäykkyyden poikkileikkauksen on pitänyt halkeilla hyvin voimakkaasti. Mitoitettaessa aukkopalkkia maanjäristystilanteessa rakenteen sitkeä käyttäytyminen ja kriittisempien rakenneosien, kuten seinien, suojaaminen energiaa dissipoidamalla ovat olennaisia mitoitusperiaatteita. Mikäli poikkileikkaus mitoitetaan staattisille kuormille käyttö- tai murtorajatilassa, on Eurokoodissa kuitenkin esitetty raja-arvoja esimerkiksi betonin puristumalle, jotka poikkileikkauksen on täytettävä. Valitun materi-

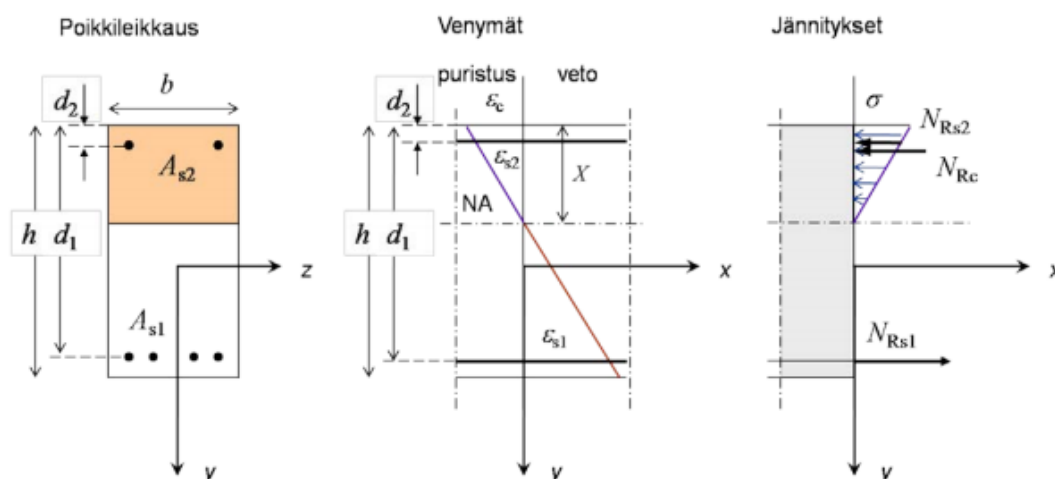
aalimallin mukaan reunapuristumia sekä jännityksiä on rajattu siten, että näin pieniin redusointikertoimen arvoihin pääseminen vaikuttaa epätodennäköiseltä tyyppillisissä mitoitustilanteissa.

### **5.1.2 Aukkopalkin jäykkyyden redusointikertoimen laskentamenetelmät**

Aukkopalkin redusointikerroin saadaan selville tutkimalla poikkileikkaukseen vaikuttavia rasituksia, muodonmuutoksia sekä niiden tasapainoa neutraaliakselin suhteen. Olennainen osa laskentaa on puristetun pinnan korkeus sekä sen muoto. Aukkopalkkiin vaikuttavan normaalivoiman huomioiminen vaikeuttaa laskentaa selvästi, koska normaalivoima kasvattaa puristetun osan korkeutta kolmannen asteen funktiona. Mikäli haetaan redusointikertoimen alalikiarvoa, on varmalla puolella olettaa, ettei poikkileikkaukseen vaikuta normaalivoima. Tällöin redusointikertoimen arvosta tulee pienempi ja poikkileikkauksen jäykkyyttä redusoidaan enemmän. Jos poikkileikkaukseen vaikuttava puristava normaalivoima on hyvin suuri, pienentää se poikkileikkauksen kestävyttä. Aukkopalkkien tapauksessa tällainen suuri puristava normaalivoima on kuitenkin epätodennäköinen.

Tässä työssä laskettuja jäykkyyksiä on laskettu pääosin lineaarisella materiaali-mallilla, jolloin jännityskuvaajan oletetaan olevan kolmion mallinen, kuten kuvassa 50 on esitetty. Tämä kuvastaa materiaalin ominaisuuksia käyttörajatilanteessa. Poikkileikkauksen plastisoituessa esitetty jännityskuvaaja muuttuu kolmion mallisesta paraabeliksi, jolloin myös poikkileikkaukseen vaikuttavien rasitusten resultanttien sijainnit muuttuvat.





KUVA 50. Venymä ja jännitysjakautumat haljenneelle poikkileikkaukselle käyttörajan rasiuksilla (Nykyri, 2013, 208)

Aukkopalkin mitoitus on murtorajatilassa tehtävää laskentaa, joten myös redusointikertoimen pitäisi kuvastaa kyseistä mitoitustilannetta. Murtorajatilan laskennassa voidaan valita käytettävä materiaalmalli, joita ovat parabolinen, bilineaarinen, lineaarinen tai paraabeli-suorakaide. Mikäli jäykkyyttä haluttaisiin laskea tarkasti murtorajatilassa, pitäisi materiaalmallia ja sen mukaisia jännitysmuodonmuutosyhteyksiä huomioida tarkemmilla menetelmillä. Tämä voidaan tehdä esimerkiksi epälineaarilla analyysimenetelmillä, joissa käytetään sopivaa epälineaarista materiaalmallia. Luvussa 5.1.3 tehdyssä laskentamenetelmien vertailussa poikkileikkauksia on laskettu myös epälineaarista murtorajatilannetta mukaillen.

Haljenneen tilan jäyhyysmomentti voidaan selvittää useammalla eri tavalla, joiden ratkaisua on käsitelty seuraavaksi. Jäyhyysmomentit ratkaistaan puristusvyöhykkeiden tai toisin sanoen neutraaliakselien sijaintien perusteella. Kuvassa 50 puristusvyöhykkeen korkeutta on kuvattu merkinnällä  $X$  ja neutraaliakselin sijaintia  $NA$ . Puristusvyöhykkeen korkeuden laskenta haljenneessa tilassa on esitetty kaavassa 47. Kuten aiemmin todettiin, normaalivoiman vaikutuksen huomiointi vaikeuttaa puristusvyöhykkeen laskentaa muuttaen sen kolmannen asteen funktioksi.

$$X_{cr} = \frac{\sqrt{[A_s \alpha_e + A_{sc}(\alpha_e - 1)]^2 + 2b[A_s \alpha_e d + A_{sc} d_c(\alpha_e - 1)]} - [A_s \alpha_e + A_{sc}(\alpha_e - 1)]}{b} \quad (47)$$

missä

$X_{cr}$	on haljenneen poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus
$b$	on poikkileikkauksen leveys
$\alpha_e$	on kimmokertoimien suhde, $\frac{E_s}{E_c}$
$A_s$	on vetoterästen pinta-ala
$d$	on vetoterästen etäisyys puristetusta reunasta
$A_{sc}$	on puristusterästen pinta-ala
$d_c$	on puristusterästen etäisyys puristetusta reunasta

Ensimmäinen tapa haljenneen tilan jäyhyysmomentin laskentaan on esitetty kaavassa 48. Esitetty jäyhyysmomentin laskenta esiintyy usein kirjallisuudessa ja sitä on käsitelty esimerkiksi Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjoissa (Nykyri, 2013, 205–209).

$$I_{cr} = \frac{bX_{cr}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - X_{cr})^2 + (\alpha_e - 1) A_{sc} (d_c - X_{cr})^2 \quad (48)$$

missä

$I_{cr}$	on haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
$b$	on poikkileikkauksen leveys
$X_{cr}$	on haljenneen poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus
$\alpha_e$	on kimmokertoimien suhde, $\frac{E_s}{E_c}$
$A_s$	on vetoterästen pinta-ala
$d$	on vetoterästen etäisyys puristetusta reunasta
$A_{sc}$	on puristusterästen pinta-ala
$d_c$	on puristusterästen etäisyys puristetusta reunasta

Selvitettäessä poikkileikkauksessa tapahtuva reunapuristuma  $\varepsilon$  tai toisin sanoen poikkileikkauksen käyristymä voidaan jäyhyysmomentti ilmoittaa kaavan 49 mukaisesti. Ratkaisuperiaate perustuu Hooken lakiin ja tätä ratkaisumenetelmää on käsitelty myös Miettinen (Miettinen, 2013) työssään.

$$I_{\varepsilon} = \frac{MX_{cr}}{E_c \varepsilon_c} \quad (49)$$

missä

$l_{\varepsilon}$	on haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
$M$	on laskettavan tapauksen momentti
$X_{cr}$	on haljenneen poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus
$E_c$	on kimmokertoimien betonin kimmokerroin
$\varepsilon_c$	on betonin reunapuristuma

Edellä esitetyissä kaavoissa 48 ja 49 poikkileikkaus oletetaan haljenneeksi kokonaan poikkileikkauksen pituussuunnassa. Todellisuudessa poikkileikkaukseen kuitenkin muodostuu halkeamat tietyllä jaolla. Kaavassa 50 on esitetty tehollisen taivutusjäykkyyden laskenta jäyhyysmomentin muodossa, joka löytyy esimerkiksi Betoninormeista sekä tunnetaan myös Park & Paulay -kaavana (B7, 1977, 17). Tehollisen haljenneen poikkileikkauksen laskennassa huomioidaan halkeamien välissä olevien ehjien betonikappaleiden vetojäykistysvaikutus. Toisin sanoen poikkileikkauksen halkeamista skaalataan poikkileikkauksen pituuden suhteen eikä koko poikkileikkausta oleteta haljenneeksi.

$$I_{ef} = \frac{(\alpha_r E_c I_{gr} + (1 - \alpha_r)) K_r}{E_c} \quad (50)$$

missä

$l_{ef}$	on haljenneen poikkileikkauksen tehollinen jäyhyysmomentti
$\alpha_r$	on poikkileikkauksen halkeamiskestävyyden ja mitoitusmomentin suhde, $\left(\frac{M_{cr}}{M_d}\right)^3 \leq 1.0$
$E_c$	on betonin kimmokerroin

$I_{gr}$	on halkeilemattoman bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti redusointikertoimen laskennassa, muussa tapauksessa huomiotava raudoitus
$K_r$	on kaavan 51 mukainen täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

$$K_r = A_s E_s z (d - X_{cr}) \quad (51)$$

missä

$K_r$	on täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys
$A_s$	on vetoterästen pinta-ala
$E_s$	on teräksen kimmokerroin
$z$	on sisäinen momenttivarsi
$d$	on vetoterästen etäisyys puristetusta reunasta
$X_{cr}$	on haljenneen poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus

Eurokoodi 2 esittää myös kaavan vetojäykistysvaikutuksen huomioimiseen poikkileikkauksen jäykkyyden laskennassa kaavojen 52 ja 53 mukaisesti. Kaavassa 52 on tässä tapauksessa käytetty momenttien suhteita, mutta momenttien sijaan voitaisiin käyttää jännityksen suhteita tai vedetyssä tapauksessa normaalivoimia. Tässä tapauksessa kaava 52 on muotoiltu redusointikertoimen jäyhyysmomenttien laskentaan sopivaksi, mutta jäyhyysmomenttien tilalla voitaisiin käyttää muitakin tutkittavia muodonmuutos- tai siirtymäparametrejä kuten venymä tai kiertymä. (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC, 2004, 128–129.)

$$I_{EC2} = \zeta I_2 + (1 - \zeta) I_{gr} \quad (52)$$

missä

$\zeta$	on kaavan 53 mukainen jakautumakerroin
$I_2$	on haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$I_{gr}$  on halkeilemattoman bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti redusointikertoimen laskennassa, muussa tapauksessa huomioitava raudoitus

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (53)$$

missä

$\zeta$  on jakautumakerroin

$\beta$  on kerroin, jolla huomioidaan kuormituksen keston tai toistuvan kuormituksen vaikutus keskimääräiseen venymään; yksittäinen lyhytaikainen kuormitus  $\beta = 1,0$  pitkäaikaiset kuormat ja monesta jaksosta muodostuva toistuva kuormitus  $\beta = 0,5$

$M_{cr}$  on poikkileikkauksen halkeamiskestävyys

$M$  on laskettavan tapauksen momentti

Son Vu & Li & Beyer tekemässä tutkimuksessa horisontaalisesti raudoitettulle aukkopalkille ehdotettu jäykkyyskerroin on esitetty kaavassa 54 ja diagonaalisesti raudoitettuna kaavassa 55. Aiemmin esitettyjen jäyhyysmomenttien laskennasta nämä kaavat poikkeavat oleellisesti siten, että kaavoissa on huomioitu myös leikkaushalkeilua. Kaavat on esitetty lähteen alkuperäisessä muodossa, jolloin tulokseksi saadaan suhdeluvun sijaan jäljellä oleva jäykkyys prosentteina.

$$K_{CCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0.67 \left( 1.8 \frac{l}{d} + 0.4 \frac{l^2}{d^2} \right) (0.9 + 0.7\rho_v + 1.1\rho_s) \left( 0.5 + \frac{11}{f'_c} \right) \quad (54)$$

missä

$K_{CCB}$  on horisontaalisesti raudoitettuna aukkopalkin jäykkyyskerroin

$I_e$  on tehollinen jäyhyysmomentti

$I_g$  on bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$l$  on aukkopalkin pituus

$d$  on aukkopalkin tehollinen korkeus

$\rho_v$  on pystyterästen raudoitussuhde

$\rho_s$  on pituussuuntaisten terästen raudoitussuhde  
 $f_c'$  on betonin puristuslujuus

$$K_{DCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0.65 \left( 1.6 + 0.9 \frac{l}{d} \right) (0.4 + 1.7 \rho_{sd}) \left( 0.7 + \frac{14}{f_c'} \right) \quad (55)$$

missä

$K_{DCB}$  on diagonaalisesti raudoitettun aukkopalkin jäykkyyserroin

$I_e$  on tehollinen jäyhyysmomentti

$I_g$  on bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$l$  on aukkopalkin pituus

$d$  on aukkopalkin tehollinen korkeus

$\rho_{sd}$  on diagonaaliraudotteiden raudoitussuhde

$f_c'$  on betonin puristuslujuus

L- ja T-poikkileikkauksille voidaan laskea jäyhyysmomentit samoilla periaatteilla kuin suorakaidepoikkileikkauksille. Käytännössä tällaisen poikkileikkauksen jäykkyyden arviointi aukkopalkeissa vaatii kuitenkin suuren määrän työtä. Aukkopalkkien puristetut pinnat ovat eri päin palkin päissä, jolloin myös esimerkiksi T-poikkileikkauksessa laippa olisi toisessa päässä palkkia vedetty ja toisessa puristettu. Mikäli tällaista poikkileikkausta haluttaisiin huomioida tarkasti, käytännön haasteena on myös redusointikertoimen lisääminen laskentamalliin erityisesti, jos haluttaisiin huomioida poikkileikkauksen tehollinen leveys. Miettinen (Miettinen, 2013) esittää työssään, että yksinkertaisinta olisi laskea laipallisen aukkopalkin jäykyys palkin molemmissa päissä ja käyttää näiden keskiarvoa. Miettisen mukaan Eurokoodissa ei kuitenkaan oteta kantaa asiaan ja on jäänyt epäselväksi, voidaanko näin todellisuudessa tehdä (Miettinen, 2013, 43). Käytännöllinen suunnitteluperiaate tällaisessa tapauksessa on olettaa aukkopalkki suorakaidepoikkileikkaukseksi ja tarvittaessa redusoida laskentamallissa koko laatan jäykkyyttä riittävästi.

### 5.1.3 Aukkopalkin jäykkyyden redusointikertoimen laskentamenetelmien vertailu

Tässä luvussa tehtiin vertailu edellisessä luvussa 5.1.2 esitellyistä redusointiker-  
toimien laskentamenetelmistä. Taulukossa 6 on koostettu vertailulaskennassa  
käytettävät lähtötiedot sekä poikkileikkaukset. Muuttujina vertailulaskennassa  
ovat poikkileikkauksen korkeus sekä niissä käytetyt raudoitukset.

TAULUKKO 6. Vertailulaskennan lähtötiedot

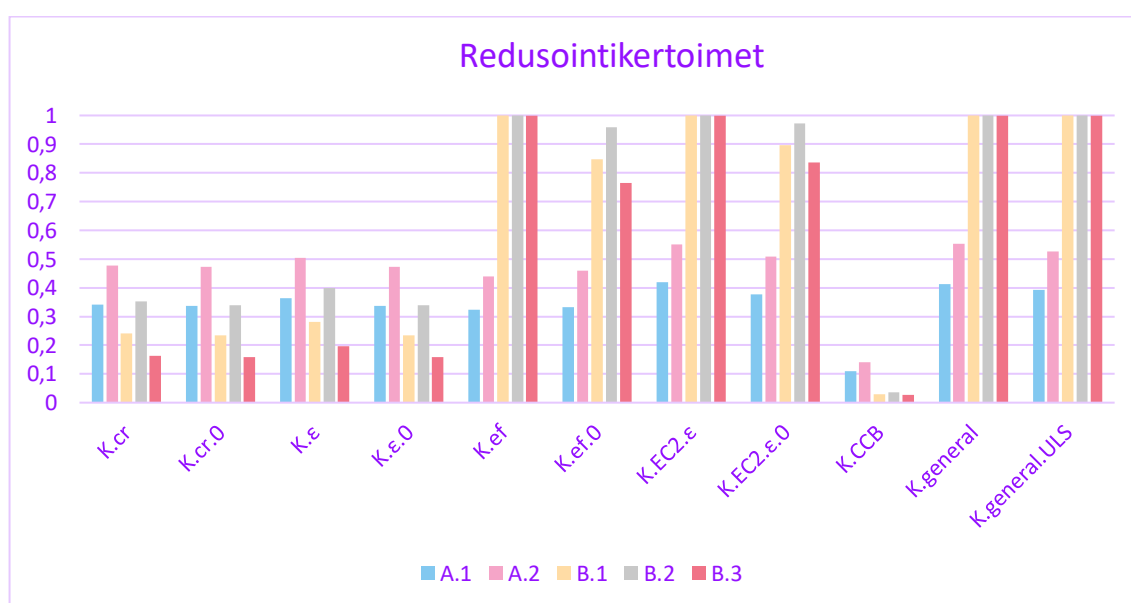
Lähtötieto	Palkki A.1	Palkki A.2	Palkki B.1	Palkki B.2	Palkki B.3
Poikkileikkaus b*h (mm)	270*400	270*400	270*800	270*800	270*800
Puristus- ja vetote- räkset	4*T20	4*T25	4*T20	4*T25	4*T16
Puristus (kN)	100	100	100	100	100
Momentti (kNm)	140	140	140	140	140
Betoni	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60
Haat	T10 k100	T10 k100	T10 k100	T10 k100	T10 k100
Suojabetoni teräk- siin (mm)	50	50	50	50	50

Vertailulaskennan tulokset on koostettu taulukkoon 7 ja niiden pohjalta on muo-  
dostettu kuvio 1. Yhden poikkileikkauksen redusointikertoimien laskenta on esi-  
tetty liitteessä 2. Kaikki poikkileikkaukset laskettiin normaalivoima huomioituna  
sekä ilman normaalivoimaa, pois lukien Son Vu & Li & Beyer esittämä laskenta-  
menetelmä, jossa poikkileikkaukseen vaikuttavia rasituksia ei huomioida. Taulu-  
kossa 7 on esitetty redusointikertoimien laskennassa käytetyt jäyhyysmomenttien  
laskennan kaavat. Redusointikertoimien merkinnässä alaindeksi 0 kuvastaa ta-  
pausta, jossa normaalivoimaa ei huomioida. Redusointikertoimet  $K_{general}$  ja  $K_{general.ULS}$   
on laskettu erillisellä laskentapohjalla, joka laskee poikkileikkausta yleisellä  
menetelmällä eli epälineaarilla analyysillä.  $K_{general.ULS}$  tapaus on laskettu mur-

torajatilanteessa ja  $K_{general}$  käyttörajatilanteessa huomioiden normaalivoima. Yleisen menetelmän mukaisessa laskennassa on käytetty tässä tapauksessa bi-lineaarista materiaalmallia. Eurokoodi 2 mukainen tehollisen jäykkyyden laskenta on tehty reunapuristuman avulla.

TAULUKKO 7. Vertailulaskennan tulokset

Redusointikerroin Kaava (x)	Palkki A.1	Palkki A.2	Palkki B.1	Palkki B.2	Palkki B.3
$K_{Cr}$ (48)	0,341	0,477	0,241	0,352	0,164
$K_{Cr.0}$ (48)	0,338	0,473	0,234	0,340	0,159
$K_{\epsilon}$ (49)	0,364	0,503	0,282	0,400	0,196
$K_{\epsilon.0}$ (49)	0,338	0,473	0,234	0,340	0,159
$K_{ef}$ (50)	0,324	0,440	1,000	1,000	0,998
$K_{ef.0}$ (50)	0,333	0,459	0,848	0,959	0,765
$K_{EC2,\epsilon}$ (52)	0,419	0,552	1,000	1,000	0,999
$K_{EC2,\epsilon.0}$ (52)	0,377	0,508	0,896	0,973	0,836
$K_{CCB}$ (54)	0,109	0,141	0,030	0,035	0,026
$K_{general}$	0,412	0,554	1,000	1,000	0,999
$K_{general.ULS}$	0,392	0,527	1,000	1,000	0,999



KUVIO 1. Aukkopalkkien redusointikertoimet eri poikkileikkauksilla ja menetelmillä



Tuloksista nähdään, että redusointikertoimissa on suurta vaihtelua erityisesti korkeammassa poikkileikkauksessa. Ilman vetojäykistysvaikutuksen huomiointia korkeamman poikkileikkauksen redusointikertoimet ovat tässä tapauksessa pienempiä kuin matalammalla. Mikäli laskennassa huomioidaan betonin vetojäykistysvaikutus, vaikuttaa tämä selvästi redusointikertoimen arvoon. Esimerkiksi verrattaessa palkkia B.2 saadaan redusointikertoimella  $K_{\epsilon,0}$  65 % pienempi arvo kuin kertoimella  $K_{EC2,\epsilon,0}$ . Matalammalla poikkileikkauksella redusointikertoimien arvot ovat lähempänä toisiaan eri laskentamenetelmillä, koska tällöin aukkopalkin käyttöaste on selvästi suurempi kuin korkeammassa tapauksissa.

Poikkileikkauksen raudoitussuhteella on selvä vaikutus redusointikertoimen arvoihin. On loogista, että suuremmalla raudoitussuhteella saatavat redusointikertoimen arvot ovat suurempia, jolloin poikkileikkaus on jäykempi. Mikäli poikkileikkauksen redusointikertoimen laskennassa huomioidaan puristava normaalivoima, saadaan poikkileikkauksesta jäykempi. Normaalivoiman vaikutus redusointikertoimen arvoon on suurempi korkeammalla poikkileikkauksella. Esimerkiksi tapauksessa B.3  $K_{\epsilon}$  redusointikertoimen arvo on 19 % pienempi kuin ilman normaalivoimaa laskettava  $K_{\epsilon,0}$ . Mikäli betonin vetojäykistysvaikutus sekä normaalivoima huomioidaan, säilyy poikkileikkaus joissain tapauksissa halkeamattomana, jolloin redusointikertoimen ero haljenneeseen tapaukseen on merkittävä. Tapauksessa B.3 poikkileikkaus säilyy käytännössä halkeamattomana, mutta redusointikertoimen arvoksi  $K_{\epsilon,0}$  saatiin 84 % pienempi arvo.

Verrattaessa redusointikertoimia  $K_{cr}$  ja  $K_{\epsilon}$  huomataan, että arvoissa on pienet erot, kun taas ilman normaalivoimaa redusointikertoimien arvot ovat identtiset. Laskentatapojen välille syntyvä eroavaisuus on yllättävää, koska laskennassa muuttujana on ainoastaan puristuspuunnan korkeus  $X$  ja molemmissa tapauksissa käytetty puristuspuunnan korkeus on ollut sama. Työn aikana ei lähdetty yksityiskohtaisesti selvittämään syytä eroavaisuudelle, koska tämän työn tavoitteiden kannalta asia ei ole relevantti. Eroavaisuus voi mahdollisesti syntyä puristuspuunnan laskennassa ja siinä selvitettäviin voimien resultantteihin suhteessa neutraaliakseliin. Tässä esimerkissä laskettuja betonin reunapuristumia verrattiin muutamilla eri laskentapohjilla saatuihin puristumiin ja täten todennettiin laskentamenettely oikeaksi. Suositeltava laskentamenettely normaalivoiman vaikuttaessa poikkileikkaukseen on täten redusointikertoimen  $K_{\epsilon}$  mukainen laskenta.

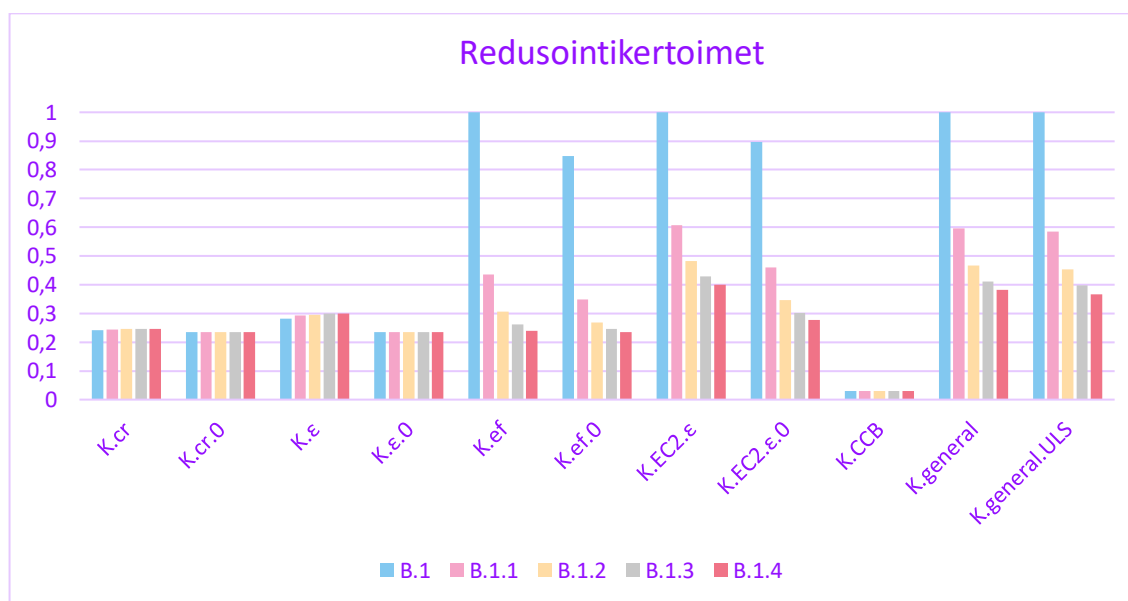
Son Vu & Li & Beyer esittämän kaavan mukaiset redusointikertoimen arvot ovat selvästi pienempiä kuin muilla menetelmillä saavat. Kuten aiemmin tässä työssä todettiin, nämä arvot ovat täysin halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyyden arvoja. Näin pieniä redusointikertoimen arvoja voitaisiin hyödyntää maanjäristysmitoituksessa, eivätkä ne ole soveltuvia kertoimia tyypilliseen Suomessa tehtävään aukkopalkkien laskentaan.

Yleisellä menetelmällä tehtävällä poikkileikkauksen jäykkyyden laskennalla saadaan murtorajatilanteessa  $K_{general,ULS}$  hieman pienempiä redusointikertoimen arvoja kuin käyttörajatilanteessa  $K_{general}$ , joka on järkevä tulos. Myös yleisen menetelmän laskennassa huomioidaan betonin vetojäykistysvaikutus ja tulokset ovatkin lähellä kaavassa 52 esitettyä laskentamenetelmää ollen kuitenkin hieman pienempiä. Poikkileikkausta laskettiin vielä lisäksi parabolisella materiaalimallilla, jolloin redusointikertoimista tuli hieman suurempia kuin bi-lineaarisella materiaalimallilla.

Edellä esitettyä poikkileikkausta B.1 tutkittiin vielä siten, että poikkileikkaukseen vaikuttavia rasituksia kasvatettiin portaittain. Normaaliavoimaa kasvatettiin 100 kN ja taivutusmomenttia 100 kNm kerrallaan, siten että viimeisessä tapauksessa B.1.4 rasitukset olivat 540 kN ja 540 kNm. Kuviossa 2 ja taulukossa 8 on esitetty kyseisellä menettelyllä saatavat redusointikertoimet.

TAULUKKO 8. Vertailulaskennan tulokset, yhden poikkileikkauksen rasiuksia kasvatetaan vaiheittain

Redusointikerroin Kaava (x)	Palkki B.1	Palkki B.1.1	Palkki B.1.2	Palkki B.1.3	Palkki B.1.4
$K_{Cr}$ (47)	0,241	0,244	0,246	0,247	0,247
$K_{Cr.0}$ (47)	0,234	0,234	0,234	0,234	0,234
$K_{\epsilon}$ (48)	0,282	0,292	0,296	0,299	0,300
$K_{\epsilon.0}$ (48)	0,234	0,234	0,234	0,234	0,234
$K_{ef}$ (49)	1,000	0,436	0,307	0,262	0,240
$K_{ef.0}$ (49)	0,848	0,349	0,268	0,245	0,236
$K_{EC2,\epsilon}$ (51)	1,000	0,606	0,482	0,429	0,400
$K_{EC2,\epsilon.0}$ (51)	0,896	0,459	0,346	0,301	0,278
$K_{CCB}$ (53)	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030
$K_{general}$	1,000	0,595	0,466	0,411	0,382
$K_{general.ULS}$	1,000	0,585	0,454	0,397	0,367



KUVIO 2. Aukkopalkkien redusointikertoimet, rasiuksia kasvatetaan

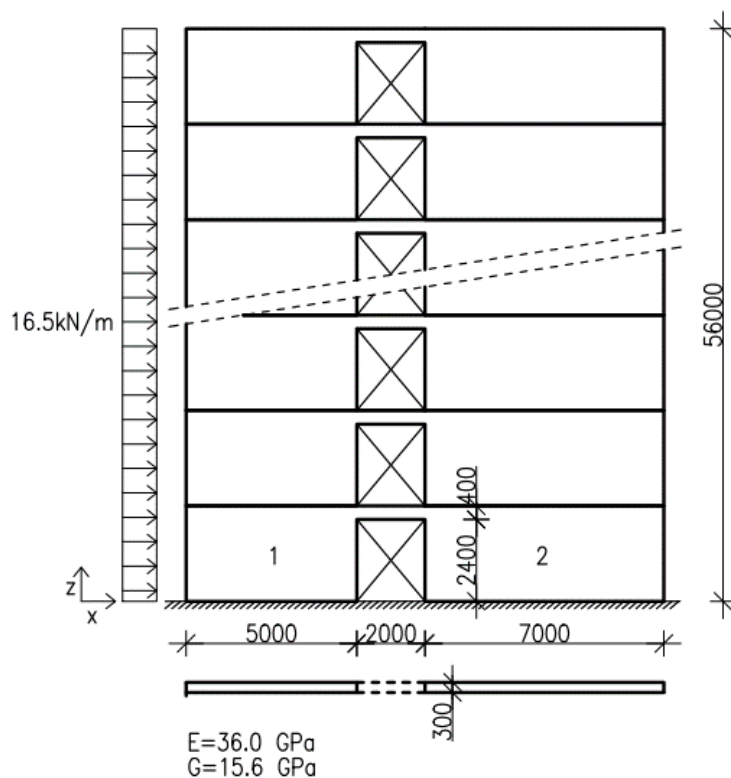
Kuviosta 2 nähdään, että huomioitaessa betonin vetojäykistysvaikutus redusointikertoimen arvot tippuvat halkeamattomasta lähelle täysin halkeillutta tapausta. Muissa tapauksissa redusointikertoimen arvot pysyvät oletetusti lähes samoina, koska poikkileikkaus oletetaan haljenneeksi jo pienimmillä voimilla. Rasiusten

kasvattaminen poikkileikkauksessa kasvattaa hieman haljenneen tilan jäykkyyttä. Tämä ilmiö perustuu myös luvussa 4.1.4 käsiteltyyn yhteisvaikutuskuvaukseen, jossa normaalivoima kasvattaa poikkileikkauksen kestävyyttä tiettyyn rajaan asti.

Käytännön suunnittelun kannalta on järkevää tutkia ylä- ja alalikiarvoja aukkopalkkien jäykkyyksille. Joten ennen tarkempia laskelmia, on käytännöllistä selvittää redusoinnin vaikutukset rasiusten jakaantumiseen koko rakenteessa jollain sopivalla kertoimella. Kuten aiemmin todettiin, eri menetelmillä saadaan hyvin erilaisia tuloksia ja mikäli jäykkyys halutaan selvittää todellisessa tapauksessa murtorajatilassa, vaaditaan edistyneempiä laskentamenetelmiä. Tässä työssä tutkittiin ainoastaan muutamia poikkileikkauksia, jolloin nämä epälineaarilla menetelmällä saatavat tulokset olivat suhteellisen lähellä karkeampia laskentamenetelmiä. Aukkopalkkien jäykkyyksien redusoinnin vaikutuksia on tutkittu myöhemmin tässä työssä sekä pohdittu mitoitusprosessia ja sopivia redusointikertoimia alustavaan laskentaan.

## **5.2 Aukkopalkkien mallinnustavat ja vaikutukset rasitukseen**

Tässä luvussa tutkittiin erilaisia aukkopalkkien mallinnusmahdollisuuksia ja vertailtiin mallinnustapojen vaikutuksia rasitukseen. Esimerkkitapauksena käytetään samaa tapauksia, jonka analyyttistä ratkaisua käsiteltiin luvussa 3.2.1 ja liitteessä 1. Mallinnusvertailu tehdään Dlubal RFEM 5.19 ohjelmistolla. Tutkittavan tapauksen lähtötiedot on esitetty kuvassa 51.

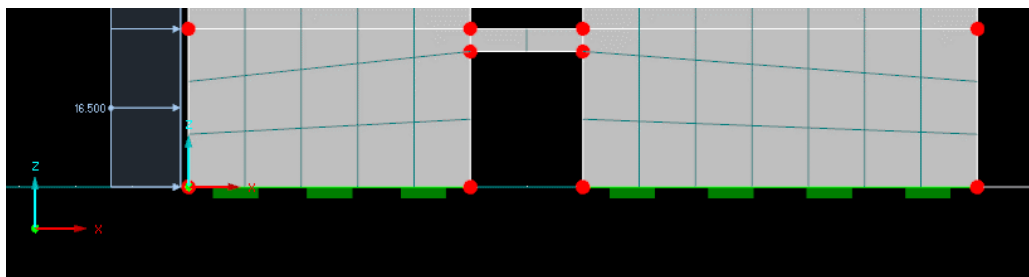


KUVA 51. Tutkittava tapaus Stafford Smith & Coull -mukailien (Stafford Smith & Coull, 1991, 237)

Laskelmissa esitetyt seinien taivutusmomenttien resultanttien arvot on integroitu laskentamallista saatavasta  $z$ -suunnan viivatukireaktiosta. Kuorielementteinä mallinnettujen aukkopalkkien rasitukset on saatu section -työkalulla. Solid-elementtien rasituksia on tutkittu myös section -työkalulla, josta saatavasta jännitys-kuvaajasta on integroitu resultantti. Palkkielementteinä mallinnettaessa aukkopalkin rasitukset saadaan suoraan membreiden sisäisistä voimista.

### 5.2.1 Mallinnus kuorielementteinä karkealla elementtiverkolla

Tässä tapauksessa aukkopalkit mallinnettiin surface-objekteina eli kuorielementteinä. Laskentamallissa käytetään karkeaa elementtiverkkoa kuten kuvasta 52 voidaan havaita. Laskentamallin asetuksiin on määrätty elementtiverkon elementin sivun mitaksi 1 m, tällöin aukkopalkit muodostuvat ainoastaan kahdesta elementistä.



KUVA 52. Mallinnus kuorielementteinä karkealla elementtiverkolla

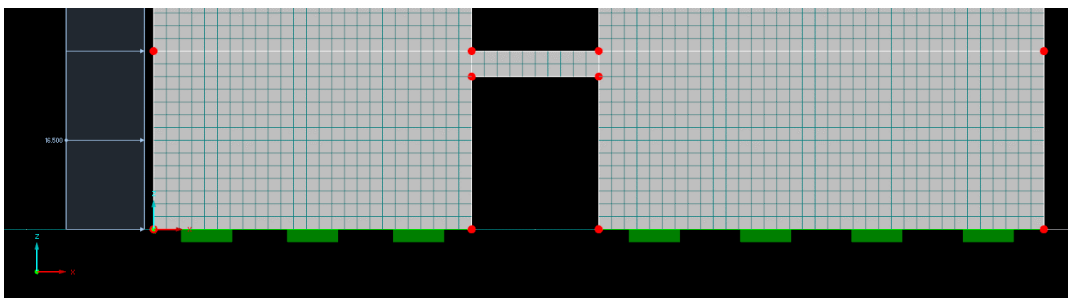
Tällä mallinnusperiaatteella syntyy hieman eroa verrattuna analyttiseen menetelmään kuvan 53 mukaisesti. Määrävä aukkopalkki sijaitsee samalla korkeudella kuin analyttisellä menetelmällä, mutta aukkopalkin rasitus on 14 % analyttistä menetelmää suurempi. Laskentamallista saatava siirtymä on 10 % pienempi kuin analyttisellä menetelmällä saatava arvo. Aukkopalkit toimivat tässä tapauksessa jäykempinä objekteina laskentamallissa kuin analyttisellä menetelmällä laskettaessa.

Tutkittava tapaus	Aukkopalkin leikkausvoima (kN)	Rakenteen siirtymä x-suuntaan (mm)	1. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	2. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	1. seinän leikkausvoima tuella (kN)	2. seinän leikkausvoima tuella (kN)
Analyttinen menetelmä	102	16,0	3806	10445	247	677
Mallinnus kuorielementteinä karkealla elementtiverkolla	116	14,4	3148	7879	376	548

KUVA 53. Aukkopalkit mallinnettu kuorielementteinä karkealla elementtiverkolla, vertailu analyttiseen menetelmään

### 5.2.2 Mallinnus kuorielementteinä tiheällä elementtiverkolla

Tässä tapauksessa aukkopalkit mallinnettiin myös kuorielementteinä, mutta elementtiverkon elementtien sivun mittana käytettiin 0,2 m. Tällöin yksittäinen aukkopalkki muodostuu 20 elementistä kuvan 53 mukaisesti.



KUVA 54. Mallinnus kuorielementteinä tiheällä elementtiverkolla

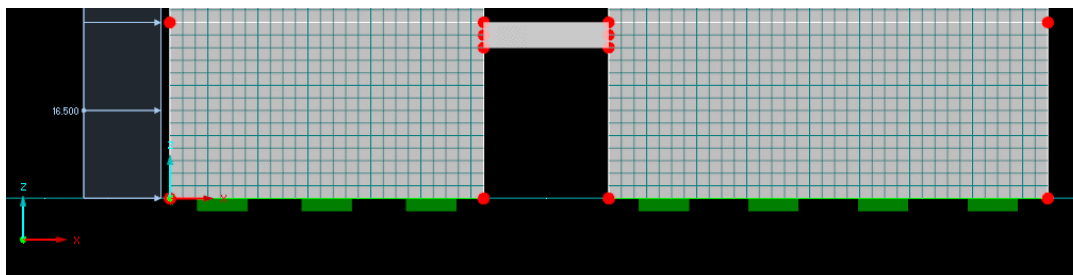
Tällä mallinnusperiaatteella saatavat tulokset ovat hyvin lähellä analyttisellä menetelmällä saatavia tuloksia, kuten kuvassa 55 on esitetty. Määräävä aukkopalkki sijaitsee molemmilla menetelmillä samassa kohdassa ja rasitukset ovat samat. Myös rakenteen siirtymä on molemmissa menetelmissä lähellä toisiaan. Aukkopalkkien jäykkyydet ovat siis lähellä toisiaan analyttisellä menetelmällä ja laskeamallissa.

Tutkittava tapaus	Aukkopalkin leikkausvoima (kN)	Rakenteen siirtymä x-suuntaan (mm)	1. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	2. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	1. seinän leikkausvoima tuella (kN)	2. seinän leikkausvoima tuella (kN)
Analyttinen menetelmä	102	16,0	3806	10445	247	677
Mallinnus kuorielementteinä tiheällä elementtiverkolla	102	16,5	3946	9380	370	554

KUVA 55. Aukkopalkit mallinnettu kuorielementteinä tiheällä elementtiverkolla, vertailu analyttiseen menetelmään

### 5.2.3 Mallinnus palkkielementteinä – elementti seinän reunassa

Tässä tapauksessa aukkopalkit mallinnettiin palkkielementteinä kuten kuvassa 56 on esitetty. Palkkielementti on kappaleen pintakeskiössä kulkeva viivamainen objekti. Palkit on kytketty liittyvään seinään ainoastaan yhdestä pisteestä. Laskeamallin asetuksissa elementtiverkon elementtien sivun mitaksi on määritelty 0,2 m ja palkkielementit, eli memberit, jaetaan kymmeneen osaan.



KUVA 56. Mallinnus palkkielementteinä, elementti kytketty seinään singulariteettimaisesti

Mallinnettaessa aukkopalkki palkkielementtinä, joka on singulariteettimaisesti kiinni liittyvissä seinissä, aukkopalkki toimii nivelpäisenä palkkina. Kuvassa 57 olevista tuloksista nähdään, ettei aukkopalkit kerää leikkaus- tai momenttirasituk- sia vaan palkit siirtävät pelkästään vain normaalivoimaa seinien välillä. Tästä joh- tuen rakenteen siirtymä sekä seinien taivutusmomentit ovat selvästi suuremmat kuin analyttisellä menetelmällä saatavat tulokset.

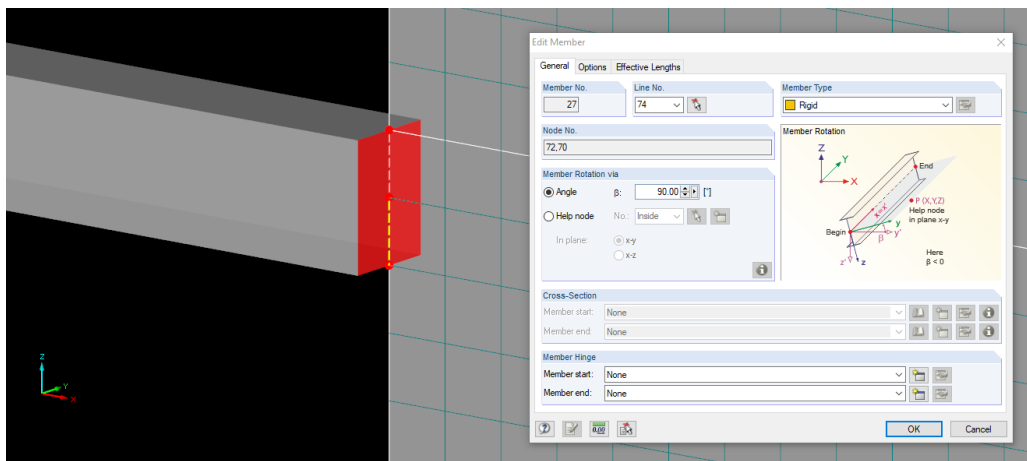
Tutkittava tapaus	Aukkopalkin leikkausvoima (kN)	Rakenteen siirtymä x-suuntaan (mm)	1. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	2. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	1. seinän leikkausvoima tuella (kN)	2. seinän leikkausvoima tuella (kN)
Analyttinen menetelmä	102	16,0	3806	10445	247	677
Mallinnus palkkielementteinä elementti seinän reunassa	1,72	48,3	7238	18333	360	564

KUVA 57. Palkkielementit mallinnettu yhdestä pisteestä liittyvään seinään, ver- tailu analyttiseen menetelmään

#### 5.2.4 Mallinnus palkkielementteinä – elementti kytketty jäykällä kappa- leella

Tässä tapauksessa aukkopalkit mallinnettiin edellisen tapauksen mukaisesti palkkielementteinä. Aukkopalkin ja seinän liitoskohtiin mallinnettiin rigid-tyyppi- nen member kuvan 58 mukaisesti. Rigid-member on nimensä mukaisesti jäykkä kappale laskentamallissa, jolla pyritään poistamaan singulariteettiongelmia liitos- alueella. Laskentamallin elementtien koko on sama kuin aiemmassa tapauk- sessa.





KUVA 58. Rigid-member aukkopalkin ja seinän liitospinnassa

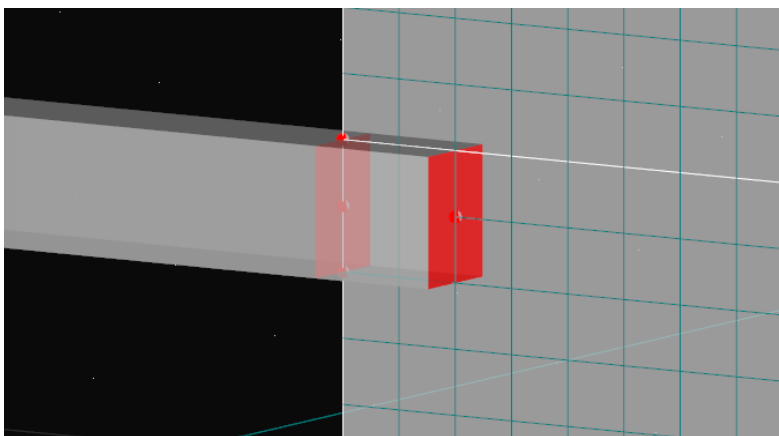
Kuvasta 59 voidaan todeta, että tällä mallinnusperiaatteella saatavat tulokset ovat myös hyvin lähellä analyttisellä menetelmällä saatavia tuloksia sekä lähes identtiset verrattaessa tiheällä elementtiverkolla mallinnettaviin aukkopalkkeihin.

Tutkittava tapaus	Aukkopalkin leikkausvoima (kN)	Rakenteen siirtymä x-suuntaan (mm)	1. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	2. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	1. seinän leikkausvoima tuella (kN)	2. seinän leikkausvoima tuella (kN)
Analyttinen menetelmä	102	16,0	3806	10445	247	677
Mallinnus palkkielementteinä elementti kytketty jäykällä kappaleella	102	16,4	3946	9380	371	553

KUVA 59. Palkkielementit kytketty liittyviin seiiniin jäykillä kappaleilla, vertailu analyttiseen menetelmään

### 5.2.5 Mallinnus palkkielementteinä – elementti upotettu seinään

Tässä tapauksessa palkkielementit mallinnettiin liittyvän seinän sisään kahden elementtiverkon solmukohtan verran kuvan 60 mukaisesti. Laskentamallin elementtien koko on sama kuin aiemmassa tapauksessa.



KUVA 60. Palkkielementti mallinnettu liittyvän seinän sisälle kahden elementtiverkon solmukohdan verran

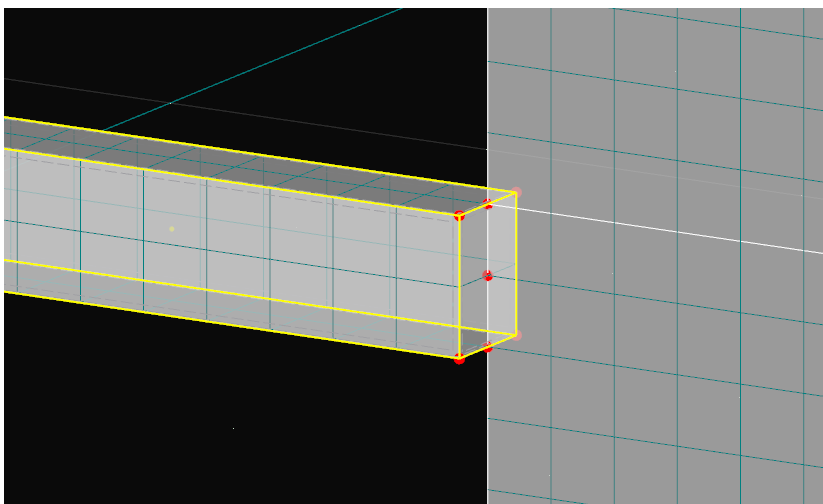
Mallinnusperiaatteella saatavat tulokset poikkeavat hieman analyttisellä menetelmällä saatavista tuloksista. Rakenteen siirtymä on 19 % suurempi kuin analyttisellä menetelmällä saatava siirtymä. Aukkopalkkien rasitukset ovat taas 15 % pienemmät laskentamallissa. Vaikuttaisi siis, että tällä mallinnusperiaatteella aukkopalkit eivät ole riittävän jäykkiä verrattaessa analyttisellä menetelmällä saataviin tuloksiin. Kuvassa 61 on esitetty tulokset tällä mallinnusperiaatteella.

Tutkittava tapaus	Aukkopalkin leikkausvoima (kN)	Rakenteen siirtymä x-suuntaan (mm)	1. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	2. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	1. seinän leikkausvoima tuella (kN)	2. seinän leikkausvoima tuella (kN)
Analyttinen menetelmä	102	16,0	3806	10445	247	677
Mallinnus palkkielementteinä elementti upotettu seinään	87	19,1	4292	10350	364	560

KUVA 61. Palkkielementit upotettu liittyviin seiniin kahden elementtiverkon solmukohdan verran, vertailu analyttiseen menetelmään

## 5.2.6 Mallinnus solid-elementteinä

Tässä tapauksessa aukkopalkit mallinnettiin solid-elementteinä, kolmiulotteisina kiinteinä kappaleina. Solid-elementti kytkeytyy liittyviin seiniin kuvan 62 mukaisesti. Laskentamallin ja solid-elementtien elementtien koko on sama kuin aiemmassa tapauksessa.



KUVA 62. Aukkopalkki mallinnettu solidelementtinä

Mallinnusperiaatteella saatavat tulokset poikkeavat hieman analyttisellä menetelmällä saatavista tuloksista. Rakenteen siirtymä on 14 % suurempi kuin analyttisellä menetelmällä saatava siirtymä. Aukkopalkkien rasitukset ovat taas 6 % pienemmät laskentamallissa. Myös tällä mallinnusperiaatteella aukkopalkkien jäykkyys näyttäisi olevan pienempi kuin analyttisellä menetelmällä laskettaessa, kuten kuvasta 63 nähdään.

Tutkittava tapaus	Aukkopalkin leikkauvoima (kN)	Rakenteen siirtymä x-suuntaan (mm)	1. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	2. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	1. seinän leikkauvoima tuella (kN)	2. seinän leikkauvoima tuella (kN)
Analyttinen menetelmä	102	16,0	3806	10445	247	677
Mallinnus solidelementteinä	96	18,3	4209	10100	368	556

KUVA 63. Aukkopalkit mallinnettu solid-elementteinä, vertailu analyttiseen menetelmään

### 5.2.7 Yhteenveto mallinnustavoista ja suositukset eri mallinnustapojen käytölle

Kaikilla mallinnustavoilla saatavat tulokset olivat suhteellisen lähellä analyttisellä menetelmällä saatavia tuloksia, pois lukien mallinnus palkkielementillä seinän

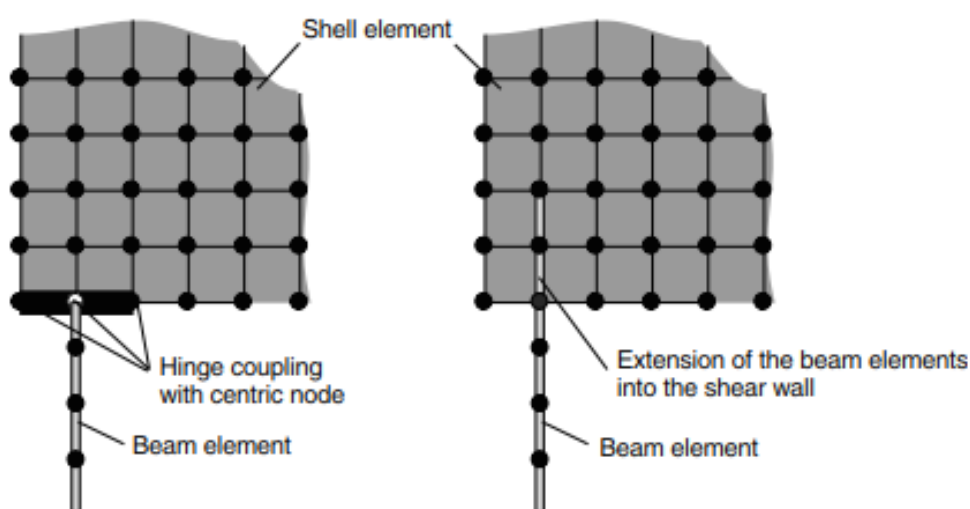
reunaan. Kaikissa laskentamalleissa kuorman puoleinen seinä 1 keräsi enemmän leikkausvoimaa kuin analyttisellä menetelmällä saatavat voimat. Seinien taivutusmomentit olivat hyvin linjassa analyttiseen menetelmään, tarkimmilla laskentatavoilla seinä 1 keräsi analyttistä menetelmää suuremman taivutusmomentin. Aukkopalkkien rasituksista saatiin tarkimmilla menetelmillä täysin samat kuin analyttisellä menetelmällä. Tulokset erilaisista mallinnustavoista on koostettu liitteessä 3.

Tarkimmat tulokset saatiin mallinnettaessa aukkopalkki riittävän tiheällä elementtiverkolla kuorielementteinä sekä palkkielementeillä liitettäessä palkin päät jäykällä kappaleilla liittyviin seiniin. Näillä menetelmillä mallinnettaessa laskentamallin tulokset olivat hyvin lähellä analyttistä menetelmää. Liian karkea elementtiverkko johti epätarkkuuksiin laskentamallissa, jonka takia rakennemallista tuli jäykempi kuin muissa tapauksissa. Mikäli palkkielementit mallinnetaan laskentamalliin ilman jäykkiä kappaleita palkkien päissä, tuloksista tulee selvästi virheelliset. Palkkielementtien mallinnus seinän sisälle ei tässä tapauksessa tuottanut riittävän jäykkää rakennemallia, tulokset ovat kuitenkin suhteellisen lähellä tarkempia menetelmiä. Vaikuttaisi siltä, että liitospinta seinään olisi tässä tapauksissa liian singulariteettimainen eikä tulokset tarkentuneet, vaikka elementtiverkkoa tihennettiin. Mallinnettaessa aukkopalkit solid-elementeillä rakennemallin jäykkyys oli lähempänä analyttistä menetelmää, kuin mallinnettaessa palkkielementti seinän sisään. Solid-elementteinä mallinnettaessa eroavaisuudet tarkempiin mallinnustapoihin johtuvat todennäköisesti epätarkkuuksista solid- ja kuorielementin liitospinnassa. Tarkempia tuloksia saataisiin mahdollisesti mallintamalla myös seinä solid-elementteinä, mutta tämä olisi epäkäytännöllinen työskentelytapa käytännön suunnittelutyössä.

Tämän tutkimuksen perusteella käyttökelpoisin mallinnustapa on mallinnus palkkielementeillä huomioiden palkin kytkeminen liittyviin seiniin jäykällä kappaleilla. Jäykän kappaleen lisääminen laskentamalliin on yksinkertaista ja käytettäessä tätä mallinnustapaa tulosten lukeminen palkkielementtien sisäisistä voimista on käytännön suunnittelutyön kannalta helppoa. Myös kuorielementtien käyttäminen on mahdollista ja tällä periaatteella saadaan yhtä tarkkoja tuloksia, mutta tällöin on kiinnitettävä erityistä huomioita elementtiverkon kokoon. Tässä tutkimuksessa ei iteroitu, mikä on riittävä elementtiverkon koko tällaisessa tapauksessa, mutta

tulosten perusteella näyttäisi, että kaksi päällekkäistä elementtiä kuorielementissä antavat riittävän tarkan tuloksen. Riittävän tiheä elementtiverkko on tärkeää aina käytettäessä elementtimenetelmää hyödyntäviä laskentaohjelmia. Mallinnettaessa aukkopalkki kuorielementteinä, on tuloksia analysoitava tekemällä erilisiä sectioneita laskentamalliin tai tuloksia on tulkittava kuorielementtien sisäisten voimien värikuvioista. Nämä menetelmät vaikuttavat kuitenkin työläämmiltä verrattaessa rasiusten tulkintaan suoraan palkkielementtien sisäisistä voimista. Solid-elementtien käyttö laskentamallissa, jossa on paljon aukkopalkkeja, on työlästä. Solid-elementtien käyttöä voidaan mahdollisesti soveltaa yksittäisten aukkopalkkien tarkemmissa analyyseissä.

FIB mukaan on tyypillistä, että aukkopalkit mallinnetaan palkkielementteinä ja on hyvän käytännön mukaista pidentää palkkielementtiä liittyvän seinän sisään yhden tai kahden elementin solmukohtaan verran (FIB & MPA, 2014, 36). Myös Rombach esittää kuvan 64 mukaisesti jäykän palkki- ja kuorielementin liitospinnan mallintamista joko palkkielementtiä pidentämällä tai lisäämällä jäykät kappaleet palkkielementin päähän. Rombachin mukaan kuitenkin myös nämä mallinustavat antavat vain karkean arvion rakenteen todellisesta käyttäytymisestä. (Rombach, 2011, 154.)



KUVA 64. Palkki- ja kuorielementin liitospinnan mallintaminen (Rombach, 2011, 330)

## 6 CASE-TUTKIMUS LUMO ONE T1

Tässä luvussa tutkittiin aukkopalkkien jäykkyyksien vaikutuksia todellisessa korkean rakentamisen kohteessa. Tavoitteena oli selvittää, miten aukkopalkkien ja tasolaattojen jäykkyys vaikuttaa aukkopalkkien rasitukseen, seinien rasitukseen, rakennuksen ominaistaajuuteen ja siirtymään. Tutkimuksessa aukkopalkkien jäykkyyksiä muutetaan ylälikiarvosta alaliikiarvoon ja analysoidaan saatuja tuloksia. Tutkimuksessa käytettävä laskentamalli on muodostettu todellisen kohteen laskentamallin pohjalta.

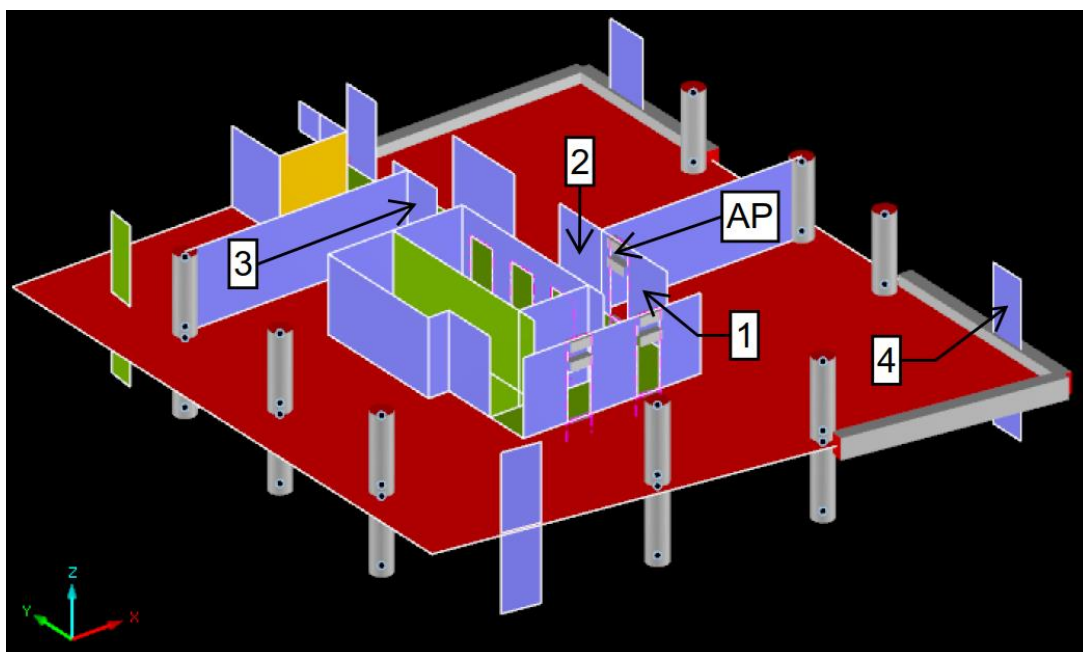
### 6.1 Tutkittava kohde

Case-tutkimus tehdään yhdestä Helsingin Kalasataman kauppakeskus REDIn yhteyteen rakennettavista tornitaloista. Tutkittava kohde Lumo One T1 on asuinrakennus, johon valmistuu Kojamo Oyj hallinnoimia Lumo -vuokra-asuntoja. Lumo One T1 on yhteensä 31-kerroksinen tornitalo, joka koostuu kauppakeskukseen yhteydessä olevasta 7-kerroksisesta jalustaosiosta sekä asuintornista. Tornin kokonaiskorkeus merenpinnasta mitattuna on 120 m ja kalliopinnasta 135 m. Kuvassa 65 Lumo One T1 on etualalla toinen torni oikealta.



KUVA 65. Arkkitehtitoimisto Helin & Co ja Voima Graphics Oy tekemä havainnekuva REDIn torneista (Kojamo Oyj, n.d.)

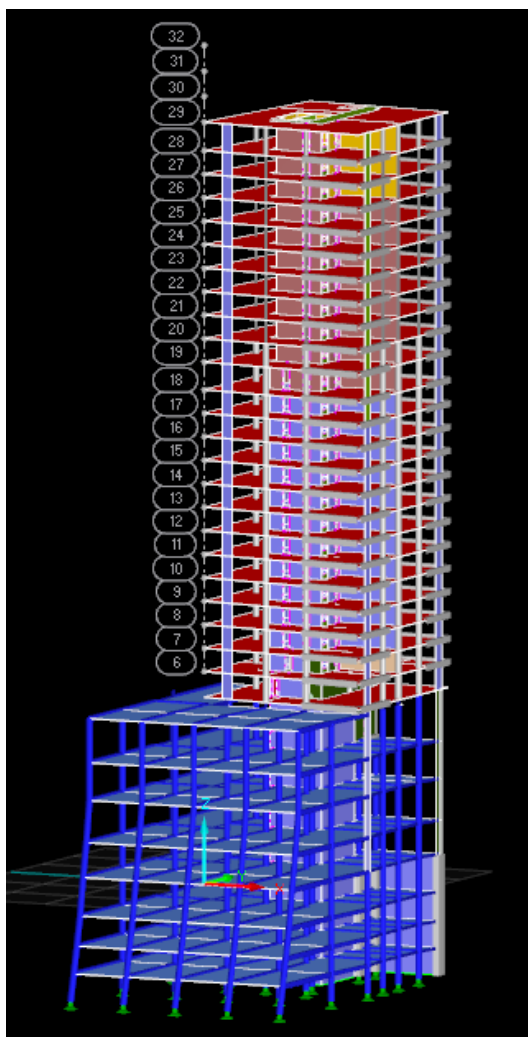
Rakennuksen jalustaosio on liittorakenteinen, jossa kantavina rakenteina ovat WQ-palkit, tasoelementit sekä liittopilarit. Torniosio on pilarilaatta-järjestelmä, jonka jäykistävänä rakennejärjestelmänä on rakennuksen keskellä sijaitseva ydinkuilu sekä yksittäiset jäykistävät seinät. Tornitalossa on kaksi tyypikerrosta, joka vaihtuu suunnilleen rakennuksen puolessa välissä. Kuvassa 66 esitetään alempi tyypikerros laskentamallista sekä lisäksi tutkittavat seinälinjat ja aukko-palkki. Rakennuksen ylimmät kolme kerrosta ovat muusta tornista poikkeavat. Tornin lasinen julkisivu on kevytrakenteinen, joka tuetaan kerroksittain tasolaatasta. Tornin tasolaatta on paikallavalettava 320 mm paksu teräsbetonilaatta, jota on vahvistettu paikallisesti palkeilla laatan reuna-alueilla. Tasolaatassa on käytetty paikallisesti myös jälkijännitettyjä punoksia käyttörajatilanteen hallintaan. Ydinkuilu on lähes kokonaan paikallavalettava teräsbetonirakenne, kuilun ylimmät kerrokset ovat elementtirakenteisia. Yksittäiset jäykistävät seinät ovat tornin alaosassa sekä keskivaiheilla paikallavalettuja teräsbetoniseiniä ja muuten elementtirakenteisia. Tornin väliseinien paksuudet vaihtelevat välillä 220-350 mm, pois lukien paikalliset paksummat kuormansiirtorakenteet. Kaikki tornin pilarit ovat paikallavalettavia pyöreitä teräsbetonipilareita, joiden halkaisijat ovat välillä 500-900 mm.



KUVA 66. Alempi tyypikerros laskentamallissa sekä tutkittavat seinät ja aukko-palkki

## 6.2 Laskentamallien yleisperiaatteet

Case-tutkimus tehtiin Dlubal RFEM 5.19 ohjelmistolla todellisen laskentamallin pohjalta. Laskentamalli vastaa muuten kohteen todellista laskentamallia, mutta laskentamallista on poistettu ylimmät kolme, geometrialtaan poikkeavaa. Laskentamallin yleiskuva on esitetty kuvassa 67.



KUVA 67. Yleiskuva laskentamallista

Tutkimuksessa muodostettiin kuusi erillistä laskentamallia, joissa muuttujana on aukkopalkkien sekä tasolaattojen jäykkyys. Taulukossa 9 on esitetty kaikki tutkitavat laskentamallit sekä niissä tehtävät aukkopalkkien jäykkyysovariaatiot. Objektien jäykkyyttä on muutettu laskentamallissa kuori- tai palkkielementtien Modify Stiffness -välilehdellä. Aukkopalkit on mallinnettu luvun 5.2.4 periaatteilla, jossa aukkopalkki mallinnetaan palkkielementtinä ja kytketään liittyviin seiniin jäykällä



kappaleilla. Ydinkuilun keskiseinässä olevat hissien yläpuolella olevat aukkopalkit on mallinnettu kuorielementteinä. Case-tutkimusta on rajattu siten, että tutkitaan vain yhtä seinälinjaa ja siinä olevia aukkopalkkeja sekä ennalta valittuja seinälinjoja. Tutkittavat seinälinjat ja aukkopalkin sijainti on esitetty kuvassa 66.

TAULUKKO 9. Case-tutkimuksessa tutkittavien laskentamallien nimet ja aukkopalkkien sekä tasojen jäykkyyksien variaatiot

Laskentamallin nimi	Aukkopalkkien ja laattojen jäykkyyksien variaatio
Torni A.1	Aukkopalkkeissa täysi jäykkyys Laatoissa täysi jäykkyys
Torni A.2	Aukkopalkkien jäykkyyttä redusoitu kertoimella 0,50 Laatoissa täysi jäykkyys
Torni A.3	Aukkopalkkien jäykkyyttä redusoitu kertoimella 0,50 Laattojen jäykkyyttä redusoitu kertoimella 0,35
Torni A.4	Aukkopalkkien jäykkyyttä redusoitu kertoimella 0,35 Laattojen jäykkyyttä redusoitu kertoimella 0,35
Torni A.5	Aukkopalkkien jäykkyyttä redusoitu kertoimella 0,01 Laatoissa täysi jäykkyys
Torni A.6	Aukkopalkkien jäykkyyttä redusoitu kertoimella 0,01 Laattojen jäykkyyttä redusoitu kertoimella 0,35

Laskentamallin aukkopalkit on jaettu kahteen osaan kuvan 32 periaatteilla. Tutkimuksessa aukkopalkkien rasitukset otettiin laskentamallin palkkielementtien sisäisistä voimista. Leikkausvoiman ( $V_z$ ) pohjalta aukkopalkille voitaisiin laskea momentti kaavan 36 mukaisesti, mutta tässä tutkimuksessa riittäväksi vertailuarvoksi riittää kuitenkin leikkausvoiman muutosten tutkiminen. Laattaan muodostuva leikkausvoima interpoloitiin kuorielementin leikkausvoimasta ( $V_y$ ). Kaikissa laskentamalleissa laatan leikkausvoima interpoloitiin aukkopalkin keskeltä yhden

metrin leveydeltä. Tarkka aukkopalkin kokonaisleikkausvoima saataisiin interpoloimalla voima palkin pituussuuntaisesti huomioiden lisäksi voimien nollakohdat interpolointialueessa palkin poikkisuunnassa. Interpoloimalla metrin leveydeltä palkin keskikohdasta saatiin tässä tutkimuksessa riittävän tarkka tulos. Tulosten vertailukelpoisuuden vuoksi todettiin, että on järkevintä käyttää joka tapauksessa samaa interpolointialuetta.

Seinien leikkausvoima ja normaalivoima saatiin interpoloimalla voimat oviaukon puolesta välistä koko seinän pituudelta. Kuorielementtien sisäisten rasitusten jakaantumisessa kuorissa on käytetty asetusta Non Continuous. Tällä asetuksella elementtien solmukohtiin muodostuu rasitukset jokaisen yksittäisen elementin siirtymistä ja kiertymistä. Laskentamallin elementtien koko oli 0,55 m ja palkkielementit on jaettu kymmeneen osioon.

Case-tutkimuksessa tutkitaan kolmesta eri kuormitusyhdistelmästä muodostuvia tapauksia. Kuormitusyhdistelmissä olevat rasitukset ovat todellisia tuulitunnelikokeista saatuja rasituksia. Tuulikuormia on korotettu 10 %, jotta arvot vastaavat 100 vuoden suunnittelukäyttöikä. Tuulitunnelikokeista tuulen aiheuttamat rasitukset on saatu kerroksittain suuntiin X, Y ja  $M_z$ , joiden lisäksi lähtötietona on saatu 24 yhdistelykerrointa. Näiden avulla muodostetaan tuulen aiheuttamat kokonaiskuormitukset kuormitusyhdistelmille sekä huomioidaan osavarmuuskertoimet. Taulukossa 10 on esitetty tutkittaville tapauksille valitut tuulen yhdistelykerroimet. Tapauksessa RC huomioidaan kaikki murtorajatilan kuormitusyhdistelmät, joita on yhteensä 72 kappaletta. Tutkittavat tapaukset +Y ja -Y eivät välttämättä ole määrääviä kuormitusyhdistelmiä rakenteille, vaikka Y suunnan rasitus on suurin. Tapauksessa RC (englanniksi Result Combinations) tutkitaan laskentaohjelman muodostamaa verhokäyrää, jossa jokaisen laskentamallin elementin solmun rasitukset muodostuvat määräävistä kuormitusyhdistelmistä, suurimpien arvojen mukaisesti. RC tapauksessa muodostuvat rasitukset eivät siis ole todellisia, yksittäisistä kuormitusyhdistelmistä muodostuvia rasituksia, mutta käsiteltävän tiedon ollessa suuri kyseinen työkalu ja menettely on suositeltavaa rasitusten määrittelyssä.

TAULUKKO 10. Case-tutkimuksessa tutkittavat tuulen yhdistelykertoimet ja tapaukset

Tutkittava tapaus	Tuulen yhdistelykertoimet
+Y	X = +50 % Y = +100 % M <sub>z</sub> = +50 %
-Y	X = -30 % Y = -75 % M <sub>z</sub> = -30 %
RC	72 kuormitusyhdistelmää

Tornien ominaistajuudet on laskettu ohjelman moduulilla RF-DYNAM Pro. Ominaistaajuuksien laskenta on tehty huomioiden globaalit jäykkyysmuutokset sekä omat painot ja osa tasojen hyötykuormasta. Rasiusten laskenta tehdään aiemmissa luvuissa käsitellyllä OSA-menetelmällä, jolloin kuormien vaikutus huomioidaan kerralla.

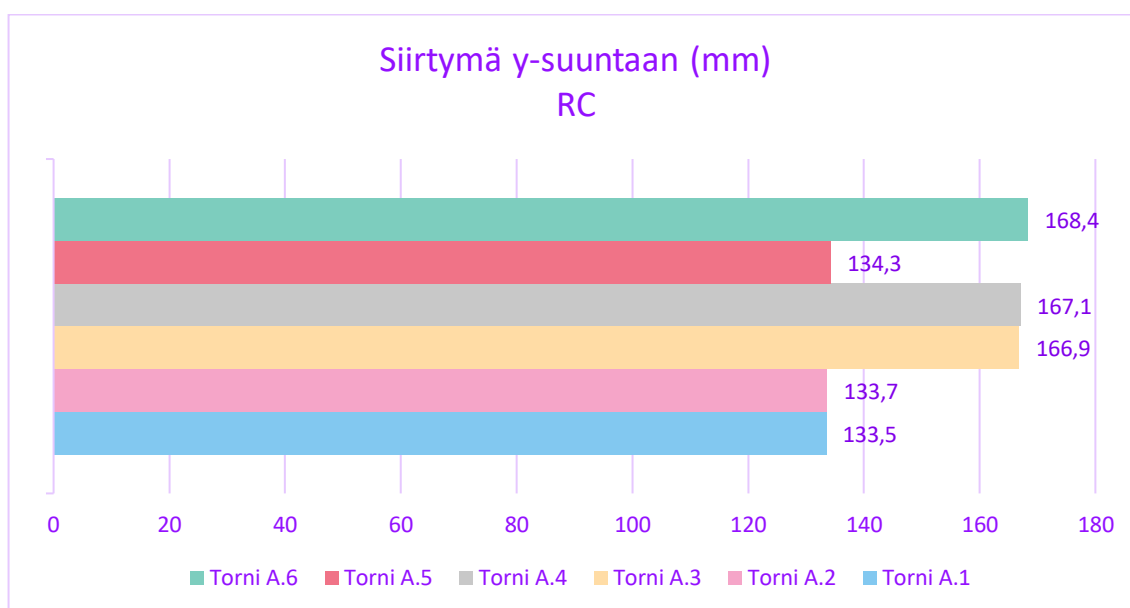
### 6.3 Tulokset

Tässä luvussa on analysoitu edellä esitetyillä periaatteilla muodostettujen laskentamallien tuloksia. Luvussa on esitetty oleellisia kuviota, jotka on muodostettu tutkimuksen aikana saaduista tuloksista. Luvussa esitettyjen kuvioiden lisäksi liitteessä 4 on koostettu kaikki tuulen suunnista +Y, -Y sekä RC -verhokäyrästä saadut tulokset.

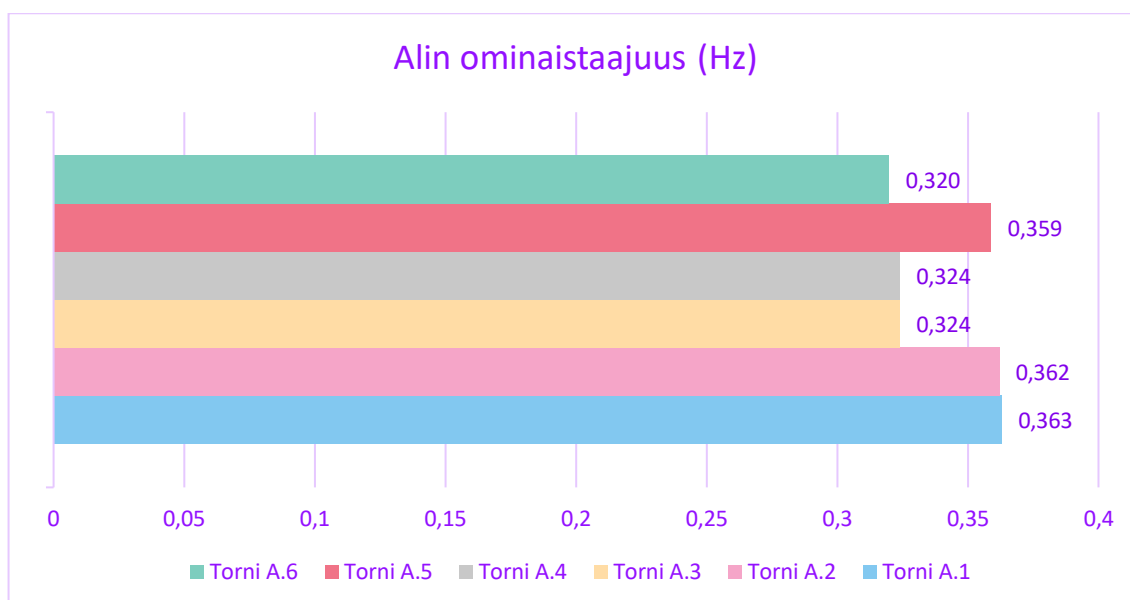
#### 6.3.1 Siirtymä ja ominaistaajuus

Aukkopalkkien jäykkyyksien vaikutus nähdään selvästi tornin siirtymien sekä ominaistaajuuksien muutoksissa. Kuviosta 3 ja 4 nähdään, että tapauksien A.1, A.2 sekä A.5 siirtymät sekä ominaistaajuudet ovat hyvin samanlaiset. Näissä tapauksissa joko laatat, aukkopalkit tai molemmat on laskettu täydellä jäykkyydellä. Jäykimmässä tornissa A.1 siirtymä on pienin ja ominaistaajuus suurin. Vastaavasti

pienimmän jäykkyyden omaavassa tornissa A.6 siirtymä on suurin ja ominaistaajuus pienin. Tapauksessa RC tornin A.6 siirtymä on 26 % suurempi kuin tornissa A.1. Positiivisella tuulen suunalla (+Y) vastaava siirtymä oli 43 % suurempi, tässä tapauksessa siirtymän suuruus oli kuitenkin pienempi kuin kuviossa 3 esitetyn tapauksen RC. Tornin ominaistaajuus tornissa A.6 oli 12 % pienempi verrattuna torniin A.1. Tulokset vaikuttavat järkeviltä, koska tornien A.1, A.2 ja A.5 siirtymän arvot kasvavat sitä mukaa kun jäykkyyttä redusoidaan. Esitetyt siirtymät ovat murtorajatilan kuormilla tapahtuvia siirtymiä.



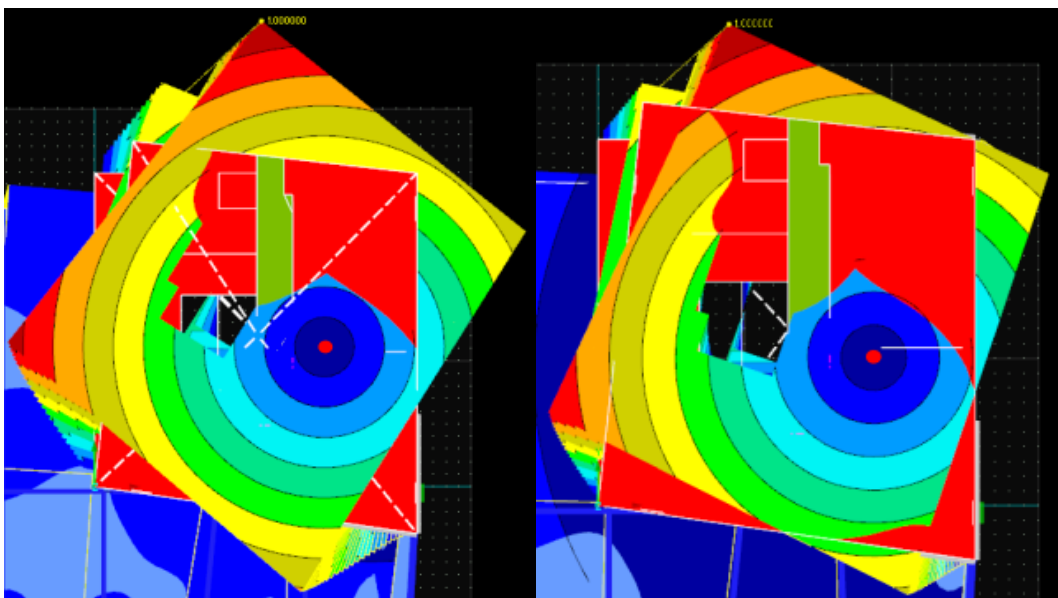
KUVIO 3. Tornien siirtymä y-suuntaan tapauksessa RC



KUVIO 4. Tornien alimmat ominaistajuudet

Edellä esitetyistä kuviosta voidaan tehdä johtopäätös, että laatat toimivat aukkopalkin tavoin, mikäli pelkästään aukkopalkkien jäykkyyksiä redusoidaan. Redusointikertoimen suuruudella ei vaikuttaisi olevan suurta merkitystä tornin siirtymään tai ominaistajuuteen missään mitoitustapauksessa. Jäykimmän redusoidun tornin A.3 siirtymällä ja ominaistajuudella on vain yhden prosentin ero eniten redusoituun torniin A.6. On loogista, että esimerkiksi tornin A.1 siirtymä on hieman pienempi kuin tornissa A.2.

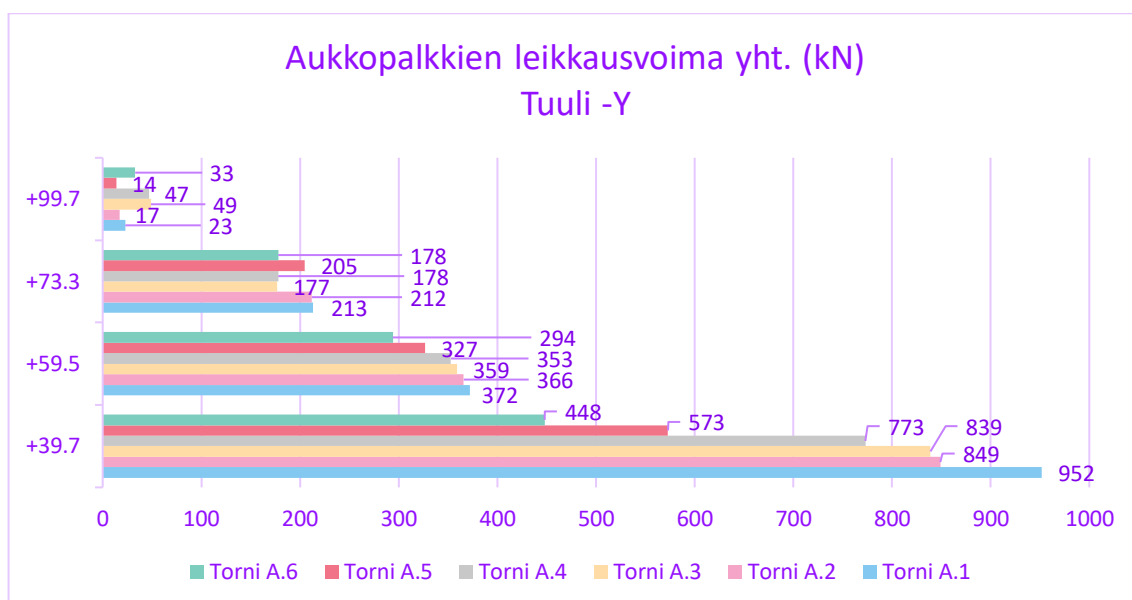
Aukkopalkkien ja laattojen jäykkyyksien redusointi siirtää myös rakennuksen kiertokeskiötä kuvan 68 mukaisesti. Kun aukkopalkkien ja laattojen jäykkyyttä pienennetään, kiertokeskiön sijainti siirtyy -Y suuntaan ja hieman suuntaan +X. Kiertokeskiön sijainnin muuttuminen rakennuksessa aiheuttaa kuormien uudelleen jakaantumisen rakenteille. Kiertokeskiön siirtyminen suuntaan +X kasvattaa tutkittavalle seinälinjalle 1 ja 2 rakennuksen kiertymästä aiheutuvia rasituksia. Kuvissa oikeassa reunassa olevien seinälinjojen suhteellinen jäykkyys tornien kokonaisjäykkyydestä kasvaa, jolloin näille seinille pitäisi muodostua myös suuremmat rasitukset. Seinälinjojen ja pilareiden välissä sijaitseva laattapalkki toiminee laskentamallissa aukkopalkin tyyppisesti muodostaen reunalle kehärakenteen.



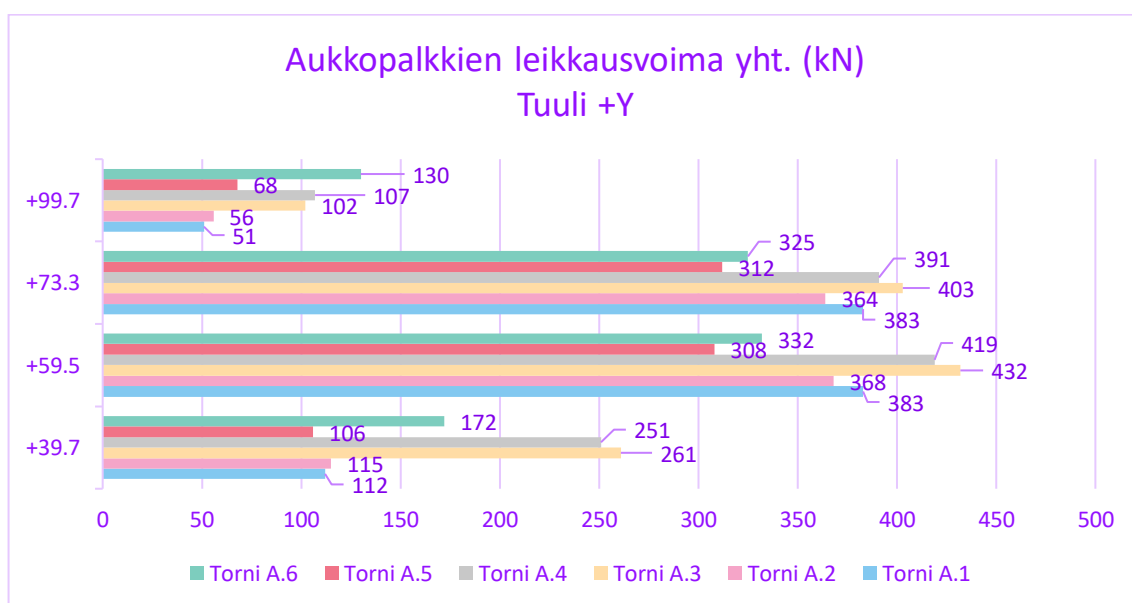
KUVA 68. Kiertokeskiön karkea sijainti kolmanneksi alimman ominaismuodon (vääntö) mukaisesti. Vasemmanpuoleinen kuva on torni A.1 ja oikea torni A.6

### 6.3.2 Aukkopalkin rasitukset

Tornien siirtymistä ja ominaistaajuuksista pääteltiin, että laatat toimivat aukkopalkin tavoin, ellei niidenkin jäykkyyksiä redusoida. Tämä nähdään selvästi myös aukkopalkkien rasitusten muodostumisesta. Kuvioissa 5 ja 6 on esitetty aukkopalkkien leikkausvoimat tapauksissa -Y ja +Y. Kuten aiemmin esitettiin, aukkopalkin leikkausvoima on tässä tapauksessa laskettu summaamalla alemman aukkopalkin, ylemmän aukkopalkin sekä laatan leikkausvoima. Tornin A.1 tapauksessa -Y leikkausvoima 213 kN muodostuu tasossa +73.3 edellä mainitussa järjestyksessä voimista 68 kN, 48 kN ja 97 kN. Vastaavasti tapauksen A.5 leikkausvoima 205 kN muodostuu voimista 4 kN, 3 kN ja 198 kN. Leikkausvoimien arvot ovat siis hyvin lähellä toisiaan, mutta tornissa A.5 aukkopalkin leikkausvoima muodostuu lähes kokonaan laatasta.



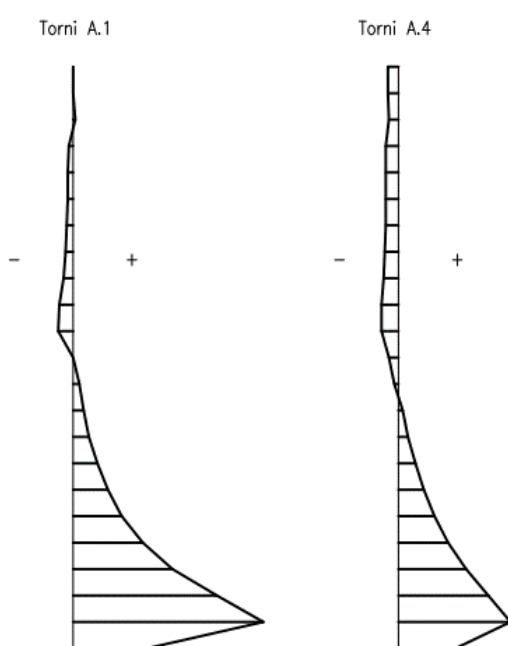
KUVIO 5. Aukkopalkkien leikkausvoimat tapauksessa -Y



KUVIO 6. Aukkopalkkien leikkausvoimat tapauksessa +Y

Kuviosta 5 ja 6 nähdään, että aukkopalkkien rasitukset eivät muodostukaan aiemmissa luvuissa esitetyllä tavalla, jossa rasitetuin aukkopalkki sijaitsee noin 1/3 korkeudella ulokkeen alareunasta. Tapauksessa +Y aukkopalkkien rasitukset eivät pienenekään jäykkyyden pienentyessä, vaan kasvavat. Tapauksessa -Y taas leikkausvoima pienenee merkittävästi tornin alaosassa jäykkyyden pienentyessä. Molemmissa tapauksissa tornin yläosassa redusoiduissa torneissa aukkopalkkien leikkausvoima on suurempi kuin jäykemmissä.

Aukkopalkkeille muodostuu vaakavoimien lisäksi rasituksia myös tornin omista painoista. Omista painoista tornille aiheutuu siirtymää suuntiin +Y ja +X, josta taas aiheutuu tutkittaville aukkopalkkeille kuvan 69 mukaisesti leikkausvoimaa. Tornin alaosassa leikkausvoima on positiivista muuttuen keskialueella negatiiviseksi, jonka jälkeen jäykässä tornissa leikkausvoima lähenee nolaa ja redusoidussa tapauksessa pysyy lähes vakiona. Tornien, joiden jäykkyyttä on redusoitu, omista painoista alaosaan muodostuvan leikkausvoiman arvo on selvästi pienempi kuin jäykemmissä malleissa.



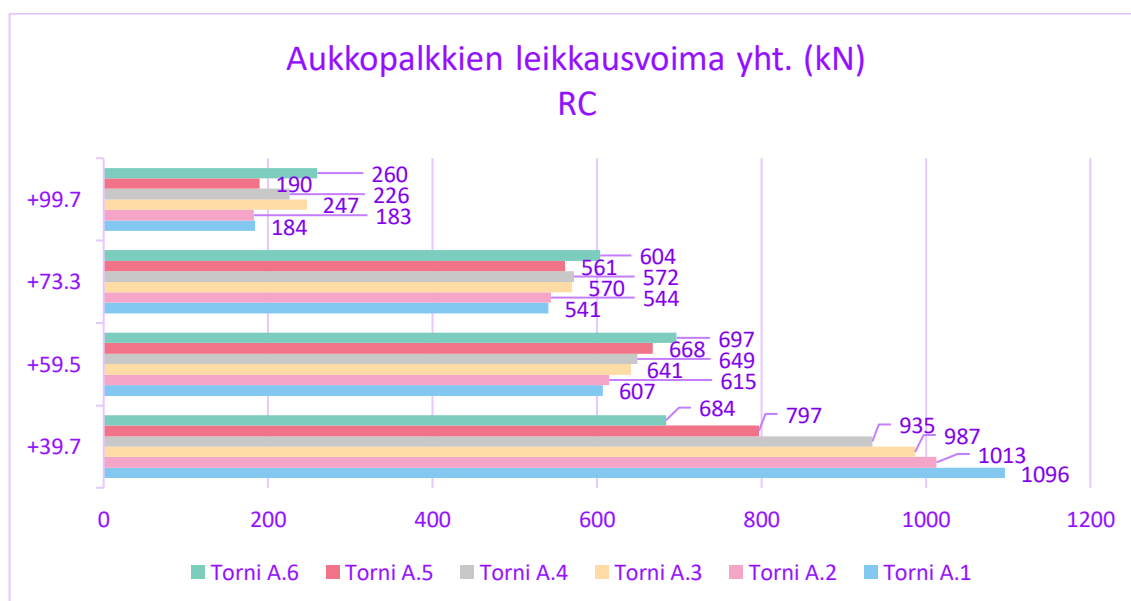
KUVA 69. Tornin omasta painosta aiheutuvat leikkausvoimat alemmalle aukkopalkille

Tapauksessa +Y tornin alaosassa tuuli aiheuttaa negatiivista leikkausvoimaa, jolloin omasta painosta aiheutuva positiivinen leikkausvoima pienentää kokonaisleikkausvoimaa. Kun jäykkyyttä redusoidaan, omista painoista aiheutuva leikkausvoima pienenee enemmän kuin tuulesta aiheutuva rasitus, jolloin aukkopalkkien kokonaisleikkausvoima kasvaa. Vastaavasti taas tapauksessa -Y tilanne on toisin päin ja tornin alaosassa oman painon ja tuulen leikkausvoima on saman merkkistä. Tällöin omasta painosta aiheutuvan leikkausvoiman pienentyessä suhteellisen paljon, kokonaisleikkausvoima pienenee merkittävästi.



Tornien yläosassa tuulikuorman aiheuttama leikkausvoima aukkopalkeille on pieni, jolloin omasta painosta muodostuva leikkausvoima on suhteessa suurempi. Kuvasta 69 nähdään, että redusoidussa tapauksessa tornin yläosassa omasta painosta aiheutuva leikkausvoima on suurempi kuin jäykemmässä tapauksessa. Tästä johtuen redusoiduissa tapauksissa aukkopalkkien kokonaisleikkausvoima tornin yläosassa on suurempi, kuten kuviosta 5 ja 6 nähdään.

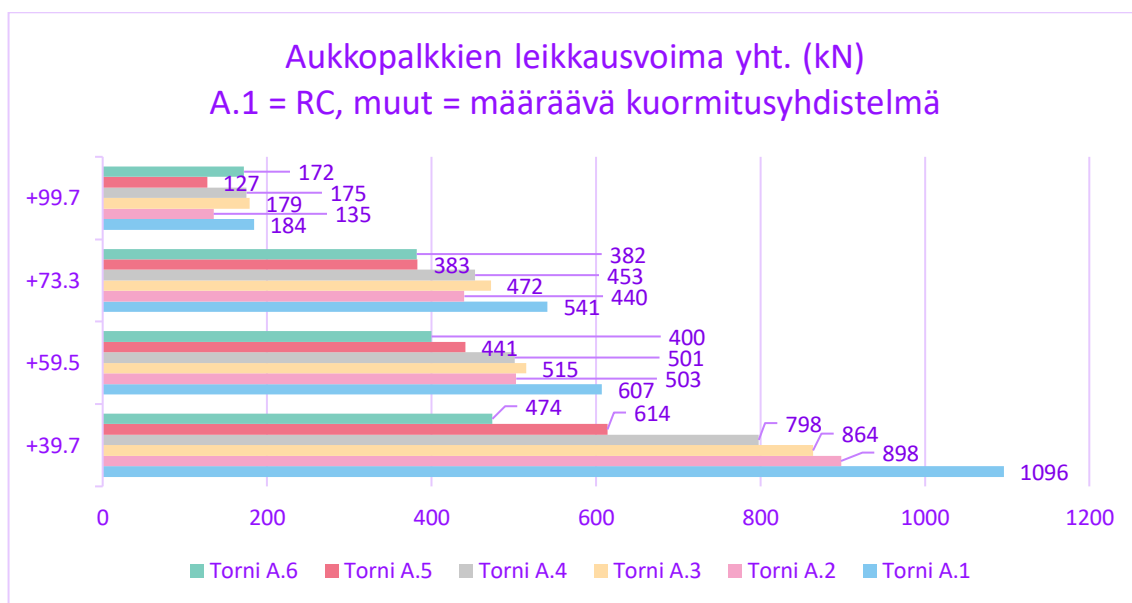
Kuviossa 7 on esitetty tapauksessa RC muodostuvat leikkausvoimat aukkopalkeille. Tornien ylä- ja alaosissa tapahtuvat ilmiöt ovat vastaavia kuin aiemmissa tapauksissa esitettiin. Tasossa +59.5 leikkausvoimien muuttuminen eri torneissa poikkeaa kuitenkin muista tapauksista. Tason aukkopalkkien leikkausvoimat kasvavat tasaisesti, vaikka jäykkyyttä redusoidaan. Tämä johtuu RC muodostamasta verhoikäyrästä, jossa rasitukset muodostuvat jokaiseen solmupisteeseen pahimman kuormitusyhdistelmän mukaisesti. Laatasta saatava leikkausvoima muodostuu tässä tapauksessa selvästi yksittäistä kuormitusyhdistelmää suuremmaksi, koska jännevälin keskeltä muodostettuun 1 m levyiseen leikkaukseen kertyy rasituksia useista eri kuormitusyhdistelmistä. Tällöin kokonaisleikkausvoima kasvaa sitä mukaa kun rasitus on siirtynyt laattaan.



KUVIO 7. Aukkopalkkien leikkausvoimat tapauksessa RC

RC tapauksessa verhoikäyrän muodostamaa lisävarmuutta on havainnollistettu kuviossa 8. Kuviossa jäykän tornin A.1 rasitukset ovat verhoikäyrän tuloksia ja

muut on muodostettu määräävistä kuormitusyhdistelmistä tasoittain. Kuvioista nähdään, että esimerkiksi tornissa A.5 tasossa +59.5 RC tapauksen leikkausvoima 668 kN on 51 % suurempi verrattuna leikkausvoiman arvoon 441 kN, joka saadaan suoraan määräävästä kuormitusyhdistelmästä. Lisäksi kuvioista voidaan todeta, että mikäli aukkopalkkien jäykkyyksien redusointia ei huomioitaisi ja käytettäisiin vain jäykän tornin A.1 verhokäyrästä saatavia tuloksia, olisivat mitoitusarvot olleet joka kerta riittävän suuret.

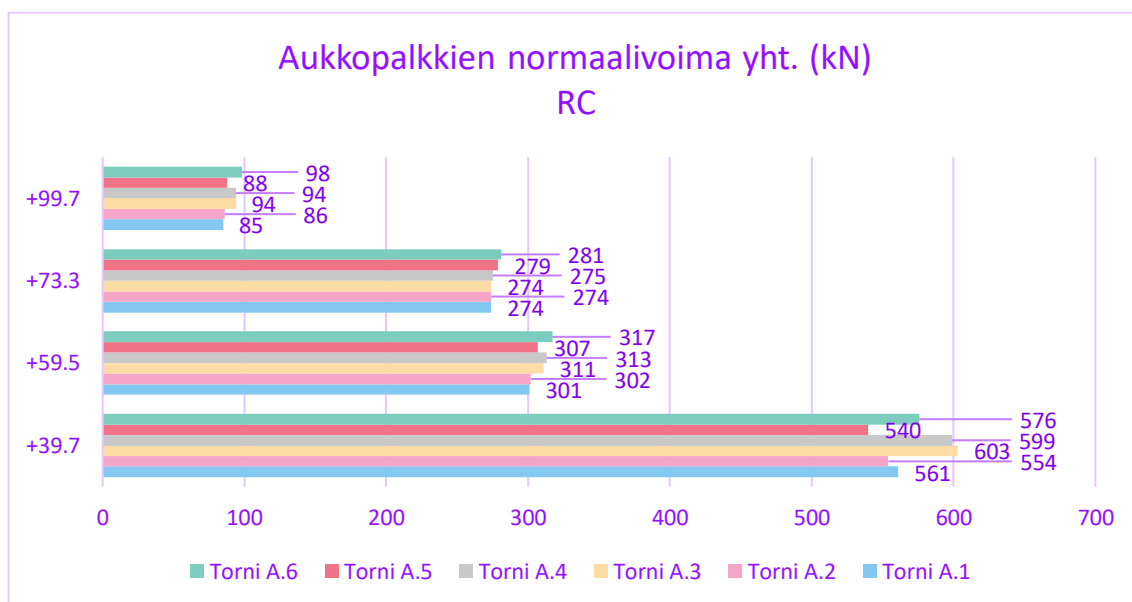


KUVIO 8. Aukkopalkkien leikkausvoimat. Tornissa A.1 rasitus verhokäyrän mukaisesti ja muissa yhdestä kuormitusyhdistelmästä

RC tapauksessa saatavissa tuloksissa muuttujana on lisäksi määräävä kuormitusyhdistelmä. Samassa tornissa voi olla eri tasossa eri määräävä kuormitusyhdistelmä. Lisäksi saman tason määräävä kuormitusyhdistelmä voi muuttua eri tornien välillä. Pääosin tornien alaosissa määräävä kuormitusyhdistelmä muodostuu tuulista -X ja -Y sekä väännöstä  $-M_z$ . Keskikerroksissa kaikki suunnat ovat positiivisia. Ylimmässä kerroksessa kuormitusyhdistelmän kuormien merkit vaihtelevat. Tapaukset +Y ja -Y, joissa tukittavan seinän suuntainen voima on suurin, eivät ole määrääviä kuormitusyhdistelmiä tornille.

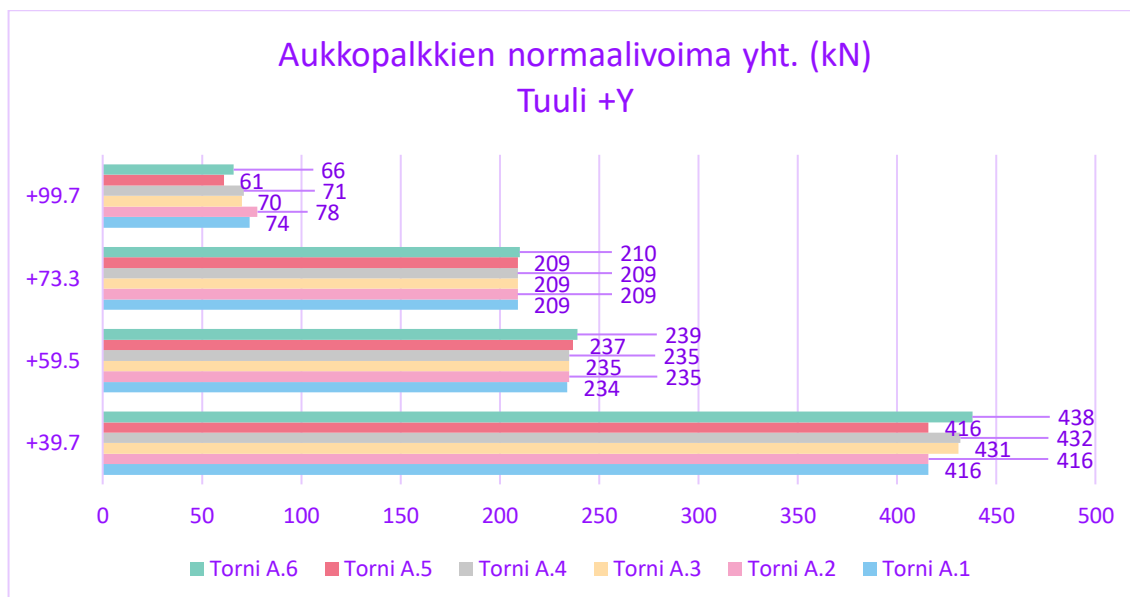
Aukkopalkkien normaalivoimissa ei tapahtunut merkittäviä muutoksia eri redusointikertoimilla kuten kuvioista 9 nähdään. Haljenneessakin tapauksessa aukkopalkkien välityksellä siirtyy puristavaa normaalivoimaa suuruusluokaltaan

saman verran kuin jäykemmissä tapauksissa. Tapauksessa RC tasossa +39.7 normaalivoima on redusoiduissa torneissa hieman suurempi kuin jäykissä. Tornin A.3 aukkopalkin puristava normaalivoima on tässä tapauksessa 7 % suurempi kuin jäykemmässä tornissa A.1.



KUVIO 9. Aukkopalkkien puristavat normaalivoimat tapauksessa RC

Kuviossa 10 on esitetty tapauksen +Y normaalivoimat aukkopalkeissa. Kuvioista nähdään, että rasitukset ovat suuruusluokaltaan pienempiä kuin tapauksessa RC. Tästä voidaan päätellä, että laatasta saatavat verhoikäyrän arvot kasvattavat myös normaalivoiman arvoja aukkopalkeilla tulosten ollessa suurempia.



KUVIO 10. Aukkopalkkien puristavat normaalivoimat tapauksessa +Y

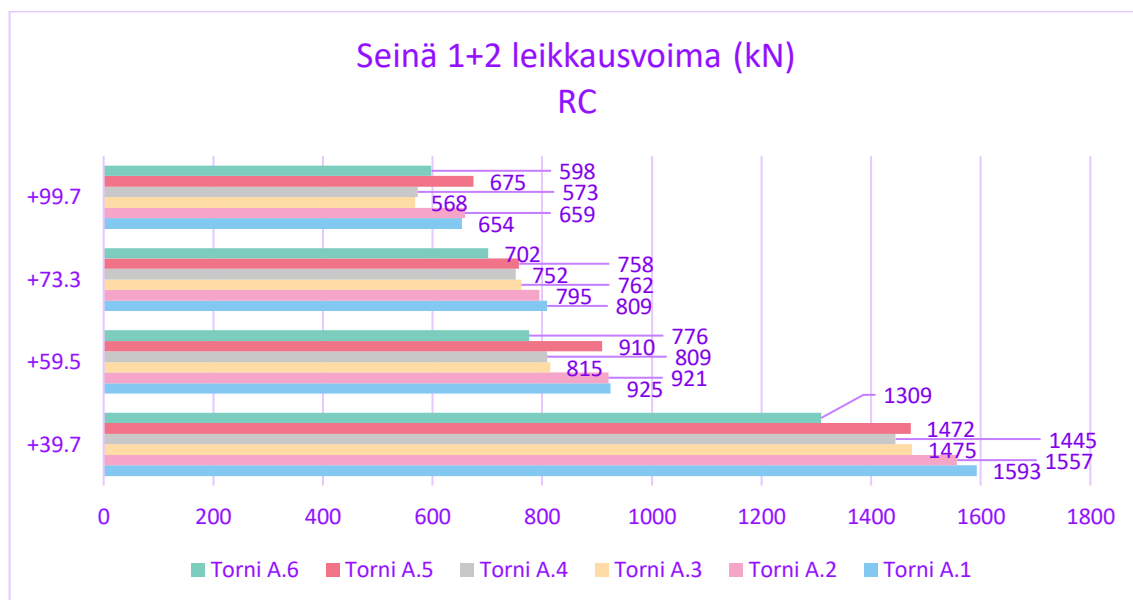
Aukkopalkkeille omasta painosta muodostuva leikkausvoima on todennäköisesti vaiheittaisesta rakentamisesta aiheutuva ilmiö. Tutkimuksen laskentamenetelmänä on käytetty OSA-menetelmää, jolloin kuormien vaikutus huomioidaan kerrolla. On mahdollista, että omista painoista aiheutuvat leikkausvoimat pienenisivät, mikäli laskennassa huomioitaisiin rakentamisen vaiheittaisuus. Tätä ilmiötä ei tässä työssä kuitenkaan tutkittu.

Erilaisien omien painojen aiheuttamien leikkausvoimien lisäksi, aukkopalkkien jäykkyysien redusointi aiheuttaa kuormien uudelleen jakaantumista kerroksessa ja myös eri tasojen kesken. Kuormien uudelleen jakaantuminen voidaan havaita aiemmin esitetystä kiertokeskiön sijainnin muuttumisesta. Tasojen välinen kuormien uudelleen jakaantuminen voidaan havaita esimerkiksi kasvavasta tuulen aiheuttamasta leikkausvoimasta tornin alaosassa, mikäli jäykkyyttä redusoidaan.

### 6.3.3 Liittyvien seinien rasitukset

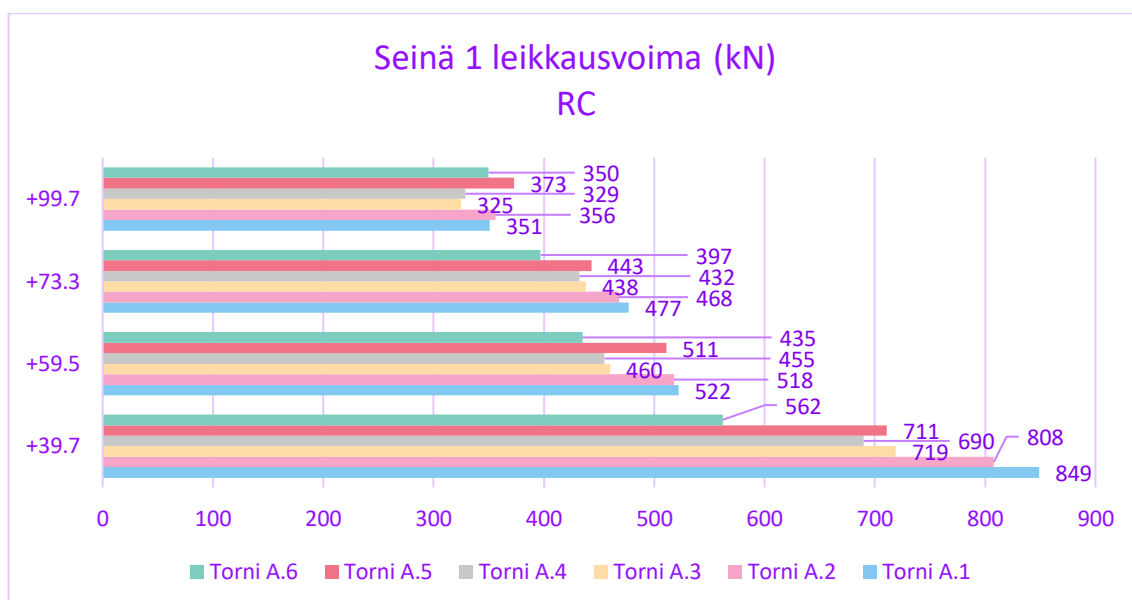
Aukkopalkkia yhdistävien seinien 1 ja 2 kokonaisleikkausvoima tapauksessa RC on esitetty kuviossa 11. Myös tästä kuvioista nähdään, että tornit, joiden jäykkyys on redusoitu keräävät saman tyyppiset rasitukset. Tasossa +39.7 on havaittavissa vastaava ilmiö kuin aukkopalkin rasituksen kohdalla, missä leikkausvoim-

man arvot pienenevät nopeasti. Kokonaisuudessaan seinät vaikuttaisivat keräävän vähemmän rasituksia, kun jäykkyyksiä on redusoitu. Pienempi kokonaisleikkausvoima seinille on loogista, koska jäykkyyttä on redusoitu.

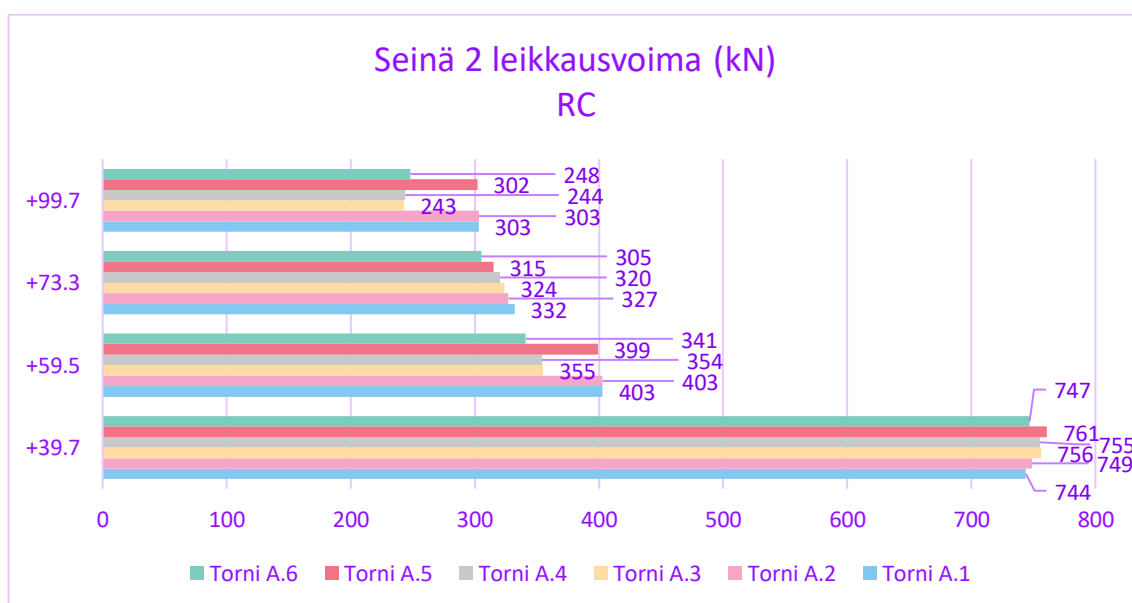


KUVIO 11. Liittyvien seinien leikkausvoimat yhteensä tapauksessa RC

Kuviossa 12 ja 13 on eritelty seinien 1 ja 2 leikkausvoimat tapauksessa RC. Kuviossa nähdään, että käytettäessä verhokäyrää seinälle 1 saadaan aina määrävä leikkausvoima jäykemmistä tapauksista. Yksittäisissä kuormitusyhdistelmissä seinälle 1 muodostuu suurempia leikkausvoimia redusoiduissa torneissa kuin jäykemmissä. Seinälle 2 muodostuu tasossa +39.7 2 % suurempi leikkausvoima tornissa A.4 kuin jäykemmässä tornissa A.1.

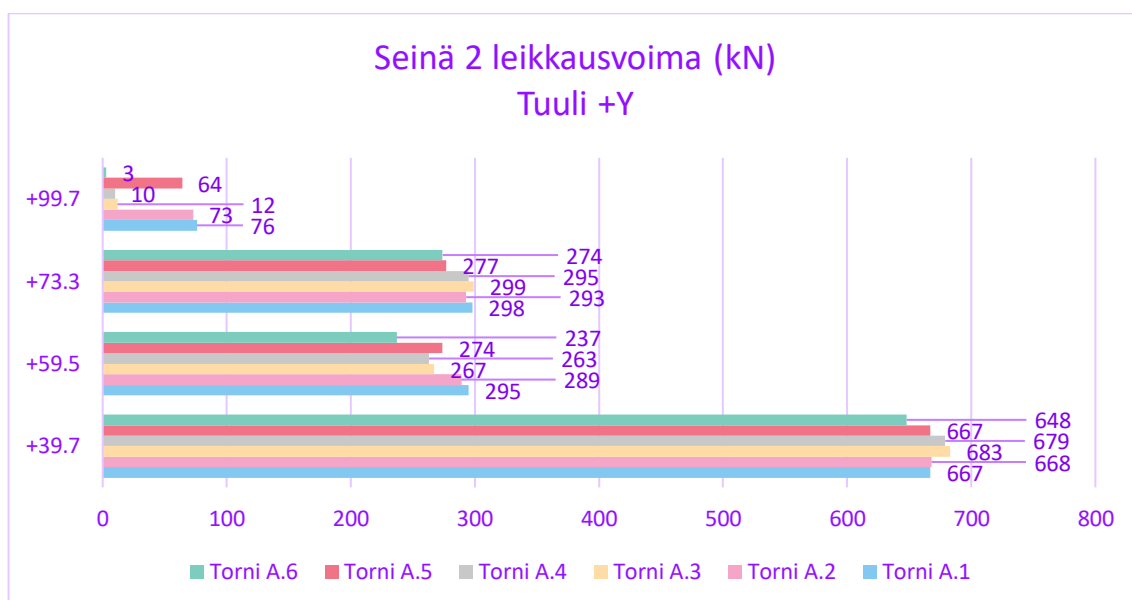


KUVIO 12. Seinän 1 leikkausvoima tapauksessa RC



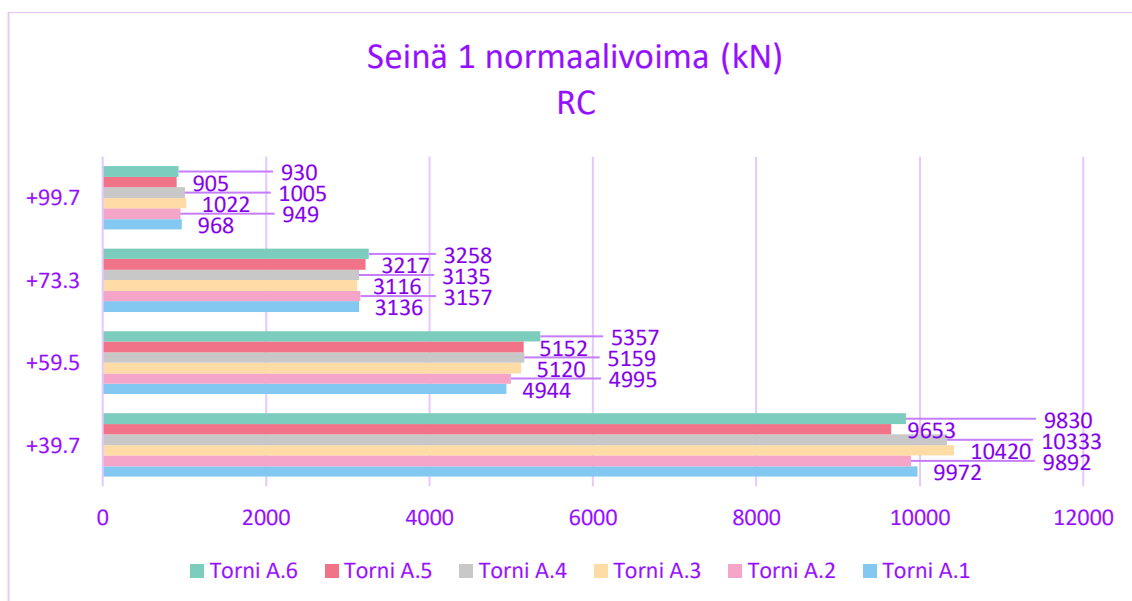
KUVIO 13. Seinän 2 leikkausvoima tapauksessa RC

Seinän 2 rasitukset kasvavat redusoiduissa tapauksissa tasossa +39.7 kuten tapauksen kuviosta 13 ja 14 nähdään. Tässä tapauksessa verhokäyrän muodostama tornin A.1 kokonaisleikkausvoima 744 kN on kuitenkin suurempi kuin yksittäisistä kuormitusyhdistelmistä muodostuvat leikkausvoimat. Tapauksen +Y leikkausvoima on lähellä määräävää kuormitusyhdistelmää kyseiselle seinälle. Leikkausvoiman kasvaminen redusoiduissa torneissa on kuitenkin todellista tässä tapauksessa ja sitä selittää aiemmin esitetyt ilmiöt omien painojen vaikutuksesta sekä kuormien uudelleen jakaantumisessa kerroksittain ja tasossa.



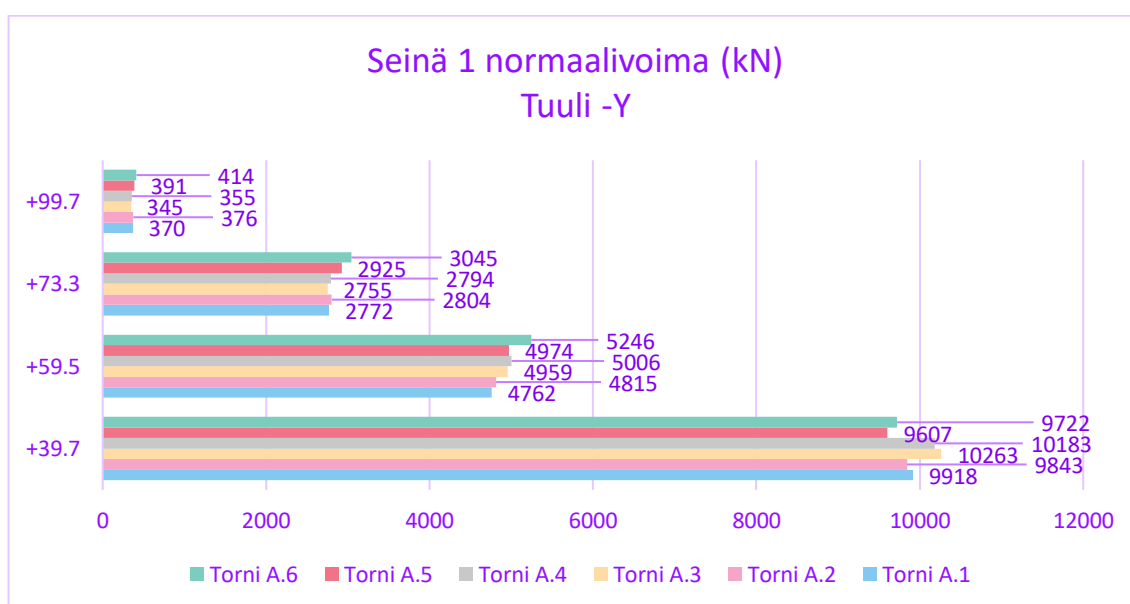
KUVIO 14. Seinän 2 leikkausvoimat yhteensä tapauksessa +Y

Liittyvien seinien 1 ja 2 puristavassa normaalivoimassa on havaittavissa sama ilmiö kuin leikkausvoiman kohdalla. Redusoiduissa torneissa tasossa +39.7 saadaan molemmille seinille suurempi normaalivoima kuin jäykässä tapauksessa. Kuvioista 15 nähdään, että seinän 1 normaalivoima on 4 % suurempi tornissa A.3 kuin jäykässä tornissa A.1. Seinälle 2 vastaavasti tornin A.6 normaalivoima on 8 % suurempi kuin tornin A.1.



KUVIO 15. Seinän 1 puristava normaalivoima tapauksessa RC

Tutkittaessa tapausta -Y seinälle 1 huomataan, että normaalivoiman arvot ovat lähellä verhokäyrää käyttävän tapauksen RC rasituksia kuvioiden 15 ja 16 mukaisesti. Tapauksessa RC ei siis muodostu suurta lisävarmuutta verhokäyrästä, vaan rasitukset muodostuvat pääpiirteittäin yhdestä kuormitusyhdistelmästä. Mikäli seinä mitoitettaisiin tasossa +39.7 tapauksen RC jäykän tornin A.1 arvolle 9972 kN mitoituskuormaa olisi aliarvioitu, jos aukkopalkeissa tapahtuisi halkeilua. Haljenneen tornin A.3 normaalivoiman arvo 10263 kN olisi ollut 3 % suurempi. Ero on kuitenkin suhteellisen pieni, mutta tuloksista voidaan päätellä, ettei verhokäyrän käyttäminen tuota joka tapauksessa suurta lisävarmuutta.



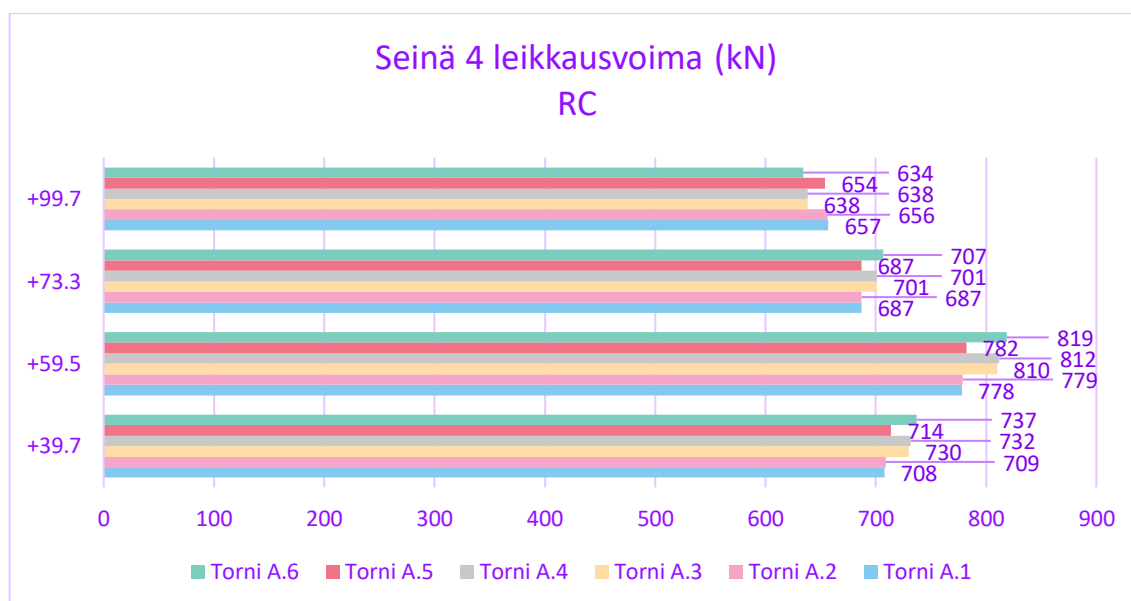
KUVIO 16. Seinän 1 puristava normaalivoima tapauksessa -Y

### 6.3.4 Muiden seinien rasitukset

Liittyvien seinien 1 ja 2 kokonaisleikkausvoimat pienenevät, kuten edellisessä luvussa havaittiin. Koska tutkittaviin torneihin kohdistuvat rasitukset eivät ole pienentyneet, energiaperiaatteen mukaisesti rasitusten pitäisi kasvaa muissa rakenteissa. Todettakoon kuitenkin teoriassa mahdolliseksi, että jossain tapauksessa sopivalla runkojärjestelmällä jäykkyyksien muuttaminen saattaa tasapainottaa omien painojen vaikutusta ja täten pienentää niiden rasituksia koko rakennuksessa. Tässä tutkimuksessa rasitukset kuitenkin kasvavat redusoidussa seinässä 4 kuvion 17 mukaisesti. Pois lukien tasossa +99.7 seinälle 4 muodostuu

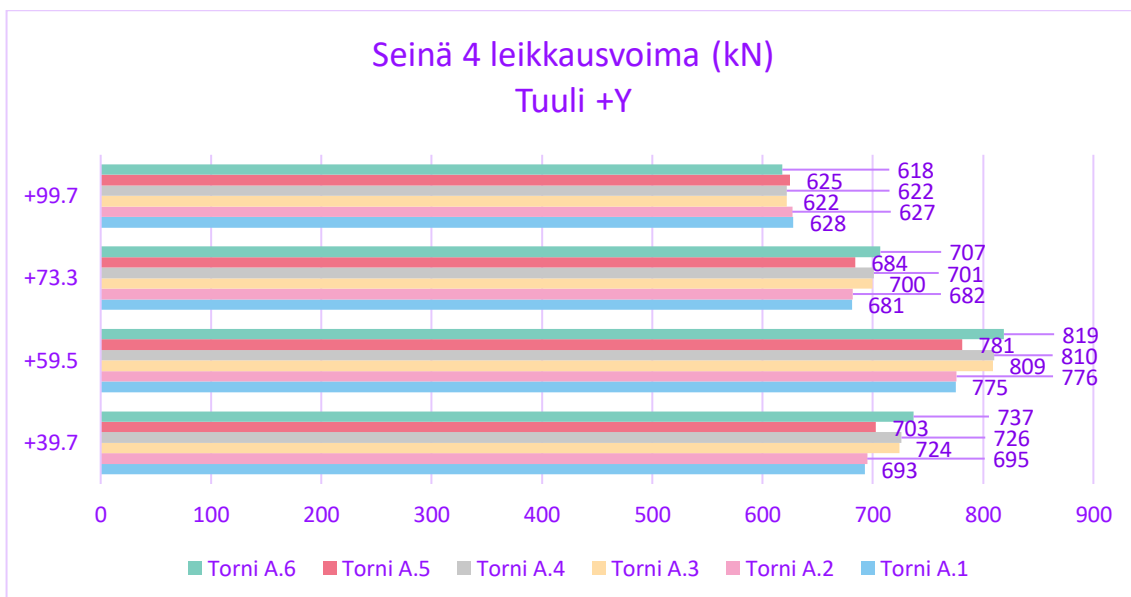


suurempi leikkausvoima jäykemmistä torneista. Tasossa +59.5 tornin A.6 leikkausvoima on 5 % suurempi kuin tornissa A.1.



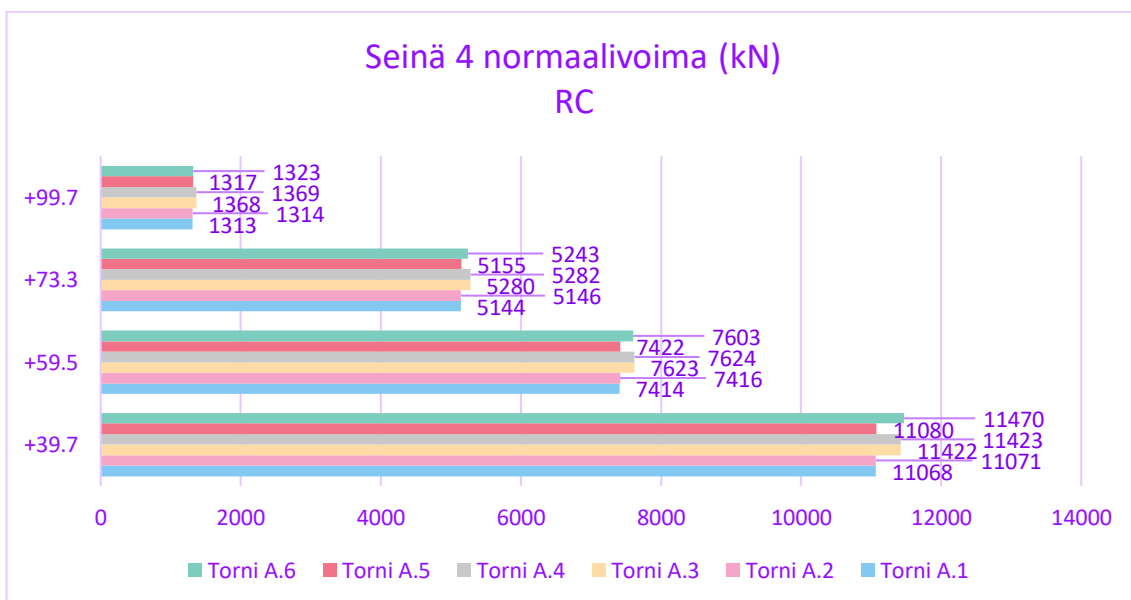
KUVIO 17. Seinän 4 leikkausvoima tapauksessa RC

Verrattaessa tapauksen RC leikkausvoimia kuviossa 18 esitettyyn tapauksen +Y leikkausvoimiin nähdään, että tulokset ovat hyvin lähellä toisiaan ja paikoin samoja. Myös tässä tapauksessa mitoituskuormaa olisi aliarvioitu suuruusluokaltaan 5 %, mikäli aukkopalkkeissa tapahtuisi laskelmien mukaista halkeilua. Seinälle 3 muodostui kaikkiin tutkittuihin kerroksiin määräävä leikkausvoima jäykemmistä torneista tapauksessa RC. Yksittäisissä kuormitusyhdistelmissä seinälle 3 muodostui suurempi leikkausvoima redusoiduissa torneissa. Seinän 3 rasituksia on esitetty liitteessä 4.



KUVIO 18. Seinän 4 leikkausvoima tapauksessa +Y

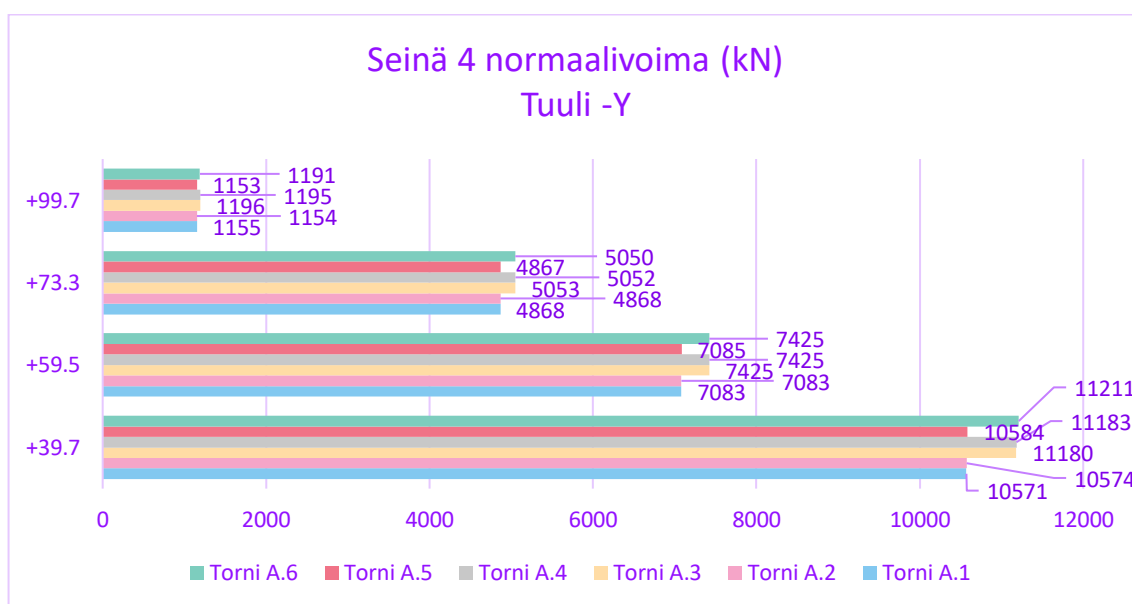
Seinälle 4 muodostuvat puristavat normaalivoimat mukailevat leikkausvoiman arvoja ja redusoiduissa tapauksissa seinälle muodostuu jäykempiä tapauksia suurempia rasituksia. Kuviossa 19 esitetyistä normaalivoimista nähdään, että tasossa +59.5 tornille A.4 muodostuu 3 % suurempi rasitus kuin tornissa A.1.



KUVIO 19. Seinän 4 puristava normaalivoima tapauksessa RC

Myös normaalivoiman arvot tapauksessa RC ovat lähellä kuviossa 20 esitetyn tapauksen -Y arvoja. Mikäli seinän mitoituksessa olisi käytetty verhoikäyrän rasi-

tuksia tapauksesta RC, olisivat nämä arvot olleet hyvin lähellä yksittäisistä kuormitusyhdistelmistä muodostuvia rasiuksia torneissa, joissa jäykkyyttä on redusoitu. Vaikka tässä tutkimuksessa verhokäyrän käyttäminen tapauksessa RC kompensoi normaalivoiman muutoksen, aukkopalkin jäykkyyksien redusointi kasvattaa todellisuudessa seinän 4 rasiuksia. Myös liitteessä 4 esitetyn seinän 3 normaalivoiman arvot kasvavat tasossa +39.7 redusoiduissa torneissa tapauksessa RC. Muissa kerroksissa normaalivoiman arvot ovat lähellä jäykempiä torneja tai ovat pienempiä.



KUVIO 20. Seinän 4 puristava normaalivoima tapauksessa -Y

### 6.3.5 Johtopäätökset

Tutkimuksen tulosten pohjalta voidaan todeta, että aukkopalkkien jäykkyyksien redusoinnilla on vaikutusta rakennuksen siirtymiin, ominaistajuuksiin sekä rasiusten jakaantumiseen rakenneosille. Mikäli aukkopalkkien redusointi tehdään vain aukkopalkeille, mutta ei laatalle, laatta toimii aukkopalkin tavoin.

Redusointikertoimen tarkalla arvolla ei vaikuttaisi olevan suurta merkitystä rasiusten jakaantumiseen aukkopalkeissa ja muissa rakenteissa. Tutkimuksen perusteella voidaan todeta, että Eurokoodin liitteessä H esitetty haljenneen poikki-

leikkauksen redusointikerroin 0,33 vaikuttaa suuruusluokaltaan järkevältä arviolta. Herkkyystarkastelu tehtiin redusoimalla aukkopalkkien jäykkyyksiä kertoimilla 0,35 ja 0,5. Kuten aiemmissa luvuissa todettiin, todellisen haljenneen tilan redusointikertoimen arvon määrittelyssä on paljon muuttujia. Palkkikohtainen jäykkyyškertoimen laskenta normaalivoimat huomioiden olisi tämän tyyllisessä rakennuksessa erittäin työlästä. Tässä tutkimuksessa ei huomioitu mahdollista seinien halkeilua, joka on käytännössä yksi muuttuja lisää tässä yhtälössä. Todellisuudessa rakennuksen jäykkyys on jotain jäykän ja haljenneen tapauksen välillä, joten sopivan jäykkyyden alalikiarvon määrittely ja sen vertailu jäykkään tapaukseen on käytännön suunnittelun kannalta paras toimintaperiaate.

Mikäli rakenneosan jäykkyyttä redusoidaan, oletusarvo on tyyppillisesti, että myös sen rasiitukset pienenevät. Tutkimuksen perusteella voidaan todeta, ettei näin aina tapahdu, vaan tämän tyyppisessä rakennuksessa ja laskentamallissa on useita muuttujia, jotka voivat antaa yllättäviäkin tuloksia. Aukkopalkkien rasiitukset kasvoivat joissain tapauksissa, kun jäykkyyttä redusoitiin.

Tutkimuksessa huomattiin, että oman painon vaikutus aukkopalkkeille sekä seinille oli merkittävä. Tutkittavassa tornissa rakennejärjestelmässä on selviä epäjohtonmukaisuuksia, joilla on todennäköisesti vaikutusta muodostuviin rasiituksiin. Näitä ovat esimerkiksi runkojärjestelmän muuttuminen tornin ja jalustaosion välillä sekä tornin geometrian muutos rakennuksen puolella välissä. Itsessään omasta painosta aiheutuvat leikkausrasiitukset ovat mahdollisesti vaihteellisesta rakentamisesta aiheutuva ilmiö. Jäykkyyksien muuttaminen laskentamallissa aiheuttaa myös selvästi kuormien uudelleenjakautumista rakenneosien kesken. Energiaperiaatteen mukaisesti jossain rakenneosassa pienentynyt rasiitus vastaavasti kasvatti jonkin toisen rakenteen rasiituksia. Mikäli rakennuksen jäykkyyttä siis redusoidaan ja jonkin rakenneosan rasiitukset pienenevät merkittävästi, on olennaista selvittää, missä rakenneosassa ne ovat vastaavasti kasvaneet. Teoriassa on kuitenkin mahdollista, että geometrialtaan monimuotoisessa rakennuksessa redusointi pienentäisi kokonaisrasiitusta.

Tutkimuksessa hyödynnettiin Dlubal RFEM ohjelmasta löytyvää Result Combination -työkalua, joka muodostaa rasiituksista elementtiverkon solmukohtiin ver-

hokäyrän pahimpien kuormitusyhdistelmien mukaisesti. Korkeassa rakennuksessa tutkittavia kuormitusyhdistelmiä on useita, jolloin tämän tyyppisen työkalun käyttäminen kuormitusyhdistelmien hallinnassa on perusteltua. Tutkimuksessa aukkopalkkeille saatiin tällä työkalulla selvää lisävarmuutta, mutta vastaavasti seinille lisävarmuutta ei muodostunut. Erityisesti lisävarmuutta saatiin laatasta otettuihin leikkausvoiman arvoihin. On mahdollista, että tutkimuksessa käytettyjen laskentamallien elementtiverkon karheus voi aiheuttaa epätarkkuutta tuloksissa näiltä osin. Tarkempia tuloksia voitaisiin saada käyttämällä tiheämpää elementtiverkkoa ja integroimalla laatan rasituksia tarkemmin. Tutkimuksessa haluttiin kuitenkin käyttää käytännön suunnittelussa käytettävää tyyppillistä elementtiverkon kokoa sekä systemaattista tulosten tulkintaa.

Tässä tapauksessa verhokäyrällä saatiin määräävät rasitukset aukkopalkkeille halkeamattomasta rakennemallista, vaikka halkeilu aiheuttaisi todellisuudessa rasitusten kasvamista. Vastaavasti seinillä joissain tapauksissa saatiin hieman epävarmalla puolella olevia tuloksia. Tämän perusteella voidaan todeta, että rakenneosien halkeilun vaikutukset rasitukseen on syytä selvittää. Mikäli halkeilun vaikutuksia ei tutkita tarkemmin tai halkeilun todetaan kasvattavan rasituksia, on perusteltua rajoittaa rakenneosien käyttöasteita.

Tyypillisesti poikkileikkauksen halkeilu mielletään käyttörajatilassa tutkittavaksi ilmiöiksi, esimerkiksi teräsbetonisen laatan taipuman laskennassa. Tutkimuksen perusteella on selvää, että poikkileikkauksen halkeilu vaikuttaa tässä tapauksessa myös murtorajatilan rasitukseen. Rakenneosien halkeaminen tai halkeamattomuus onkin siis huomioitava tarvittaessa myös murtorajatilan rasituksille. Myös redusointikertoimen laskennassa oikea menettely on tutkia tapausta murtorajatilan materiaaliominaisuuksilla.

Tässä tutkimuksessa vertailtiin vain yhtä runkojärjestelmää ja työtä rajattiin vaikutusten tutkimiseen vain yhdessä aukkopalkkilinjassa. Tutkimus haluttiin tehdä todellisen tapauksen perusteella mukailien mahdollisimman tarkkaan käytännön suunnittelussa tehtäviä toimenpiteitä ja periaatteita. Tieteellisempien ja tarkempien tulosten saamiseksi tutkimusta olisi voitu laajentaa ja tulosten tulkintaa tarkentaa. Vaikka tämänkin tutkimuksen aikana kerätty datan määrä oli hyvin suuri,

täysin yleistettävissä olevien johtopäätösten luomiseksi tarvittaisiin vielä laajempia tutkimuksia. Aukkopalkkien jäykkyyksien vaikutuksia voitaisiin tutkia eri runkojärjestelmissä, kuten esimerkiksi betonielementtirunkoisissa tai eri korkuisissa rakennuksissa sekä erilaisilla poikkileikkauksilla. Parametrisia suunnittelutyökaluja voitaisiin mahdollisesti hyödyntää luomaan tehokkaasti mahdollisimman tarkka laskentamalli. Parametriset työkalut mahdollistaisivat halkeilun tai halkeamattomuuden huomioimisen tarkoilla redusointikertoimilla sisältäen normaalivoimien vaikutukset. Lisäksi parametriset työkalut helpottaisivat haljenneen ja halkeamattoman mallin rasiusten vertailua. Kuten tutkimuksessa havaittiin, voi määräävä kuormitus muodostua kummasta tahansa mallista.

Tämän tutkimuksen ja työn perusteella ehdotetaan seuraavaa suunnitteluprosessia aukkopalkkeille korkeissa rakennuksissa sekä myös muissa rakennuksissa, joissa aukkopalkkien toiminta on oleellinen osa rakennuksen stabiiliteettia:

1. Aukkopalkit mitoitetaan jäykästä, halkeilemattomasta, laskentamallista saataville rasituksille.
  - a. Aukkopalkkien mallinnustapa on valittava siten, että rasiukset siirtyvät seinien välillä mahdollisimman todenmukaisesti. Suositeltava mallinnustapa on mallintaa aukkopalkit palkkielementteinä ja kytkeä palkin päät seiniin jäykillä kappaleilla.
  - b. Varmistetaan, että huomioidaan kaikki aukkopalkkien rasiukset, esimerkiksi myös laattoihin mahdollisesti muodostuvat voimat.
2. Redusoidaan aukkopalkkien jäykkyyttä alustavilla redusointikertoimilla.
  - a. Aukkopalkkeille ja laatoille käytetään redusointikertoimen arvoa 0,33.
  - b. Mikäli jäykkyyksien redusoinnilla on merkittävä vaikutus muodostuviin rasituksiin, lasketaan redusointikertoimen arvoa tarkemmin ja todennetaan kertoimen oikea suuruusluokka. Tarkin menettelytapa on laskea poikkileikkausta murtorajatilan materiaalimalleilla.
3. Selvitetään, halkeavatko jäykän laskentamallin mukaisesti mitoitettut poikkileikkaukset murtorajatilassa muodostuville rasituksille.
  - a. Mikäli poikkileikkaukset säilyvät selvästi halkeilemattomana ilman normaalivoiman vaikutusta, eikä alustavilla redusointikertoimilla

laskettaessa rakenneosien rasitukset kasva merkittävästi, mitoitus on valmis.

- b. Mikäli poikkileikkauksien halkeilu on mahdollista ja rakennukseen vaikuttavat voimat jakaantuvat uudelleen rakennuksessa, edetään kohtaan 4.
4. Mitoitetaan aukkopalkit sekä muut rakenneosat, joihin jäykkyyden redusointi vaikuttaa, haljenneen tai halkeamattoman laskentamallin rasituksille pahimman tapauksen mukaisesti.

## 7 POHDINTA

Tässä työssä perehdyttiin korkean rakentamisen erityispiirteisiin sekä erityisesti aukkopalkkeihin. Korkean rakentamisen erityispiirteiksi valittiin kokemukseen perustuen oleellisia ilmiötä, kuten jäykistys, värähtely, vaakavoimien merkitys, tuulitunnelikokeet sekä rakenteiden ajasta riippuva käyttäytyminen. Aiheista tehtiin mahdollisimman laaja kirjallisuusselvitys sekä perehdyttiin aiemmin tehtyihin lopputöihin, jotka käsittelevät näitä aiheita. Tämän työn kirjallisuusselvityksen, käytettyjen lähteiden sekä muiden, tarkemmin näitä ilmiöitä käsittelevien lopputöiden pohjalta, syvällisempi perehtyminen korkeassa rakentamisessa huomioitaviin erityispiirteisiin on mahdollista.

Ulkomaisten suunnitteluohjeiden kirjallisuusselvityksen pohjalta havaittiin, että aukkopalkit ovat kriittinen osa rakennuksien jäykistysjärjestelmiä erityisesti maanjäristystilanteessa. Maanjäristystilanteessa aukkopalkit suunnitellaan sitkeiksi rakenneosiksi, jotka dissipoiivat maanjäristyksessä muodostuvaa energiaa ja täten suojaavat muita kriittisempiä rakenneosia suuremmilta vaurioilta. Aukkopalkkeille annetaan tarkkoja suunnitteluohjeita, joissa määritellään käytettävä raudoitusperiaate palkin geometrian ja sitä rasittavan leikkausvoiman perusteella. Normeissa annetaan tarkkoja ohjeita myös raudoitustavoista sekä esimerkiksi ankkurointipituuksista, joita tyypillisesti pidennetään aukon pielissä vaikuttavien epäedullisten ilmiöiden johdosta. Myös horisontaalisesti raudoitetulle aukkopalkille olevien vaihtoehtoisten kuormansiirtoperiaatteiden toiminta ja käyttäminen perustuu pitkälti niiden sitkeään toimintaan maanjäristystilanteessa. Tyypillinen vaihtoehtoinen tapa on raudoittaa aukkopalkki diagonaalisesti, mutta tällaisen raudoitteen työmaatoteutus on haasteellista. Jossain tapauksissa ja ohjeissa tällaista raudoitusperiaatetta on käytettävä, mikäli aukkopalkkiin muodostuva leikkausvoima on suuri ja sen pituuden suhde korkeuteen on pieni. Raudoitetulle aukkopalkille käytettyjä vaihtoehtoisia kuormansiirtoperiaatteita ovat teräksinen aukkopalkki, teräspalkin ja betonin liittorakenne sekä teräslevyn ja betonin liittorakenne. Vaikka näiden kuormansiirtoperiaatteiden käyttö perustuu toimintaan maanjäristystilanteessa, voitaisiin niitä soveltaa myös muihin tilanteisiin. Diagonaalisesti raudoitetun aukkopalkin käyttösovelluksia voisivat olla esimerkiksi yksittäiset, rakenteen toimivuuden kannalta kriittiset aukkopalkit. Teräsosia voitaisiin mahdollisesti taas käyttää, mikäli aukkopalkkien rasitukset ovat suuret ja



palkkeja on paljon. Kirjallisuusselvityksen perusteella voidaan todeta, että aukkopalkit ovat suhteellisen laajasti tutkittu aihe eri rakennetekniikkayhteisöissä, mutta silti niiden toimintaan liittyy epäselvyyksiä erityisesti jäykkyyden määrittelyn osalta.

Aukkopalkkien jäykkyyden määrittely aloitettiin tekemällä kirjallisuusselvitys erilaisista jäykkyyksien redusointikerroimista. Redusointikerroin halutaan esittää sellaisessa muodossa, että sen avulla voidaan suoraan pienentää laskentamallissa olevan objektin jäykkyyttä. Jotta näin voidaan tehdä, pitää aukkopalkin jäyhyysmomentti selvittää haljenneessa tilassa raudoitukset huomioiden. Tämän jäyhyysmomentin suhteesta bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin saadaan redusointikerroin. Haljenneen tilan jäyhyysmomenttia verrataan ilman raudoituksia laskettuun bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin, koska laskentamallissa jäyhyys on tyypillisesti tämä eikä raudoituksia huomioida. Kirjallisuusselvityksen perusteella on tyypillistä pienentää aukkopalkin jäykkyyttä noin kolmasosaan halkeamattoman tilan jäykkyydestä. Kirjallisuusselvityksen aikana havaittiin myös, että eri suunnittelunormien redusointikerroimien suuruusluokissa ja määrittelyissä on eroja. Selvityksessä löydettiin myös Son Vu & Li & Beyer esittämä aukkopalkkien redusointikerroimen laskenta, jonka toimivuus on todennettu vertailemalla useita koejärjestelyitä. Tämä redusointikerroimen laskenta perustuu kuitenkin myös maanjäristystilanteeseen, ja sillä saatavat redusointikerroimen arvot ovat hyvin pieniä, jolloin aukkopalkin on täytynyt halkeilla voimakkaasti.

Tässä työssä esitettiin useampi laskentamenetelmä haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentin laskentaan. Haljenneen poikkileikkauksen laskentamenetelmillä haetaan tyypillisesti rakenteissa tapahtuvaa taipumaa, joka on käyttörajatilassa tutkittava ilmiö. Laskennassa on mahdollista huomioida betonin vetojäykistysvaikutus, jolloin poikkileikkauksesta saadaan haljenneessa tilassa jäykempi. Aukkopalkkien, sekä myös muiden rakennuksen jäykistykseen osallistuvien rakenneosien, jäykkyyksominaisuuksien selvittäminen on kuitenkin murtorajatilassa tehtävää laskentaa. Mikäli poikkileikkaus ei pysy halkeamattomana tiettylle murtorajatilassa muodostuvalle rasiitukselle, ei se myöskään pysty keräämään yhtä paljon rasiituksia kuin halkeamaton poikkileikkaus ja tällöin rasiitukset siirtyvät johonkin toiseen rakenneosaan. Aukkopalkkien jäykkyyden laskentaan vaikuttaa oleellisesti myös niihin muodostuva normaalivoima, koska se muuttaa

poikkileikkauksen puristuspinnan korkeutta kolmannen asteen funktiona. Tyypillisesti on varmalla puolella jättää tämä puristava normaalivoima sekä mahdollinen T- tai L-poikkileikkaus huomioimatta. Esitetyt laskentamenetelmät eivät huomioi leikkaushalkeilua, pois lukien Son Vu & Li & Beyer esittämä menetelmä. Aukkopalkkien ollessa tyypillisesti suhteellisen korkeita poikkileikkauksia, juuri leikkausmuodonmuutokset ovatkin taivutusmuodonmuutoksia hallitsevampi ilmiö. Leikkaushalkeilun laskennallisen määrittelyn tiedetään olevan haasteellista ja yhdeksi tiedetyksi leikkaushalkeilun hallitsemiskeinoksi voidaan todeta poikkileikkauksen teräsännitysten rajoittaminen.

Aukkopalkkien mallinnusperiaatteita tutkittiin identtisessä tapauksessa, kuin aiemmin työssä tutkittu aukkopalkin sekä seinien rasiusten analyttinen ratkaisu. Dlubal RFEM -ohjelmistolla tehdyn vertailun perusteella tarkimmat tulokset saatiin mallintamalla aukkopalkki kuorielementtinä riittävän tiheällä elementtiverkolla tai mallintamalla aukkopalkki palkkiobjektina, jonka päähän on lisätty jäykät kapaleet. Kirjallisuusselvityksen perusteella suositeltavat mallinnustavat olisivat juuri mallinnus palkkiobjektina, joka on päistään kytketty jäykillä objekteilla tai mallintamalla palkkiobjekti osittain seinän sisään. Tällä jälkimmäisellä mallinnusperiaatteella ei kuitenkaan tässä työssä saatu aivan yhtä tarkkoja tuloksia, mutta palkkiobjektin jatkaminen seinän sisään voi olla jossain toisessa laskentaohjelmistossa käyttökelpoinen periaate. Tässä työssä ei lähdetty selvittämään, olisiko mallinnustapaa mahdollista tarkentaa, jotta tulokset olisivat lähempänä muita menetelmiä.

Case-tutkimuksessa selvitettiin, miten aukkopalkkien jäykkyys ja sen muutokset vaikuttavat rasiusten jakaantumiseen seinissä sekä aukkopalkkeissa todellisessa tapauksessa. Tulosten perusteella todettiin, että mikäli laskentamallin tasolaattojen jäykkyyksiä ei muuteta, toimivat ne tässä tapauksessa aukkopalkin tavoin. Tämä pystyttiin todentamaan rakennukselle muodostuvista siirtymistä sekä rasiusten jakaantumista. Tutkimuksen perusteella aukkopalkkien halkeaminen ja jäykkyyden pienennys siirtää rasituksia tältä yhdistetyltä leikkausseinältä sellaisille rakenneosille, jotka eivät ole haljenneet. Tässä tapauksessa muiden seinien rasitukset kasvoivat kuitenkin maltillisesti. Tutkimuksessa havaittiin myös, että jäykkyyden pienennys voikin kasvattaa aukkopalkkien rasituksia. Tässä tapauksessa halkeamattoman laskentamallin omista painoista aiheutuva leikkausvoima

ja tuulikuormasta muodostuva leikkausvoima olivat eri merkkiset. Jäykkyyden pienenytessä omien painojen osuus pieneni, jolloin aukkopalkkien kokonaisleikkausvoima kasvoi joissain tapauksissa. Tutkimuksessa havaittiin myös, että yleisesti käytetty laskentamallin työkalu verhokäyrä, joka hakee määräävät rasiitukset jokaisesta kuormitusyhdistelmästä, antaa paikoin suurta lisävarmuutta ja paikoin lisävarmuus on taas olematon. Aukkopalkkien ja laattojen redusointikertoimen suuruudella ei tässä tapauksessa ollut suurta merkitystä rasiitusten muodostumiseen. Tutkimuksen ja tämän työn perusteella pystyttiin esittämään suunnitteluprosessi aukkopalkeille.

Case-tutkimuksessa, kuten oikeassakin korkean rakennuksen laskentamallissa, rasiitusten muodostumiseen vaikuttaa moni asia ja yksiselitteisten johtopäätösten tekeminen oli haasteellista. On mahdollista, että jotkin laskentamallissa tapahtuvat ilmiöt vääristävät saatuja tuloksia. Verhokäyrällä saatavia tuloksia ei tässä työssä lähdetty tutkimaan tarkemmin, vaikka esimerkiksi laattaobjekteista saatu leikkausvoima tällä menetelmällä vaikutti joissain tapauksissa epätarkalta. Laskentamallin elementtiverkon tihentämisellä ja tarkemmalla tulosten tulkinnalla olisi voitu saada tarkempia tuloksia erityisesti laattaan muodostuvista rasiituksista.

Tämän työn perusteella tehtävä olennainen johtopäätös on se, että laskentamallille on haettava riittävän tarkat jäykkyyden ylä- ja alalikiarvot ja aukkopalkit mitoitetaan pahimman tapauksen mukaisesti. Jäykkyyden ylälikiarvo on halkeamaton laskentamalli, kun taas alalikiarvon määrittely on työläämpi tehtävä. Käytännön suunnittelun kannalta on hyödyllistä ensimmäisenä selvittää halkeilun vaikutuksia ja niiden suuruusluokka redusoidulla laskentamallin jäykkyyttä riittävästi. Mikäli vaikutukset ovat suuria, on laskentaa tarkennettava ja asiaan kiinnitettävä enemmän huomioita. Rakennneosien mitoittaminen pahimman tapauksen mukaisesti on perusteltua, koska todellisuudessa rakenteissa on sellaisia muuttujia, joita ei voida tavanomaisessa suunnittelussa huomioida. Tällaisia muuttujia ovat esimerkiksi toteutuneiden betonin lujuuksien vaikutukset rasiitusten jakaantumiseen sekä leikkaushalkeilu.

Tässä työssä käsitelystä aiheesta voidaan esittää useita jatkotutkimusta vaativia aiheita. Esiin tulleiden ilmiöiden yleistämistä varten olisi tehtävä tarkempia tutkimuksia useammassa yksinkertaisemmissa laskentamalleissa, joissa muuttujina olisivat erilaiset rakennuksen ja aukkopalkkien geometriat sekä korkeudet, rasitukset ja rakenneosien jäykkyydet. Erilaisten tapausten pohjalta voitaisiin selvittää, miten merkityksellisiä aukkopalkit ovat esimerkiksi tyypillisissä toimistorungoissa, joissa jäykistäviä rakenneosia on suhteellisen vähän ja milloin niiden suunnitteluun on kiinnitettävä huomiota. Laatan ja T- tai L-poikkileikkauksen toimintaa aukkopalkkina voitaisiin tutkia tarkemmin sekä selvittää, onko käytettävällä laattateorialla ja elementtiverkon koolla vaikutusta rasitusten muodostumiseen. Parametrisillä suunnittelutyökaluilla voitaisiin saada selviä hyötyjä haljenneen laskentamallin muodostamisessa. Aukkopalkkeja ja niiden toimintaa elementtirakenteisissa rakennuksissa olisi myös syytä selvittää. Tässä työssä tutkittiin paikallavalettua tasoa, mutta jos taso toteutetaan elementtirakenteisena, olisi selvitettävä, miten rasitukset saadaan hallittua tasoelementtien kohdalla tai siirrettyä pelkästään seinissä. Vaiheittaisen rakentamisen vaikutusta aukkopalkkeihin voitaisiin selvittää. Tämän työn perusteella omien painojen osuus rasituksista on suuri, mutta on epäselvää, onko tämä todellista.

## LÄHTEET

ACI 318-19. 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19). Farmington Hills: American Concrete Institute.

Ala-Ojala, J. 2011. Ylikorkeat rakennukset Suomessa: Käytännön pulmatilanteita ja ratkaisuja. Luento. Betonipäivät & näyttely 23.11.2011. Betoniteollisuus ry. Helsinki. Luettu 13.10.2019.

<https://betoni.com/tapahtumat-ja-koulutukset/menneet-tapahtumat-ja-aineistot/betonipaivat-ja-nayttely-2011/>

Aly, A.M. & Zasso, A. & Resta, F. 2011. Dynamics and Control of High-Rise Building under Multidirectional Wind Loads. Hindawi Publishing Corporation, Smart Materials Research, Volume 2011, Article ID 549621, 15.

ASCE 7-05. 2006. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 1. painos. Reston: American Society of Civil Engineers.

ASCE 7-10. 2013. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 3. painos. Reston: American Society of Civil Engineers.

B7. 1977. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Betonirakenteiden rajatilamitoitus. 2. painos. Helsinki: Sisäasiainministeriö.

Betoniteollisuus ry. 2010a. Jäykistysjärjestelmät. Luettu 19.10.2019.

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>

Betoniteollisuus ry. 2010b. Korkeat rakennukset. Luettu 13.10.2019.

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/Haku?term=korkeiden%20rakennusten%20j%c3%a4ykistys>

Betoniteollisuus ry. 2010c. Rakenteiden suunnittelu eurokoodin mukaan. Osa 8: Taipuma. Luettu 25.01.2020. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/Haku?term=taipuma>

Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 2019. 100 Future Tallest Buildings in the World by Height to Architectural Top. Luettu 5.10.2019.

<https://www.skyscrapercenter.com/buildings?list=tallest100-future>

CSA A23.3:19. 2019. Design of concrete structures. Toronto: CSA Group.

FIB & MPA. 2014. Tall Buildings. Structural design of concrete buildings up to 300m tall. Lontoo: FIB & MPA.

Fintel, M. & Ghosh, S.K. & Iyengar, H. 1987. Column Shortening in Tall Structures. Prediction and Compensation. 1. painos. Portland Cement Association.

Galano, L. & Vignoli, A. 2000. Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts. *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 6, November-December, 876–885.

Gong, B. & Shahrooz, B.M. 2001. Steel-concrete composite coupling beams – behavior and design. *Engineering Structures*, Volume 23, Issue 11, November 2001, 1480–1490. Luettu 14.07.2020. Vaatii käyttöoikeuden.  
[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00042-6](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00042-6)

Hassoun, M.N. & Al-Manaseer, A. 2015. *Structural Concrete. Theory and Design* 6. painos. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc.

Heiskanen, S. 2020. Teräsbetonisten pystyrakenteiden kokoonpuristuminen korkeassa rakennuksessa. Rakennetun ympäristön tiedekunta. Tampereen Yliopisto. Diplomityö.

Helsinki High-Rise Trigoni. n.d. Luettu 5.10.2019. [https://www.hel.fi/hel2/ksv/liitteet/2018\\_kaava/0870\\_2\\_planssit.pdf](https://www.hel.fi/hel2/ksv/liitteet/2018_kaava/0870_2_planssit.pdf)

Helsingin kaupunki, Kaupunkisuunnitteluvirasto. 2011. Korkea rakentaminen Helsingissä. Luettu 5.10.2019. [https://www.hel.fi/hel2/ksv/julkaisut/aos\\_2011-4.pdf](https://www.hel.fi/hel2/ksv/julkaisut/aos_2011-4.pdf)

Helsingin kaupunki. 2018. Helsinki High-Rise Competition finalized. Luettu 5.10.2019. <https://www.uuttahelsinki.fi/en/news/2018-10-04/helsinki-high-rise-competition-finalized>

Hu, X. & Lu, Q. & Xu, Z. & Zhang, S. 2019. Seismic Performance of Reinforced Concrete Coupled Walls with Segmental Coupling Beams. *Advances in Civil Engineering*, Volume 2019, 1–16. Luettu 12.04.2020.  
<https://doi.org/10.1155/2019/1520375>

ISO 10137:2007. 2007. Bases for design of structures. Serviceability of buildings and walkways against vibrations. 2. painos. Geneve: ISO - International Organization for Standardization.

ISO 4354:2009. 2009. Wind actions on structures. 2. painos. Geneve: ISO - International Organization for Standardization.

ISO 4866:2010. 2010. Mechanical vibration and shock. Vibration of fixed structures. Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures. 2. painos. Geneve: ISO - International Organization for Standardization.

Kim, H. 2011. Effect of horizontal members on column shortening of reinforced concrete building structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22, 440–453. Luettu 26.01.2020. Vaatii käyttöoikeuden.  
<https://doi.org/10.1002/tal.696>

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, No:2, 145–148. Luettu 26.01.2020. <https://zenodo.org/record/1090705#.Xi2w4-SP4y8>

Kim, H. 2015. Optimum distribution of additional reinforcement to reduce differential column shortening. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 24, 724–738. Luettu 28.12.2019. Vaatii käyttöoikeuden. <https://doi.org/10.1002/tal.1208>

Kojamo Oyj. n.d. Lumo One – Kalasataman tornitalo. Luettu 3.9.2020. <https://lumo.fi/vuokra-asunnot/lumoone>

Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018. 2018. Ohjekortit. Helsingin kaupunki. Luettu 16.12.2019. <https://www.hel.fi/helsinki/fi/asuminen-ja-ymparisto/rakentaminen/ennakkotietoa-rakentamiseen/ohjeet-ja-neuvonta/ohjeet-a-o>

Kortelainen, P. 2012. Korkeiden rakennusten vaste tuulikuormituksessa. Rakennustekniikan koulutusohjelma. Tampereen Teknillinen Yliopisto. Diplomityö.

Leskelä, M. V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. By 210. 1. painos. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Lähteenmäki, M. 2009. Värähtelymekaniikka. Luentomoniste. Luettu 15.01.2020. <http://www2.amk.fi/digma.fi/www.amk.fi/digma/kaikki.html#tekniikkajatuotanto>

Liao, S. & Pimentel, B. 2019. Coupling Beam Types. Practical Reinforced Concrete Building Design. Structure Magazine, January 2019, 8–12. Luettu 14.07.2020. <https://www.structuremag.org/?p=14059>

Malm, R. 2006. Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses. Department of Civil and Architectural Engineering. Division of Structural Design and Bridges. Royal Institute of Technology (KTH). Licentiate thesis.

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 6 (1), 73–82.

Miettinen, V. 2013. Halkeilleen aukollisen jäykistävän betoniseinän voimasuureiden arviointi. Rakennustekniikan koulutusohjelma. Metropolia Ammattikorkeakoulu. Insinööriyö.

NEHRP. 2011. Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams. A Guide for Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6. U.S Department of Commerce. National Institute of Standards and Technology. Luettu 01.03.2020. <https://www.nehrp.gov/library/techbriefs.htm>

Nybergh, P. 2019. Tuulitunnelikokeiden läpiviinti korkeassa rakentamisessa. Luento. Yrityksen sisäinen korkean rakentamisen tekniikkapäivä 22.10.2019. Sweco Rakennetekniikka Oy. Vantaa.

Nykyri, P. 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1. By 211. 2. painos. Helsinki: BY – Koulutus Oy.

Ylikorkeat rakennukset Suomessa: Käytännön pulmatilanteita ja ratkaisuja. Luento. Betonipäivät & näyttely 23.11.2011. Betonteollisuus ry. Helsinki. Luettu 13.10.2019.

<https://betoni.com/tapahtumat-ja-koulutukset/menneet-tapahtumat-ja-aineistot/betonipaivat-ja-nayttely-2011/>

NZS 3101.1:2006 & NZS 3101.2:2006. 2006. New Zealand Standard. Concrete structures standard. Part 1: The design of concrete structures. Part 2: Commentary on the design of concrete structures. Incorporating Amendment No. 1, 2, and 3. Wellington: Standards New Zealand.

REDI Asuntomyynti, SRV Rakennus Oy. 2017. Asunto Oy Helsingin REDIn Majakka, Myyntiesite. Luettu 5.10.2019. [https://old.srv.fi/sites/default/files/files/Pdf-files/srv\\_redi\\_myyntiesite\\_022017\\_digi.pdf](https://old.srv.fi/sites/default/files/files/Pdf-files/srv_redi_myyntiesite_022017_digi.pdf)

Savolainen, S. 2012. Rakennusta jäykistävän aukollisen seinälevyn jäykkyys. Rakennustekniikan koulutusohjelma. Metropolia Ammattikorkeakoulu. Insinööri-työ.

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2002. Eurokoodi. Rakenteiden suunnittelun perusteet. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Luettu 16.12.2019. Vaatii käyttöoikeuden. <https://online.sfs.fi/fi/index.html.stx>

SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1. 2005. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Luettu 16.12.2019. Vaatii käyttöoikeuden. <https://online.sfs.fi/fi/index.html.stx>

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2004. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Luettu 18.01.2020. Vaatii käyttöoikeuden. <https://online.sfs.fi/fi/index.html.stx>

SFS-EN 1993-1-1. 2005. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Luettu 18.01.2020. Vaatii käyttöoikeuden. <https://online.sfs.fi/fi/index.html.stx>

Son Vu, N. & Li, B. & Beyer, K. 2014. Effective Stiffness of Reinforced Concrete Coupling Beams. Engineering structures 76 (2014), 371–382. Luettu 5.9.2020. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.014>

SRV Rakennus Oy. n.d. Espoon Keilaniemi. Luettu 5.10.2019. <https://www.srv.fi/asuminen/espoon-keilaniemi/>

SRV Rakennus Oy. n.d. Tampereen Kansi. Luettu 5.10.2019. <https://www.srv.fi/kaupunkien-kehittaja/tampereen-kansi>

Stafford Smith, B. & Coull, A. 1991. Tall Building Structures. Analysis and Design. 1. painos. New York: John Wiley & Sons, Inc.



- Tamura, Y. & Kareem, A. 2013. Advanced Structural Wind Engineering. 1. painos. Tokio: Springer Japan 2013.
- Taranath, B.S. 2005. Wind and Earthquake Resistant Buildings. Structural Analysis and Design. 1. painos. New York: Marcel Dekker.
- Taranath, B.S. 2010. Reinforced Concrete Design of Tall Buildings. 1. painos. Boca Raton: CRC Press.
- Taranath, B.S. 2017. Tall Building Design. Steel, Concrete and Composite Systems. 1. painos. Boca Raton: CRC Press.
- Tianyi, Y. & Xiangdong, T. 2007. Differential Column Shortening Effects in Typical Medium- to High-rise Buildings. 2007 Structures Congress: New Horizons and Better Practices.
- Tikkanen, E. 2014. Betonielementtirakentamisen soveltaminen korkeisiin rakennuksiin. Konetekniikan koulutusohjelma. Oulun yliopisto. Diplomityö.
- Tuomala, M. 2019. Rakenteiden mekaniikan sovellutuksia. Luentomoniste. Tampereen Yliopisto. Luettu 6.11.2019. <http://www.tut.fi/rakmek/?id=14>
- Pätiälä, A. 2014. Maanjäristys suunnitteluperusteena korkeille rakennuksille Suomessa. Rakennustekniikan laitos. Aalto yliopisto. Diplomityö.
- Rieki, J. 2012. Korkean rakennuksen jäykistämisestä ja vakaajan soveltuvuus Keski-Pasilan T5-tornin jäykistykseen. Rakennustekniikan koulutusohjelma. Tampereen Teknillinen Yliopisto. Diplomityö.
- Rombach, G.A. 2011. Finite-element Design of Concrete Structures. Practical problems and their solutions. 2. painos. Lontoo: ICE Publishing.
- Ympäristöministeriö. 2016. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Ympäristöministeriö. Luettu 16.12.2019. [https://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto\\_ ja\\_rakentaminen/Lainsaadanto\\_ ja\\_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma](https://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma)
- Ympäristöministeriö. 2019. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Rakenteiden kuormat. Helsinki: Ympäristöministeriö. Luettu 9.5.2020. [https://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto\\_ ja\\_rakentaminen/Lainsaadanto\\_ ja\\_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma](https://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma)
- Valjus, J. 2019. Korkea rakentaminen yleistyy – insinöörit uusien haasteiden edessä. Betoni 3/2019, 70–77.
- Wight, J. K. & MacGregor, J. G. 2012. Reinforced concrete. Mechanics and Design. 6. painos. New Jersey: Pearson Education, Inc.
- Virtanen, E. 2015. Assessment of vibration control criteria for tall buildings. Department of Civil and Structural Engineering. Aalto University. Master's thesis.

## LIITTEET

Liite 1. Aukkopalkin rasiusten ratkaisu analyyttisesti

Liite 2. Redusointikertoimen laskenta

Liite 3. Mallinnusperiaatteet

Liite 4. Case-tutkimuksen tulokset

Projekti		Proj.numero		
<b>Korkean rakentamisen erityispiirteet aukkopalkkien suunnittelussa</b>				
Kuvaus		Suunnittelija		
<b>Aukkopalkin rasiutusten ratkaisu analyttisesti</b>		<b>FIVAYR</b>		

Leikkausseinät yhdistävän aukkopalkin rasiutukset; Ohjelmaversio 1.00; Tehnyt INS. (AMK) Janne Väyrynen 21.12.2020  
 Lähde: Stafford Smith, B. & Coull, A. 1991. Tall Building Structures. Analysis and Design. 1. painos.  
 New York: John Wiley & Sons, Inc. s. 216-245.

## 1.0 LÄHTÖTIEDOT

### 1.1 Seinän geometria ja rasiutukset

#### Seinä 1

$$b_1 := 300\text{mm}$$

$$h_1 := 5000\text{mm}$$

$$I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 3.125 \cdot 10^4 \text{m}^4$$

$$I := I_1 + I_2 = 11.7 \text{m}^4$$

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 1.5 \text{m}^2$$

$$A := A_1 + A_2 = 3.6 \text{m}^2$$

#### Seinä 2

$$b_2 := 300\text{mm}$$

$$h_2 := 7000\text{mm}$$

$$I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 8.575 \cdot 10^4 \text{m}^4$$

$$A_2 := b_2 \cdot h_2 = 2.1 \text{m}^2$$

#### Aukkopalkki

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

$$L_p := 2000\text{mm}$$

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

$$I_p := \frac{b_p \cdot h_p^3}{12} = 1.6 \cdot 10^{-3} \text{m}^4$$

$$A_p := b_p \cdot h_p = 0.12 \text{m}^2$$

$$l := \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} + L_p = 8 \text{m}$$

Voimaparin vipuvarsi

#### Koko rakenne

$$H := 56\text{m}$$

$$h := 2.8\text{m}$$

Aukkopalkkien väli

$$F := 16.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 1.3 Materiaaliominaisuudet

Betoni

$$f_{ck} := 13.52 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 21.52 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 22 \cdot \frac{f_{cm}^{0.3}}{10^3} \cdot \frac{\text{MPa}}{\text{MPa}^{0.3}} \cdot 1000 = 27.687 \text{ GPa}$$

$$E_{dyn} := E_{cm} \cdot 1.3 = 35.993 \text{ GPa}$$

Arvio dynaamisesta kimmomodulista

### 1.2 Aukkopalkin tehokas jäyhyysmomentti

$$\nu := 0.15$$

Betonin Poissonin luku 0.15-0.2

$$G := \frac{E_{dyn}}{2(1 + \nu)} = 1.565 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Liukumuoduli

$$\lambda := 1.2$$

Poikkileikkauksen muotokerroin

$$r := \frac{12 \cdot E_{dyn} \cdot I_p}{L_p^2 \cdot G \cdot A_p} \cdot \lambda = 0.1104$$

Aukkopalkin jäyhyysmomentin korjauskerroin

$$I_e := \frac{I_p}{1 + r} = 1.441 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Aukkopalkin tehokas jäyhyysmomentti

$$L_e := L_p + \frac{h_p}{2} = 2.2 \text{ m}$$

Aukkopalkin tehokas pituus  
EN1992-1-1 + A1 + AC 5.3.2.2 määritelmällä  
 $L_p + h_p$

### **2.0 RAKENTEEEN PARAMETRIT**

$$k_1 := 1 + \frac{A \cdot \lambda}{A_1 \cdot A_2 \cdot \lambda^2} = 1.209$$

$$k := \sqrt{k_1} = 1.0995$$

$$\alpha := \frac{12 \cdot I_e \cdot \lambda^2}{L_e^3 \cdot k \cdot \lambda} = 3.1724 \cdot 10^{-3} \frac{1}{\text{m}^2}$$

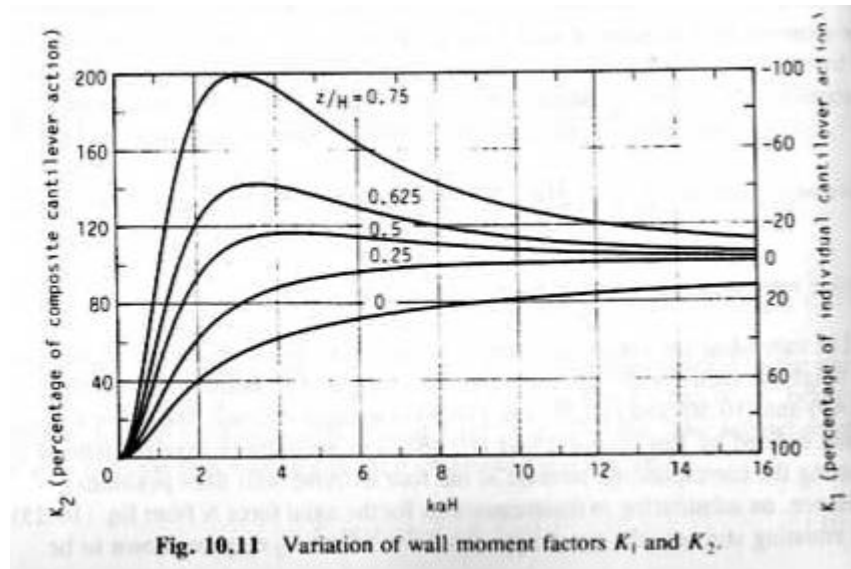
$$\alpha := \sqrt{\alpha} = 0.05632 \frac{1}{\text{m}}$$

$$k \cdot \alpha \cdot H = 3.468$$

### 3.0 SEINIEN MOMENTIT

$$\lambda \times H = 3.468$$

$$z/H = 0 \text{ (perustustasossa)}$$



$$K_1 := 0.42$$

Yksittäisen ulokeseinän keräämä osuus kokonaistaivutusmomentista

$$K_2 := 0.58$$

Yhdistetyn ulokeseinän keräämä osuus kokonaistaivutusmomentista

$$M := \frac{F \times H^2}{2} = 25872 \text{ kN} \times \text{m}$$

Kokonaistaivutusmomentti

$$M_{K,1} := K_1 \times M = 10866 \text{ kN} \times \text{m}$$

Yksittäisen ulokeseinän keräämä momentti kokonaistaivutusmomentista

$$M_1 := \frac{I_1}{I} \times M_{K,1} = 2902 \text{ kN} \times \text{m}$$

1. Seinän taivutusmomentti

$$M_2 := \frac{I_2}{I} \times M_{K,1} = 7964 \text{ kN} \times \text{m}$$

2. Seinän taivutusmomentti

$$M_{K,2} := K_2 \times M = 15006 \text{ kN} \times \text{m}$$

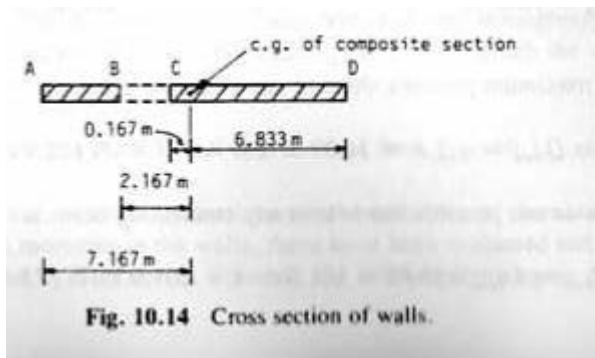
Yhdistetyn ulokeseinän keräämä momentti kokonaistaivutusmomentista

#### 4.0 Yhdistetyn ulokeseinän jäyhysmomentti ja seinän jännitykset

##### 4.1 Yhdistetyn ulokeseinän jäyhysmomentti

$$I_{e,s} := I_1 + I_2 + \frac{A_1 \times A_2}{A} x^2 = 67.7 \text{ m}^4$$

##### 4.2 Yhdistetyn ulokeseinän painopiste



$$x := \frac{b_1 \times h_1 \times \frac{h_1}{2} + b_2 \times h_2 \times \left( \frac{h_2}{2} + h_1 + L_p \right)}{b_1 \times h_1 + b_2 \times h_2} = 7.167 \text{ m}$$

Painopisteen etäisyys pisteestä A

$$l_A := x = 7.167 \text{ m}$$

Pisteen A etäisyys painopisteestä

$$l_B := x - h_1 = 2.167 \text{ m}$$

Pisteen B etäisyys painopisteestä

$$l_C := x - h_1 - L_p = 0.167 \text{ m}$$

Pisteen C etäisyys painopisteestä

$$l_D := (h_1 + h_2 + L_p) - x = 6.833 \text{ m}$$

Pisteen D etäisyys painopisteestä

**4.3 Seinän jännitykset**

$$\sigma_A := \frac{M_1 \times \frac{h_1}{2}}{I_1} + \frac{M_{K,2} \chi_A}{I_{e,s}} = 3.91 \text{ MPa}$$

Jännitys pisteessä A

$$\sigma_B := -\frac{M_1 \times \frac{h_1}{2}}{I_1} + \frac{M_{K,2} \chi_B}{I_{e,s}} = -1.842 \text{ MPa}$$

Jännitys pisteessä B

$$\sigma_C := \frac{M_2 \times \frac{h_2}{2}}{I_2} + \frac{M_{K,2} \chi_C}{I_{e,s}} = 3.288 \text{ MPa}$$

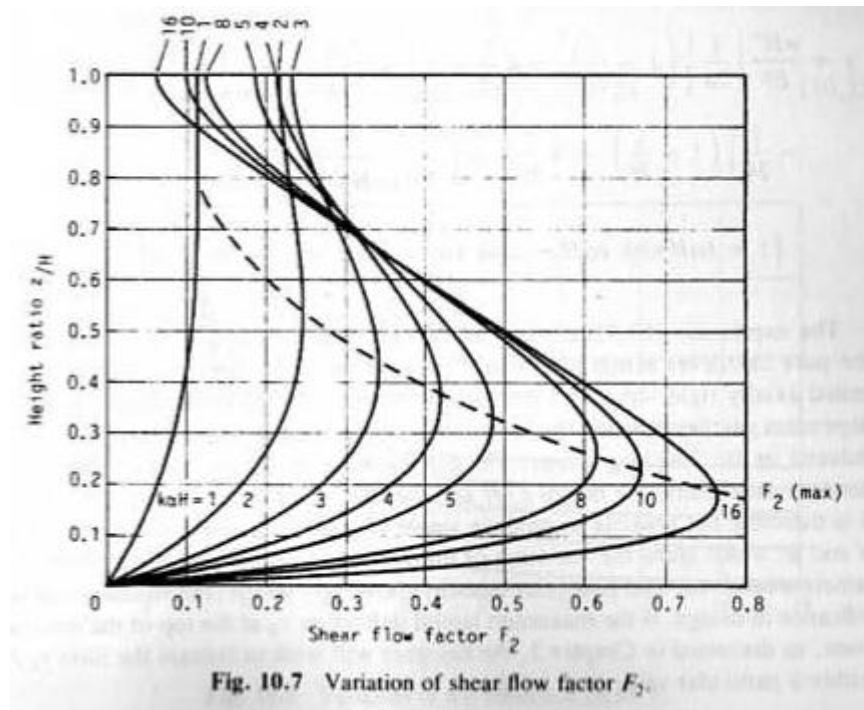
Jännitys pisteessä C

$$\sigma_D := -\frac{M_2 \times \frac{h_2}{2}}{I_2} - \frac{M_{K,2} \chi_D}{I_{e,s}} = -4.765 \text{ MPa}$$

Jännitys pisteessä D

## 5.0 Aukkopalkin rasitukset

$$k_1 H = 3.468$$



$$F_2 := 0.381$$

Maksimileikkausvoiman kerroin

$$H_{\max,1} := 0.39$$

Maksimileikkausvoiman korkeuden kerroin

$$H_{\max} := H_{\max,1} \cdot H = 21.84 \text{ m}$$

Maksimileikkausvoiman etäisyys perustamistasosta

$$q_{\max} := F \cdot \frac{H}{1} \cdot \frac{1}{k_1} \cdot F_2 = 36.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{\max} := q_{\max} \cdot h = 102 \text{ kN}$$

Aukkopalkin leikkausvoiman maksimiarvo

$$M_{\max} := (q_{\max} \cdot h) \cdot \frac{L_p}{2} = 102 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

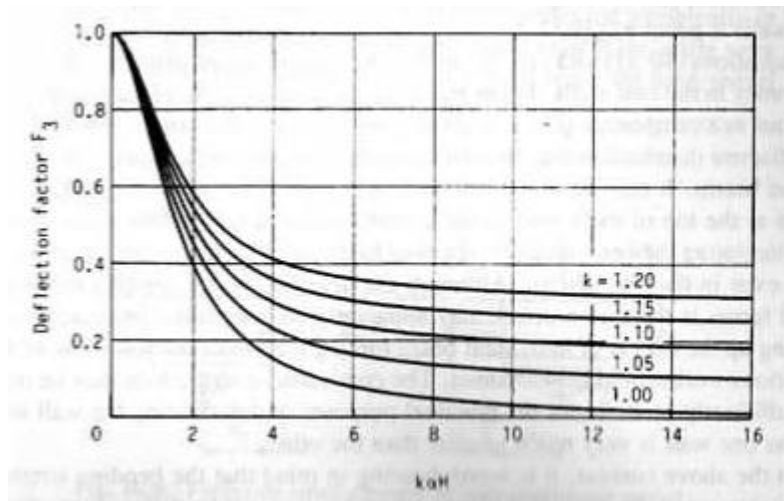
Aukkopalkin leikkausvoiman maksimiarvo



## 6.0 Yhdistetyn leikkausseinän siirtymä

$$k \gg H = 3.468$$

$$k = 1.0995$$



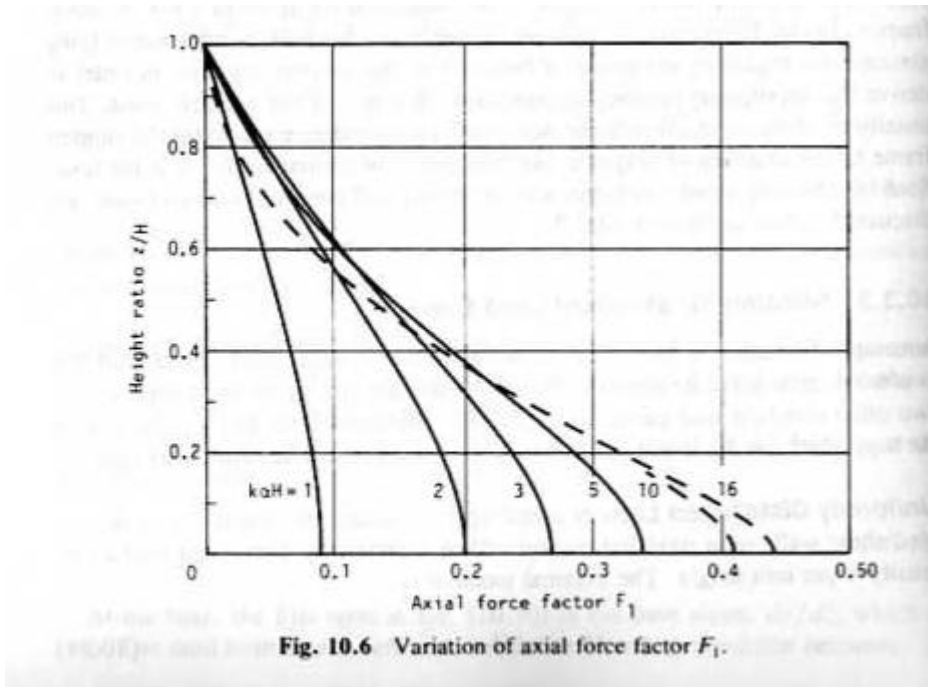
$$F_3 := 0.333$$

Maksimisiirtymän kerroin

$$y_{\max} := \frac{F_3 H^4}{8 E_{\text{dyn}} I} = 16.039 \text{ mm}$$

### 7.0 Seinien maksimi taivutusmomentti

$$k \times H = 3.468 \quad z/H = 0 \text{ (perustustasossa)}$$



$$F_1 := 0.2715$$

$$z := 0 \text{ m}$$

Tutkittava korkeus

$$M_{1,\text{tot}} := \frac{I_1}{I} \times \frac{1}{2} \times F \times H^2 \times \left| \frac{z}{e} - \frac{z}{H} \frac{\ddot{\theta}}{H} - \frac{2}{k^2} \times F_1 \right| = 3806 \text{ kNm}$$

1. seinän taivutusmomentti

$$M_{2,\text{tot}} := \frac{I_2}{I} \times \frac{1}{2} \times F \times H^2 \times \left| \frac{z}{e} - \frac{z}{H} \frac{\ddot{\theta}}{H} - \frac{2}{k^2} \times F_1 \right| = 10445 \text{ kNm}$$

2. seinän taivutusmomentti


### 8.0 Seinien maksimi leikkausvoima

$$S_1 := F \times H \times \frac{I_1}{I} = 247 \text{ kN}$$

1. seinän leikkausvoima

$$S_2 := F \times H \times \frac{I_2}{I} = 677 \text{ kN}$$

2. seinän leikkausvoima

Projekti		Proj.numero		
<b>Korkean rakentamisen erityispiirteet aukkopalkkien suunnittelussa</b>				
Kuvaus		Suunnittelija		
<b>Redusointikertoimen laskenta</b>				<b>FIVAYR</b>

Aukkopalkin jäykkyyksien redusointikertoimen laskenta; Ohjelmaversio 1.00; Tehnyt INS. (AMK) Janne Väyrynen  
03.09.2020

Taivutetun ja puristetun poikkileikkauksen neutraaliakselin laskenta  
92\_Sweco\_EC2\_taiivutettu\_ ja\_puristettu\_PL -laskentapohjan ja tarkastuslaskelmien perusteella.

## 1.0 LÄHTÖTIEDOT

### 1.1 Poikkileikkauksen geometria

Palkin kokonaiskorkeus  $h := 800\text{mm}$

Palkin leveys  $b := 270\text{mm}$

Suojabetoni tarkasteltaviin teräksiin  $c_{ap} := 50\text{mm}$

Palkin pituus  $l := 1000\text{mm}$

### 1.2 Teräkset

Puristusraudoitus  $\phi_c := 20\text{mm}$   $n_c := 4$

Vetoraudoitus 1. rivi  $\phi_1 := 20\text{mm}$   $n_1 := 4$

Vetoraudoitus 2. rivi  $\phi_2 := 20\text{mm}$   $n_2 := 0$

Haat + leikkeet palkin pituuden matkalla  $\phi_h := 10\text{mm}$   $n_h := 20$

Etäisyys poikkileikkauksen yläreunaan ja pinta-ala - Puristusraudoitus

$$A_{sc} := n_c \times \frac{\pi \times (\phi_c)^2}{4} = 1.257 \cdot 10^3 \text{mm}^2 \quad d_c := c_{ap} + 0.5 \times \phi_c = 60\text{mm}$$

Etäisyys poikkileikkauksen yläreunaan ja pinta-ala - Vetoraudoitus 2. rivi

$$A_{s2} := n_2 \times \frac{\pi \times (\phi_2)^2}{4} = 0\text{mm}^2 \quad d_2 := h - \frac{c_c}{e} \times c_{ap} + \phi_1 + 35\text{mm} + \frac{\phi_2 \cdot \ddot{o}}{2 \cdot \emptyset} = 685\text{mm}$$

Etäisyys poikkileikkauksen yläreunaan ja pinta-ala - Vetoraudoitus 1. rivi

$$A_{s1} := n_1 \times \frac{\pi \times (\phi_1)^2}{4} = 1257\text{mm}^2 \quad d_1 := h - \frac{c_c}{e} \times c_{ap} + \frac{\phi_1 \cdot \ddot{o}}{2 \cdot \emptyset} = 740\text{mm}$$

Alapinnan teräkset yhteensä

$$A_s := A_{s1} + A_{s2} = 1257\text{mm}^2 \quad d := \frac{A_{s1} \times d_1 + A_{s2} \times d_2}{A_{s1} + A_{s2}} = 740\text{mm}$$

Hakojen pinta-ala yhteensä

$$A_h := n_h \times \frac{\pi \times (\phi_h)^2}{4} = 1571 \text{ mm}^2$$

### 1.3 Materiaaliominaisuudet

Betonin lujuus

$$f_{ck} := 50 \text{ MPa}$$

Betonin kimmomoduuli

$$E_{cm} := 22 \text{ GPa} \times \frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}}^{0.3} = 37.28 \text{ GPa}$$

$$E_c := E_{cm}$$

Betonin taivutusvetolujuus

$$f_{ctm} := 0.3 \times \frac{f_{ck}^{2/3}}{\text{MPa}^{2/3}} \text{ MPa} = 4.07 \text{ MPa}$$

Teräksen kimmomoduuli

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

Kimmomodulien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5.365$$

$$\text{Mitoitustilanne} := 1$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

1 = Toleranssi luokka 3 ja toleranssi luokka 2 (ent. RakLK 1)

2 = Toleranssi luokka 2 ja toleranssi luokka 1 (ent. RakLK 2)

### 1.4 Osavarmuusluvut, sementtilaji sekä olosuhteet

$$\gamma_c := \begin{cases} 1.35 & \text{if Mitoitustilanne} = 1 \\ 1.5 & \text{if Mitoitustilanne} = 2 \end{cases} = 1.35$$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = 31.48 \text{ MPa}$$

### 1.5 Kuormat

Momentti painopiste akselin suhteen

$$M := 140 \text{ kNm}$$

Normaalivoima painopiste akselilla

$$N := 100 \text{ kN}$$

Keskeinen puristusjännitys

$$\sigma_{c.1} := \frac{N}{b \times h} = 0.46 \text{ MPa}$$

Normaalivoiman epäkeskisyyden

$$e_{qp} := \frac{M}{N} = 1400 \text{ mm}$$

## 2.0 HALKEAMATTOMAN TILAN JÄYKKYYS

Brutto poikkileikkauksen pinta-ala  $A_{gr} := b \cdot h = 0.216 \text{ m}^2$

Painopiste akselin sijainti yläreunasta  $h_{pp} := \frac{h}{2} = 400 \text{ mm}$

Brutto poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$$I_{gr} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 11520000000 \text{ mm}^4$$

$$I_{gr} = 11520000000 \text{ mm}^4$$

## 3.0 NEUTRAALIAKSELIN SIJAINNIN LASKENTA

### 3.1 Poikkileikkaukseen vaikuttaa normaalivoima

$$f(X, N, M) := \frac{0.5 \cdot X \cdot b \cdot E_c + A_{sc} \cdot \frac{E_c (X - d_c) \dot{u}}{X} (E_s - E_c) - A_s \cdot \frac{E_s (d - X) \dot{u}}{X} E_s}{\frac{E_c}{h_{pp}} - \frac{X \ddot{u}}{3 \cdot \emptyset^2} \cdot b \cdot E_c + (h_{pp} - d_c) \cdot A_{sc} \cdot \frac{X - d_c}{X} (E_s - E_c) \dots + (d - h_{pp}) \cdot A_s \cdot \frac{d - X}{X} E_s} - \frac{N}{M}$$

Puristetun pinnan korkeus

$$X := \text{root}(f(X, N, M), X, 0.01 \text{ mm}, h) = 197 \text{ mm}$$

### 3.2 Poikkileikkaukseen normaalivoimaa ei huomioida

$$N_0 := 0 \text{ kN}$$

$$f_0(X, N_0, M) := \frac{0.5 \cdot X \cdot b \cdot E_c + A_{sc} \cdot \frac{E_c (X - d_c) \dot{u}}{X} (E_s - E_c) - A_s \cdot \frac{E_s (d - X) \dot{u}}{X} E_s}{\frac{E_c}{h_{pp}} - \frac{X \ddot{u}}{3 \cdot \emptyset^2} \cdot b \cdot E_c + (h_{pp} - d_c) \cdot A_{sc} \cdot \frac{X - d_c}{X} (E_s - E_c) \dots + (d - h_{pp}) \cdot A_s \cdot \frac{d - X}{X} E_s} - \frac{N_0}{M}$$

Puristetun pinnan korkeus

$$X_0 := \text{root}(f_0(X, N_0, M), X, 0.01 \text{ mm}, h) = 158 \text{ mm}$$

#### 4.0 HALJENNUT POIKKILEIKKAUS

##### 4.1 Haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti normaalivoima huomioituna

$$I_{cr} := \frac{b \times X^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - X)^2 + (\alpha_e - 1) \times A_{sc} \times (d_c - X)^2$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{cr} = 2778306396 \times \text{mm}^4$$

Redusointikerroin

$$K := \frac{I_{cr}}{I_{gr}} = 0.241$$

##### 4.2 Haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti ilman normaalivoimaa

$$I_{cr.0} := \frac{b \times X_0^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - X_0)^2 + (\alpha_e - 1) \times A_{sc} \times (d_c - X_0)^2$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{cr.0} = 2691342147 \times \text{mm}^4$$

Redusointikerroin

$$K_0 := \frac{I_{cr.0}}{I_{gr}} = 0.234$$

## 5.0 REUNAPURISTUMA

### 5.1 Normaalivoima huomioituna

$$\varepsilon_c := \frac{N}{0.5 \times E_c \times b \times X + A_{sc} \times \frac{(X - d_c)}{X} (E_s - E_c) - \frac{A_s \times E_s \times (d - X)}{X}} = 0.0228\%$$

Jännitys

$$\sigma_c := \varepsilon_c \times E_c = 8.48 \text{ MPa}$$

### 5.2 Ilman normaalivoimaa

$$\varepsilon_{c0} := \frac{M}{E_c \times I_{cr,0}} \times X_0 = 0.0221\%$$

Jännitys

$$\sigma_{c0} := \varepsilon_{c0} \times E_c = 8.23 \text{ MPa}$$

## 6.0 HALJENNUT POIKKILEIKKAUS REUNAPURISTUMAN KAUTTA

### 6.1 Haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti normaalivoima huomioituna

Jäyhyysmomentti

$$I_{cr,\varepsilon} := \frac{M \times X}{E_c \times \varepsilon_c} = 3249833504 \text{ mm}^4$$

Redusointikerroin

$$K_{\varepsilon} := \frac{I_{cr,\varepsilon}}{I_{gr}} = 0.282$$

### 6.2 Haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti ilman normaalivoimaa

Jäyhyysmomentti

$$I_{cr,0,\varepsilon} := \frac{M \times X_0}{E_c \times \varepsilon_{c0}} = 2691342147 \text{ mm}^4$$

Redusointikerroin

$$K_{\varepsilon,0} := \frac{I_{cr,0,\varepsilon}}{I_{gr}} = 0.234$$

## 7.0 HALKEAMISKESTÄVYYDEN LASKENTA

### 7.1 Halkeamattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomentti ja taivutusvastus

Puristetun pinnan korkeus

$$X_{uc} := \frac{\frac{e_b h^2}{e} + (\alpha_e - 1)(A_s d + A_{sc} d_c)}{e h + (\alpha_e - 1)(A_s + A_{sc})} = 400 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{uc,0} := \frac{b h^3}{12} + b h \frac{e^3}{e^2} - X_{uc} \frac{e^2}{e} + (\alpha_e - 1) \frac{e}{e} A_s (d - X_{uc})^2 + A_{sc} (X_{uc} - d_c)^2$$

$$I_{uc,0} = 12788216028 \text{ mm}^4$$

Taivutusvastus

$$W_{uc} := \frac{I_{uc,0}}{(h - X_{uc})} = 31970540 \text{ mm}^3$$

### 7.2 Halkeamiskestävyys normaalivoima huomioituna

$$M_{cr} := \frac{\alpha}{e} C_{ctm} + \frac{N_0}{A_{gr}} W_{uc} = 145 \text{ kNm}$$

$$\frac{M}{M_{cr}} = 97\%$$

### 7.3 Halkeamiskestävyys ilman normaalivoimaa

$$M_{cr,0} := \frac{\alpha}{e} C_{ctm} + \frac{N_0}{A_{gr}} W_{uc} = 130 \text{ kNm}$$

$$\frac{M}{M_{cr,0}} = 108\%$$



## 8.0 TEHOLLISEN TAIVUTUSJÄYKKYYDEN LASKENTA

### 8.1 Normaalivoima huomioituna

$$\alpha_r := \begin{cases} \frac{\sigma_{cr} \cdot \bar{\sigma}}{E_c \cdot M_{\bar{\sigma}}} & \text{if } \frac{\sigma_{cr} \cdot \bar{\sigma}}{E_c \cdot M_{\bar{\sigma}}} \leq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$z := h - (h - d) \cdot \frac{X}{2} = 642 \text{ mm}$$

Täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

$$K_{r,1} := A_s \cdot E_s \cdot z \cdot (d - X) = 87576 \text{ kNm}^2$$

Tehollinen taivutusjäykkyys

$$K_{ef,1} := \alpha_r \cdot E_c \cdot I_{gr} + (1 - \alpha_r) \cdot K_{r,1}$$

$$K_{ef,1} = 429441 \text{ kNm}^2$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{ef} := \frac{K_{ef,1}}{E_c} = 1152000000 \text{ mm}^4$$

Redusointikerroin

$$K_{ef} := \frac{I_{ef}}{I_{gr}} = 1$$

## 8.2 Ilman normaalivoimaa

$$\alpha_{r,0} := \begin{cases} \frac{M_{cr,0} \ddot{\delta}^3}{C_e M \delta} & \text{if } \frac{M_{cr,0} \ddot{\delta}^3}{C_e M \delta} \leq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.804$$

$$z_0 := h - (h - d) - \frac{X_0}{2} = 661 \text{ mm}$$

$$K_{r,0.1} := A_s E_s z_0 (d - X_0) = 96616 \text{ kNm}^2$$

Tehollinen taivutusjäykkyys

$$K_{ef,0.1} := \alpha_{r,0} E_c I_{gr} + (1 - \alpha_{r,0}) K_{r,0.1}$$

$$K_{ef,0.1} = 364154 \text{ kNm}^2$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{ef,0} := \frac{K_{ef,0.1}}{E_c} = 9768639002 \text{ mm}^4$$

Redusointikerroin

$$K_{ef,0} := \frac{I_{ef,0}}{I_{gr}} = 0.848$$

## 9.0 Son Vu & Li & Beyer

Son Vu, N. & Li, B. & Beyer, K. 2014. *Effective Stiffness of Reinforced Concrete Coupling Beams*. *Engineering structures* 76 (2014), 371-382.

### 5. Proposed equation for effective moment of inertia of RC coupling beams

Based on the results of the previous parametric study, it is clearly seen that the stiffness ratios of CCBs and DCBs increase with an increase in aspect ratio, transverse reinforcement ratio, longitudinal reinforcement ratio, diagonal reinforcement ratio and decrease with an increase of concrete compressive strength. Eqs. (30) and (31) are proposed to evaluate the effective stiffness of CCBs and DCBs, respectively.

$$\kappa_{CCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0.67 \left( 1.8 \frac{l}{d} + 0.4 \frac{l^2}{d^2} \right) (0.9 + 0.7\rho_v + 1.1\rho_s) \left( 0.5 + \frac{11}{f'_c} \right) \quad (30)$$

Pystyterästen raudoitussuhde

$$\rho_v := \frac{A_h}{l \cdot b} \times 100 = 0.58178$$

Pituussuuntaisten terästen raudoitussuhde

$$\rho_s := \frac{A_s}{h \cdot b} \times 100 = 0.582$$

Rajatila := 2

1 = Murtorajatila  
2 = Käyttörajatila

$$f'_c := \begin{cases} f_{cd} & \text{if Rajatila} = 1 \\ f_{ck} & \text{if Rajatila} = 2 \end{cases} = 50 \text{ MPa}$$

$$\kappa_{CCB} := 0.67 \times \left( 1.8 \times \frac{l}{d} + 0.4 \times \frac{l^2}{d^2} \right) \times (0.9 + 0.7 \times \rho_v + 1.1 \times \rho_s) \times \left( 0.5 + \frac{11 \text{ MPa}}{f'_c} \right) = 2.971$$

$$K_{Vu.etc} := \frac{\kappa_{CCB}}{100} = 0.03$$

## 9.0 Eurokoodi EN1992-1-1 kaava 7.18, poikkileikkauksen jäykkyys reunapuristuman avulla

### 9.1 Kuormituksen keston tai toistuvan kuormituksen vaikutus keskimääräiseen venymään

$$\beta := 1$$

0.5 Pitkäaikaisille kuormille tai monesta jaksosta muodostuvalle toistuvalla kuormalla  
1.0 Yksittäiselle lyhytaikaiselle kuormitukselle

$$\theta := 2$$

### 9.2 Normaalivoima huomioituna

$$\zeta := \begin{cases} \frac{M_{cr}}{M} - \beta \frac{M_{cr,0}}{M} & \text{if } M_{cr} \leq M = 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{EC2} := \zeta I_{cr,\varepsilon} + (1 - \zeta) I_{gr} = 11520000000 \text{ mm}^4$$

Redusointikerroin

$$K_{EC2,\varepsilon} := \frac{I_{EC2}}{I_{gr}} = 1$$

### 9.3 Ilman normaalivoimaa

$$\zeta_0 := \begin{cases} \frac{M_{cr,0}}{M} - \beta \frac{M_{cr,0}}{M} & \text{if } M_{cr,0} \leq M = 0.135 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{EC2,0} := \zeta_0 I_{cr,0,\varepsilon} + (1 - \zeta_0) I_{gr} = 10323975648 \text{ mm}^4$$

Redusointikerroin

$$K_{EC2,\varepsilon,0} := \frac{I_{EC2,0}}{I_{gr}} = 0.896$$

**11.0 YHTEENVETO****Poikkileikkauksen halkeamiskestävyys ilman puristusta**

$$\frac{M}{M_{cr.0}} = 108\%$$

info :=  $\left\{ \begin{array}{l} \text{"Poikkileikkaus halkeilee"} \text{ if } \frac{M}{M_{cr.0}} \geq 1 = \text{"Poikkileikkaus halkeilee"} \\ \text{"Poikkileikkaus ei halkeile"} \text{ otherwise} \end{array} \right.$

**Poikkileikkauksen halkeamiskestävyys puristus huomioituna**

$$\frac{M}{M_{cr}} = 97\%$$

info2 :=  $\left\{ \begin{array}{l} \text{"Poikkileikkaus halkeilee"} \text{ if } \frac{M}{M_{cr}} \geq 1 = \text{"Poikkileikkaus ei halkeile"} \\ \text{"Poikkileikkaus ei halkeile"} \text{ otherwise} \end{array} \right.$

**Jännitys poikkileikkauksessa**

info3 :=  $\left\{ \begin{array}{l} \text{"Jännitys ylittyy"} \text{ if } \frac{\sigma_c}{f_{cd}} \geq 1 = \text{"Jännitys ok"} \\ \text{"Jännitys ok"} \text{ otherwise} \end{array} \right.$

**Redusointikerroin, puristus huomioitu**

$$K = 0.241$$

**Redusointikerroin, ilman puristusta**

$$K_0 = 0.234$$

**Redusointikerroin, reunapuristuman avulla laskettu, puristus huomioitu**

$$K_{\epsilon} = 0.282$$

**Redusointikerroin, reunapuristuman avulla laskettu, ilman puristusta**

$$K_{\epsilon.0} = 0.234$$

**Redusointikerroin, tehollinen taivutusjäykkyys, puristus huomioitu**

$$K_{ef} = 1$$

**Redusointikerroin, tehollinen taivutusjäykkyys, ilman puristusta**

$$K_{ef.0} = 0.848$$

**Redusointikerroin, Son Vu & Li & Beyer**

$$K_{Vu.etc} = 0.03$$

**Redusointikerroin, tehollinen taivutusjäykkyys EC2, puristus huomioitu**

$$K_{EC2,\varepsilon} = 1$$

**Redusointikerroin, tehollinen taivutusjäykkyys EC2, ilman puristusta**

$$K_{EC2,\varepsilon,0} = 0.896$$

Tutkittava tapaus	Rasitetuimman aukkopalkin etäisyys tuelta (m)	Aukkopalkin leikkausvoima (kN)	Aukkopalkin momentti (kNm)	Rakenteen siirtymä x-suuntaan (mm)	1. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	2. seinän taivutusmomentti tuella (kNm)	1. seinän leikkausvoima tuella (kN)	2. seinän leikkausvoima tuella (kN)
Analyttinen menetelmä	22,4	102	102	16,0	3806	10445	247	677
Mallinnus kuorielementteinä karkealla elementtiverkolla	22,4	116	116	14,4	3148	7879	376	548
Mallinnus kuorielementteinä tiheällä elementtiverkolla	22,4	102	102	16,5	3946	9380	370	554
Mallinnus palkkielementteinä elementti seinän reunassa	14	1,72	1,95	48,3	7238	18333	360	564
Mallinnus palkkielementteinä elementti kytketty jäykällä kappaleella	22,4	102	102	16,4	3946	9380	371	553
Mallinnus palkkielementteinä elementti upotettu seinään	22,4	87	87	19,1	4292	10350	364	560
Mallinnus solidelementteinä	22,4	96	96	18,3	4209	10100	368	556

