



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

KESKUSYDIN- JA ULKOSEINÄJÄYKISTEINEN KORKEA RAKENNUS

Micael Kjellman

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIikka

Diplomityö

Joulukuu 2022

TIIVISTELMÄ

Keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteinen korkea rakennus

Micael Kjellman

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma

Diplomityö 2022, 119 s. + 3 liitettä

Työn ohjaaja yliopistolla: Antti H. Niemi

Tämän diplomityön tavoitteena oli tehdä konseptimainen tutkimus keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteisen korkean asuinrakennuksen toteutusmahdollisuudesta elementtirakenteisena. Työssä tutkittiin tapaustutkimuksena jo suunniteltua 31-kerroksista asuinrakennusta, joka on suunniteltu jäykistettäväksi kantavien väliseinien ja keskusytimen avulla. Työssä haluttiin selvittää, onko kyseinen rakennus mahdollista jäykistää kantavan keskusytimen sekä kantavien ulkoseinäelementtien avulla sekä miten julkisivuelementtien eri suuruinen aukotus vaikuttaisi rakennuksen jäykkyYTEEN. Kantavana -sekä jäykistävänä julkisivurakenteena käytettiin teräsbetonista sandwich-elementtiä. Työssä vertailtiin yhdeksää erisuuruista aukkoa kolmella eri pielileveydellä sekä kolmella eri aukkopalkkikorkeudella. Yksittäisen kantavan teräsbetonisandwich-elementin painon ylärajana pidettiin noin 9000 kg.

Työn teoriaosuus antaa lukijalle ymmärryksen jäykistykseen liittyvistä ilmiöistä, joita tulee ottaa huomioon suunniteltaessa korkeita rakennuksia. Työssä käydään kirjallisena tutkimuksena läpi erilaisia jäykistystapoja sekä tyypillisimpiä elementtien välisiä pystysaumaliitoksia.

Tapaustutkimuksessa jäykkyuden arvioinnissa verrattiin muutoksia siirtymien, mukavuustekijöiden, seinien vetorasituksien sekä jäykistykseen osallistuvien aukkopalkkien voimasuureiden perusteella. Elementtien käyttömahdollisuutta ohjasi elementin paino sekä vaaka- ja pystysaumoissa vallitsevat voimasuureet. Työssä esitettyjen tulosten perusteella voidaan todeta, että tapaustutkimuksessa esiintyvä asuinrakennus on mahdollista toteuttaa keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteisenä elementtirakenteita käyttäen.

Julkisivuaukotuksen muutoksella on merkittävä vaikutus rakennuksen jäykkyyteen. Jäykkyyden vähentyessä suurin vaikutus on keskusytimen seinien vetorasituksissa sekä siirtymissä leikkausmuodonmuutoksien johdosta. Mukavuustekijöiden tai jäykistykseen osallistuvien aukkopalkkien leikkausvoimien osalta jäykkyyden vähennyksellä ei ole suurta merkitystä. Verrattaessa kahta eri jäykistysjärjestelmää esimerkkikerroksen osalta, keskusydin- ja ulkoseinäjäkisteisen rakennuksen kantavien pystyrakenteiden betonimäärä on noin 40 % pienempi kuin rakennuksen, joka on suunniteltu jäykistettäväksi kantavien väliseinien sekä keskusytimen avulla.

Asiasanat: Jäykistys, keskusydin, teräsbetoninen sandwich-elementti, korkea rakentaminen

ABSTRACT

Tube-in-Tube High Rise Structure

Micael Kjellman

University of Oulu, Degree Programme of Civil Engineering

Master's thesis 2022, 119 p. + 3 Appendixes

Supervisor at the university: Antti H. Niemi

Aim of this Thesis was to create a concept of using prefabricated concrete in Tube-in-Tube High-Rise Structures. Case study reviews a 31-storey high-rise structure which is designed to be stiffened with shear walls and central core. The goal in this Thesis was to examine, if the studied building can be construct with Tube-in-Tube structural system using prefabricated concrete and how modifying the openings on load bearing façade would affect the rigidity of the building.

Load bearing façade was created with prefabricated concrete sandwich-elements. Case study rigidity was examined with nine different openings, which was created using three different frame widths and with three different beam heights. Maximum weight of one prefabricated element was set up at around 9000 kg.

The literature review gives the reader knowledge on the phenomenona that need to be considered in high-rise building structural design. Thesis reviews different ways to stiffen a building and most common used vertical joints using prefabricated concrete as a literature explanation.

In case study, estimating rigidity was based on building displacements, human comfort, tension forces in central core walls and shear forces in coupling beams. Accessibility of prefabricated concrete elements was guided with the weight of the element and forces in the vertical and horizontal joints between two different elements. The results of the Thesis showed that case studied high-rise Structure can be done with Tube-in-Tube structural system using prefabricated concrete elements.

Modifying the openings on load bearing façade has significant impact on the rigidity of the building. Decreasing rigidity by enlarging openings on the load bearing façade, causes increase in tension forces at central core and displacements of the building thus shear deformation. Decreasing rigidity did not impact significantly on human comfort accelerations or shear forces in coupling beams with studied openings. Comparing between two different structural systems as a layout, concrete quantity is 40 % less in Tube-in-Tube structural system than in already designed shear wall structural system.

Keywords: Stiffening, central core, reinforced sandwich-element, high-rise

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on toteutettu vuosien 2021-2022 aikana Sitowise Oy:n sekä SRV Rakennus Oy:n toimeksiannosta rakennetekniikka Uusimaan yksikköön.

Haluan osoittaa isot kiitokset seuraaville henkilöille: insinööri (YAMK) Harri Muikkula, insinööri (AMK) Kai Remmler sekä TkT Antti H. Niemi.

Kiitos Sitowise Oy ja SRV Rakennus Oy mielenkiintoisesta aiheesta sekä työn toteutusmahdollisuudesta.

Kiitos perhe, ystävät sekä kollegat.

Oulu, 31.12.2022

Micael Kjellman
Micael Kjellman

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKUSANAT

SISÄLLYSLUETTELO

MERKINNÄT JA LYHENTEET

1 Johdanto	7
1.1 Tutkimuksen tausta ja tavoitteet	7
1.2 Työn rajaukset.....	7
2 Korkea rakentaminen	9
2.1 Historia	9
2.2 Korkea rakentaminen Suomessa	10
2.3 Tuulikuorma.....	13
2.3.1 Tuulitunnelikokeet	17
2.3.2 Pyörreratailmiö	18
2.4 Tuulen aiheuttamat värähtely.....	20
2.5 Ominaisaajuus ja käyttömukavuus.....	26
2.6 Lisävaakavoimat	29
2.7 Korkean rakennuksen jäykistys	32
2.7.1 Kantavat seinät -jäykistys	34
2.7.2 Ulkokehäjäykistys	41
2.7.3 Keskusydin- ja ulkoseinäjäykistys	43
2.8 Elementointi.....	49
2.8.1 Seinäelementtien liitokset.....	50
2.8.2 Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistaminen	56
2.8.3 Sidejärjestelmä.....	60
3 Tutkimustapaus: Korkea Asuinrakennus	64
3.1 Rakenneratkaisut	65
3.2 Rakennuksen muodosta johtuvat rakenteelliset muutokset pohjaratkaisussa	66
3.3 Rungon laskentamalli	69
3.4 Julkisivuaukotuksen vaikutus rakennuksen jäykkyyteen	73
3.4.1 Tutkittu sandwich-elementti 1	73
3.4.2 Tutkittu sandwich-elementti 2	80
3.4.3 Tutkittu sandwich-elementti 3	86

3.5 Elementointi.....	92
4 TULOKSET	100
5 JOHTOPÄÄTÖKSET.....	106
6 YHTEENVETO.....	108
LÄHDELUETTELO.....	110
LIITEET:	
Liite 1. Pystysauman leikkauskestävyys	
Liite 2. Vaakasauman leikkauskestävyys	
Liite 3. Rakennetaulukko	

MERKINNÄT JA LYHENTEET

A_{ref}	rakenteen tai rakenneosan tuulenpaineen vaikutusala [m ²]
A_i	sauman tehollinen leikkauspinta-ala [m ²]
b	rakenteen tai rakenneosan leveys [mm]
c	rajapinnan karheudesta riippuva kerroin
c_d	SFS-EN 1991-1-4 kappaleen 6.2 mukainen rakennekerroin
c_f	rakenteen tai rakenneosan voimakkerroin
$c_0(z)$	pinnan muotokerroin
c_s	SFS-EN 1991-1-4 kappaleen 6.2 mukainen rakennekerroin
D	rakennuksen leveys tuulen suuntaan [m]
e	neperin luku
e_i	epäkeskisyys [mm]
F_t	kuormituksen arvo [kN]
F_w	kokonaistuulivoima [kN]
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo [MPa]
$f_L(z_s, n_{1,x})$	dimensiottoman taajuuden funktio
f_p	pyörteiden irtoamisen taajuus [Hz]
g	maan vetovoiman kiihtyvyys [m/s ²]
g_k	vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo [kN/m ²]
H	rakennuspaikan korkeus merenpinnasta [m]
H_i	poikittaisvoima [kN]
i	on ominaismuodon järjestysluku
K_x	SFS-EN 1991-1-4 kaavan B.11 mukainen parametri
k	raudoituksen jako metriä kohden [mm]
k_1	pyörteisyyskerroin
$L(Z_s)$	tuulenpuuskien ulottuvuus
L_T	ulottuvuuden vertailuarvo
l	rakenteen tai rakenneosan korkeus tai jännemitta [m]
l_0	tehollinen pituus [m]
$l_v(z)$	tuulenpuuskien intensiteetti
m	massa pituusyksikköä kohti [kg]

m_e	ekvivalentti massa tuulen suuntaisessa värähtelyssä alimmalla ominaistajuudella
N	normaalivoima [kN]
n_s	kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa
$n_{1,x}$	alin ominaistajuus [Hz]
q_k	vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo
$q_p(z_e)$	puuskanopeuspaine nopeuspaine korkeudella z_e [kN/m ²]
R	resonanssivasteen vaikutusparametrin neliöjuuri
R_h ja R_b	aerodynaamiset funktiot
S_L	dimensioton tehospektrin tiheysfunktio
S_t	rakennuksen poikkileikkauksen dimensioton Strouhalin luku
$S_v(z, n)$	toispuolinen varianssin spektri
s	sisäpuolisilla siteillä siteiden väli keskeltä keskelle ja rengassiteillä rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella ja lisättyä etäisyydellä rakenteen reunaan [m]
T_i	vaakasidevoima [kN]
T_k	ilman absoluuttinen lämpötila [K]
$V_{Rd, }$	pystysuuntainen leikkauskestävyys yhdelle koteloparille [kN]
v	rakennuksen huipulla vaikuttava tuulennopeus [m/s]
$v_m^2(z)$	tuulennopeuden modifioitu perusarvo tarkastelukorkeudella
x_1	suurin siirtymä, kun oma paino asetetaan vaikuttamaan värähtelyn suuntaan [m]
z	pilareiden tai seinien keskiviivojen välinen etäisyys siteen suunnassa tai siteen ollessa kantavan seinän suunnassa poistettavaksi ajatellun seinälohkon nimellinen pituus jaettuna kahdella [m]
z_0	rosoisuusmitta
z_s	nopeuspaine kerroin (m)
α_h	pituuuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin
α_m	rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin
θ_i	rakenteen vinous
θ_0	perusarvo, suositus 1/200
ρ	on ilmantiheys [kg/m ³]
ζ	ominaismuodon eksponentti

δ	kokonaisvaimennuksen logaritminen dekrementti
μ	rajapinnan karheudesta riippuva kerroin
σ_n	normaalijännitys [MPa]
η_{PVL}	PVL-vaijerilenkkiparien määrä saumassa metriä kohden [kpl]
ψ_i	muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa

1 JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta ja tavoitteet

Työ käsittelee korkean rakennuksen jäykistysjärjestelmää, joka koostuu keskusytimestä sekä kantavasta ja jäykistävästä teräsbetonisesta julkisivusta. Suomen korkean rakentamisen yleistyessä, tulisi uusien hankkeiden osalta jo luonnossuunnitteluvaiheessa vertailla hankkeeseen soveltuvaa jäykistysjärjestelmää. Schroderus osoitti diplomityössään (2020), että teräsbetoninen sandwich-elementti on varmempi sekä turvallisempi julkisivurakenne, kuin kevytrakenteinen järjestelmäjulkisivu kosteusteknisen toimivuuden ja vaurionsietokyvyn osalta korkean rakentamisen olosuhteissa. Tämän työn keskeisenä tavoitteena on vastata, soveltuuko teräsbetonisandwich-elementti jäykistäväksi julkisivurakenteeksi korkeissa rakennuksissa ja millainen vaikutus julkisivuaukotuksen muuntamisella on rakennuksen jäykkyyteen. Työstä tehdään konseptimainen esitys, jonka lukeneena lukija ymmärtää korkeassa rakentamisessa esiintyvät ilmiöt, haasteet, suunnitteluperusteet sekä miten jäykistävän julkisivun aukotuksella on vaikutusta rakennuksen jäykkyyteen. Työn teoriaosuudessa käydään läpi korkeaan rakentamiseen liittyvien ilmiöiden, kuten tuulikuorman sekä värähtelyjen eri esiintymismuotoja sekä miten nämä tulisi ottaa huomioon suunnittelussa.

Työssä tehdään tapaustutkimus 31 kerroksisesta asuinrakennuksesta, joka on alkuperäisesti suunniteltu jäykistettäväksi kantavien väliseinien sekä ydinkuilun avulla. Työssä tutkitaan uuden jäykistysjärjestelmän soveltuvuutta elementtirakenteisena jo suunniteltuun tapaustutkimuksen asuinrakennukseen, mutta työ antaa myös riittävän lähtötiedon lukijalle kyseisen jäykistysjärjestelmän soveltuvuudesta muihin 25-40-kerroksisiin rakennuksiin. Tapaustutkimuksen vertailutuloksena selvitetään myös kahden eri jäykistysjärjestelmän betonimenekit kantavien seinärakenteiden välillä.

1.2 Työn rajaukset

Työssä keskitytään Suomessa esiintyviin sekä suunnitteilla oleviin korkeisiin rakennuksiin, joiden kerrosmäärä on noin 25-40-kerrosta.

Tapaustutkimuksessa esiintyvän asuinrakennuksen suunnittelussa TATE-installaation vaatimia reikiä ei huomioida rakennelaskelmissa. Tapaustutkimuksen laskentamallit tehdään halkeilemattomassa tilassa, mutta työssä kerrotaan menettelytavat, miten betonin halkeilu tulee huomioida jäykistystä suunniteltaessa.

Tapaustutkimuksen arkkitehtuuriset julkisivun kiertymät sekä ympäröivät rakenteet asettavat rakennukselle epäjatkuvuusalueita, joiden myötä rakennuksen ala- sekä keskikohtaan tulisi suunnitella erillisiä kuormansiirtorakenteita. Työssä käydään kohteeseen soveltuvia, vaihtoehtoisia kuormansiirtorakenteita läpi, mutta niitä ei ole analysoitu teoriaa tarkemmin.

Tapaustutkimuksessa tutkitut julkisivuelementtien aukkomäärät rajataan yhdeksään. Työssä tutkitaan kolmea eri sandwich-elementtiä, joiden pielipituutta sekä palkkikorkeutta vaihdellaan kolmen muuttujan välillä. Teräsbetonisen sandwich-elementin yläpainorajaa on pidetty noin 9000 kg suuruisena. Erityisesti betonielementtirakentamisessa vaurionsietokyvyn varmistaminen korostuu, eikä sitä ole tutkittu teoriaosuuden kirjallisuuskatsausta syvemmin.

Elementtirakenteisessa rakennuksessa esiintyy useita kymmeniä elementtien asennusdetaljeita. Työn kirjallisuuskatsauksessa käydään läpi käytetyimpiä pystysaumaliitoksia, joista yksi on otettu laskennalliseen tarkasteluun tapaustutkimuksen elementoinnin käyttömahdollisuustarkastelussa.

2 KORKEA RAKENTAMINEN

Korkea rakentaminen on kaupunkimaisemassa alueen siluettiin ja näkymiin vaikuttavaa, ympäröivästä rakennuskannasta poikkeavaa ja kauas näkyvää rakentamista (Valjus 2019, s. 70). Korkean rakentamisen määritelmä yleisellä tasolla on yksilöllinen eikä se perustu metrimääriin tai kerroslukuihin, koska topografialla ja rakennuspaikan sijainnilla suhteessa muuhun ympäristöön on ratkaiseva merkitys (Korkean rakentamisen työryhmä 2011, s. 5). Suomessa korkeaksi rakennukseksi luokitellaan yli 16-kerroksiset asuin- tai toimistotornit sekä erilaiset hybridi- tai hotellikohteet (Valjus 2019, s. 70). Kansainvälisen Emporis-sivuston mukaan rakennus, jonka korkeus on välillä 35-100 metriä tai rakennuksessa, jossa on 12-39 kerrosta riippumatta rakennuksen korkeudesta voidaan määrittää korkeaksi rakennukseksi (Emporis 2022).

2.1 Historia

Korkea rakentaminen sai alkunsa Yhdysvalloissa 1880-luvulla Chicagossa sisällissodan jälkeisen talouskasvun jälkeen ja yleistyi kaupunkialueilla, joiden väkiluvun suuruus sekä kalliit maa-alueet nostivat korkeiden rakennuksien kysyntää. Yleisimmät käytetyt rakennusmateriaalit korkeassa rakentamisessa olivat terästä, betonia sekä lasia, jotka muokkasivat monen kaupungin kaupunkikuvaa 1900-luvun puolella välissä. Tällöin tunnetuimpia korkeita rakennuksia olivat muun muassa Yhdysvalloissa sijaitseva Empire State Building, joka valmistui vuonna 1931 sekä toimistokäyttöön tarkoitettut World Trade Centerin (WTC) kaksoistornit, jotka valmistuivat vuonna 1973, mutta tuhoutuivat terroristi-iskujen myötä 11. syyskuuta 2001. World Trade Centerin tornit olivat 420 metriä korkeita ja niiden välinen etäisyys oli 60 metriä (Wikipedia 2022).

Korkeassa rakentamisessa puhutaan usein hoikkuusluvusta, joka kertoo rakennuksen korkeuden suhteen leveyteen. Hoikaksi rakennukseksi luokitellaan rakennukset, joiden hoikkuusluku on 1:10 tai enemmän. Super hoikat rakennukset saivat alkunsa 1970-luvulla Hong Kongissa ja ovat muodostuneet New Yorkin yhdeksi tunnetuimmaksi kaupunki-ilmiöksi vuoden 2010 jälkeen. Yhdysvaltalaisten kaupunkikehittäjien mukaan asunnonostajat miettivät ensimmäisenä naapurustoa, sitten asunnon näkymiä ja vasta viimeisenä palveluja. Yksi tunnetuimpia asuinalueita hoikille rakennuksille on New Yorkin 57th Street. Tätä työtä kirjoittaessa maailman korkein rakennus on Dubaissa sijaitseva Burj Khalifa, jonka korkeus on 828 metriä.

2.2 Korkea rakentaminen Suomessa

Suomessa korkea rakentaminen on yleistynyt ja tulee jatkumaan 2000-luvun alusta lähtien voimakkaan kaupungistumisen sekä kaupunkikehityksen myötä, jolloin muuttovoitto isoissa kaupungeissa nostaa rakentamisen neliöhintoja. Kaupunkitalouden näkökulmasta suurkaupunkien keskustat ovat maidensa tuottavampia alueita, jolloin on perusteltua käyttää niiden antia tehokkaasti (Korkean rakentamisen työryhmä 2011, s. 6).

Helsingin kaupungin selvitys korkeasta rakentamisesta uusittiin vuonna 2018 jonka mukaan korkean rakentamisen ohjeita noudatetaan, kun kerroksia on vähintään 16 mukaan lukien kellarikerrokset. Paloteknisessä mitoituksessa ohjekortteja noudatetaan, kun rakennuksen korkeus ylittää 56 metriä. Ohjekortteja voidaan edellyttää noudatettavaksi matalammissa kohteissa, jos ne ovat muuten poikkeuksellisen vaativia kohteita esimerkiksi poikkeuksellisen vaativien tuuliolosuhteiden tai rakenteen hoikkuuden vuoksi (Helsingin kaupunki 2018, s. 3).

Suomessa korkeiden, yli 16-kerroksisten rakennusten suunnittelusta on suhteellisen vähän kokemusta ja tuulikuormien merkitys rakenteiden suunnittelussa kasvaa huomattavasti rakennuksen korkeuden kasvaessa. Tätä työtä kirjoittaessa Suomeen on suunnitteilla monia korkea rakentamisen hankkeita. Alkuvuodesta 2017 aloitettiin Helsinki High Rise:n kilpailutus, jonka voitti YIT Rakennus Oy:n Trigoni -ehdotus syksyllä 2018. YIT joutui kuitenkin vetäytymään hankkeesta vuoden 2021 lopussa liian suuren taloudellisen riskin vuoksi (Helsingin Sanomat 2022). Espoon Keilaniemenrantaan toteutetaan 70 000 kem² uutta toimisto-, hotelli-, liike- ja asuntorakentamista (SARC 2022). Espoo kehittää Keilaniemeä palveluiden, työn sekä asumisen keskittymäksi. Raide-Jokerin ja metron läheisyyteen suunnitellaan 4500 uutta asuntoa, joihin kuuluu muun muassa SRV:n suunnitteilla olevat sylinterinmuotoiset tornit. SARC Oy vastaa Keilaniemenrannan hankkeiden pää- ja arkkitehtisuunnittelusta.



Kuva 1. Keilaniemen tornit (Arkkitehtitoimisto Sarc Oy 2022, tekijän luvalla).

Helsingin Kalasatamaan on rakentumassa tätä työtä kirjoittaessa neljäs tornitalo, As Oy Helsingin REDIn Kapteeni. Kalasataman Tornit -hankkeeseen kuuluu yhteensä kahdeksan tornitaloa, joiden korkeus on noin 130 metriä. 4. tornin korkeus on 137 metriä merenpinnasta ja siinä on 37 kerrosta kun mukaan luetaan sen alla oleva kuusi kerroksinen kauppakeskus. Tornin kantava runko on kantavat väliseinät ja laatat, jonka keskialueelle on sijoitettu porrashuone. Tornin julkisivut ovat kevytrakenteisia, ei-kantavia alumiini – lasi elementtejä, joilla saavutetaan sekä korkeat lujuus- että esteettiset vaatimukset unohtamatta ulkovaipan tiiviyyttä ja turvallisuutta (Sweco 2022).



Kuva 2. Kalasataman tornitalot (Kononen 2021, tekijän luvalla)

Siirryttäessä elementtien käyttöön korkeassa rakentamisessa suunnittelun haasteet lisääntyvät. Suunnittelijan on oltava tietoinen korkean rakentamisen haasteita sekä korkeaan rakentamiseen soveltuvista rakenneratkaisuista sekä niiden mahdollisista riskeistä. Kantavia rakenteita suunniteltaessa jäykistävien betonielementtien välisten saumojen voimasuuret kasvavat rakennuksen korkeuden kasvaessa sekä yksi oleellisimmista osa-alueista on rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistaminen. Suomen betoni- ja elementtirakentaminen on hyvin pitkälle kehittyntä kustannustehokasta rakentamista kokemuksen sekä valmiiden ratkaisujen myötä. Suomessa paljon käytetyn betonin muiksi eduiksi katsotaan sen suuri paino, sekä sen palo- ja ääneneristävyys. Schroderuksen (2020) diplomityössä vertailtiin kahta erilaisen julkisivurakenteen rakennusfysikaalista vertailua korkean rakentamisen olosuhteissa. Diplomityössä todettiin betonisandwich-elementin olevan erinomainen julkisivun rakenneratkaisu rakennusfysikaalisesti korkean rakentamisen olosuhteissa. Simulointimallissa tutkittiin ei-kantavaa sandwich-elementtiä, jonka sisäkuoren paksuus oli 120 mm.

Moduuli -ja Lean -rakentamiseen keskitytään entistä enemmän, jotta työn tuottavuutta voitaisiin kasvattaa sekä lyhentämällä työmaalla tehtäviä töitä. Myös K. S. Elliott ja C. K. Jollyn julkaisussa (Multi-Storey Precast Concrete Framed Structures 2013) todetaan, että betonielementtien käyttö korkeakerroksisen rakennuksen runkona koetaan taloudelliseksi sekä rakenneteknisesti järkeväksi rakennustavaksi (Elliott & Jolly, 2013).

Verratessa Yhdysvaltoihin, joissa teräsrakentamisen osuus suhteessa betonielementtirakentamiseen sekä Aasiaan ja Lähi-Itään, jotka ovat tunnetumpia paikallavaletuista betonirakenteista, betonielementtirakentamisen markkinaosuus on merkittävän pieni ja täten vaihtoehtoinen rakennustapa pienissä rakennuksissa. Iso-Britanniassa kohteet, joihin elementtirakentaminen voisi sopia, harkitaan sen mahdollisuutta urakan myöhäisessä vaiheessa. Kun mahdollisuuksia tutkitaan rakennus- tai suunnittelu-urakan myöhäisessä vaiheessa, koituu elementtirakenteet usein sekundäärirakenteeksi eikä esimerkiksi kantavaksi rakenteeksi (Suomela 2017).

Helsingin Vuosaaren Cirrus-nimisessä kerrostalossa on 26 maanpäällistä kerrosta sekä kaksi kellarikerrosta, jossa on käytetty betonielementtejä. Kerrostalon kellarikerrokset sekä kerrostalon ensimmäinen kerros toteutettiin paikallavaluna. Kerrostalon pystyrunko toteutettiin muuten elementtirakenteisena ensimmäistä kerrosta lukuun ottamatta ja välipohjat paikallavalettuina teräsbetonilaattoina (Tinkanen 2005). Tampereen Sokos Hotel Torni toteutettiin betonielementtisenä sen pystyrungon osalta. Sokos Hotellin korkeus on 88 metriä, 27-kerrosta mukaan lukien kaksi maan alaista kellarikerrosta. Hotellin välipohjat ovat toteutettu pääosin paikallavaluna, mutta kylpyhuoneiden osalta rakennuksessa käytettiin tilaelementtejä nopean rakentamisaikataulun saavuttamiseksi (Hellä 2014).

2.3 Tuulikuorma

Tuulikuorma ja sen dynaamiset vaikutukset ovat korkean rakentamisen oleellisia suunnittelun lähtökohtia, ja ne on otettava huomioon jo rakennuksen muotoa suunnitellessa. Rakennuksen muodolla voidaan vaikuttaa eurokoodissa laskettavan voimakertoimen arvoon, jolla huomioidaan rakennuksen muoto tuulikuormaa laskettaessa. Tuulikuorma ja sen keskeisimmät ilmiöt rakennuksien suunnittelussa voidaan jakaa seuraaviin osiin (Taranath 2010):

- tuulen nopeuden vaihtelevuus rakennuksen korkeuden funktiona
- tuulen turbulenttisuus
- tilastollinen todennäköisyys
- pyörreratailmiö
- tuulen dynaaminen luonne ympäröivien rakennuksien vaikutuksesta

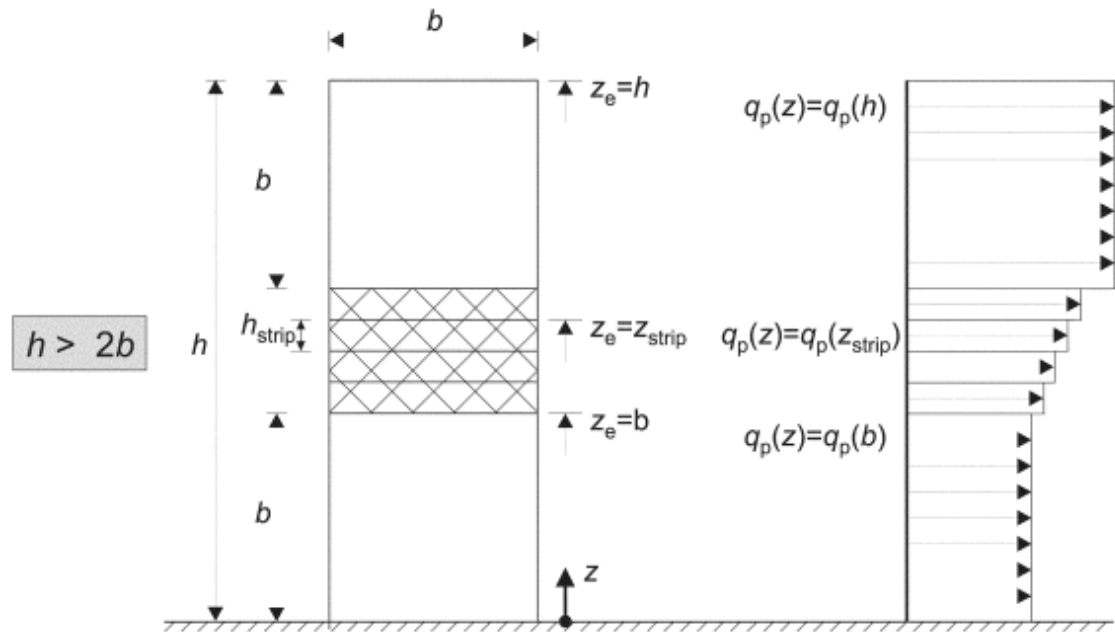
Tuulennopeuden modifioimaton perusarvo v_b on Suomessa 21 m/s, joka on määritetty 10 minuutin keskiarvona maastoluokassa II. Mitoitus perustuu 50 vuoden aikana kerran esiintyvään tuulenpuuskan nopeuspaineeseen, jolloin kuormituksen vuotuinen ylittymistodennäköisyys on $1/50 = 0,02$. Tuulen modifioitu perusarvo v_m on tuulen keskimääräinen nopeus, jossa on otettu modifioimattoman perusarvon lisäksi huomioon maaston rosoisuus ja pinnanmuodostus. Maaston rosoisuus tarkoittaa kitkaa, minkä maasto aiheuttaa tuulelle. Eurokoodi huomioi maaston rosoisuuden maastoluokkien perusteella. Maastoluokat jaetaan viiteen eri luokkaan, jotka kuvaavat ympäröivän maaston karheutta taulukon 1 mukaisesti. Tuulen nopeuden modifioitu perusarvo tietyllä korkeudella, tai rakennuksen mittasuhteiden avulla muuttuvana funktiona (SFS-EN 1991-1-4)

Taulukko 1. Maastoluokat ja maastoparametrit (SFS-EN 1991-1-4 taulukko 4.1).

Maastoluokka	z_0 m	z_{min} m
0 Avomeri tai merelle avoin rannikko	0,003	1
I Järvet tai tasanko, jolla on enintään vähäistä kasvillisuutta eikä tuuliesteitä	0,01	1
II Alue, jolla on matalaa heinää tai siihen verrattavaa kasvillisuutta ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), joiden etäisyys toisistaan on vähintään 20 kertaa esteen korkeus	0,05	2
III Alueet, joilla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä tuuliesteitä, joiden keskinäinen etäisyys on enintään 20 kertaa esteen korkeus (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä)	0,3	5
IV Alueet, joiden pinta-alasta vähintään 15 % on rakennusten peitossa ja niiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m	1,0	10

HUOM. Liitekohdassa A.1 on kuvia maastoluokista.

Matalissa rakennuksissa tuulen nopeuspaineet ilmoitetaan vakioina rakennuksen koko korkeudelle harjalla vallitsevalle nopeuspaineelle, mutta korkeissa rakennuksissa tämä johtaa helposti ylimitoitukseen. Korkeissa rakennuksissa tuulen nopeuspaine vaihtelee korkeuden muuttuessa ja täten se voidaan laskea rakennuksen dimensioiden avulla rakennuksen eri korkeusasemille kuvan 3 mukaisesti.



Kuva 3. Mitoista h ja b sekä nopeuspaineen profiilista riippuva nopeuspaine kerroin z_e . (SFS EN 1991-1-4 s. 60)

Rakennuksen tuulikuormaa laskettaessa suunnittelija arvioi tarpeen tuulitunnelikokeille. Mikäli tuulitunnelikokeita ei tehdä, niin tuulikuorma voidaan määrittellä eurokoodissa rakenteeseen tai rakenneosaan kokonaistuulikuorman avulla joko voimakertoimia käyttäen tai pintapainemenetelmän avulla.

Tuulen suuntaisen siirtymän laskennassa voidaan käyttää eurokoodin voimakerroinmenetelmää, joka lasketaan kokonaistuulikuormalla SFS-EN 1991-1-4 kohdan 5.3 mukaisesti, kaavalla (1) (SFS-EN 1991-1-4, s. 44)

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (1)$$

missä c_s on SFS-EN 1991-1-4 kappaleen 6.2 mukainen rakennekerroin,
 c_d on SFS-EN 1991-1-4 kappaleen 6.2 mukainen rakennekerroin,
 c_f on rakenteen tai rakenneosan voimakerroin,
 $q_p(z_e)$ on puuskanopeuspaine nopeuspaine korkeudella z_e [kN/m^2] ja
 A_{ref} on rakenteen tai rakenneosan tuulenpaineen vaikutusala [m^2]

Rakennekertoimeen $c_s c_d$ sisältyvä suurennuskerroin c_d huomioi tuulen turbulenssin resonanssin rakenteen värähtelyn kanssa. Kertoimen laskenta edellyttää rakenteen dynaamisen käyttäytymisen tuntemista, josta tärkeimmät ominaisuudet ovat:

- ominaistajuudet, ominaiskulmataajuudet ja ominaisvärähdysajat
- ominaismuodot
- ekvivalentit massat ja
- vaimennuksen logaritmiset dekrementit

Kyseiset ominaisuudet määritetään teoreettisesti tai kokeellisesti soveltaen rakenteiden dynamiikan menetelmiä. Dynaamiset ominaisuudet voidaan myös määrittellä likimäärin käyttäen yksinkertaistettuja analyttisiä, puolikokeellisia tai kokeellisia yhtälöitä edellyttäen, että niiden kelpoisuus on asianmukaisesti osoitettu. Likimenetelmiä ominaistajuuden määrittelykselle on esitetty kappaleessa 2.4.

Mikäli voimakkeroinmenetelmää ei käytetä, voi tuulikuorman määrittellä puuskanopeuspaineen avulla, joka määritellään tietyllä korkeudella ottaen huomioon tuulen turbulentsisuus ja tuulennopeuden modifioidun perusarvon. Puuskanopeuspaine q_p riippuu ilmastotekijöistä, maaston rosoisuudesta, pinnanmuodostuksesta ja nopeuspaine korkeudesta. Puuskanopeuspaine on tuulennopeuden modifioitua perusarvoa vastaava nopeuspaine, johon lisätään lyhytkestoista paineenvaihteluista johtuva osuus (SFS-EN 1991-1-4, s. 32). Puuskanopeuspaine määritetään eurokoodin (SFS EN 1991-1-4, kaavan 4.8) mukaisesti kaavalla (2)

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2)$$

missä $l_v(z)$ on tuulenpuuskien intensiteetti,

ρ on ilmantiheys [kg/m^3] ja

$v_m^2(z)$ on tuulennopeuden modifioitu perusarvo tarkastelukorkeudella

Eurokoodin mukainen ilmantiheyden suositusarvo on $1,25 \text{ kg/m}^3$, mutta hoikkien rakenteiden tapauksessa eurokoodi suosittelee tarkemman menetelmän käyttöä. Tarkemmassa menetelmässä eurokoodin SFS-EN 1991-1-4 kansallisen liitteen kaavassa 2-FI huomioidaan rakennuspaikan korkeustaso sekä lämpötila kaavan (3) mukaisesti

$$\rho = \frac{353}{T_k} \cdot e^{-0,00012 \cdot H} \quad (3)$$

missä T_k on ilman absoluuttinen lämpötila [K] ja
 H on rakennuspaikan korkeus merenpinnasta [m]

2.3.1 Tuulitunnelikokeet

Hankkeen alussa suunnittelija arvioi tuulitunnelikokeen tarpeen. Tuulitunnelikokeita tulisi harkita rakennuksille, joiden hoikkuus on suuri sekä muoto eroaa merkittävästi lamellimaisesta, tai rakennus altistuu herätetärinälle toisten lähellä sijaitsevien korkeiden rakennusten johdosta, tai jos rakennus sijaitsee paikassa, jossa tuulennopeus voi kasvaa tunnelointivaikutuksen tai maaston muodon johdosta (Ala-Ojala 2011, s. 10). Eurokoodin kohdan 6.3.3 (2) mukaan olisi suositeltavaa suorittaa tuulitunnelikokeita, jos kahden rakennuksen välinen etäisyys on suurempi kuin 25 kertaa tuulenpuolella olevan rakennuksen tuuleen nähden poikittainen mitta tai jos suojanpuolella olevan rakennuksen ominaistaajuus on yli 1 Hz (SFS EN 1991-1-4, s. 52). Helsingin korkean rakentamisen ohjeessa huomautetaan, että mahdolliset tuulitunnelikokeet on tehtävä viimeistään ehdotussuunnitteluvaiheessa (Helsingin kaupunki 2018, s. 44).

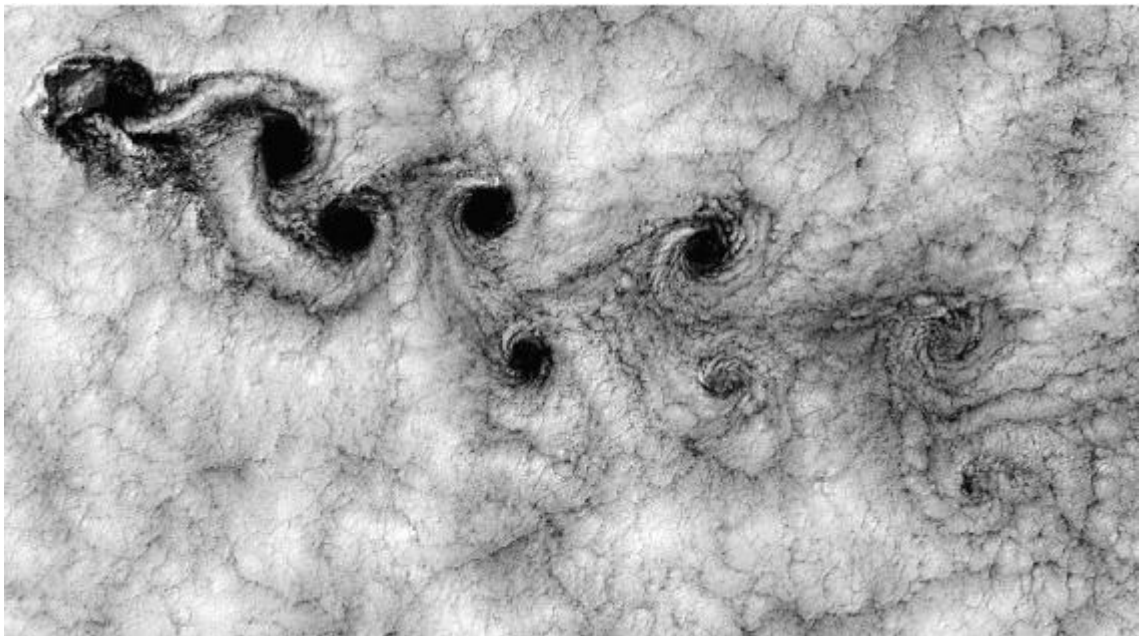
Tuulitunnelikokeiden avulla voidaan arvioida todennukaisemmin rakenteen tuulenpaineita, kuin normimitoituksella. Tuulitunnelikokeissa olennaista on pienentää rakennuksen malli samassa suhteessa kuin tuulen nopeus ja turbulenttisuus (Taranath 2010). Tuulikuormien suunnittelussa rakennusta ei tulisi ajatella yksittäisenä rakenteena, mikäli sen ympärillä on muita rakennuksia. Ympäröivät rakenteet vaikuttavat tuuleen muodostamalla siihen muun muassa nosteita ja virtauksia, jotka vaikuttavat rakennuksen värähtelyyn. Ympäröiviä rakenteita on usein vaikea huomioida tavanomaisessa suunnittelussa ja täten ne mallinnetaan tuulitunnelimalleihin.



Kuva 4. Tuulitunnelimalli Chifley Plaza, Sydney (Taranath 2010, s. 316).

2.3.2 Pyörreratailmiö

Pyörreratailmiö muodostuu vuorotellen rakenteen vastakkaisilta puolilta irtoavien pyörteiden vaikutuksesta, joka aiheuttaa tuulen suuntaa vastaan kohtisuoran vaihtelevan kuorman. Rakenne voi alkaa värähdellä, jos pyörteiden irtoamisen taajuus on sama kuin rakenteen ominaistaajuus (SFS EN 1991-1-4, E.1 s. 196).



Kuva 5. NASA:n Landsat 7 satelliitin ottama kuva pyörreratailmiöstä. (NASA, 1999, Landsat 7 image)

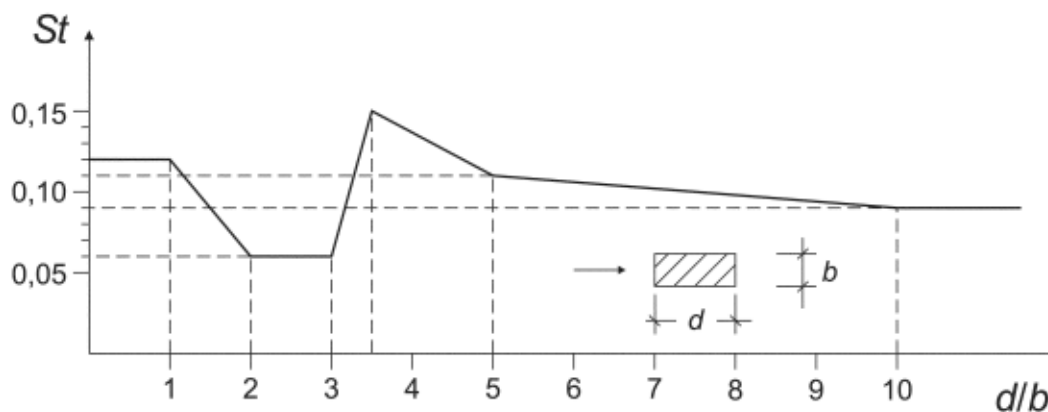
Värähtelylle altis tilanne voi syntyä, kun tuulennopeus on yhtä suuri kuin kriittinen tuulennopeus. Tyypillisesti kriittinen tuulennopeus on tavallinen tuulennopeus, mikä merkitsee, että väsyminen ja siihen liittyen kuormitusjaksojen lukumäärä voi tulla merkitseväksi. Pyörreratailmiö muodostuu siis rakennuksen suuntaisesta tuulesta, tuulen suuntaa vastaan kohtisuorasta värähtelystä, jonka vaste koostuu laajakaistaisesta vasteesta. Vaste esiintyy riippumatta siitä, liikkuuko rakenne vai ei, ja kapeakaistaisesta vasteesta, jonka lähtökohtana on liikettä aiheuttava tuulikuorma. Tarkasteltaessa korkeita teräs- tai betonirakenteita on laajakaistainen vaste normaalisti tärkein.

Pyörreratailmiön vaikutus tulee tutkia, kun tuulta vastaan kohtisuorassa tasossa rakenteen suurimman mitan suhde pienimpään mittaansa on yli 6. Pyörreratailmiön aiheuttama värähtely ei ole kiellettyä, mutta amplitudin suuruus pitää rajoittaa (SFS EN 1991-1-4, E.1 s. 196). Pyörreratailmiö ei aiheuta värähtelyä matalissa rakennuksissa, sillä matalilla tuulennopeuksilla pyörteet syntyvät samanaikaisesti rakennuksen molemmille puolille. Pyörteiden irtoamisen taajuuden arviointiin voidaan käyttää kaavaa (4) (Taranath 2010, s. 263)

$$f_p = \frac{v \cdot S_t}{D} \quad (4)$$

missä f_p on pyörteiden irtoamisen taajuus [Hz],
 v on rakennuksen huipulla vaikuttava tuulennopeus [m/s],
 S_t on rakennuksen poikkileikkauksen dimensioton Strouhalin luku ja
 D on rakennuksen leveys tuulen suuntaan [m]

Dimensioton Strouhalin luku S saadaan sylinterinmuotoisille rakenteille eurokoodin SFS-EN 1991-1-4 taulukon E.1 mukaan sekä suorakaiteen muotoisille terävsärmäisille poikkileikkauksille kuvan 6 mukaan.



Kuva 6. Strouhalin luku St suorakaiteen muotoisille teräväsärmäisille poikkileikkauksille (SFS-EN 1991-1-4 kuva E.1 s. 202)

Pyörerratailmiö voi koitua ongelmaksi, mikäli sen aiheuttaa rakennuksen ympärillä tai vieressä oleva toinen korkea rakennus. Esimerkiksi peräkkäisten, ryhmässä olevien tai toisiinsa kytkettyjen ympyräsylinterin muotoiset rakennukset voivat olla erittäin alttiita värähtelylle (SFS-EN 1991-1-4 s. 214). Myös rakenteet, joiden korkeus suhteessa leveyteen on suuri, ovat erittäin alttiita värähtelylle.

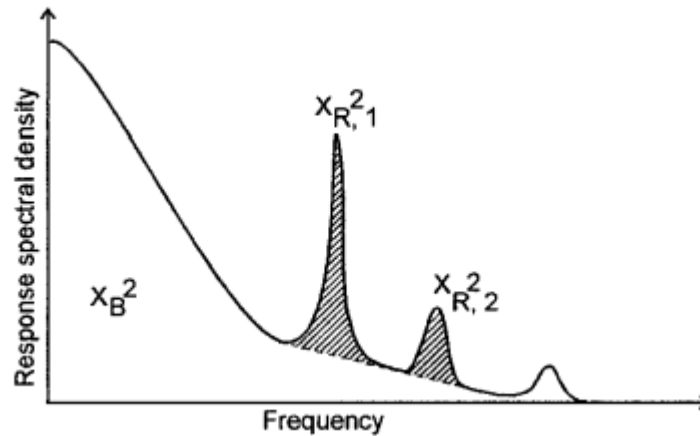
2.4 Tuulen aiheuttamat värähtely

Tuuli aiheuttaa rakennukseen värähtelyä rakennuksen useilla eri ominaistajuuksilla. Värähtelyominaisuuksiin vaikuttaa muun muassa rakennuksen ominaistajuus, vaimennus, massa sekä jäykkyys. Tuulen aiheuttamat värähtelyt voidaan jakaa alla oleviin kappaleisiin:

- Tuulensuuntainen värähtely
- Tuulen poikittaissuunnan värähtely
- Vääntövärähtely

Tuulensuuntainen värähtely muodostuu pääosin tuulen turbulentsisuudesta, jolloin turbulentsisuus aiheuttaa sen aallonpituuden mukaisesti dynaamisia kuormituksia rakenteille aiheuttaen värähtelyä. Tuulen suuntaisesta värähtelystä voidaan erottaa kaksi eri osaa: taustavärähtely sekä rakenteen ominaistajuudella tapahtuva resonoiva värähtely, joista taustavärähtelyä tapahtuu yleensä tuulen matalilla taajuuksilla. Kuvassa 7 esiintyy rakenteen vaste taustavärähtelyyn, josta tulkitaan, että taustavärähtely on isoimmillaan pienillä taajuuksilla. Taajuuden kasvaessa vaste pienenee, mutta

rakennuksen ominaistajuuksilla tapahtuva resonanssi värähtelyn osuudessa kasvaa suuresti kahdessa kohdassa, joissa taajuus sattuu rakennuksen kahdelle ensimmäiselle osuudelle. Mikäli rakennuksen ominaistajuus on alhainen, tuulen suuntaisen värähtelyn vaikutukset ovat suuremmat (Holmes 2001, s. 96-104).



Kuva 7. Rakenteen vasteen tiheyspektri, jossa x_B^2 kuvaa taustavärähtelyä ja varjostetut osat kuvastavat rakenteen ominaistajuuksilla esiintyvää resonoivaa värähtelyä (Holmes 2001, kuva 5.1).

Tuulen suuntainen siirtymä on ekvivalentin staattisen tuulikuorman F_w perusteella laskettu staattinen siirtymä. Jäykästi tuetun ulokemaisen rakennuksen tuulen suuntaisen kiihtyvyyden keskihajonta lasketaan SFS-EN 1991-1-4 B.10 kaavan (5) mukaan (SFS-EN 1991-1-4 B.10). Huippukiihtyvyydet saadaan kertomalla kaavasta (5) saadun arvoa huippukertoimella käyttäen resonanssitaajuutena rakennuksen ominaistajuuden arvoa. Kerran vuodessa tapahtuvan tuulenpaine on 0,749-kertainen kerran 50 vuodessa tapahtuvalle tuulelle. Laskettaessa kiihtyvyyden keskihajontaa kerran vuodessa tapahtuvalle tuulelle, tulee käyttää 0,749-kertaista arvoa

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_e} \cdot R \cdot K_x \cdot \Phi_{1,x}(z) \quad (5)$$

missä c_f on voimakerroin,
 ρ on ilman tiheys [kg/m³],
 b on rakenteen leveys [m],
 $I_v(z_s)$ on tuulenpuuskien intensiteetti korkeudella $z=z_s$ maanpinnasta,
 $v_m(z_s)$ on tuulennopeuden modifioitu perusarvo korkeudella $z=z_s$,
 m_e on ekvivalentti massa tuulen suuntaisessa värähtelyssä alimmalla ominaistajuudella,
 R on resonanssivasteen vaikutusparametrin neliöjuuri,
 K_x on SFS-EN 1991-1-4 kaavan B.11 mukainen parametri ja
 $\Phi_{1,x}(z)$ on alin tuulensuuntaisen värähtelyn ominaismuoto, jonka ensimmäisenä approksimaationa voidaan käyttää SFS-EN 1991-1-4 liitteen F mukaisia lausekkeita

Kaavassa (5) esitetty tuulenpuuskien intensiteetti $I_v(z_s)$ lasketaan Eurokoodin SFS EN 1991-1-4 kaavan 4.7 kaavan (6) mukaisesti

$$I_v(z_s) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln \frac{(z_s)}{(z_0)}} \quad (6)$$

missä k_1 on pyörteisyyskerroin (suositusarvona 1),
 $c_0(z)$ on pinnan muotokerroin (SFS EN 1991-1-4, kohta 4.3.3),
 z_s on nopeuspainekerroin (m) ja
 z_0 on rosoisuusmitta (SFS EN 1991-1-4 taulukko 4.1)

Kaavassa (5) esitetty dimensioton kerroin K_x lasketaan Eurokoodin SFS EN 1991-1-4 kaavan B12 kaavan (7) mukaisesti

$$K_x = \frac{(2 \cdot \zeta + 1) \cdot \left\{ (\zeta + 1) \cdot \left[\ln \frac{(z_s)}{(z_0)} + 0,5 \right] - 1 \right\}}{(\zeta + 1)^2 \cdot \ln \frac{(z_s)}{(z_0)}} \quad (7)$$

missä ζ on ominaisuuden eksponentti (SFS EN 1991-1-4, liite F),
 z_0 on rosoisuusmitta (SFS EN 1991-1-4 taulukko 4.1) ja
 z_s on nopeuspainekerroin (m)

Kaavassa 5 esitetty ekvivalentti massa m_e alimman ominaisuuden pituusyksikköä kohti lasketaan eurokoodin SFS EN 1991-1-4 kaavan F.14 mukaan kaavalla (8)

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \cdot \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds} \quad (8)$$

missä m on massa pituusyksikköä kohti,
 l on rakenteen tai rakenneosan korkeus tai jännemitta,
 Φ_1 on alin ominaisuusmuoto (SFS EN 1991-1-4 taulukko F.1)

Resonanssivasteen vaikutusparametri ottaa huomioon tarkasteltavan värähtelymuodon kanssa resonanssissa esiintyvän turbulenssin. Resonanssivasteen vaikutusparametri voidaan laskea eurokoodin SFS EN 1991-1-4 kaavan B.6 mukaisesti kaavalla (9)

$$R = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L \cdot (z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (9)$$

missä S_L on dimensioton tehospektrin tiheysfunktio (SFS EN 1991-1-4, B.1(2)),
 δ on kokonaisvaimennuksen logaritminen dekrementti

R_h ja R_b ovat aerodynaamiset funktiot, jotka voidaan ratkaista likimäärin kaavoin (10) ja (11) eurokoodin SFS EN 1991-1-4 kaavoilla B.7 ja B8

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad (10)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad (11)$$

missä e on neperin luku,

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(Z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}),$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(Z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}),$$

h on rakennuksen korkeus [m],

b on rakennuksen leveys [m],

$f_L(z_s, n_{1,x})$ on dimensiottoman taajuuden funktio,

$L(Z_s)$ on tuulenpuuskien ulottuvuus ja

$n_{1,x}$ on alin ominaistajuus [Hz]

Kaavassa (11) esitetty dimensiottoman taajuuden funktio voidaan määrittellä rakennuksen ominaistajuuden, tuulen modifioidun perusarvon sekä tuulenpyörteen ulottuvuuden avulla kaavan (12) mukaisesti

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(Z)} \quad (12)$$

missä n on rakennuksen ominaistajuus [Hz],

$L(z)$ on tuulenpyörteen ulottuvuus ja

$v_m(Z)$ on tuulennopeuden modifioitu perusarvo

Tuulenpyörteen ulottuvuus $L(z)$ mallinnetaan eurokoodin kaavalla SFS EN 1991-1-4 B.1, joka kuvaa luonnollisen tuulen keskimääräistä kokoa. Kaava (13) soveltuu rakennuksille, joiden enimmäiskorkeus on 200 metriä

$$L(z) = L_T \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha \quad (13)$$

missä α on $0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$,

z_0 on rosoisuusmitta,

z_t on vertailukorkeus 200 m ja

L_T on ulottuvuuden vertailuarvo 300 m

Tuulen taajuusjakautuma ilmaistaan dimensiottoman tehosppektrin tiheysfunktion $S_L(z,n)$ avulla kaavan (14) mukaan, joka voidaan määrittää eurokoodin SFS EN 1991-1-4 kaavalla B.2

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_v(z, n)}{\sigma_v^2} \quad (14)$$

missä $S_v(z, n)$ on toispuolinen varianssin spektri ja
 n on rakenteen tai rakennuksen ominaistaajuus [Hz]

Taivutusvärähtelyn alin ominaismuoto $\Phi_{1,x}(z)$ maan varaan perustettuina ulokkeina toimiville rakennuksille, tornimaisille rakennuksille sekä savupiipuille voidaan määrittää likimäärin käyttämällä eurokoodin SFS EN 1991-1-4 kaavaa F.13 kaavan (15) mukaisesti

$$\Phi_{1,x}(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta \quad (15)$$

missä ζ on dimensioton kerroin eurokoodin SFS EN 1991-1-4 kaavan F.13 mukaan

Tuulen poikkisuunnan värähtelyä muodostuu tuulen suunnassa tai tuulta vasten kohtisuoraan. Tuulen kuormituksesta ja värähtelystä aiheutuva taipuma voi muodostaa halkeamia sekä näin vaurioittaa rakenteen runkoa. Rakennuksen taipuessa myös julkisivun tiiviys voi vahingoittua, jolloin sadevesi pääsee rungon sisälle aiheuttaen kosteusteknisiä haittoja. Jäykistyksen osalta tuulen aiheuttama taipuma kasvattaa myös toisen kertaluvun vaikutuksia. Eurokoodi ei aseta taipumalle raja-arvoja. Jukka Ala-Ojalan ylikorkeat rakennukset Suomessa -esityksessä ilmenee, että yleisesti käytetty taipumaraja on $H/400 \dots H/700$, missä h on rakennuksen korkeus ja yleissuunnittelua tehtäessä voidaan käyttää raja-arvoa $H/500$ (Ala-Ojala 2011, s. 11). Reinforced Concrete of Tall Buildings -kirjassa (Taranath 2010, s. 891) suositeltu arvo taipumalle on $H/400 \dots H/600$, missä H on rakennuksen korkeus. Molemmissa lähteissä ilmenee myös, ettei kerrosvälillä tapahtuva taipuma saisi ylittää arvoa $H/400$, missä H on kerroskorkeus.

Eurokoodi SFS-EN 1991-1-4 antaa pyörreratailmiöstä aiheutuvalle vaakasuuntaiselle värähtelylle (tuulen poikkisuunnan värähtelylle) kaksi mitoitustapaa kohdissa E.1.5.2 ja E.1.5.3. Kansallisen liitteen mukaan suositeltava tapa on käyttää tapaa E.1.5.3 aina kun se on mahdollista, sillä se ottaa huomioon ilmiön, jossa tuulennopeus vaihtelee ilman kerrostumisen seurauksena.

Vääntövärähtelyä syntyy rakennukseen silloin, jos rakennuksen kuormittavan voiman resultantti on epäkeskeinen kiertymäkeskiön kanssa. Vääntövärähtelyn kiihtyvyys ilmoitetaan deg/s^2 yksikössä, joka tarkoittaa kulmanmuutoksen kiihtyvyyttä. Rakennuksien jäykistävät seinät sijoittuvat usein todellisuudessa epäkeskeisesti suhteessa rakennuksen massakeskiöön, jonka seurauksena tuulikuorma aiheuttaa vääntöä tuulikuorman kohdistuessa rakennuksen massakeskipisteeseen.

2.5 Ominaisaajuus ja käyttömukavuus

Ominaisaajuudella tarkoitetaan taajuutta, jonka saavuttaessa rakenne tai rakenneosat värähtelee helpoiten. Ominaisaajuuden keskeisin ilmiö on resonanssi, jolloin ominaisaajuudella vaikuttava voima saa rakenteen värähtelemään voimakkaimmin. Rakennuksilla on yhtä monta ominaisaajuutta ja ominaismuotoa, kuin rakennuksella on vapausasteita. Ominaisaajuus on riippuvainen rakennuksen korkeudesta ja se voidaan määrittää likimäärin yli 50 metriä korkeille rakennuksille eurokoodin SFS-EN 1991-1-4, F.2 kaavan F.2 mukaan kaavalla (16)

$$n_1 = \frac{46}{h} \quad (16)$$

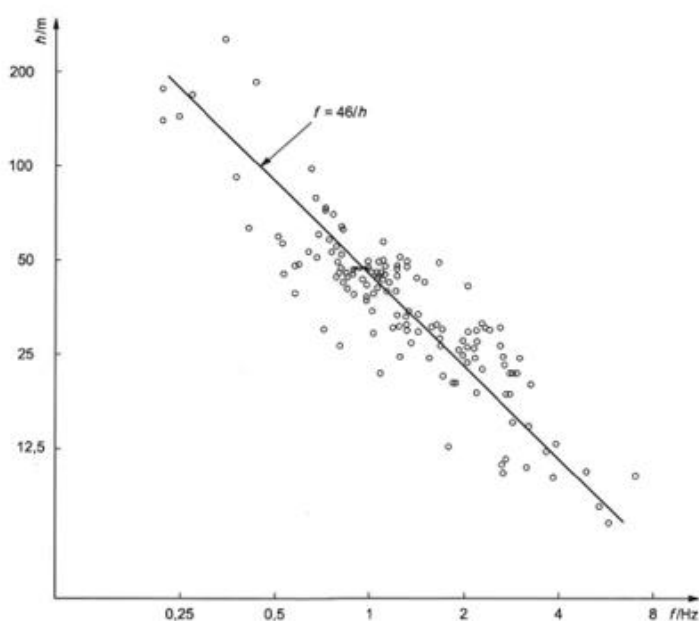
missä n_1 on rakennuksen tai rakenneosan alin ominaisaajuus [Hz] ja h on rakennuksen korkeus [m]

Eurokoodi antaa myös toisen, hieman tarkemman kaavan ominaisaajuuden laskemiselle ulokkeelle kaavalla (17) (SFS-EN 1991-1-4, F.2 kaava F.1)

$$n_1 = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{x_1}} \quad (17)$$

missä n_1 on rakennuksen tai rakenneosan alin ominaistajuus [Hz] ja
 g on maan vetovoiman kiihtyvyys $=9,81 \text{ m/s}^2$ ja
 x_1 on suurin siirtymä, kun oma paino asetetaan vaikuttamaan värähtelyn suuntaan [m]

Kaava (16) perustuu 163 suorakaiteen muotoiseen ja erikorkuisen rakennuksen tutkimustuloksiin vuodelta 1980 ja sillä lasketun ominaistajuuden virhemarginaali on jopa 50 % (BES 2010).



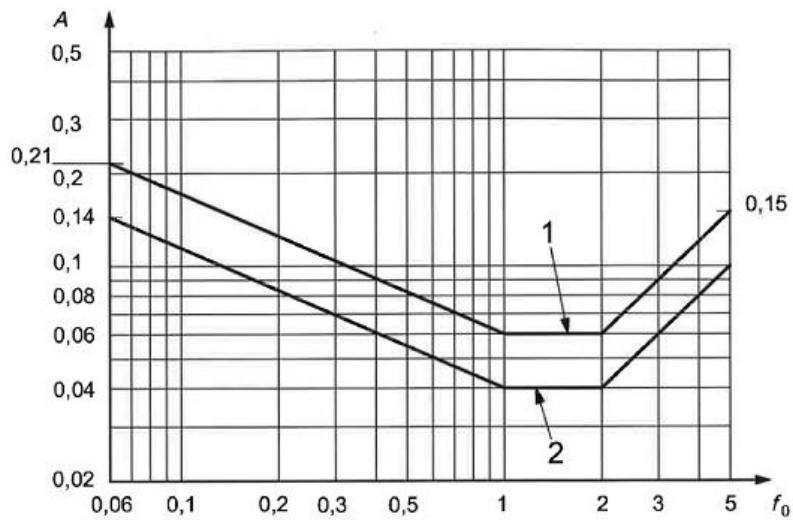
Kuva 8. Tutkimustuloksiin perustuvat rakennuksen ominaistajuudet (ISO 4866:2010 Liite D kuva D.1).

Tuulesta koitua värähtely ei ole kiellettyä, mutta värähtelyn amplitudin suuruus pitää rajoittaa. Eurokoodissa SFS EN 1990, kohdassa A1.3.3 värähtelyt, todetaan, että käyttäjän mukavuus tulee ottaa huomioon (SFS EN 1990 s. 96). Käyttäjät kokevat värähtelyä epämiellyttävänä ilmiönä, joka muodostuu muun muassa tuulen herätteestä koituvana kiihtyvyytenä, joka tulisi rajoittaa. Hyväksytyn raja-arvon arviointi on vaikeaa, sillä kokemus häiritsevästä kiihtyvyydestä vaihtelee yksilöittäin. Taulukkoon 2 on koottu esimerkkejä lähteen (Mendis, Ngo & Haritos 2007) mukaan, miten kiihtyvyyttä voi havaita eri kiihtyvyyssarvoilla.

Taulukko 2. Kiihtyvyyden havainnointi eri kiihtyvyyssarvoilla (mukaanlenn Mendis, Ngo & Haritos 2007).

Taso	Kiihtyvyys [m/s^2]	Havainnointi
1	< 0.05	Ihmiset eivät havaitse kiihtyvyyttä
2	0.05 - 0.1	a) herkäät ihmiset saattavat aistia liikkeen b) roikkuvat esineet saattavat liikkua
3	0.1 - 0.25	a) useat ihmiset saattavat aistia liikkeen b) huojunnan taso saattaa vaikuttaa toimistotyöhön c) pitkäaikaisaltistuminen saattaa aiheuttaa huonovointisuutta
4	0.25 - 0.4	a) toimistotyö koituu haitalliseksi tai jopa mahdottomaksi b) käveleminen on vielä mahdollista
5	0.4 - 0.5	a) huojunnan aistii voimakkaasti b) kävely muodostuu haastavaksi c) paikallaan olevat ihmiset saattavat menettää tasapainon
6	0.5 - 0.6	Enemmistö ihmisistä ei voi sietää kiihtyvyyttä eikä kykene kävelemään normaalisti
7	0.6 - 0.7	Ihmiset eivät pysty sietämään kiihtyvyyttä
8	> 0.85	Irtaimistotavarat voi tippua

Kiihtyvyyssarvot ilmoitetaan %-osuutena maan painovoimakiihtyvyydestä $g=9,81 \text{ m/s}^2$. Eri raja-arvojen suositukset vaihtelevat lähteittäin. Reinforced Concrete of Tall Buildings -kirja (Taranath B.S, 2010, s. 335) suosii asuinrakennuksille 1...1,5 % kiihtyvyyssarvoa 10 vuoden mitoitustuulella, kun taas ISO 10137 -standardissa suositeltavat kiihtyvyyssarvot tulisi sijoittaa kuvan 9 raja-arvovyöhykkeiden alapuolelle. 1,5 % ylärajalla kiihtyvyyden arvoksi asettuu 0.14 m/s^2 ja ISO 10137 standardin suurin sallittu kiihtyvyys toimistorakennuksille on $0,21 \text{ m/s}^2$.



Kuva 9. ISO standardissa 10137 mukaiset kiihtyvyyssarvojen suositusrajat asunnoille (2) sekä toimistoille (1) (ISO 10137:2007 kuva D.1).

2.6 Lisävaakavoimat

Eurokoodi osoittaa, että rakenteiden mahdollisten mittapoikkeamien ja kuormien sijaintien epäedulliset vaikutukset tulee ottaa suunnittelussa sekä rakenneanalyysissä huomioon. Epätarkkuuksiin kuuluu kuormittamattoman rakenteen geometriset epätarkkuudet, rakenteen vinoudet sekä liitoksien epäkeskisyydet. Epätarkkuudet tarkastellaan vain murto- sekä onnettomuusrajatilassa. Epätarkkuudet voidaan esittää vinouden θ_i avulla Eurokoodin SFS-EN 1991-1-1 kaavan 5.1 mukaisesti kaavalla (18)

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (18)$$

missä

θ_i on rakenteen vinous,

θ_0 on perusarvo, suositus 1/200,

α_h on pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin,

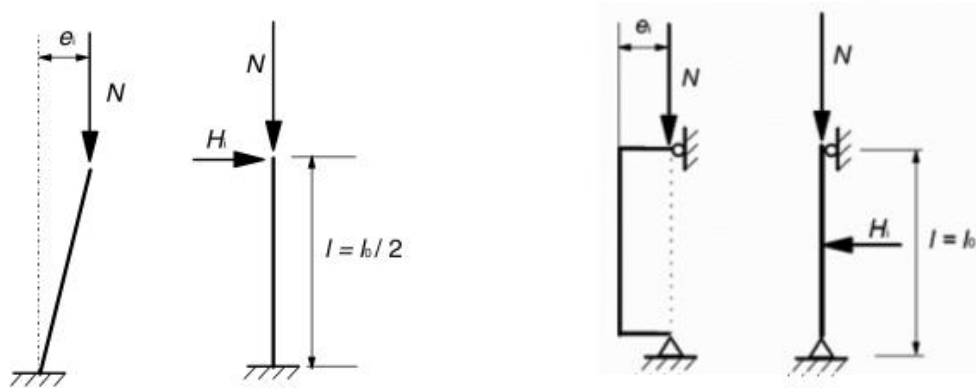
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

α_m on rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin,

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

l on pituus tai korkeus tarkasteltavan vaikutuksen mukaisesti ja

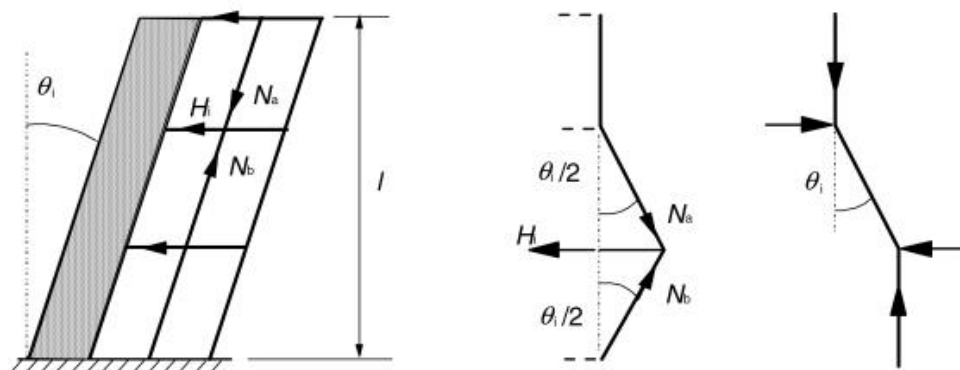
m on kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneosien määrä.



a1) Jäykistämätön

a2) Jäykistetty

a) Erilliset rakenneosat, joihin vaikuttaa epäkeskinen normaalivoima tai poikittaisvoima



b) Jäykistysjärjestelmä

c1) Levykenttä välipohjassa

c2) Levykenttä yläpohjassa

Kuva 10. Esimerkkejä mittaepätarkkuuksien vaikutuksesta (SFS- EN 1992-1-1 kuva 5.1)

Tutkittaessa erillisiä rakenneosia epätarkkuuksien vaikutus voidaan huomioida joko epäkeskisyyden e_i tai poikittaisvoiman H_i avulla. Epäkeskisyys lasketaan SFS-EN 1991-1-1 kaavan 5.2 mukaisesti kaavalla (19)

$$e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2 \quad (19)$$

missä e_i on epäkeskisyys ja
 l_0 on tehollinen pituus

Poikittaisvoima H_i lasketaan jäykistämättömissä rakenneosissa kaavalla (20) sekä jäykistetyissä rakenneosissa kaavalla (21)

$$H_i = \theta_i \cdot N \quad (20)$$

missä H_i on poikittaisvoima,
 θ_i on rakenteellinen vinous ja
 N on normaalivoima

$$H_i = 2\theta_i \cdot N \quad (21)$$

missä H_i on poikittaisvoima,
 θ_i on rakenteellinen vinous ja
 N on normaalivoima

Rakenteiden vinouden θ_i vaikutus on mahdollista korvata poikittaisvoimien avulla, jotka otetaan rakenneanalyysissä huomioon kuten muutkin kuormitustapaukset. Poikittaisvoiman huomiointi jäykistysjärjestelmässä kuvan 10 tapauksen b mukaan, ratkaistaan kaavasta (22)

$$H_i = \theta_i(N_b - N_a) \quad (22)$$

missä H_i on poikittaisvoima,
 θ_i on rakenteellinen vinous ja
 N_b, N_a ovat rakenteen pituussuuntaisia normaalivoimia

Poikittaisvoiman huomiointi välipohjan levykentässä kuvan 10 tapauksen c1 mukaan, ratkaistaan kaavasta (23)

$$H_i = \theta_i(N_b + N_a)/2 \quad (23)$$

missä H_i on poikittaisvoima,
 θ_i on rakenteellinen vinous ja
 $N_b N_a$ ovat rakenteen pituussuuntaisia normaalivoimia

Poikittaisvoiman huomiointi yläpohjan levykentässä kuvan 10 tapauksen c2 mukaan, ratkaistaan kaavasta (24)

$$H_i = \theta_i \cdot N_a \quad (24)$$

missä H_i on poikittaisvoima,
 θ_i on rakenteellinen vinous ja
 N_a ovat rakenteen pituussuuntaisia normaalivoimia

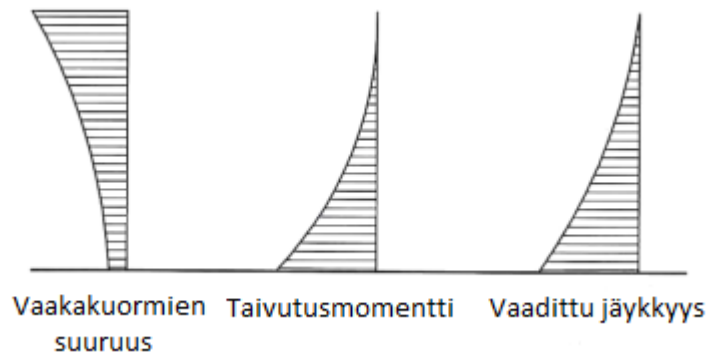
2.7 Korkean rakennuksen jäykistys

Rakenteisiin muodostuvat voimasuureet ovat lähtökohtana rakenneosien ja niiden välisten liitosten suunnittelussa. Tuulen osuus rakenteen jäykistykseen on merkittävä vaikutus ja suunnittelijan on tiedostettava jäykistykseen liittyvät ilmiöt. Rakennuksen rungon jäykistämistapaa ohjaa muun muassa rakennuksen käyttötarkoitus sekä rakennuksen korkeus hoikkuudesta riippuen. Rakennuksen runko on usein rakennuksen kallein osa-alue, jonka huolellisella suunnittelulla suunnittelun alkuvaiheessa voidaan laskea rakennuksen kustannuksia jopa 50 % (Taranath, 2010 s. 57).

Suomessa tavanomaiset rakennukset jäykistyvät helposti, sijoittamalla rakennukselle jäykistävä hissikuilu sekä rakennuksen pystykuormia vastaanottavia väliseiniä, jotka jäykistävät rakennuksen jopa automaattisesti. Toimistorakennuksen jäykistys on usein muu kuin kantavat seinät-menetelmä, kuten pilari-palkki-runko. Jäykistystä voidaan parantaa lisäämällä jäykistäviä ristikoita tai seiniä (BES 2010). Asuinrakentamisessa myös kantavat ulkoseinäelementit toimivat osana jäykistävää runkojärjestelmää. Elementtivälipohjarungoissa myös laatan kantosuunnan suuntaisia seiniä voidaan tarvittaessa käyttää jäykistävinä rakenneosina.

Korkean rakentamisen olosuhteissa rakennuksen suunnitteluhaasteet lisääntyvät. Jäykistyksen sekä kantavien rakenteiden osalta alimpien kerroksien elementtien asennus vaikeutuu jäykkien sekä tiheästi asennettujen raudoituksien vuoksi, rakennuksen

pilareiden eri suuruinen kokoonpuristumisen huomiointi sekä moni muu erityispiirre, jota ei pääsääntöisesti esiinny tavanomaisissa rakennuksissa. Rakennuksen hoikkuuden kasvaessa korkeassa rakennuksessa pystykuormien suuruus vähenee suhteessa vaakasuuntaisiin kuormiin nähden ja täten rakennuksen alapäädyiltä vaaditaan suurempia määriä jäykkyyttä, kuin rakennuksen yläpäädyiltä. Tämä johtaa muun muassa kantavien seinien paksuuden kasvuun rakennuksen alimmissa kerroksissa.

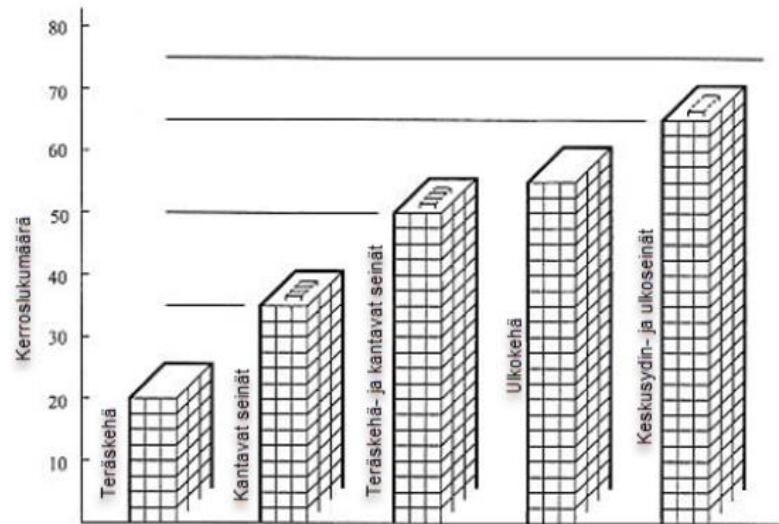


Kuva 11. Korkeiden rakennusten käyttäytyminen vaakasuuntaisten kuormitusten alaisena (suomennettu lähteestä Taranath 2010)

Kulku -sekä ikkuna-aukkojen vuoksi jäykistäviin seiniin tehdään usein erisuuruisia aukkoja, jonka vuoksi seinän jäykkyys vähenee tehollisen pinta-alan vähentyessä. Suurin osa julkisivulla olevista jäykistävästä seinistä rei'itetään ikkuna-aukoilla, jolloin seinien muodostamat pilarikaistat ovat toisissaan kiinni niiden välillä olevilla palkeilla. Riippuen siitä kuinka iso rei'itys on, vaikuttaa mitoitukseen se, mitoitetaanko jäljellejäävä betoni seinänä vai pilarina. Usein jo suunnittelun varhaisessa vaiheessa arkkitehtiä pyritään ohjeistamaan valitsemaan betonikaistat siten, että niiden mitoitus tapahtuisi seinärakenteena. Eurokoodi määrittää rakenteen seinäksi, kun pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4 ja joissa rauditus otetaan huomioon kestävyystarkasteluna (SFS-EN 1992-1-1 s. 161). Seinät, joihin vaikuttaa ensisijaisesti tasoa vastaan kohtisuora taivutus, noudatetaan laattoja koskevia sääntöjä (SFS-EN 1992-1-1 s. 161). Jäykistävät hissikuilut rei'itetään jokaisessa kerroksessa oviaukkojen vuoksi, jonka myötä jäykistyksen tehokkuus heikkenee. Jäykistävien rakenteiden jäykkyys on oleellinen tieto jäykistysjärjestelmää mitoittaessa, sillä jäykistävät rakenneosat vastaanottavat vaakakuormia niiden jäykkyyksien suhteessa (BES 2010).

Englannin sanoista tuleva ”Tube Structures” on yksi yleisimmistä jäykistysjärjestelmistä maailmalla korkeassa rakentamisessa. Järjestelmä on suunniteltu pystysuuntaiseksi

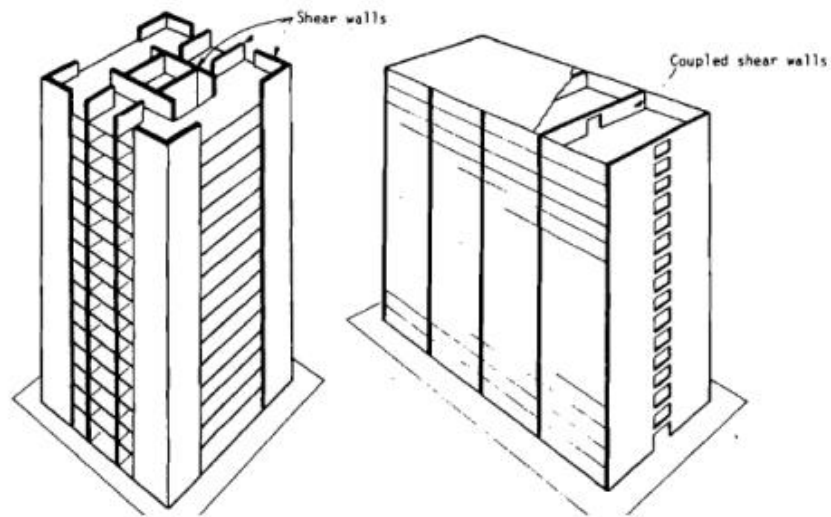
ulokkeeksi, jolla tavoitellaan suurta jäykkyyttä. Rakennejärjestelmän kehitti Fazlur Rahman Khan Skidmoressa 1970-luvulla (Feng 2018). Tube Structures -luokkaan luokitellaan useita eri rakennusjärjestelmiä, joilla on mahdollista rakentaa jopa yli 100-kerroksisia rakennuksia. Eri järjestelmävariaatioita on esitetty kuvassa 12, joista kolmea tutkitaan seuraavissa alakappaleissa.



Kuva 12. Eri rakennejärjestelmät korkeassa rakentamisessa (Muokattu lähteestä Ali & Moon 2007).

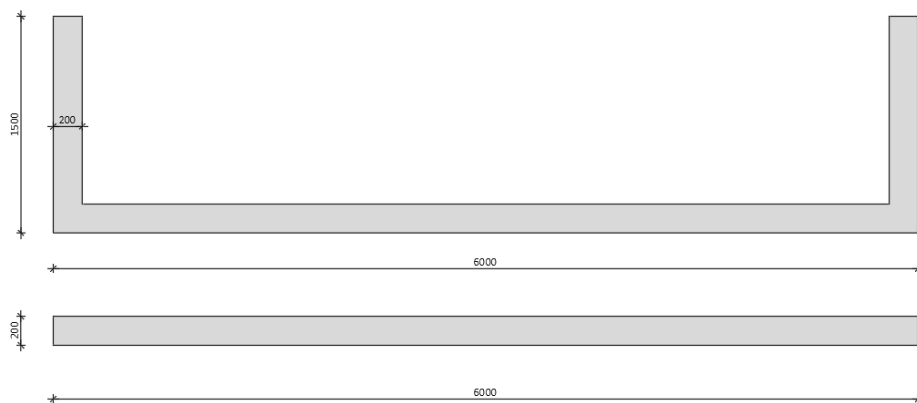
2.7.1 Kantavat seinät -jäykistys

Kuten edellisessä kappaleessa on todettu, tavanomaiset rakennukset jäykistyvät helposti hissikulun sekä kantavien väliseinien avulla. Väliseiniä voi myös käyttää korkeiden rakennuksien siipiseininä, joiden toimintaperiaate toimii vastaavasti kuten mastoseinällä mikäli seinät jatkuvat yhtenäisinä perustuksiin asti.



Kuva 13. Kantavien seinien sijoittelua rakennukseen nähden. (Smith 1991 s. 42-43)

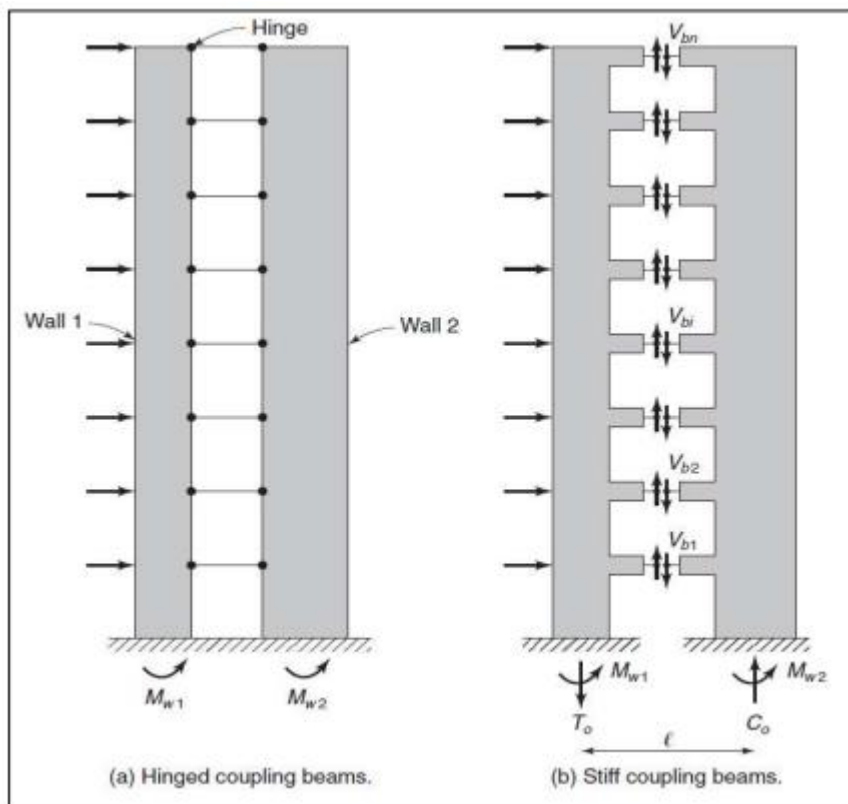
Yksittäisten seinien toiminta perustuu vaakakuormituksessa ulokepalkkiin sen omassa tasossa, kun taas keskusytimillä, jotka usein muodostuvat useasta yhdistetystä seinästä omaavat taivutusjäykkyyttä sen kahdessa suunnassa. Seinän muodolla on suuri vaikutus sen jäykkyyteen. Tarkasteltaessa kahta eri poikkileikkaukseltaan olevaa väliseinää, joiden poikkileikkaukset ovat I- sekä C:n muotoiset huomataan, että C-poikkileikkauksen omaavalla väliseinällä on melkein kaksin kertainen jäykkyys sen vahvemmassa suunnassa. C-poikkileikkauksen omaavan seinän jäykkyyden arvo on $7,975 \text{ m}^4$, kun I-seinän jäykkyys on $3,6 \text{ m}^4$. Vertailussa väliseinien mitat ovat paksuudeltaan 200 mm, pituudeltaan 6000 mm sekä leveydeltään 1500 mm.



Kuva 14. I- sekä C-poikkileikkauksen omaavat väliseinät.

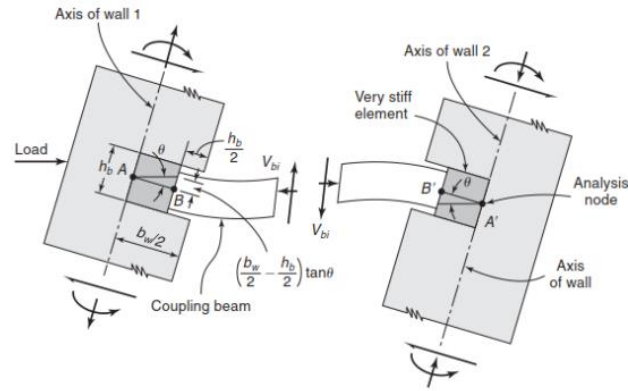
Jäykistäviin seinäin tehdään usein reikiä kulku- tai ikkuna-aukkojen vuoksi, jolloin seinä ajatellaan kahtena osana, jotka on yhdistetty jäykästi toisiinsa ovenylityspalkin avulla. Kahden seinän välinen yhteistoiminta vaakavoimien alaisena riippuu aukkopalkin kyvystä siirtää voimia. Mikäli seinät yhdistetään jäykkyydeltään vähäisellä siteellä,

pystyy tämä välittämään ainoastaan normaalivoimaa, jolloin seinät toimivat itsenäisinä mastoina. Jos side suunnitellaan jäykäksi, niin seiniin kohdistuva momentti jakaantuu niiden välille samalla tavalla, kuin kyseessä olisi yksi kokonainen seinä. Tällöin seinillä on yhteinen neutraaliakseli, jonka suhteen taivutus jakaantuu seinän osille. Kuvassa 15 on havainnollistettu aukkopalkilla yhdistetyn seinän toimintaa vaakakuormituksessa, jossa vasemmalla palkki on liitetty nivelellisenä liitoksena seinään ja oikealla jäykkänä liitoksena seinään. Vaakakuorma aiheuttaa seinän jäykästi tuettuun aukkopalkkiin momenttia, leikkausvoimaa sekä normaalivoimaa. Kyseisten voimasuureiden suuruus on riippuvainen seinien sekä palkin mittasuhteista ja palkin jäykkyydestä.



Kuva 15. Nivelellisesti sekä jäykästi yhdistetyt seinät (Wight J. K. & MacGregor J. G. s. 942).

Jäykistykseen osallistuvat aukkopalkit siirtävät rasituksia kahden jäykistävän seinärakenteen välillä. Seinään kohdistuvat vaakavoimat aiheuttavat seinien 1 ja 2 taipumaan samansuuntaisesti, jolloin päistään jäykästi kiinnitetty aukkopalkki on pakotettu kiertymään ja siirtymään. Aukkopalkki pyrkii käyristymään sen vastustaessaan seinissä tapahtuvaa taivutusta.



Kuva 16. Aukkopalkin muodonmuutokset (Wight J. K. & MacGregor J. G. s. 986).

Aukkopalkkien muodonmuutokset sekä leikkausvoimat ovat yleisimmin suurimmillaan rakennuksen kolmasosa korkeudella taivutus- sekä leikkausmuodonmuutoksen muodostamasta siirtymästä. Taivutus aiheuttaa aukkopalkille leikkausvoimaa, joka puolestaan aiheuttaa seinillä taivutusmomenttia palkin molempiin päihin. Leikkausvoima muodostaa seinille normaalivoimia, vetoa vaakakuorman puoleiselle rakenneosalle sekä puristusta toiselle rakenneosalle. Täten vaakasuuntaisista voimista aiheutuvaa taivutusmomenttia mielivaltaisella korkeudella vastustaa taivutusmomenttien 1 ja 2 summa tarkasteltavalla korkeudella sekä normaalivoimista aiheutuva taivutusmomentti. Normaalivoimista aiheutuva taivutusmomentti aiheutuu aukkopalkkeihin syntyvästä taivutuksesta, jolla se vastustaa seinän osien vapaata taipumista. Kyseinen taivutusmomentin arvo lähestyy nollaa, kun aukkopalkin jäykkyys pienenee, jolloin aukkopalkin päiden liitokset ajatellaan toimivan nivelellisinä (Smith 1991 s. 213). Suuret leikkausvoimat mitoitetaan ristikkoanalogialla jäykistykseen osallistuvissa aukkopalkkeissa, jotka yhdistävät kaksi jäykistävää seinää toisiinsa.

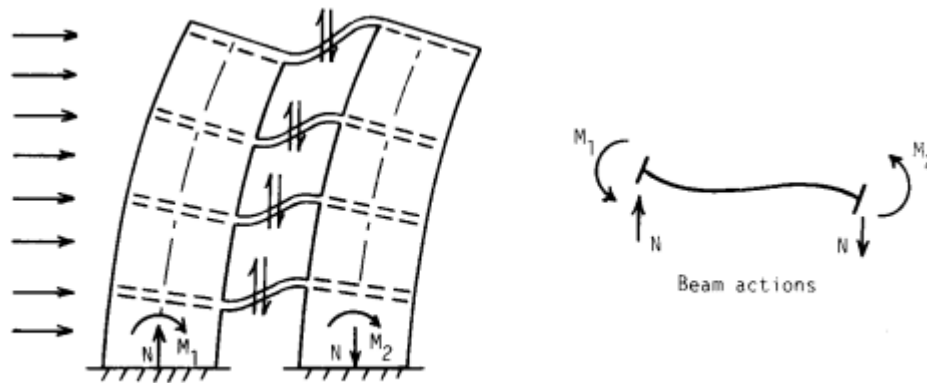


Fig. 10.2 Behavior of laterally loaded coupled shear walls.

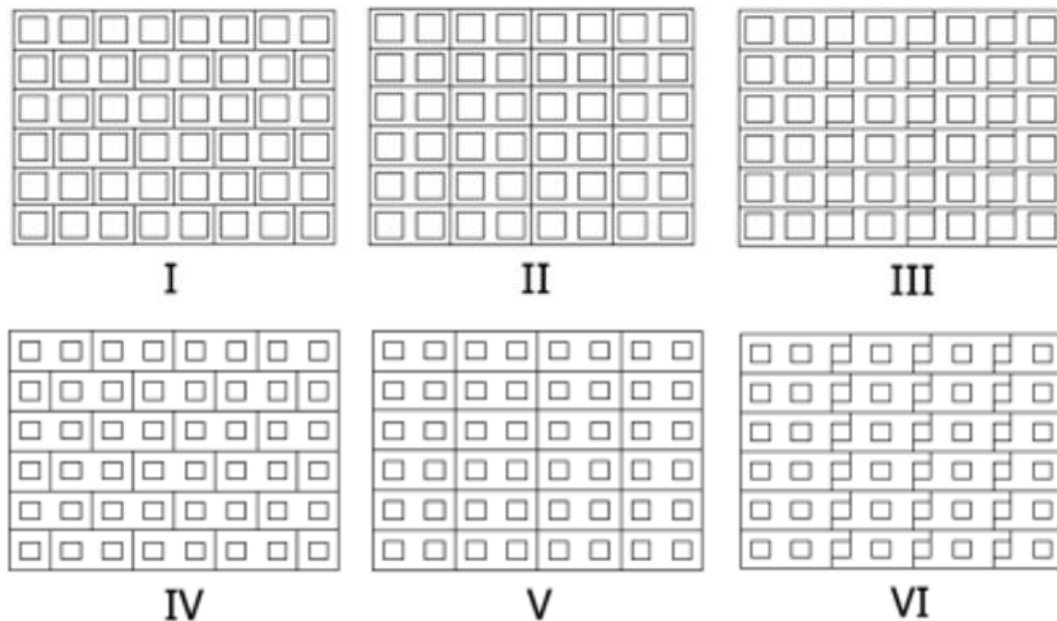
Kuva 17. Päistään jäykästi kiinnitetyn aukkopalkin toiminta seinien taipuessa (Smith 1991 s. 214).

Aukkopalkkien tehtävänä on yhdistää jäykistävät seinät tai pielet aukon molempien puolella, sekä pienentää seinän osille kohdistuvaa taivutusmomenttia muuttaen osa taivutusmomentista normaalivoimaksi seinille. Pitkän momenttivarren vuoksi pieni osa aukkopalkkien leikkausvoimasta aiheutuva normaalijännitys pystyy kasvattamaan huomattavasti koko seinän taivutusmomenttikestävyyttä. Täten tuulikuormasta aiheutuvia seinien vetojännityksiä saadaan pienennettyä antamalla seinälle lisää puristavaa voimaa aukkopalkin välityksellä. Lisäksi seinien vaakasuuntaiset siirtymät pienenevät (Smith 1991 s. 213-215).

Korkeassa rakentamisessa ongelmaksi voi koitua usein aukkopalkkien suuret leikkausvoimat sekä halkeamat. Betoniosa katsotaan halkeilemattomaksi, mikäli rakenneosan jännitystasot jäävät betonin vetolujuuden alapuolelle. Mikäli jäykistävien betonirakenteiden vetolujuus ylitetään, voidaan alustavassa suunnittelussa käyttää redusoitua jäykkyyttä seuraavia kertoimia käyttäen: Laatat 0,35...0,5, palkit 0,35...0,5, pilarit 0,7 ja seinät 0,7. Rakenteen jäykkyyttä redusoidaan kertomalla sen kimmokerroin rakenneosan redusointikertoimella. Edellä mainitulla menettelyllä saadaan ala- ja yläraja-arviot halkeilemattomalle ja halkeilleelle rakenteelle, siirtymille sekä alimmille ominaistajuuksille, joita käytetään laskettaessa rakennuksen kiihtyvyyksiä (BES 2010).

Aukollisten, jäykistävien seinien jäykkyyksiä voi laskea esimerkiksi Rosman'in tai Lewickin menetelmillä. Van Keulenin ja Vamberskyn (D.C Van Keulen & J. Vambersky 2013) tutkimuksessa on tutkittu kahta eri aukkokokoja neljällä eri tavalla koota elementtirakenteinen julkisivu vaihtelemalla elementtien välisien pystysaumojen

sijainteja kuvan 18 mukaisesti. Tarkasteltavana leveytenä julkisivulle on käytetty 25 metriä sekä korkeutena vähintään 25 metriä tai enemmän.

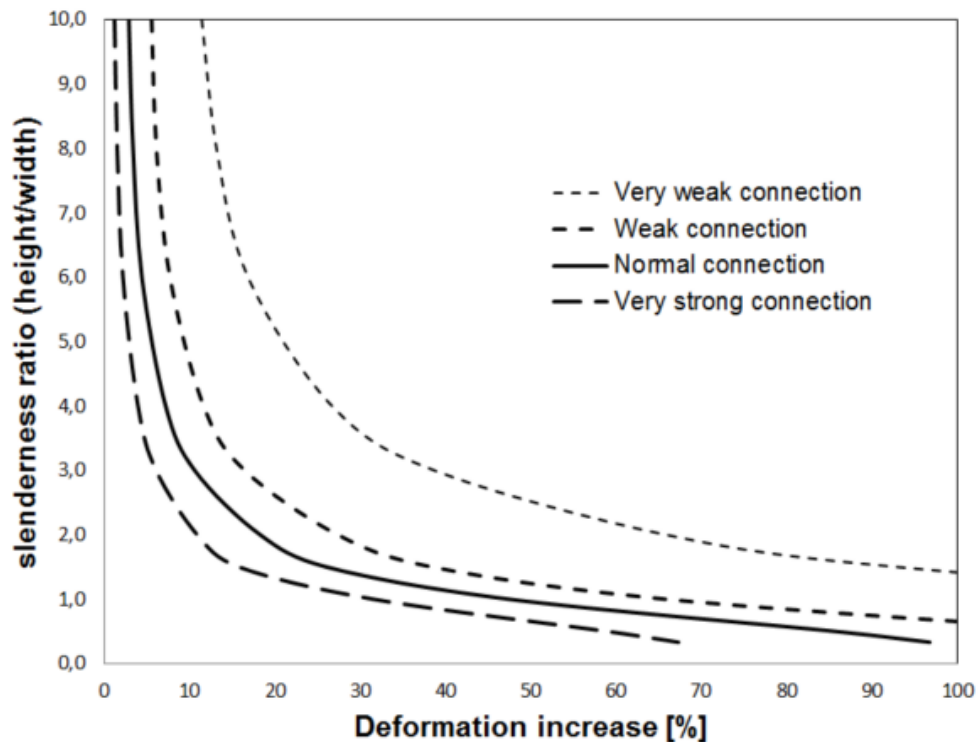


Kuva 18. Vertailut julkisivurakenteet (mukaillen D.C Van Keulen & J. Vambersky 2013).

Tutkimuksen tavoitteena oli selvittää, mitkä parametrimuutokset heikentävät eniten kantavan elementtirakenteisen julkisivun lujuutta sekä jäykkyyttä. Tutkimuksessa vertailtiin FEM-ohjelmalla neljää eri tapausta eri reunaehdoin:

- vaakasauman jäykkyys
- elementtien pystysaumojen sijoitus
- elementtien koko sekä pystysaumojen sijoitus
- elementtien aukkokoko sekä pystysaumojen sijoitus

Ensimmäisessä analyysissä on tutkittu vaakasauman jäykkyyttä kantavassa julkisivussa. Analyysissä vaakasaumoissa käytettiin eriluuksisia harjaterästankoja sekä juotosbetoneja. Myös vertailtujen julkisivujen hoikkuusluku vaihteli 0.33...10 välillä. Tulosten perusteella on pystytty muodostamaan neljä eri kuvaajaa kuvan 19 mukaisesti. Kuvaajan perusteella huomataan muodonmuutoksien kasvavan prosentuaalisesti eniten pienimmän hoikkuusluvun omaavilla seinillä sekä vähenevän prosentuaalisesti alle 10 %:n mikäli seinän hoikkuus ylittää hoikkuusluvun 5.

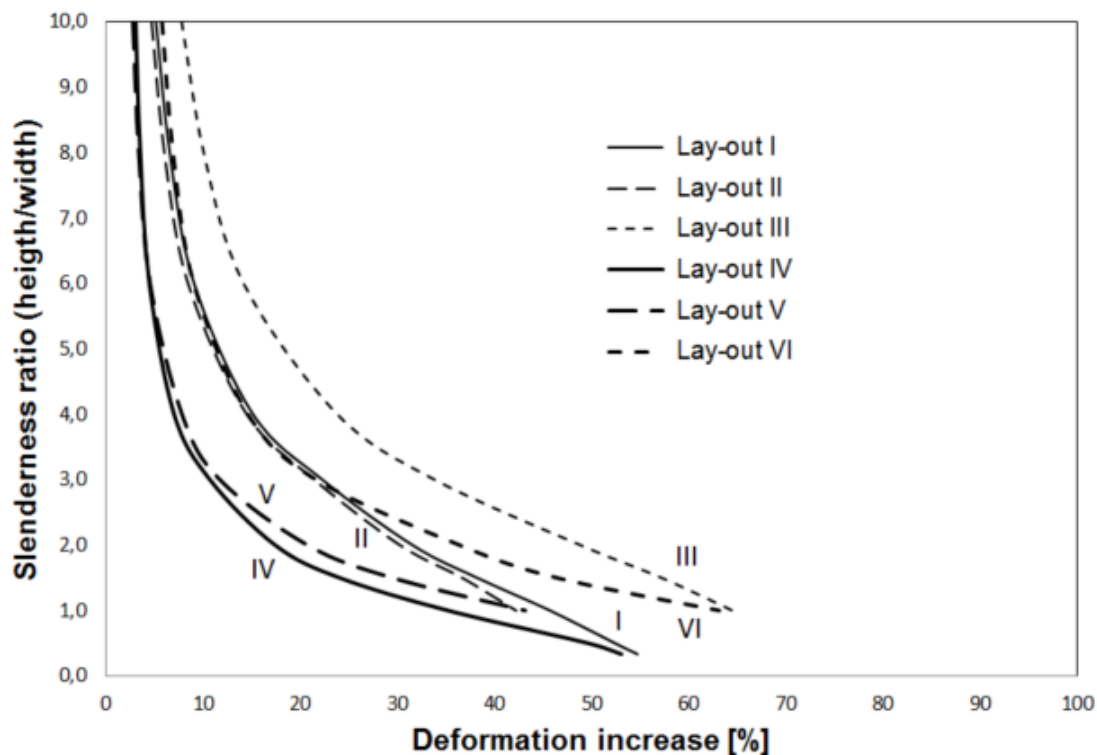


Kuva 19. Vaakasaumojen jäykkyydet kuvattuna seinäelementtien hoikkuusluvun avulla

Toisessa ja kolmannessa analyysissä on tutkittu elementtien kokoa sekä - pystysaumojen sijoitusta. Analyysissä seinäelementtien koot vaihtelivat joko puolikkaan kerroksen verran tai puolikkaan seinäelementin pituuden verran. Toisen ja kolmannen analyysin tulokset voidaan koota seuraavasti:

- elementtijaot, joissa on käytetty suurempia seinäelementtejä toimivat rakenteellisesti paremmin, kuin pienemmät seinäelementit, sillä tarkasteltavalla pituudella elementtien välisiä pystysaumaliitoksia on vähemmän
- vaaka- ja pystysaumojen sijoituksella on enemmän vaikutusta kantavien seinäelementtien jäykkyyteen tarkasteltavalla alueella, kuin seinäelementin koon valinnalla

Neljännessä analyysissä, jossa on tutkittu elementtien aukkokokoja voidaan tulkita keskusydin- ja ulkokehäjärjestelmään soveltuviksi. Kolme eri pystysauman sijoitusmahdollisuutta sekä kaksi eri aukkokokoa johti kuuteen eri tutkittavaan variaatioon. Paras mahdollinen tulos ilmeni, jolloin elementtijako mukaili kuvan 18 mukaista IV elementtijakoa sekä julkisivun aukotusta, jossa on käytettynä pienempiä aukkokokoja. Heikoimman tuloksen sai kuvan 18 mukainen III elementtijako, jossa julkisivuelementti on varustettuna suuremmilla aukoilla.



Kuva 20. Kuuden eri elementtirakenteisen julkisivun tuloskuvaajat aukotuksien kanssa (D.C Van Keulen & J. Vambersky 2013)

Tutkimuksen tuloksina on todettu seuraavat:

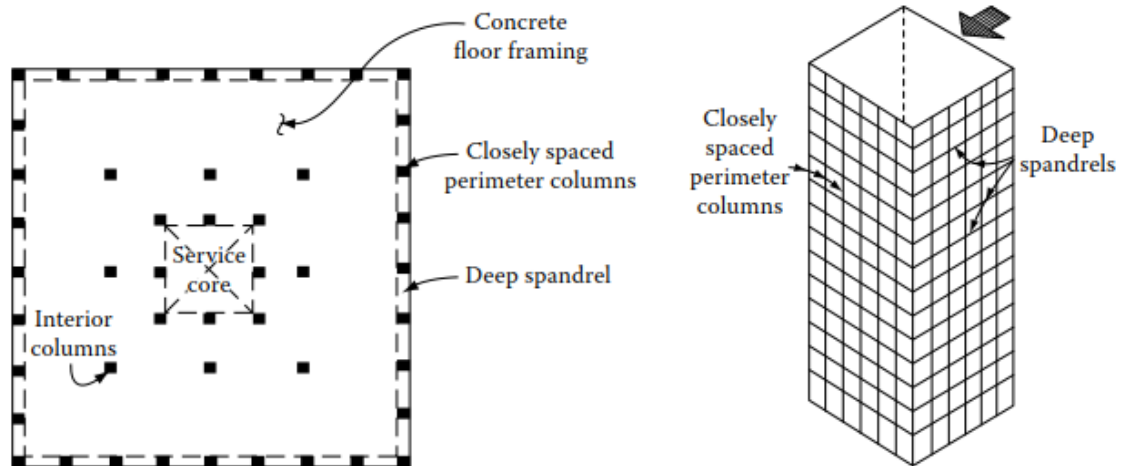
- suuremmat aukkokoot johtavat heikompaan jäykkyyteen sekä täten suurempiin muodonmuutoksiin

pitämällä aukon alapalkki yhtenäisenä muuhun elementtiin ja täten sijoittamalla pystysauma alapalkin vastakkaiseen kulmaan elementin aukkopalkilla, on negatiivinen vaikutus kantavan julkisivun rakenteelliseen ominaisuuteen

2.7.2 Ulkokehäjäykistys

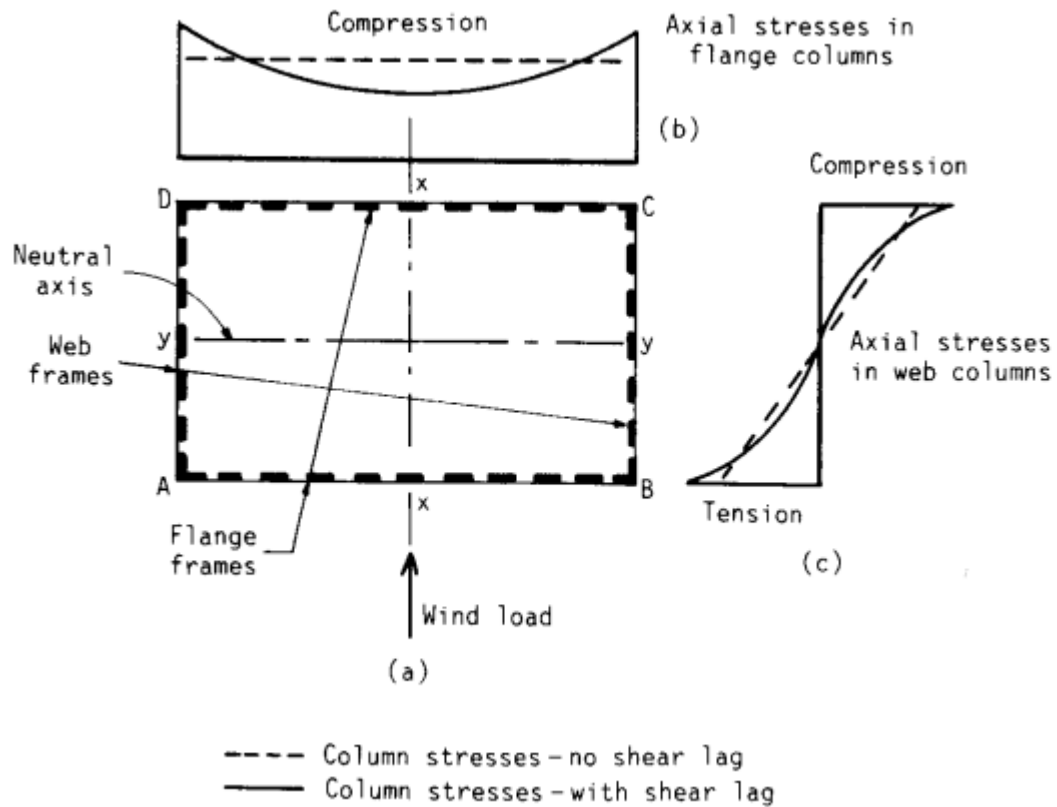
Framed Tube system, eli kehäputkijärjestelmä muodostuu tiheästi asetetuista pilareista, jotka ovat liitetty toisiinsa jatkuvilla palkeilla muodostaen julkisivulle monoliittisen kehärakenteen. Monoliittiset kehät muodostavat suuren syvyytensä vuoksi koko rakennuksen pituisen putkiprofiilin, jonka myötä jäykistysjärjestelmä suomennetaan usein sanoihin kehäputki. Kyseinen jäykistysjärjestelmä tulisi ottaa vertailuun rakennuksissa, joiden korkeus on enemmän kuin 40 kerrosta. Rakennejärjestelmän julkisivu toimii vaaka- ja pystyrakenteita vastaanottavana rakenteena ulokemaisena

palkkina. Kyseistä rakennejärjestelmää on käytetty ensimmäisiä kertoja muun muassa Yhdysvaltalaisissa World Trade Centerin kaksoistorneissa.



Kuva 21. Keskusydin- ja ulkokehäjäykistys (Bungale S. Taranath 2010, s. 225).

Keskeinen suunnitteluhaaste kyseisessä rakennejärjestelmässä koituu niin sanotusta leikkausviiveestä. Kuormitustilanteessa, jossa tuuli taivuttaa ulokemaista rakennusta, muodostuu rakenteen alapäähän leikkausviive, jonka vaikutuksesta rakenteiden kulmissa D ja C sijaitsevien pilareiden jännitykset kasvavat, vähentäen samalla pilareiden välisellä sivulla olevien pilareiden jännityksiä kuvan 22 mukaisesti (Smith 1991 s. 285). Leikkausviiveen myötä myös kulmapilareiden kokoonpuristuminen on suurempaa, kuin julkisivun muilla pilareilla ja täten on huomioitava suunnittelussa. Ruutikaisen (Ruutikainen 2020) diplomityössä todettiin, että pilareiden kokoonpuristuminen on suurimmillaan pilareiden ja jäykistävien seinien välillä. Erisuuruinen kokoonpuristuminen pilareiden välillä voi aiheuttaa välipohjien siirtymiä, ei-kantavien rakenteiden niille kuulumattomia jännityksiä sekä vaakarakenteille lisäraudoituksia, mikäli vaakarakenteet liittyvät jäykästi pilareihin (Ruutikainen 2020).



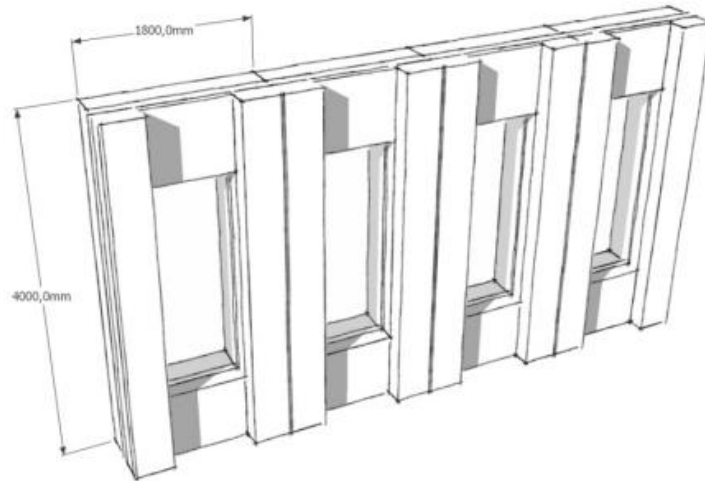
Kuva 22. Jännitys jakauma Framed Tube -rakenteessa a) ulokerakenne vaakasuuntaisen kuormituksen alaisena, b) leikkausjännityksen jakauma, c) julkisivurakenteen käyrästä leikkausmuodonmuutoksista (Smith 1991, s. 286).

Leikkausviive on tärkeä sekä olennainen ilmiö, joka täytyy ottaa huomioon suunnittelussa. Leikkausviiveen vaikutuksia voi vähentää muun muassa pilareiden leventämisellä, pilareiden jakoväliä tihentämällä tai palkkien korkeuden kasvattamisella. Korkealujuuksista terästä ei ole järkevää käyttää sen korkean valmistamiskustannuksen vuoksi (Jayachandran, 2009). Rakennejärjestelmän ongelmaksi voi usein koitua sen ulkokuoren jäykkyyden varmistaminen, suuret kustannukset sekä leikkausviive.

2.7.3 Keskusydin- ja ulkoseinäjäykistys

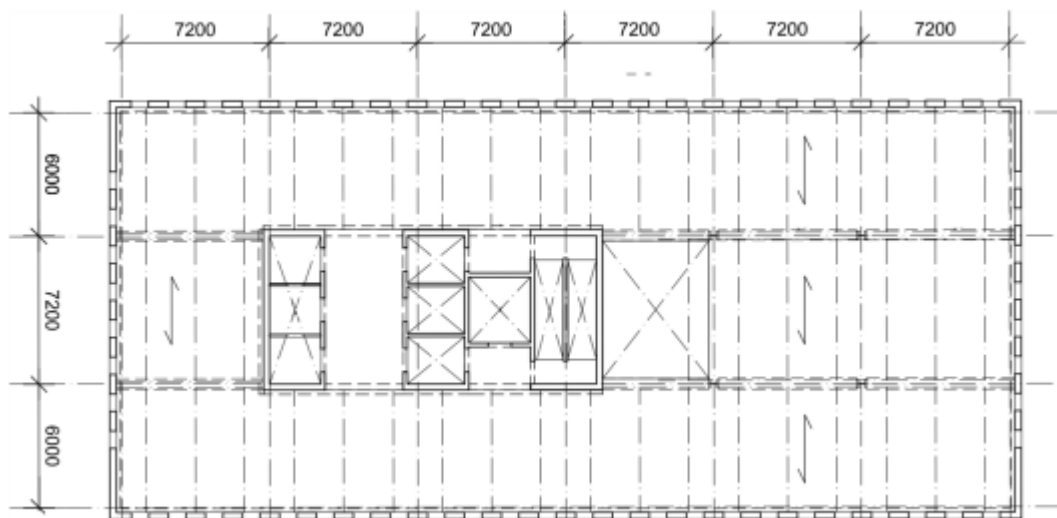
Tube-in-Tube, tai Hull and Core System, eli keskusydin- ja ulkoseinäjäykistys muodostuu kantavasta -sekä jäykistävästä julkisivusta sekä rakennuksen keskelle sijoitetusta keskusytimeistä, johon on yhdistetty rakennuksen hissit, porras- sekä huoltokuilut. Kyseinen rakennejärjestelmä soveltuu kustannustehokkaasti 30-60 kerroksiseen rakennukseen, jonka korkeus on 100 metristä 160 metriin. Keskusydin sekä ulkokuori toimivat yhdessä monoliittisena ulokkeena vastaanottaen molemmat pysty- ja vaakakuormituksia toistensa jäykkyyksien suhteessa.

Rotterdamissa sijaitseva Erasmus Medical Center on 31 kerroksinen elementtirakenteinen rakennus, jonka korkeus on 120 metriä. Jäykistysjärjestelmänä on käytetty keskusydin- ja ulkoseinäjärjestelmää, jossa rakennuksen kantavat julkisivut ovat sandwich-elementtejä. Julkisivuelementtien pituudet ovat 7,2 metriä, 320 mm paksut kantavat sisäkuoret, joiden lujuus on C53/65. Jokaiseen pidempään julkisivuelementtiin on sijoitettu neljä ikkuna-aukkoa kuvan 23 mukaisesti.



Kuva 23. Julkisivuelementin rakenne Erasmus Medical Center rakennuksessa (Van der Meij 2012)

Välipohjarakenteet ovat elementtirakenteisia, jotka yhdistävät kantavat pystyrakenteet toisiinsa. Alue, jossa välipohjat eivät tukeudu ytimeen, on käytetty pilari-palkki-järjestelmää kuvan 24 mukaisesti.



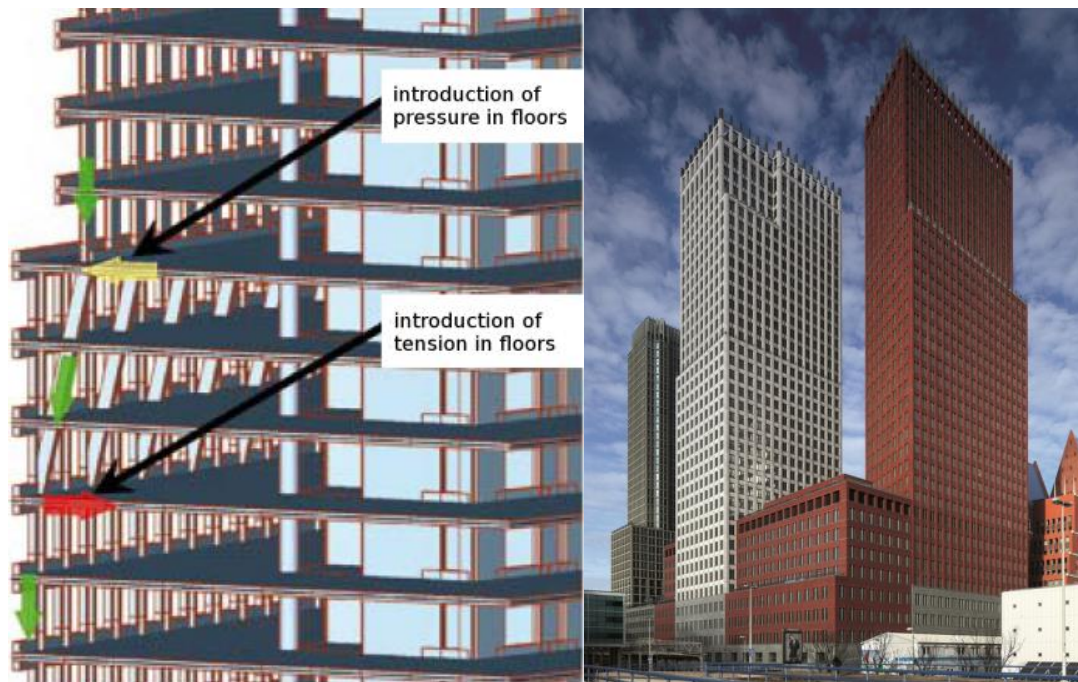
Kuva 24. Erasmus MC -rakennuksen pohjapiirustus (Van der Meij 2012)

Kyseistä järjestelmää on käytetty myös JuBi torneissa Haag:in kaupungissa Alankomaissa. JuBi tornit ovat kaksi 41 kerroksista tornia, joiden korkeudet ovat 140 metriä. Molempien tornien jäykistysjärjestelmä on identtinen. Tornien julkisivut sekä keskusytimet vastaanottavat vaakasuuntaisia kuormituksia niiden jäykkyyksien suhteessa elementtirakenteisen välipohjan avulla, muodostaen niin kutsutun keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteisen jäykistysjärjestelmän. Rakennuksen julkisivut ovat elementtirakenteisia, joiden leveys on noin 5400 mm.



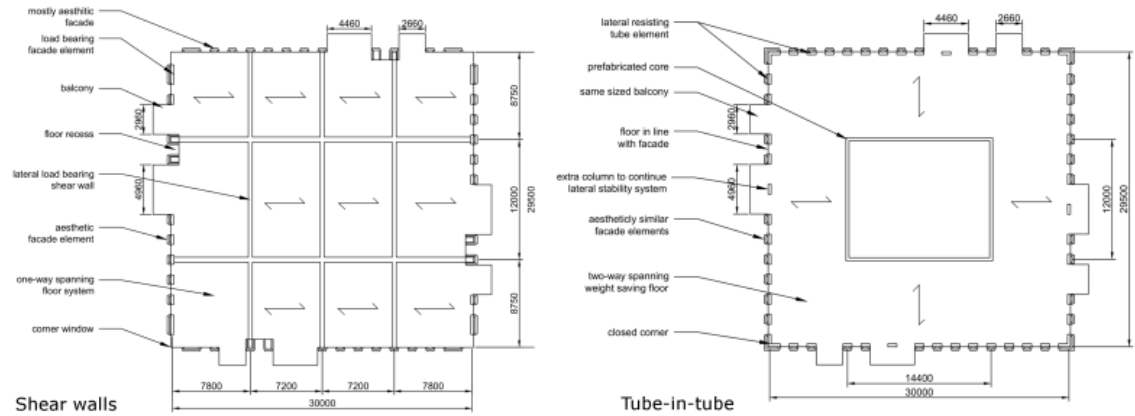
Kuva 25. JuBi Tornien peruserroksen pohjapiirustus (Hummelen 2015 s.129)

JuBi tornien julkisivua on vedetty 2,3 metriä sisään 23 kerroksen kohdalla muodostaen epäjatkuvuuden julkisivurakenteelle. Kyseinen muutos on arkkitehtuurisesti näyttävä valinta, mutta aiheuttaa rakennesuunnittelun kannalta suuria suunnitteluhaasteita. Rakennesuunnittelussa yleisenä periaatteena tulisi kuljettaa pystysuuntaiset kuormitukset vesikatolta perustuksille asti siten, että kuormalla on mahdollisimman suoraviivainen reitti. Täten kuormitus ei kerää epäkeskisyyttä, josta syntyisi taivutusmomenteja. Jotta kuormat on voitu kuljettaa tasolta toiselle, on tasojen välisenä kuormansiirtorakenteena käytetty vinoja teräsbetonipilareja. Vinoon asennetut pilarit siirtävät normaalivoimia ylemmältä julkisivutasolta alemmalle muodostaen ylimääräisiä puristus- ja vetovoimia kerrostasojen välipohjarakenteisiin. Tämän kaltaiset rakenneratkaisut voivat nostaa rakentamis- sekä suunnittelukustannuksia entisestään, jonka vuoksi kyseisten rakenneratkaisujen luomisessa rakennesuunnittelijan tulisi olla jo hankkeen varhaisessa vaiheessa mukana, jotta ratkaisun toteuttamiskelpoisuuteen voisi vaikuttaa positiivisesti.



Kuva 26. Käytetty rakenneratkaisu hoikkuuden muuttuessa (mukaiillen Hummelen 2015 s.128-130).

Hummelen (2015) työssä on tutkittu tapaustutkimuksena Rotterdammassa sijaitsevaa pilvenpiirtäjää Zalmhaventornia, jossa kantavat seinät -järjestelmä korvattiin Tube-in-Tube -jäykistysjärjestelmällä. Zalmhaventornin korkeus on 201,3 metriä. Kuvan 27 vasen pohjakuva kuvastaa Zalmhaventornin alkuperäistä pohjakuva, jossa on esitettyä välipohjan kantosuunnat sekä jäykistävien seinien suunnat. Tutkimustapauksessa jäykistävät seinät on korvattu elementtirakenteisella keskusytimellä sekä muutettu tutkittavaa pohjaratkaisua siten, että parvekkeiden kohdalle on lisätty ylimääräiset pilarit rakennejärjestelmän parantamiseksi. Tube-in-Tube-jäykistyksen toinen olennainen muutos on rakennuksen ulkokulmissa olevien ikkunoiden poistot. Tube-in-Tube-jäykistyksessä julkisivun halutaan toimivan yhtenäisenä rakenteena, jolloin julkisivun kulmat tulisi liittää toisiinsa monoliittisesti. Tällöin julkisivulla on suurempi jäykkyys, kuin jos verrattaisiin erillisiä seiniä. Lisäksi suurempien parvekkeiden kohdalle on lisätty ylimääräiset pilarit, jotta pohja mukailisi enemmän tutkittavaa rakennejärjestelmää.



Kuva 27. Hummelen tapaustutkimuksessa esitetyn kohteen kantavat väliseinät-jäykisteisen tasokuva muutettuna Tube-in-Tube-jäykisteiseen tasokuvaan (Hummelen 2015 kuva 42).

Alkuperäisessä suunnitelmassa rakennuksen kaksi jäykistävää väliseinää ovat paksuudeltaan 500 mm sekä toisen suunnan kolme jäykistävää seinää 400 mm, jotka yhdistyvät kantavaan julkisivuun. Molempien mallien kerrosmäärä on 66 kerrosta 3,05 metrin huonekorkeudella saavuttaen rakennuksen korkeudeksi 201,3 metriä. Eroavaisuus mallien välillä on välipohjarakenteet, jotka on mallinnettu kahteen suuntaan kantavina paikallavalulaattoina uudessa laskentamallissa. Liitoksien osalta molempien mallien liitokset ovat kutakuinkin samat, pois lukien rakennuksen ulkokulmat, joissa on käytetty elementin keskikohdan lukitusliitosta. Lukitusliitoksia on esitetty kappaleessa 2.7.1. Muut rakenteelliset eroavaisuudet on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Kantavat väliseinät -jäykisteisen rakennuksen sekä keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteisen rakennuksen rakenteiden vertailu (Hummelen 2015, s 87).

Parameter	Shear wall model	Tube-in-tube model
Overall dimensions		
Floor plan	30m × 30m	30m × 29.5m
Core size	14.4m × 12m	14.4m × 12m
Floor height	3.05m	3.05m
Total height	201.3m	201.3m
Elements		
Element thickness	400mm and 500mm	400mm
Concrete class	C90/105	C50/60, C80/95 and C90/105
Loads		
Floor dead load	9.75 $\frac{kN}{m^2}$	8.0 $\frac{kN}{m^2}$
Floor live load	1.75 $\frac{kN}{m^2}$	3.0 $\frac{kN}{m^2}$
Wind load	1.202 $\frac{kN}{m^2} < q_p < 1.923 \frac{kN}{m^2}$	1.036 $\frac{kN}{m^2} < q_p < 1.923 \frac{kN}{m^2}$
Foundation		
Translation stiffness	$K_x = K_y = 1.0 \cdot 10^7 kN/m$ $K_z = 6.97 \cdot 10^5 kN/m$	$K_x = K_y = 1.0 \cdot 10^7 kN/m$ $K_z = 6.97 \cdot 10^5 kN/m$
Rotational stiffness	$K_{xx} = K_{yy} = K_{zz} = 0$	$K_{xx} = K_{yy} = K_{zz} = 0$
Connections		
Vertical open connections	$k_x = k_y = k_z = k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = 0$	$k_x = k_y = k_z = k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = 0$
Horizontal connections (400mm, uncracked)	$k_x = 4.61 \cdot 10^6 kN/m/m$ $k_y = 5.87 \cdot 10^8 kN/m/m$ $k_z = 1.0 \cdot 10^8 kN/m/m$ $k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = 0$	$k_x = 1.71 \cdot 10^6 kN/m/m$ $k_y = 5.6 \cdot 10^8 kN/m/m$ $k_z = 1.0 \cdot 10^7 kN/m/m$ $k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = 0$
Spring stiffness	$K_x = K_y = 2.3 \cdot 10^6 kN/m$ $K_z = 2.93 \cdot 10^8 kN/m$	$K_x = K_y = 5.75 \cdot 10^6 kN/m$ $K_z = 2.24 \cdot 10^8 kN/m$

Rakennuksen yläpään suurimmalle sallitulle vaakasiirtymälle laskettu raja-arvo on $H/500$, joka saa laskennallisen arvon 403 mm rakennuksen korkeuden ollessa 201,3 m. Tutkimustapauksen tuloksien perusteella käyttörajatilan mukaiset siirtymät ovat sallittujen siirtymien rajoissa. Siirtymät on esitetty taulukossa 3. Kiihtyvyyksien osalta alkuperäisen rakennuksen kiihtyvyys yläpäässä on $0,08 \text{ m/s}^2$ ominaistajuudella 0,17 Hz, kun taas uudelleensuunnitellun Tube-in-Tube -järjestelmällä rakennuksen yläpään kiihtyvyys on $0,14 \text{ m/s}^2$ ominaistajuudella 0,21 Hz. Molemmat arvot ovat Eurokoodin sallittujen arvojen alapuolella.

Tutkimustapauksen perusteella tehdyt havainnot osoittavat, että molemmissa järjestelmissä on sekä hyvät, että huonot puolet. Kuitenkin Tube-in-Tube ratkaisun suurimpana etuna voidaan pitää täysin tyhjää pohjapinta-alaa, joka mahdollistaa rakenteen muuntojoustavuuden sen koko käyttöiällä. Tutkimustapauksessa ei otettu kantaa rakentamisaikatauluun tai rungon pystytyksen nopeuteen. Tuloksien vertailtua on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Kantavat väliseinät-jäykisteisen rakennuksen sekä tube-in-tube-jäykisteisen tuloksien vertailu (Hummelen 2015, s 89).

Aspect	Shear wall design	Tube-in-tube design
Top deflection	Within limits	Within limits
Acceleration	Within limits	Within limits
NLA for offices	63.94%	66.34%
Reinforcement in elements	No problems found	One column with a $\rho > \rho_{max}$
Concrete classes	High concrete class C90/105 used throughout	Concrete class C50/60 most used, only higher where needed
Lobby floor plan	Many columns under shear walls	Open floor plan
Lobby façade	Open façades used	Extra columns needed
Corner windows	Applied in structure	Impossible for this stability system
Balcony frames	Implemented without problems	Extra column in center large balcony
Changing function of the structure	Only residential function possible	Designed for more uses
Openness of the floor plan	Many fixed shear walls	Completely open floor plan

Edellä mainittuja jäykistysjärjestelmiä on myös mahdollista yhdistää. Mikäli rakennus on erittäin hoikka ja siltä halutaan tiettyjä rakennusteknisiä vaatimuksia kuten kantavia ulkoseinäelementtejä on jäykistysjärjestelmään mahdollista lisätä niin kutsuttuja outrigger -seiniä, jotka yhdistävät molemmat jäykistysjärjestelmät jäykistävän seinän -tai palkin avulla.

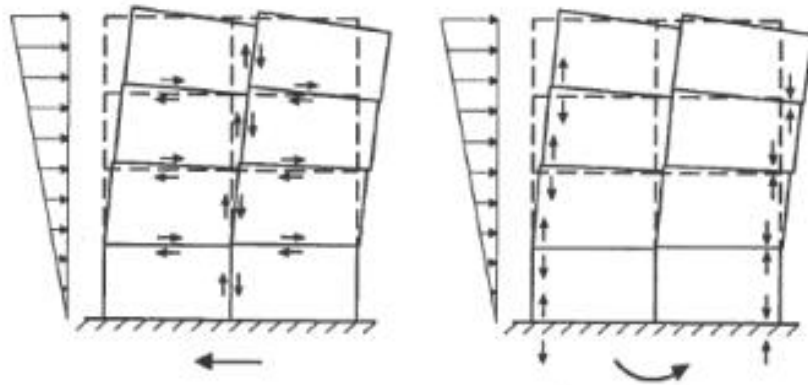
2.8 Elementointi

Tässä luvussa on käsitelty keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteiseen järjestelmään soveltuvia elementtien välisiä pystysaumaliitoksia. Jotta elementointi olisi ylipäättään helposti toteutettavissa, on ideaalilähtökohtina saavuttaa lähtökohtaisesti sellaiset seinärakenteet, joissa ei esiinny suurta määrää vetoa, eikä yksittäisen elementtirakenteen kokonaispaino ylitä noin 10 000 kg rajaa. Yli 10 000 kg elementtejä on mahdollista tehdä, mutta se vaatii hankkeen aikaisessa vaiheessa sekä elementtitehtaan, että työmaan logistiikkasuunnittelun mukaan ottamista. Lisäksi on syytä tarkastella elementtien välisiä pysty- sekä vaakasaumoja siten, että rakenteen sidejärjestelmä on mahdollista toteuttaa. Seinien sekä aukkopalkkien raudoitukset on oltava raudoitettavissa sekä liitoksen terästyksen suunnittelussa on huomioitava raudoituksen mahtuminen elementtien väliseen saumaan sekä seinän raudoituksen sekaan. Seinäelementit varustetaan lisäosilla elementin nostoa sekä työmaalla tukemista varten. Lisäosien sijoittelu tulee huomioida elementin raudoituksen suunnittelussa. Työn rajauksen vuoksi liitoksien määrä on rajattu ja täten tässä luvussa käsiteltäviä liitoksia on koottu jo rakennetuista ulkomaalaisista kohteista, jotka antavat lukijalle ymmärryksen minkälaisia liitoksia on mahdollista tehdä

uusien innovaatioiden nojalla. Lisäksi luvussa on käyty läpi yleisimpiä Suomessa käytettyjä elementtien välisiä pystysaumaliitoksia.

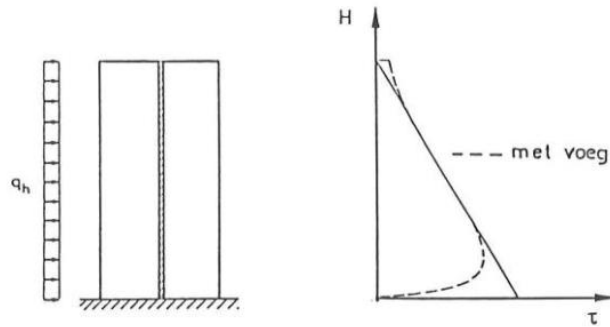
2.8.1 Seinäelementtien liitokset

Betoniset seinäelementit toimivat yksittäisinä levyrakenteina, joiden väliset liitokset tulee kyetä vastaanottamaan saumoissa ilmeneviä leikkaus-, puristus- ja vetovoimia. Kuvassa 28 on havainnollistettu seinäelementtien välisten saumojen leikkausvoimia (vasen) sekä puristus- ja vetovoimia (oikea).



Kuva 28. Seinäelementtien käyttäytyminen vaakasuuntaisten kuormitusten alaisena (Tolsma 2010 s. 18).

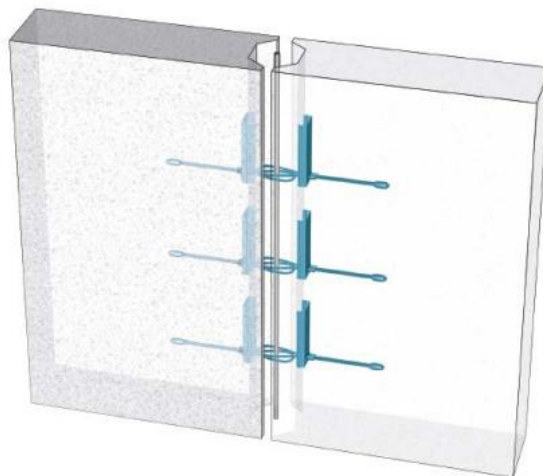
Tuulikuorma, lisävaakavoimat sekä muut vaakakuormat aiheuttavat elementtien pystysaumoihin leikkausvoimia. Rakennuksen korkeuden kasvaessa seinäelementtien välisten pystysaumaliitoksien leikkausvoimat kasvavat alaspäin mentäessä. Jännitysjakauma ei kuitenkaan ole täysin lineaarista, vaan kasvaa aina kerroskohtaisesti. Kahden elementin välisen sauman reunapinnoissa olevat jännitykset eroaa hiukan leikkausjäykkyyden K suhteen, joka on riippuvainen elementin vaakasiirtymästä sekä vaakasauman leikkauskapasiteetista. Mikäli seinäelementit ovat geometrialtaan toisistaan eroavaisia, rasitukset jakautuvat näiden jäykkyyksien suhteessa. Leikkausjäykkyys voidaan ajatella joko äärettömänä, jolloin liitokset määritellään monoliittiseksi tai $K=0$, jolloin tulee tarkastella kahta erillistä seinäelementtiä.



Kuva 29. Pystysaumaliitoksien leikkausvoimat tuulikuorman alaisena rakennuksen korkeuden kasvaessa (Tolsma 2010 s. 28)

Elementtien välisissä saumoissa esiintyvät rasitukset on otettava huomioon rakennusta suunniteltaessa. Elementtien välisen pystysaumaliitoksen kestävyys vaikuttaa muun muassa elementtien välisten liitospintojen karheus, juotosbetonin lujuus, raudoituksen pinta-ala sekä mahdollisen leikkausliukumisen synnyttämä kitkakerroin.

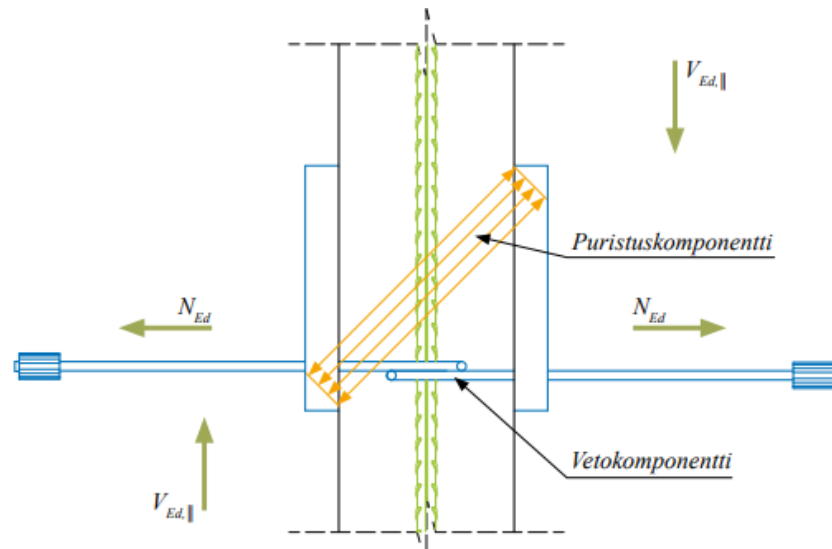
Vaijerilenkki on yksi yleisin tuote Suomessa betonielementtirakentamisessa. Sen tarkoitus on sitoa kaksi vierekkäistä seinäelementtiä toisiinsa niiden välisestä pystysaumasta juotosbetonin sekä pystysuuntaisen harjateräksen avulla muodostaen nivelellisen liitoksen. Vaijerilenkkejä on saatavilla vakioina 60 mm, 80 mm, 100 mm, 120 mm ja 140 mm lenkkipituuksilla eri vaarnaleveyksille (Peikko 2021).



Kuva 30. PVL-vaijerilenkit elementtien pystysaumassa (Peikko 2019, kuva 1).

Vaijerilenkit on suunniteltu siirtämään pysty- ja vaakasuuntaisia leikkausvoimia, vetovoimia sekä niiden yhdistelmiä seinäelementtien tai seinäelementin ja pilarin välisissä saumoissa. Vaarnakotelot muodostavat saumaan puristus- ja vetovoimat, joissa puristuskomponentti siirretään rakenteeseen koteloihin muodostuvan betonivaarnan

avulla ja vetokomponentti vaijerilenkkiparin välityksellä. Vaijerilenkit toimivat nivelellisinä liitoksina seinäelementtien välissä, eikä täten pysty siirtämään taivutusmomenttia (Peikko 2019).



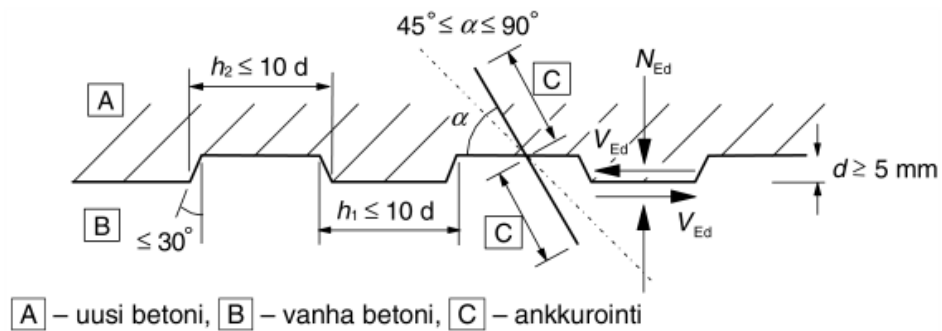
Kuva 31. Puristus- ja vetokomponentti pystysuuntaisen leikkausvoiman alaisena (Peikko 2019, kuva 2).

Peikon (Peikko 2019) teknisen käyttöohjeen mukaan, pystysuuntainen leikkauskestävyys elementin pinnankarheus huomioiden voidaan laskea teknisen käyttöohjeen kaavan 6 mukaisesti kaavalla (25)

$$V_{Rd,||,2} = \eta_{PVL} \cdot V_{Rd,||} + c \cdot f_{ctd} \cdot A_i / 1000 \text{ [kN/m]} \quad (25)$$

missä η_{PVL} on PVL-vaijerilenkkiparien määrä saumassa metriä kohden [kpl],
 $V_{Rd,||}$ on pystysuuntainen leikkauskestävyys yhdelle PVL-koteloparille [kN/kotelopari],
 c on rajapinnan karheudesta riippuva kerroin,
 f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo [MPa],
 A_i on sauman tehollinen leikkauspinta-ala ilman vaijerikoteloiden pinta-ala laskettuna $A_i = b_i \cdot 1000 \text{ mm} - \eta_{lenkki} \cdot B \cdot L_1$,
 B on PVL-vaijerilenkkien leveys [mm] ja
 L_1 on PVL-vaijerilenkkien pituus [mm].

Pystysaumojen kuormien kasvaessa, tulee vaijerilenkkien jakoa tihentää tai käyttää suuremman kapasiteetin omaavaa vaijerilenkkiä. Korkeisiin rakennuksiin siirryttäessä, elementtien välisien pystysaumojen leikkausvoimat kasvavat ja täten vaativat enemmän leikkaukskapasiteettia. Elementtien välisen pystysauman leikkaukskapasiteettia voi kasvattaa pystysauman vaarnauksella, jolloin betonin karheus sekä pinta-ala kasvaa. Vaarnattu työsauma on esitetty kuvassa 32.



Kuva 32. Vaarnattu työsauma (SFS EN 1992-1-1, s. 92).

Sauman leikkauskestävyys eri aikaan valettujen betonipinnoille kuvan 21 mukaiselle saumalle lasketaan eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kaavan 6.25 mukaisesti kaavalla (26)

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v f_{cd} \quad (26)$$

missä

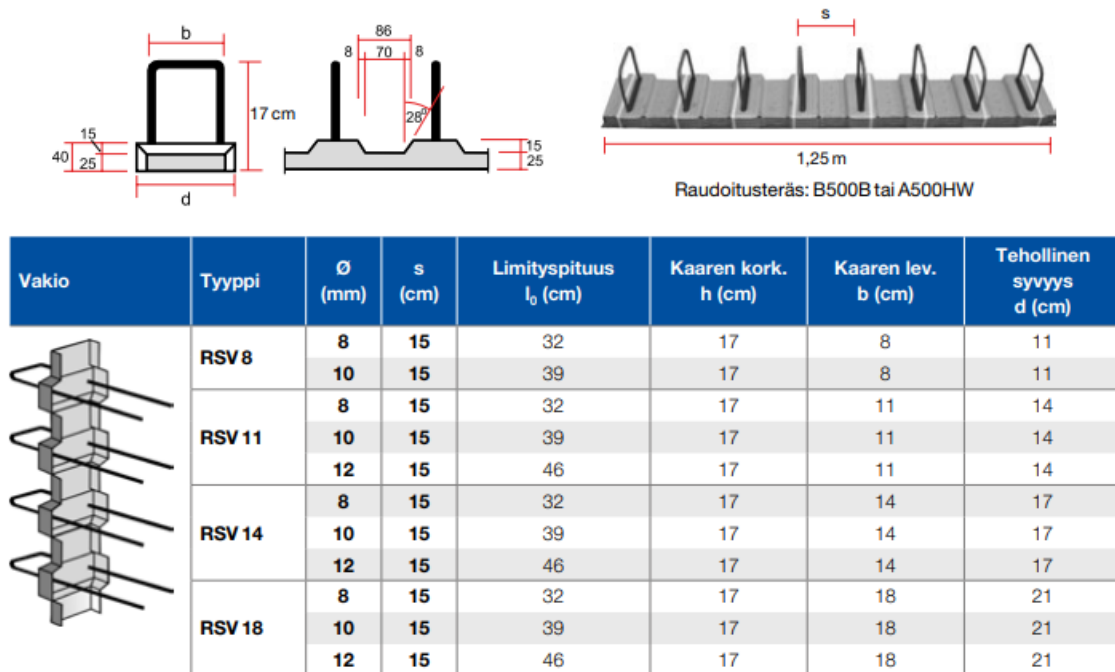
μ on rajapinnan karheudesta riippuva kerroin,

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo,

σ_n on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys puristus positiivisena ja $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ sekä veto negatiivisena. Kun σ_n on vetoa, tulolle $c f_{ctd}$ käytetään arvoa 0 ja

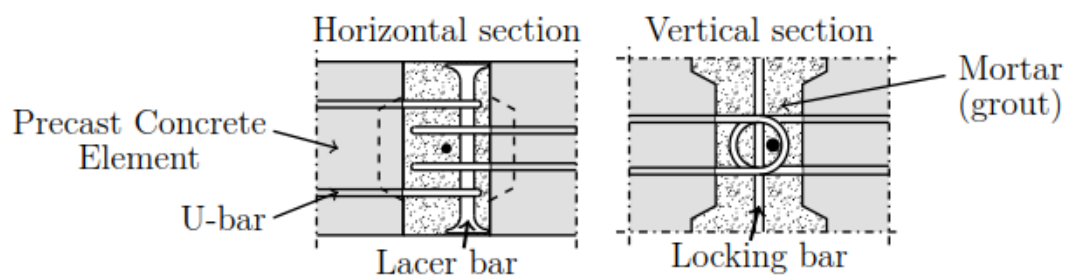
ρ on A_s/A_i

Liitokset, joilta vaaditaan suurta leikkaukskapasiteettia, voidaan toteuttaa kuppivaarnaliitoksella tai eri tuotetoimittajien työsaumaraudoitteilla. Yksi vaihtoehto on Haucon:in Recostal RSV- vaarnattu työsaumaraudoite-elementti, joka tarjoaa hyvän kantokyvyn Eurokoodi 2:n mukaisiin vaarnattuihin pystysaumoihin. Soveltuva Recostal työsaumaraudoite valitaan tuotetoimittajan teknisen käyttöohjeen taulukosta betonin lujuusluokan, vaaditun kestävyuden sekä rakennemittojen mukaisesti (Haucon 2022).



Kuva 33. Recostal RSV työsaumaraudoite-elementti (Recostal työsaumaraudoitteet – Tekninen käyttöohje s.13).

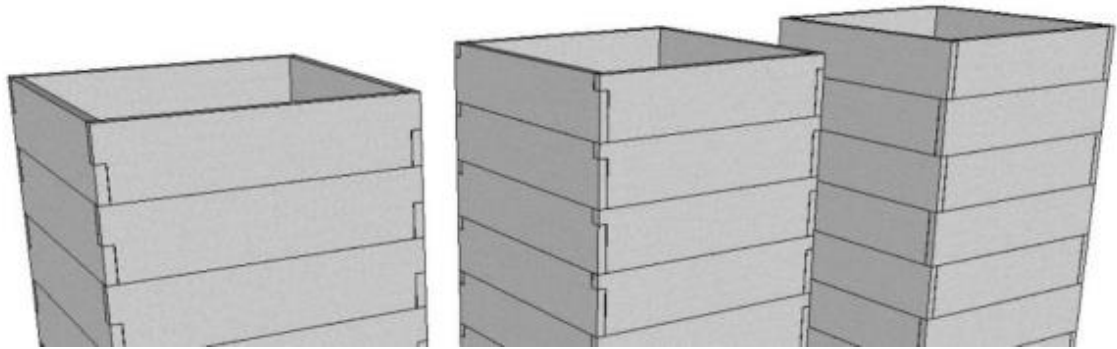
Suuret leikkausvoimaa omaavat pystysaumot voi raudoittaa tavanomaisilla harjateräslenkeillä. Tanskalaisessa väitöskirjassa (Sørensen 2018) on tutkittu elementtien pystysaumaliitoksia, joissa liitokseen asennettavat harjateräslenkit käännetään pystyasentoon. Pystylenkkien väliin asennetaan tyssätappi kuvan 34 mukaisesti sekä saumateräs pystysuunnan sidonnan varmistamiseksi. Vaarnan tilalle voi vaihtoehtoisesti suunnitella raudoituksen vastaamaan vaarnan toimintaperiaatetta.



Kuva 34. Tuplaharjateräslenkkiliitos, jossa harjateräslenkit ovat pystyasennossa (Sørensen 2018).

Tolsman diplomityössä (2010) työssä on tutkittu kolmea erisuuruista lukitusliitosta keskusytimen kahden seinäelementin välisessä pystysaumaliitoksessa. Tutkittujen lukitusliitoksen periaate on esitetty kuvassa 35, jossa kahden elementin rajalla on vastuksena vain kitka. Elementtien vaakasaumoissa on tavanomaiset tapit, jotka

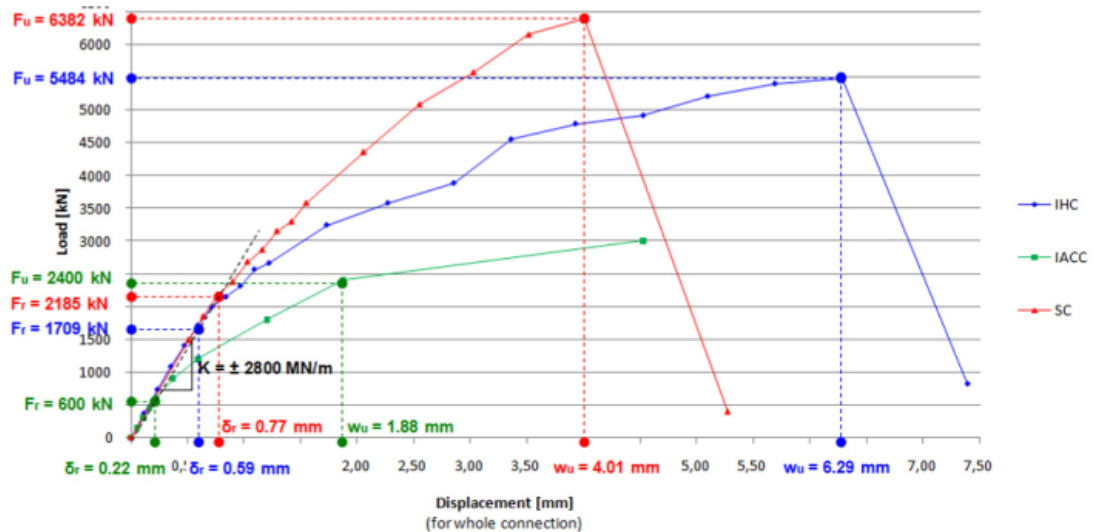
vastaanottavat vaakasuuntaisia leikkausvoimia elementtien vaakasaumoissa. Vaakasaumaan asennetaan juotosbetoni tartunnan varmistamiseksi. Lukitusliitokset on luokiteltu leikkauspalan sijoituksen perusteella kolmeen eri liitokseen, jotka on esitetty kuvassa 35.



Kuva 35. Tolsman diplomityössä tutkitut liitostyypit a-c vasemmalta oikealle (Tolsma 2010).

- a) elementin keskikohdan lukitusliitos (interlocking halfway connection, IHC)
- b) elementin yläosan lukitusliitos (interlocking above ceiling connection, IACC)
- c) kerroksittain porrastettu lomittaisliitos (staggered connection, SC)

Kuvan 36 mukaisessa kuorma-muodonmuutoskuvaajassa on esitettyinä kolmen lukitusliitoksen käyttäytyminen kuormituksen alaisena ennen murtoa. Ennen murtovenymää F_r liitos käyttäytyy lineaarisesti, jolloin leikkauspala on kokonaan puristettuna. Liitoksen jäykkyyden voidaan katsoa heikentyvän huomattavasti myötörajan ylitettyä, jolloin leikkauspala käyristyy vaakasuuntaisten raudoitusten suhteessa saavuttaen murtorajan. Tolsma totesi, että elementin keskikohdan lukitusliitos on lujuusteknisesti paras mahdollinen vaihtoehto tutkituista liitoksista. Laskennassa käytettyjen seinien paksuudet olivat 500 mm.



Kuva 36. Kuorma-muodonmuutoskuvaaja lukitusliitoksien vertailussa (Tolsma 2010, kuva 10-1).

2.8.2 Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistaminen

Rakennusten kantavien rakenteiden suunnittelu ja toteutus kuuluvat rakentamisen osaluokkiin, joissa virheet voivat aiheuttaa erittäin vakavia seuraamuksia. Rakennusten kattosortumien vauriotutkimukset 2000-luvulla ovat osoittaneet, että kattorakenteiden jatkuvat sortumat ovat johtuneet suunnittelussa ja toteutuksessa tehdyistä virheistä. Suunnittelussa ei ole useinkaan otettu riittävästi huomioon paikallisen vaurion aiheuttamaa ennakoimatonta onnettomuuskuormitustilannetta, vaikka määräykset ja ohjeet näin edellyttävät. Rakennusten kantavien rakenteiden onnettomuustutkinnoissa on usein todettu, että rakenteiden sortuma olisi voitu estää, mikäli rakenteiden vaurion sietokykyyn ja jatkuvan sortuman estämiseen kuuluvat suunnittelunäkökohdat olisi otettu paremmin huomioon (RIL 201-4-2017. s. 3 ja 9).

Rakenteen suunnittelussa ja toteutuksessa on otettava huomioon rakennuksen tai rakenteen riskialttius sekä mahdollisen vaurion seuraamukset (RakMK 2016, s. 8). Seuraamukset huomioidaan luokittelemalla rakennus erilaisiin seuraamusluokkiin, joissa lisätään rakennuksen suunnittelulle varmuutta sen kasvaessa. Suunnittelujärjestelmien ohjeet sekä kaavat antavat keskimäärin noin kaksinkertaisen murtovarmuuden suunniteltuihin kuormiin nähden, joka on usein riittävä huomioimaan rakenneosissa ja liitoksissa esiintyvät pienet virheet ja laatu poikkeamat (RIL 201-4-2017 s. 3).

Maankäyttö- ja rakennuslaki 120 d § jakaa suunnittelutehtävät kolmeen eri vaativuusluokkaan, joita ovat vähäinen suunnittelutehtävä, tavanomainen suunnittelutehtävä sekä vaativa suunnittelutehtävä. Näiden lisäksi suunnittelutehtävä voidaan asettaa poikkeuksellisen vaativaan suunnittelutehtävään. Vaativuusluokka määräytyy tehtävän arkkitehtonisten, toiminnallisten ja teknisten vaatimusten ja tilojen käyttötarkoituksen, rakennuksen terveellisyyteen ja energiatehokkuuteen liittyvien sekä rakennusfysikaalisten ominaisuuksien, rakennuksen koon, rakennussuojelun sekä kuormitusten ja palokuormien, suunnittelu- ja laskentamenetelmien, kantavien rakenteiden vaativuuden ja ympäristöstä ja rakennuspaikasta aiheutuvien vaatimusten perusteella (YM1/601/2015 s. 2).

Rakennesuunnittelijan on osattava huomioida rakenteen onnettomuuskuormat sekä suunniteltava rakenne siten, ettei rakennus tai pienempi, mutta merkittävä rakenneosasorru. Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamisella halutaan nostaa rakenteen vaurionsietokykyä ennakoimattomien, mutta myös ennakoitavien onnettomuustilanteiden varalta (RIL 201-4-2017. s. 9). Rakenteen vaurionsietokyvyllä halutaan myös varmistaa rakenteen toimintakyvyn säilyttäminen onnettomuustilanteessa vähintään niin kauan, että ihmiset voivat poistua tai voidaan pelastaa rakennuksesta ja sen välittömästä läheisyydestä (RakMK 2019, s. 35).

Seuraamusluokat määritellään Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaisesti huomioimalla rakennuksen riskialttius sekä huomioimalla millaiset sen vauriot ovat onnettomuustilanteessa otaksutaan tapahtuvan. Rakennuksessa, jonka korkeus on yli kahdeksan kerrosta mukaan lukien mahdolliset kellarikerrokset, luokitellaan aina seuraamusluokkaan CC3 (RakMK 2016, s. 8). Seuraamusluokan ollessa CC3, rakenteiden suunnittelussa kuormakerrointa K_{FI} nostetaan 10 % lukuun 1,1. Seuraamusluokassa CC2 K_{FI} -kerroin on 1,0. Mikäli rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta, tulee luonnonkuormiin lisätä 10 % korotus kuormitusyhdistelyjen lisäksi. Taulukossa 5 on esitetty seuraamusluokkien määrittely rakenteille ja rakennuksille.

Taulukko 5. Seuraamusluokkien määrittely rakennuksille ja rakenteille (RakMK 2016, s. 23, taulukko 6a.)

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esimerkiksi korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai merkittävien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristö-vahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai pienten tai merkityksettömien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset ²⁾ rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä ³⁾ kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten - matalalla olevat terassit ja alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana.

¹⁾ pienehköt rakennusrungosta erilliset välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2 elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena.

²⁾ kellarikerrokset mukaan luettuina.

³⁾ tilapäisenä oleskeluna pidetään päivittäistä käymistä rakennuksessa, mutta ei siellä pidempään viipymistä.

Seuraamusluokassa CC3 on alaluokat a sekä b. Seuraamusluokan CC3 alaluokkaan a kuuluvat 9–15-kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9–15-kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset. Kerrokseen luetaan mukaan mahdolliset kellarikerrokset. Seuraamusluokan CC3 alaluokkaan b kuuluvat muut yli 8-kerroksiset julkiset rakennukset, esimerkiksi konserttisalit, katsomot, teatterit sekä urheilu- ja näyttelyhallit. Alaluokkaan kuuluu myös raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset, joissa on usein suuria joukkoja ihmisiä (RakMK 2019, s. 38).

Rakenteen kuuluessa seuraamusluokkaan CC3a käytetään samoja menettelytapoja kuin seuraamusluokassa CC2b kuitenkin sillä erolla, että sidevoimat lasketaan eri kaavoilla. Menettelytavassa on yleensä lähtökohtana se, että rakenteen vaurionsietokyvyn varmistaminen tehdään sidejärjestelmillä. Edellä mainituissa seuraamusluokissa vaurionsietokyvyn varmistamisessa käytetään sekä pysty- että vaakasiteitä sekä sitomalla pystyrakenteet vaakarakenteisiin. Jos sidejärjestelmää ei ole sovellettavissa, käytetään vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Mikäli kuormansiirtoreittejä ei ole löydettävissä järkevällä tavalla, on käytettävä avainasemassa olevaa rakenneosamenettelyä (RIL 201-4-2017. s. 37).

Rakenteen kuuluessa seuraamusluokkaan CC3b tulee suorittaa erillinen riskinarviointi, jossa tunnistetaan kriittiset rakenneosat sekä rakenteen toimintaa uhkaavat tekijät. Riskinarvioinnin tuloksena suunnitellaan onnettomuustilanteen vaurionsietokyky ja jatkuvan sortuman estämiseen tarkoitetut toimenpiteet siten, että ne vastaavat tunnistettuja uhkia. Seuraamusluokassa CC3b tulee toimia kuten seuraamusluokassa CC2b tai – CC3a, joka on yleensä sidejärjestelmä. Mikäli sidejärjestelmää ei voida hyödyntää, tulee käyttää samoja menettelytapoja kuten seuraamusluokissa CC2b tai CC3a. Seuraamusluokassa CC3b tulee tämän lisäksi tarkastella tilanne, jossa ajatellaan ulko- tai sisänurkissa sijaitseva pilari tai seinän osa poistettavaksi. Tällöin välipohja toimii ulokkeena ja tästä seuraa hyväksyttävän rajan ylittävä vaurio, tulee poistetuksi ajateltu rakenne käsitellä riskiarvioinnissa avainasemassa olevana rakennusosana (RIL 201-4-2017. s. 38).

Seuraamusluokan CC3b kohteissa riskiarvio on tehtävä riskiarviointi jollakin systemaattisella tavalla. Riippuen riskitekijästä, riskinhallintatoimenpiteillä pyritään vaikuttamaan joko alkuperäiseen tapahtumaan tai sen todennäköisyyteen, tapahtumasta aiheutuvan ensimmäisen vaurion syntyyn (mielellään sitkeään), jostakin vauriosta aiheutuvan jatkuvan sortuman todennäköisyyteen, tai vauriosta tai sortumasta aiheutuvien seurausten määrään. Mahdollisia kriittisiä rakenneratkaisuja esiintyy esimerkiksi sellaisissa monikerroksisissa rakennuksissa, missä rakennuksen vääntökeskiön ja painopisteen välillä on paljon etäisyyttä, rakennuksen alakerrosten jäykkyys perustuu pienempään määrään jäykistysosia kuin rakennuksen ylempien kerrosten jäykkyys (esimerkiksi pysäköintikerrokset), rakennuksen välipohjilta puuttuu kyky siirtää erisuuntaisia leikkausvoimia tasossa, tai rakennuksen rakennuslohkot eivät ole täysin itsenäisiä stabiiliteetiltaan (RIL 201-4-2017. s. 51).

Seuraamusluokan määrittäminen vaikuttaa kuormakertoimen K_{FI} lisäksi myös sidejärjestelmän suunnitteluun sekä sidevoimien laskentaan. Ympäristöministeriön asetuksen (10/16) mukaan sidejärjestelmät suunnitellaan siten, että rakennuksen vaurionsietokyky ja sitkeys paranee, kun mahdollisen vaurion seuraamukset suurenevät (RakMK 2019, s. 38).

2.8.3 Sidejärjestelmä

Standardin SFS-EN 1991-1-7 mukainen määrittelmä sidonnalle on, jokainen väli- ja yläpohja tulee varustaa sen ympäri kiertävillä rengassiteillä sekä toisiaan vastaan kohtisuoraan sisäpuolisilla siteillä, joilla pilarit ja seinälohkot kiinnitetään luotettavasti rakennuksen runkoon. Siteet tehdään jatkuviksi ja ne sijoitetaan mahdollisimman lähelle välipohjien reunoja sekä pilari- ja seinälinjoja (SFS-EN 1991-1-7, s. 56). Siteillä tulee olla riittävä muodonmuutoskyky sekä vetovoimakestävyys, jotta rakenne voi toimia onnettomuustilanteessa monoliittisesti, ja jakaa tilanteessa esiintyviä kuormia useampien osien kesken.

Vaakasidevoimat T määritellään seuraamusluokassa CC3 pysyvän kuorman ominaisarvon g_k perusteella. Välipohjien, joiden pysyvien kuormien ominaisarvon g_k ollessa suurempi kuin $3,0 \text{ kN/m}^2$, rengas- ja sisäpuolisten sidevoimien arvot T lasketaan kaavan (27) mukaan (RakMK 2019, s. 41).

$$T_i = \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \frac{z}{5m} \cdot s, \quad (27)$$

mutta kuitenkin vähintään $T_i = F_t \cdot s$

missä F_t on pienempi arvoista 48 kN/m tai $(16 + 2,1 n_s) \text{ kN/m}$,
 g_k on vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo. Mikäli vaakarakenteella vaikuttaa useampia muuttuvia kuormia,

kertymisleveydellä s vaikuttavat muuttuvat kuormat lasketaan yhteen noudattaen onnettomuusrajatilan yhdistelysääntöjä,

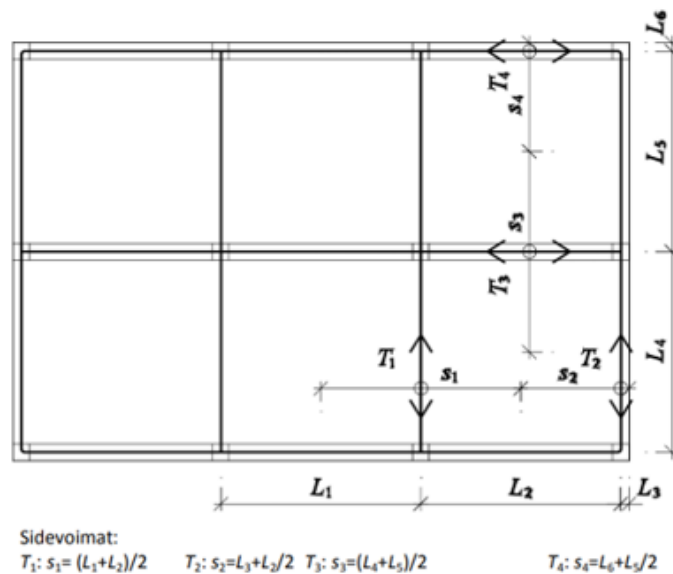
ψ_i on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa,

q_k on vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo,

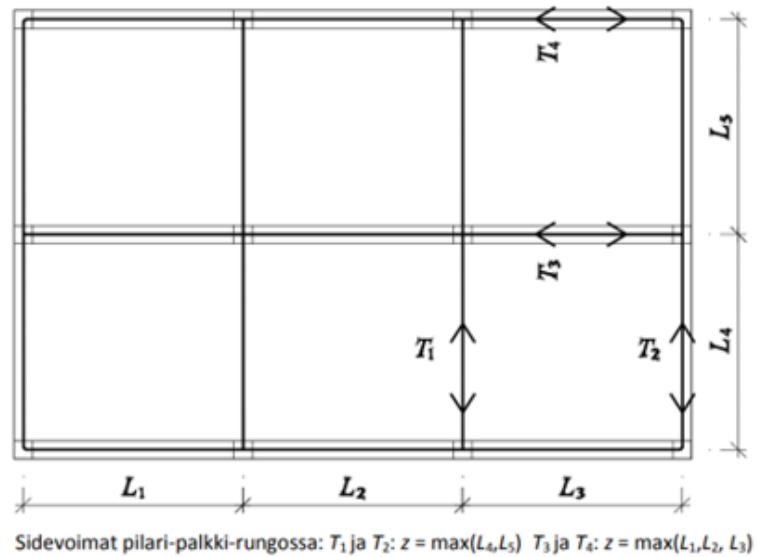
s on sisäpuolisilla siteillä siteiden väli keskeltä keskelle ja rengassiteillä rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella ja lisättyä etäisyydellä rakenteen reunaan,

n_s on kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa ja

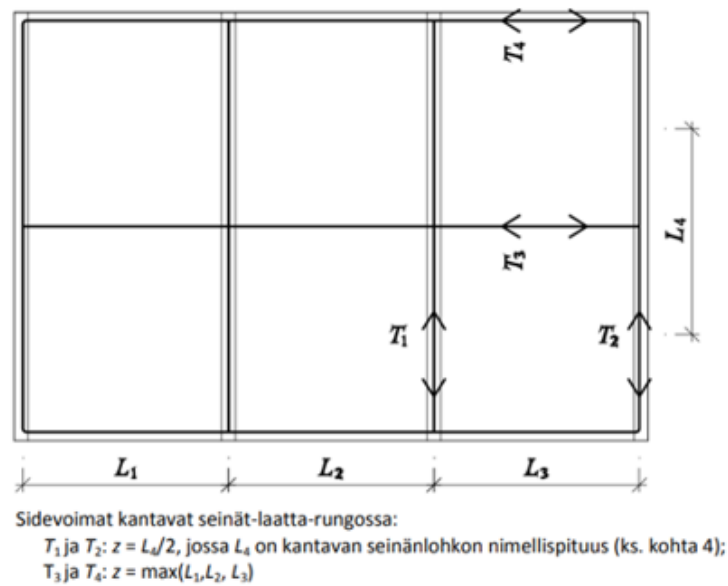
z on pilareiden tai seinien keskiviivojen välinen etäisyys siteen suunnassa tai siteen ollessa kantavan seinän suunnassa poistettavaksi ajatellun seinälohkon nimellinen pituus jaettuna kahdella



Kuva 37. Sidevoiman kertymäleveyden s määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa (RakMK 2019, kuva 3. s. 40).



Kuva 38. Mitan z määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa, kun kyseessä on pilari-palkki-runko (RakMK 2019, kuva 4a. s. 41).



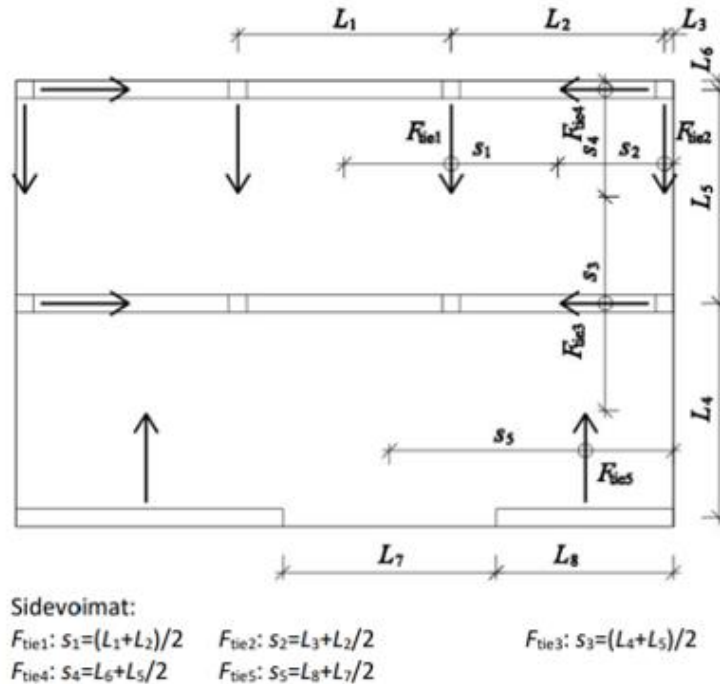
Kuva 39. Mitan z määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa, kun kyseessä on kantavat seinät-laatta-runko (RakMK 2019, kuva 4b. s. 42).

Reunimmaisat seinät sekä pilarit sidotaan välipohjiin seuraamusluokissa CC3a sekä CC3b kaavan (28) mukaan

$$T_{tie} = F_t \cdot \frac{h}{2,5 \text{ m}} \cdot s \quad (28)$$

mutta kuitenkin vähintään $T_{tie} = 2 \cdot F_t \cdot s$

missä F_t on pienempi arvoista 48 kN/m tai $(16 + 2,1 n_s)$ kN/m,
 h on kerroskorkeus,
 s on sidevoiman kertymisleveys, joka lasketaan pystyrakenteiden välisten vapaiden etäisyyksien puolestavälistä puoleenväliin tai pystyrakenteen ollessa ulkonurkassa rakenteen ulkoreunaan asti ja
 n_s on kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa



Kuva 40. Sidevoiman kertymäleveyden s määrittäminen seinien ja pilareiden sidontavoiman laskennassa (RakMK 2019, kuva 5. s. 43).

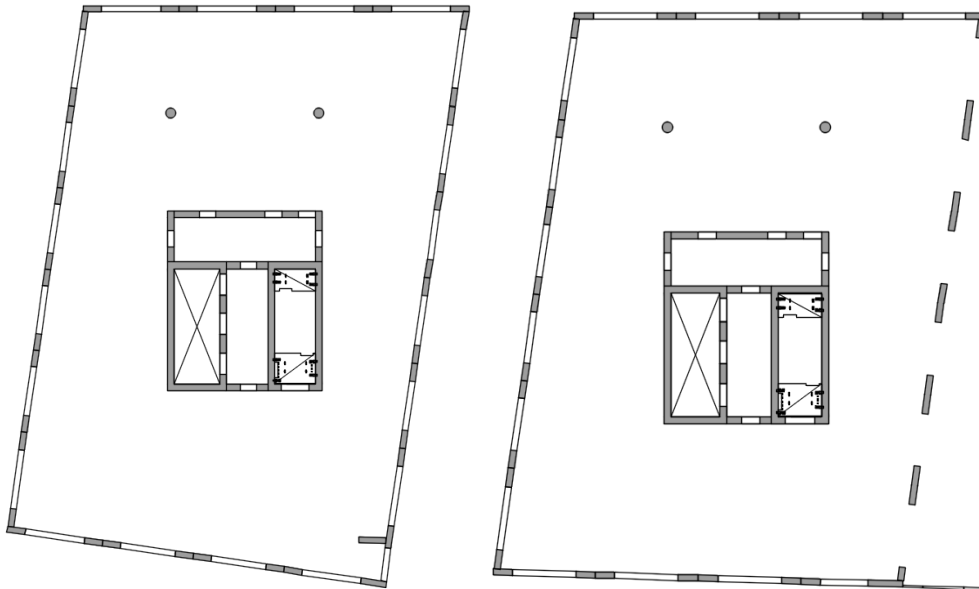
Sidejärjestelmä voidaan korvata käyttämällä vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä. Vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitillä tarkoitetaan äkillisen rakenneosan menetyksestä johtuvaa kuormien uudelleen jakautumista siten, ettei rakenne sorru tai siten, että rakenneosan menetyksestä johtuva sortuma olisi rajattu. Menetelmässä poistetaan joko pilari, pilaria tukeva palkki tai kantavan seinälinjan lohko, jonka jälkeen selvitetään, onko rakenne kykenevä siirtämään kuormat vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä pitkin rakenteiden kantavia linjoja pitkin perustuksille asti siten, ettei rakennus tai rakenne sorru.

3 TUTKIMUSTAPAUS: KORKEA ASUINRAKENNUS

Tässä luvussa on suunniteltu 31 kerroksiselle asuinrakennukselle uusi runkojärjestelmä. Alkuperäisessä suunnitelmassa rakennus on jäykistetty keskusytimen sekä kantavien väliseinien avulla. Luvussa on verrattu jo suunniteltua kantavat väliseinät -jäykisteistä asuinkehoaloe uudelleensuunniteltuun keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteiseen korkeaan asuinrakennukseen. Luvun tavoitteena on selvittää ne edut ja haitat, jotka ilmenevät jäykistysjärjestelmän muutoksesta sekä selvittää miten uudelleensuunnitellun asuinrakennuksen rakenteet olisi mahdollista toteuttaa. Lisäksi halutaan selvittää, miten kantavan teräsbetonisandwich-elementin aukotus vaikuttaa tarkasteltaviin rasitus- ja siirtymäsuureisiin sekä tutkia, mistä kerroksesta lähtien kyseinen rakennus olisi mahdollista toteuttaa elementtirakenteita käyttäen. Kappaleen lopussa on verrattu kahden eri jäykistysjärjestelmän välisiä betoni- sekä teräsmenekkejä pystyrakenteiden välillä.

Tutkitun rakennuksen korkeus on 102,3 metriä, jonka muoto kiertyy kerroksien 19 ja 20 välillä muodostaen rakennukselle kaksi erilaista pohjapiirustusta kuvan 41 mukaisesti. Kerroksien 1-19 suurin leveys on noin 23,3 metriä ja pituus 35,5 metriä, kun taas kerroksien 21-31 leveys on 28 metriä ja pituus 32,7 metriä. Rakennuksen jäykistävinä pystyrakenteina toimii keskusydin sekä kantavat julkisivuelementit. Ulkoseinäelementteinä on käytetty teräsbetonista sandwich-elementtiä, jonka painon ylärajana on pidetty noin 9000 kg rajaa. Keskusydin on paikallavalettu rakennuksen alimmissa kerroksissa veto- sekä leikkausvoimien vuoksi. Jäykistävinä vaakarakenneosina asuinrakennusta jäykittää 280 mm paksut betonirakenteiset välipohjalaatat.

Alkuperäinen asuinrakennus on suunniteltu jäykistettäväksi kantavien väliseinien sekä rakennuksen keskelle sijoitettujen porras- sekä hissikuilujen avulla, rakennuksen julkisivun ollessa pääosin kevytrakenteinen. Alkuperäisesti suunnitellun rakennuksen välipohja on 300 mm paksu paikallavalettu teräsbetonilaatta. Molempien asuinrakennusten välipohjalaattojen palonkestoluokka on REI 120.



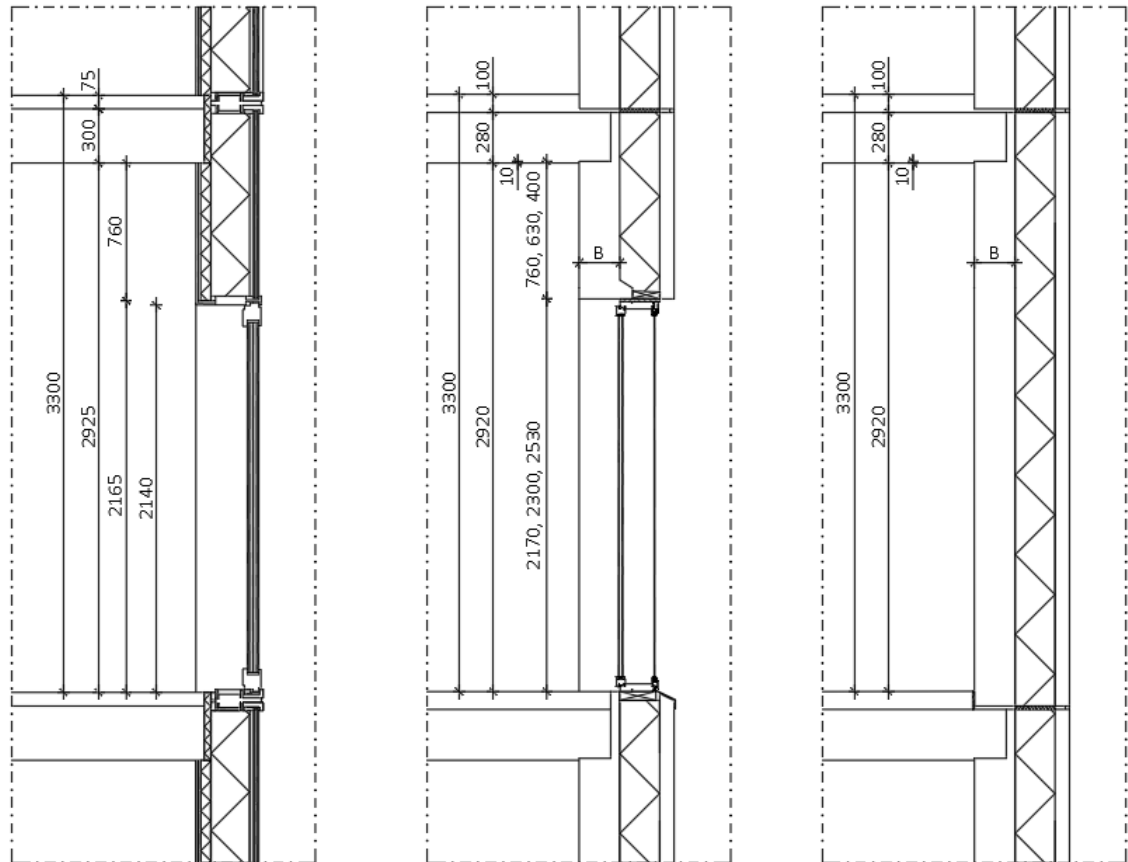
Kuva 41. Kerroksien 1-19 kantavat pystyrakenteet vasemmalla sekä kerroksien 20-31 kantavat pystyrakenteet oikealla.

3.1 Rakenneratkaisut

Jäykistysjärjestelmä luo kaksi jäykistäväää rakennekokonaisuutta. Rakennusta jäykistää jatkuva sandwich-elementtikehä rakennuksen ulkoreunoilla, jossa elementteinä on pidetty yksinkertaistamisen vuoksi vakioitua tyyppielementtiä. Ulkoseinärakenne on teräsbetoninen sandwich-elementti, joka sisältää 200...300 mm kantavan sisäkuoren, 225 mm lämpöeristeen sekä 80 mm betoni- tai tiililaattapinnan. Julkisivuelementtien ikkunaukot vaihtelevat kappaleen 3.5 mukaisesti. Julkisivun aukkopalkeissa on hyödynnetty välipohjan korkeus, joka edellyttää leikkausraudoituksen toimivien hakojen nostamisen välipohjaan. Leikkausterästen vienti paikallavalettuun välipohjaan mahdollistaa laskennallisesti korkeamman rakennekorkeuden aukkopalkin kestävyyslaskennassa, jolloin sauman kestävyyttä laskettaessa on huomioitava kahden eri aikaan valettujen pintojen leikkauskestävyys.

Toinen jäykistävä rakennekokonaisuus on keskusydin, jonka leveys on 9370 mm sekä pituus 10900 mm. Keskusydin on sijoitettu rakennuksen keskelle, jossa on kolme hissikuilua sekä erillinen porraskuilu. Keskusytimen aukkojen leveydet ovat pääosin 1020 mm sekä 1300 mm levyisiä oviaukkoa käytävien sekä hissien kohdalla. Keskusytimen rakennepaksuudet vaihtelevat välillä 250...400 mm taulukon 7 mukaisesti. Rakennekokonaisuudet liitetään toisiinsa välipohjalla, joka on 280 mm paikallavalettu

teräsbetonilaatta. Kantavan teräsbetonilaatan päälle on varattu 100 mm pintamateriaalivara, joka mahdollistaa lämpölattiajärjestelmän.



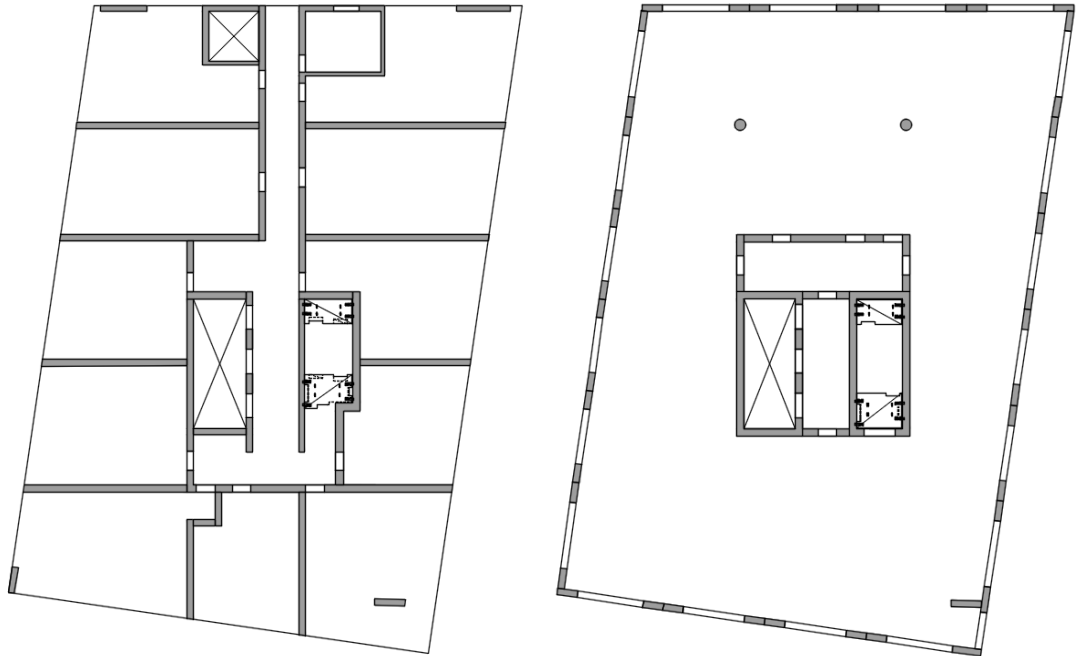
Kuva 42. Ulkoseinän ja paikallavaletun välipohjan pystyleikkaus vanhan ja uudelleensuunnitellun ulkoseinärakenteen välillä.

Rakennuksen kiertyessä tasossa +66.000 välipohjalaataan muodostuu uloke, jonka tukina toimii väliseinäelementit alemman julkisivukuoren linjassa. Väliseinäelementit ovat tavanomaisia V-elementtejä, joiden pituus vaihtelee tarkasteltavien julkisivuelementtien pielileveyksien mukaan. V-elementtien paksuus on sama, kuin julkisivulla olevien kantavien sandwich-elementtien kantavat sisäkuoret. Ulokkeen ulkoreunoille on sijoitettu ei-kantavia teräsbetonisia sandwich-elementtejä, jotka on huomioitu laskentamallissa pysyvien kuormien viivakuormalisäyksinä.

3.2 Rakennuksen muodosta johtuvat rakenteelliset muutokset pohjaratkaisussa

Alkuperäisesti suunnitellussa, kantavat väliseinät -jäykisteisessä asuinrakennuksessa välipohjien jännevälit ovat pääosin 6 metriä. Muuttamalla pohjaratkaisu avoimeksi sekä

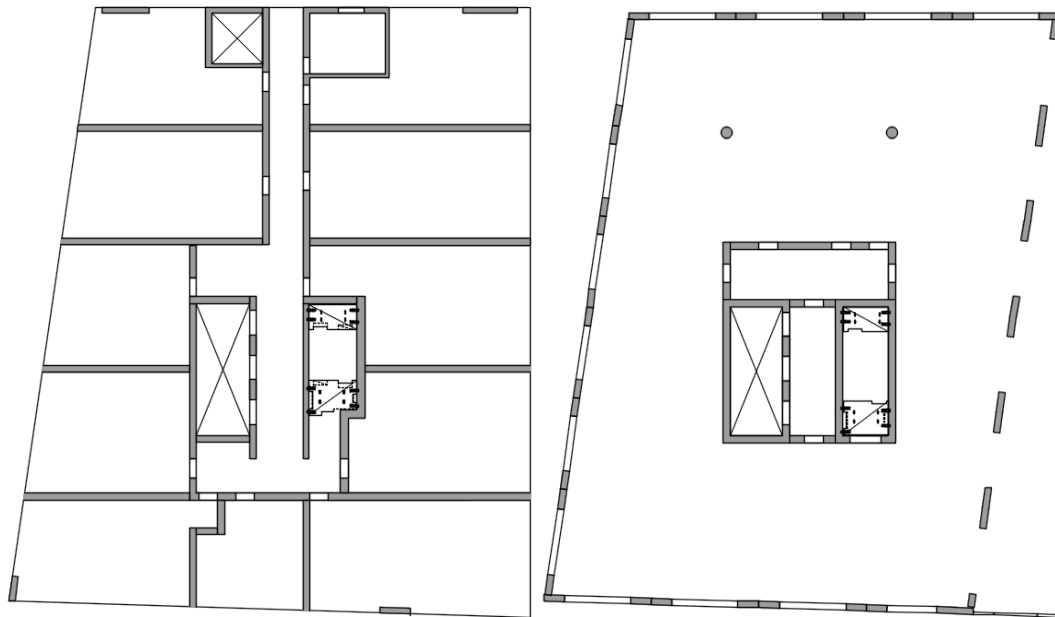
muuntojoustavaksi tilaksi välipohjan jänneväli kasvaa 11,5 metriin, kun jäykistävä ydinkuilu on sijoitettu rakennuksen keskelle. Jännevälin kasvaessa laatan taipumat kasvavat haasteelliseksi, jolloin taipumaa voi pienentää lisäämällä kaksi ylimääräistä pilaria suurimman jännevälin puolikkaalle taipuman estämiseksi.



Kuva 43. Pohjaratkaisussa tehdyt muutokset kerroksissa 1-19 uudelleensuunnitellun (oikea) sekä vanhan suunnitelman (vasen) välillä.

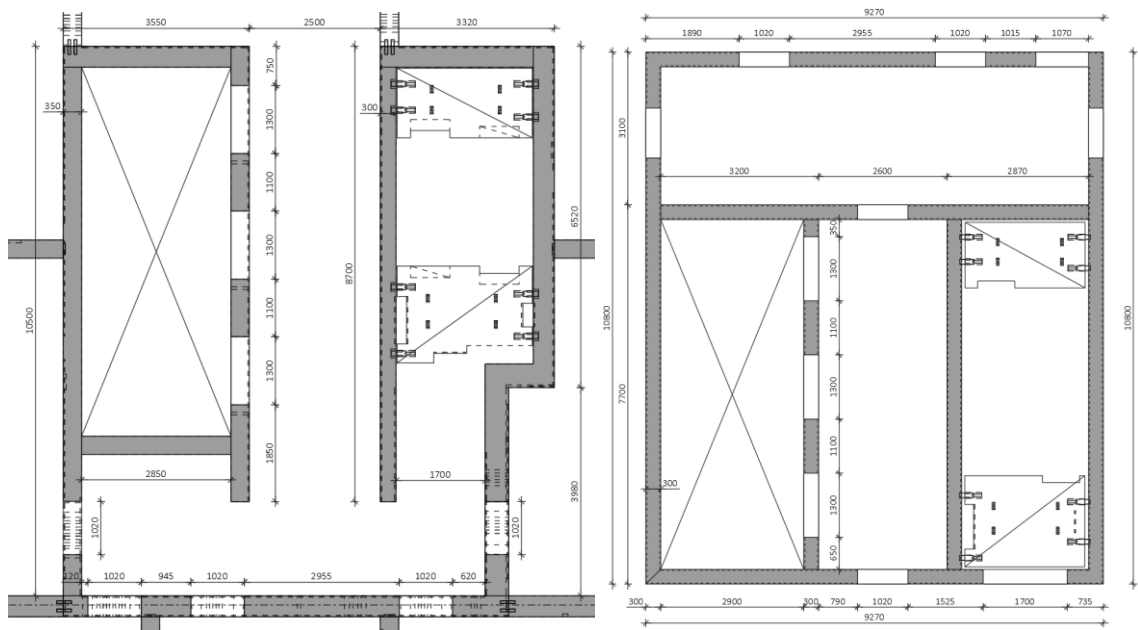
Rakennuksen muoto kiertyy tasossa +66.000, muodostaen kantavalla ulkoseinälinjalla kaksi kuorman epäjatkuvuuslinjaa. Hummelenin (2015) työssä on esitetty konseptimainen idea tapaukselle, jossa muuttuvan ulkoseinälinjan alueelle on sijoitettu vinoja pilareita mahdollistamaan yläpuolelta tukeutuvien ulkoseinärakenteiden kuormien siirtymisen alemmille ulkoseinärakenteille. Rakennerratkaisu kuitenkin synnyttää välipohjille sekä ulkoseinälle ylimääräisiä puristus- ja vetorasituksia, jotka on otettava huomioon suunnittelussa. Toisessa epäjatkuvuuskohdassa alempien kerroksien ulkoseiniä on jatkettu kantavina väliseininä rakennuksen ylimpiin kerrokseen asti, jolloin pidentynyt välipohja toimii rakenteellisesti ulokkeena. Ulokeosuuden ulkoseinät ovat laskentamallissa huomioitu ei-kantavina teräsbetonisina sandwich-elementteinä. Ulokemaista laattarakennetta olisi myös mahdollista käyttää rakennuksen toisessa niksautuskohdassa, mutta arkkitehtuurisesti tämä asettaa haasteita tilasuunnittelun kannalta. Kiertymäkohdassa on myös mahdollista käyttää paksumpaa kuormansiirtolaattarakennetta, joka tasaa ylempien kerroksien kuormitukset alemmille

seinälinjoille. Kuormansiirtolaattarakenne on myös tehokas ratkaisu, kun halutaan yhdistää kaksi eri käyttötarkoituksessa olevaa rakennusta toisiinsa.



Kuva 44. Pohjaratkaisussa tehdyt muutokset kerroksissa 21-31 uudelleensuunnitellun (oikea) sekä vanhan suunnitelman (vasen) välillä.

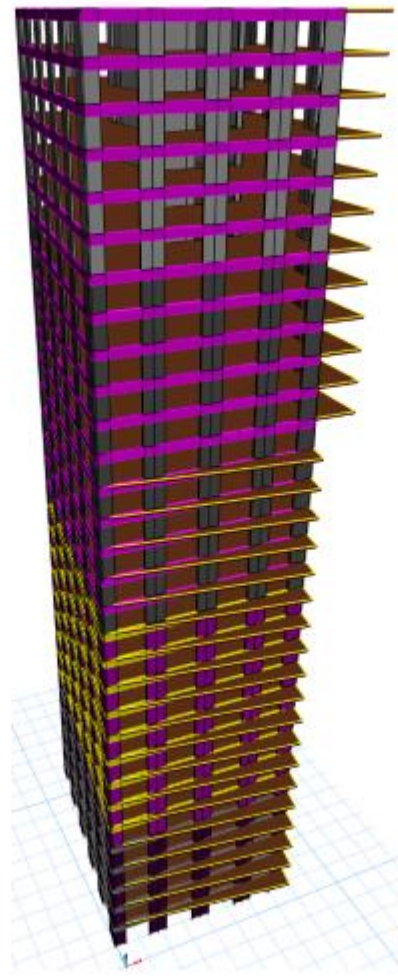
Keskusytimen muoto on muutettu alkuperäisestä kantavat väliseinät -järjestelmästä uudelleensuunniteltuun jäykistysjärjestelmään sopivaksi mukailen alkuperäisiä aukotuksia sekä pituuksia. Alkuperäisen keskusytimen alapuolinen tila on siirretty kuilujen yläpuolelle lähemmäs tason pintakeskiötä, jolla on pyritty vähentämään vääntörasituksia.



Kuva 45. Alkuperäisen sekä uudelleensuunnitellun ydinkuilun pohjakuva.

3.3 Rungon laskentamalli

Tutkimustapauksessa tutkittujen rakennuksien stabiilitilalaskenta on tehty CSI Etabs - FEM -laskentaohjelmalla. Rakennneosien mitoituksessa on käytetty SKOL ry:n sekä Sitowise Oy:n omia laskentapohjia. Tutkimustapauksessa tutkitusta asuinrakennuksesta on tehty yhdeksän laskentamallia, joissa on tutkittu julkisivun aukotuksen vaikutusta rakennuksen kokonaisjäykkyyteen. Lisäksi on tutkittu mistä kerroksesta lähtien rakennus olisi mahdollista toteuttaa elementtirakenteita käyttäen. Elementtien välisissä liitoksissa on tutkittu yhtä laskentamallia, jonka avulla on selvitetty elementtirakenteiden käyttömahdollisuutta keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteisessä asuinrakennuksessa. Elementtien käyttörajoitteisiin kuuluu seinissä esiintyvät mahdolliset vetorasitukset, liitoksissa esiintyvät leikkausvoimat sekä elementtirakenteen paino.



Kuva 46. Isometrinen näkymä yhdestä laskentamallista.

Tuulikuormat on generoitu Eurokoodin mukaisesti Etabs -ohjelmalla Cs sekä Cd -kertoimien avulla rakennuksen muodon sekä dimensioiden avulla x-suunnalle 2,2 sekä y-suunnalle 2,13 erillisen laskentapohjan avulla. Kohteeseen on tehty tuulitunnelikokeet, mutta tässä työssä tutkitaan vaakakuormia vain eurokoodin mukaisilla menetelmillä. Rungon suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta, jonka johdosta luonnonkuormia on nostettu 10 %:lla. Rakennus sijaitsee avoimella merenranta-alueella, jonka johdosta kohteen maastoluokka on 0. Torni kuuluu seuraamusluokkaan CC3, jolloin Kfi -kerroin on 1,1. Rakenteiden epäkeskisyyksistä johtuvat lisävaakavoimat on huomioitu laskelmissa RIL-201-1-2017:n mukaisesti taulukossa 6 esitetyillä kuormitusyhdistelyillä. Laskennan yksinkertaistamiseksi jokaisen kerroksen kerroskorkeus on asetettu 3,3 metriin. Taulukossa 6 on esitetty kohteessa käytetyt kuormitusyhdistelyt sekä yhdistelykertoimet. Eurokoodin SFS EN 1991-4 mukaisille tuulikuormille on tehty omat kuormitusyhdistelysarjat, jotka perustuvat SFS EN 1990 -standardin ohjeeseen.

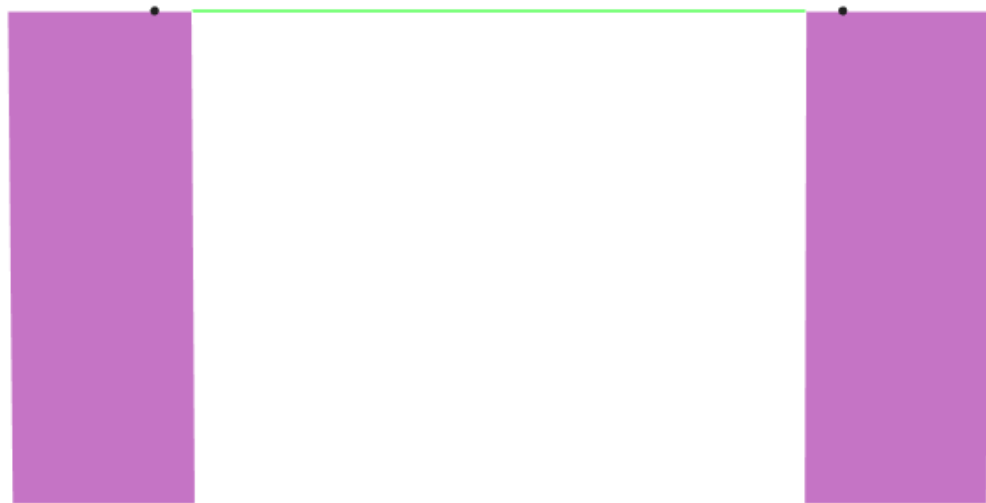
Taulukko 6. Kuormitusyhdistelmät sarjoissa 1-35.

ETABS Load Combinations, Finland, Eurocode													
		CC3	KFI	1.1									
S.No	Code	Type	Multiplication Factor										
			Dead	Super Dead	Earth Pressure	Live	Snow	HqX	HqY	HqX	HqY	Wind X	Wind Y
												1.000	1.000
1	EQUYPOS	Ultimate	0.9	0.9	0.9				0.9				1.650
2	EQUYNEG	Ultimate	0.9	0.9	0.9				-0.9				-1.650
3	EQUXPOS	Ultimate	0.9	0.9	0.9					0.9		1.650	
4	EQUXNEG	Ultimate	0.9	0.9	0.9					-0.9		-1.650	
5	STRGMAX	Ultimate	1.485	1.485	1.485								
6	STRLYPOSM	Ultimate	1.265	1.265	1.265	1.65	1.155		1.265		1.650		0.990
7	STRLYNEGM	Ultimate	1.265	1.265	1.265	1.65	1.155		-1.265		-1.650		-0.990
8	STRXLPOSM	Ultimate	1.265	1.265	1.265	1.65	1.155	1.265		1.65		0.990	
9	STRXLNEGM	Ultimate	1.265	1.265	1.265	1.65	1.155	-1.265		-1.65		-0.990	
10	STRLYPOSN	Ultimate	0.9	0.9	0.9	1.65	1.155		0.9		1.650		0.990
11	STRLYNEGN	Ultimate	0.9	0.9	0.9	1.65	1.155		-0.9		-1.650		-0.990
12	STRXLPOSN	Ultimate	0.9	0.9	0.9	1.65	1.155	0.9		1.65		0.990	
13	STRXLNEGN	Ultimate	0.9	0.9	0.9	1.65	1.155	-0.9		-1.65		-0.990	
14	STRWYPOSM	Ultimate	1.265	1.265	1.265	1.155	1.155		1.265		1.155		1.650
15	STRWYNEGM	Ultimate	1.265	1.265	1.265	1.155	1.155		-1.265		-1.155		-1.650
16	STRWXPOSM	Ultimate	1.265	1.265	1.265	1.155	1.155	1.265		1.155		1.650	
17	STRWXNEGM	Ultimate	1.265	1.265	1.265	1.155	1.155	-1.265		-1.155		-1.650	
18	STRWYPOSN	Ultimate	0.9	0.9	0.9	1.155	1.155		0.9		1.155		1.650
19	STRWYNEGN	Ultimate	0.9	0.9	0.9	1.155	1.155		-0.9		-1.155		-1.650
20	STRWXPOSN	Ultimate	0.9	0.9	0.9	1.155	1.155	0.9		1.155		1.650	
21	STRWXNEGN	Ultimate	0.9	0.9	0.9	1.155	1.155	-0.9		-1.155		-1.650	
22	SLSWYPOS	Service	1	1	1	0.7	0.7		1		0.700		1.000
23	SLSWYNEG	Service	1	1	1	0.7	0.7		-1		-0.700		-1.000
24	SLSWXPOS	Service	1	1	1	0.7	0.7	1		0.7		1.000	
25	SLSWXNEG	Service	1	1	1	0.7	0.7	-1		-0.7		-1.000	
26	SLSLYPOS	Service	1	1	1	1	0.7		1		1.000		0.600
27	SLSLYNEG	Service	1	1	1	1	0.7		-1		-1.000		-0.600
28	SLSLXPOS	Service	1	1	1	1	0.7	1		1		0.600	
29	SLSLXNEG	Service	1	1	1	1	0.7	-1		-1		-0.600	
30	SLSL	Service	1	1	1	1	1						
31	SLSGONLY	Service	1	1	1								
32	STRGYPOS	Ultimate	1.485	1.485	1.485				1.485				
33	STRGYNEG	Ultimate	1.485	1.485	1.485				-1.485				
34	STRGXPOS	Ultimate	1.485	1.485	1.485			1.485					
35	STRGXNEG	Ultimate	1.485	1.485	1.485			-1.485					

Kohteesta on tehty yhdeksän laskentamallia, joista jokainen on tehty halkeilemattomassa tilassa työn yksinkertaistamisen vuoksi. Kohteesta on tehty vertailun vuoksi myös yksi laskentamalli, jossa julkisivun kiertymä on toteutettu molemmilta puolilta ulokelaatoin ilman vinoja kuormansiirtopilareita. Laskennan tavoitteena oli varmistua siitä, että epäjatkuvuus kiertymän puoleisella julkisivulla ei vaikuta julkisivuelementtien mahdollisiin vetorasituksiin. Laskennassa ei huomioida mahdollisia TATE-installaation vaatimia varausreikiä vaaka- tai pystyrakenteissa. Suunnittelussa tulisi huomioida betonin halkeilu rakenneosien jäykkyyden modifiointikertoimilla. Rakenneosien jäykkyyksiä modifioidaan kappaleessa 2.6.1 esitetyillä kertoimilla, jonka jälkeen halkeilleen sekä halkeilemattoman mallin rakenneosien rasituksia tulee verrata toisiinsa. Rakenneosan mitoituksen lähtöarvoiksi valitaan se tapaus, joka on määräävämpi. Käyttörajatilatarkastelu voidaan tehdä halkeilemattomalla tilalla, mikäli jäykistävien betonirakenteiden jännitykset eivät ylitä betonin vetolujuuden arvoa kuormitustapauksella, jossa huomioidaan vain pysyvät- ja tuulikuormat.

Asuinrakennuksen välipohjat ovat 280 mm paikallavalettavia teräsbetonilaattoja, joiden lujuus on C35/45. Välipohjat kuuluvat kuormaluokkaan A, joiden hyötykuorman arvona on käytettävä 2,0 kN/m² arvoa, jonka lisäksi kuormituksessa huomioidaan 0,5 kN/m²

kevyet väliseinät. Välipohjarakenteen päällä on 35 mm askeläänieriste sekä kelluva 45 mm kuituvahvisteinen tasoitelaatta, joka lisätään välipohjien pysyviin kuormituksiin. Rakennuksen muodon kiertyessä kerroksien 19-20 välillä, välipohjan ulokkeen reunalla olevat ei-kantavat teräsbetoniset sandwich-elementit kuormittavat uloketta 8 kN/m suuruisella viivakuormalla. Teräsbetoniset sandwich-elementit on mallinnettu kuorielementteinä, joiden korkeudet ovat 3300 mm jokaisessa kerroksessa. Seinäelementtien pielileveydet vaihtelevat kappaleen 3.5 alaluvuissa esitetyillä tavoilla. Sandwich-elementin ikkuna on suunniteltu lähteväksi lattiatasosta, jolloin sandwich-elementti mukailee kehää, joka on jatkuva rakenne rakennuksen ulkoseinillä. Laskentamallissa käytetyt seinälujuudet ja -paksuudet on esitetty alla olevassa taulukossa 7. Ulkoseinäelementtien palkit on mallinnettu 1030, 900 ja 670 mm korkuisina, jolloin palkkien korkeudet sisältävät välipohjalaatan paksuuden. Ulkoseinäelementin aukkopalkki on mallinnettu koko seinäelementin pituisena, jonka molemmat päät on vapautettu nivelelliseksi kuvan 47 mukaisesti.



Kuva 47. Mallinnettu ulkoseinäelementti

Taulukko 7. Laskentamallissa käytetyt seinälujuudet ja -paksuudet

Rungon lohkotus	Keskusydin		Sandwich-elementin sisäkuoret		Välipohjat	
	Betonilujuus	Paksuus [mm]	Betonilujuus	Paksuus [mm]	Betonilujuus	Paksuus [mm]
26. - 31. kerroksen seinät ja katto	C35/45	250	C35/45	200	C35/45	280
15. - 25. kerroksen seinät ja katto	C40/50	300	C40/50	250	C35/45	280
6. - 14. kerroksen seinät ja katto	C50/60	350	C50/60	275	C35/45	280
1. - 5. kerroksen seinät ja katto	C50/60	400	C50/60	300	C35/45	280

3.4 Julkisivuaukotuksen vaikutus rakennuksen jäykkyyteen

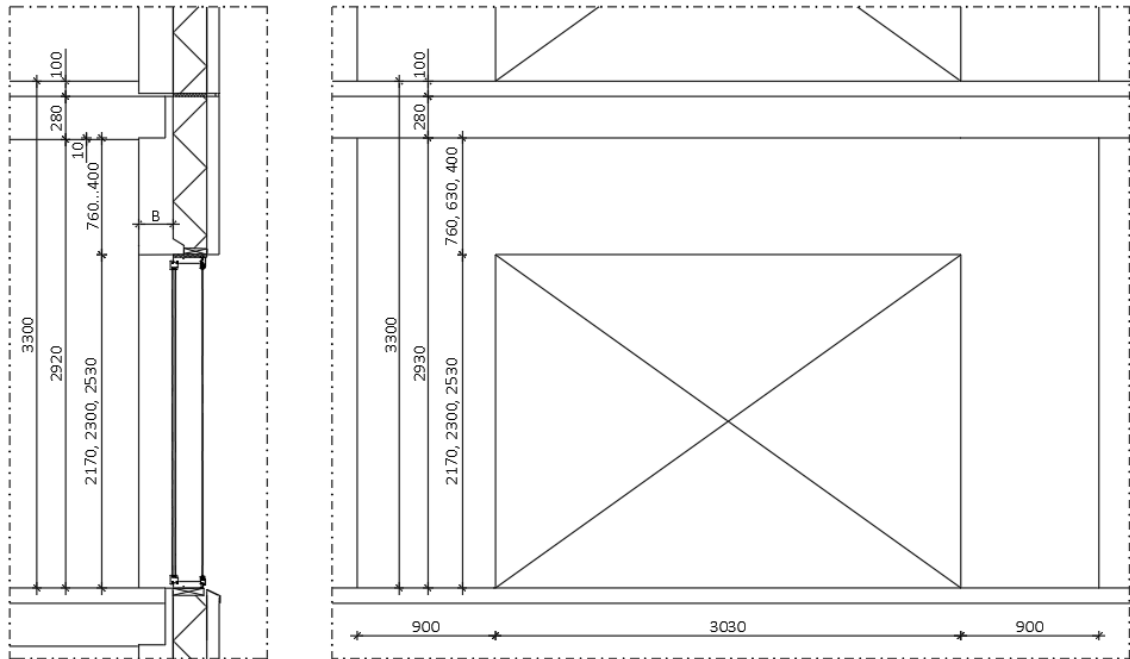
Tässä kappaleessa on tutkittu yhdeksää laskentamallia, joissa on verrattu miten julkisivun eri pielilevydet sekä palkkikorkeudet vaikuttavat rakennuksen jäykkyyteen ja tarkasteltaviin rasitusuureisiin. Tarkasteltavien sandwich-elementtien pielilevydet muuttuvat kolmen eri pituuden välillä laskentamallikohtaisesti, joista jokaisessa on lisäksi muutettu palkin korkeutta taulukon 8 mukaisesti. Tästä eteenpäin työssä puhutaan aukkopalkkikorkeuksista, jotka ilmenevät taulukossa 8. Laskentamallissa palkit on kuitenkin mallinnettu 1030, 900 ja 670 mm korkuisina, jolloin palkkien korkeudet sisältävät välipohjalaatan paksuuden. Pielen leveydellä tarkoitetaan yhden sandwich-elementin pielen leveyttä, mutta laskennallisesti viereiset pielet voidaan lukea yhdeksi kokonaiseksi poikkileikkaukseksi.

Taulukko 8. Tarkasteltavien sandwich-elementtien pysty- sekä vaakarakenteiden dimensiot.

	Pielen leveys	Tutkitut palkkikorkeudet		
Tarkasteltava sandwich-elementti 1	900	760	630	400
Tarkasteltava sandwich-elementti 2	1100	760	630	400
Tarkasteltava sandwich-elementti 3	1250	760	630	400

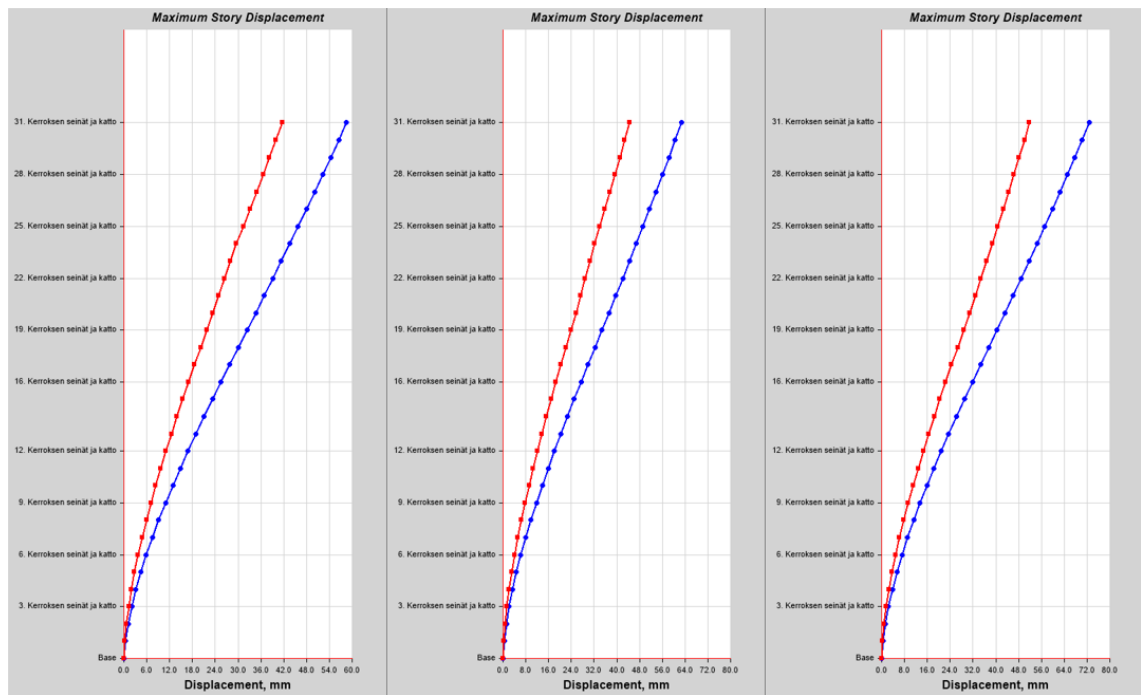
3.4.1 Tutkittu sandwich-elementti 1

Ensimmäisen tutkitun sandwich-elementin pielileveys on 900 mm ja täten jatkuvana seinärakenteena vierekkäiset pielet muodostavat seinän poikkileikkauksen pituudeksi 1800 mm. Seinäelementin paino on 300 mm sisäkuorella 7200 kg ja määrä julkisivulla per kerros on 20 kappaletta. Kuvassa 48 on esitetty tarkasteltu seinärakenne.



Kuva 48. Periaatekuva tutkitusta sandwich-elementistä, jonka yhden pielen pielileveys on 900 mm

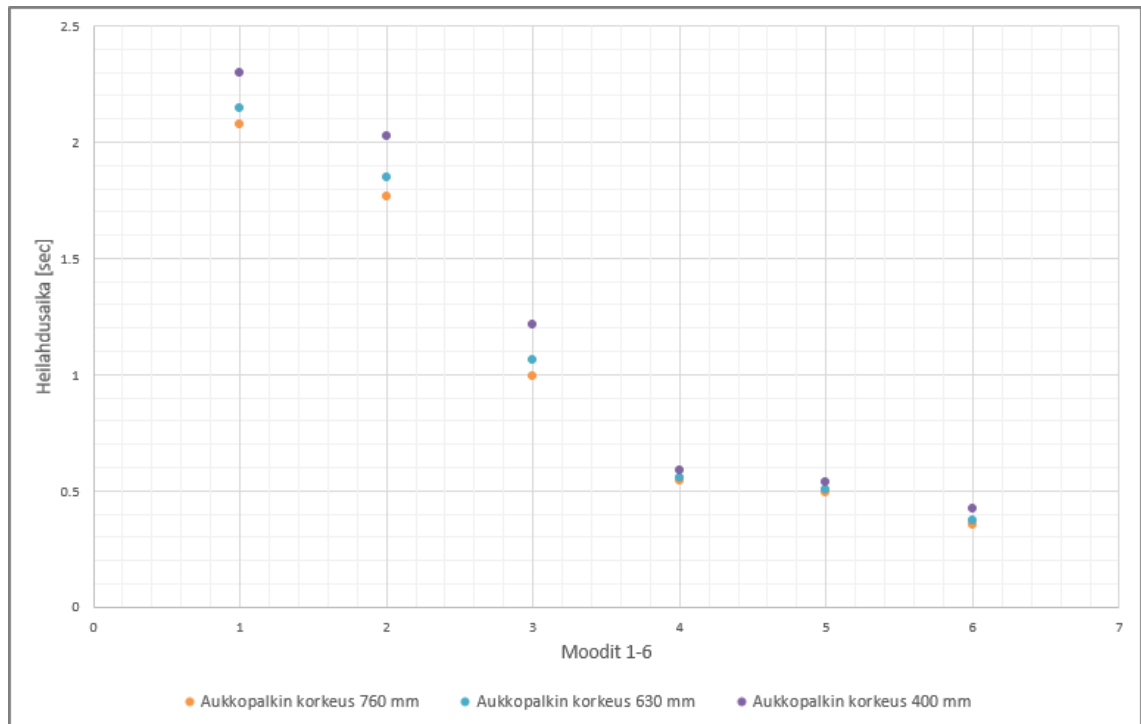
Rakennuksen siirtymä ei ylitä eurokoodissa asetetun tiukemman $H/700$ siirtymärajaa millään palkkikorkeudella pielen leveyden ollessa 900 mm. Rakennuksen siirtymiä on tarkasteltu yksinkertaistuksen vuoksi vain halkeilemattomassa mallissa, kun todellisuudessa halkeilu pitäisi ottaa huomioon kappaleessa 3.3 esitettyjen toimintatapojen mukaisesti. Rakennuksen yläpään siirtymä on esitetty kuvassa 50 kaikilla palkkikorkeuksilla. Siirtymä on 58 mm palkkikorkeudella 760 mm, 62 mm palkkikorkeudella 630 mm sekä 72 mm palkkikorkeudella 400 mm. Vaikka siirtymät asettuvat eurokoodissa asetetun siirtymärajan alapuolelle, on palkkikorkeuden madaltamisella merkittävä vaikutus prosentuaalisesti rakennuksen siirtymään.



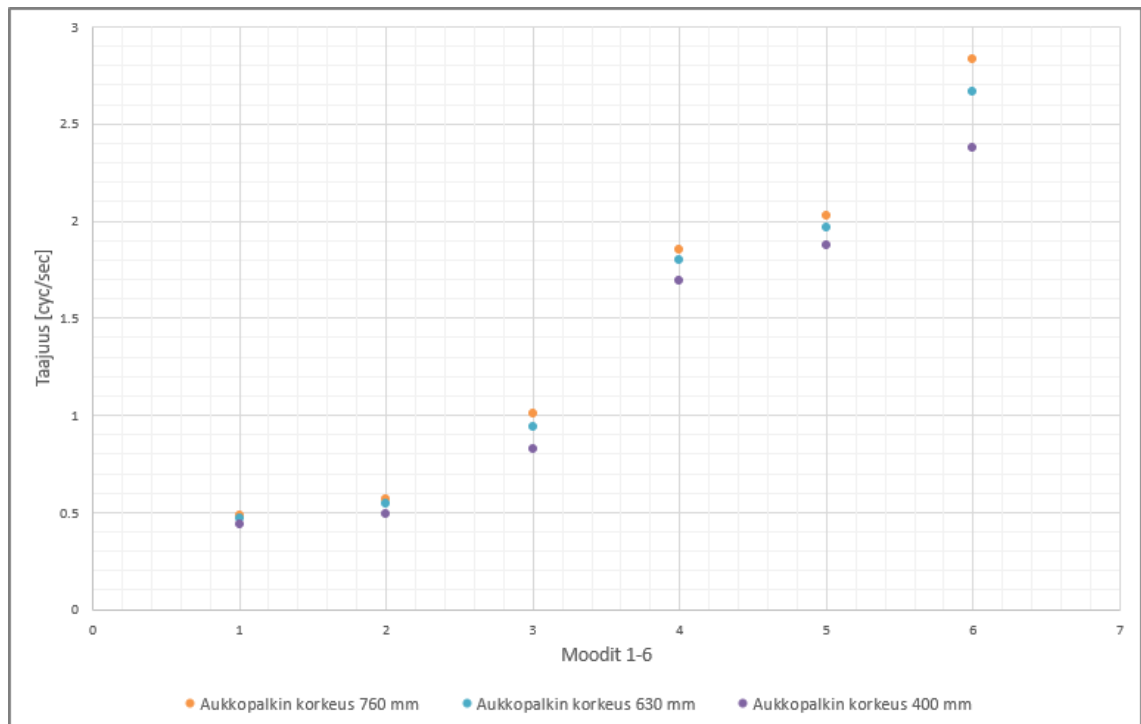
Kuva 49. Rakennuksen siirtymä aukkopalkkikorkeudella 760 mm (vasen 58 mm), 630 mm (keskellä 62 mm) ja 400 mm (oikea 72 mm).

Mikäli rakennuksen jäykkyyden muutosta arvioidaan siirtymän avulla ulokemaisena palkkina, madaltamalla palkkeja 760 mm:stä 630 mm:iin, sandwich-elementin pielen leveyden ollessa 900 mm rakennuksen globaali taivutusjäykkyys vähenee 6,9 %. Madaltamalla palkkeja 630 mm:stä 400 mm:iin 900 mm pielileveydellä taivutusjäykkyys vähenee 16,1 %.

Heilahdusaikojen sekä ominaistajuuksien kannalta ulkoseinärakenteen palkin madaltamisella ei ollut merkittävää vaikutusta. Pielileveyden ollessa 900 mm, rakennus käyttäytyy suhteellisen samalla tavalla kaikilla vertailtavilla palkkikorkeuksilla, kun ulkoset kuormat pysyvät vakioina. Kuvaajista 1 ja 2 voidaan todeta, että jäykkyyden vähentyessä julkisivun aukkopalkkien madaltamisen myötä ominaistajuudet kasvavat. Kasvu on kuitenkin suhteellisen pientä eikä sillä ole täten merkitystä rakennuksen mukavuustekijöiden kannalta.

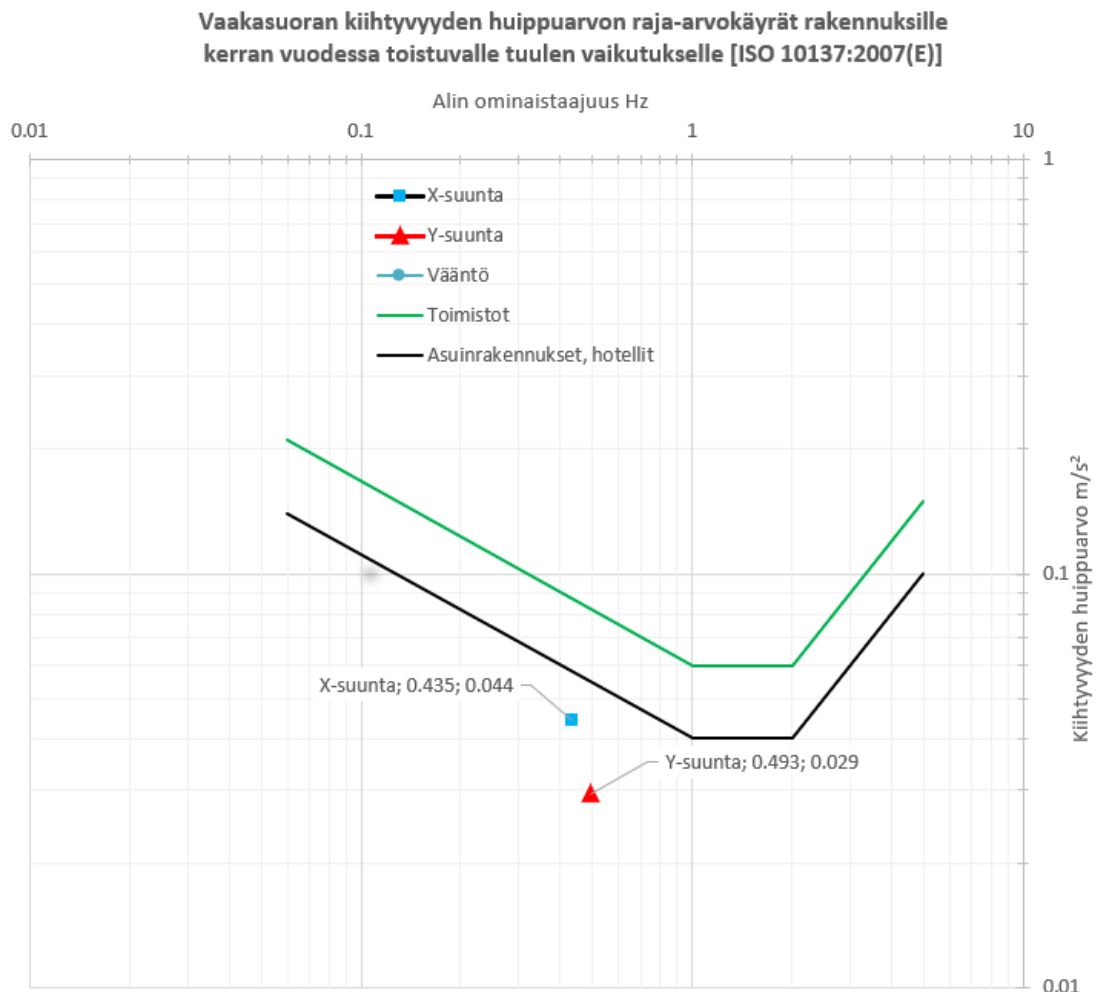


Kuvaaja 1. Rakennuksen heilahdusajat eri palkkikorkeuksilla, kun yhden pielen leveys on 900 mm



Kuvaaja 2. Rakennuksen kuusi alinta ominaistaajuutta eri palkkikorkeuksilla, kun yhden pielen leveys on 900 mm

Vähiten jäykkyyden omaavalla rakennuksella vaakasuorat kiihtyvyyssarvot x- ja y-suunnille on esitetty kuvaajassa 3. Kuvaajan perusteella on todennettavissa, että molempien suuntien kiihtyvyydet sijoittuvat sallittujen yläraja-arvojen alapuolelle.



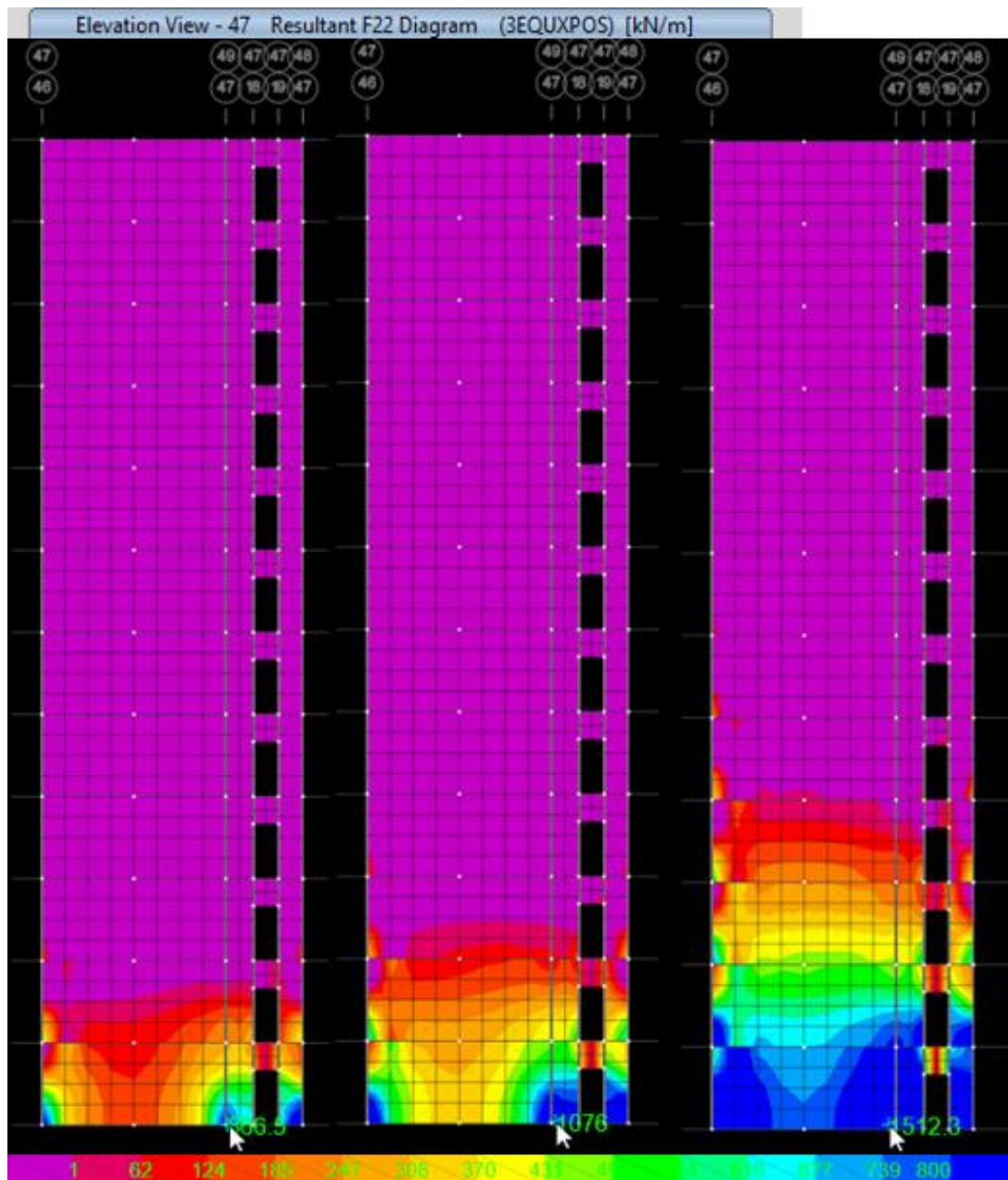
Kuvaaja 3. Vaakasuorat kiihtyvyyssarvot, kun yhden pielen leveys on 900 mm ja julkisivun aukkopalkin korkeus on 400 mm.

Julkisivurakenteeseen ei synny vetorasitusta millään kuormitusyhdistelmällä, kun yhden pielen leveys on 900 mm. Julkisivun leikkausmuodonmuutoksia syntyy keskusytimen ollessa jäykempi suhteessa ulkokuoreen, jonka seurauksena keskusydin kerää vetovoimia rakennuksen x- ja y-suunnassa kaikilla palkkikorkeuksilla

Palkkikorkeuden ollessa 760 mm keskusytimen seinä kerää vetorasituksia kuormitusyhdistelyllä, jossa tuuli on määräävänä muuttavana kuormituksena rakennuksen heikompaan suuntaan noin 866 kN/m alimpaan kerrokseen kuvan 50 mukaisesti. Vetorasitukset yltyvät toiseen kerrokseen palkkikorkeuden ollessa 760 mm ja ovat noin 50 % pienemmät rakennuksen vahvemmassa, y-suunnassa. Madaltamalla

palkkeja 130 mm, julkisivun aukkopalkkikorkeudella 630 mm vetorasitukset kasvavat globaalin jäykkyyden vähentyessä. Julkisivu kerää entistä vähemmän leikkausvoimia suhteessa keskusyttimeen leikkausmuodonmuutoksien vaikutuksista, jolloin vetorasitukset kasvavat keskusytimessä. Sama ilmiö toistuu voimakkaammin, kun julkisivun aukkopalkkeja madalletaan 400 mm korkuisiksi. Keskusytimen vetorasitukset tarkasteluilla palkkikorkeuksilla on esitetty kuvassa 50.

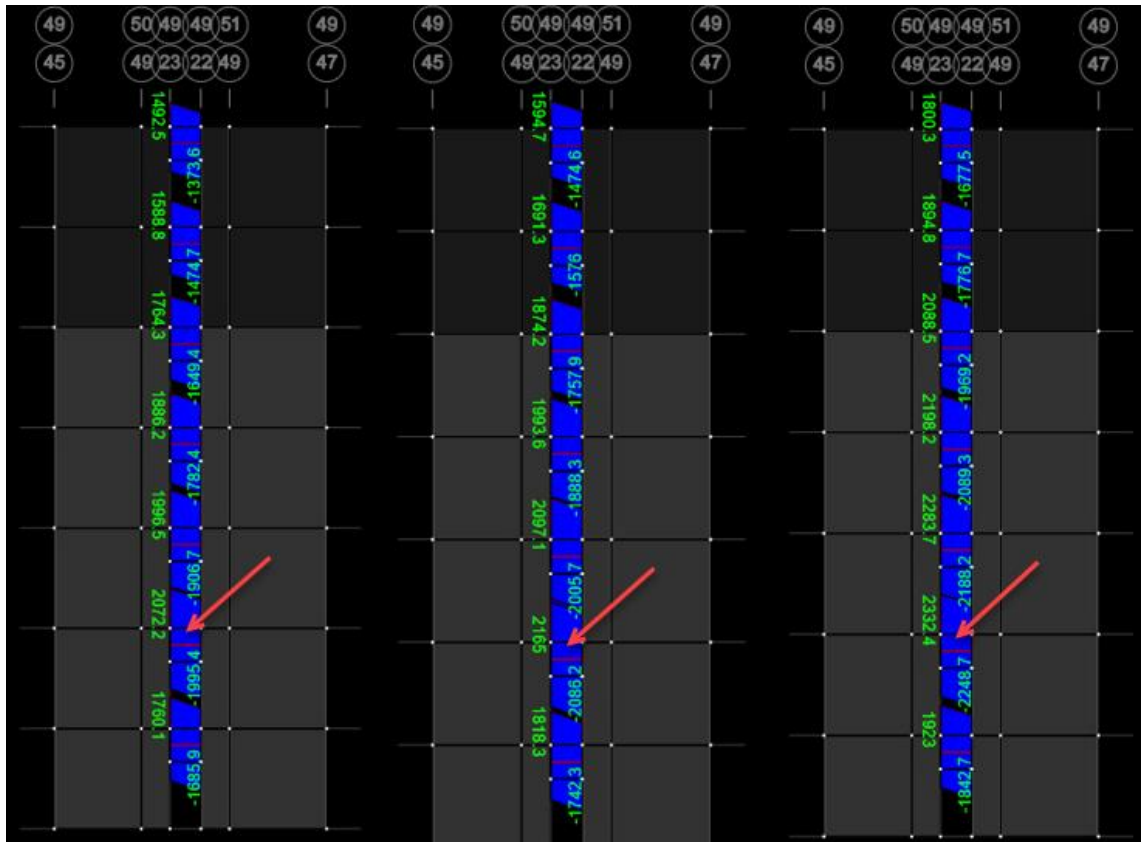
Madaltamalla julkisivun aukkopalkkeja 760 mm:stä 400 mm:iin, globaali taivutusjäykkyys vähenee 19 %. Jäykkyyden muutos keskusytimen vetorasitukseen vaikuttaa kuitenkin voimakkaammin, kuin edellä mainittu prosentuaalinen luku on. Vetorasitusten muutos 760 mm aukkopalkkikorkeudesta 400 mm aukkopalkkikorkeuteen nostaa keskusytimen vetorasituksia 42 % yltäen rakennuksen 4. kerrokseen. Tämä johtuu julkisivulla tapahtuvien leikkausmuodonmuutoksien johdosta, jonka myötä on suotavaa pitää julkisivun aukkopalkit mahdollisimman korkeina, jottei keskusytimen vetorasitukset kasvaisi tarpeettoman suuriksi. Samalla pyrittäisiin tasaamaan keskusytimen sekä julkisivun jäykkyyseroja. Kuvassa 50 on esitetty keskusytimessä tapahtuvat vetorasitukset tarkasteltavilla palkkikorkeuksilla, kun julkisivun pielileveys pysyy samana.



Kuva 50. Yhdistetty kuva keskusytimen vetorasituksista 900 mm julkisivun pielileveydellä, kun julkisivun aukkopalkkien korkeudet ovat 760 mm (vasemmalla) 630 mm (keskellä) ja 400 mm (oikealla)

Lyhyet mutta korkeat aukkopalkit, jotka toimivat jäykistävänä rakenneosana keräävät merkittäviä leikkausvoimia, kun palkki on kiinnitetty jäykästi jäykistäviin seinärakenteisiin palkin molemmista päistä. Julkisivun aukkopalkkien korkeuden muutoksella ei ole merkittävää osuutta keskusytimen rasitetuimman aukkopalkin leikkaus- ja taivutusmomenttisuureisiin. Kun tarkasteltavan julkisivuelementin aukkopalkin korkeus on 760 mm, rasitetuimman aukkopalkin leikkausvoima on 2072 kN. Kun julkisivuelementin aukkopalkkikorkeus on 630 mm, leikkausvoima tarkasteltavassa

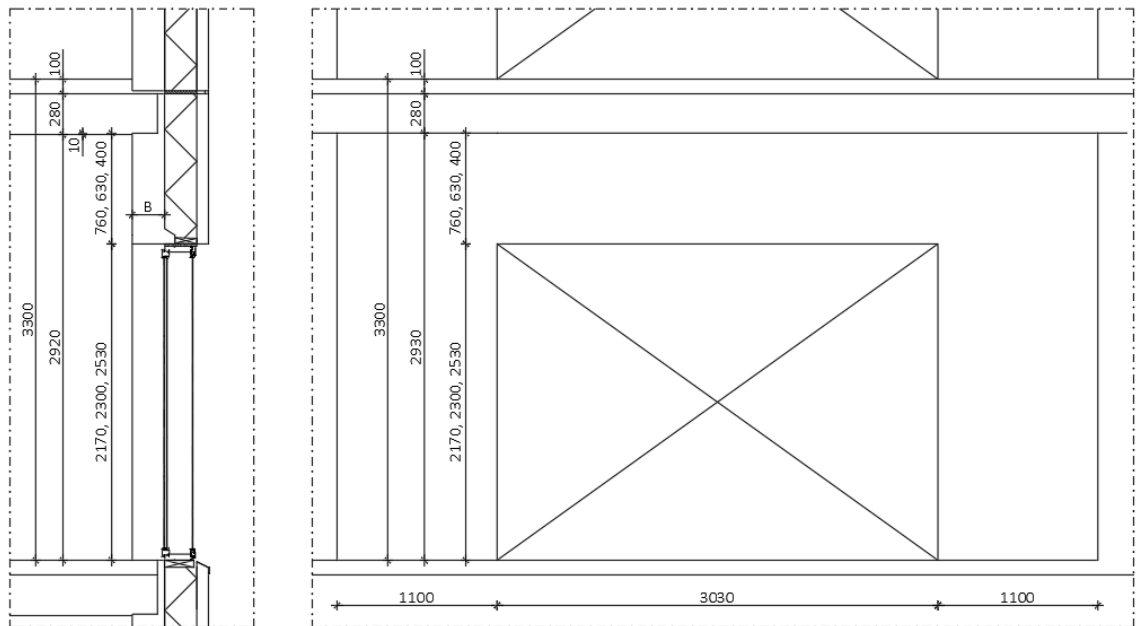
aukkopalkissa on 2165 kN. Tarkastelemalla matalinta aukkopalkkia julkisivuelementillä leikkausvoima on 2332 kN.



Kuva 51. Yhdistetty kuva keskusytimen rasitetuimman aukkopalkin leikkausvoimista 900 mm julkisivun pielileveydellä, kun julkisivun aukkopalkkien korkeudet ovat 760 mm (vasemmalla) 630 mm (keskellä) ja 400 mm (oikealla)

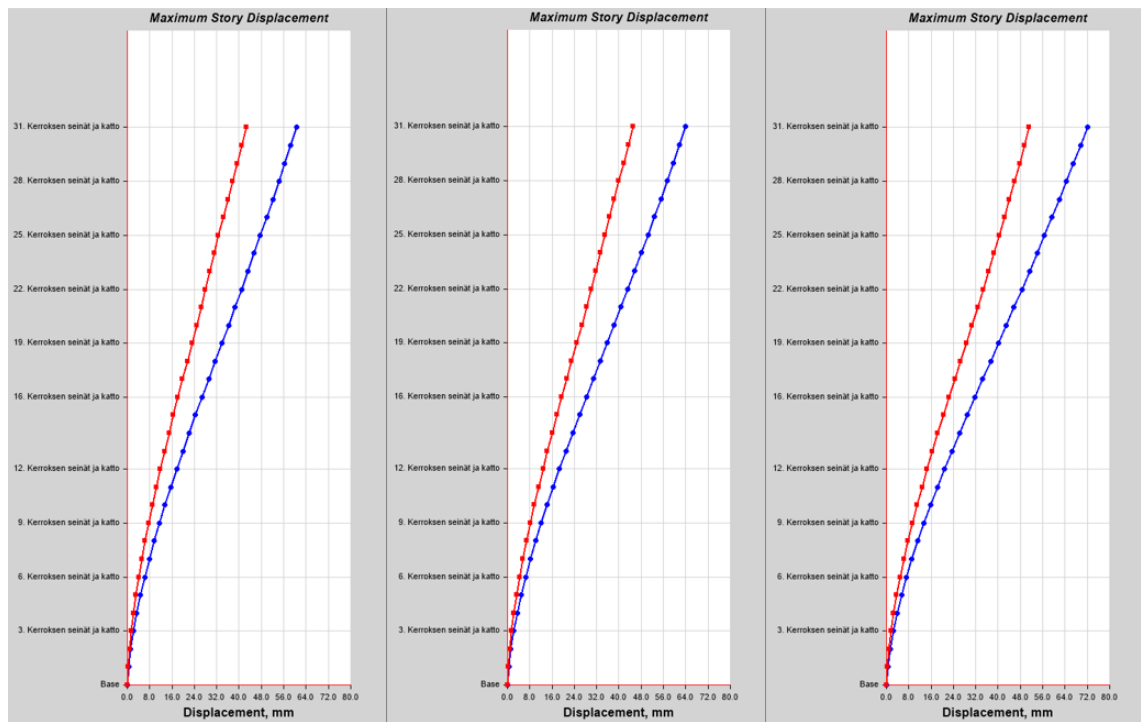
3.4.2 Tutkittu sandwich-elementti 2

Toisen tutkitun teräsbetonisen sandwich-elementin pielileveys on 1100 mm, jolloin kahden vierekkäisen pielen pituudeksi luetaan 2200 mm. 300 mm paksuisen sisäkuoren sandwich-elementin paino on 8310 kg 760 mm korkuisella aukkopalkilla. Kuvassa 52 on esitetty tarkasteltu seinärakenne.



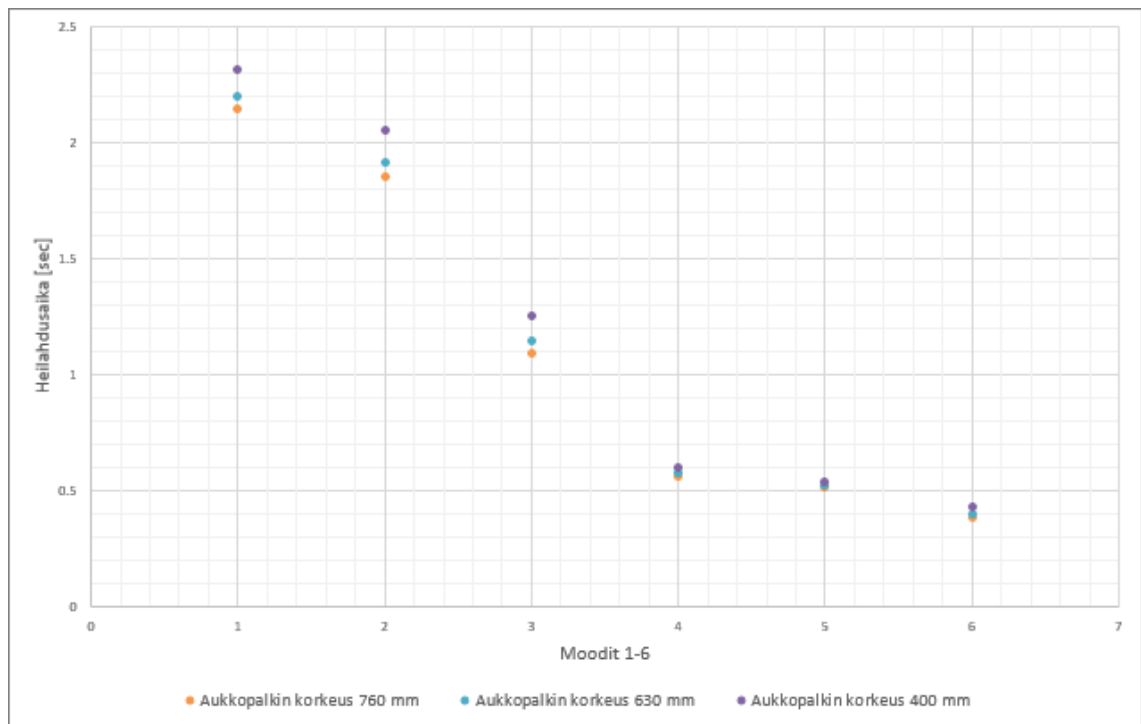
Kuva 52. Periaatekuva tutkitusta sandwich-elementistä, jonka pielileveys on 1100 mm.

Verrattaessa 900 mm pielileveyteen rakennuksen siirtymä pienenee hieman matalammilla palkkikorkeuksilla. Mikäli rakennuksen jäykkyyden muutosta arvioidaan siirtymän avulla, madaltamalla palkkeja 760 mm:stä 630 mm:iin, sandwich-elementin pielen leveyden ollessa 1100 mm rakennuksen globaali taivutusjäykkyys vähenee 11,1 % ja mikäli palkkeja madaltaa 630 mm:stä 400 mm:iin 1100 mm pielileveydellä taivutusjäykkyys vähenee 12,5 %. Verrattaessa samoja palkkikorkeuksia 900 mm ja 1100 mm pielileveyksien kesken, jäykkyyden muutos on noin 3 %, joka tarkoittaa sitä, että tarkasteluilla pieli- ja palkkidimensioilla palkin korkeuden muutoksella on suurempi vaikutus globaaliin taivutusjäykkyyteen, kuin pielen pituuden kasvattamisella.

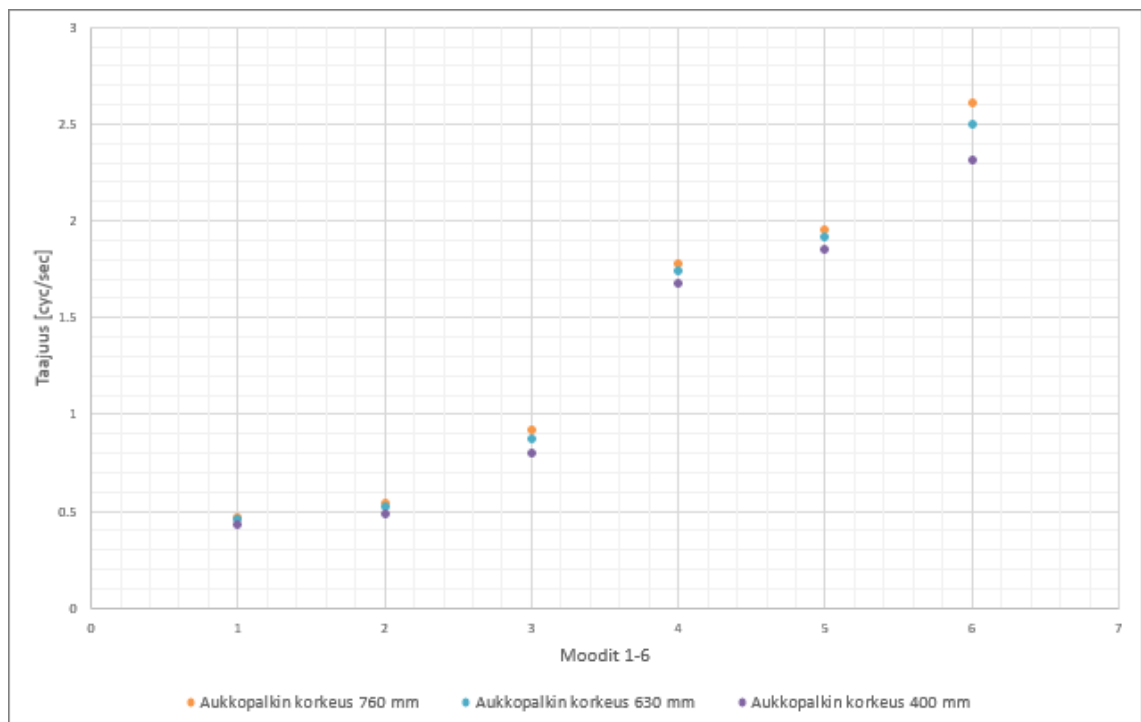


Kuva 53. Rakennuksen siirtymä aukkopalkkikorkeudella 760 mm (vasen 60 mm), 630 mm (keskellä 64 mm) ja 400 mm (oikea 72 mm).

Mukavuustekijöiden kannalta seinäpielen leveyden kasvatuksella ei ollut merkittävää muutosta verrattaessa 900 mm pielileveyteen. Myöskään palkin madaltamisella ei ollut suurta merkitystä. Pielileveyden ollessa 1100 mm, rakennus käyttäytyy suhteellisen samalla tavalla kaikilla vertailtavilla palkkikorkeuksilla sekä 900 mm pielileveydellä, kun ulkoiset kuormat pysyvät vakioina. Kuvaajista 4 ja 5 voidaan todeta, että jäykkyyden vähentyessä julkisivun aukkopalkkien madaltamisen myötä ominaistuuudet kasvavat. Kasvu on kuitenkin suhteellisen pientä, kuten lyhyemmällä pielileveydellä eikä täten ole merkitystä rakennuksen mukavuustekijöiden kannalta.



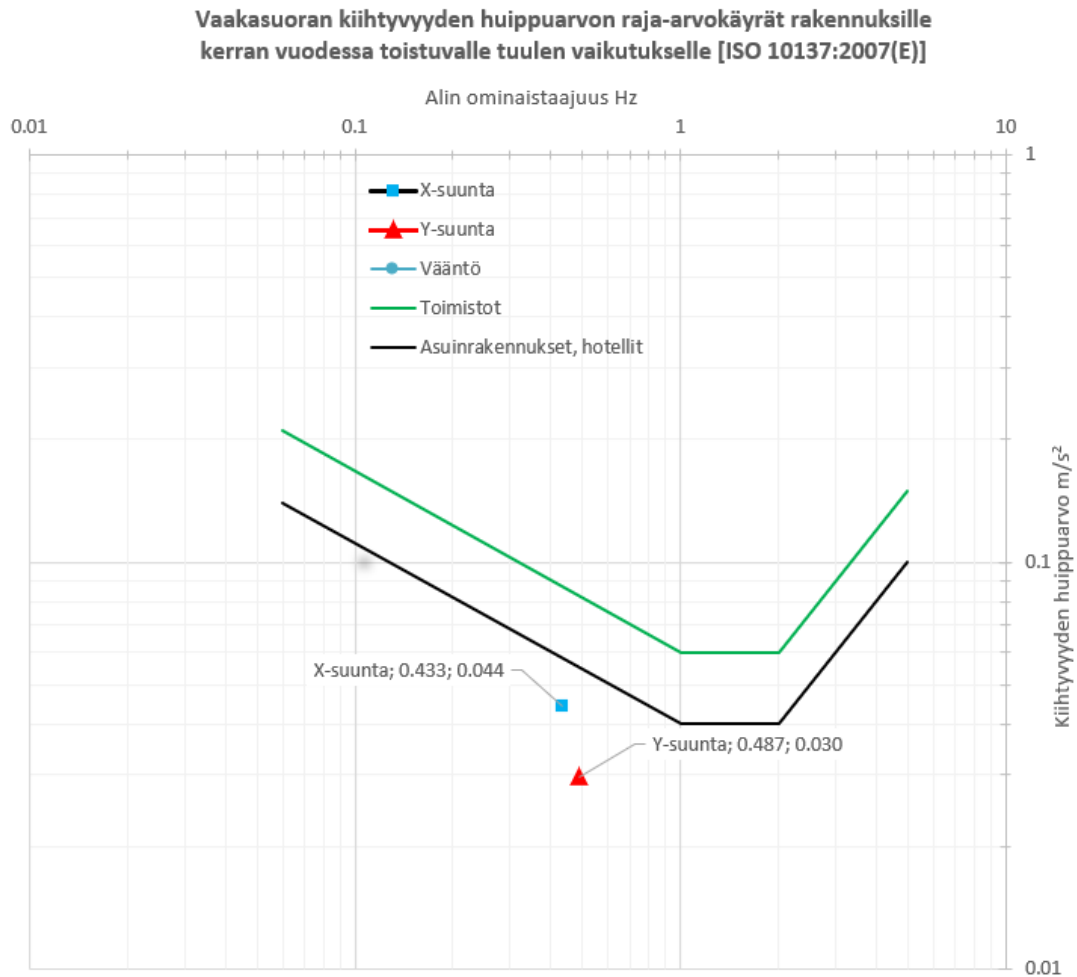
Kuvaaja 4. Rakennuksen heilahdusajat eri palkkikorkeuksilla, kun yhden pielen leveys on 1100 mm



Kuvaaja 5. Rakennuksen kuusi alinta ominaistaajuutta eri palkkikorkeuksilla, kun yhden pielen leveys on 1100 mm.

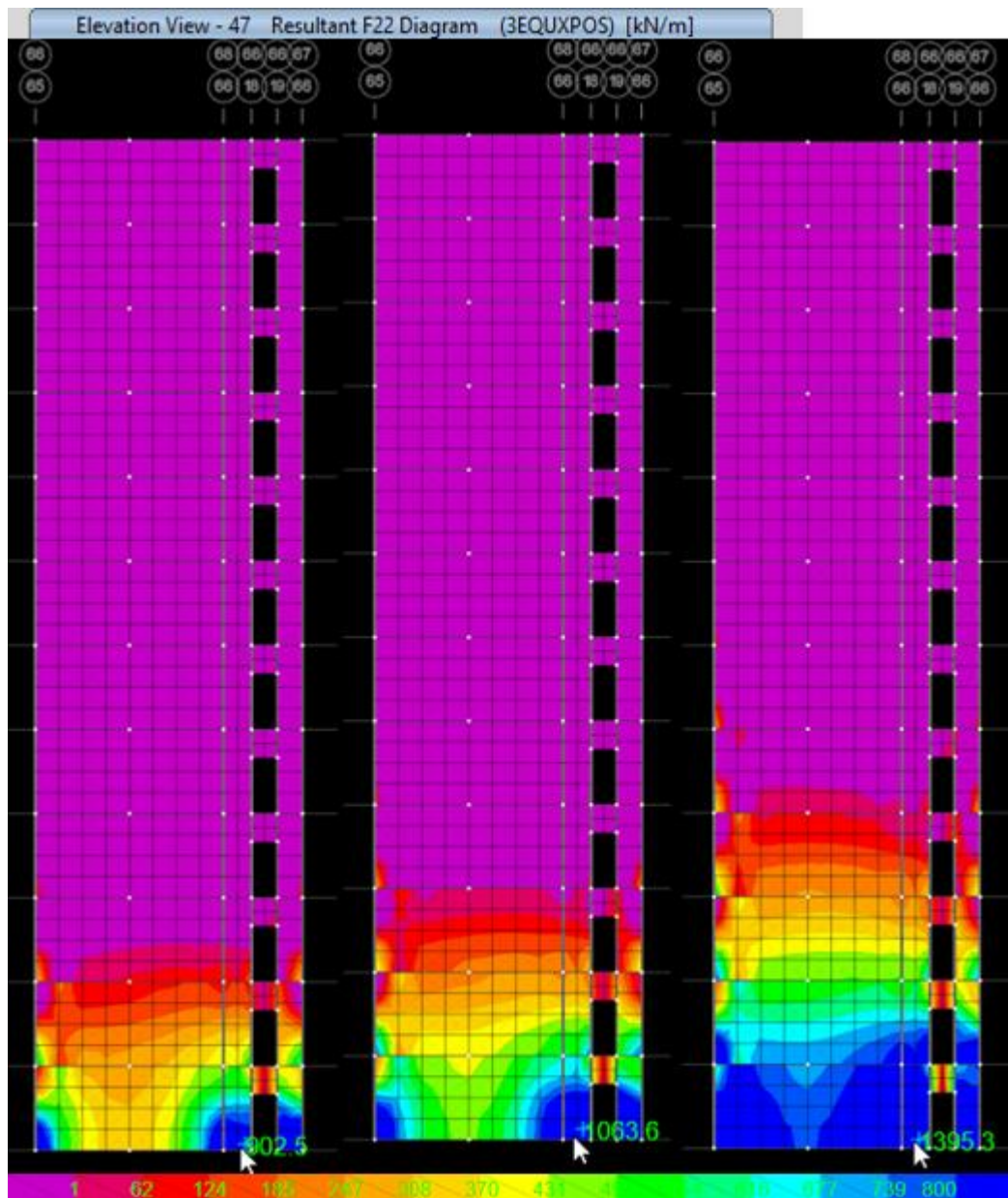
Pielileveyden ollessa 1100 mm ja palkkikorkeuden ollessa 400 mm vaakasuorat kiihtyvyyssarvot x- ja y-suunnille on esitetty kuvaajassa 6. Kuvaajan perusteella on

todennettavissa, että molempien suuntien kiihtyvyydet sijoittuvat sallittujen yläraja-arvojen alapuolelle.



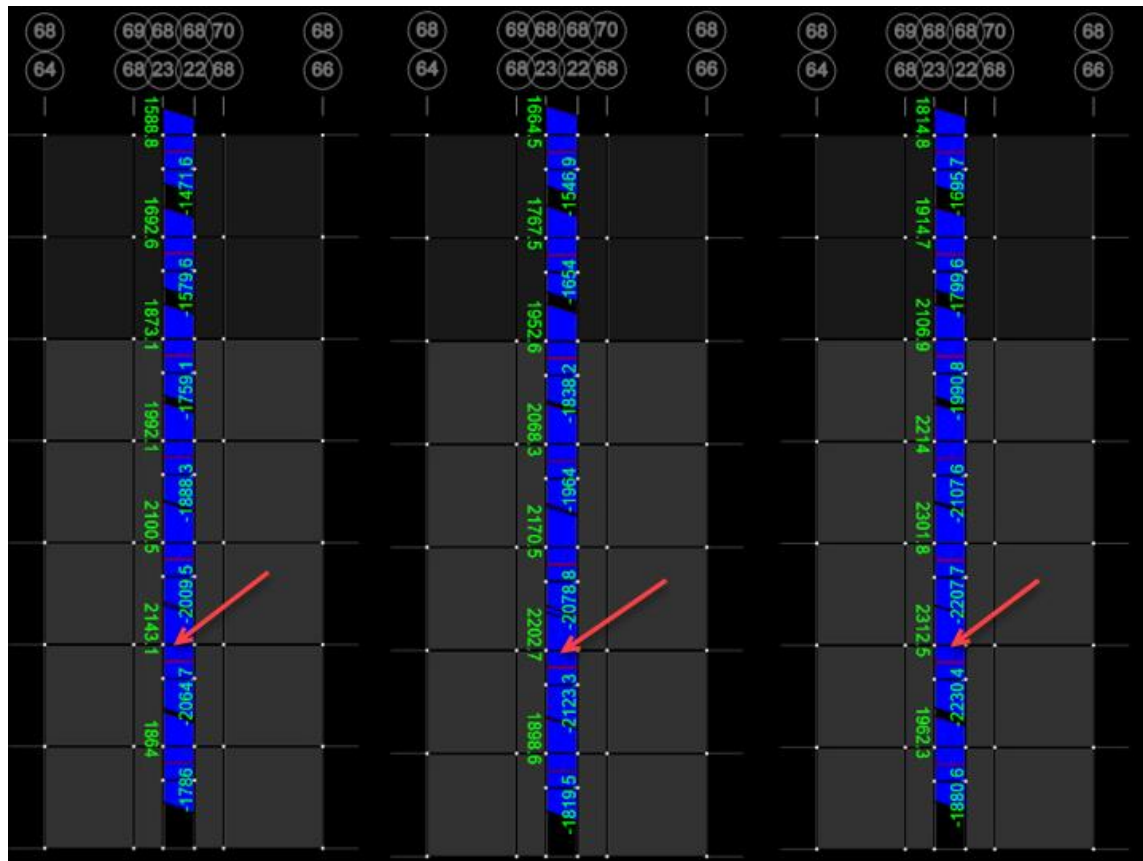
Kuvaaja 6. Vaakasuorat kiihtyvyydsarvot, kun yhden pielen leveys on 1100 mm ja julkisivun aukkopalkin korkeus on 400 mm.

Julkisivurakenteeseen ei synny vetorasitusta millään kuormitusyhdistelmällä, kun yhden pielen leveys on 1100 mm. Keskusydin kerää vetovoimia rakennuksen x- ja y-suunnassa kaikilla palkkikorkeuksilla julkisivulla tapahtuvan leikkausmuodonmuutoksen vuoksi. Kuvassa 54 on esitetty x-suunnan taivutuksesta muodostuvat vetorasitukset keskusytimen seinälle. Julkisivun pielileveyden kasvattamisella 900 mm:stä 1100 mm:iin ei ole merkittävää vaikutusta vetorasitukseen. Vetorasitukset ovat suuruudeltaan kutakuinkin samat 760 mm sekä 630 mm aukkopalkkivaihtoehdoilla. Mikäli tarkastellaan 400 mm julkisivun aukkopalkkia 900 mm sekä 1100 mm pielileveyden välillä, keskusytimen vetorasitus kasvaa 8,4 %.



Kuva 54. Yhdistetty kuva keskusytimen vetorasituksesta 1100 mm julkisivun pielileveydellä, kun julkisivun aukkopalkkien korkeudet ovat 760 mm (vasemmalla) 630 mm (keskellä) ja 400 mm (oikealla)

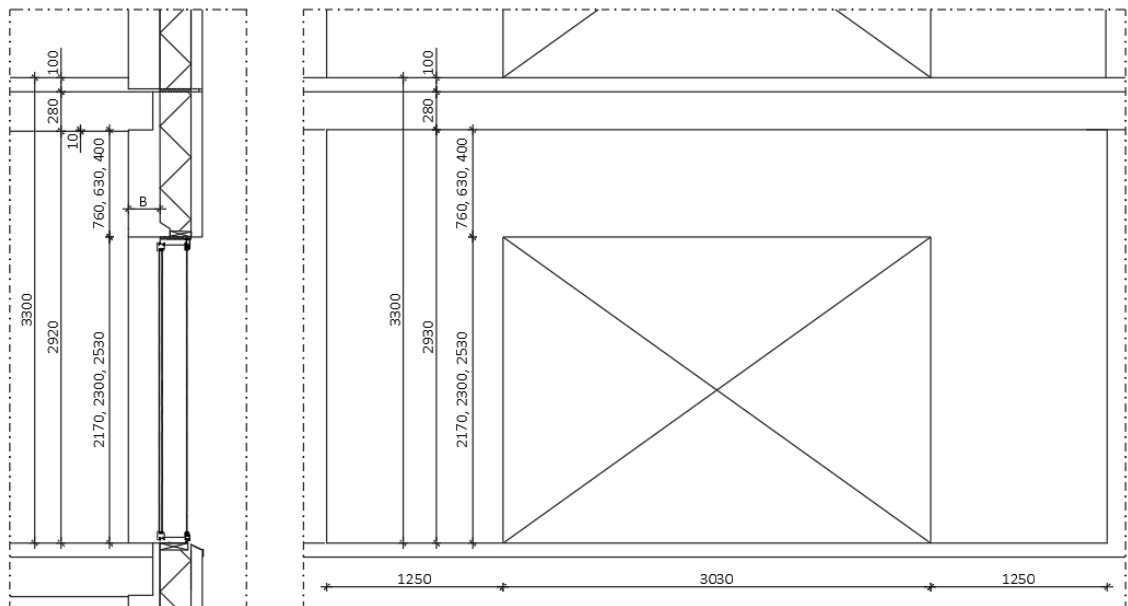
Keskusytimen suurin rasitettu aukkopalkki kerää kutakuinkin saman verran leikkausvoimaa julkisivupielen ollessa 1100 mm, kun 900 mm pielileveydellä kaikilla tarkasteltavilla palkkikorkeuksilla. Pielen leveyden kasvattamisella ei tällöin ole juurikaan vaikutusta keskusytimen aukkopalkin voimasuureisiin. Kuvassa 55 on esitetty keskusytimen rasitetuimman aukkopalkin leikkausvoimat tarkasteltavilla palkkikorkeuksilla.



Kuva 55. Yhdistetty kuva keskusytimen rasitetuimman aukkopalkin leikkausvoimista 1100 mm julkisivun pielileveydellä, kun julkisivun aukkopalkkien korkeudet ovat 760 mm (vasemmalla) 630 mm (keskellä) ja 400 mm (oikealla)

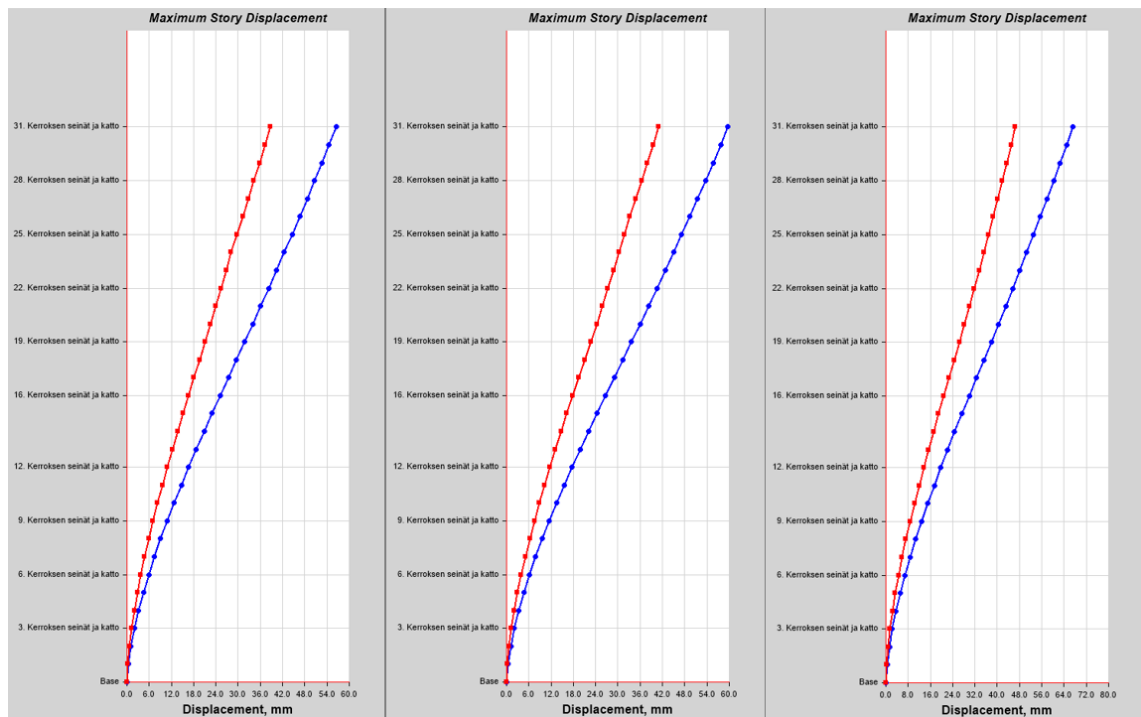
3.4.3 Tutkittu sandwich-elementti 3

Toisen tutkitun teräsbetonisen sandwich-elementin pielileveys on 1250 mm, jolloin kahden vierekkäisen pielen pituudeksi luetaan 2500 mm. 300 mm paksuisen sisäkuoren sandwich-elementin paino on 9150 kg 760 mm korkuisella aukkopalkilla. Kuvassa 56 on esitetty tarkasteltava seinärakenne.



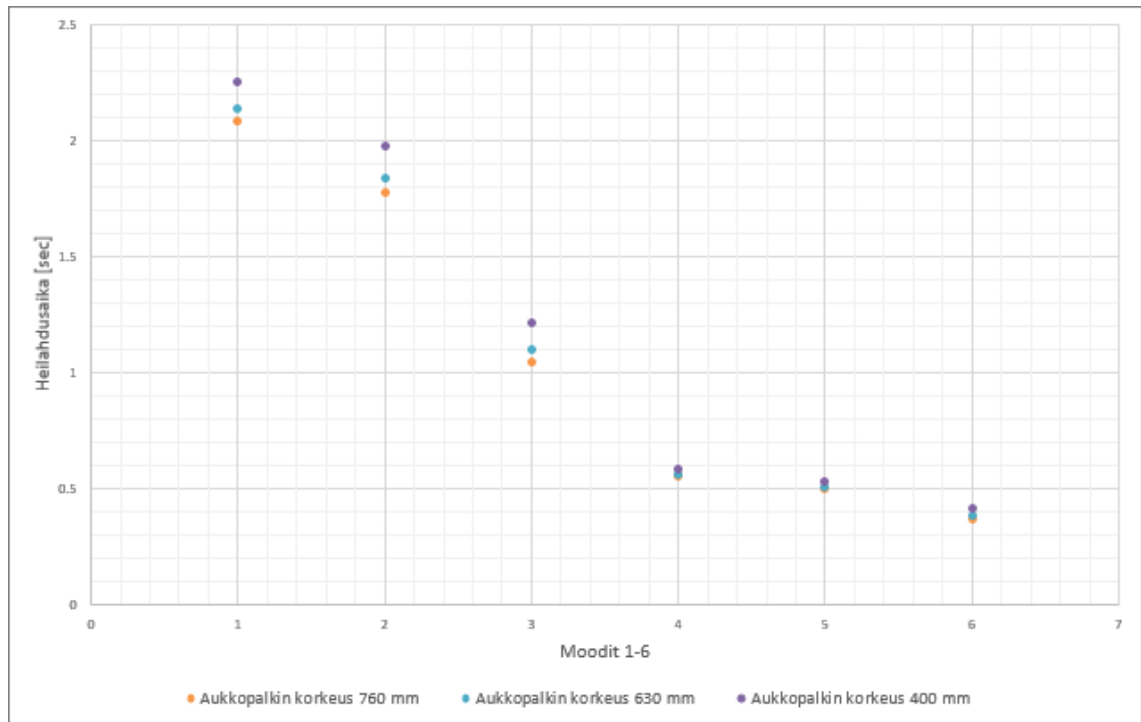
Kuva 56. Periaatekuva tutkitusta sandwich-elementistä, jonka pielileveys on 1250 mm

Verrattaessa 1100 mm pielilevyyteen rakennuksen siirtymä pienenee kaikilla verrattavilla palkkikorkeuksilla. Mikäli rakennuksen jäykkyyden muutosta arvioidaan siirtymän perusteella, madaltamalla palkkeja 760 mm:stä 630 mm:iin, sandwich-elementin pielen leveyden ollessa 1250 mm rakennuksen globaali taivutusjäykkyys vähenee 5,36 % ja mikäli palkkeja madaltaa 630 mm:stä 400 mm:iin taivutusjäykkyys vähenee 13,56 %. Verrattaessa 1250 mm pielileveyttä 1100 mm pielilevyyteen 760 mm palkkikorkeudella taivutusjäykkyyden ero on 6,6 %, 630 mm palkkikorkeudella 7,8 % sekä 400 mm palkkikorkeudella 6,9 %.

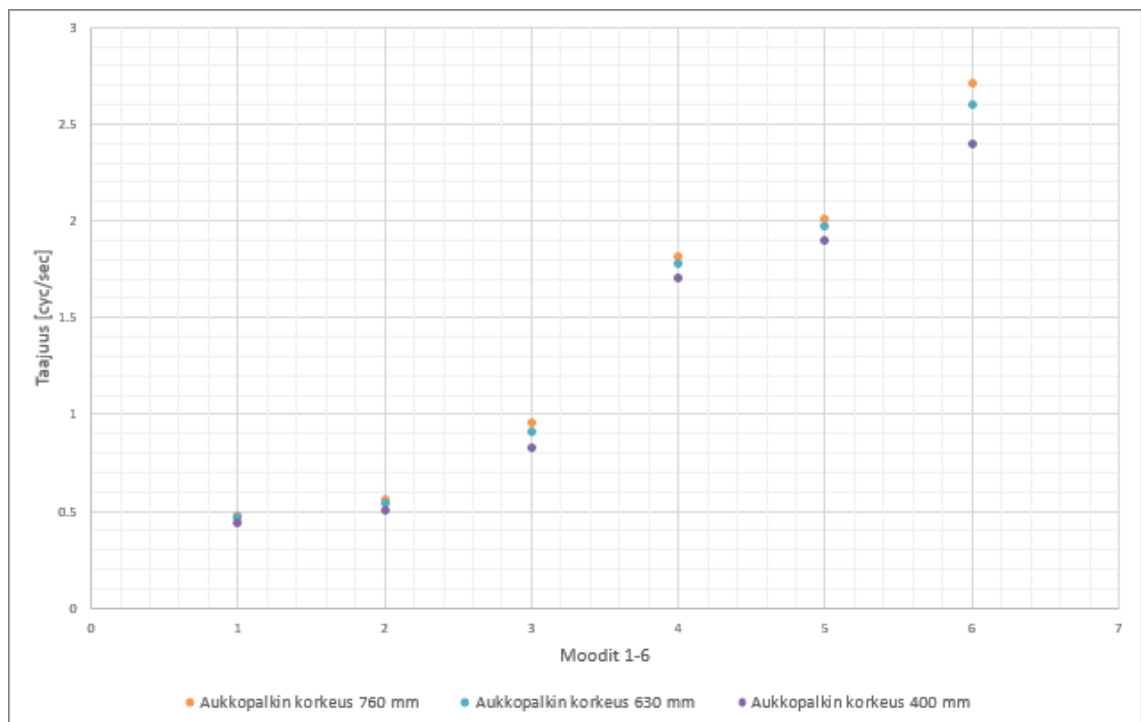


Kuva 57. Rakennuksen siirtymä aukkopalkkikorkeudella 760 mm (vasen 56 mm), 630 mm (keskellä 59 mm) ja 400 mm (oikea 67 mm)

Mukavuustekijöiden kannalta seinäpielen leveyden suurentamisella tai palkin madaltamisella ei ole merkittävää muutosta verrattaessa 1100 mm pielileveyteen. Pielileveyden ollessa 1250 mm, rakennus käyttäytyy suhteellisen samalla tavalla kaikilla vertailtavilla palkkikorkeuksilla sekä 1100 mm pielileveydellä, kun ulkoiset kuormat pysyvät vakioina. Kuvaajista 7 ja 8 voidaan todeta, että jäykkyyden vähentyessä julkisivun aukkopalkkien madaltamisen myötä ominaistaajuudet kasvavat ja vastaavasti pitämällä palkkikorkeus samana, mutta pielileveyttä kasvattamalla rakennuksen jäykkyys kasvaa, joka puolestaan pienentää heilahdusaikoja sekä taajuuksia. Muutos on kuitenkin suhteellisen pientä, eikä täten ole merkitystä rakennuksen mukavuustekijöiden kannalta.



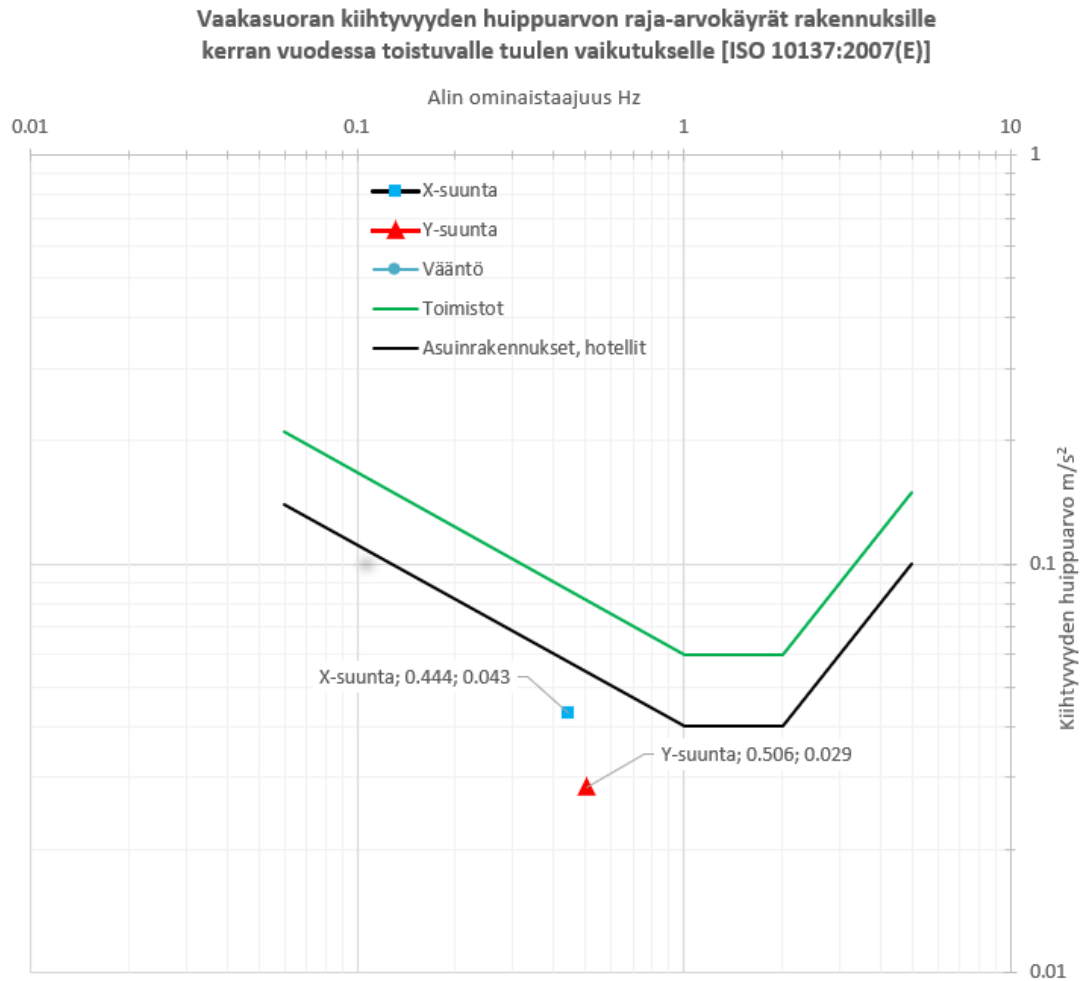
Kuvaaja 7. Rakennuksen heilahdusajat eri palkkikorkeuksilla, kun yhden pienen leveys on 1250 mm



Kuvaaja 8. Rakennuksen kuusi alinta ominaistaajuutta eri palkkikorkeuksilla, kun yhden pienen leveys on 1250 mm

Pielileveyden ollessa 1250 mm ja palkkikorkeuden ollessa 400 mm vaakasuorat kiihtyvyyssarvot x- ja y-suunnille on esitetty kuvaajassa 9. Kuvaajan perusteella on

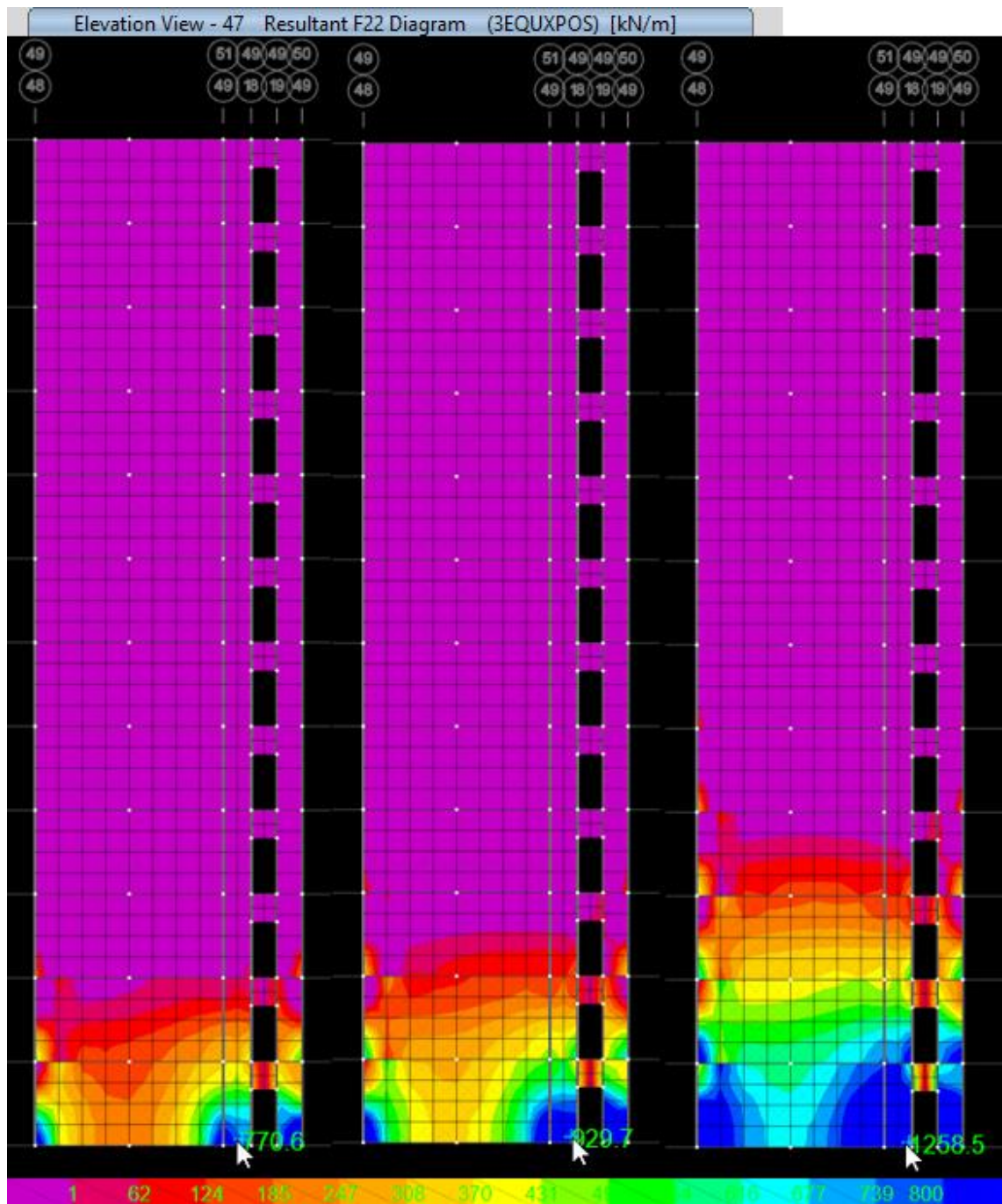
todennettavissa, että molempien suuntien kiihtyvyydet sijoittuvat sallittujen yläraja-arvojen alapuolelle.



Kuvaaja 9. Vaakasuorat kiihtyvyydsarvot, kun yhden pielen leveys on 1250 mm ja julkisivun aukkopalkin korkeus on 400 mm.

Julkisivurakenteeseen ei synny vetorasitusta millään kuormitusyhdistelmällä, kun yhden pielen leveys on 1250 mm. Keskusydin kerää edelleen vetovoimia rakennuksen heikommassa, x-suunnassa kaikilla palkkikorkeuksilla julkisivulla tapahtuvan leikkausmuodonmuutoksen vuoksi.

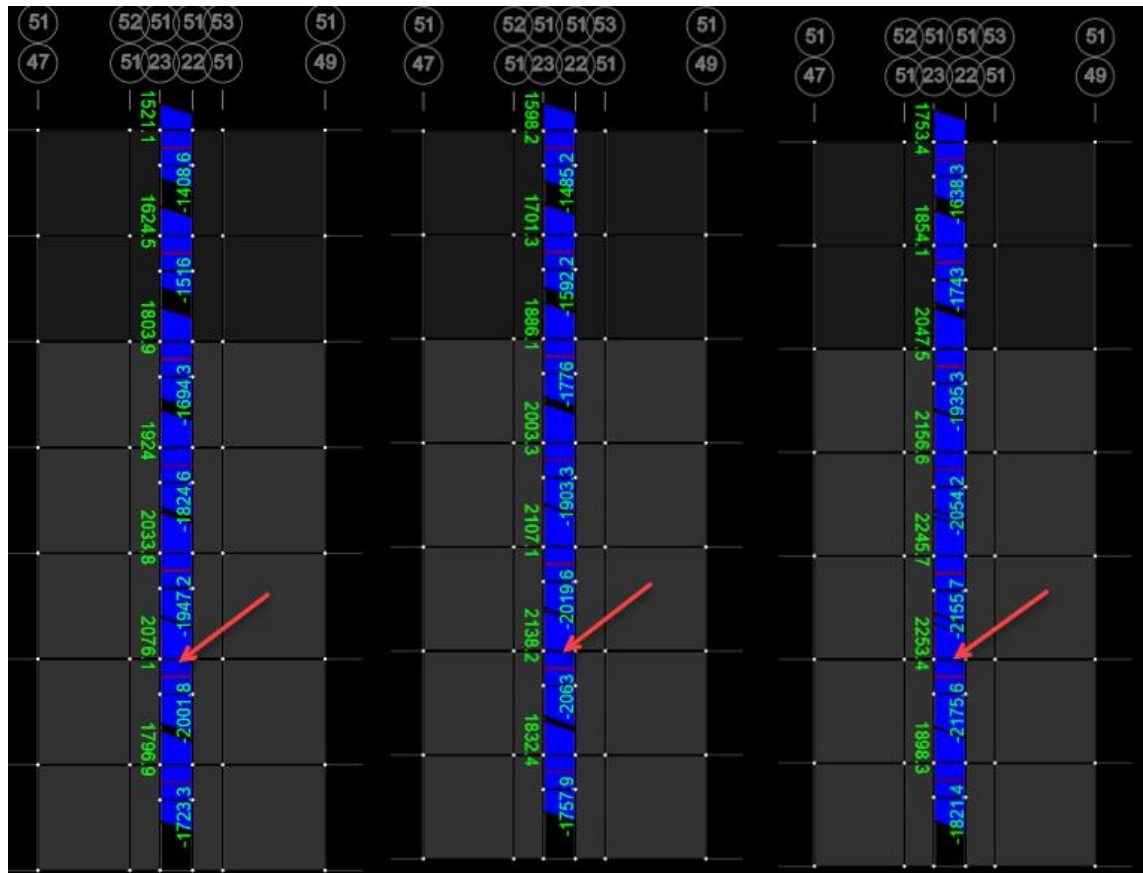
Mikäli julkisivun pielileveyttä kasvattaa 1100 mm:stä 1250 mm:iin, vetorasitukset kasvavat keskimäärin noin 12 %. Verrattaessa 760 mm julkisivuaukkopalkkia, pielen kasvatuksella 1100 mm:stä 1250 mm:iin keskusytimen vetorasitus kasvaa 17 %, 630 mm aukkopalkilla 14,4 % sekä 400 mm aukkopalkilla 10,9 %. Kuvassa 58 on esitetty keskusytimessä tapahtuvat vetorasitukset kolmella eri palkkikorkeudella, kun julkisivun pielileveys on 1250 mm.



Kuva 58. Yhdistetty kuva keskusytimen vetorasituksista 1250 mm julkisivun pielileveydellä, kun julkisivun aukkopalkkien korkeudet ovat 760 mm (vasemmalla) 630 mm (keskellä) ja 400 mm (oikealla)

Keskusytimen suurin rasitettu aukkopalkki kerää kutakuinkin saman verran leikkausvoimaa julkisivupielen ollessa 1250 mm, kun 1100 mm pielileveydellä kaikilla tarkasteltavilla palkkikorkeuksilla. Verrattaessa 1250 mm pielileveyttä 1100 mm pielileveyteen 760 mm palkkikorkeudella, keskusytimen rasitetuimman aukkopalkin leikkausvoima vähenee 3,1 %, 630 mm palkkikorkeudella 3 % sekä 400 mm palkkikorkeudella 2,55 %. Pielen leveyden kasvattamisella ei tällöin ole juurikaan

vaikutusta keskusytimen aukkopalkin voimasuureisiin. Kuvassa 59 on esitetty keskusytimen rasetuimman aukkopalkin leikkausvoimat tarkasteltavilla palkkikorkeuksilla.



Kuva 59. Yhdistetty kuva keskusytimen rasetuimman aukkopalkin leikkausvoimista 1250 mm julkisivun pielileveydellä, kun julkisivun aukkopalkkien korkeudet ovat 760 mm (vasemmalla) 630 mm (keskellä) ja 400 mm (oikealla)

3.5 Elementointi

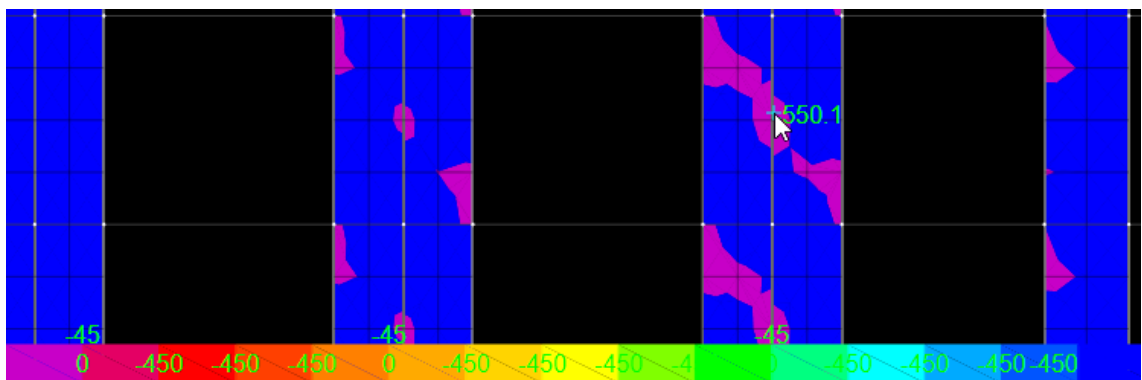
Tarkastellaan laskentamallia, jossa yhden seinäpielen leveys on 1100 mm sekä julkisivun aukkopalkin korkeus on 630 mm. Jotta elementointi olisi mahdollista, on ideaalilähtökohtina saavuttaa lähtökohtaisesti sellaiset seinärakenteet, joissa ei esiinny suurta määrää vetoa, eikä yksittäisen elementtirakenteen kokonaispaino ylitä noin 9000 kg rajaa. Lisäksi on syytä tarkastella elementtien välisiä pysty- sekä vaakasaumoja siten, että rakenteen sidejärjestelmä on mahdollista toteuttaa. Seinien sekä aukkopalkkien raudoitukset on oltava raudoitettavissa sekä liitoksen terästyksen suunnittelussa on huomioitava raudoituksen mahtuminen elementtien väliseen saumaan sekä seinän raudoituksen sekaan. Seinäelementit varustetaan lisäosilla elementin nostoa sekä

työmaalla tukemista varten. Lisäosien sijoittelu tulee huomioida elementin raudoituksen suunnittelussa.

Mikäli seinärakenteessa esiintyy vetoa, tulee seinän raudoituksella olla riittävä veto- sekä ankkurointikapasiteetti. Vedetyt rakenteet tulee aina lähtökohtaisesti ankkuroida perustuksien kautta maaperään asti. Vedetyt seinärakenteet on lähtökohtaisesti helpompi suunnitella paikallavalettuina kuin elementteinä, sillä raudoituksen säätelyllä on helpommin saavutettavissa riittävä veto- sekä leikkauskapasiteetti.

Tapaustutkimuksen ulkoseinäelementeissä ei esiinny vetorasituksia millään kuormitusyhdistelmällä. Ulkoseinäelementit pysyvät puristettuina jokaisessa kerroksessa, joka edesauttaa elementtien välisen vaakasauman kestävyyttä puristavan kitkan avulla. Julkisivun teräsbetonisandwich-elementtien pystysaumoissa esiintyvä leikkausvoima vaihtelee kerroksittain ja on piikkiarvoltaan noin 550 kN/m.

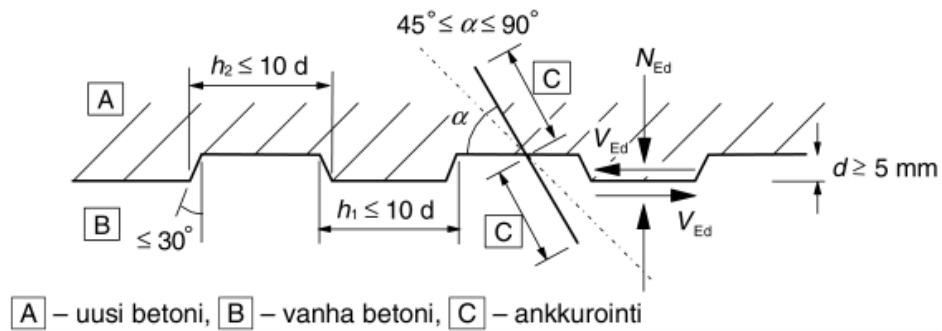
Tarkastellaan julkisivun rasitetuimpien sandwich-elementtien välistä pystysaumaa. Julkisivun leikkausvoimien tarkastelussa Etabs -ohjelmaan on syötetty raja-arvoksi 450 kN/m, jolloin ohjelma merkitsee visuaalisesti alueet, jossa annettu raja-arvo ylittyy. 450 kN/m raja-arvo ylittyi eniten kerroksissa 10-11, jotka sijaitsevat noin kolmanneksen rakennuksen korkeudessa.



Kuva 60. Seinäelementtien leikkausvoimat. 450 kN/m raja-arvon ylittäneet leikkausvoimat esitettyinä sinisestä poikkeavalla värillä.

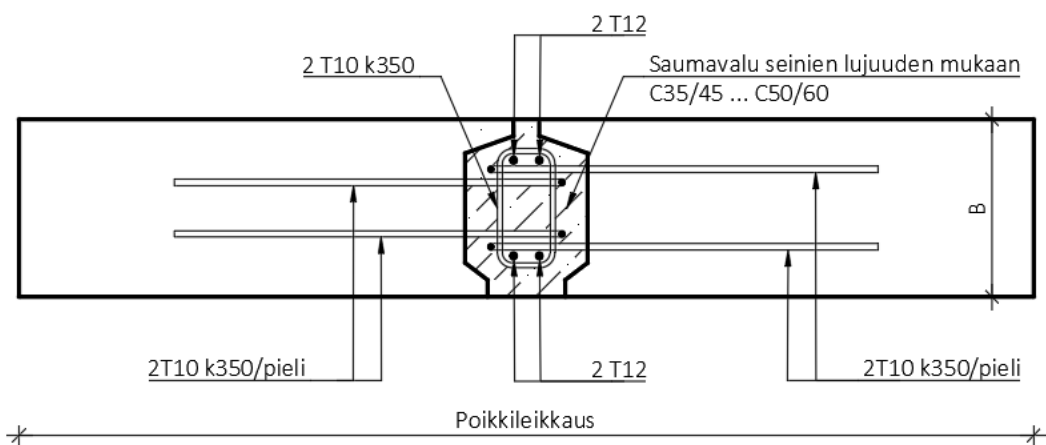
Tarkastellaan ylitetyn raja-arvon julkisivuelementtejä kerroksien 13 ja 14 välillä tavoitteena suunnitella seinäelementtien välinen pystysauma. Julkisivuelementtien kantavan sisäkuoren paksuus on 275 mm sekä lujuus C50/60 taulukon 7 mukaisesti. Julkisivun pystysauman keskimääräinen leikkausvoima on 357,5 kN/m laskettuna elementtiverkon keskiarvona koko sauman korkeudelle. Julkisivuelementtien välinen

pystysauma on vaarnattu kuvan 61. mukaisesti, jolloin laskennassa menetellään Eurokoodin vaarnatun sauman laskentamenetelmiä kitkakertoimilla $c_1=0.5$ sekä $\mu_1=0.9$.

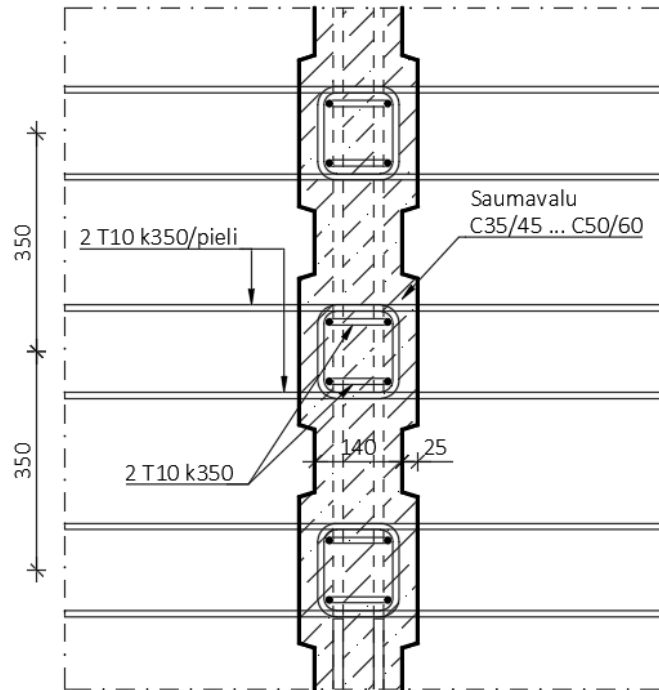


Kuva 61. Vaarnattu työsauma (SFS EN 1992-1-1, s. 92).

Käytettyjen B500B harjaterästen halkaisija on 10 mm sekä myötölujuus 500 MPa. Harjaterästen jako on 350 mm sekä vaarnan leveys 170 mm. Tällöin yksittäisen harjateräksen pinta-ala on $78,54 \text{ mm}^2$ ja mikäli lenkit sijoitetaan pystyyn vierekkäin, saumasta saadaan nelileikkäinen, jonka pinta-ala metriä kohden on $897,6 \text{ mm}^2$. Raudoituksen kulma saumaan nähden on 90 astetta, jolloin sauman kokonaisleikkauskestävyys on $512,7 \text{ kN/m}$ liitteen 1 mukaisesti. Kuvissa 62 ja 63 on esitetty periaateleikkaus kahden kantavan julkisivuelementin välisestä pystysaumasta, jossa harjateräslenkit on asetettu pystyyn.

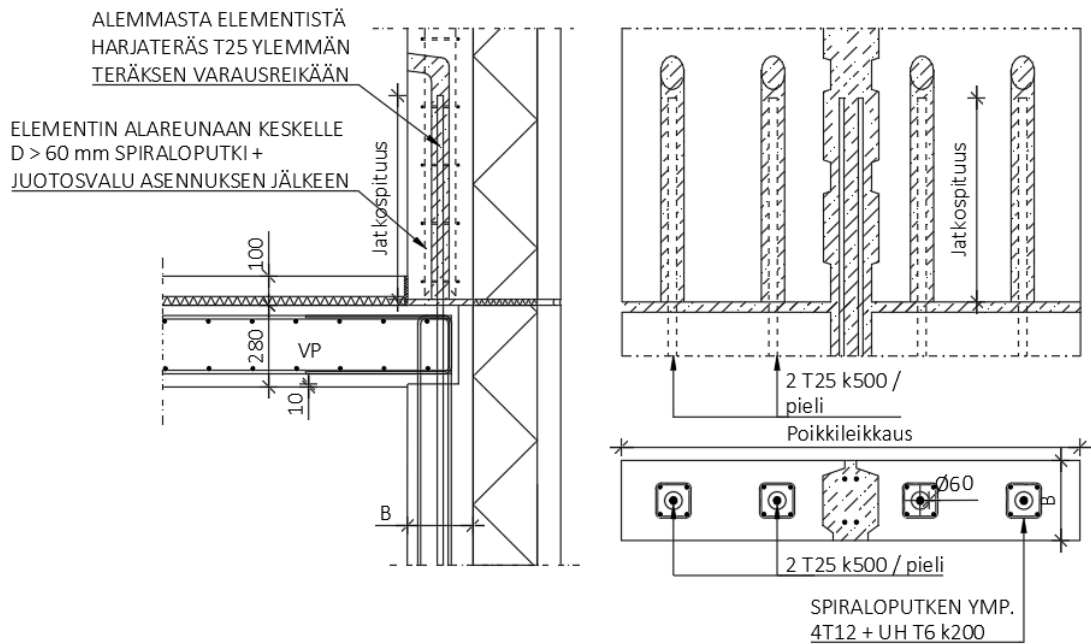


Kuva 62. Suunniteltu tuplaharjateräslenkki, jossa harjateräslenkit ovat pystyasennossa, vaakaleikkaus



Kuva 63. Suunniteltu tuplaharjateräslenkkiliitos, jossa harjateräslenkit ovat pystyasennossa, pystyleikkaus

Seinäelementtien vaakasauman mitoituksessa tarkasteltavat rasitusuureet ovat vaakasaumassa vallitseva leikkausvoima sekä samanaikaisesti vaikuttava epäedullinen normaalivoima seinäelementin sekä välipohjalaatan rajapinnassa. Leikkausvoiman arvo tarkastetaan määräävästä murtorajatilayhdistelmästä sekä epäedullinen normaalivoima tarkastetaan usein yhdistelmästä, jossa tuuli on määräävä muuttuva kuormitus ja jossa pysyviä kuormia on pienennetty kertoimella 0,9 taulukon 6 mukaisesti. Sileän vaakasauman pinnan kertoimet ovat $c = 0,025$ sekä $\mu = 0,5$. Elementtien väliset vaakasaumat raudoitetaan pääosin 2 T25 tapein, jotka ankkuroidaan ylemmän elementtiin kuvan 64 mukaisesti. Tapauksissa, joissa vallitsee suuri leikkausvoima suhteessa stabiloivaan pystykuormaan, on mahdollista niputtaa useampi harjateräs. Niputuksessa tulee kuitenkin huomioida raudoituksen mahtuminen ylemmän seinäelementin raudoituksen sekaan sekä riittävä ankkurointipituus. Tartuntakolot voidaan korvata spiraloputkilla, jotka valetaan umpeen ylemmän seinäelementin asennettua.



Kuva 64. Periaateleikkaus elementtien välisestä vaakasaumasta.

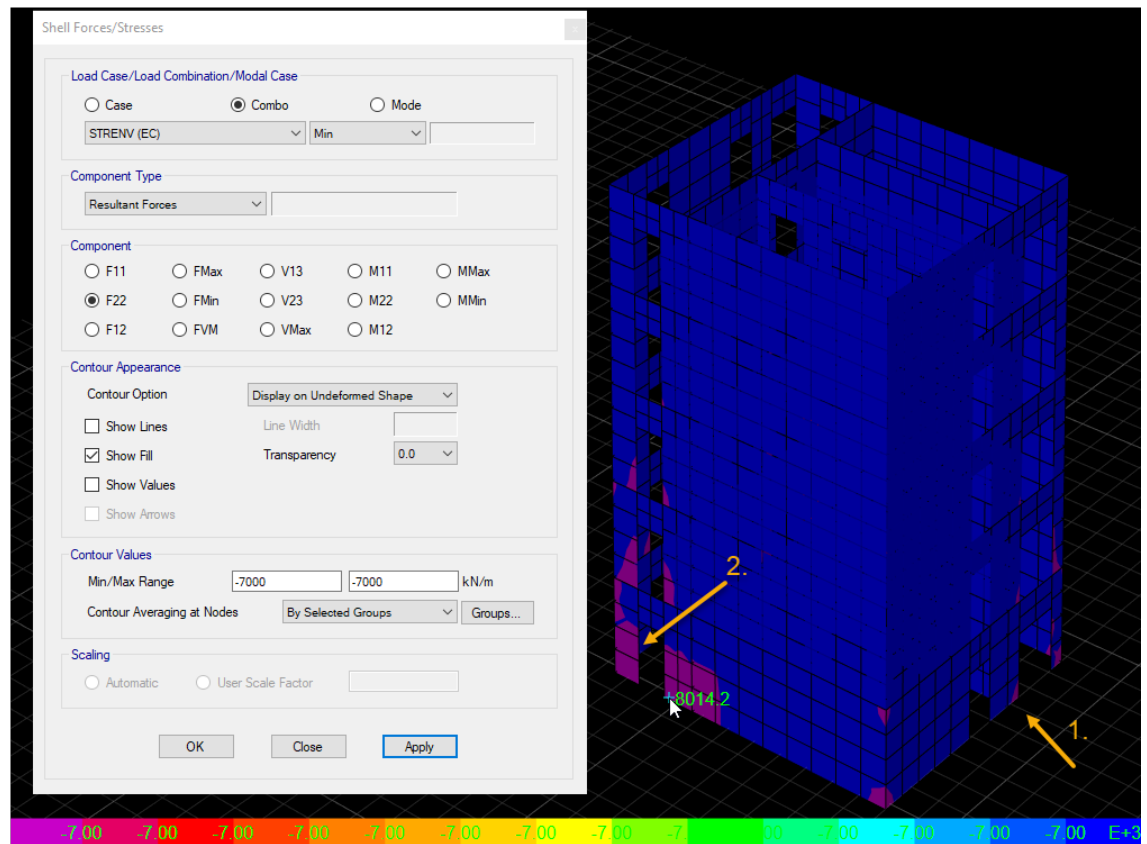
Julkisivun kantavat sandwich-elementit pysyvät puristettuina kaikilla kuormitusyhdistelyillä. Taulukossa 9 on esitetty julkisivuelementtien puristus- sekä leikkauskestävyydet seinissä valituilla raudoitustiedoilla.

Taulukko 9. Julkisivuelementtien puristus- sekä leikkauskestävyydet, kun seinän korkeus on 3300 mm

Seinän paksuus <i>mm</i>	Betonilujuus <i>f_{ck}</i> <i>MPa</i>	PT (MP)	VT (MP)	NRd <i>kN/m</i>	VRd <i>kN/m</i>
200	C35/45	T8 k100	T8 k100	1800	315
250	C40/50	T12 k150	T12 k150	4100	472
275	C50/60	T12 k150	T12 k150	6000	472
300	C50/60	T12 k150	T12 k150	6900	472

Keskusytimen alimmissa kerroksissa esiintyy vetoa murtorajatilassa sen molemmissa suunnissa taulukon 6 mukaisilla 1-4 kuormitusyhdistelyillä, jossa tuuli on määräävä muuttuva kuormitus. Asuinrakennus on heikompi sen x-suunnassa, jossa vetorasitukset ovat noin 50 % suurempia, kuin rakennuksen vahvemmassa y-suunnassa. Vetorasitukset yltyvät seinälinjan kolmanteen kerrokseen, jonka jälkeen seinälinja on puristettu. Alimman kerroksen vetorasituksen suuruus on piikkiarvoltaan seinän alakulmassa noin 1000 kN/m, jolloin alimpien kerroksien paikallavaletun seinän pystyraudoitukseksi tulee T16 k100 seinän molempiin pintoihin. Toisella kuormitusyhdistelyllä, jolla haetaan keskusytimen suurin puristusvoima, keskusydin kerää suurimman puristusvoiman, jonka arvo on noin 8 MN. Kuvassa 65 on esitetty sinisestä poikkeavalla värillä ne alueet, jotka ylittävät 7000 kN/m puristusvoiman. Riippuen siitä, mitoitetaanko ylittyneet alueet

pilareina tai seininä, riippuu tarkasteltava alue sen mittasuhteista. Esimerkiksi kuvassa 66 oikealla puolella nuolen esittämä alue 1 tulee tarkastella pilarina, sillä rakenneosan paksuus on vähemmän, kuin neljä kertaa sen pituus. Nuolella esitetty nurkkapieli 2 voidaan tarkastella taas seinänä, sillä suunnittelija on lukenut poikkileikkauksen pituudeksi rakenneosien yhteenlasketun keskiviivan pituuden, joka on puolestaan enemmän, kuin neljä kertaa poikkileikkauksen paksuus. Nurkka-alueiden määrittämiseen eurokoodi ei kuitenkaan ota kantaa ja täten on turvallista tarkastella lähtökohtaisesti kyseiset alueet aina pilareina, ja harkita tapauskohtaisesti edellä mainittua menettelyperiaatetta vain, jos on tarpeen.



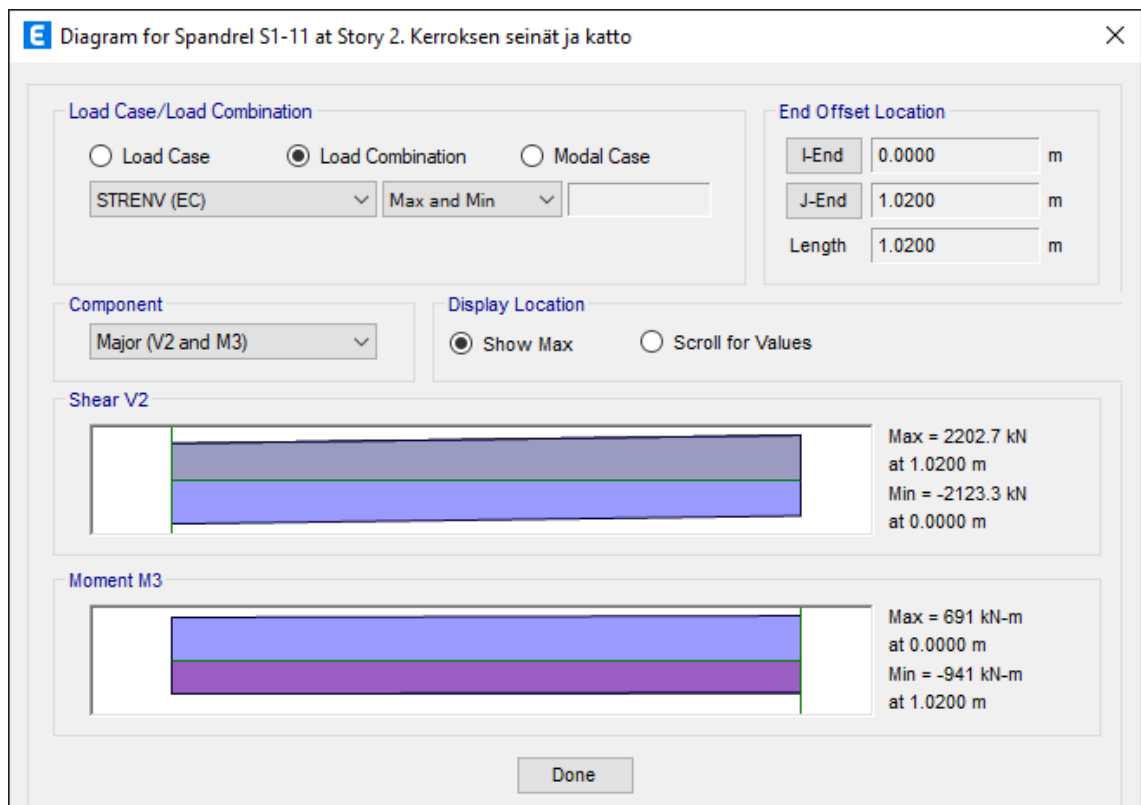
Kuva 65. Keskusytimen alueet, jotka ylittävät 7000 kN/m puristusvoiman.

Taulukko 10. Keskusytimen seinien puristus- sekä leikkauskestävyydet, kun seinän korkeus on 3300 mm

Seinän paksuus	Betonilujuus fck	PT (MP)	VT (MP)	NRd	VRd
mm	MPa	-	-	kN/m	kN/m
250	C35/45	T10 k125	T10 k125	3500	393
300	C40/50	T12 k150	T12 k150	5600	472
350	C50/60	T16 k150	T16 k150	7200	839
400	C50/60	T16 k100	T16 k100	10700	1259

Keskusytimen elementtien väliset vaakasaumat tapitetaan pääsääntöisesti T25 k600 tapeilla. Elementtien väliset pystysaumot toteutetaan alimmissa kerroksissa pystyyn sijoitetun tupla harjateräsenkein, kuten julkisivuelementtien väliset pystysaumot. Ylimmissä kerroksissa on mahdollista käyttää vähemmän leikkauskestävyyttä omaavia pystysaumaliitoksia.

Keskusydyinkuilun aukkopalkit, jotka on sijoitettu kahden jäykistävän seinän väliin ovat erittäin alttiita leikkausvoimille rakennuksen muodonmuutoksen vaikutuksesta. Tarkastellaan rasitetuinta aukkopalkkia keskusytimessä, joka sijaitsee kahden jäykistävän seinän välissä. Palkin leikkausvoima murtorajatilassa on 2202 kN sekä taivutusmomentti murtorajatilassa 941 kNm ja käyttörajatilassa 604 kNm kuvan 66 mukaisesti. Aukkopalkkien leikkausjännitykset eivät ylitä 5 MPa arvoa millään kuormitusyhdistelyllä.



Kuva 66. Rasitetuimman aukkopalkin leikkaus- ja taivutusmomenttisuureet keskusytimessä.

Aukon korkeus lattiapinnasta on 2200 sekä leveys 1020 mm. Aukkopalkin dimensiot ovat tällöin 400x1000x1020 välipohjan korkeus huomioituna. Palkki on tuettu jäykästi sen molemmista päistä, jolloin palkin raudoitukseksi muodostuu alapintaan 6 T25 sekä leikkausraudoitukseksi 2 T12 k100. Mikäli palkin korkeudessa huomioidaan välipohjan

korkeus, tulee tällöin tarkastella kahden eri aikaan valetun rajapinnan leikkauskestävyys palkin yläreunan sekä paikallavalulaatan alareunan välillä. Koko korkeuden huomioinnilla leikkausteräket ankkuroidaan paikallavaletun laatan pääraudoitukseen. Taulukossa 11 on koottu keskusytimen rasiitetuimpien aukkopalkkien raudoitus- sekä lujuustiedot taivutus- ja leikkauskestävyyksien kanssa. Tutkimustapauksen aukkojen sijoittelu on teoreettista uudella jäykistysjärjestelmällä ja täten oikeassa projektityöskentelyssä viisaalla suunnittelunohjauksella sekä aukkojen oikealla sijoittelulla voisi päästä kustannustehokkaampiin raudoitusmääriin leikkausvoimien rasituksien laskun kautta.

Taulukko 11. Keskusytimen rasiitetuimpien aukkopalkkien taivutus- sekä leikkauskestävyydet, kun palkin korkeus on 1000 mm

Palkin paksuus	Betonilujuus fck	ap. n. Φ	nh, Φ h, ns	MRd	VRd
mm	MPa	-	-	kNm	kN
250	C35/45	4 T16	T12 k120	318	697
300	C40/50	6 T16	2 T10 k120	476	970
350	C50/60	5 T25	2 T12 k100	945	1831
400	C50/60	6 T25	2 T12 k100	1185	2262

Kohteesta on tehty vertailun vuoksi myös yksi laskentamalli, jossa julkisivun kiertymä on toteutettu molemmilta puolilta ulokelaatoin ilman vinoja kuormansiirtopilareita. Laskennan tavoitteena oli varmistua siitä, että epäjatkuvuus kiertymän puoleisella julkisivulla ei vaikuta julkisivuelementtien mahdollisiin vetorasituksiin tai muuten merkittävästi rakenteen toimintaan. Laskentamalli, jossa julkisivun kiertymä on toteutettu molemmilta puolilta ulokelaatoin ilman vinoja kuormansiirtopilareita, toteutettiin 2200 pielileveydellä sekä 630 mm korkeilla julkisivun aukkopalkkikorkeuksilla. Tulokset ovat kutakuinkin samat kuin kappaleessa 4.3.2 tutkitun elementtirakenteen, jonka aukkopalkit ovat korkeudeltaan 630 mm. Julkisivu pysyy puristettuna kaikilla kuormitusyhdistelyillä, sekä keskusydin kerää vetorasitusta sen alimmissa kerroksissa. Mukavuustekijöiden kannalta vaakasuorat kiihtyvyydet ovat sallittujen ylärajojen alapuolella.

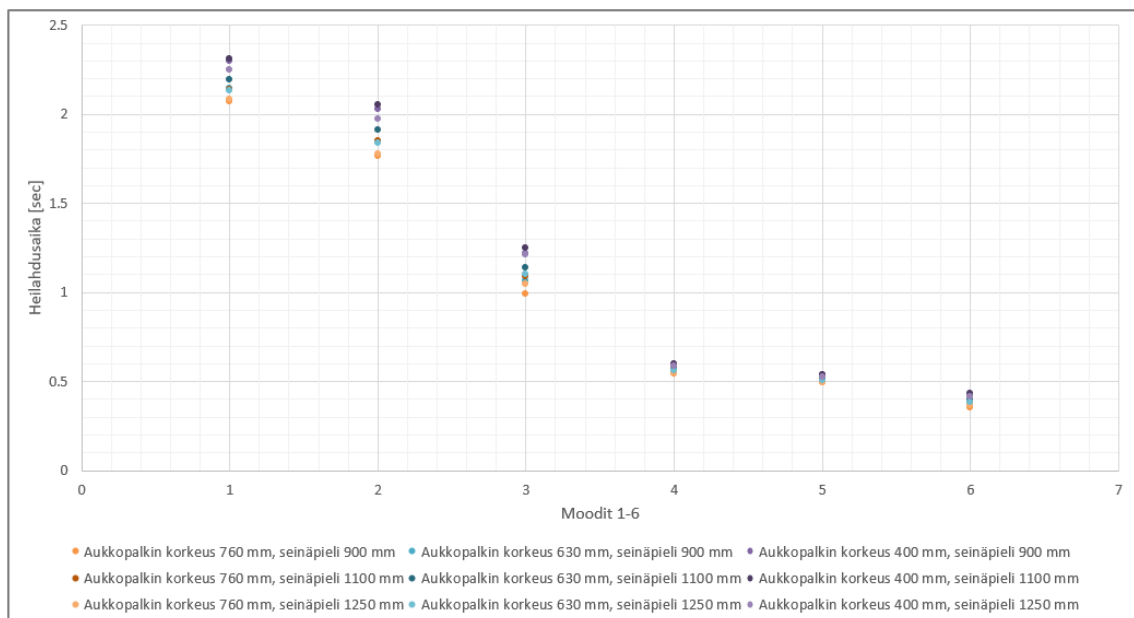
4 TULOKSET

Tapaustutkimuksessa on tutkittu uudelleensuunniteltua asuinrakennusta, jonka jäykistysjärjestelmä on muutettu keskusydin- ja kantavat väliseinät jäykisteisestä keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteiseen. Työn keskeisimmäksi tavoitteeksi oli selvittää, millainen vaikutus julkisivun aukotuksen muutoksella on rakennuksen jäykkyyteen sekä tarkasteltaviin rasiussuureisiin. Lisäksi haluttiin selvittää mistä kerroksesta lähtien tapaustutkimuksen kohde olisi mahdollista toteuttaa elementtirakenteita käyttäen sekä minkälaisia liitoksia elementtien välille olisi suunniteltava. Tässä kappaleessa on lisäksi selvitetty kahden eri runkojärjestelmien välisten kantavien pystyrakenteiden betoni- sekä rauditusmäärät. Tulokset toimivat suuntaa antavina lähtötietoina vastaavanlaisille kohteille, jotka olisi tarkoitus toteuttaa keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteisinä.

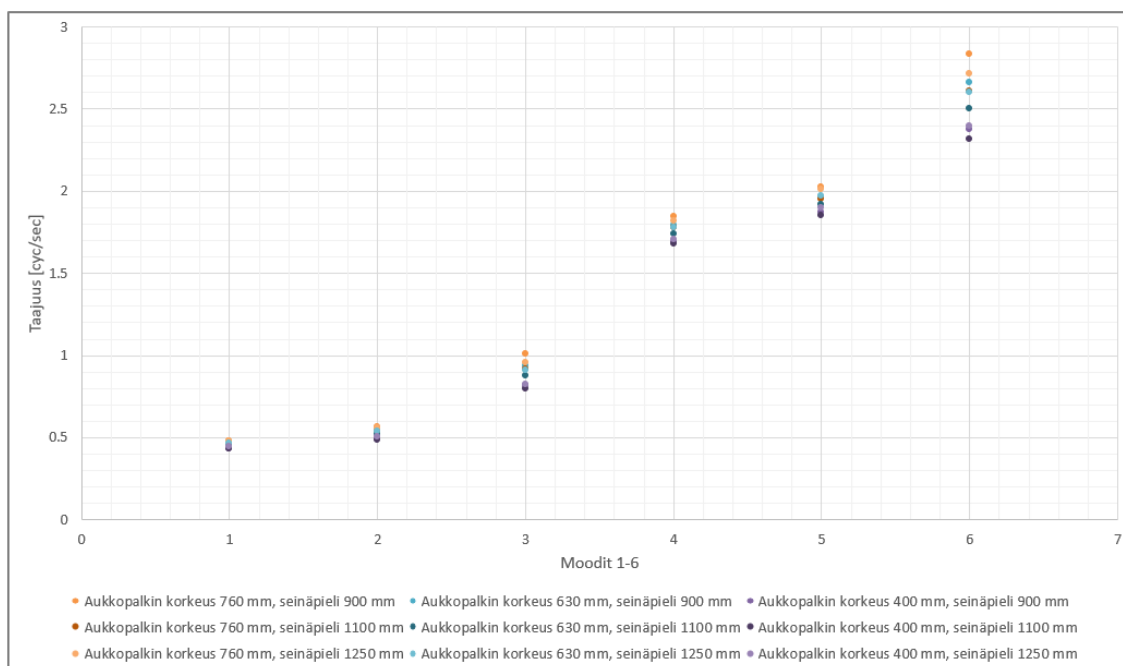
Tapaustutkimuksessa on tehty yhdeksän laskentamallia, joissa on tutkittu julkisivuelementtien aukotuksen vaikutusta rakennuksen jäykkyyteen. Ensimmäisessä tarkastelussa tutkitun julkisivun seinäelementin pielileveys oli 900 mm. Aukkopalkkien korkeudet vaihtelivat 760 mm, 630 mm sekä 400 mm välein. Ensimmäisen laskentakierroksen tuloksien perusteella asuinrakennuksen jäykkyys väheni 6,9 % madaltamalla aukkopalkkia 760 mm:stä 630 mm:iin ja 16,1 % kun aukkopalkkia madaltaa 630 mm:stä 400 mm:iin, mikäli taivutusjäykkyyttä tarkastellaan siirtymien avulla. Toisen laskentakierroksen perusteella, jossa julkisivun pielileveys on 1100 mm asuinrakennuksen jäykkyys väheni 6,6 % madaltamalla aukkopalkkia 760 mm:stä 630 mm:iin ja 12,5 % kun aukkopalkkia madaltaa 630 mm:stä 400 mm:iin. Kolmannen laskentakierroksen perusteella, jossa julkisivun pielileveys on 1250 mm asuinrakennuksen jäykkyys väheni 5,36 % madaltamalla aukkopalkkeja 760 mm:stä 630 mm:iin ja 13,56 % kun aukkopalkkia madaltaa 630 mm:stä 400 mm:iin. Tarkastelemalla 760 mm ja 630 mm aukkopalkkeja sekä 900 mm ja 1100 mm pielileveyksiä, molempien rakenteiden dimensiossa tapahtuu noin 20 % muutos, jonka perusteella voidaan verrata näiden laskentamallien tuloksia toisiinsa. Pitämällä palkkikorkeus samana molempien pielileveyksien välillä, jäykkyys vähenee pielen levennyksessä suhteessa vähemmän, kuin aukkopalkin madaltamisessa ja täten voidaan todeta, että aukkopalkin korkeuden muutoksella on suurempi vaikutus rakennuksen jäykkyyteen kuin pielileveyden kasvattamisella. Jäykkyyden vähentyessä suurin vaikutus on havaittavissa keskusytimen seinien vetorasituksissa. Siirtymät eivät ylitä eurokoodin tiukempaa raja-arvoa $H/700$

millään palkkikorkeudella tai pielileveydellä, mutta prosentuaalisesti aukkopalkin madaltamisella on suuri vaikutus rakennuksen jäykkyyteen.

Heilahdusaikojen sekä ominaistajuuksien osalta ulkoseinärakenteen palkin madaltamisella tai pielen kasvatuksella ei ole merkittävää vaikutusta. Pielileveyden vaihteluilla sekä palkkien korkeuden muutoksella rakennus käyttäytyy suhteellisen samalla tavalla, kun ulkoiset kuormat pysyvät vakioina. Kuvaajista 10 ja 11 voidaan todeta, että jäykkyyden vähentyessä julkisivun aukkopalkkien madaltamisen myötä ominaistajuudet kasvavat ja vastaavasti jäykkyyden kasvaessa ominaistajuudet pienenevät. Muutokset ovat kuitenkin suhteellisen pieniä eikä niillä ole täten merkitystä rakennuksen mukavuustekijöiden osalta.



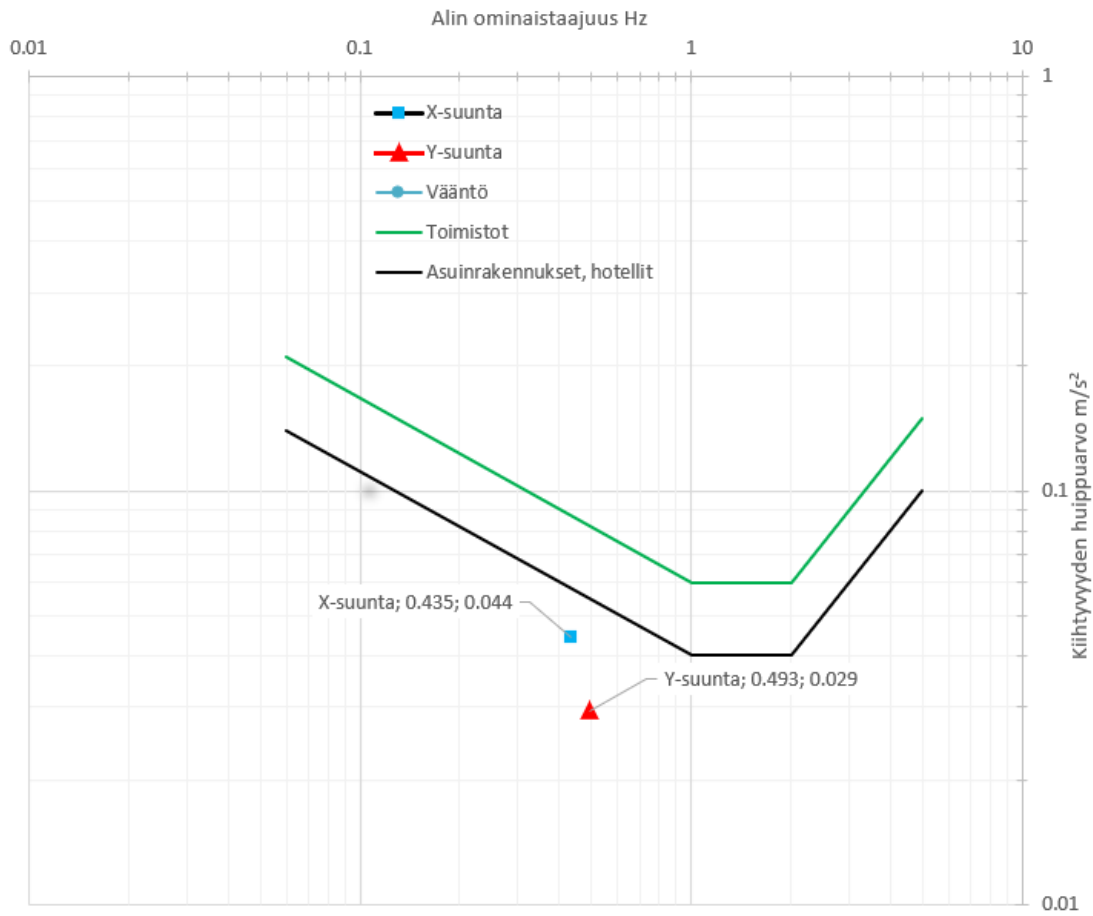
Kuvaaja 10. Kaikkien laskentamallien väliset heilahdusajat ensimmäisillä kuudella moodilla



Kuvaaja 11. Kaikkien laskentamallien väliset kuusi alinta ominaistaaajuutta

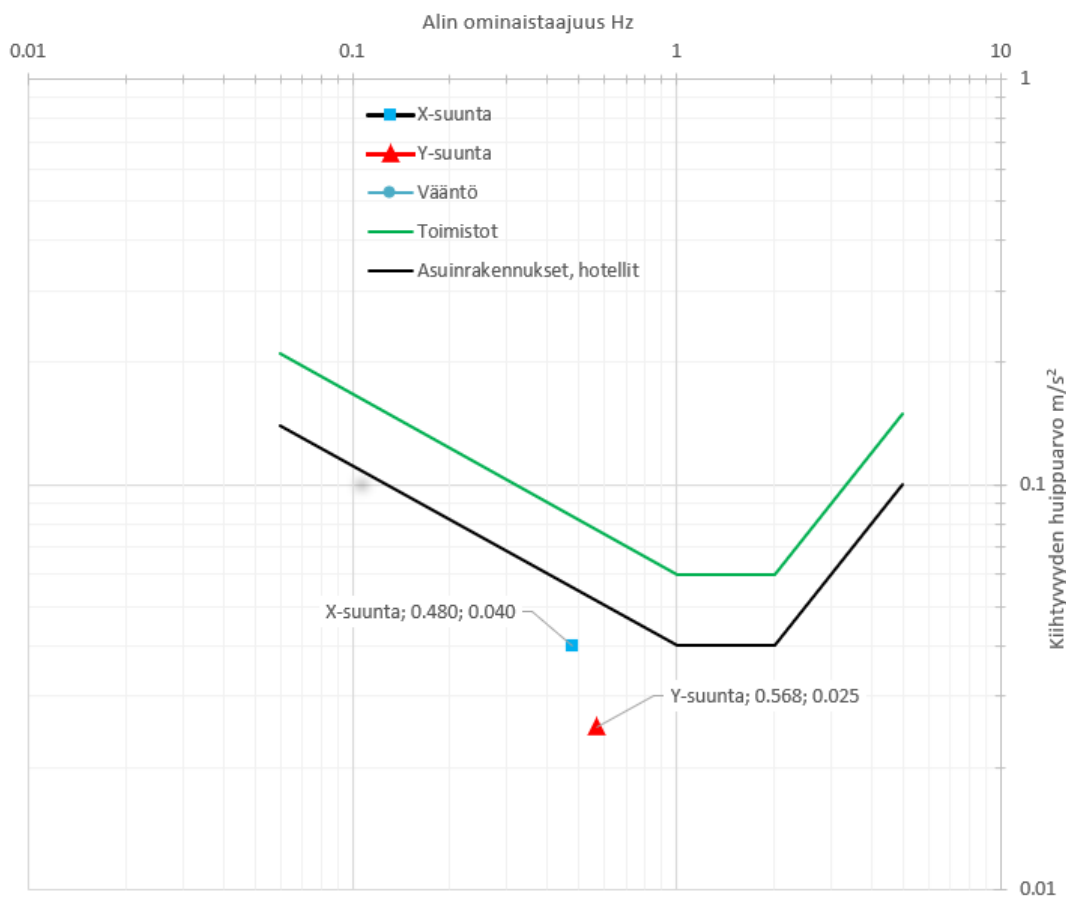
Kuvaajassa 12 on esitetty taivutusjäykkyydeltä heikoimman tutkitun rakennuksen kiihtyvyyden huippuarvo. Vertailuksi kuvaajassa 13 on esitetty jäykimmän rakennuksen kiihtyvyyssarvot, jotka ovat pienemmät, kun löysimmässä tarkasteltavassa tapaustutkimuksessa lasketusta asuinrakennuksesta. Ala- ja ylärajojen kiihtyvyydet ovat molemmissa laskentatapauksissa pienemmät, kuin suurimmat sallitut kiihtyvyydet. Lähteen (Mendis, Ngo & Haritos 2017) mukaan ihmiset eivät havaitse kiihtyvyyttä alle $0,05 \text{ m/s}^2$ kiihtyvyydellä. Rakennuksien kiihtyvyydet sijoittuvat kyseisen luvun alle, eikä kiihtyvyydellä täten ole haitallista vaikutusta. Kuvaajista nähdään, että x- sekä y-suuntien kiihtyvyydet ovat pienemmät suuremman jäykkyyden omaavassa rakennuksessa. Mikäli rakennuksen jäykkyyttä verrattaisiin siirtymän avulla, on tutkittujen rakennuksien jäykkyysero 28,6 %.

Vaakasuoran kiihtyvyyden huippuarvon raja-arvokäyrät rakennuksille
kerran vuodessa toistuvalla tuulen vaikutuksella [ISO 10137:2007(E)]



Kuvaaja 12. kiihtyvyyden huippuarvo pielileveyden ollessa 900 mm ja aukkopalkin korkeuden ollessa 400 mm.

Vaakasuoran kiihtyvyyden huippuarvon raja-arvokäyrät rakennuksille
kerran vuodessa toistuvalla tuulen vaikutuksella [ISO 10137:2007(E)]



Kuvaaja 13. Kiihtyvyyden huippuarvo pielileveyden ollessa 1250 mm ja aukkopalkin korkeuden ollessa 730 mm.

Rakennuksen siirtymät sekä mukavuustekijät ovat suuntaa antavia sillä tutkimustapauksessa esiintyvä rakennus on suunniteltu tässä työssä ilman perustuksia tai muita alla olevia rakenteita. Näiden huomioiminen lisää siirtymiä sekä muuttaa rakennuksen todellista käyttäytymistä.

Julkisivu pysyy puristettuina kaikilla tarkasteltavilla pielipituuksilla sekä palkkikorkeuksilla. Puristusvoimat edesauttavat rakennuksen vaakasaumojen kestävyttä kitkan tuoman edun kautta. Puristettuina pysyvät julkisivut edesauttavat myös julkisivujen elementointimahdollisuutta. Julkisivuelementtien väliset pystysaumojen leikkausvoimat olivat suurimmillaan noin rakennuksen kolmasosakorkeudessa. Sandwich-elementtien väliset pystysaumat varustetaan pääosin pystyyn sijoitettujen 2 T10 k350 harjateräslenkein per pieli kuvien 62 ja 63 mukaisesti sekä vaakasaumat 2 T25 per pieli kuvan 64 mukaisesti.

Keskusydin kerää seinien vetorasituksia murtorajatilassa rakennuksen molemmissa suunnissa sen alimpiin kerroksiin. Vetorasituksien suuruudet vaihtelevat eri palkkikorkeuksien sekä pielipituuksien välillä ja ovat noin 50 % suurempia rakennuksen heikommassa suunnassa. Keskusytimen alimmat kerrokset tulisi tehdä paikallavaluna, mutta vetorasituksien jälkeiset seinät on mahdollista toteuttaa elementtejä käyttäen. Keskusytimen alimmissa kerroksissa tulee käyttää pystyyn sijoitettuja harjateräslenkkejä ja leikkausvoiman vähentyessä ylemmissä kerroksissa liitokselta vaaditaan vähemmän leikkaukskapasiteettia, jolloin on mahdollista käyttää esimerkiksi eri tuotetoimittajien liitosratkaisuja. Keskusytimen aukkopalkit, jotka on sijoitettu kahden jäykistävän seinän väliin ovat erittäin alttiita suurille leikkausvoimille muodonmuutoksien vaikutuksista. Keskusytimen aukkopalkit tulee raudoittaa tiheästi 4-leikkeisillä leikkausraudoituksilla, jotka viedään välipohjaan asti, jolloin aukkopalkilta voidaan hyödyntää suurempi korkeus. Välipohjan sekä aukkopalkin väliin jää sauma, joka tulee tarkastaa eurokoodin SFS EN 1992-1-1 kohdan 6.2.5 leikkaus eri aikaan valettujen betonien rajapinnassa.

Rakennuksen, jossa julkisivun kiertymä on toteutettu molemmilta puolilta ulokelaatoin ilman vinoja kuormansiirtopilareita, todettiin käyttäytyvän samalla tavalla, kuten muutkin laskentamallit.

Verrattaessa alkuperäiseen kantavat väliseinät -jäykisteiseen asuinrakennukseen on mahdollista säästää betonia kantavissa pystyrakenteissa. Tarkasteltaessa 19. kerroksen kantavia seiniä molempien jäykistysjärjestelmien välillä, betonimäärä on noin 40 % vähemmän keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteisessä pohjassa, kuin kantavat väliseinät -jäykisteisessä asuinrakennuksessa.

5 JOHTOPÄÄTÖKSET

Rakennuksen rungon jäykistämistapaa ohjaa muun muassa rakennuksen käyttötarkoitus sekä korkeus hoikkuudesta riippuen. Tutkimustapauksessa on tutkittu 31 kerroksista asuinrakennusta, joka on aluksi suunniteltu jäykistettäväksi kantavilla väliseinillä sekä keskusytimellä. Tutkimuksessa haluttiin selvittää, voiko kyseisen rakennuksen toteuttaa keskusydin- sekä ulkoseinäjäykisteisenä sekä miten julkisivulla olevien kantavien teräsbetonisandwich-elementtien erisuuruinen aukotus vaikuttaisi jäykkyyteen ja tarkasteltaviin voimasuureisiin. Lisäksi työssä haluttiin selvittää kahden eri jäykistysjärjestelmien eroavaisuuksia tutkimustapauksessa esiintyvälle asuinrakennukselle sekä miten elementointi olisi mahdollista uutta jäykistysjärjestelmää käyttäen.

Laskentaosuuden perusteella tapaustutkimuksessa esiintyvä asuinrakennus on mahdollista toteuttaa keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteisenä sekä elementtirakenteisena. Asuinrakennuksen keskusytimen viisi alinta kerrosta olisi tehtävä paikallavalettuna keskusytimen suurien vetorasituksien sekä pystysaumojen leikkausvoimien vuoksi, mutta siitä ylemmät kerrokset ovat toteutettavissa elementtirakenteisena. Julkisivu pysyy puristettuna jokaisella kuormitusyhdistelyllä eikä aiheuta ongelmia vetorasituksien kannalta millään tutkitulla pielileveydellä tai aukkopalkkikorkeudella. Julkisivuelementtien väliset pystysaumot tulisi tehdä kovilla harjateräsenkeillä alimmasta kerroksesta lähtien. Alimpien kerroksien vaakasaumaliitoksien osalta saumat, joissa vallitsee suhteellisen suuri leikkausvoima suhteessa stabiloivaan pystykuormaan, tulisi tapittaa 2 T25 tapeilla jokaisesta pielestä. Julkisivuelementtien painot vaihtelevat 7000 kg – 9200 kg välillä tapaustutkimuksessa tutkituilla sandwich-elementeillä, mikä on yksittäiselle elementille hyvän suuruinen painoraja. Keskusytimen vaaka- ja pystysaumarauδοitteet mukailevat julkisivuelementtien saumoja.

Julkisivuelementtien aukotuksella on suuri vaikutus rakennuksen jäykkyyteen sekä toimintaan. Tapaustutkimuksen perusteella julkisivuelementin aukkopalkin madaltamisella on suurempi vaikutus rakennuksen jäykkyyteen kuin tutkitut muutokset pielen leveyksissä. Jäykkyyttä vähentäessä suurin vaikutus havaittiin siirtymissä sekä keskusytimen seinien vetorasituksissa. Tutkimustapauksessa tutkittiin yhdeksää eri laskentamallia, joissa julkisivuelementtien aukkosuuruuksia muunnettiin. Tutkitut julkisivuelementtien dimensiot on esitetty taulukossa 8. Keskimääräisesti kaikilla

tutkituilla julkisivuelementeillä keskusydin kerää vetorasituksia noin 50 % enemmän sen heikommassa, x-suunnassa, kuin y-suunnassa. Keskusytimen aukkopalkit keräävät suuria leikkausvoimia muodonmuutoksen vaikutuksesta ja täten suurin osa aukkopalkkeista on raudoitettava tiheällä leikkausraudoituksella. Tutkimuksessa on tutkittu vain rasiitetuinta aukkopalkkia, joka sijaitsee keskusytimen kahden jäykistävän seinän välillä. Julkisivun rasiitetuimmat aukkopalkit sijaitsevat elementeissä, jotka sijoittuvat rakennuksen kulma-alueille. Julkisivuelementtien jäykistykseen osallistuvat aukkopalkit ovat pidempiä kuin keskusytimen aukkopalkit mistä johtuen ulkokuoren aukkopalkkeissa vallitseva leikkausvoima on pienempi, joka on suoraan verrannollinen leikkausraudoitukseen. Keskusytimen aukkopalkkien raudoitukset on esitetty taulukossa 11.

Lisäksi tutkimustapauksesta tehtiin laskentamalli, jossa kerroksien 19 ja 20 välillä olevassa kiertymässä vinot kuormansiirtopilarit jätettiin pois. Tällöin ylempien elementtien kantavat seinälinjat vietiin perustuksille asti samassa linjassa V-elementtien avulla. Kiertymä toteutettiin ulokelaatalla, joka tukeutui alla oleviin V-elementteihin. Laskennan perusteella todettiin, ettei kiertymäkohdalla sijaitsevalla kuormansiirtorakenteella ole vaikutusta rakennuksen jäykkyyteen tai tarkasteltaviin voimasuureisiin.

Mukavuustekijöiden kannalta julkisivuelementtien aukkojen suurennuksella oli pieni vaikutus rakennuksen kiihtyvyyksissä. Vaikutus on kuitenkin suhteellisen pieni, eikä sillä ole täten vaikutusta mukavuustekijöiden kannalta.

Tarkasteltaessa keskusytimen sekä julkisivun jäykkyyseroja, ilmeni että keskusydin kerää suhteessa enemmän leikkausvoimaa kuin taivutusmomenttia, joka johtuu julkisivulla tapahtuvan leikkausmuodonmuutoksen vaikutuksesta. Julkisivun aukkopalkkien madaltamisen johdosta rakennuksen siirtymät kasvavat leikkaus- ja taivutusmuodonmuutoksien johdosta. Siirtymät kasvattavat keskusytimen aukkopalkkien päiden kiertymistä, jotka kasvattavat aukkopalkkien leikkausvoimia. Suuri haaste keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteiselle rakennukselle on löytää optimaalinen jäykkyyssuhde ulkoseinäarakenteen sekä keskusytimen välille, jolloin kiertymää voitaisiin rajoittaa. Jäykkyyksien suhde ulkokuoren sekä keskusytimen välillä tulisi olla lähellä 1, jolloin muodonmuutokset olisivat kuorien välillä suhteellisen samat. Yhtenäisen jäykkyyssuhteen löytäminen on kuitenkin haastavaa, sillä siihen vaikuttaa aina rakennuksen geometria sekä käytettävä aukotus.

6 YHTEENVETO

Keskusydin- ja ulkoseinäjäykistys on varteen otettava jäykistystapa noin 30 kerroksisille elementtirakenteisille asuinrakennuksille. Työssä on tutkittu vain yhden ulkomuodon omaavaa asuinrakennusta, mutta jäykistystapa on varteen otettava vaihtoehto myös muun muotoisissa rakennuksissa. Tapaustutkimuksessa tehdyn laskennan perusteella, tutkittu asuinrakennus on mahdollista toteuttaa pääsääntöisesti elementtirakenteisena keskusydin- sekä ulkoseinäjäykisteisenä asuinrakennuksena.

Julkisivuelementtien aukotuksella on merkittävä vaikutus rakennuksen jäykkyyteen sekä yksittäisten rakenneosien suunnittelussa. Täten ikkuna-aukotukset tulisi lukita arkkitehtisuunnittelussa mahdollisen varhaisessa vaiheessa, sillä aukotuksen muuntamisella on suuri vaikutus tarkasteltaviin rasitussuureisiin eri rakenneosien välillä.

Jäykkyyttä vähentäessä jäykistävällä julkisivulla tapahtuu leikkausmuodonmuutosta, jonka johdosta keskusydin kerää suhteessa enemmän leikkausta, kuin jäykistävä julkisivukuori. Tämä todettiin vertailemalla keskusytimen sekä ulkokuoren välisiä jäykkyyssuhteita taivutus- sekä leikkausvoimien osalta. Jäykkyyteen vaikutti eniten aukkopalkkien korkeuden muutos ja täten on suotuisaa pitää julkisivuelementtien aukkopalkit mahdollisimman korkeina. Täten keskusytimen sekä ulkokuoren välinen jäykkyyssuhde pysyy mahdollisimman lähellä toisiaan, eikä julkisivussa pääse tapahtumaan leikkausmuodonmuutosta.

Mikäli asuinrakennuksen jäykistysjärjestelmää haluttaisiin muuttaa, tulisi ensimmäisenä miettiä vaihtoehtoa, jossa julkisivun kiertymäkohdalla olevaa ulokeosuutta kasvatettaisiin. Tällöin V-elementtien ulkopuolelle jäävälle osuudelle muodostuisi enemmän tilaa ja täten kantavan seinälinjan ja ei-kantavan sandwich-elementin väliin jäävälle osuudelle jäisi enemmän hyötykäyttöä. Tässä tapauksessa julkisivun kiertymäkohdalla ei tarvittaisi erillisiä kuormansiirtorakenteita, sillä kantava julkisivu pääsisi kulkemaan yhtenäisenä linjana rakennuksen perustuksilta vesikatolle asti. Ulokeosuuden kasvattaminen kuitenkin kasvattaa rakennuksen julkisivun tuulikuormapinta-alaa sekä ulokelaatan jänneväliä, joita on syytä tarkastella syvemmin. Mikäli ulokeosuutta ei haluta kasvattaa, tulisi miettiä ensisijaisesti kuormansiirtolaattarakennetta, joka tasaisi ylempien kerroksien julkisivuelementtien kuorman tasaisesti alempien kerroksien julkisivujen kantaville sisäkuorille. Toinen vaihtoehto on esimerkiksi lisätä kiertymäkohdalle vinoja kuormansiirtopilareita, jotka

kuljettavat ylempien elementtien kuormat alemmille teräsbetonisille sandwich-elementeille. Vinot kuormansiirtorakenteet aiheuttavat rakenteisiin ylimääräisiä veto- sekä puristuskomponentteja, jotka on huomioitava suunnittelussa. Tapaustutkimuksessa esiintyvälle asuinrakennukselle on paljon erilaisia vaihtoehtoja tehdä jäykistyssuunnittelu. Yksi mahdollisuus on myös lisätä leikkausseiniä keskusytimen- sekä ulkoseinäjäykisteen lisäksi keskusytimen ylä- ja alapuolelle rakennuksen vaakatasoon nähden. Leikkausseinät lisääisivät rakennuksen jäykkyyttä sen heikommassa suunnassa. Leikkausseiniä lisäyksellä olisi mahdollista pienentää paikalla valetun laatan taipumaa. Lisäksi leikkausseiniä avulla välipohjalaatta olisi helpommin elementoitavissa. Laattojen kantosuunnat tulisi sijoittaa lähtökohtaisesti siten, että ne keräisivät painoa rakennuksen lyhyemmille sivuille, joka edesauttaisi alimpien kerroksien keskusytimen vectorasituksia. Leikkausseinät tulisi sijoitella myös siten, että ne saavat riittävän tuennan asuinrakennuksen ympäröivistä rakenteista. Näiden todentaminen kuitenkin vaatii tarkempaa tarkastelua, jota tässä työssä ei tehdä. Lähtökohtaisesti keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteen asuinrakennuksen kantavien seinälinjojen tulisi jatkua yhtenäisinä rakennuksen koko korkeuden matkalta, sillä erisuuruiset mittapoikkeamat seinälinjojen välillä tai pohjaratkaisun pintakeskiön suhteen muodostavat jäykistykseen sekä kantaviin rakenteisiin ylimääräisiä voimasuureita, jotka on huomioitava suunnittelussa. Edellä mainituista syistä tapaustutkimuksessa esiintyvän keskusytimen sijaintia on siirretty hieman lähemmäs asuinrakennuksen pintakeskiötä suhteen verrattaessa alkuperäiseen kantavat väliseinät -jäykisteyseen asuinrakennukseen.

Tapaustutkimuksen asuinrakennus on heikompi sen x-suunnassa ja täten kahden jäykistävän seinän väliin jäävä aukkopalkki kerää suuria määriä leikkausvoimia. Huolellisella suunnittelunohjauksella sekä uudella keskusytimen aukotuksella voisi päästä maltillisempiin rauditusmääriin.

Verrattaessa betonimäärää peruserroksessa kantavien pystyrakenteiden välillä, keskusydin- ja ulkoseinäjäykisteen rakennuksen betonimäärä on noin 40 % vähemmän, kuin kantavat väliseinät -jäykisteyksessä asuinrakennuksessa. Tarkastelu tehtiin tasossa 19. kerroksen seinät ja katto.

Tulokset toimivat suuntaa antavina lähtötietoina vastaavanlaisille kohteille, joissa otetaan keskusydin- ja ulkoseinäjäykistysjärjestelmä vaihtoehtoiseksi jäykistämistavaksi.

LÄHDELUETTELO

Ala-Ojala J., 2011. Ylikorkeat rakennukset Suomessa, käytännön pulmatilanteita ja ratkaisuja. Ylimäki & Tinkanen Wise Group. [verkkodokumentti]. Saatavissa: https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/06/Ylikorkeat_rakennukset_Suomessa_kaytannon_pulmatilanteita_ja_ratkaisuja_y_t_ala_ojala.pdf [viitattu 5.11.2021]. 33 s.

Ali M. M., & Moon K. S., 2007. Structural developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects. USA: Invited Review paper. Volume 50.3, pp. 205-223

Balakrishnan S., James. M., 2019. Comparative Study on Tube In Tube And Tubed Mega Frames On Different Building Geometry Using ETABS. [verkkodokumentti]. Intia: Research India Publications ISSN 0973-4562 Volume 14, number 12. Saatavissa: https://www.ripublication.com/ijaerspl2019/ijaerv14n12spl_27.pdf [viitattu 12.1.2020] 6 s.

Elementtisuunnittelu, 2022. [verkkosivu]. Elementtisuunnittelu. Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat> [viitattu 13.1.2022].

Elementtisuunnittelu, 2022. [verkkodokumentti]. Korkeiden rakennusten jäykistys. Elementtisuunnittelu. Ladattavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/laskentaperiaatteet> [viitattu 13.1.2022]. 8 s.

Elliot K.S., Jolly C.K., 2013. Multi-Storey Precast Concrete Framed Structures. Toinen painos. Chichester: Wiley-Blackwell. 741 s.

Emporis, 2022. Standards, structures [verkkosivu]. Hampuri: Emporis. Saatavissa: <https://www.emporis.com/building/standard/3/high-rise-building> [viitattu 9.1.2022].

Haucon, 2022. [verkkodokumentti] Recostal RSV työsaumaraudoitteet, tekninen käyttöohje. Ladattavissa: <https://www.haucon.fi/tuotteet/tyosaumaraudoitteet/308/tyyppi-rsv> [viitattu 5.11.2022] 20 s.

Hellä S., 2014. Tampereen tornihotelli on teollisesti tehty taideteos. [verkkodokumentti]. Betoni, nro 4, s. 8-21. Saatavissa: https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/08/BET1404_8-21.pdf [viitattu 16.1.2022] 14 s.

Helsingin kaupunki, 2018. Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018 [verkkodokumentti]. Helsinki: Helsingin kaupunki. Saatavissa: https://www.hel.fi/static/rakvv/ohjeet/KORKEAN_RAKENTAMISEN_RAKENTAMISTAPAOHJE_OHJEKORTIT.pdf [viitattu 3.11.2021]. 87 s.

Helsingin Sanomat, 2022. [verkkosivu]. Helsingin Sanomat. Saatavissa: <https://www.hs.fi/paakirjoitukset/art-2000008515554.html?share=0bec4af0824dd4261f3d5c7c6d85dc> [viitattu 21.1.2022]

Holmes J. D., 2001. Wind Loading of Structures. Spoon Press. ISBN 0-419-34610-X. 348 s.

Hummelen J.C., 2015. Precast Concrete in Framed Tube High-Rise Structures: Delft: University of Technology. Ladattavissa: <http://resolver.tudelft.nl/uuid:a64e7766-f2b7-4f17-9f04-1dc87dd312e7> [viitattu 17.1.2022]. 137 s.

Jayachandran P., 2009. Design of Tall Buildings. Preliminary Design and Optimization. [verkkodokumentti]. USA: Worcester Polytechnic Institute. Saatavissa: <https://web.wpi.edu/Images/CMS/VF/tallbuidings3.pdf> [viitattu 15.1.2022] 20 s.

Kononen P., 2021. Kuvista ja muita kuulumisia [verkkosivu]. Saatavissa: <https://pekkakononen.wordpress.com/tag/kulosaaren-silta/> [viitattu 7.3.2022].

Korkean rakentamisen työryhmä, 2011. Helsingin kaupunkisuunnitteluviraston asemakaavaosaston selvityksiä 2011:4. Korkea rakentaminen Helsingissä [verkkodokumentti]. Helsinki: Helsingin kaupunkisuunnitteluvirasto. ISSN: 1235-4104. Saatavissa: https://www.hel.fi/hel2/ksv/julkaisut/aos_2011-4.pdf [viitattu 3.11.2021]. 70 s.

Lahdelma & Mahlamäki architects, 2022. [verkkosivu]. Lahdelma & Mahlamäki architects. Saatavissa: <https://lma.fi/projects/trigoni> [viitattu 12.1.2022]

Mendis P., Ngo T., Haritos N., Samali B., Hira A., Cheung J., 2007. Wind Loading on Tall Buildings. [artikkeli]. Article in Electronic Journal of Structural Engineering Volume 7(1):41-54. Saatavissa:

https://www.researchgate.net/publication/270162977_Wind_loading_on_tall_buildings

[viitattu 8.11.2022] 15 s.

NASA Landsat 7 image, September 15th, 1999 [verkkosivu]. Saatavissa: <https://earthobservatory.nasa.gov/images/2613/von-karman-vortices> [viitattu 5.11.2021].

Peikko, 2021. [verkkodokumentti] PVL-vaijerilenkki, tekninen käyttöohje. Saatavissa: https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/p_Tvlw/vA88xO1mvRVFsBu7RRVo8Q/PVLFI003TechnicalManual_Web.pdf [viitattu 6.3.2022] 32 s.

RIL, 2017. RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y., 210 s. ISBN 978-951-758-609-2

RIL, 2017. RIL 201-4-2017 Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y., 166 s. ISBN 978-951-758-617-7

Ruutikainen O., 2020. Universaalien liittopilarin mitoitus korkeassa rakentamisessa [verkkodokumentti]. Tampere: Tampereen yliopisto. Saatavissa: <https://trepo.tuni.fi/bitstream/handle/10024/123132/RuutikainenOsku.pdf?sequence=2&isAllowed=y> 118 s.

Sandelin C., Budajev E., 2013. The Stabilization of High-Rise Buildings [verkkodokumentti]. Uppsala: Uppsala Universitet. Saatavissa: <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:703462/FULLTEXT01.pdf> [viitattu 7.3.2022]. 94 s.

Schroderus S., 2020. Kahden erilaisen julkisivurakenteen rakennusfysikaalinen vertailu korkean rakentamisen olosuhteissa [verkkodokumentti]. Oulu: Oulun yliopisto. Saatavissa: <http://jultika.oulu.fi/files/nbnfioulu-202011183120.pdf> [viitattu 17.1.2022]. 190 s.

SFS-EN 1991-1-4 + AC +A1, 2011. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: yleiset kuormat. Tuulikuormat. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry. 256 s.

SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC, 2014. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry. 119 s.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 2015. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 220 s.

Smith BS., & Coull A., 1991. Tall building Structures: Analysis and design. New York 557 s.

Suomela P., 2017. Korkeiden betonielementtikerrostalojen runkoratkaisut [verkkodokumentti]. Espoo: Aalto-yliopisto. Saatavissa: https://aaltodoc.aalto.fi/bitstream/handle/123456789/28950/master_Suomela_Pihla_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y [viitattu 16.1.2022] 97 s.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma, 2016. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Ympäristöministeriö, 24 s.

Suomen rakentamismääräyskokoelma, 2019. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Rakenteiden kuormat. Helsinki: Ympäristöministeriö, 51 s.

Sweco, 2022. Kalasataman REDI [verkkosivu]. Saatavissa: <https://www.sweco.fi/projektit/kalasataman-redi/> [viitattu 7.3.2022].

Säteri H., Väyrynen E., 2015. Ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista, YM1/601/2015. 2015. Ohje. Helsinki: Ympäristöministeriö.

Taranath B. S., 2010. Reinforced Concrete Design of Tall Buildings. USA: CRC Press, 923 s.

Tinkanen H., 2005. As Oy Helsingin Cirrus. [verkkodokumentti]. Betoni, nro. 4, s. 38-42. Saatavissa: https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/10/BET0504_s38-47.pdf [viitattu 16.1.2022] 10 s.

Tolsma K. V., 2010. Precast Concrete Cores in High-Rise Buildings: Structural Behaviour of corner connections. Delft: Delft University of Technology. Ladattavissa: <http://resolver.tudelft.nl/uuid:8ca752db-477f-4d8c-8f9a-16330ed51b31> [viitattu 17.1.2022]. 118 s.

Valjus, J., 2019. Korkea rakentaminen yleistyy – insinöörit uusien haasteiden edessä. Betoni-lehti, 3/2019, s. 7

Van der Meij., 2012. Een bouwmethode voor geprefabriceerde betonnen hoogbouw. Delft: Delft University of Technology. Ladattavissa: <https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:314c2b44-eafd-4520-ad8e-d1cf71108cda?collection=education> [viitattu 18.11.2022]. 226 s.

Wikipedia, 2022. [verkkosivu]. Wikipedia. Saatavissa: [https://fi.wikipedia.org/wiki/World_Trade_Center_\(1973%E2%80%932001\)](https://fi.wikipedia.org/wiki/World_Trade_Center_(1973%E2%80%932001)) [viitattu 9.1.2022].

Liite 1. Pystysauman leikkauskestävyys

Liite 1 (1/3)

Monileikkeinen harjateräsenkiliitos

Rakenneluokka := 2

$\gamma_s := \text{if}(\text{Rakenneluokka} > 1, 1.15, 1.1)$

$\gamma_c := \text{if}(\text{Rakenneluokka} > 1, 1.5, 1.35)$

Betoni

Teräksen myötölujuus

Betonin vetolujuuskerroin:

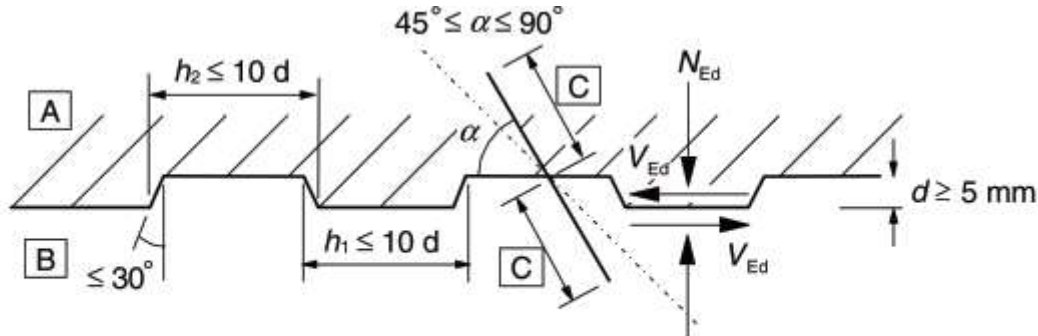
Betonin puristuslujuuden kerroin:

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

$f_{yk} := 500\text{MPa}$

$\alpha_{ct} := 1.00$

$\alpha_{cc} := 0.85$



[A] – uusi betoni, [B] – vanha betoni, [C] – ankkurointi

Kuva 6.9 Vaarnattu työsauma

Taulukko 3.1 SFS-EN1992-1-1

Puristuslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 28.33 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := 1 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \cdot \text{MPa}$$

Puristuslujuuden keskiarvo:

$$f_{cm} := f_{ck} + 8\text{MPa} = 58.00 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Suora vetolujuuden keskiarvo:

$$f_{ctm} := \begin{cases} 0.30\text{MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{if } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \\ \left(2.12\text{MPa} \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10\text{MPa}}\right)\right) & \text{if } f_{ck} > 50\text{MPa} \end{cases} = 4.072 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ominaislujuuden 5% alaraja-arvo:

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.85 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Vetolujuuden mitoitusarvo:

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.9 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Betonin kimmokerroin:

$$E_{cm} := 22\text{GPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10\text{MPa}}\right)^{0.3} = 3.728 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Puristusvyöhykkeen parametri:

$$\eta := \begin{cases} 1.0 & \text{if } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \\ 1.0 - \frac{f_{ck} - 50\text{MPa}}{200\text{MPa}} & \text{if } 50\text{MPa} < f_{ck} \leq 90\text{MPa} \end{cases} = 1.00$$

Saamaan kohdistuva poikkisuuntainen nimellinen puristusjännitys

$$\sigma_n := 0 \text{ MPa}$$

Kitkeroin

$$c_1 := 0.5 \quad (\text{EN 1992-1-1 kohta 6.2.5(2) mukaan (vaarnattu sauma)})$$

$$\mu_1 := 0.9 \quad (\text{EN 1992-1-1 kohta 6.2.5(2) mukaan (vaarnattu sauma)})$$

$$f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$$

Harjateräksen koko

$$\phi_{ht} := 10 \text{ mm}$$

$$d := 25 \text{ mm}$$

Harjateräksen k-jako

$$k_{ht} := 350 \text{ mm}$$

$$h_{1,\max} := 10 \cdot d = 250 \text{ mm}$$

Vaarnan leveys

$$b_v := 170 \text{ mm}$$

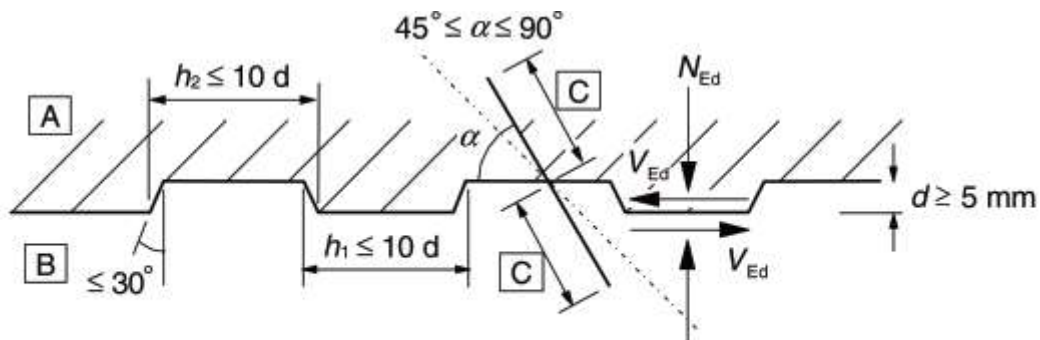
$$h_{2,\max} := 10 \cdot d = 250 \text{ mm}$$

Harjateräksen pinta-ala

$$A_{sh} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ht}}{2} \right)^2 = 78.54 \cdot \text{mm}^2$$

Harjateräksen pinta-ala/m

$$A_{shm} := A_{sh} \cdot 4 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{k_{ht}} = 897.6 \cdot \text{mm}^2$$

**A** – uusi betoni, **B** – vanha betoni, **C** – ankkurointi**Kuva 6.9 Vaarnattu työsauma**Saamaan nähden poikkittaisen raudituksen kulma

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

Lujuuden pienennyskerroin

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.48$$

Suhteellinen rauditusala

$$\rho := \frac{A_{shm}}{b_v \cdot 1000 \text{ mm}} = 0.528 \cdot \%$$

Leikkauskestävyys betonin osuus

$$V_{Rd,c} := c_1 \cdot f_{ctd} = 0.95 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Leikkauskestävyys kitkan osuus

$$V_{Rd,\mu} := \mu_1 \cdot \sigma_n = 0 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Leikkauskestävyys raudoituksen osuus

$$V_{Rd.sy} := \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu_1 \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 2.066 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sauman kokonaisleikkauskestävyys

$$V_{Rd.sauma} := (\min(V_{Rdi.c} + V_{Rd.\mu} + V_{Rd.sy}, 0.5 \cdot v \cdot f_{cd})) \cdot b_v = 512.742 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Saumassa vaikuttavan leikkausvoiman keskiarvo

$$V_{Ed} = 357.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{AV_{Rd.sauma}} := \frac{V_{Ed}}{V_{Rd.sauma}} = 69.7\%$$

"OK" if $V_{Rd.sauma} \geq V_{Ed}$ = "OK"

"EI KÄY! TEE TARKEMPI LASKELMA" otherwise

Rajapinnassa vaikuttavan voimasuureet ja seinän paksuus

$$V_{Ed} := \frac{621 \text{ kN}}{2.2 \text{ m}} = 282.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Saumassa vallitseva leikkausvoima}$$

$$F_{Ed.min} := \frac{4767 \text{ kN}}{2.2 \text{ m}} = 2166.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Puristavan pystykuorman vähimmäisarvo}$$

$$b_i := 250 \text{ mm} \quad \text{Rajapinnan leveys}$$

Betonin materiaaliominaisuudet

Betonin lieriölujuuden ominaisarvo:

$$f_{ck} := 40 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuuden kerroin:

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

Suomessa käytetään arvoa 0.85.

Betonin materiaaliosavarmuusluku:

$$\gamma_c := 1.5$$

Betonin materiaaliosavarmuusluvun perusarvo on 1,5 ja sitä käytetään tyypillisesti lähes kaikissa tilanteissa. (Pienennetty betonin osavarmuusluvun arvo 1,35.)

Betonin vetolujuuskerroin:

$$\alpha_{ct} := 1.00 \quad \text{Suomessa käytetään arvoa 1.00.}$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 22.67 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Puristuslujuuden keskiarvo:

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 48.00 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Suora vetolujuuden keskiarvo:

$$f_{ctm} := \begin{cases} 0.30 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{if } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \left(2.12 \text{ MPa} \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right) \right) & \text{if } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} = 3.509 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ominaislujuuden 5 % alaraja-arvo:

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.456 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vetolujuuden mitoitusarvo:

Liite 2 (2/3)

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.637 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betoniterästen materiaaliominaisuudet

Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Betoniteräksen kimmokerroin:

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

Betoniteräksen materiaaliosavarmuusluku:

$$\gamma_s := 1.15$$

Betoniteräksen materiaaliosavarmuusluvun perusarvo on 1,15 ja sitä käytetään tyypillisesti lähes kaikissa tilanteissa. (Pienennetty betoniteräksen osavarmuusluvun arvo 1,10.)

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betoniterästen pienennyskerroin:

$$k_y := 1.0$$

Normaalisti kerroin on 1.0. Pienennyskerroimella voidaan ottaa huomioon mm. terästen uudelleen taivutuksen vaikutus.

Betoniteräksen myötölujuuden tehollinen mitoitusarvo:

$$f_{yd,eff} := k_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Rajapinnassa vaikuttavan leikkauskestävyyden mitoitusarvo

EN 1992-1-1, 6.2.5

Eurokoodin luokittelu pinnoille ja niiden kertoimille (EN1992-1-1, 6.2.5 (2):

Tarkemman tiedon puuttuessa pinnat voidaan luokitella hyvin sileisiin, sileisiin, karheisiin tai vaarnattuihin, joista seuraavassa on esimerkkejä:

- Hyvin sileä: pinta, joka on valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten:
 $c = 0,025 \dots 0,10$ ja $\mu = 0,5$.
- Sileä: liukuvalettu pinta tai ekstruuderipinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty vapaa pinta:
 $c = 0,20$ ja $\mu = 0,6$.
- Karhea: pinta, jossa on vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein; se saavutetaan urituksella, paljastamalla kiviaines tai muilla menetelmillä, joilla saavutetaan vastaava ominaisuus:
 $c = 0,40$ ja $\mu = 0,7$.
- Vaarnattu: pinta, jossa kuvan 6.9 mukainen hammastus: $c = 0,50$ ja $\mu = 0,9$.

Rajapinnan karheudesta riippuva kerroin:

$$c_r := 0.025$$

Huom. kun poikkileikkaukseen vaikuttaa vetoa, kertoimen arvo on 0.

Rajapinnan karheudesta riippuva kerroin:

$$\mu_r := 0.5$$

Rauditus, harjateräksen halkaisija:

$$\phi := 25 \text{ mm}$$

Nipussa olevien tankojen lukumäärä:

$$n_b := 1$$

Tankonipun ekvivalentti halkaisija:

$$\phi_n := \phi \cdot \sqrt{n_b} = 25 \cdot \text{mm}$$

Liite 2 (3/3)

Rautoitus, Tappien jako:

$$k := 1200 \text{mm}$$

Lujuuden pienennyskerroin:

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.504$$

Betonin tartunnan siirtämä jännitys

$$v_{Rdi.c} := c_r \cdot f_{ctd} = 0.041 \cdot \text{MPa}$$

Vaarnatappien siirtämä jännitys

$$V_{Rd.sd} := 1.1 \cdot \phi_n^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 68.2 \cdot \text{kN}$$

$$v_{Rdi.s} := \frac{V_{Rd.sd}}{k \cdot b_i} = 0.227 \cdot \text{MPa}$$

Kitkan avulla siirrettävissä oleva jännitys

$$\sigma_n := \frac{F_{Ed.min}}{b_i} = 8.667 \cdot \text{MPa}$$

Rajapintaan kohdituva normaalivoima

$$v_{Rdi.f} := \mu_r \cdot \sigma_n = 4.334 \cdot \text{MPa}$$

Puristava voiman arvo on positiivinen ja vetävän voiman arvo on negatiivinen. Mikäli poikkileikkaukseen vaikuttaa vetävä voima, niin c:n arvo on 0.

Leikkausjännityksen mitoitusarvo yhteensä

$$0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 5.712 \cdot \text{MPa} \quad \text{Maksimiarvo}$$

$$v_{Rdi.c} + v_{Rdi.s} + v_{Rdi.f} = 4.602 \cdot \text{MPa}$$

$$v_{Rdi} := \min(v_{Rdi.c} + v_{Rdi.s} + v_{Rdi.f}, 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd}) = 4.602 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd} := v_{Rdi} \cdot b_i = 1150.52 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$KA_{VRd.sauma} := \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 24.5 \cdot \%$$

"OK" if $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ = "OK"

"EI KÄY! TEE TARKEMPI LASKELMA" otherwise

