

Ville Miettinen

Halkeilleen aukollisen jäykistävän betoniseinän voimasuureiden arviointi

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikka

Insinöörityö

28.4.2013

Tekijä Otsikko	Ville Miettinen Halkeilleen aukollisen jäykistävän betoniseinän voimasuureiden arviointi
Sivumäärä Aika	51 sivua + 2 liitettä 28.4.2013
Tutkinto	Insinööri (AMK)
Koulutusohjelma	Rakennustekniikka
Suuntautumisvaihtoehto	Rakennetekniikka
Ohjaajat	Rakennesuunnittelija, RAK Aki Kemppainen Toimialajohtaja, Rakennetekniikka, DI Jukka Ala-Ojala Lehtori Jouni Kalliomäki
<p>Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan korkean rakennuksen jäykistävien betoniseinien aukkopalkkien halkeilua. Insinöörityön tavoitteena oli luoda laskentapohja teräsbetonisten aukkopalkkien haljenneen tilan jäyhyysmomentin laskentaan. Laskentapohja toteutettiin Mathcad-ohjelmalla. Työn toimeksiantajana oli Wise Group Finland.</p> <p>Työn lähtökohtana oli aukkopalkkien tarkastelu lineaarisen kimmoisessa tilassa rakenteen haljettua. Aukkopalkkeihin kohdistuvia rasituksia selvitettiin FEM-mallien avulla käyttäen Autodesk Robot Structures 2013 -ohjelmaa.</p> <p>Aukkopalkkien halkeilun vaikutuksia rakennuksen voimasuureisiin, siirtymiin sekä alimpiin ominaistajuuksiin tutkittiin FEM-mallin avulla käyttäen CSI ETABS versiota 9.7.4. Kohteeksi valittiin todellinen suunnittelukohde, jossa aukkopalkkien suuri määrä korostaa niiden jäykkyyden arvioinnin merkitystä.</p> <p>Tutkimuksessa kävi ilmi, että aukkopalkkien jäykkyys vaikuttaa aukollisten seinien jännitys-jakaumaan. Aukollisen seinän osaseinät pyrkivät toimimaan kuten yhtenäinen seinä, kun aukkopalkin jäykkyys on suuri. Halkeilleen aukkopalkin jäykkyyteen vaikuttaa erityisesti raudoituksen määrä, sekä myös aukkopalkkiin kohdistuvien voimasuureiden suuruus. Aukkopalkin leikkaus- ja vääntömuodonmuutokset sekä niiden aiheuttama halkeilu jätettiin huomioimatta haljenneen jäykkyyden arvioinnissa.</p> <p>Tutkimuksen tulosten perusteella pelkästään aukkopalkkien halkeilu ei vaikuttanut huomattavasti rakennuksen siirtymiin ja dynaamisiin ominaisuuksiin. Tarkasteltavassa kohteessa jäykistävien väliseinien suuresta määrästä johtuen, pelkästään aukkopalkkien halkeilun huomioimisella ei yksinään ollut suurta merkitystä. Vaikutukset rakennuksen alimpaan ominaistajuuteen ja siirtymiin olivat alle 4 %, kun pelkästään aukkopalkkien halkeilu huomioitiin.</p>	
Avainsanat	Aukkopalkki, jäykistävä seinä, korkea rakentaminen

Author Title	Ville Miettinen Behaviour of cracked lintel beams in high-rise buildings
Number of Pages Date	51 pages + 2 appendices 28 April 2013
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Specialisation option	Structural Engineering
Instructors	Aki Kemppainen, Structural Engineer Jukka Ala-Ojala, Head of department, Structural Engineering, M.Sc. Jouni Kalliomäki, Lecturer
<p>This graduate thesis studies the behavior of cracked lintel beams used to connect shear walls in tall buildings. The aim of this study was to develop a computer based worksheet for calculating the cracked moment of inertia for lintel beams. Mathcad 15.0 was chosen as the application for the worksheet.</p> <p>The basis for the studying cracked stiffness was chosen to be in the elastic range of material behavior. The forces that lintel beams are subjected to in tall buildings were studied with Autodesk Robot structural analysis calculation modeling software.</p> <p>The impact to deformation and the lowest mode of frequency of a tall building caused by the cracking of lintel beams was studied using FEM analysis. The building studied was a recent design project of Wise Group Finland. The application used for this analysis was CSI ETABS version 9.7.4.</p> <p>The research indicates that the cracking of lintel beams weaken the link of connected shear walls, and therefore also the coupling of the walls is weakened. The cracked moment of inertia for lintel beams was calculated as a function of the beam forces and reinforcement. Cracking caused by torsional and shear forces was ignored when determining the stiffness of a cracked cross-section.</p> <p>The results of the FEM analysis indicated that the cracking of lintel beams had a minor effect on the behavior of the building. The building that was studied had a large number of shear walls connected with lintel beams, but since the cracking of the walls was ignored, the reduced moment of inertia of link beams had little effect on the deformations and dynamic properties of the whole structure. Another reason for this was the large amount of partition shear walls in the building. The impact to lowest mode of frequency and deformations of the structure was less than 4 %, when only the cracking of lintel beams was taken in to account.</p>	
Keywords	Lintel beam, shear wall, tall building, cracked cross-section

Sisällys

Lyhenteet ja käsitteet

1	Johdanto	1
2	Korkea rakentaminen	2
2.1	Korkean rakentamisen määritelmä	2
2.2	Korkea rakentaminen Suomessa	2
2.3	Viranomaisvaatimukset	3
2.4	Korkeiden rakennusten suunnittelusta	3
2.5	Suunnitteluprosessi pääpiirteittäin	5
2.6	FEM-analyysit	6
3	Korkeaan rakennukseen kohdistuvat kuormat	7
3.1	Rakenteiden painot	7
3.2	Hyötykuormat	8
3.3	Pystykuormista aiheutuva kokoonpuristuma	8
3.4	Toisen kertaluvun vaikutukset	8
3.5	Betonin ajasta riippuvat ominaisuudet	9
3.6	Tuulikuorma	9
3.7	Asennusaikaiset kuormat	11
3.8	Onnettomuuskuormat	11
3.9	Seismiset kuormat	12
4	Rakennuksen jäykistäminen	12
4.1	Murtorajatila	13
4.2	Käyttörajatila	14
4.3	Onnettomuustila	15
4.4	Asennusaikainen tila	15
4.5	Korkean rakennuksen jäykistysvaihtoehtoja betonirakenteilla	15
5	Jäykistäminen betoniseinillä	16
5.1	Aukolliset seinät	17
5.2	Aukollisen jäykistävän seinän toiminta vaakakuormituksessa	19
5.3	Epätasaisen pystykuormituksen vaikutuksista	23
5.4	Aukollisen seinän voimasuureiden tutkiminen FEM-mallin avulla	23
5.4.1	Tuulikuorma	24

5.4.2	Pystykuormat	31
6	Aukollisten seinien tehollinen jäykkyys	33
6.1	Betonirakenteen halkeilu ja vaikutus jäykistävän rakenteen jäykkyyteen	33
6.2	Aukkopalkit	34
6.3	Aukkopalkkien jäykkyyden arviointimenetelmät kimmoteorian mukaisesti	35
6.3.1	Suorakaidepoikkileikkaus	36
6.3.2	Laipallinen poikkileikkaus	39
6.4	Seinän jäykkyys	43
6.5	Tehollinen jäykkyys Eurokoodi 2:n mukaisesti	44
7	Voimasuureiden arviointi	46
7.1	Lähtötiedot	46
7.2	Tulokset	47
8	Yhteenveto	49
	Lähteet	50
	Liitteet	
	Liite 1. Laskelmat aukkopalkin haljenneelle jäykkyydelle	
	Liite 2. Aukkopalkkien voimasuureet Continuous connection menetelmällä	

Lyhenteet ja käsitteet

Eurokoodi	eurooppalaisia kantavien rakenteiden suunnittelustandardeja
E	kimmokerroin
FEM-analyysi	elementtimenetelmällä suoritettava analyysi
FEM	<i>Finite Element Method</i> . Elementtimenetelmä. Numeerinen menetelmä integraali- ja differentiaaliyhtälöiden ratkaisemiseen.
I	jäyhyysmomentti
X	rakenteen puristetun pinnan korkeus

1 Johdanto

Korkea rakentaminen on lähivuosina lisääntymässä Suomessa. Niin sanotut ylikorkeat rakennukset edellyttävät tarkempien suunnitelmien laatimista jo hyvin aikaisessa vaiheessa. Korkeiden rakennusten rakennesuunnittelussa tarvitaan 3D-tietokoneanalyseja vähintäänkin rungon stabiliteetin osalta.

Korkeaan rakennukseen kohdistuvien kuormien staattisten vaikutusten lisäksi kuormien dynaamiset vaikutukset on otettava huomioon rakennuksen stabiliteetin suunnittelussa. Käytännössä soveltuvin menetelmä on FEM-analyysimalli. Useimmat FEM-ohjelmat eivät huomioi betonin halkeilun vaikutusta rakenteiden jäykkyyteen. Ohjelmat mallintavat teräsbetonirakenteet kauttaaltaan kiinteinä kappaleina, joilla on yksinomaan betonin ominaisuudet. Ohjelmissa kappaleen jäyhyysmomentti säilyy samana myös betonin vetolujuuden ylittyessä. Todellisuudessa betoni halkeilee, viruu sekä kutistuu ja kestää hyvin vähän vetoa.

FEM-analyysiohjelmissa pystyy yleensä muokkaamaan kappaleen jäykkyysominaisuuksia syöttämällä niille haluttuja arvoja. Kimmokerrointa voidaan pienentää viruman vaikutuksen huomioimiseksi. Jäyhyysmomentille voidaan syöttää redusointikerroin betonin halkeilun huomioimiseksi niissä rakenteissa, joissa betonin vetolujuus ylittyy. Tässä työssä tutkitaan tehollisen jäyhyysmomentin laskentatapoja jäykistävien seinien aukkopalkkeille.

Aukkopalkkeihin kohdistuvat rasitukset ovat korkeissa rakennuksissa usein niin suuria, että betonin vetolujuus ylittyy ja palkki halkeilee. Jäykistävät seinät voivat myös halkeilla, jos niihin kohdistuu suuria vaakavoimia. Tutkimuksen pääpaino on kuitenkin aukkopalkkien halkeilulla. Tehollista jäykkyyttä arvioidessa ei huomioida mahdollisen vääntörasituksien aiheuttamia muodonmuutoksia. Jäykistävillä kulurakenteilla väännön vaikutukset voivat kuitenkin olla huomattavia rakenteiden muodonmuutoksille ja näin ollen kuilurakenteen jäykkyydelle. Väännöstä aiheutuvan halkeilun vaikutus jäykistävään rakenteeseen on vartenotettava jatkotutkimuksen aihe.

Tämän työn ohessa toteutetaan myös Mathcad-laskentapohja aukkopalkin teholliselle jäykkyydelle. Laskentapohjaa käytetään todellisen korkean rakennuksen siirtymien ja voimasuureiden arvioinnin työkaluna. Rakennuksesta luodun FEM-mallin avulla selvite-

tään ne kerrokset, joissa aukkopalkkien voimasuureet halkaisevat betonin. Laskenta-pohjalla lasketaan teholliset jäykkyydet aukkopalkeille niissä kerroksissa, joissa betonin vetolujuus ylittyy. Lasketut arvot syötetään FEM-malliin, jonka jälkeen arvioidaan halkeilun vaikutusta rakennuksen voimasuureiden uudelleenjakamaan, ominaistaajuuksiin sekä siirtymiin.

2 Korkea rakentaminen

2.1 Korkean rakentamisen määritelmä

Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaan yli 8-kerroksiset rakennukset vaativat rakennesuunnittelijoilta erityispätevyyksiä. Rakentamismääräyskokoelma kokonaisuudessaan käsittelee enintään 16-kerroksisia rakennuksia. Tätä korkeammat rakennukset katsotaan poikkeamiksi, ylikorkeiksi rakennuksiksi.

Yleispätevää määritelmää korkealle rakennukselle ei ole. Rakennesuunnittelijan näkökulmasta rakennusta voidaan yleensä pitää korkeana, kun rakennukseen kohdistuvien vaakakuormien osuus rakennuksen kokonaiskuormituksesta on huomattava.

[1; 2.]

2.2 Korkea rakentaminen Suomessa

Kiinnostus korkeaa rakentamista kohtaan on lisääntynyt myös Suomessa. Helsinkiin kaavallaan parhaillaan useita 16–40-kerroksisia rakennuksia ja Tampereelle 16–28-kerroksisia rakennuksia. Myös pienempiin kaupunkeihin kaavallaan yksittäisiä korkeita rakennuksia. Helsinkiin kaavaillut rakennukset olisivat jopa 130 metriä korkeita. Tällä hetkellä Suomen korkein asuinrakennus on Helsingin Vuosaarella sijaitseva 26-kerroksinen asuinrakennus nimeltään Cirrus. Rakennuksen rakennesuunnittelusta vastasi Insinööritoimisto Ylimäki-Tinkanen, nykyään nimeltään Wise Group Finland.

Helsingin kaupunki on vastikään julkaissut oman korkean rakentamisen ohjeensa, jossa esitetään yleinen toimintamalli korkeiden rakennusten suunnittelulle ja toteutukselle. Ohjeessa ei esitetä valmiita suunnitteluratkaisuja, vaan sen tarkoitus on yhtenäistää ja

helpottaa korkeiden rakennusten suunnittelun ja toteutuksen läpivientiä. Helsingin kaupungin korkean rakentamisen menettelyohje koskee 17–50-kerroksisia rakennuksia.

[1; 3.]

2.3 Viranomaisvaatimukset

Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaan rakennesuunnittelijalle asetetaan rakennuksen korkeuden perusteella erityisvaatimuksia, kun rakennuksen ylin kannattaja sijaitsee 30 metrin korkeudella perustusten yläpinnasta laskettuna. Betonisille runkorakenteille kokoelma määrittää yli 8-kerroksisen rakennuksen kuuluvan AA-vaatimusluokkaan rakennesuunnittelijan osalta. Kahdeksaa kerrosta korkeammista rakennuksista joudutaan automaattisesti tekemään rakennusvalvonnalle rakenteellisen turvallisuuden alustava riskiarvio, jonka perusteella määritetään, kuuluvatko ne erityis- menettelyn piiriin. Kaikki yli 16-kerroksiset rakennukset kuuluvat automaattisesti erityis- menettelyn piiriin. Erityismenettely tulee käynnistää jo ennen rakennuslupavaihetta.

Helsingin kaupungin korkean rakentamisen ohjeessa yli 16-kerroksisille rakennuksille esitetään minimivaatimuksina suunnitelmien ulkopuolista tarkastusta sekä riskianalyy- sia. Rakennesuunnitelmista edellytetään ainakin stabiliteetin, perustusten ja rungon pääkomponenttien rakennesuunnitelmia kolmannen osapuolen tarkastettavaksi viran- omaistarkastuksen lisäksi.

Korkeat rakennukset kuuluvat eurokoodien mukaiseen seuraamusluokkaan CC3. Täl- löin kaikkien rakenteisiin kohdistuvien epäedullisten kuormien kuormakerroin $K_{FI}=1,1$

[3; 4.]

2.4 Korkeiden rakennusten suunnittelusta

Korkean rakennuksen suunnitteluprosessissa on syytä jo heti alkuvaiheessa kaikkien eri suunnittelualojen edustajien kokoontua yhdessä miettimään rakennuksen muotoa ja runkoratkaisuja vastaamaan eri osa-alueiden tarpeisiin toiminnan, turvallisuuden sekä käytettävyyden osalta. Kuten rakentamisessa usein, arkkitehtoniset ratkaisut määrittä- vät myös korkeiden rakennusten runkoratkaisuja ja jäykistysjärjestelmien valintaa. Ym-

päristöstään korkeudellaan erottuvat rakennukset mielletään usein maamerkeiksi, jolloin niiden arkkitehtoniset ratkaisujen merkitys korostuu, ja näin ollen rakennesuunnittelulle saattaa muodostua tiukkojakin reunaehtoja.

Kaksi päätyyppiä korkeiden rakennusten kantavina teräsbetonisina pystyrakenteina ovat pilarit ja seinät. Pilarit suunnitellaan usein ottamaan vastaan lähinnä pystykuormia, kun taas seinät suunnitellaan ottamaan vastaan myös vaakakuormia. Seinät toimivat vaakakuormia vastaan joko itsenäisinä seininä tai useasta seinistä koottuina jäykistystorneinä. Jäykistystornit toimivat usein samalla myös hissi- tai porraskuiluina. Rakennuksen tilaratkaisut sekä käyttötarkoitus vaikuttavat jäykistävien seinärakenteiden sijoitteluun ja sitä kautta rakennuksen toimintaan vaakakuormia vastaan.

Seinien ja pilareiden ensimmäinen tehtävä on ottaa vastaan pystykuormista aiheutuvat rasitukset. Tasoilta tulevat pystykuormat säilyvät melko vakioina kerros kerrokselta, joten kuormituksen kasvu ylhäältä alaspäin on melko lineaarista. Pystykuormat ja niiden vienti perustuksille pyritään suunnittelemaan yhtenevästi kerros kerrokselta, mahdollisimman toistuvalla ja yksinkertaisella tavalla.

Pystyrakenteiden toinen päätehtävä on vastaanottaa rakennukseen kohdistuvat tuulikuormat. Jos rakennus sijaitsee seismisesti aktiivisella alueella, pystyrakenteet suunnitellaan vastaanottamaan myös maanjäristyksistä aiheutuvat vaakakuormat. Kuormien suunnitteluarvot saadaan kansallisista suunnittelustandardeista, mutta tuulen todellisten vaikutusten selvittämiseksi tarvitaan usein myös tuulitunnelikokeita. Vaakakuormituksen kasvu ylhäältä alaspäin kasvaa toiseen potenssiin, joten niiden merkitys korostuu suureksi rakennuksen korkeuden kasvaessa. Suurten vaakakuormien viemiseksi perustuksille pystyrakenteet suunnitellaan toimimaan yhdessä vaakarakenteiden kanssa. Jäykistävät seinät pyritään yhdistämään toisiinsa voimia siirtävillä aukkopalkkeilla ja pilareista ja vaakarakenteista muodostetaan usein jäykästi toimivia kehiä.

Tuulikuorma ja sen dynaamiset vaikutukset muodostuvatkin tärkeiksi suunnittelukriteereiksi. Rakennuksen runko suunnitellaan kestäväksi tuulikuorma, huomioiden myös värähtelyn aiheuttama lisärasitus. Seismisesti aktiivisilla alueilla rakenteiden tulee kestää aivan eri suuruusluokkaan kohoavia vaakakuormia. Maanjäristysmitoituksessa käytettävät vaakakuormien arvot ovat suuruudeltaan jopa 5-20 % koko rakennuksen painosta. Pohjoiseurooppalainen korkea rakentaminen eroaakin suurelta osin kansainvälisestä korkeasta rakentamisesta sillä, ettei suunnittelussa huomioitavia maanjäristyksiä

esiinny. Suomessa ei ole virallisesti käytössä maanjäristysmitoitukseen laadittua eurokoodia. Maanjäristysmitoitus on kuitenkin arkipäivää kansainvälisessä korkeassa rakentamisessa, ja usein määräävässä asemassa rakenteiden toiminnan suunnittelussa.

[2; 3.]

2.5 Suunnitteluprosessi pääpiirteittäin

Suunnitteluprosessi etenee yleensä vaiheittain. Suunnitteluprosessi koostuu konseptisuunnittelusta, alustavasta rakennesysteemin valinnasta, alustavasta analyysistä, rakenteiden optimoinnista sekä lopullisesta analyysistä. Jaottelu ei ole virallinen, mutta se kuvaa hyvin korkean rakennuksen suunnitteluprosessia yleisellä tasolla.

Konseptisuunnittelussa määritetään rakennuksen muodon lisäksi sen toiminnalliset vaatimukset. Rakennesuunnittelijan osallistuminen konseptisuunnitteluun voi edesauttaa rakennuksen tila- ja muotoratkaisujen valintaa rakenteiden toiminnan kannalta edullisemmaksi.

Kun rakennuksen muoto on päätetty, voidaan suorittaa analyysit rakenteilta vaadittavien dimensioiden määrittämiseksi. Rakennukseen kohdistuvat kuormat määritetään paikallisten standardien perusteella. Rakennesysteemiin kohdistuvat kuormat ja rasitukset pyritään arvioimaan mahdollisimman todenmukaisesti, ja usein jo tässä vaiheessa joudutaan tekemään tuulitunnelikokeita tuulikuormien ja niiden vaikutusten määrittämiseksi. Kantavien pystyrakenteiden alustavat dimensiot määritetään usein likimääräisten analyysin perusteella. Vaakarakenteiden, kuten välipohjien dimensioiden alustavaan valintaan käytetään yleensä analyysimalleja, joissa huomioidaan niille suoraan kohdistuvat pystykuormat.

Rakenteiden alustavien dimensioiden määrittämisen jälkeen tehdään alustavat analyysit, joissa tutkitaan rakennuksen vaakasuuntainen taipuma ja voimasuureet päärakenteissa. Kun jossakin rakenteissa esiintyy kohtuuttoman suuria rasituksia, voidaan niiden jäykkyyttä pienentää ja näin siirtää rasitusten kulkua vähemmän rasitetuille rakenteille. Betonirakenteissa betoniin kohdistuvien vetojännitysten ylittyessä ne mallinnetaan käyttäen rakenteen haljennutta jäykkyyttä. Vaihe voi sisältää myös kuormien dynaamisten vaikutusten analyysin alustavalla, mutta riittävän luotettavalla tasolla. Alustava mitoitus on luonteeltaan iteratiivista ja mitoitusprosessia toistetaan kunnes saadaan kehi-

tettyä toimiva kokonaisvaltainen ratkaisu päärakenteiden osalta. Rakennuksen stabiili- teettitarkastelut on tehtävä jo hyvin aikaisessa vaiheessa.

Optimointivaiheessa pyritään löytämään mahdollisimman toimivat ja taloudelliset ratkaisut myös detaljitason ratkaisuihin. Optimointivaihe on läheisesti sidoksissa alustavaan analyysivaiheeseen, ja usein näitä kahta vaihetta joudutaan toistamaan useaan kertaan parhaan lopputuloksen aikaansaamiseksi.

Viimeisessä vaiheessa suoritetaan yksityiskohtaiset rakenneanalyysit, joissa huomioidaan esimerkiksi pystykuormien toisen kertaluvun vaikutukset, kuormien dynaamiset vaikutukset, rakenteiden pakkovoimat sekä pystyrakenteiden erilaiset kokoon puristumat.

[5; 6.]

2.6 FEM-analyysit

Korkeiden rakennusten analyysissä pyritään selvittämään rakennuksen käyttäytymistä sekä rakenteiden toimintaa pysty- ja vaakakuormien rasittamana. Tuulen dynaamiset vaikutukset pyritään selvittämään mahdollisimman tarkkaan värähtely- ja taipumakriteerien täyttämiseksi. Seismisessä mitoituksessa otetaan huomioon yleensä myös materiaalien epälineaarinen käyttäytyminen, jolloin analyysiltä vaaditaan huomattavaa tarkkuutta. Käytännössä soveltuvin tapa on korkean rakennuksen analysointiin tietokonepohjainen FEM-analyysi.

Alustavassa suunnittelussa mallit sisältävät usein huomattavia yksinkertaistuksia niin rakenteiden kuin kuormienkin osalta. Tarkkuus, jolla rakennus mallinnetaan, kasvaa yleensä suunnitteluprosessin loppua kohden. Aina ei ole tarkoituksenmukaista sisällyttää malliin koko rakennusta. Esimerkiksi jäykistysjärjestelmän mitoituksessa on perusteltua jättää mallintamatta ne kantavat rakenteet, joiden ei ole tarkoitus kerätä itseensä rasituksia vaakakuormista. Muutoin jäykistyksen kannalta epäoleelliset rakenteet vievät kuormia jäykistäväältä järjestelmältä, joka tulee näin ollen alimitoitetuksi. Vasta lopullisiin analyysimalleihin pyritään sisällyttämään kaikki rakenteellisen toiminnan kannalta oleelliset rakenteet.

Erityyppisiä analyyseja voidaan joutua suorittamaan useita. Murtorajatilan mitoituksessa saatetaan käyttää varmalle puolelle yksinkertaistettuja malleja, kun taas käyttörajatilassa pyritään mallintamaan rakennus parhaalla arviolla sen todellisesta jäykkyydestä ja siihen kohdistuvista käyttötilan kuormista.

Dynaamiseen analyysiin rakennus tulee mallintaa niin, että sen yhteenlaskettu massa vastaa todellisuutta, sillä jäykistysjärjestelmän tulee toimia myös sellaisia voimia vastaan, jotka aiheutuvat vaakasuuntaisesta kiihtyvyydestä. Dynaamisella analyysillä selvitetään myös rakennuksen ominaistajuudet, jotka voidaan vuorostaan syöttää malleihin, joilla arvioidaan tuulikuormien aiheuttamaa värähtelyä.

Staattinen malli voi sisältää vain kantavat rakenteet ja niille suoraan kohdistuvat kuormat. Rakennuksen tulee kuitenkin mallintaa sen todellisella massalla, jotta rakenteiden mittaepätarkkuuksista aiheutuvat vinoudet sekä toisen kertaluvun vaikutukset voidaan huomioida mallissa asianmukaisesti.

FEM-analyysit sisältävät usein myös yksinkertaistuksia materiaalien käyttäytymisen suhteen. Tyypillisesti käytetään lineaarisen kimmoisia tarkastelutiloja, joissa oletetaan, että rakenteen jäykkyys perustuu sen muodonmuutoksettomaan tilaan ja materiaali käyttäytyy lineaarisesti kuormitettaessa. Kyseisten mallien etuna on mahdollisuus muodostaa useita erilaisia kuormitusyhdistelmiä, joista ohjelma laskee rakenteiden kriittisimmät rasitukset. Suunnittelijan tulee kuitenkin aina tiedostaa malleihin sisältyvät yksinkertaistukset. Ohjelmat eivät välttämättä ota huomioon toisen kertaluvun vaikutuksia tai betonirakenteen jäykkyyden muuttumista halkeilleena.

[7.]

3 Korkeaan rakennukseen kohdistuvat kuormat

3.1 Rakenteiden painot

Rakenteiden omat painot ovat tärkeässä roolissa korkean rakennuksen stabiiliteetin suunnittelussa, sillä ne vastustavat vaakavoimien aiheuttamaa kaatavaa momenttia. Siksi niiden suuruus ja kulkeutuminen aina perustuksille asti tulee määrittää mahdollisimman luotettavasti. [8, s.11.]

3.2 Hyötykuormat

Hyötykuormat määritetään korkeille rakennuksille kuten matalille rakennuksille. Kuormien ominaisarvot saadaan EN 1990-1-1 taulukosta 6.3.1.2 rakennuksen tilojen käyttöluokkien mukaisesti. Pilareille ja seinille tulevia kokonaishyötykuormia voidaan pienentää kaavan (6.2) mukaisella α_n pienennyskertoimella. Kertoimella otetaan huomioon, ettei hyötykuorma todennäköisesti vaikuta samanaikaisesti jokaisessa kerroksessa, ja sen vaikutus korostuu korkeissa rakennuksissa. Kerrointa ei kuitenkaan tulisi käyttää kansallisen liitteen taulukon A.1.1 pienennyskertoimen φ kanssa samanaikaisesti.

[9: 10.]

3.3 Pystykuormista aiheutuva kokoonpuristuma

Suurten pystykuormien johdosta pilareiden ja seinien erilaiset kokoonpuristumat on otettava suunnittelussa huomioon. Esimerkiksi 40-kerroksisen rakennuksen kokoonpuristuma saattaa olla jopa 100–200 millimetriä. Yhdistetyn teräs- ja teräsbetonirungon kokoonpuristuman ero voi olla 2-3 mm kerrosta kohden. Kokoonpuristuman vaikutukset kumuloituvat ylöspäin, jolloin ylimpiin rakenteisiin voi muodostua huomattavia jännityksiä. Betonirakenteiden kokoonpuristumaan vaikuttaa betonin viruma, kutistuma sekä kimmoinen kokoonpuristuma. Jälkimmäinen aiheutuu suurista puristusjännityksistä ja se on arvioitavissa Hooken lain avulla. [2; 8; 11, s. 9.]

3.4 Toisen kertaluvun vaikutukset

Pilareihin ja seiiniin kohdistuvien pystykuormien epäkeskisyys aiheuttaa niihin taivutusmomenttia. Epäkeskisyys kasvaa, jos rakenteeseen kohdistuu samanaikaisesti vaakakuormia, jotka taivuttavat rakennetta. Jos vaakavoimien aiheuttamat siirtymät kasvavat liian suuriksi, niin pystykuormistakin voi aiheutua kaatavaa kuormaa, joka pahimmassa tapauksessa johtaa sortumaan. [2; 8.]

3.5 Betonin ajasta riippuvat ominaisuudet

Betonin viruma on muodonmuutos, joka tapahtuu kuormitetussa betonissa ajan funktiona. Viruma pienentää betonin kimmokerrointa, jolloin rakenteen kyky vastustaa venymää ja taivutusta pienenee. Viruman suuruus riippuu betonin lujuudesta, sementin laadusta, rakenteen muodosta, ympäristön kosteustilasta, rakenteen kuormituksen alkamis-ajankohdasta sekä betonin jälkihoidosta. Viruma huomioidaan rakenteiden muodonmuutosten tarkastelussa virumaluvulla, jolla pienennetään betonin kimmokerrointa.

Betonin kutistuminen aiheuttaa rakenteisiin sisäisiä pakkovoimia. Betoni halkeilee, jos kutistuminen pääsee alkamaan ennen kuin betonin vetolujuus on kehittynyt niin suureksi, että se pystyy vastustamaan kutistumisen aiheuttamia voimia. Kutistumisen alkamisajankohtaa tulee siirtää huolellisella jälkihoidolla, jota jatketaan siihen asti, kunnes betoni on saavuttanut riittävän lujuuden halkeamia vastaan.

[13; 14.]

3.6 Tuulikuorma

Tuulikuorma ja sen dynaamiset vaikutukset ovat oleellisia kriteerejä korkean rakennuksen rakennesuunnittelulle, ja ne on otettava huomioon jo rakennuksen muotoa suunniteltaessa. Tuulikuorman aiheuttama rakennusta kaatava momentti kasvaa toiseen potenssiin suhteessa rakennuksen korkeuteen, jolloin myös jäykistävässä seinissä voi esiintyä betonin vetolujuuden ylittäviä vetojännityksiä. Rakenteet suunnitellaan pysymään kimmoisella alueella, lukuun ottamatta betonirakenteissa väistämättä tapahtuvaa vähäistä halkeilua. Rungon ja perustusten kestävyys suunnittelussa huomioidaan myös tuulen aiheuttama värähtely.

Eurokoodi 1990:n mukaan on mahdollista korvata värähtelymuotoihin perustuva analyysi samanarvoisia staattisia kuormia käyttävällä analyysillä, kun rakenteiden muoto ja jäykkyyden sekä massan jakaantuminen ovat tasaista, ja jos vain alin värähdysmuoto on merkittävä. Dynaamiset ominaisuudet voidaan sisällyttää staattisiin arvoihin, mutta rakennuksen ominaistaajuus joudutaan kuitenkin selvittämään, jotta dynaamisia suurenuskertoimia voidaan käyttää.

Rakennuksen runko ja perustukset suunnitellaan kestämään SFS EN 1991-1-4:n mukaisesti 10 minuutin keskimääräinen tuulennopeus, jonka ylittymisen todennäköisyys on kerran 50 vuodessa. Eurokoodi 1991-1-4:n mukaan tuulikuormat lasketaan erikseen koko rakennukselle sekä yksittäisille rakenneosille. Yksittäisiin rakenneosiin kohdistuva tuulikuorma määritetään ulkoisten ja sisäisten painekertoimien avulla. Koko rakennukseen kohdistuva tuulikuorma voidaan määrittää voimakertoimen avulla, tai vaihtoehtoisesti rakenneosien tuulikuormien summana. Rakennuksen muodon vaikutus otetaan huomioon rakennekertoimen avulla. Eurokoodi 1991-1-4:n soveltamisala ulottuu aina 200 m korkeisiin rakennuksiin.

Korkean rakentamisen ollessa kyseessä, voidaan perustellusti edellyttää tarkempaa analyysia tuulikuormien suuruudesta ja vaikutuksesta. Tällöin kyseeseen tulevat rakennuskohtaiset tuulitunnelikokeet. Tuulitunnelikokeet suoritetaan yleensä jo alustavassa suunnitteluvaiheessa. Näin tuulen dynaamiset vaikutukset saadaan mahdollisimman realistisesti selvitettyä ennen kuin suunnittelu on edennyt niin pitkälle, että perustavanlaatuiset muutokset tulevat liian kalliiksi. Toisaalta tuulitunnelikokeet maksavat jopa 100 000-150 000 €. Tuulitunnelikokeita suositellaan harkittavaksi, kun vähintään yksi ehto seuraavista on voimassa [3]:

- rakennuksen alin ominaistajuus on alle 1 Hz
- rakennuksen muoto poikkeaa merkittävästi laatikkomaisesta
- rakennus sijaitsee paikalla, jossa tuulen nopeus voi kasvaa tunnelointivaikutuksen johdosta
- rakennus altistuu herätetärinälle toisten lähellä sijaitsevien korkeiden rakennusten tai rakenteiden johdosta

Helsingin korkean rakentamisen ohjeessa edellytetään tuulitunnelikokeita kaikille yli 15-kerroksisille rakennuksille. Eurokoodi sallii kokeellisen mitoituksen tuulitunnelikokeita ja luotettavaksi osoitettuja numeerisia menetelmiä käyttäen. Standardin soveltamisala ei ulotu vääntöväärähtelyn tarkasteluun, joka kuitenkin on usein yksi tarkasteltavista kriteereistä korkeissa rakennuksissa.

Tuulen vaikutusten tarkasteluista usein määrääväksi tekijäksi muodostuu niin sanottu värähtelyrajatila, jossa otetaan huomioon asukkaiden kokema haitallinen kiihtyvyyys. Värähtelyrajatilalla tarkoitetaan yleisesti värähtelystä mahdollisesti aiheutuvia haittoja,

joita voivat olla myös esimerkiksi väliseinien halkeamat, verhousten vauriot, materiaalien kuluminen sekä myötääminen. Eurokoodi 1990:n mukaan värähtelymitoituksessa tulee ottaa huomioon käyttäjän mukavuus sekä rakenteen ja rakenneosien toimivuus. Tämän tarkempia kriteereitä ei esitetä.

[3; 9; 10; 15.]

3.7 Asennusaikaiset kuormat

Asennusaikaiset kuormat voivat olla suurimpia rakennukseen koskaan kohdistuvia kuormia. Huomattavan suuri osa onnettomuuksista tapahtuu juuri rakentamisvaiheessa. Kaikkien rakennukseen todennäköisesti tai onnettomuudessa kohdistuvien kuormien vaikutukset asennusaikana tulee ottaa suunnittelussa huomioon, kuten esimerkiksi tuulikuormien ja maanjäristysten vaikutus.

Rakentamisesta johtuvat kuormat ovat kuormia, jotka vaikuttavat vain rakentamisvaiheen aikana. Esimerkiksi paikallavalettujen laattojen valunaikainen tuenta alempiin kerroksiin aiheuttaa jopa kaksi kertaa suurempaa kuormitusta kuin sen oma paino aiheuttaisi valmiissa rakennuksessa. Hyvin korkeissa rakennuksissa kiipeävien torninostureiden tuenta useaan kerrokseen tuo huomattavaa lisäkuormitusta. Muita rakentamisesta johtuvia kuormia aiheuttavat esimerkiksi rakennusmateriaalin varastointi sekä raskaat työkoneet.

[2, s. 21; 16.]

3.8 Onnettomuuskuormat

Tyypillisiä onnettomuuskuormia ovat tulipalot, räjähdykset ja törmäykset. Myös tuuli- ja lumikuormat sekä maanjäristykset voidaan luokitella onnettomuuskuormiksi rakennuskohteen sijainnista riippuen. [16.]

3.9 Seismiset kuormat

Ydinvoimaloita lukuun ottamatta Suomessa ei tarvitse mitoittaa rakennuksia kestämaan maanjäristyksiä. Maanjäristysalueilla korkeiden rakennusten kestävyys seismisiä kuormia vastaan on usein määräävässä asemassa rakennuksen suunnittelussa. Mitoitus seismisille kuormille eroaa hyvin paljon mitoituksesta tuulikuormia vastaan. Tuulikuormien vaikutuksia voidaan analysoida lineaarisen kimmoisissa analyyseissa, mutta maanjäristysten vaikutuksia joudutaan usein tarkastelemaan myös epälineaarisissa analyyseissa.

Useat maanjäristysstandardit sallivat maanjäristyksestä aiheutuvien voimien aiheuttavan myötäämistä ennalta määritetyissä rakenteissa, kunhan rakennuksen pystykuormien kantokapasiteetti säilyy hyvänä. Suunnittelijan tehtäväksi jää päättää rakenteet, joiden voidaan sallia myötäävän. Toisaalta joillekin rakenteille asetetaan paljon suurempia vaatimuksia sitkeyden ja muodonmuutoskyvyn kannalta. Jäykistävien seinien aukkopalkit mitoitetetaan yleensä kestämaan suuria epäelastisia muodonmuutoksia. Aukkopalkit raudoitetaan melko suurilla teräsmäärillä, jolla varmistetaan, että teräkset myötäävät ja sitovat järistyksestä aiheutuvaa energiaa.

[17.]

4 Rakennuksen jäykistäminen

Rakennuksen jäykistysjärjestelmä mitoitetetaan vastaamaan kaikkien rajatilojen edellyttämiä vaatimuksia. Jäykistysjärjestelmän lähtökohta on vaakavoimien vieminen tasomaisia vaakarakenteita pitkin jäykistysjärjestelmälle, joka puolestaan vie kuormat edelleen perustuksille. Tasomaisina vaakarakenteina toimivat rakennuksen välipohjat, ja ne on mitoittava myös vaakakuormille. Myös välipohjien liitokset pystyrakenteisiin mitoitetetaan kestämaan vaakasuuntaiset tukireaktiot. Esimerkiksi ontelolaattoja yhdeksi laatastoksi sitovat rengasteräket toimivat samalla myös laataston vetorausituksena vaakakuormituksen alaisuudessa.

Jäykistävien rakenteiden todellinen jäykkyys on oleellinen tieto jäykistysjärjestelmää mitoittaessa. Jäykistävät rakenneosat ottavat vaakakuormia vastaan niiden omien

jäykkyyksien suhteessa, joten epätarkkuudet jäykkyyksien määrittämisessä voivat aiheuttaa jäykistysjärjestelmän toimivan hyvin erilalla kuin on suunniteltu.

[16.]

4.1 Murtorajatila

Murtorajatilassa tarkastellaan rakenteiden varmuutta niihin todennäköisesti kohdistuville kuormille standardien määrittämiä varmuuskriteerejä noudattaen. Murtorajatilan jäykistysmitoitus tehdään SFS-EN 1990 ja SFS-EN 1992 mukaisesti betonirakenteille.

Jäykistävät rakenteet eivät saa menettää tasapainoaan; toisin sanoen ne eivät saa kaatua. Jäykistäviin seiniin kohdistuva pystykuorma voi muuttua epäkeskiseksi vaakakuormien kaatavien voimin vuoksi, jolloin seiniin syntyy vetorasituksia sekä kaatavaa momenttia. Seinät voidaan joutua ankkuroimaan perustuksien kautta maaperään, jos vetovoimia esiintyy.

Jäykistävien rakenteiden liian suuri siirtymätila tulee tutkia. Niiden liian suuret siirtymät vaakakuormituksen johdosta voivat aiheuttaa toisen kertaluvun vaikutuksia, jolloin niihin kohdistuvat rasitukset voivat muodostua kriittisiksi. Myös jäykistysjärjestelmään liittyviin rakenneosiin voi jäykistävän rakenteen liian suuren siirtymätilan johdosta aiheutua suuria rasituksia. Esimerkiksi pilareiden ja seinien erilaiset kokoonpuristumat voivat aiheuttaa välipohjalaattoihin jännityksiä erityisesti korkeissa rakennuksissa.

Rakennusta tulee tarkastella myös yhtenä kokonaisuutena jäykistysjärjestelmän toimivuuden kannalta. Rakennuksen staattisen tasapainon tulee säilyä kriittisimmissäkin kuormitustilanteissa. Tällöin kaikkien rakennusta pystyssä pitävien kuormien katsotaan olevan edullisia kuormia ja niiden suuruuksia vähennetään suunnittelustandardien mukaisesti.

Muita tarkasteltavia tiloja murtorajatilassa ovat rakenteen tai sen osan muuttuminen mekanismiksi, stabiiliuden menettäminen, sekä ajasta riippuva vaurioituminen.

[16.]

4.2 Käyttörajatila

Rakennuksen jäykistysjärjestelmän käyttörajatilatarkasteluissa huomioidaan ihmisten mukavuuteen, rakennuksen ulkonäköön sekä rakenteiden toimintaan normaalikäytössä vaikuttavat tekijät. SFS EN 1990:n mukaan siirtymiä, värähtelyjä ja rakenteiden vaurioita tulee rajata.

Eurokoodissa ei esitetä korkeille rakennuksille vaakasiirtymien ylärajoja. Suomessa on yleisesti käytetty rakennusten taipumien raja-arvona $H/400$ - $H/1000$, ja korkeille rakennuksille $H/400$ - $H/700$, joissa H on rakennuksen korkeus. Alustavassa suunnittelussa voidaan käyttää raja-arvona $H/500$ eurokoodin mukaiselle tuulennopeudelle, jonka ylitymisen todennäköisyys on kerran 50 vuodessa. Muut vaakakuormat huomioidaan samanaikaisesti. Tällöin 100 m korkean rakennuksen taipumaraja olisi 20 cm. Kerrosvälikohtainen taipuma ei saisi olla suurempi kuin $h/400$, jossa h on kerroskorkeus.

Korkeissa rakennuksissa värähtely voi muodostua mitoittavaksi tekijäksi, kun otetaan huomioon käyttäjien mukavuus. Vaihtelevat tuulikuormat aiheuttavat rakennuksen edestakaisia siirtymiä ja kiertymiä, joiden seurauksena rakennuksessa tapahtuu taivutus- ja vääntövärähtelyä. Rakennuksen alttius värähtelylle riippuu rakennuksen ominaistuuksista. Rakennuksen dynaamisiin ominaisuuksiin vaikuttavia tekijöitä ovat rakennuksen jäykkyys, massan jakautuminen sekä kiihtyvyysslaskelmissa käytettävä vaimennuskerroin. Värähtelyn vaikutukset ihmisissä vaihtelevat lievästä epämukavuudesta aina pahoinvointiin asti.

Rakenteiden vauriot tulee rajata niin, etteivät ne vaikuta kielteisesti rakenteiden ulkonäköön, säilyvyyteen tai rakenteiden toimivuuteen. Betonirakenteille tulee sekä betonin että teräksen jännityksiä rajoittaa betonin halkeilun minimoimiseksi. Terästen jännitykset eivät saa aiheuttaa niihin ei-kimmoista venymää, eivätkä betonin puristusjännitykset saa aiheuttaa rakenteen pituusakselin suuntaisia halkeamia tai suurta epälineaarista virumista. Halkeamaleveyksiä ja taipumia tulee myös rajoittaa samoin periaattein.

[3;16.]

4.3 Onnettomuustila

Rakennesysteemin tulee kestää myös onnettomuuksien, kuten tulipalon, räjähdysten ja törmäysten, aiheuttamat kuormat. Yli 15 kerrosta korkeille rakennuksille tehdään järjestelmällinen riskiarviointi, jolloin otetaan huomioon ennakoitavissa olevat sekä ennakoimattomat vaaratilanteet.

Onnettomuustilan mitoituksen lähtökohtana voi olla yksi tai useampi seuraavista:

- Suunnitellaan rakenteet kestävämmän mahdolliset onnettomuudet
- Suunnitellaan korvaava rakennesysteemi jokaiselle rakenteelle, jotta yhden rakenneosan vaurioitumisesta ei aiheudu jatkuvaa sortumaa
- Estetään onnettomuuden syntyminen.

4.4 Asennusaikainen tila

Asennusaikainen jäykistys tulee suunnitella jokaiselle eri vaiheelle. Asennusaikaiset jäykistysjärjestelmät eivät aina ole samoja kuin valmiissa rakennuksessa. Esimerkiksi pilarit voivat toimia mastojäykisteinä asennusaikana, vaikka ne lopullisessa rakennesysteemissä eivät ottaisi jäykistysrasituksia. Rakenneosien asennusjärjestys on esitettävä asennussuunnitelmissa. Jäykistävät rakenneosat asennetaan ensimmäisenä stabiliteetin varmistamiseksi. Tämän jälkeen asennetaan niihin tukeutuvat rakenteet ja lopulta ei-kantavat rakenteet. [16.]

4.5 Korkean rakennuksen jäykistysvaihtoehtoja betonirakenteilla

Rakennuksen korkeus vaikuttaa rungon jäykistysjärjestelmän valintaan, sillä eri jäykistämismenetelmät ovat taloudellisesti kannattavia sekä toimivia eri kerroskorkeuksiin asti. Betonirakenteisilla jäykistysjärjestelmillä on mahdollisuus toteuttaa jopa yli sata kerrosta korkeita rakennuksia erilaisten jäykistystapojen yhdistelmillä. Rakennuksen käyttötarkoitus määrää hyvin pitkälle jäykistysjärjestelmän valintaa.

Asuinrakennusten jäykistämiseen soveltuu kantavilla väliseinillä toteutettu jäykistysjärjestelmä. Huoneistot osastoidaan kantavilla väliseinillä, joten on loogista käyttää niitä

myös jäykistysjärjestelmänä. Tarvittaessa voidaan käyttää myös ulkoseiniä jäykistävinä rakenteina. Ulkoseinien haittapuolena on yleensä ikkuna-aukkojen suuri määrä. Toisaalta ulkoseinät sijaitsevat yleensä kaukana rakennuksen kiertoakeskiöstä. Aukolliset seinät voidaan suunnitella toimiviksi jäykistysosiksi suunnittelemalla ne toimimaan yhdessä aukkopalkkien ja välipohjien avulla. Kantavien seinien käyttö on myös taloudellista asuinrakennuksissa seinien suurista määristä johtuen. Jäykistysjärjestelmän hoikkuus saadaan tällä tavalla pieneksi, ja voidaan suunnitella korkeitakin rakennuksia ilman, että jäykistävässä seinissä esiintyy vetoa yhdessäkään kuormitustilanteessa.

Toimistorakennuksissa kantavat väliseinät eivät usein tule kyseeseen jo pelkästään rakennuksen käyttötarkoituksen vuoksi. Jäykistysjärjestelmänä on usein sydänjäykistys, joka toteutetaan keskeisellä kuilurakenteella. Kuilurakenne toimii usein porrashuoneena tai hissikuiluna. Kuilurakenne koostuu useasta osaseinästä, jotka yhdessä muodostavat hyvin jäykän maston. Jäykistysjärjestelmän hoikkuus jää usein melko suureksi, jolloin alimpien seinien juuressa voi esiintyä vetojännityksiä.

Kirjallisuudessa esitetään kerrosmääriin perustuvia soveltuvuusalueita erilaisille jäykistysjärjestelmille. Eri kirjoissa esitetään hieman erilaisia kerrosalueita. Rakennetekniikan kehittyessä myös jäykistysjärjestelmien soveltuvuusalue kasvaa, jolloin vanhemman kirjallisuuden esittämät soveltuvuusalueet ovat nykypäivänä todellista pienemmät. Alla on esitetty neljälle alimmalle kerrosalueelle soveltuvat jäykistysjärjestelmät kirjallisuuden perusteella.

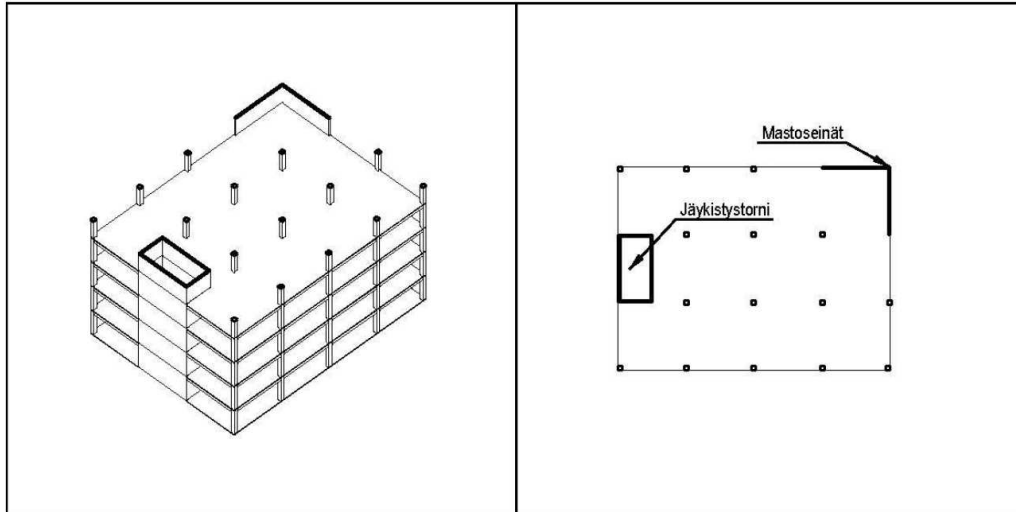
- Kehäjäykistys pilareilla ja palkeilla jäykin momenttiliitoksin (n. 20 krs)
- Pilari-laatta-jäykistysjärjestelmä (n. 25 krs)
- Jäykistävät väli- ja ulkoseinät (n. 40 krs)
- Jäykistävät seinät yhdistettynä kehäjäykistykseen (n. 50 krs)

[2.]

5 Jäykistäminen betoniseinillä

Jäykistävien betoniseinien etuna on niiden suuri kapasiteetti vaaka- ja pystykuormia vastaan. Betoniseinät ovat tasonsa suunnassa erittäin jäykkiä, joten ne soveltuvat erinomaisesti korkean rakennuksen jäykistämiseen. Jäykistävät seinät voivat olla erillisiä

seiniä tai useasta osaseinästä koottuja tornimaisia mastoja. Seinät toimivat vaakakuormia vastaan ikään kuin pystysuuntaisena ulokepalkkina. Vaakakuormat siirtyvät seinille jäykkinä levyinä toimivien väli- ja yläpohjien kautta.



Kuva 1. Jäykistystornin ja mastoseinien yhdistelmä [16, s. 18.]

Perustuksiin ulottuvien mastoseinien sijoitteluun on kiinnitettävä huomiota. Seinille kohdistuvien pystykuormien tulisi olla tarpeeksi suuria vastustamaan vaakakuormien aiheuttamaa kaatavaa momenttia. Jäykistysjärjestelmä pyritään suunnittelemaan niin, että seinät olisivat kauttaaltaan puristusjännityksessä, eikä merkittäviä vetorasituksia syntyisi. Suuren hoikkuuden omaavalla jäykistysjärjestelmällä tämä ei aina ole mahdollista. Tällöin vetovoimat siirretään perustusten kautta maapohjaan ankkuroimalla. Jäykistävät seinät saattavat myös halkeilla vetorasitusten vaikutuksesta, jolloin niiden jäykkyys pienenee. Halkeilua voidaan pyrkiä pienentämään lisäämällä raudoitusta tai jännittämällä rakenne. Jäykistävien seinien sijoittelun tulisi olla symmetristä myös vääntörasitusten minimoimiseksi.

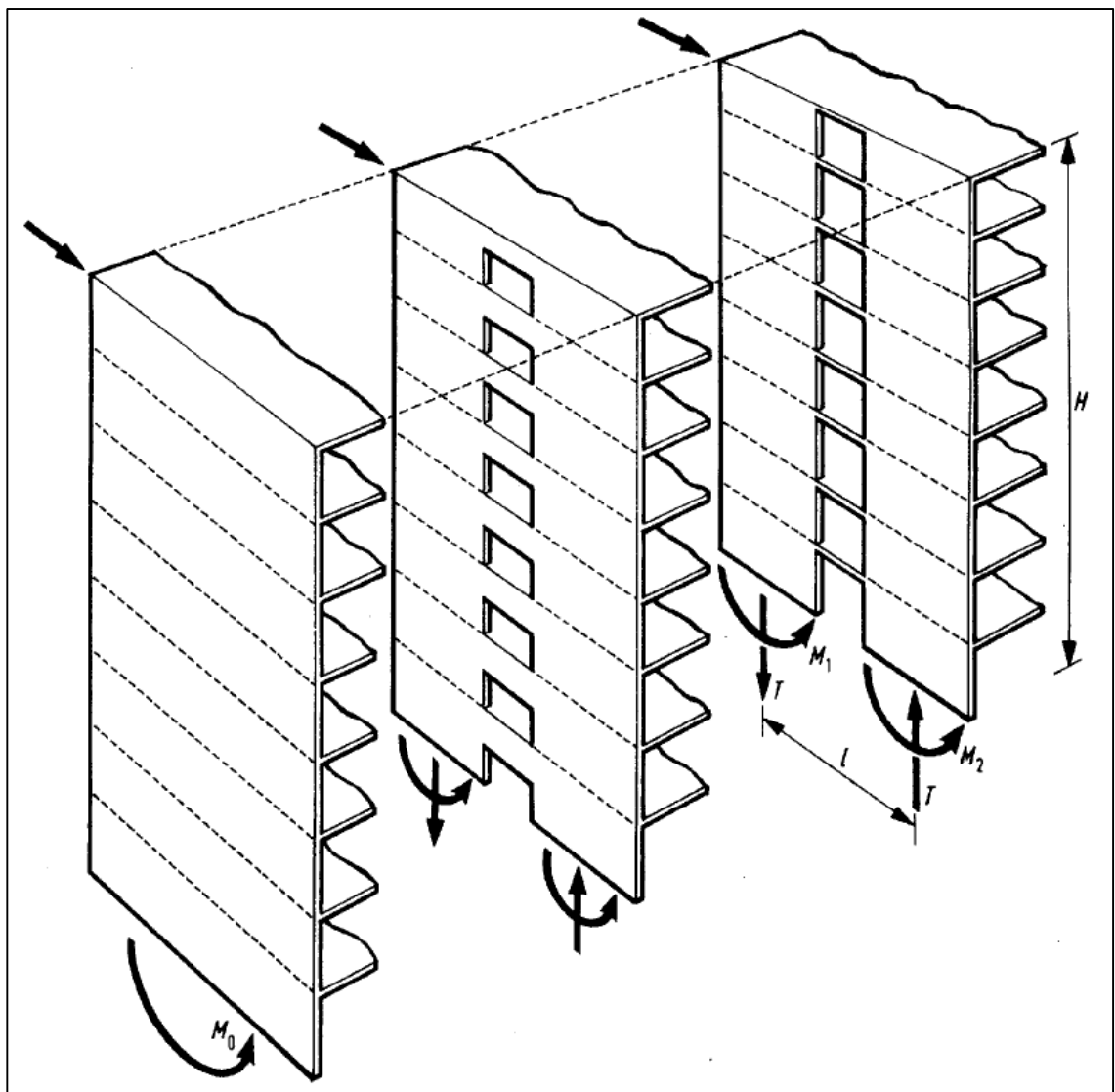
[16.]

5.1 Aukolliset seinät

Jäykistävät seinät joudutaan usein halkaisemaan erilaisilla aukoilla. Jäykistävien ulkoseinien pinta-alasta suuri osa on rei'itetty ikkuna-aukoilla, jolloin seinien muodostamat pystysuuntaiset pilarikaistat ovat toisissaan vaakasuunnassa kiinni vain pienen osan korkeudestaan. Asuinrakennusten jäykistävät väliseinät joudutaan usein katkaisemaan

ovi- ja kulkuaukoilla. Jäykistävät hissikuilut joudutaan jokaisessa kerroksessa halkaisemaan oviaukolla. Aukkojen vaikutus jäykistävien rakenteiden jäykkyyteen on merkittävä ja tulee ainoa huomioida mahdollisimman realistisesti laskentamallissa.

Asia voidaan ajatella myös toisinpäin. Erilliset jäykistävät seinät voidaan yhdistää toisiinsa voimia siirtävillä siteillä. Siteenä voi toimia aukonylityspalkki tai usein myös välipohjalaatta. Paikalla valetut välipohjalaatat suunnitellaan usein monoliittisesti kiinni aukkopalkkeihin, jolloin palkki ja laatta toimivat yhdessä seinien välisenä voimia siirtävänä siteenä. Välipohjat toimivat jo itsessään kuormia siirtävinä tasoina, mutta niiden seinien yhteistoimintaa parantava vaikutus tulee tutkia erikseen.



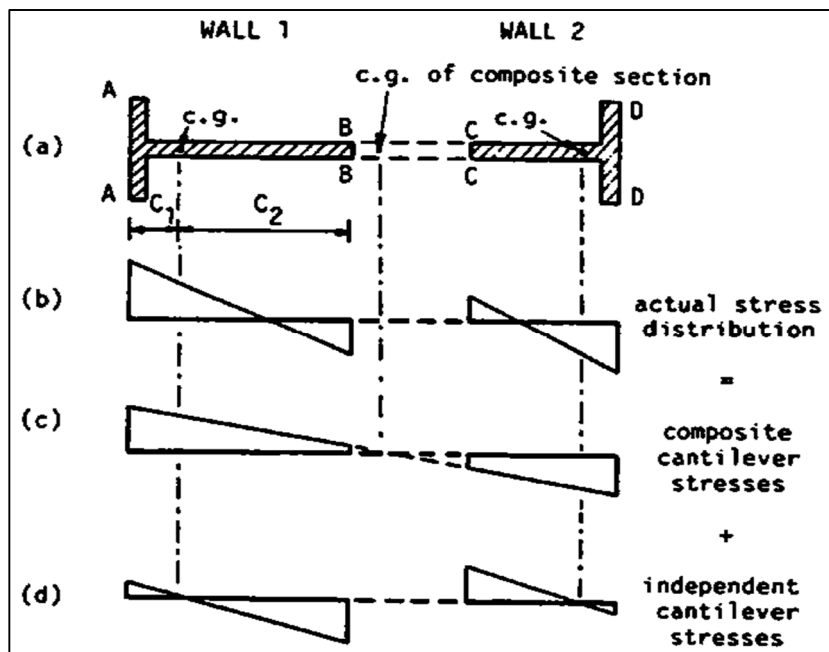
Kuva 2. Aukollisen seinän yhdistämisen vaihtoehtoja [8, s. 25.]

5.2 Aukollisen jäykistävän seinän toiminta vaakakuormituksessa

Kahden toisiinsa yhdistetyt seinän yhteistoiminta vaakavoimien vastaanottamiseksi riippuu paljolti yhdistävän siteen kyvystä siirtää voimia.

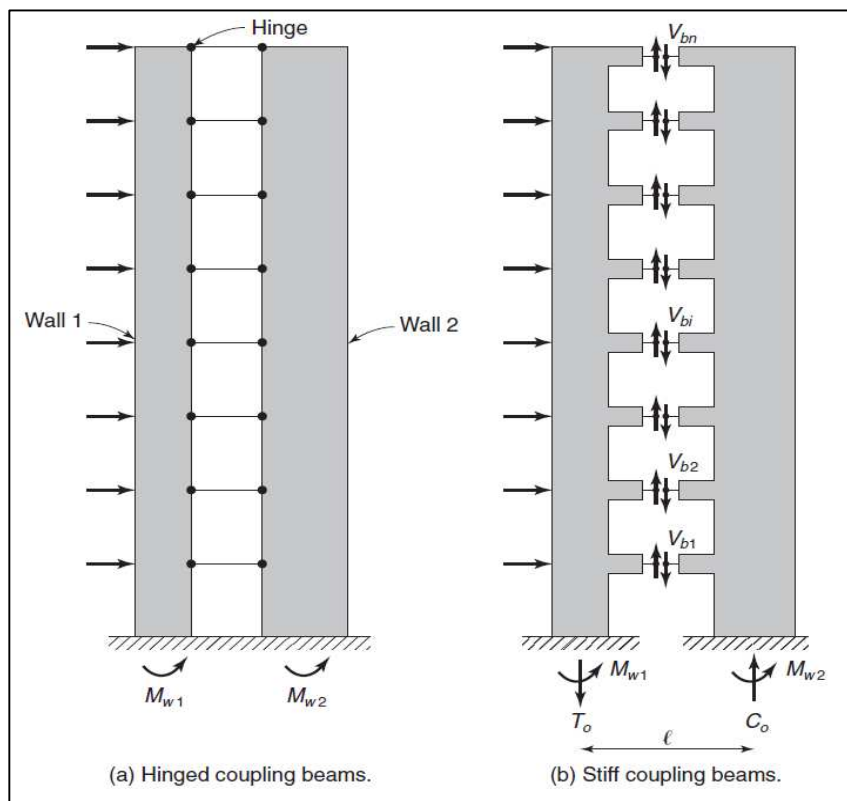
Jos seinät yhdistetään jäykkyydeltään vähäisellä siteellä, joka pystyy välittämään pääasiassa vain normaalivoimaa, niin vaakavoimista aiheutuva seinien tason suuntainen momentti jakautuu seinille niiden omien jäykkyysominaisuuksien suhteessa. Tällöin site itsessään ei vastaanota vaakavoimista syntyvää momenttia ja leikkausvoimaa. Seinien ominaisuuksien ollessa identtiset niiden jännitys jakaumapinnat ovat lähes toistensa vastakohtia. Kummallakin seinällä on oma neutraaliakseli, jonka suhteen taivutus jakaantuu seinille erikseen.

Jos seinät yhdistetään toisiinsa täysin jäykällä siteellä, seiiniin kohdistuva momentti jakaantuu niiden välille kuten yhdelle kokonaiselle seinälle. Seinillä on yhteinen neutraaliakseli, jonka suhteen taivutus jakaantuu seinillä osille. Taivutusjännitykset jakaantuvat seinälle niin, että vetojännityksen maksimi sijaitsee vaakavoiman puoleisen seinän uloimmassa reunassa ja puristusjännityksen maksimi toisen seinän uloimmassa reunassa. Tällä välillä jännitys muuttuu lineaarisesti. Kuvassa 3 on havainnollistettu seinän osien jännitys jakaumaa erillistoiminnassa sekä yhteistoiminnassa.



Kuva 3. Seinän jännitysten jakaantuminen [8, s.231.]

Yhdistetyn seinän todellinen kyky vastaanottaa jännityksiä sijaitsee jossain näiden ääripäiden välillä. Siteen liitos seiniin suunnitellaan jäykäksi raudoituksen avulla. Yhteistoiminta paranee siteen jäykkyyden kasvaessa ja vastaavasti erillistoiminta lisääntyy siteen heiketessä. Jatkossa tässä työssä käytetään kyseisistä siteistä nimitystä aukkopalkki. Kuvassa 4 on havainnollistettu aukkopalkilla yhdistetyn seinän toimintaa vaaka-kuormituksessa. Vasemmalla on nivelellisillä palkeilla yhdistetty seinä, jossa palkki ei ota vastaan kuin normaalivoimaa, jolloin seinät toimivat kuin kaksi erillistä seinää. Oikealla oleva seinä on yhdistetty jäykästi kiinnitettyillä aukkopalkkeilla, jolloin aukkopalkkiin syntyy myös leikkausvoimaa ja taivutusmomenttia.



Kuva 4. Nivelellisesti ja jäykästi yhdistetyt seinät [20, s.942.]

Nivelellisellä palkilla yhdistetyille seinille taivutusmomentti seinän juuressa voidaan kuvata seuraavasti:

$$M = M_1 + M_2 \quad (1)$$

$$M_1 = M \frac{I_1}{I_1 + I_2} \quad (2)$$

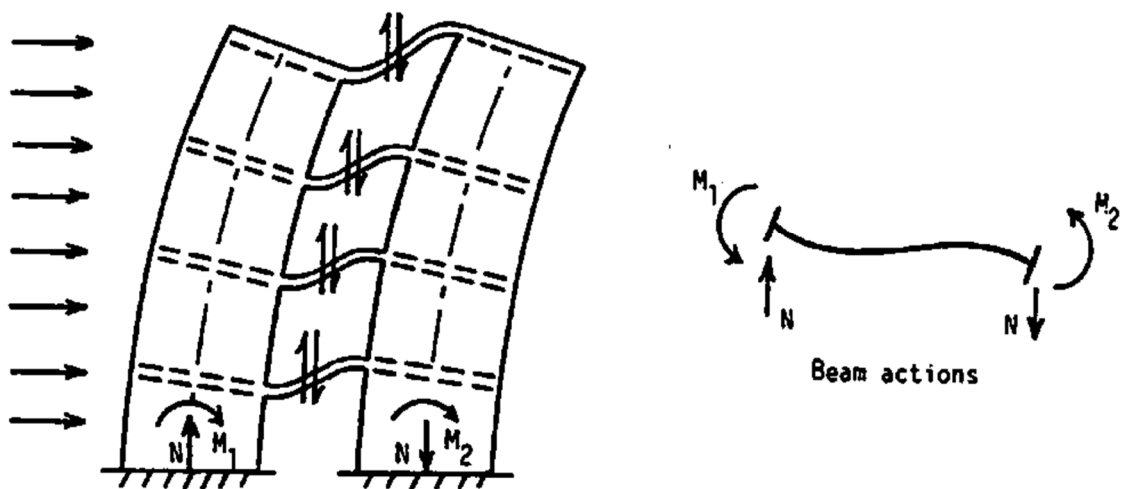
$$M_2 = M \frac{I_2}{I_1 + I_2} \quad (3)$$

I_1 ja I_2 ovat seinien jäyhyysmomentit, M_1 ja M_2 ovat seinille syntyvät taivutusmomentit tuulikuorman aiheuttamasta kokonaistaivutusmomentista M .

Seinään kohdistuvat vaakavoimat pakottavat seinän osat 1 ja 2 taipumaan samansuuntaisesti. Tällöin jäykästi kiinnitetty aukkopalkki on pakotettu kiertymään ja siirtymään kummastakin päästään. Palkki käyristyy kahdensuuntaisesti pyrkiessään vastustamaan seinien vapaata taivutusta. Taivutus aiheuttaa leikkausvoimaa aukkopalkille, joka vuorostaan aiheuttaa seinillä vastakkaissuuntaista taivutusmomenttia vaakavoimista aiheutuvaan taivutusmomenttiin nähden. Leikkausvoima aiheuttaa seiiniin myös normaali-voimia, vetoa vaakakuorman puoleiseen osaan ja puristusta toiseen osaan. Näin ollen tuulesta aiheutuvaa momenttia mielivaltaisella korkeudella vastustaa momenttien 1 ja 2 summa kyseisellä korkeudella sekä normaalivoimista aiheutuva momentti NL , jossa N on normaalivoima seinän kummassakin osassa ja L on seinän osien keskikohtien etäisyys toisistaan. Seinän tasapainoyhtälöksi jäykästi kiinnitetyn aukkopalkkein saadaan:

$$M = M_1 + M_2 + NL \quad (4)$$

Termi NL on vaakakuormasta aiheutuvaan taivutusmomenttiin nähden vastakkaissuuntainen momentti. Se aiheutuu aukkopalkkeihin syntyvästä taivutuksesta, jolla se vastustaa seinän osien vapaata taipumista. Termi NL lähestyy nollaa, kun aukkopalkin jäykkyys pienenee tai sen liitos toimii nivelellisesti. Termin arvo sitä vastoin nousee huippuunsa, kun aukkopalkki on äärettömän jäykkä sekä jäykästi kiinni seinissä.

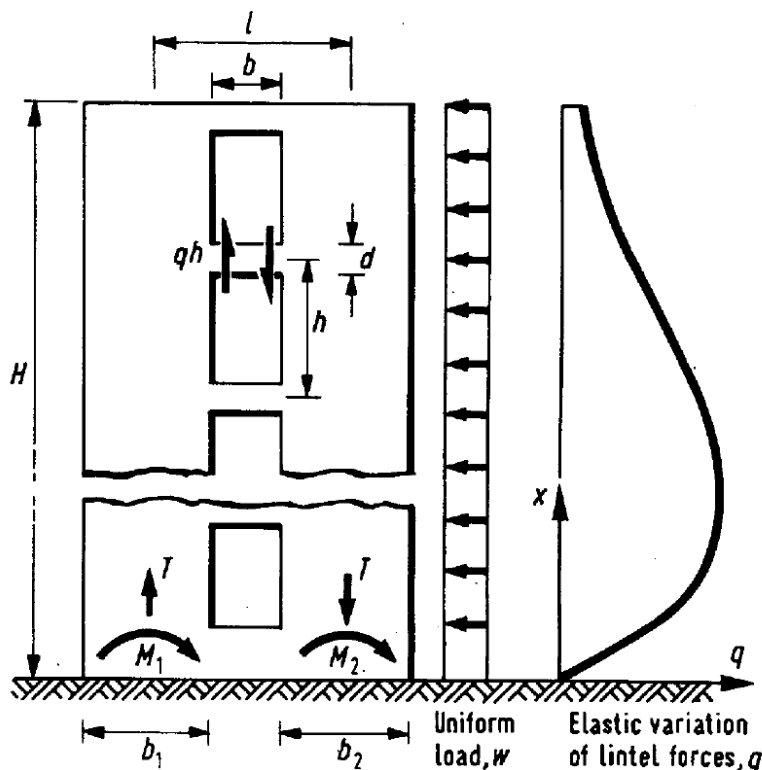


Kuva 5. Jäykästi kiinnitetyn aukkopalkin toiminta seinien taipuessa [2, s. 215]

Aukkopalkin tehtävänä on pienentää seinän osille kohdistuvaa momenttia muuttamalla osa taivutusmomentista normaalivoimaksi seinille. Suhteellisen pitkän momenttivarren L vuoksi melko pieni aukkopalkkien leikkausvoimasta aiheutuva normaalijännitys pysyy kasvattamaan huomattavasti koko seinän momenttikapasiteettia. Näin ollen tuulikuormasta aiheutuvia seinien vetojännityksiä saadaan pienennettyä tuomalla seinille lisää puristavaa voimaa aukkopalkkien välityksellä. Samalla seinien vaakasuuntainen taipuma pienenee.

[2, s. 213 - 215.]

Vaakakuorma aiheuttaa seinän jäykästi tuettuun aukkopalkkiin taivutusmomenttia, leikkausvoimaa sekä normaalivoimaa. Näiden voimasuureiden suuruus riippuu seinien mittasuhteista, palkin pituudesta ja korkeudesta, toisin sanoen jäykkyyksistä. Eniten rasitetun aukkopalkin sijainti rakennuksen korkeussuunnassa määräytyy seinän osien jäykkyyksien mukaan. Rasitetuimman aukkopalkin sijainti on yleensä välillä $0.15...0.5H$, jossa H on koko seinän korkeus. Aukkopalkkien voimasuureiden muuttumista rakennuksen korkeussuunnassa on havainnollistettu kuvassa 6.



Kuva 6. Aukkopalkkien leikkausrasitusten muuttuminen rakennuksen korkeussuunnassa [8, s. 23.]

5.3 Epätasaisen pystykuormituksen vaikutuksista

Jäykistäviin seiniin voi kohdistua kaatavia voimia myös pilareiden kokoonpuristuman, perustusten painuman tai epäkeskeisen kuormituksen johdosta, varsinkin jos seinät kantavat myös pystykuormia.

Lähteessä [12] mainitaan, että 80-kerroksisen rakennuksen betonipilarin kokoonpuristuma voi olla jopa 23 cm. Pilareihin kohdistuu usein huomattavia pystykuormia, jotka yhdessä betonin viruman ja kutistuman kanssa puristavat pilaria kasaan. Korkeiden rakennusten kantavat rakenteen ovat usein yhdistelmä jäykistäviä seiniä sekä vain pystykuormia kantamaan tarkoitettuja pilareita. Välipohjat voivat tukeutua seiniin ja pilareihin, jolloin niiden erilaiset kokoonpuristumat voivat aiheuttaa rasiuksia vaaka- ja pystyrakenteille. Aukollisen seinän osaseiniin saattaa kohdistua välipohjilta pystykuormia erisuuruisilta alueilta, jolloin toinen seinäpuolisko voi puristua kokoon enemmän kuin toinen. Tällöin jäykän tuen siirtymästä myös aukkopalkkiin kohdistuu taivutusmomenttia ja leikkausvoimaa. Rasiusten suuruuteen vaikuttaa huomattavasti se, kuinka kaukana painuva tuki on toisesta tuesta. Pienellä jänneväliillä melko pienetkin epätasaiset painumat voivat saada aikaan huomattavia rasiuksia. Myös perustusten epätasainen painuma voi aikaansaada samanlaisia rasiuksia.

5.4 Aukollisen seinän voimasuureiden tutkiminen FEM-mallin avulla

Tässä osiossa tutkitaan aukollisten seinien ja erityisesti aukkopalkkien voimasuureita erilaisissa kuormitustapauksissa. Tarkastelussa käytettiin Autodesk Robot Structures 2013 -ohjelmaa. Tarkoituksena on tutkia aukkopalkkeihin kohdistuvia rasiuksia erilaisissa tilanteissa. Rakennukset, rakenteet ja kuormat on tarkoituksellisesti valittu sellaisiksi, että aukkopalkkeihin syntyy rasiuksia, joita niihin voisi tulla myös todellisessa kohteessa. Malleja ei ole tarkastettu työn ohjaajien puolesta eivätkä ne ole todellisista kohteista. Malleissa ei huomioida toisen kertaluvun vaikutuksia eikä myöskään sauva-rakenteiden leikkausmuodonmuutoksia.

5.4.1 Tuulikuorma

Lähteessä [8] on esitetty laskentamenetelmä aukollisen seinän voimasuureiden arviointiin. Menetelmän nimi on Continuous connection method ja se soveltuu käsin laskentaan. Lähteessä on esitetty esimerkkilaskelma, jossa lasketaan seinien ja aukkopalkkien voimasuureet kyseisellä menetelmällä. Tässä osiossa kyseinen esimerkkirakenus mallinnetaan Robot Structures -ohjelmalla, ja selvitetään eniten rasitetuimman aukkopalkin sijainti korkeussuunnassa sekä seinien juuressa vaikuttavien rasiusten jakaantuminen. FEM -laskennan tulokset tarkistetaan edellä mainitulla käsinlaskentamenetelmällä. Käsinlaskentamenetelmään ei tutkimuksessa perehdytty kuin pintapuolisesti, eikä tarkoituksena ole arvioida menetelmän kelpoisuutta. FEM -mallin avulla tutkitaan myös välipohjalaatan vaikutusta seinien jäykkyyteen. Malli on tarkoituksellisesti valittu symmetriseksi, jolloin jäykistäviin seiniin ei oletettavasti kohdistu vääntörasituksia.

Aukkopalkit mallinnettiin käyttäen neljää eri korkeutta. Korkeuksina käytettiin 300 mm, 600 mm, 900 mm, 1200 mm. Jokaiselle korkeudelle tarkastelu suoritettiin erikseen niin, että mallissa käytettiin vain yhtä korkeutta kerrallaan. Tällöin myöskään laattaa ei huomioitu seiniä yhdistävänä siteenä muutoin kuin jakaen vaakakuormitusta seinän pituus-suunnassa. Lisäksi tarkasteltiin myös tilanne, jossa välipohjalaatat ja niiden tuoma jäykkyys otettiin huomioon aukkopalkin lisäksi. Laatan huomiointi tehtiin jokaiselle aukkopalkin korkeudelle kerran, käyttäen laatan korkeutena 200 mm. Kolmantena tutkittiin seinien yhteistoimintaa pelkän laatan toimiessa seiniä yhdistävänä siteenä. Tarkastelu tehtiin kahdesti, käyttäen laatan korkeutena 200 mm ja 300 mm.

Taulukko 1. Lähtötiedot.

Rakennus					
Kerroksia yhteensä			Kerroskorkeus		
20krs			3000 mm		
Rakenteet					
Mitat	Seinä	Laatta	Pilarit	Aukkopalkki	
h	20 x 3000	200 - 300	450	300-1200	mm
b	225	12000	450	225	mm
L	5000	24000	20 x 3000	2000	mm
Tuulikuorma		14.9 kN/m seinälle			

Rakenteet mallinnettiin käyttäen sauva- ja tasoelementtejä. Pilarit ja aukkopalkit ovat sauvaelementtejä, ja seinät sekä välipohjat ovat tasoelementtejä. Kaikki rakenteet on mallinnettu kerroksittain. Rakenteiden liitokset ovat monoliittisia. Aukkopalkilla yhdistetyt seinät on mallinnettu erikseen kahdessa osassa, jolloin yhden seinän pituus on 5 m.

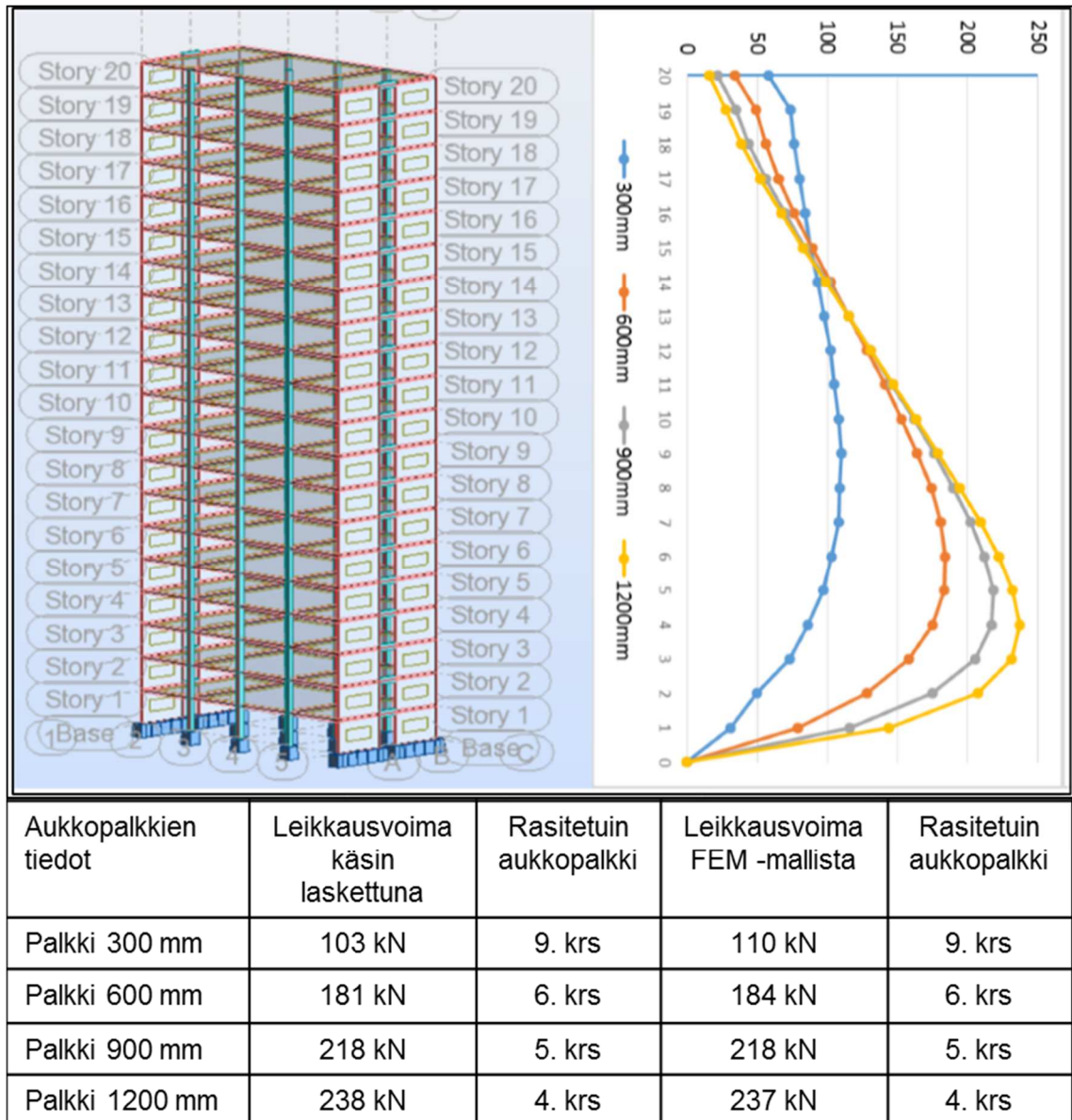
Betonin tilavuuspainona käytetään 25 kN/m^3 . Omia painoja ei kuitenkaan huomioida laskennassa. Tuulikuormana käytetään lähteen esimerkin kuormaa. Tuulikuorman suuruus on $1,24 \text{ kN/m}^2$ ja se kohdistetaan suoraan seinille viivakuormana, jonka suuruus on $14,9 \text{ kN/m}$. Laskennassa käytetään ominaiskuormia ilman varmuuskertoimia. Toisen kertaluvun vaikutuksia ei oteta huomioon. Seinien, aukkopalkkien ja välipohjien betonin ominaislujuus on C30/37 ja pilareiden C40/50. Vastaavat kimmokertoimet ovat $33\,000 \text{ MPa}$ ja $35\,000 \text{ MPa}$.

Kuvassa 6 havainnollistettiin aukkopalkkien rasiusten muuttumista rakennuksen korkeussuunnassa. Tämän oletuksen paikkansapitävyyttä arvioidaan ensimmäisenä. Luodun mallin avulla laskettiin aukkopalkkien voimasuureet. Tarkasteltavaksi otettiin aukkopalkkien leikkausvoimien jakaantuminen rakennuksen pystysuunnassa. Aukkopalkin korkeuden kasvattamisen havaittiin lisäävään niiden vastaanottamia rasituksia sekä rasiitetuimman aukkopalkin sijainnin muuttuvan rakennuksen korkeussuunnassa. Aukkopalkkien taivutusmomentit muuttuvat korkeussuunnassa kuten leikkausvoimatkin. Leikkausvoiman ja taivutusmomentin välinen yhteys voidaankin tässä tapauksessa kirjoittaa palkille seuraavasti:

$$V = \frac{M_a + M_b}{L} \quad (5)$$

V	on leikkausvoima
M_a ja M_b	ovat tukimomenttien itseisarvot
L	on palkin jänneväli

Yhteys pätee kun rasiukset aiheutuvat ainoastaan palkin päiden kiertymistä. Tässä tarkastelussa on tutkittu seinien ja aukkopalkin toimintaa vain tuulikuorman vaikuttaessa, ilman rakenteiden omia painoja, jolloin edellinen yhteys on voimassa. Todellisuudessa yhteys ei ole näin selkeä, sillä palkkiin kohdistuu rasituksia useasta eri lähteestä. Palkkien leikkausvoimien jakauma rakennuksen pystysuunnassa on esitetty kuvassa 7. Kuvassa esitetty kaavio kuvaa FEM -mallista laskettuja aukkopalkkien leikkausvoimia. Kyseiseen kuvaan on myös taulukoitu FEM -laskennan sekä käsinlaskennan tulokset.

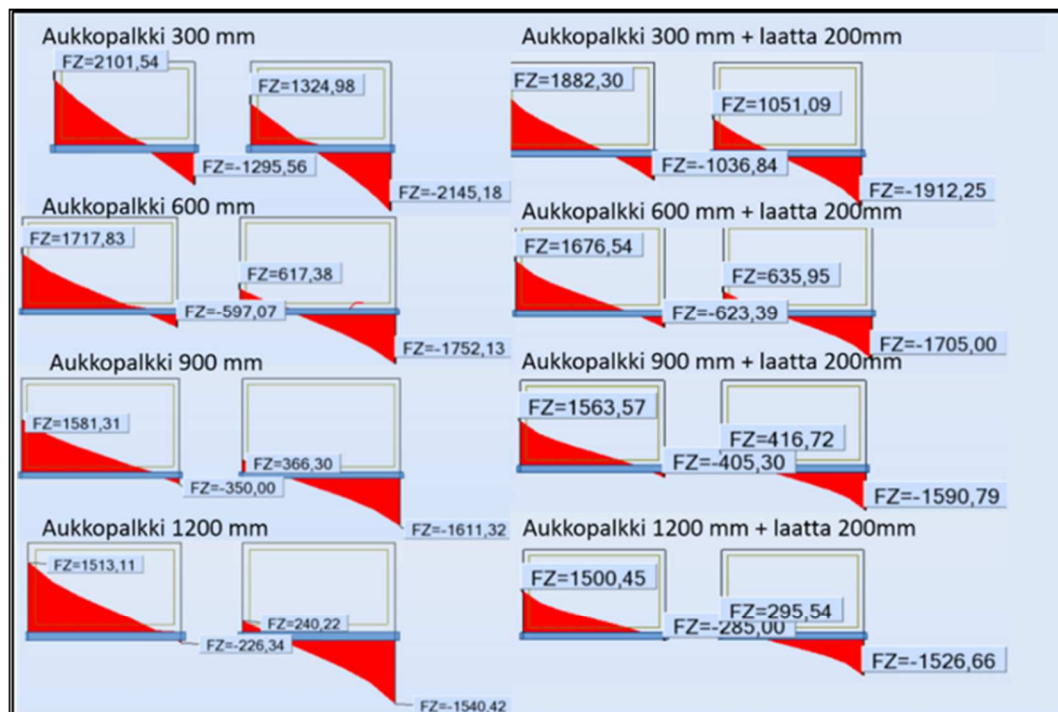


Kuva 7. Aukkopalkkien leikkausvoimat

FEM -laskennan tulokset vastaavat hyvin pitkälle käsin laskettuja arvoja. Käsinlaskentamenetelmä esitetään pääpiirteissään liitteessä 2. Kuvasta havaitaan aukkopalkkien jäykkyyden kasvattamisen laskevan rasitetuimman aukkopalkin sijaintia rakennuksen korkeussuunnassa. Leikkausvoiman ja taivutusmomentin lisäksi palkkeihin syntyy myös puristavaa normaalivoimaa. Normaalivoiman vaikutusta aukkopalkkien jäykkyyteen tarkastellaan tämän työn kappaleessa 6 sekä liitteessä 1.

Aukkopalkkien jäykkyys vaikuttaa myös seinien jännityksiin. Aukkopalkin jäykkyys kasvattaa seinien yhteistoimintaa, ja näin ollen mahdolliset vetojännitykset seinän juuressa pienenevät. Taulukossa 2 on esitetty seinien tukireaktiot mainituilla aukkopalkkien korkeuksilla. Esitetyt voimasuurejakaumat ovat yksinomaan vaakavoimista aiheutuvia ilman rakenteiden omia painoja. Kuvasta havaitaan osaseinien neutraaliakselin lähenevän toisiaan aukkopalkin jäykkyyden kasvaessa. Neutraaliakselit ovat laskettu käsin geometrian perusteella, eivätkä ne siksi ole aivan tarkkoja. Kuvan vasemmalla puolella on esitetty seinien tukireaktiot ilman välipohjalaattaa ja oikealla välipohjalaatan kanssa. Osa 1 tarkoittaa vasemmanpuoleista osaseinää ja osa 2 oikeanpuoleista.

Taulukko 2. Seinien tukireaktiot ja neutraaliakselit



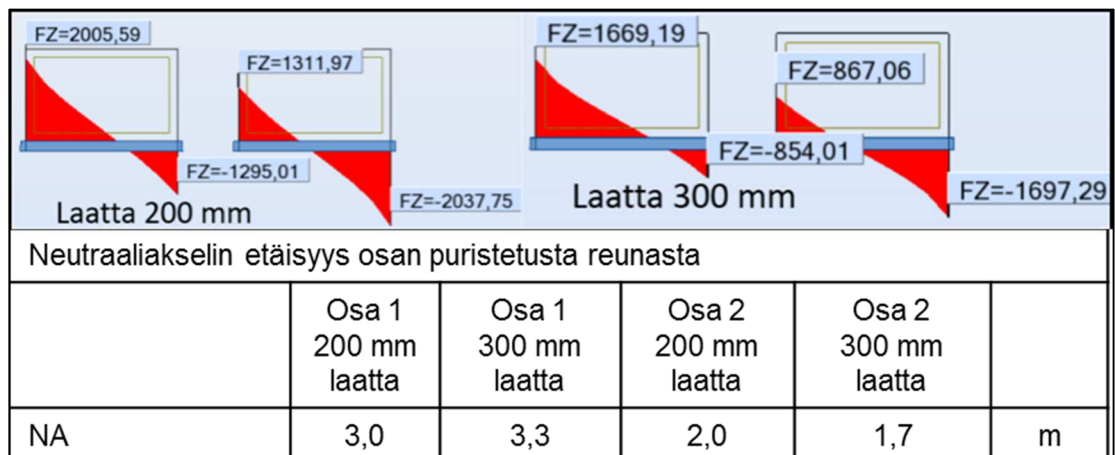
Neutraaliakselin etäisyys osan puristetusta reunasta

	Osa 1 (ilman laattaa)	Osa 1 (200 mm laatan kanssa)	Osa 2 (ilman laattaa)	Osa 2 (200 mm laatan kanssa)	
Palkki 300 mm	3,1	3,2	1,9	1,8	m
Palkki 600 mm	3,7	3,6	1,3	1,4	m
Palkki 900 mm	4,1	4,0	0,9	1,0	m
Palkki 1200 mm	4,4	4,2	0,7	0,8	m

Edellisestä kuvasta havaitaan, että suurilla aukkopalkin korkeuksilla laatan huomiointi jopa kasvattaisi vetojännityksiä seinän juuressa. Tarkastelussa ongelmaksi havaittiin laatan ja aukkopalkin mallintaminen todenmukaisesti toimimaan yhdessä. Laatta mallinnettiin tässä tarkastelussa samalle korkeudelle aukkopalkin keskilinjan kanssa. Pyyntöä oli huomioida laatasta vain aukkopalkin ulkopuolelle jäävä osa, jolloin laatta olisi monoliittisesti kiinni aukkopalkissa, eikä palkin korkeus kasvaisi laatan mukana. Tarkastelussa, jossa laatan jäykkyys huomioitiin, laatan elementtiverkon silmukoiden koko määritettiin yhtä suureksi kuin seinille. Tarkastelussa, jossa laatta ei huomioitu, laatalla ei ole elementtiverkkoa. Näistä syistä tulokset eivät ole suoraan vertailukelpoisia keskenään, ja ovat jopa ristiriitaisia keskenään. Laatan ja aukkopalkin yhteistoiminnan tarkastelu vaatisikin tarkempia menetelmiä ja syvällisempää tutkimusta.

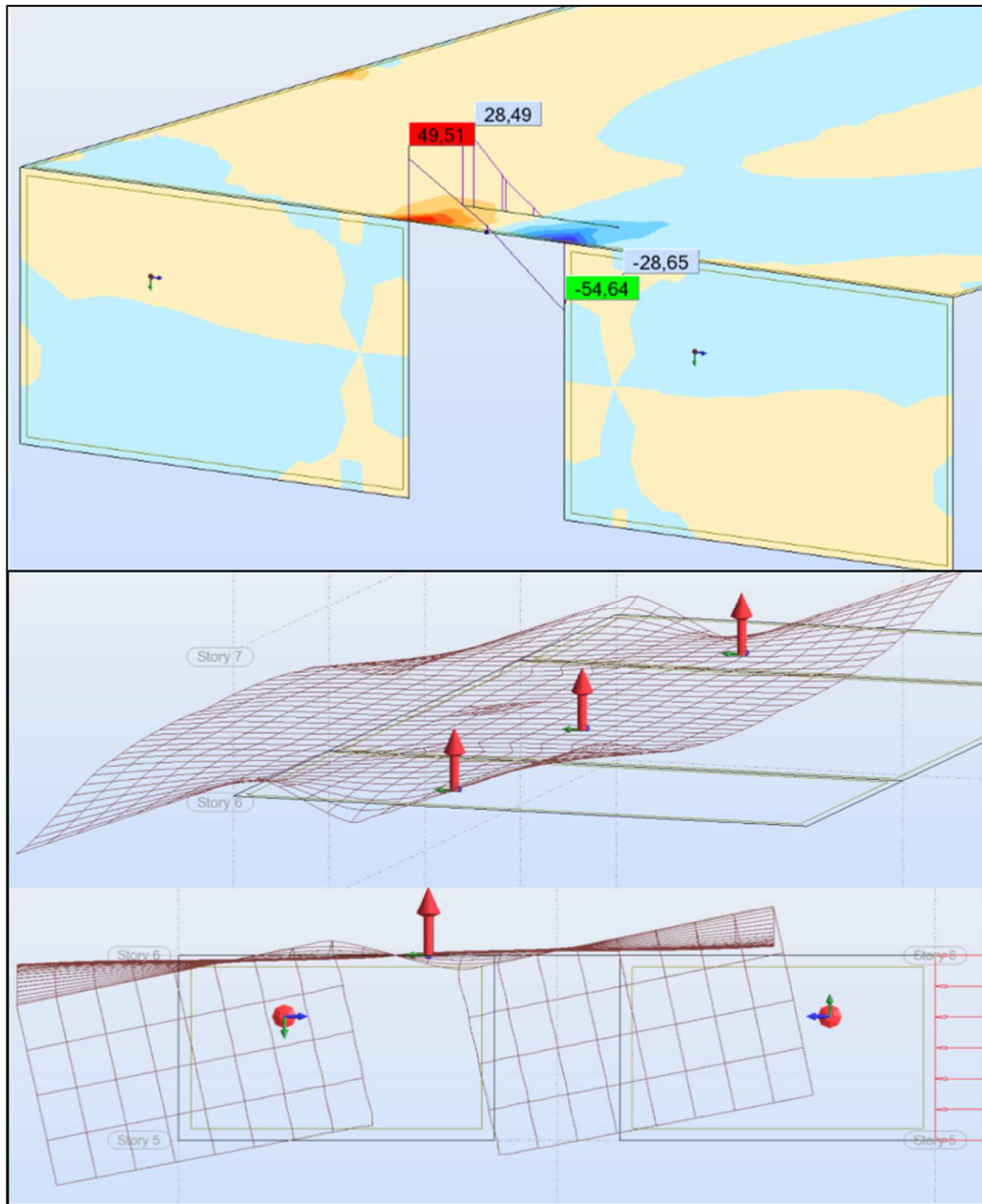
Tarkasteltaessa seinien toimintaa pelkästään välipohjien toimiessa yhdistävänä siteenä, voidaan havaita, ettei laatta toimi koko leveydeltään seiniä yhdistävänä siteenä. Tarkastelu ei sisällä aukkopalkkeja lainkaan. Taulukossa 3 on esitetty seinän juuren tukireaktiot kahdella laatan paksuudella. Tarkastelun perusteella pelkästään välipohjien avulla yhdistetty seinä ei vastaisi yhteistoiminnaltaan edes pelkästään 600 mm korkeilla aukkopalkkeilla yhdistettyä seinää.

Taulukko 3. Välipohjalaatalla yhdistetyn seinän neutraaliakselit ja tukireaktiot



Välipohjalaatan muodonmuutoksia tarkasteltaessa huomataan, että laatta on pakotettu taipumaan ja kiertymään seinien kanssa samansuuntaisesti. Muodonmuutokset ovat rajoittuneet vain melko lyhyelle laatan leveydelle. Laattaan syntyvä seinien suuntainen taiputusmomentti pienenee tarkastelussa jo metrin matkalla noin 40 %. Laatan muo-

donmuutoksia ja sitä rasittavia taivutusmomenteja on havainnollistettu kuvassa 8. Tarkastelu ei sisällä aukkopalkkeja.



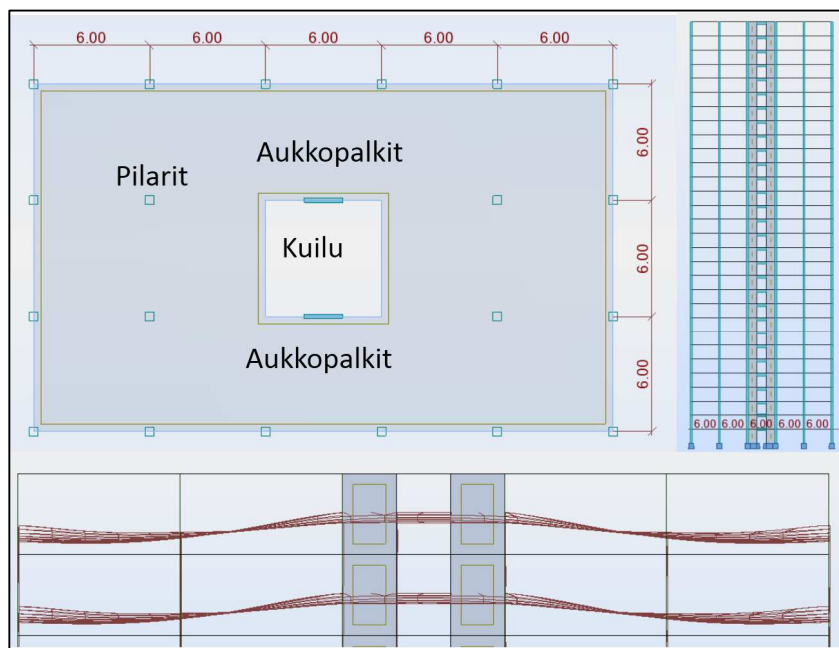
Kuva 8. Välipohjalaatan muodonmuutokset ja taivutusmomentit

Tämän yksinkertaisen tarkastelun perusteella voidaan todeta aiemmin esitettyjen väit-
tämien pitävän paikkansa. Aukkopalkkien jäykkyyden kasvattaminen lisää seinien yhe-
teistoimintaa sekä aiheuttaa aukkopalkkeille suurempia rasituksia. Aukkopalkkien voi-
masuuret tulee tarkastaa kerroskohtaisesti, sillä eniten rasitetun aukkopalkin sijainti
vaihtelee korkeussuunnassa. Pelkästään laatan avulla yhdistetyn seinän yhteistoiminta

on tarkastelun perusteella melko heikkoa. Aukkopalkin ja laatan yhteistoiminta vaatisi tarkempia tutkimuksia. Eurokoodin näkemystä laatan toimivan leveyden määrittämiseen käsitellään tämän työn kappaleessa 6.3.2.

5.4.2 Pystykuormat

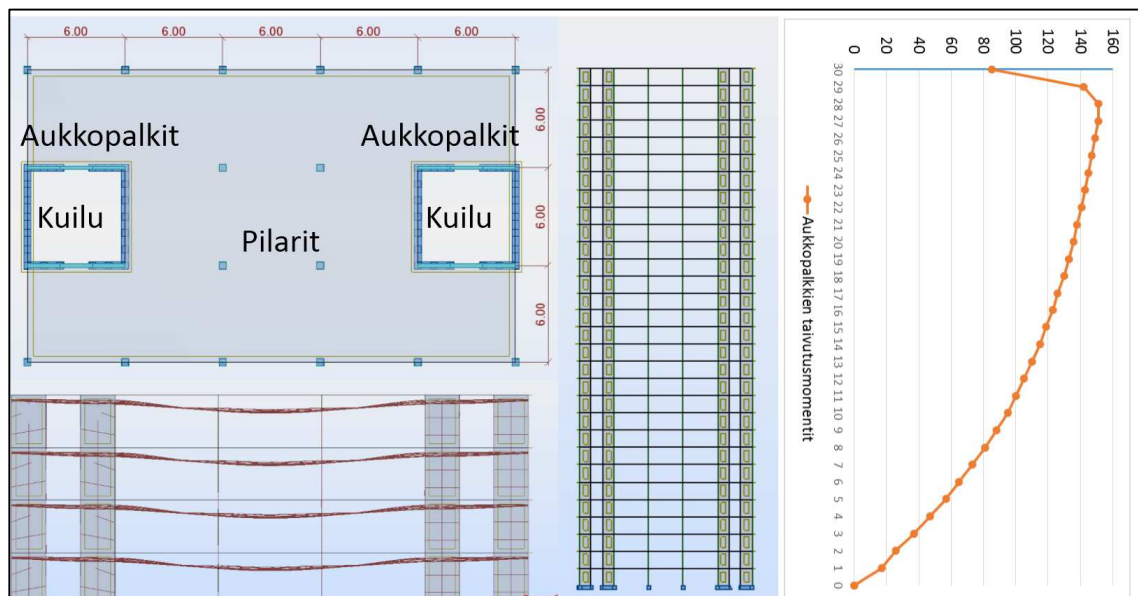
Pystykuormien epätasainen jakaantuminen jäykistäville rakenneosille voi aiheuttaa myös jäykistävien seinien aukkopalkkeille jännityksiä. Seuraavaksi tarkasteltavissa mallissa ei tarkoituksella ole huomioitu tuulikuormaa. Tarkastellaan ensin lyhyesti kuvan 9 mukaista rakennusta, jossa on keskeisesti sijoitettu jäykistystorni. Pystykuormitus koostuu rakenteiden omista painoista sekä 2 kN/m^2 hyötykuormasta, joka on kauttaaltaan tasaisesti jakaantunut välipohjille. Jäykistävä kuilu koostuu kahdesta osasta, jotka on yhdistetty 600 mm korkealla aukkopalkilla joka kerroksessa. Rakennuksessa on 30 kerrosta, joista jokainen on 3 m korkea. Välipohjalaatan korkeus on 300 mm, mutta muutoin edellisessä tarkastelussa käytetyt materiaalilujuudet sekä pilareiden ja seinien leveydet ovat samoja. Aukkopalkkien pituus on 2 metriä, ja ne sijaitsevat symmetrisesti kuilun molemmin puolin. Laatta on monoliittisesti kiinni pilareissa ja nivelellisesti kiinni kuilurakenteessa. FEM-mallissa on huomioitu rakenteiden kokoonpuristumasta ainoastaan kimmainen kokoonpuristuma. Ajasta riippuvia ominaisuuksia ei rakenteille eikä kuormille ole huomioitu.



Kuva 9. Rakennemalli ja korostetut siirtymät

Pystykuormituksen jakaantuminen kantavien rakenteiden kesken on helppo ennakoida symmetrian vuoksi. Pilareiden ja seinien erilainen kimmainen kokoonpuristuma on selkeästi havaittavissa. Jäykistävän kuilun juuren jännitykset ovat kauttaaltaan puristusjännityksiä, eikä vetoa esiinny. Suurin aukkopalkkien taivutusmomentti on 13 kNm ja se syntyy pääosin laatan kautta siirtyvästä kuormituksesta. Aukkopalkkeihin ei kohdistu merkittäviä rasituksia, edes betoninvetolujuus ei ylitä.

Seuraavaksi tarkastellaan toisenlaista symmetristä jäykistysratkaisua. Rakennuksen muut ominaisuudet säilyvät samana, mutta yhden keskeisen jäykistystornin sijaan käytetään kahta rakennuksen päätyihin sijoitettua jäykistystornia. Rakennuksen pohjaratkaisu, siirtymät sekä aukkopalkkien taivutusmomentit esitetään kuvassa 10.



Kuva 10. Rakennemalli, aukkopalkkien taivutusmomentit sekä korostetut siirtymät

Rasitetuin aukkopalkki sijaitsee kerroksessa 28 ja sitä rasittava taivutusmomentti on 151 kNm. Leikkausvoima on suurimmillaan 155 kN. Leikkausrasitusten muuttuminen rakennuksen korkeussuunnassa noudattaa taivutusmomentin muutoskäyrää. Kuilujen sisemmät osat ovat jo lähtökohtaisesti suuremman pystykuormituksen alaisia kuin ulompi osa, ja näin ollen myös osien kokoonpuristumassa on eroja. Pilarit puristuvat vielä enemmän, ja osa rasituksista siirtyy kuilulle ja sitä kautta aukkopalkkeille. Kuilurakenteen seinän osat ovat kauttaaltaan puristuksessa, tosin sisemmän osan jännitykset ovat keskimäärin 13 % suuremmat. Vetoa ei seinien juuressa esiinny lainkaan. Vastakaisten kuilujen ja niiden aukkopalkkien rasitukset ovat lähes symmetrisiä keskenään.

Edellisessä tarkastelussa otettiin huomioon vain kimmoisen kokoonpuristuman vaikutukset ajasta riippumattomin ominaisuuksin. Mikäli kokoonpuristuman vaikutuksia haluttaisiin analysoida tarkemmin, tulisi huomioida myös pystyrakenteiden erilainen kuormitushistoria, viruma sekä kutistuma.

6 Aukollisten seinien tehollinen jäykkyys

6.1 Betonirakenteen halkeilu ja vaikutus jäykistävän rakenteen jäykkyyteen

Teräsbetonirakenteen taivutusjäykkyys ei ole vakio. Rakenteen jäykkyys pienenee taivutusrasituksen kasvaessa, sillä betonissa alkaa esiintyä halkeilua vetovoimien takia. Ensimmäiset halkeamat muodostuvat suurimman momentin kohdalle, kun vetojännitykset kasvavat betonin vetolujuuden suuruiseksi. Halkeilu aiheutuu betonin liukumasta raudoituksen pinnassa. Halkeaman kohdalla kaikki rakenteessa vaikuttavat vetovoimat kulkevat raudoituksen kautta. Kahden halkeaman välillä sijaitsevassa betonissa sen sijaan esiintyy vetojännityksiä raudoituksen tartunnan välityksellä. Osa raudoituksen vetovoimasta siirtyy näin takaisin betonille pienentäen raudoituksen vetojännitystä. Tätä ilmiötä kutsutaan betonin vetojäykistysvaikutukseksi. Halkeamien määrä lisääntyy momentin kasvaessa aina siihen pisteeseen, jossa halkeamien keskimääräiset välit ovat saavuttaneet tasapainotilan. Tässä tasapainotilassa halkeamien välissä oleva betoni ei voi enää saavuttaa vetolujuuttaan. Vetoraudoituksen jännitys on pienimmillään kahden halkeaman välissä tartuntaominaisuuksien takia ja suurimmillaan halkeaman kohdalla.

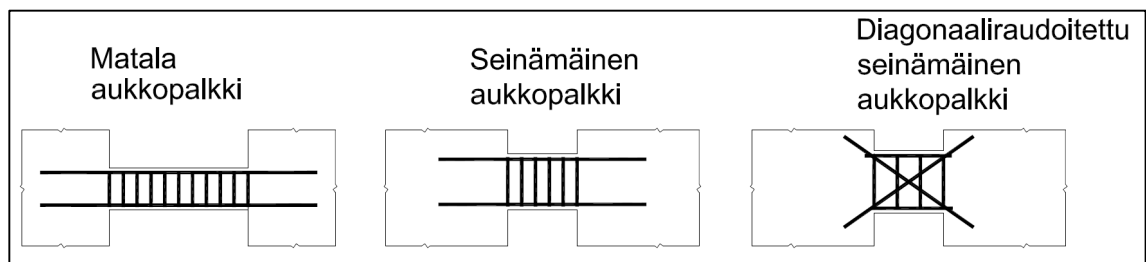
Betonin vetojäykistysvaikutuksella voi olla suuri merkitys rakenteen taivutusjäykkyyteen. Vetojäykistysvaikutus on sisällytetty usein eri tavoilla eri suunnitteluohjeiden halkeamaleveyksien ja taipumien arviointiin. Vetojäykistysvaikutuksen huomioimatta jättäminen aukkopalkin haljenneen jäyhyysmomentin arvioinnissa on aina varmallalla puolella.

[13.]

6.2 Aukkopalkit

Aukkopalkkeihin syntyviä voimasuureita pyrittiin havainnollistamaan edellisessä kappaleessa. Vaakakuormituksen rasittama aukkopalkki on kaksoistaivutuksessa, jolloin sekä sen ylä- että alapintaan syntyy vetoa. Palkkiin kohdistuu myös suuria leikkausvoimia jotka voivat aiheuttaa leikkausmuodonmuutoksia.

Aukkopalkit raudoitetaan yleensä symmetrisesti ylä- ja alapinnastaan, sillä vetoa syntyy molempiin pintoihin. Leikkausraudoitus toteutetaan usein hakaraudoituksin. Poikkeuksena mainittakoon diagonaaliraudoitettut aukkopalkit, joissa pääraudoitus toimii myös leikkausvoimia vastaanottavana raudoituksena. Silti myös diagonaaliraudoitetuissa aukkopalkkeissa tulisi käyttää hakoja päärautojen sitomiseen. Tässä työssä tarkastellaan perinteisellä vaakasuuntaisella raudoituksella toteutettuja palkkeja.



Kuva 11. Erilaisia aukkopalkkeja

Tässä työssä on rajoitettu tarkastelemaan aukkopalkkeja lineaarisen kimmoteorian näkökulmasta. Näin ollen leikkausmuodonmuutoksia ei oteta huomioon aukkopalkin jäykkyyttä arvioidessa. On kuitenkin syytä mainita lyhyesti leikkausmuodonmuutosten huomioimatta jättämisen vaikutuksista.

Leikkausmuodonmuutosten osuus palkin kokonaismuodonmuutoksesta on hyvin pitkälle sidoksissa palkin mittasuhteisiin. Matalien aukkopalkkien toimintaa voidaan tutkimusten [18] mukaan analysoida teknisen taivutusteorian mukaisesti. Palkin toimintaa voidaan ennustaa pitkälle olettamalla tasojen säilyvän tasoina, jolloin palkissa tapahtuvat muodonmuutokset aiheutuvat pääasiassa taivutuksesta ja ovat melko yksinkertaisin laskelmin arvioitavissa. Korkeissa ja jännemitaltaan lyhyissä aukkopalkkeissa muodonmuutokset voivat sen sijaan olla suurimmalta osin leikkausvoimien aiheuttamia muodonmuutoksia.

Eurokoodi 2:n mukaan palkki on rakenneosana, jonka jännemitta on vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen kokonaiskorkeus. Muutoin sitä pidetään seinämäisenä palkkina. Seinämäisten palkkien mitoittamiseen voidaan käyttää ristikkomenetelmää (Strut & tie), tai suorittamalla epälineaarinen analyysi. Ristikkomenetelmä perustuu plastisuusteorian alarajateoreemaan, ja sen soveltaminen aukkopalkin jäykkyyden arviointiin kimmoisessa tilassa on hyvin hankalaa. Epälineaarisia analyysejä ei myöskään koettu tarpeelliseksi tämän työn kannalta, joten halkeillutta tilaa tarkastellaan yksinomaan teknisen taivutusteorian mukaisesti. Leikkaushalkeilun vaikutuksia kimmoisessa tilassa ei näin ollen myöskään tutkita.

6.3 Aukkopalkkien jäykkyyden arviointimenetelmät kimmoteorian mukaisesti

Aukkopalkin haljenneen jäykkyyden arvioinnissa pyritään selvittämään rakenteen jäyhyysmomentin muuttumista halkeilun johdosta. Palkeille tehdään seuraavat oletukset:

- Tasot säilyvät tasoina
- Betonin vetojännityksiä ei huomioida rakenteen haljettua
- Puristetun betonin ja raudoituksen venymät sekä jännitykset jakaantuvat lineaarisen kimmoteorian mukaisesti
- Betonin virumaa ei huomioida jäyhyysmomentin laskemisessa, sillä se voidaan huomioida FEM-malleissa erikseen.

Palkki katsotaan halkeamattomaksi, jos vetojännitykset jäävät betonin vetolujuuden alapuolelle. Betonin vetolujuutena käytetään keskimääräistä vetolujuutta. Vetolujuuskapasiteetin ylittyminen voidaan määrittää lausekkeesta 6.

$$-\frac{N_k}{A_c f_{ctm}} + \frac{M_k}{W_c f_{ctm}} \leq 1 \quad (6)$$

N_k on käyttötilan normaalivoima, puristus positiivista

M_k on käyttötilan taivutusmomentti

A_c on betonikappaleen poikkileikkauksen pinta-ala

W_c on betonikappaleen taivutusvastus

f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus

Ensimmäinen termi on negatiivinen, jolloin puristava normaalivoima lisää halkeilukapasiteettia. Halkeilukapasiteetin arvioinnissa on tehty varmalla puolella oleva yksinkertaistus ja jätetty raudoitus huomioimatta.

Halkeamattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys voidaan ilmaista joko raudoitetun tai raudoittamattoman betonipoikkileikkauksen jäykkyydellä. Taipumien arvioinnissa käytetään eurokoodin mukaan raudoitettua jäykkyyttä. Toisaalta FEM-malleissa rakenteilla on raudoittamattomat betonikappaleen ominaisuudet.

Taivutusjäykkyys haljenneessa tilassa on luonnollisesti raudoitetun kappaleen jäykkyys. Rakenne on ensin mitoitettava kestämään murtorajatilan rasitukset, jotta raudoitus ja haljenneen poikkileikkauksen jäykkyys voidaan määrittää. Aukkopalkkiin kohdistuva normaalivoima tekee jäykkyyden arvioinnista huomattavasti hankalampaa kuin pelkästään taivutusrasitetulle poikkileikkaukselle, sillä neutraaliakseli siirtyy palkissa taivutusmomentin ja normaalivoiman funktiona. Useimmiten on varmalla puolella jättää normaalivoima huomioimatta, jos se on suuruudeltaan kohtuullisen pientä puristavaa voimaa.

6.3.1 Suorakaidepoikkileikkaus

Palkin taivutusjäykkyys on kimmokertoimen ja jäyhyysmomentin tulo EI . Toisaalta taivutusjäykkyys on myös käyrityksen funktio. Rakenteen käyritymä ei ole vakio vaan muuttuu voimasuureiden funktiona. Halkeillutta jäykkyyttä arvioidessa on ensin tarpeellista selvittää neutraaliakselin sijainti tarkasteltavassa poikkileikkauksessa. Kuten mainittu, neutraaliakselin sijainti vaihtelee palkin korkeussuunnassa pitkin jänneväliä, ja sen sijainnin selvittäminen on ehkäpä koko prosessin haasteellisin osuus.

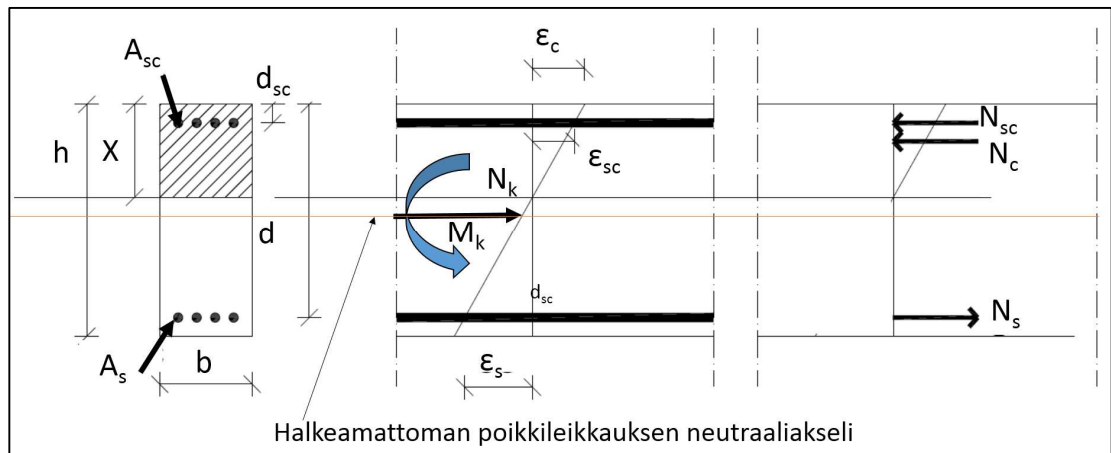
Normaalivoiman voidaan ajatella kohdistuvat rakenteen halkeamattoman tilan neutraaliakseliin. Taivutusmomentti voidaan ilmaista epäkeskisenä normaalivoimana $N_k e_k$, jossa jälkimmäinen termi on normaalivoiman epäkeskisyys vetoraudoituksen suhteen. Tällöin myös rakenteen sisäistä momenttitasapainoa tarkastellaan vetoraudoituksen suhteen. Tarkastelupiste voi periaatteessa olla mielivaltainen, mutta vetoraudoituksen suhteen tarkasteltaessa laskenta koettiin helpoimmaksi.

Neutraaliakselin sijainti voidaan nyt selvittää kolmen tasapainoehdon perusteella. Tasapainoehdot muodostetaan siirtymille, normaalivoimalle ja taivutusmomentille

$$\epsilon_c = \epsilon_s \frac{X}{d-X} \quad (7)$$

$$N_k = \epsilon_c \left(E_c b \frac{X}{2} + \frac{X-d_c}{X} A_{sc} E_s \right) - \epsilon_s E_s A_s \quad (8)$$

$$N_k e_k = \epsilon_c \left(E_c b \frac{X}{2} \left(d - \frac{X}{3} \right) + \frac{X-d_c}{X} A_{sc} E_s (d - d_c) \right) \quad (9)$$



Kuva 12. Rakenteen sisäiset voimasuureet

Yhtälöiden ratkaiseminen käsin on melko työlästä. Neutraaliakselin sijainnille muodostuva kaava on kolmannen asteen yhtälö eikä sen ratkaiseminen suljetussa muodossa ole mielekäästä. Kirjallisuudesta ei löytynyt valmiiksi johdettua kaavaa veto- ja puristusraudoitetulle poikkileikkaukselle. Alla esitettävä yhtälö on johdettu tasapainoehtojen perusteella.

$$k_x^3 + \left(\frac{e_k}{d} - 1 \right) 3k_x^2 + \frac{6}{d} \alpha_e \left((-d\rho_c + \rho e_k + d_c \rho_c + e_k \rho_c) k_x + \left(-\frac{d_c^2}{d} \rho_c + d_c \rho_c - \frac{e_k}{d} d_c \rho_c - e_k \rho \right) \right) = 0 \quad (10)$$

$$k_x = \frac{X}{d} \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho_c = \frac{A_{sc}}{bd} \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

A_s ja A_{sc} ovat veto- ja puristusraudoituksen pinta-alat

E_c ja E_s ovat betonin ja teräksen kimmokertoimet
 d ja d_c ovat veto- ja puristusraudoitusten painopisteen etäisyydet puristetusta reunasta
 e_k on normaalivoiman epäkeskisyyden etäisyys vetoraudoitukseen nähden.

Lähteessä [13, s. 321] esitetään melko yksinkertaiseen muotoon supistettu kaava, jossa tosin ei huomioida puristusraudoitusta. Edellä esitetyistä tasapainoehdoista muodostetulla yhtälöllä saadaan sama tulos, kun puristusraudoitus jätetään yhtälöistä pois. Kaavan merkintöjä on muokattu vastaamaan tässä työssä käytettyjä.

$$k_x^2 \left(1 - \frac{d}{e_k} \left(1 - \frac{k_x}{3} \right) \right) - 2\alpha_e \rho (1 - k_x) = 0 \quad (11)$$

Neutraaliakselin sijainnin selvittämisen jälkeen voidaan taivutusjäykkyys laskea käyritymän avulla. Käyritymän laskemista varten tarvitaan ensin betonin reunapuristuma tai vaihtoehtoisesti vetoterästen venymä. Ne voidaan laskea esitetyistä tasapainoehdoista kun neutraaliakselin sijainti on ensin selvitetty. Taivutusjäykkyyden kaavassa ei ole mukana normaalivoimaa, sillä sen vaikutus käyritymään huomioidaan jo neutraaliakselia laskettaessa.

Betonin reunapuristuma saadaan kaavasta (12). Momentin ja käyritymän välinen yhteys esitetään kaavassa (13). Taivutusjäykkyys voidaan laskea kaavasta (14)

$$\epsilon_c = \frac{2N_k X}{E_c X^2 b + 2 E_s (X(A_{sc} + A_s) - A_s d - A_{sc} d_c)} \quad (12)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M_k}{K} = \frac{\epsilon_c}{X} \quad (13)$$

$$K = EI = \frac{M_k X}{\epsilon_c} \quad (14)$$

Mainittavaa on myös, että neutraaliakselilla tarkoitetaan tässä tapauksessa kohtaa, jossa ei ole jännityksiä, ja jonka alapuolella betoni on kauttaaltaan haljennut. Jäyhyysmomenttia ei voi tässä tapauksessa laskea suoraan summaamalla neutraaliakselin ylä-

ja alapuolisten osien neliömomenteja, sillä haljenneen rakenteen jännitysten painopiste ei välttämättä sijaitse neutraaliakselilla.

Ilman ulkoista normaalivoimaa neutraaliakselin laskenta yksinkertaistuu huomattavasti. Neutraaliakselin sijainti voidaan laskea suoraan raudoitussuhteiden ja kimmokertoimien funktiona. Tasapainoyhtälöistä putoaa ulkoinen normaalivoima pois, jolloin neutraaliakselin sijainti ratkeaa jo pelkästään normaalivoimien ja venymien tasapainoehdoista. Toisaalta momentin tasapainoehdosta neutraaliakselin sijaintia ei voi suoraan laskea, sillä ensin tarvitaan tieto venymien tai jännitysten suhteista, joita taas ei voi ratkaista muiden tasapainoyhtälöiden avulla ilman ulkoista normaalivoimaa. Näin ollen, jos betonin vetolujuutta ei oteta huomioon, neutraaliakselin sijainti on momentin suuruudesta riippumaton. Sijainti voidaan laskea suoraan kaavasta 15.

$$\frac{x}{d} = \frac{\sqrt{\rho d(\rho d - 2d_c + 2d\alpha_e + 2d_c\alpha_e - 4\rho d\alpha_e + 4\rho d\alpha_e^2) + \rho d - 2\rho d\alpha_e}}{d} \quad (15)$$

Taivutusjäykkyys voidaan tässäkin tapauksessa laskea käyrityksen ja momentin välisestä yhteydestä. Betonin venymä johdetaan momenttitasapainoehdosta neutraaliakselin suhteen. [13.]

$$EI = E_s A_s d^2 (1 - k_x)^2 + E_s A_{sc} d^2 \left(k_x - \frac{d_c}{d}\right)^2 + \frac{k_x^3}{3} b d^3 E_c = \frac{M_k X}{\epsilon_c} \quad (16)$$

Jos ulkoista normaalivoimaa ei ole, rakenteen voidaan katsoa halkeilleen kun halkeamamomentti M_{cr} on ylittynyt.

$$M_{cr} = W_c f_{ctm} \quad (17)$$

6.3.2 Laipallinen poikkileikkaus

Aukkopalkit voivat olla poikkileikkaukseltaan myös suorakaiteesta poikkeavia. Aukkopalkkiin saattaa liittyä paikalla valettu laatta, jolloin palkin poikkileikkaus on T:n tai käännetyn L:n muotoinen. Laatan osuus toimii laippoina ja palkin suorakaiteen muotoinen osuus uumana. Kuten aiemmin on mainittu, aukkopalkin toinen pää on usein puristusrasituksessa ja samanaikaisesti toinen pää vetorasituksessa. Laipallinen poikkileikkaus ei siksi toimi symmetrisesti palkin vastakkaisissa päissä. Palkin positiivisen taivu-

tusmomentin puolella laipat ovat puristuksessa, kun taas negatiivisen taivutusmomentin puolella vedossa. Näin ollen negatiivisen momentin puolella laatta tuo poikkileikkaukseen lisää puristuspinnoitusta, jolloin palkin puristuskapasiteetti nousee. Vastavasti vetorasitetulla puolella laattassa oleva rauditus lisää vetokapasiteettia. Alustavassa suunnittelussa ei välttämättä ole tietoa laatan raudoituksesta, jolloin sitä ei oteta huomioon.

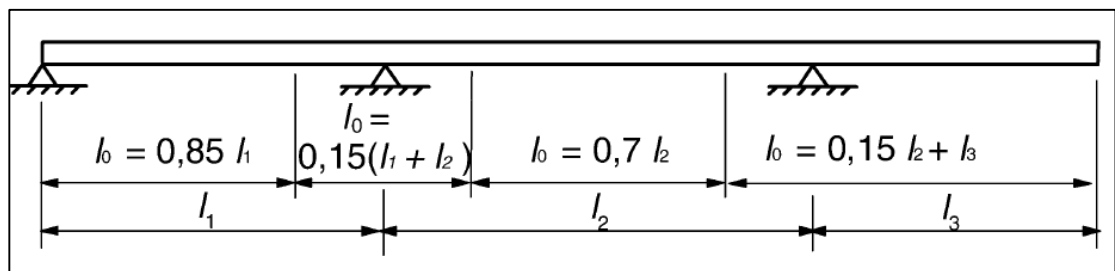
Erityistapauksia ovat elementtivalmisteiset laatat, kuten ontelolaatat ja kuorilaatat. Ontelolaatat voivat tukeutua aukkopalkkeihin tai ne voivat olla palkin kanssa samansuuntaisia. Niiden yhteistoimintaa aukkopalkin kanssa on hyvin vaikea arvioida, eikä kirjallisuustutkimuksessa löytynyt lainkaan menetelmiä, joilla sitä voitaisiin arvioida. Syynä tähän saattaa olla, että korkeissa rakennuksissa usein valitaan paikallavalettavat välipohjat jotta jäykistyssysteemistä saadaan mahdollisimman stabiili. Toisaalta matalammissa rakennuksissa aukkopalkit eivät välttämättä ole kovin merkittävässä osassa jäykistyssysteemin toimivuuden kannalta, sillä vaakakuormat ovat huomattavasti pienempiä.

Hyödynnettäessä laatan aukkopalkille tuomaa kapasiteettiä on aluksi määritettävä leveys jolta laatta lasketaan toimivaksi aukkopalkin kanssa samassa poikkileikkauksessa. Laipan toimivaan leveyteen vaikuttavia seikkoja ovat uuman ja laipan mitat, kuormituksen tyyppi, jännemitta, tukiehdot sekä poikittaisraudoitus. Eurokoodi 2 esittää seuraavan ehdon laipan toimivalle leveydelle b_{eff} kaikissa rajatiloissa:

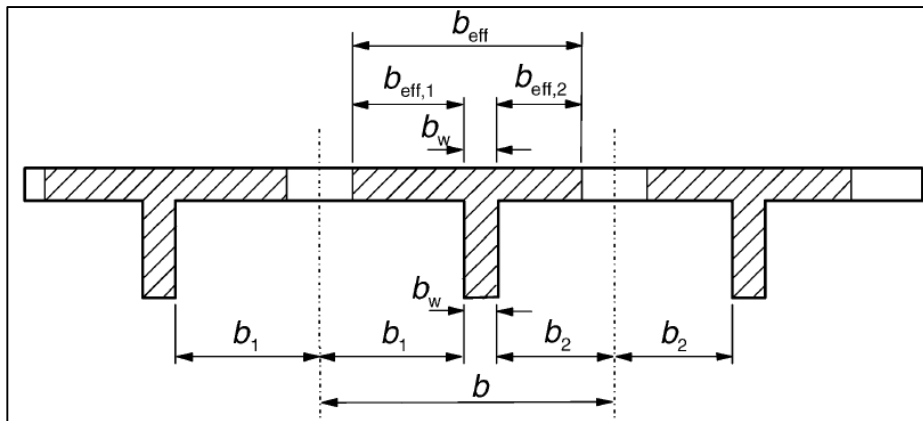
$$b_{eff,1} = (0,2 * b_i + 0,1 * l_0) \leq 0,2 * l_0 \quad (18)$$

b_i on laatan jännevälin puolikas

l_0 on palkin momentin nollakohta



Kuva 13. Laipan toimivan leveyden laskemiseen käytettävän mitan l_0 määrittely [19, s. 57]



Kuva 14. Laipan toimivan leveyden parametrit [19, s. 58]

Lisäksi leveyttä rajoitetaan niin, että $b_{eff,i} \leq b_i$ (19)

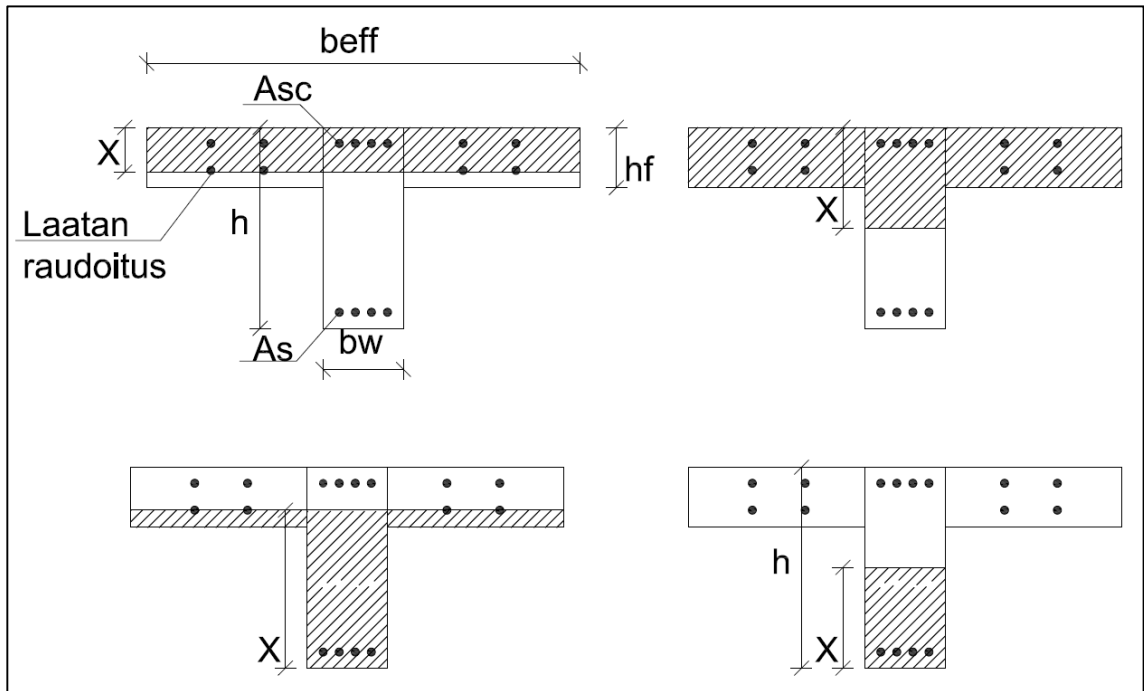
Eurokoodi 2:n mukaan koko jänteessä voidaan käyttää vakiota toimivaa laipan leveyttä, joka vastaa kenttäpoikkileikkauksessa olevaa arvoa, kun rakennetta tarkasteltaessa ei edellytetä suurta tarkkuutta. Aukkopalkin momentin nollakohta sijaitsee usein jännevälin keskellä.

Jäykkyyden arvioiminen laipalliselle aukkopalkille on huomattavasti monimutkaisempaa kuin suorakaiteen muotoiselle poikkileikkaukselle. Laatan toimivan leveyden määrittäminen voi perustua suoraan eurokoodiin, mutta jos halutaan määrittää laipalliselle aukkopalkille yksi haljenneen tilan jäykkyys FEM-mallia varten, niin vaihtoehtoina on huomattavien yksinkertaistuksien tekeminen tai vaihtoehtoisesti hyvin suuri määrä laskentaa.

Kuten suorakaidepoikkileikkauksellakin, neutraaliakselin sijainti muuttuu jännevälinllä rasittavan normaalivoiman ja taivutusmomentin funktiona. Laipan ollessa puristettu neutraaliakseli voi sijaita joko laipassa tai uumassa. Neutraaliakselin sijoittuessa laippaan voidaan palkkia tarkastella kuin suorakaidepoikkileikkausta, jonka puristuspuolen leveys on laippojen ja uuman yhteenlaskettu leveys. Jos neutraaliakseli sijaitsee uumassa, ei poikkileikkausta voi enää käsitellä suorakaiteena.

Aukkopalkin negatiivisen momentin puolella laipat ovat oletusarvoisesti vedossa, ja jäykkyys voidaan laskea kuten suorakaidepoikkileikkaukselle laatan raudoitusten toimiessa lisävetoraudoituksena. Neutraaliakselin sijainti kuitenkin riippuu hyvin pitkälti palkin ja uuman mittasuhteista. Jos uuman korkeus on hyvin pieni verrattuna laipan

korkeuteen, voi neutraaliakseli hyvinkin nousta laipan alueelle, jolloin suorakaidepoikkileikkauksen laskentakaavat eivät taaskaan päde. Laipan ja uuman kohdalla puristus- pinta-alan leveys muuttuu, jolloin neutraaliakseli sijaitsee lähempänä puristettua pintaa kuin suorakaidepoikkileikkauksena laskettaessa. Kyseinen tilanne tulee eteen, jos halutaan arvioida koko palkin jäykkyyttä, esimerkiksi numeerisesti integroimalla käyritymät koko palkin pituudelta.



Kuva 15. Laipallisen aukkopalkin neutraaliakselin sijainteja

Laipan ollessa puristettu voidaan voimasuureiden perusteella ensin tarkistaa neutraaliakselin sijainti suorakaidepoikkileikkauksen kaavoilla käyttämällä puristuspuolen leveyttä b_{eff} . Jos neutraaliakseli näin laskettuna sijoittuu uumaan, lasketaan sen sijainti T-poikkileikkauksen tasapainoehdoista. Betonin reunapuristuman ja vetoraudituksen välinen tasapainoehto on sama kuin suorakaidepoikkileikkauksella, jolloin vain normaali voiman ja taivutusmomentin tasapainoehdot muuttuvat.

$$N_k = \epsilon_c \left(E_c b_w \frac{X}{2} + \frac{X-d_c}{X} A_{sc} E_s \right) - \epsilon_s E_s A_s + \epsilon_c \frac{X-\frac{h_f}{2}}{X} (b_{eff} - b_w) h_f E_c \quad (20)$$

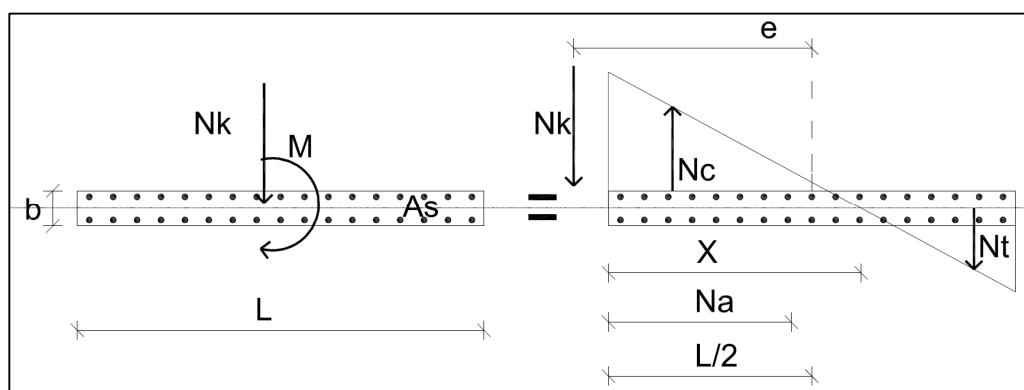
$$N_k e_k = \epsilon_c \left(E_c b_w \frac{X}{2} \left(d - \frac{X}{3} \right) + \frac{X-d_c}{X} A_{sc} E_s (d - d_c) \right) + \epsilon_c \frac{X-\frac{h_f}{2}}{X} (b_{eff} - b_w) \left(d - \frac{h_f}{2} \right) h_f E_c \quad (21)$$

Laatassa sijaitsevat raudoitukset voidaan lisätä yhtälöihin. Raudoituksen syrjäyttämä betoni tulisi vähentää poikkileikkauksen jäykkyyden laskennassa, sillä muutoin tulos on epävarmalla puolella. Tasapainoehdoilla johdettu yhtälö on kolmatta astetta ja vielä huomattavasti monimutkaisempi kuin suorakaidepoikkileikkauksen neutraaliakselin laskentaan esitetty. Yhtälön esittämistä ei koettu tarpeelliseksi, sillä neutraaliakselin sijainti voidaan ratkaista helpoiten laskentaohjelmien avulla tai yksinkertaisesti kokeilemalla. Haljenneen T-poikkileikkauksen jäykkyys voidaan laskea käyritymien avulla kuten suorakaidepoikkileikkaukselle.

Laipallisen aukkopalkin jäykkyyden määrittämisessä olisi yksinkertaisinta laskea sen jäykkyys kummallakin tuella ja käyttää jäykkyyksien keskiarvoa. Eurokoodista ei löytynyt suoraa kantaa asiaan, joten epäselväksi jäi, voiko näin todellisuudessa tehdä. Eurokoodi sallii numeerisen integroinnin, mutta kyseinen menetelmä on hyvin työläs laipalliselle aukkopalkille, erityisesti jos ulkoinen normaalivoima huomioidaan laskennassa.

6.4 Seinän jäykkyys

Jäykistävässä seinässä saattaa esiintyä halkeilua, kun normaalivoiman epäkeskisyys on suurempi kuin $L/6$, jossa L on seinän pituus. Vedetyn puolen pystyteräkset pyrkivät vastustamaan kaatavaa momenttia, ja niihin syntyy myös vetoa. Betonin vetolujuutta ei oteta huomioon. [8.]



Kuva 16. Suoran seinän sisäiset voimasuureet

Kuten aukkopalkin, myös seinän neutraaliakseli löydetään rakenteen sisäisten ja ulkoisten voimien tasapainoehdoista. Seinän tehollinen pituus merkitään yhtä suureksi

sen todellisen pituuden kanssa. Raudoituksen oletetaan olevan tasaisesti jaettu seinän pituudelle. Tasapainoyhtälöissä käytetyt merkinnät ovat samoja kuin aukkopalkille, lukuun ottamatta raudoitussuhdetta ρ . Raudoitussuhde kuvastaa tässä tapauksessa seinän yhteenlasketun raudoituksen pinta-alan suhdetta bruttopoikkileikkauksen pinta-alaan. Tasapainoyhtälöt ovat jännitysten, normaalivoiman sekä taivutusmomentin.

$$\epsilon_c E_c \frac{L-X}{X} = \epsilon_s E_s = \sigma_c \frac{(L-X)}{X} = \sigma_t \quad (22)$$

$$N = \sigma_c [(\alpha_e - 1)\rho + 1] b \frac{X}{2} - \sigma_t \alpha_e \rho b \frac{(L-X_0)}{2} \quad (23)$$

$$N \left(e + \frac{X}{3} - \frac{L}{2} \right) = \sigma_t \alpha_e \rho b \frac{(L-X_0)}{2} L \frac{2}{3} \quad (24)$$

Momentin tasapainoehto on muodostettu puristetun osan painopisteen suhteen. Ratkaiseminen etenee kuten normaalivoiman rasittamalla palkilla. Ensin ratkaistaan jännitysten ja normaalivoimien tasapainoehtoista vedossa olevien terästen jännitys suljettussa muodossa. Yhtälö sijoitetaan momentin tasapainoehtoon, josta puristetun pinnan sijainti ratkeaa kolmannen asteen yhtälönä. Lähteessä [8] esitetään valmis ratkaisu:

$$\left(\frac{X}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{X}{L}\right)^2 \left(0.5 - \frac{e}{L}\right) + 6\left(\frac{X}{L}\right) \left(\frac{\alpha_e \rho e}{L}\right) - \alpha_e \rho \left(0.5 + 3\frac{e}{L}\right) = 0 \quad (25)$$

Halkeilleen jäyhyysmomentin laskemiseksi tulee vielä selvittää haljenneen poikkileikkauksen painopiste akseli jota merkitään N_a . Se saadaan kaavasta (26) toisen asteen yhtälönä

$$\frac{b(N_a - X)^2}{2} + \frac{\alpha_e \rho b(L - X)^2}{2} = \frac{((\alpha_e - 1)\rho + 1)b(N_a)^2}{2} \quad (26)$$

Haljennut jäyhyysmomentti saadaan nyt neutraaliakselin ylä- ja alapuolisten osuuksien neliömomenttien summana.

6.5 Tehollinen jäykkyys Eurokoodi 2:n mukaisesti

Eurokoodi 2:ssa [19, s. 128] esiintyy interpolaatiokaava, jolla voidaan ottaa huomioon myös jäykkyyden muutos rakennetta rasittavien voimien funktiona. Kaavassa muuttu-

jaksi on otettu jäyhyysmomentin sijaan siirtymäparametri α , joka voidaan laskea numeerisesti tihein välein pitkin rakenneosaa. Näin saadaan tehollinen jäyhyysmomentti laskettua esimerkiksi taivutusmomentin ja normaalivoiman funktiona muuttuvana pitkin palkin jännemittaa.

$$\alpha = \xi\alpha_{II} + (1 - \xi)\alpha_I \quad (27)$$

- α on tarkasteltava muodonmuutos- tai siirtymäparametri, joka voi olla esim. venymä, kaarevuus tai kiertymä.
- α_{II} ja α_I ovat parametrin arvot täysin haljenneen sekä halkeamattoman tilan mukaan laskettuna
- ξ on jakaumakerroin jossa huomioidaan poikkileikkauksessa syntyvä vetojäykistysvaikutus. Sen arvo saadaan kaavasta (26)
- β on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon kuormituksen keston tai toistuvan kuormituksen vaikutus keskimääräiseen venymään: yksittäisille lyhytaikaisille kuormille $\beta = 1$, pitkäaikaisille kuormille tai monesta jaksosta muodostuvalle toistuvalla kuormituksella kuormille $\beta = 0.5$

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (28)$$

Termi σ_{sr} on vetoraudoituksen jännitys laskettuna halkeilleen poikkileikkauksen perusteella ensimmäisen halkeaman muodostumishetkellä. Termi σ_s on vetoraudoituksen jännitys laskettuna halkeilleen poikkileikkauksen perusteella. Jännityssuhde voidaan taivutetuille rakenteille korvata halkeamamomentin ja taivutusmomentin suhteella M_{cr}/M . Eurokoodista ei tutkimuksessa löytynyt suoraa ohjetta, voidaanko myös jakautumakertoimen arvo laskea voimasuureiden funktiona, esimerkiksi numeerisesti integroimalla. Eurocodes.fi sivustolta löydetty opas "Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan" opastaa käyttämään taivutetuille rakenteille suurinta kaikissa mahdollisissa kuormitusyhdistelmissä esiintyvää momenttia. Näin ollen taivutusmomenttien suhde olisi M_{cr}/M_{max} .

7 Voimasuureiden arviointi

7.1 Lähtötiedot

Aukkopalkkien halkeilun vaikutuksia korkean rakennuksen voimasuureisiin, siirtymiin sekä dynaamisiin ominaisuuksiin selvitettiin mallintamalla todellisen suunnittelukohteen aukkopalkit haljenneilla jäykkyyksillä. Tarkastelussa tutkitaan vain aukkopalkkien halkeilun vaikutuksia. Seinien halkeilutilaa ei tutkittu tätä työtä varten eikä niitä tästä syystä mallinnettu halkeilleilla jäykkyyksillä. Rakennus mallinnettiin CSI ETABS analyysiohjelmalla.

Rakennuksessa on 40 maanpäällistä kerrosta ja 2 kellarikerrosta. Aukkopalkkeja on yhteensä 126 kappaletta ja niiden korkeus kellarikerrosta lukuun ottamatta on 800mm. Aukkopalkkeihin yhdistyy 300mm paksu välipohjalaatta jokaisessa kerroksessa. Laattaa ei sisällytetty osaksi aukkopalkkien jäykkyyttä.

Voimasuureet ovat peräisin stabiilitarkasteluja varten määritetyistä kuormitusyhdistelmistä. Kaikki aukkopalkit mitoitettiin ensin murtorajatilan voimasuureille määrittäen niille sopiva raudoitus. Aukkopalkit mitoitettiin taivutusmomentille ja leikkausvoimalle, huomioiden myös puristava normaalivoima. Normaalivoiman todettiin vain lisäävän kapasiteettia, joten rakenteiden raudoitus määritettiin ilman normaalivoimaa. Laskelmat yhdelle aukkopalkille esitetään liitteessä 1.

Käyttörajatilan halkeilutilan arvioinnissa päädyttiin varmallalla puolella olevaan ratkaisuun jättää normaalivoima huomioimatta jäykkyyden arvioinnissa. Näin välttyttiin 126 aukkopalkin erillisiltä tarkasteluilta, ja samat rakenteelliset ominaisuudet omaaville palkeille voitiin antaa sama jäykkyyserroin. Rakenteiden halkeamamomenttina käytettiin betonipoikkileikkauksen taivutusvastuksen ja keskimääräisen vetolujuuden tuloa. Aukkopalkkeista vain pieni osa olisi jäänyt tällä perusteella halkeamattomaan tilaan. Aukkopalkkeille lasketut kertoimet vaihtelivat välillä 0,26-0,28. Kaikki aukkopalkit päätettiin mallintaa halkeilleena käyttäen samaa kerrointa jäykkyydelle 0,25.

Halkeilleilla jäykkyyksillä laskettiin rakenteiden murtorajatilan voimasuureet uudestaan. Samoin selvitettiin myös rakennuksen kuusi alimmaista ominaistajuutta halkeamattomilla ja halkeilleilla arvoilla sekä vertailtiin halkeilun vaikutuksia rakennuksen siirtymiin.

Taulukko 4. Aukkopalkkien lähtötiedot

Tarkasteltava seinä	Lähtötiedot aukkopalkkeille				
Kerros	40-24	23-4	3-1	0-K2	
Palkkien korkeus	800	800	800	800	mm
Palkkien leveys	200	250	300	350	mm
Betoni	C30/37	C35/45	C40/50	C40/50	MPa
Md. max	150	260	290	200	kNm
Vd. max	225	400	400	300	kN
Nd. max (puristus)	175	338	337	1000	kN
Pääraudoitus $A_s=A_{sc}$	3T20	4T20	5T20	5T20	
Aukkopalkkeja on kolmessa pystysuuntaisessa rivissä. Kuvassa esitetty murtorajatilan taivutusmomentit (krs 23)					

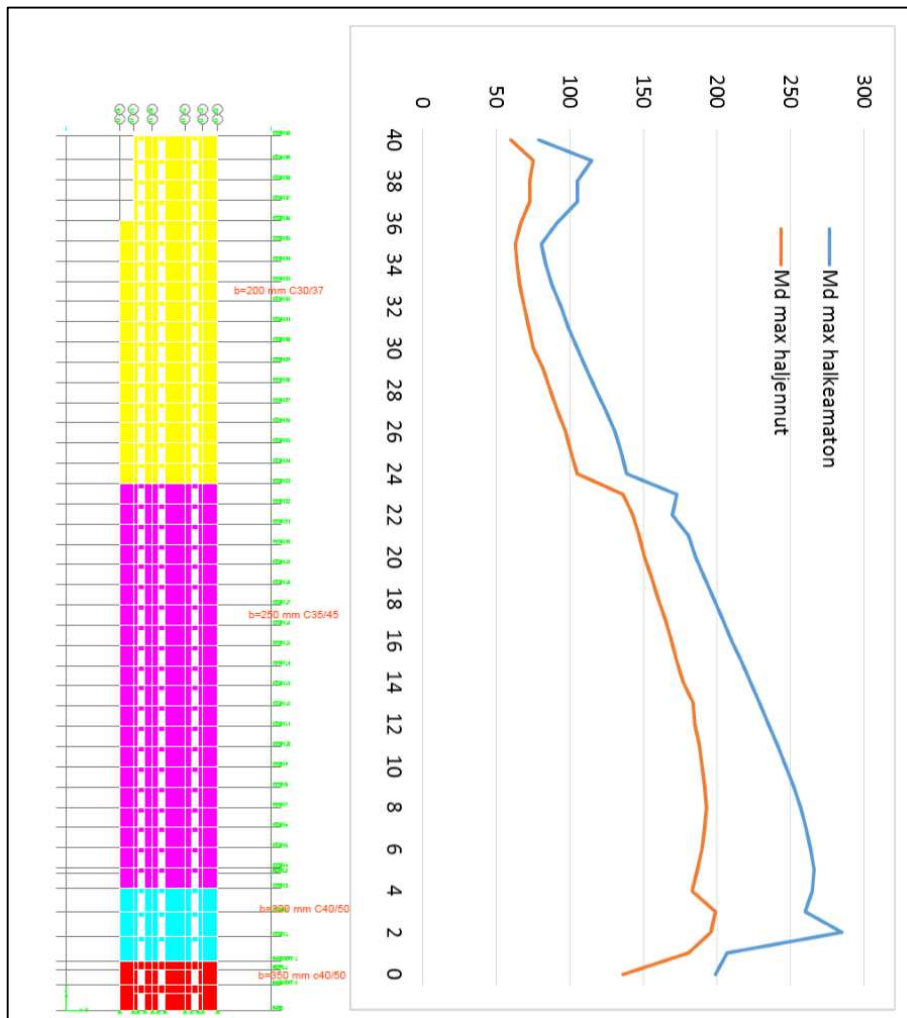
7.2 Tulokset

Redusoidun jäyhyysmomentin käyttö pienensi aukkopalkkien voimasuureiden arvoja. Vertailun kohteeksi otettiin taivutusmomenttien muutos murtorajatilassa joka esitetään kuvassa 17. Aukkopalkkien taivutusmomentit pienentyivät keskimäärin 25 % haljenneen tilan jäykkyyksillä. Leikkausvoimat pienentyivät samassa suhteessa.

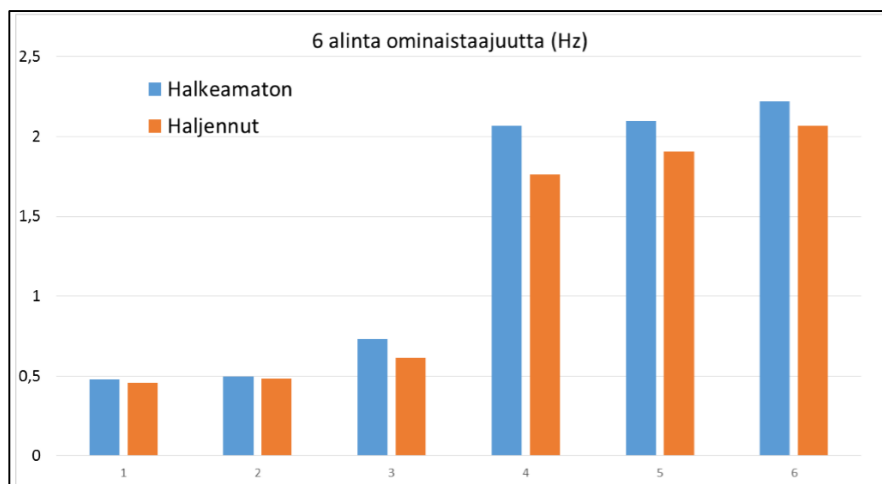
Rakennuksen alin ominaistaajuus halkeamattomassa tilassa on 0,478 Hz ja värähtelyjakson pituus 2,09s. Halkeilleilla aukkopalkkeilla rakennuksen alin ominaistaajuus on

0,459 Hz ja värähtelyjakson pituus 2,18 s. Aukkopalkkien halkeilun vaikutus alimpaan ominaistaajuuteen on alle 4 %.

Vertailukohteen siirtymiin ei aukkopalkkien halkeilulla ollut merkittävää vaikutusta, vain 4 %. Mikäli otettaisiin jäykkyysarvojen redusointia myös seinille, siirtymät kasvaisivat enemmän. Tarkasteluissa ei ole huomioitu betonin virumaa, mutta voimasuureisiin niillä ei yksinkertaisen laskennan mukaan ole määräävää vaikutusta. Kyseinen tarkistus tehtiin käyttäen betonirakenteiden kimmokertoimen arvona 35 % lyhytaikaisesta kimmokertoimesta murtotilan kuormilla. Siirtymiin toki olisi virumalla ja kutistumalla merkitystä pitkäaikaiskuormien osalta. Näiden vaikutusta ei kuitenkaan ole tässä työssä tarkoituksellisesti huomioitu.



Kuva 17. Aukkopalkkien taivutusmomentit



Kuva 18. Rakennuksen alimmat ominaistaajuudet

8 Yhteenveto

Insinööriyössä tutkittiin jäykistävien seinien aukkopalkkien halkeilun arviointimenetelmiä. Aukkopalkkien haljenneen jäykkyyden arvioimista varten luotiin laskentapohja Mathcad-ohjelmalla. Laskentapohjan avulla voidaan laskea aukkopalkin jäykkyys voimasuureiden ja raudoituksen perusteella.

Aukkopalkkeihin kohdistuvia voimasuureita tutkittiin FEM-analyysimallien avulla. Tuulesta aiheutuvien vaakakuormien lisäksi aukkopalkkeihin voi kohdistua rasituksia myös pystykuormien epätasaisesta jakaantumisesta jäykistävien rakenteiden kesken. Aukkopalkkien jäykkyyden kasvattaminen parantaa seinien yhteistoimintaa. Merkitys korostuu jos jäykistäviä seiniä on vähän.

Aukkopalkkien halkeilun vaikutusta korkean rakennuksen siirtymiin sekä ominaistaajuuksiin tutkittiin työn tilanteen yrityksen analyysimallilla. Vertailukohteeksi valitun rakennuksen siirtymiin ja alimpiin ominaistaajuuksiin ei pelkästään aukkopalkkien halkeilun huomioimisella ollut merkittävää vaikutusta. Vertailukohteessa jäykistävien väliseinien suuresta määrästä johtuen aukkopalkkien halkeilun vaikutus jäi varsin pieneksi.

Aukkopalkkeihin kohdistuvien vääntörasitusten vaikutusta niiden jäykkyyteen ei tutkittu. Seinien halkeilun arviointimenetelmiä tutkittiin vain suoralle seinälle, mutta vertailua seinien halkeilu huomioiden ei tehty. Seinien halkeilu sekä väännön huomioiminen ovat varteenotettavia jatkotutkimuksen kohteita.

Lähteet

1. Levanto, Risto. 2012. Korkea rakentaminen. Verkkodokumentti. <<http://www.rakennustieto.fi/lehdet/ry/index/lehti/68Yntj5Od.html>>. Luettu 20.3.2012
2. Smith, Bryan Stafford & Coull, Alex. 1991. Tall building structures: Analysis and design. New York: John Wiley & Sons, Inc.
3. Elementtisuunnittelu.fi. Korkeiden rakennusten jäykistys. Verkkodokumentti. <<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/laskentaperiaatteet>>. Luettu 21.1.2013
4. Suomen rakentamismääräyskokoelma A2. Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat. Määräykset ja ohjeet 2002. Helsinki: Ympäristöministeriö
5. Jayachandran, P. 2009. Design of tall buildings. Preliminary design and optimization. Verkkodokumentti. <http://www.wpi.edu/Images/CMS/VF/tallbuidings3.pdf>>. Luettu 6.2.2013
6. Paulino, Madison R. 2010. Preliminary design of tall buildings. Verkkodokumentti <http://www.wpi.edu/Pubs/ETD/Available/etd-042310-093433/unrestricted/Thesis_final_document.pdf>. Luettu 6.2.2013
7. Melchers, Robert E & Hough, Richard. 2007. Modeling complex engineering structures. Virginia: ASCE.
8. Irwin, A. W. 1984. Ciria Report 102. Design of shear wall buildings.
9. SFS-EN 1990+A1+AC. 2005. Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.
10. SFS-EN 1991-1-1+AC. 2005. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.
11. Lehtonen, Riku. 2013. Korkean rakennuksen rungon kokoonpuristumisen huomioiminen suunnittelussa ja rakentamisessa. Opinnäytetyö. Kymenlaakson ammattikorkeakoulu.
12. Fintel, M & Ghosh, S. K & Iyengar Hal. 1987. Column shortening in tall structures. Prediction and compensation. Portland Cement Association.
13. Leskelä, Matti V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen betoniyhdistys.

14. Saarinen & Soini & Tiira & Ulvinen. 1985. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja. Osa 1. Jyväskylä: Suomen betonitieto
15. SFS-EN 1991-1-4+AC+A1. 2005. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.
16. Elementtisuunnittelu.fi. Jäykistysjärjestelmät. Verkkosivu. <
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>>. Päivitetty 15.helmikuuta 2010. Luettu 3.3.2012
17. MacKay-Lyons, Renée. 2013. Performance-based design of RC coupled wall high-rise building with viscoelastic coupling dampers. Master's Thesis. University of Toronto: Department of Civil Engineering.
18. Paulay, T. 1969. The Coupling of shear walls. A thesis for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering. New Zealand: University of Canterbury.
19. SFS-EN 1992-1-1. 2005. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.
20. Wight, J. K. & MacGregor J. G. 2009. Reinforced concrete. Mechanics & design. Fifth edition. New Jersey: Pearson Education, Inc.

Laskelmat aukkopalkin haljenneelle jäykkyydelle

Laskelmat ovat peräisin insinööriyön yhteydessä toteutetusta laskentapohjasta. Tässä esitetään laskennan pääpiirteet. Tarkasteltava aukkopalkki sijaitsee kerroksessa 23, vasemman puoleisessa pystyrivissä.

Murtorajatilan voimasuureet

Murtorajatilan taivutusmomentti	$M_d = 152kNm$
Murtorajatilan normaalivoima	$N_d = 157kN$
Murtorajatilan leikkausvoima	$V_d = 301kN$

Käyttörajatilan voimasuureet

Käyttörajatilan taivutusmomentti	$M_d = 99kNm$
Käyttörajatilan normaalivoima	$N_d = 114kN$
Käyttörajatilan leikkausvoima	$V_d = 198kN$

Palkin mittatiedot

Poikkileikkauksen korkeus	$h = 800mm$
Poikkileikkauksen leveys	$b = 250mm$

Materiaalitiedot

Betonin puristuslujuus	$f_{ck} = 35MPa$
Betonin keskimääräinen vetolujuus	$f_{ctm} = 3,21MPa$
Betonin kimmokerroin	$E_c = 34077MPa$
Raudoitusterästen lujuus	$f_{yk} = 500MPa$
Teräksen kimmokerroin	$E_s = 200000MPa$
Kimmokertoimien suhde	$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = 5,869$
Betonin murtorajatilan puristuslujuus	$f_{cd} = 19,833MPa$
Teräksen murtorajatilan lujuus	$f_{yd} = 434,8MPa$

Venymäraajat

Teräksen myötövenymä	$\epsilon_{sy} = 0,25 \%$
Betonin kimmainen venymäraja	$\epsilon_{c1} = 0,225 \%$
Betonin murtovenymä	$\epsilon_{cu} = 0,35 \%$
Puristetun pinnan korkeuden suhde neutraaliakseliin murtorajatilassa	$\lambda = 0,8$

Raudoitus

Vetorausoitus 4T20	$A_s = 1257mm^2$
Etäisyys puristetusta reunasta	$d = 740mm$
Puristusraudoitus 4T20	$A_{sc} = 1257mm^2$
Etäisyys puristetusta reunasta	$d_c = 60mm$
Leikkausraudoitus 2T10K200	$A_{sw} = 157,08mm^2$
Raudoitussuhteet	$\rho = \rho_c = \frac{A_s}{bd} = \frac{A_{sc}}{bd} = 0,679 \%$

Halkeamattoman poikkileikkauksen ominaisuudet

Poikkileikkauksen painopiste raudoitettuna

$$X_u = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_e - 1)(A_s d + A_{sc} d_c)}{bh + (\alpha_e - 1)(A_s + A_{sc})} \quad X_u = 0,4m$$

Poikkileikkauksen painopiste raudoittamattomana

$$X_{gross} = 0,4m$$

Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti raudoittamattomana

$$I_{gross} = \frac{bh^3}{12} \quad I_{gross} = 0,011m^4$$

Betonipoikkileikkauksen taivutusvastus

$$W_{gross} = \frac{bh^2}{6} \quad W_{gross} = 0,27m^3$$

Halkeilukapasiteetti

Normaalivoiman kanssa

$$-\frac{N_k}{A_c f_{ctm}} + \frac{M_k}{W_c f_{ctm}} = 84,4 \%$$

Ilman normaalivoimaa

$$\frac{M_k}{W_c f_{ctm}} = 102,1 \%$$

Poikkileikkaus halkeaa jos puristavaa normaalivoimaa ei lasketa. Kun käytetään keskimääräistä vetolujuutta, on syytä huomioida virhemarginaali. Mitoitetaan näin ollen halkeilleena.

Mitoitus murtorajatilassa normaalivoima mukaan lukien

Murtorajatilassa mitoitetaan normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutukselle lasketaan laskentapohjaan ohjelmoidulla iterointikomentosarjalla. Laskennassa etsitään tasapainotilanne, jossa normaalivoimakapasiteetin ja momenttikapasiteetin suhde on yhtä suuri kuin mitoitettavan normaalivoiman ja taivutusmomentin suhde. Reunaehtoja laskennassa ovat raudoituksen myötövenymä, sekä betonin murtövenymä. Laskennan pituudesta johtuen esitetään vain tulokset.

Mitoitettavan taivutusmomentin ja normaalivoiman suhde	$e_d = \frac{N_d}{M_d} = \frac{1,047}{m}$
Normaalivoimakapasiteetti	$N_{Rcd} = 601,97kN$
Taivutusmomenttikapasiteetti	$M_{Rcd} = 575,13kNm$
Kapasiteettien suhde (tarkistus)	$\frac{N_{Rcd}}{M_{Rcd}} = \frac{1,047}{m}$
Normaalivoiman käyttöaste	$\frac{N_d}{N_{Rcd}} = 26,1 \%$
Taivutusmomentin käyttöaste	$\frac{M_d}{M_{Rcd}} = 26,1 \%$

Mitoitus murtorajatilassa ilman normaalivoimaa

Murtorajatilassa mitoituksessa ilman normaalivoimaa tarkistetaan poikkileikkauksen kapasiteetti pelkästään vetoraudoitettuna, sekä myös puristusraudoitettuna poikkileikkauksena. Kapasiteettina käytetään pienempää kapasiteettia.

Taivutusmomenttikapasiteetti vain vetoraudoituksella	$M_{Rcd} = 374kNm$
Taivutusmomenttikapasiteetti puristusraudoituksella	$M_{Rcd} = 371,5kNm$
Taivutusmomenttikapasiteetin käyttöaste	$\frac{M_d}{M_{Rcd}} = 41 \%$

Puristusraudoituksen suuresta määrästä johtuen puristettua betonia ei laskennallisesti ole, josta seuraa, että puristusteräket myötäävät ennen kuin betonissa tapahtuu venymää. Näin ollen taivutuskapasiteetti on puristusraudoitetun poikkileikkauksen kapasiteetti.

Mitoitus leikkaukselle

Leikkausraudoitus määräytyy tässä tapauksessa hakaraudoituksen kapasiteetin perusteella.

Puristusdiagonaalien kulman kotangenti	$\cot\theta = 2$
Hakajako	$s = 200\text{mm}$
Leikkauskapasiteetti valitulla raudoituksella:	
$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{yd} \cot\theta$	$V_{Rd} = 454,8\text{kN}$
Leikkauskapasiteetin käyttöaste	$\frac{V_d}{V_{Rd}} = 66,2\%$

Käyttötilan jännitysten ja tehollisen jäykkyyden laskenta

Normaalivoiman kanssa

Neutraaliakselin sijainti kolmannen asteen yhtälönä:

$$a = 1$$

$$b = \left(\frac{e_k}{d} - 1\right) 3 = 1,89900443$$

$$c = \frac{6}{d} \alpha_e (-d\rho_c + \rho e_k + d_c \rho_c + e_k \rho_c) = 0,56142$$

$$d = \frac{6}{d} \alpha_e \left(-\frac{d_c^2}{d} \rho_c + d_c \rho_c - \frac{e_k}{d} d_c \rho_c - e_k \rho\right) = -0,40446$$

$$Q = \sqrt{(2b^3 - 9abc + 27a^2d)^2 - 4(b^2 - 3ac)^3} = 4,255$$

$$C = \sqrt[3]{0,5(Q + 2b^3 - 9abc + 27a^2d)} = -1,086$$

$$k_x = -\frac{b}{3a} - \frac{c}{3a} - \frac{b^2 3ac}{3ac} = 0,31883664$$

Puristetun alueen suhteellinen korkeus

$$k_x = 0,31883664$$

Neutraaliakselin etäisyys puristetusta reunasta

$$X = k_x d = 236 \text{ mm}$$

Tarkistus

$$k_x^3 + \left(\frac{e_k}{d} - 1\right) 3k_x^2 + \frac{6}{d} \alpha_e \left((-d\rho_c + \rho e_k + d_c \rho_c + e_k \rho_c) k_x + \left(-\frac{d_c^2}{d} \rho_c + d_c \rho_c - \frac{e_k}{d} d_c \rho_c - e_k \rho \right) \right) = 0$$

OK

Yhtälön kaksi jäljellä olevaa juurta ovat tässä tapauksessa imaginäärilukuja, joten neutraaliakselin sijainti on löytynyt.

Käyttötilan jännitykset normaalivoiman kanssa

Betonin reunapuristuma	$\epsilon_c = \frac{2N_k X}{E_c X^2 b + 2 E_s (X(A_{sc} + A_s) - A_s d - A_{sc} d_c)} = 0,01739 \%$
Betonin reunapuristusjännitys	$\sigma_c = -\epsilon_c E_c = 5,927 \text{ MPa}$
Vetoterästen jännitys	$\sigma_s = E_s \epsilon_c \frac{d-X}{X} = 74,31 \text{ MPa}$
Puristusterästen jännitys	$\sigma_{sc} = -E_s \epsilon_c \frac{X-d_c}{X} = -25,938 \text{ MPa}$

Ilman ulkoista normaalivoimaa

Neutraaliakselin sijainti toisen asteen yhtälönä

$$\frac{X}{d} = \frac{\sqrt{\rho d(\rho d - 2d_c + 2d\alpha_e + 2d_c\alpha_e - 4\rho d\alpha_e + 4\rho d\alpha_e^2) + \rho d - 2\rho d\alpha_e}}{d} = 0,228$$

Neutraaliakselin sijainti $X = 0,228d = 169 \text{ mm}$

Betonin reunapuristuma $\epsilon_c = 0,01692\%$

ϵ_c

$$= \frac{3M_k X}{3A_s E_s X^2 + 3A_{sc} E_s X^2 + 3A_s E_s d^2 + 3A_{sc} E_s d_c^2 + E_c X^3 b - 6A_s E_s X d - 6A_{sc} E_s X d_c}$$

Betonin reunapuristusjännitys $\sigma_c = -\epsilon_c E_c = 5,765 \text{ MPa}$

Vetoterästen jännitys $\sigma_s = E_s \epsilon_c \frac{d-X}{X} = 114,72 \text{ MPa}$

Puristusterästen jännitys $\sigma_{sc} = -E_s \epsilon_c \frac{X-d_c}{X} = -18,1 \text{ MPa}$

Halkeamaleveys

Halkeamaleveys on laskettu SFS EN 1992-1-1 kohdan 7.3.4 mukaisesti.

$$\text{Halkeamaleveys (sis. normaalivoiman)} \quad w_k = 0,07\text{mm}$$

Haljenneen tilan jäykkyys

Jäyhyysmomentti ilman normaalivoimaa

$$(X = 169\text{mm}, \epsilon_c = 0,01692 \%) \quad I = \frac{M_k X}{E_c \epsilon_c} = 0,002894\text{m}^4$$

Haljenneen jäyhyysmomentin suhde betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin

$$\frac{I}{I_{gross}} = 0,27$$

Jäyhyysmomentti normaalivoiman kanssa

$$(X = 236\text{mm}, \epsilon_c = 0,01739 \%) \quad I = \frac{M_k X}{E_c \epsilon_c} = 0,003941\text{m}^4$$

Haljenneen jäyhyysmomentin suhde betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin

$$\frac{I}{I_{gross}} = 0,369$$

$$\text{Jäyhyysmomentille käytettävä kerroin} \quad K = 0,27 \approx 0,25$$

Laskelmien yhteenveto

Tarkasteltava palkki jäisi halkeamattomaksi jos puristavaa normaalivoimaa ei huomioitaisi. Tällöin palkin jäyhyysmomenttia ei tarvitsisi redusoida. Kun otetaan huomioon, että puristavaa normaalivoimaa ei välttämättä kaikissa kuormitustapauksissa esiinny, niin on varmallalla puolella redusoida palkin jäykkyyttä. Redusointikertoimena käytetään ilman normaalivoimaa laskettua kerrointa, sillä näin välttyään jokaisen palkin laskemiselta erikseen.

Aukkopalkkien voimasuureet Continuous connection menetelmällä

Rakennuksen korkeus	$H = 60m$
Kerroskorkeus	$h = 3m$
Kerros määrä	$\frac{H}{h} = 20$
Tuulikuorma seinälle	$w = 14,9kN/m$
Osaseinän pituus	$L_1 = L_2 = 5m$
Aukkopalkin korkeus	$d_h = 300 \dots 1200mm$
Seinän ja aukkopalkin leveys	$t = 225 mm$
Aukkopalkin jänneväli	$b = 2m$
Etäisyys palkin keskeltä osaseinän reunaan	$L = L_1 + \frac{b}{2}$
Osaseinän pinta-ala	$A_1 = A_2 = L_1 t$
Osaseinän jäyhyysmomentti	$I_1 = I_2 = \frac{tL_1^3}{12}$
Aukkopalkin jäyhyysmomentti	$I_b = \frac{tb^3}{12}$
Aukkopalkin tehollinen jänneväli eurokoodin mukaisesti	
$b_{eff} = b + d_h$	

Laskentaparametrit, joilla seinän geometriset ominaisuudet otetaan huomioon

$$\beta^2 = \frac{12LI_b}{(I_1 + I_2)hb_{eff}}$$

$$\alpha^2 = \frac{\beta^2}{L} \left(L^2 + \frac{A_1 + A_2}{A_1 A_2} (I_1 + I_2) \right)$$

$$\alpha H = \sqrt{\alpha^2 H}$$

Aukkopakkien leikkausvuo

$$q = \frac{wH\beta^2}{\alpha^2} \left(1 - \frac{x}{H} + \frac{\sinh(\alpha x) - \alpha H \cosh(\alpha(H-x))}{\alpha H \cosh(\alpha H)} \right)$$

Tarkasteltava korkeus välillä 0m...H

x

Leikkausvoima tarkasteltavalla korkeudella

$V = qh$