

Mira Martimo

KORKEIDEN ASUINRAKENNUSTEN JÄYKISTYS

Opinnäytetyö
Rakennustekniikka

2020



**Kaakkois-Suomen
ammattikorkeakoulu**

Tekijä	Tutkinto	Aika
Mira Martimo	Insinööri (AMK)	Tammikuu 2020
Opinnäytetyön nimi		91 sivua 1 liitesivu
Korkeiden asuinrakennusten jäykistys		
Toimeksiantaja		
Sitowise Oy		
Ohjaaja		
Jani Pitkänen ja Juha Karvonen		
Tiivistelmä		
<p>Suomessa rakennetaan koko ajan korkeampia rakennuksia. Esimerkiksi Helsingin Pasilaan on suunnitteilla Suomen ensimmäinen pilvenpiirtäjäksi laskettava korkea rakennus. Tämän opinnäytetyön tarkoitus on toimia koosteena korkeiden asuinrakennusten jäykistysen suunnittelua varten.</p> <p>Opinnäytetyössä on tarkasteltu korkeiden rakennusten suunnittelun ja mitoituksen erityispiirteitä, vaatimuksia, rakennukseen syntyviä voimia ja niiden vaikutuksia. Työssä on käyty läpi esimerkkikohteen tietomallinnusta ja mitoitusta. Työssä on tarkasteltu korkeiden asuinrakennusten suunnitteluun vaikuttavat suunnitteluperusteet: rakennusten suunnittelutehtävien vaativuusluokat, vaaditut suunnittelijapätevyudet sekä rakennuksen käyttöiän-, luotettavuuden- ja seuraamusluokan huomioon ottaminen mitoituksessa.</p> <p>Mitoitusosassa on käsitelty rajatilatarkasteluissa murto-, käyttö- ja onnettomuusrajatilanteissa mitoitettavat tapaukset. Määrittäviksi mitoitustapauksiksi korkeissa rakennuksissa voivat muodostua stabiliteettitarkastelut, taipumat, värähtelyt sekä tuulen vaikutukset. Rakennuksen stabiiliuteen vaikutetaan jäykistyksellä. Jäykistysosassa käydään läpi erilaiset jäykistysjärjestelmät ja niiden soveltuvuus korkeisiin rakennuksiin.</p> <p>Opinnäytetyössä tarkastellaan tuulikuorman vaikutusta mitoitukseen käyttörajatiloissa. Tuuli voi aiheuttaa rakennuksille haitallisia värähtelyitä. Tuulen aiheuttamaan kuormitukseen vaikuttaa rakennuksen sijainti, maastoluokka ja muut maaston- ja ympäristön muodot. Ympäriällä olevat rakennukset voivat myös ohjata tuulen käyttäytymistä.</p> <p>Toisen kertaluokan rasitukset syntyvät vaakakuormien, rakenteen muodonmuutosten ja kuormien epäkeskisyyksien vaikutuksesta. Kuormituksien vaikutukset kertautuvat ja samalla rasitukset kasvavat. Rakenteet mitoitetaan toisen kertaluvun rasituksille epälineaariseen analyysiin perustuvalla yleisellä menetelmällä, nimellisjäykkyyteen- tai nimelliseen kaarevuuteen perustuvalla menetelmällä.</p> <p>Opinnäytetyön tutkimus- ja mitoitusohje perustuu eurokoodeihin, ympäristöministeriön ohjeistuksiin, Suomen maankäyttö- ja rakennuslakiin sekä muihin yleisesti käytettyihin standardeihin ja julkaisuihin. Esimerkkikohteesta esitetyt tiedot sisältäen tietomallinnuksen perustuvat kohteesta tilaajalta saatuihin asiakirjoihin ja suunnittelijoiden haastatteluihin.</p>		
Asiasanat		
Korkeat rakennukset, jäykistys, korkeiden rakennusten mitoitus		

Author	Degree	Time
Mira Martimo	Bachelor of Engineering	January 2020
Thesis title Bracing of high-rise residential buildings		91 pages 1 appendix
Commissioned by Sitowise Oy		
Supervisor Jani Pitkänen and Juha Karvonen		
<p data-bbox="150 723 284 757">Abstract</p> <p data-bbox="150 797 1417 904">In Finland, constructed buildings are constantly higher, for example the first skyscraper is coordinated to Pasila in Helsinki. The thesis is intended to be an assembly for designing the bracings for residential high-rise buildings.</p> <p data-bbox="150 945 1445 1160">Special characteristics of high-rise buildings for designing and dimensioning: requirements, forces and their impact on the buildings are researched in the thesis. Information modelling and designing are examined based on an example project. The thesis includes studies based on designing; The observing competence classification of designing assignments, required validities of designers, durability, reliability and rating of consequences in dimensioning of High-rise buildings.</p> <p data-bbox="150 1200 1453 1379">The dimensioning chapter has examination of dimensioning cases of ultimate, serviceability - and accident limit state in limit state analysis. Determining cases of dimensioning can be the consideration of stability, bendings, vibrations and impacts of wind. Stability of a building can be affected by bracing. The chapter of bracing includes the options of bracing systems and their suitability for high-rise buildings.</p> <p data-bbox="150 1420 1417 1599">The thesis examines wind loads affects on dimensioning in the serviceability limit state. Wind can cause detrimental vibrations for constructions. Wind loads are affected by location of the building, terrain class and other shapes of terrain and environment. Other buildings nearby can also affect the behavior of the wind.</p> <p data-bbox="150 1639 1426 1818">Second- order stresses are created by horizontal load, deformation and Impact of loads eccentricities on the position. Effects of loads multiply and stresses increase. Structures are dimensioned for second- order stresses by the general method based on non-linear analysis, the methods which are based on nominal rigidity or nominal curvature.</p> <p data-bbox="150 1859 1430 2007">The studies and instructions for dimensioning are based on Eurocodes, the specifications of the ministry of environment, the law of land use and construction, and other generally used standards and publications. Information of the example project, including information modelling is based on building project owner's documents and designer's interviews.</p>		
<p data-bbox="150 2007 304 2040">Keywords</p> <p data-bbox="150 2040 1031 2074">High-rise buildings, braising, dimensioning a high-rise building</p>		

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	6
2	KORKEAT RAKENNUKSET	11
2.1	Tyypilliset piirteet.....	14
3	SUUNNITTELU	14
3.1	Suunnitteluperusteet.....	15
4	MITOITUS JA RAJATILATARKASTELOT	17
4.1	Kuormat	18
4.2	Murtorajatilat	19
4.3	Käyttörajatilat	20
4.4	Onnettomuusrajatilat.....	22
5	JÄYKISTYS	23
5.1	Mastojäykistys	26
5.2	Kehäjäykistys.....	28
5.3	Levyjäykistys.....	28
5.4	Ristikkojäykistys.....	29
5.5	Yhdistelmäjäykistys	30
6	TUULEN VAIKUTUKSIEN LASKEMINEN KÄYTTÖRAJATILASSA.....	32
6.1	Rakenteen kiihtyvyyden mitoitus	32
7	MITTAEPÄTARKKUUDET	52
8	TOISEN KERTALUVUN RASITUKSET	55
8.1	Yleinen menetelmä	56
8.2	Nimellisjäykkyyteen perustuva menetelmä.....	65
8.3	Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä.....	68
8.4	Toisen kertaluvun rasitusten mitoitus sauvoille	75
8.5	Toisen kertaluvun rasitusten mitoitus rakennuksille	78
9	AS OY ESPOON NIITTYHUIPPU	79
9.1	Jäykistykseen mitoitus.....	80

10 POHDINTA.....	82
LÄHTEET.....	86
KUVALUETTELO.....	89
TAULUKKOLUETTELO.....	91
LIITE	

Liite 1. Taulukko 10. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet taulukko

1 JOHDANTO

Suomessa rakennetaan jatkuvasti uusia, entistäkin korkeampia taloja. Korkeiden rakennusten määrä on kasvanut tasaisesti 2010-luvulla, ja pian Suomeen kohoaa useampiakin pilvenpiirtäjiä.

Tilastokeskuksen mukaan vuonna 2010 asumiskäytössä olleita tornitaloja on ollut hieman päälle 40. Määrä on noussut tasaisesti vuosien aikana ja vuonna 2017 rakennuksia oli jo 59.

Tällä hetkellä Suomen korkeimman asuinrakennuksen titteliä pitää Helsingin Kalasatamassa sijaitseva SRV:n rakentama REDIn Majakka. Rakennus valmistui joulukuussa 2019. Siinä on 35 kerrosta ja se on 134 metriä korkea. Alueelle on tarkoitus rakentaa vielä seitsemän muuta korkeaa rakennusta. (SRV 2019.)



Kuva 1. Helsingin REDIn Majakka (SRV 2019)

Vuonna 2017 valmistunut Asunto Oy Espoon Niittyhuippu on yksi Suomen korkeimmista asuinrakennuksista. Niittyhuipussa on 24 kerrosta sekä kaksi kellarikerrosta. Rakennuksen rakennesuunnittelun on tehnyt Wise Group Finland Oy, nyk. Sitowise Oy.



Kuva 2. Niittyhuippu (Lumon 2017)

Suomen ensimmäinen, tiukemmillaakin kriteereillä hyväksyttävä pilvenpiirtäjä on suunnitteilla Keski-Pasilaan. Rakennus on YIT:n ja Arkkitehtitoimisto Lahdelma & Mahlamäki Oy:n Trigoni, voittajaehdotus Helsinki high-rise-kilpailuun. Rakennuksella on korkeutta jopa 180 m ja siinä on 51 kerrosta. Alueelle on tarkoitus rakentaa ensimmäisessä vaiheessa kaksi korkeaa rakennusta. Suunniteltu rakentamisen aloitusaika on vuonna 2020–2021. (Mannila 2018.)



Kuva 3. Trigoni talvella (YIT 2019)

Suomen korkeat rakennukset ovat kuitenkin matalia jopa Euroopan mittapuulla. Euroopan korkein rakennus on tällä hetkellä 426 metriä korkea. Se on 87 kerroksinen toimisto- ja liikerakennus Lakhta Center Pietarissa.



Kuva 4. Lakhta Center (kauppalehti.fi 2018)

Pohjoismaiden korkeimmassa rakennuksessa, Ruotsin Malmössä sijaitsevassa Turning Torso asuinrakennuksessa on 54 kerrosta, ja se on 190 metriä korkea. (Ahti-Virtanen 2019.)



Kuva 5. Turning torso (Junge 2011)

Maailman korkein rakennus on tällä hetkellä Arabiemiirikunnissa sijaitseva, Vuonna 2010 valmistunut Burj Khalifalta. Rakennuksella on korkeutta 828 metriä ja siinä on 160 kerrosta.

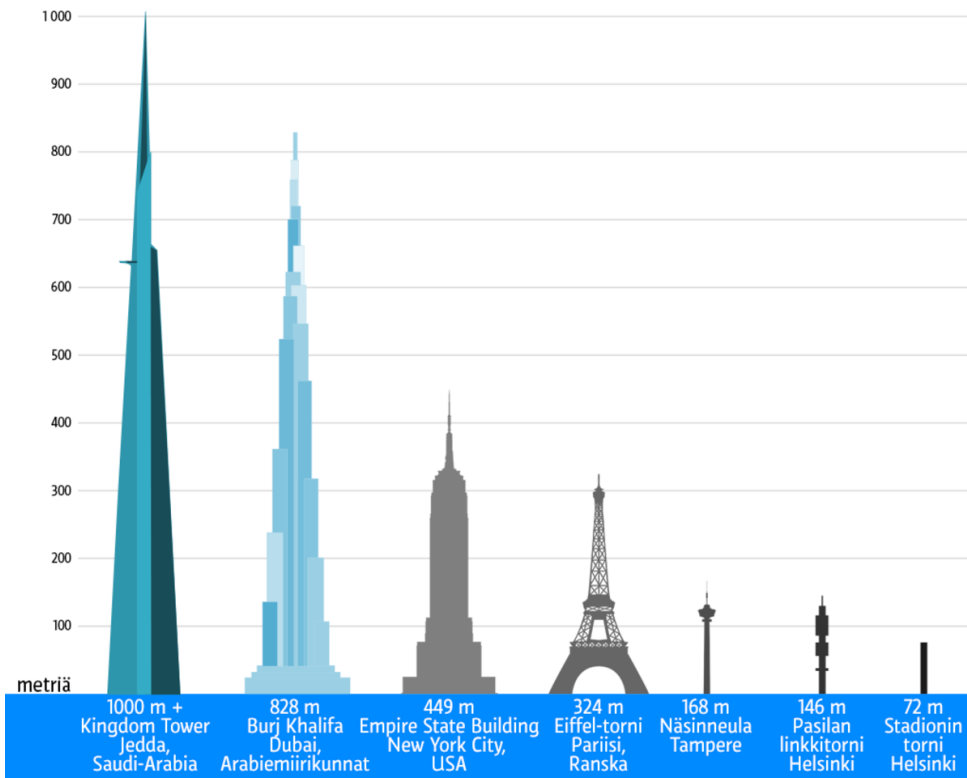


Kuva 6. Burj Khalifata (tripadvisor.fi 2010)

Maailman korkeimman rakennuksen titteli siirtyy pian. Saudi Arabian Jeddassa on rakenteilla kilometrin korkuinen Kingdom Tower, jonka arvioitu valmistumisaika on vuonna 2020. Rakennukseen on suunniteltu hotelli ja observatorio. (Takkunen 2018.)



Kuva 7. Malli Jeddha towerista (thetowerinfo.com 2018)



Kuva 8. Korkeiden rakennusten vertailu (Yle uutisgrafiikka 2014)

Tämän opinnäytetyön tarkoitus on toimia korkeiden asuinrakennusten jäykistykseen kokoelmateoksena suunnittelua varten. Opinnäytetyössä käsitellään korkeiden rakennusten jäykistykseen teoriaa sekä Sitowisen käytäntöjä jäykistykseen suunnittelussa projekteissa. Työ keskittyy betonirakenteisiin rakennuksiin, eikä sitä voi soveltaa muille materiaalityypeille. Työssä ei käsitellä jännitetyjä rakenteita.

Opinnäytetyön teoria perustuu mm. eurokoodien, ympäristöministeriön ohjeiden, maankäyttö- ja rakennuslain sekä erinäisten suunnitteluohjeiden ja rakentamisen julkaisujen tutkimukseen. Jäykistykseen suunnittelun käytäntöä tarkastellaan esimerkkikohteen As Oy Espoon Niittyhuippu-tornin avulla. Työtä varten on myös haastateltu Sitowise Oy:n kokeneita asiantuntijoita.

2 KORKEAT RAKENNUKSET

Korkeat rakennelmat ovat kiinnostaneet ihmisiä kautta-aikojen. Jo ennen ajanlaskunalkua muinaiset egyptiläiset rakensivat 147 metriä korkean Kheopsin pyramidin, joka oli korkein rakennelma lähes 4000 vuotta. (Thomson 2012.)



Kuva 9. Kheopsin pyramidi (Yle 2017)

Vasta 1300-luvulla Eurooppaan alettiin rakentamaan korkeampia rakennuksia. Eurooppaan rakennettiin useita korkeita katedraaleja. 1800-luvulla 300 metrin raja rikottiin, kun Ranskan Pariisiin rakennettiin Eiffeltorni. (Thomson 2012.)



Kuva 10. Eiffel torni (Khoul 2009)

Korkeiden talojen rakentaminen alkoi yleistyä 1900-luvulla Amerikassa. Teräspalkkitekniikan keksiminen 1920-luvulla käynnisti New Yorkissa pilvenpiirtäjien korkeuskilpailun. Vuonna 1931 valmistunut yli 373 metriä korkea Empire State Building oli aikansa korkein rakennus. (Thomson 2012.)



Kuva 11. Empire state building (bigbustours 2018)

Määritelmää korkealle rakennukselle, sen korkeudelle tai kerrosmäärälle ei ole määritelty yksiselitteisesti. Lukemat vaihtelevat kaupunkien välillä useilla kerroksilla. Helsingin kaupungin korkean rakentamisen –ohjekorteissa (2018) korkeaksi rakennukseksi määritellään rakennus, jossa on yli 16 kerrosta.

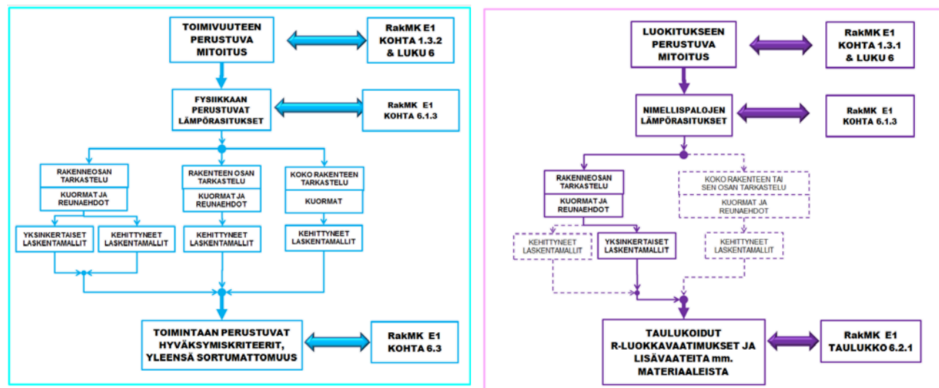
Espoon kaupunkisuunnitteluosasto määrittelee korkeaksi rakennukseksi rakennuksen, jossa on yli 12 kerrosta ja sen korkeus on yli 35 m. Myös muut rakennukset, joiden kokonaiskorkeus ylittää 35 m lasketaan korkeiksi rakennuksiksi, vaikka kerrosmäärä olisi alle 12. (Halttunen & Stadius 2013.)

Jyväskylän kaupunki (2019) määritteli korkean rakentamisen nykyistä rakennuskantaa ainakin kerrosta korkeampina rakennuksina, tilatessaan visiosuunnitelmaa korkeasta rakentamisesta keskusta-alueelle. Visiosuunnitelmat on tehty alkuvuodesta 2019.

Council on tall buildings and urban habitant (CTBUH) (2019) määrittelee korkean rakennuksen korkeudeksi 14 kerrosta eli yli 50 metriä, mutta täsmentää korkeuden olevan huono määritelmä korkeille rakennuksille. Rakennuksen ympäristö ja -hoikkuus sekä muiden rakennusten korkeus vaikuttavat korkeuden vaikutelmaan.

Myös pilvenpiirtäjän korkeuden määritelmä vaihtelee suuresti. Korkeus määritellään yleisesti 100–150 metriin. Tuulimallinnuksia tarjoavan yhtiön, Ingrid Cloudin artikkelissa (2019) Sebastian Densand määrittelee pilvenpiirtäjän korkeudeksi 150 m.

Yli kahdeksankerroksisia puurakenteisia rakennuksia ei pystytä mitoittamaan suoraan taulukkomitoituksella, sillä puurunkoiset rakennukset kuuluvat menetelmässä paloluokkaan P2 (E1 Suomen rakentamismääräyskokoelma 2011, 11). Korkeat puurakennukset mitoitetaan vuonna 1997 käyttöönotetulla toiminnallisella mitoituksella. Mitoitus perustuu oletettuun palonkehitykseen ja riskianalyysiin (Puuinfo 2015, 1-3).



Kuva 12. Kantavien rakenteiden palonkestävyyden mitoittaminen rakennusmääräyskokoelman osan E1 ja Eurocode-standardien mukaan. (Puuinfo 2015, 2)

Vuonna 2019 Joensuuhun rakennettiin 14-kerroksinen puurakenteinen kerrostalo, Lighthouse. Se on Suomen korkein puurakenteinen rakennus. Talon pystyrakenteet on rakennettu LVL-levyistä ja vaakarakenteet CLT-levyistä. Rakennus on jäykistetty jänneteräksisillä kiristystangoilla. (Kortelainen 2019.)



Kuva 13. Joensuun puukerrostalo, Lighthouse (Arcadia Oy Arkkitehtitoimisto 2018)

2.1 Tyypilliset piirteet

Korkean rakennuksen tyypillisiin piirteisiin kuuluvat suurempi rakennuksen korkeuden ja leveyden suhde, eli hoikkuus ja suurien tuulikuormien aiheuttamat rasitukset. Korkeuden kasvaessa rakennuksen omapaino kasvaa. Mahdollinen rakenteiden vinous, epäkeskisyys ja perustusten epätasainen painuma aiheuttavat rakennukseen lisävaakavoiman. Rakennuksissa voi esiintyä myös toisen kertaluvun rasituksia. Massan jakautuminen vaikuttaa rakennuksen mitoitukseen.

Tuulikuormat ja sen dynaamiset vaikutukset muodostavat korkeiden rakennusten suunnittelulle tiukat kriteerit. Rakenteita suunnitellessa on otettava huomioon tuulikuorman aiheuttama värähtely ja haitallinen kiihtyvyys. Mitoituksessa on tehtävä dynaamiset tarkastelut ja laskettava rakennuksen ominaistaajuus. (Korkeat rakennukset 2010,1.)

3 SUUNNITTELU

Suomessa rakennusten suunnittelua ohjataan eurokoodin standardeilla ja kansallisilla liitteillä, maankäyttö- ja rakennuslailla sekä ympäristöministeriön asetuksilla.

Korkeille rakennuksille ja niiden suunnittelijoille on määritelty tarkat vaatimukset maankäyttö- ja rakennuslaissa sekä ympäristöministeriön ohjeissa. Pätevyudet vaativat riittävän koulutuksen ja -työkokemuksen. Viranomaiset tarkastavat pätevyudet kohdekohtaisesti suunnittelijan koulutuksen perusteella. Korkeiden rakennusten vastaavalla suunnittelijalla pitää olla korkeimman tason pätevyys, eli pätevyysluokka poikkeuksellisen vaativa.

Korkeiden rakennusten suunnittelussa tulee ottaa huomioon erityisesti rakennuksen stabiiliteetti, tuulen vaikutukset sekä palomääräykset. Suunnitelmat vaativat myös ulkopuolisen tarkastuksen vaativuutensa ja onnettomuustilanteiden vakavuuden vuoksi. (MKrak 150d §.)

3.1 Suunnitteluperusteet

Rakennus on suunniteltava eurokoodin kansallisten standardien mukaan siten, että se on riittävän kestävä sekä käyttökelpoinen ja säilyvä. Koko suunnitellun käyttöikänsä ajan rakennuksen on kestävä siihen vaikuttavat kuormat ja niiden vaikutukset. Rakenteiden on kestävä tarpeeksi kauan palo- tai muussa onnettomuustilanteessa. (SFS-EN 1990+A1+AC 2006, 44-45.)

Kantavien rakenteiden suunnittelun ja mitoituksen tulee perustua mekaniikan perussääntöihin ja yleisiin suunnitteluperusteisiin, ohjeisiin ja asetuksiin. (MKrak 117a §.)

3.1.1 Käyttöikä ja säilyvyys

Rakennuksen käyttöikä määritellään suunnitteluvaiheessa. Eurokoodissa (2006) käyttöikä on jaettu 5 luokkaan. Rakennukset kuuluvat tavallisesti 4. luokkaan, jossa käyttöikä on 50 vuotta. Erityiset ”monumentaaliset rakennukset” kuuluvat 5. luokkaan, jossa käyttöikä on 100 vuotta.

Rakennuksen säilyvyyden takaamiseksi on otettava huomioon rakennuksen käyttötarkoitus, rakennuspaikka ja olosuhteet, joilla rakennukselle määritellään rasitusluokka. Rasitusluokalla määritellään vaatimukset rakennusmateriaaleille ja betonipeitteiden paksuuksille. (SFS-EN 1990+A1+AC 2006, 48-50.)

3.1.2 Luotettavuus ja seuraamusluokka

Rakennuksen luotettavuutta arvioidaan rakenteiden kestävyysasteen suhteen. Luotettavuustaso määräytyy mitoittavan rajatilan syyn ja vaurioiden seurauksien kautta. Luotettavuustaso voidaan määrittää joko koko rakenteelle tai vain osalle siitä. (SFS-EN 1990+A1+AC 2006, 46.)

Suunnittelussa on otettava huomioon seuraamusluokka, joka määräytyy rakennuksen onnettomuustilanteessa aiheutuvan vakavuuden mukaan. Seuraamusluokka voidaan määrittää erikseen rakenneosille tai koko rakennuk-

selle. Seuraamusluokalla määritetään mitoituksessa käytettävät kuormaker-
toimet. Seuraamusluokan vakavuus määräytyy rakennuksen käyttäjämääri-
en, kerrosten ja ympäristön mukaan. Seuraamusluokat ovat CC1, CC2 ja
CC3 matalimmasta korkeimpaan. (Betonirakenteiden oppikirja 2013, 23.)

Korkeiden rakennusten seuraamusluokka on aina CC3. Korkeimpaan seu-
raamusluokkaan kuuluvat kaikki yli 8-kerroksisten rakennusten kantavat -
sekä jäykistävät rakenteet.

3.1.3 Vaativuusluokat

Suomen ympäristöministeriön maankäyttö ja rakennuslaki sekä sen tueksi
laaditut asetukset ohjaavat rakentamista Suomessa. Ympäristöministeriön
ohjeessa rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista (2015) on
määritelty erikseen rakennus-, kantavien rakenteiden ja pohjarakenteiden
suunnittelutehtävien vaativuusluokat.

Tehtävien vaativuuteen vaikuttavat rakennuksen korkeus, kuormitukset, ark-
kitehtoniset ominaisuudet sekä rakennuspaikka ja sen ympäristö. Korkeat
asuinrakennukset kuuluvat vaativaan tai useissa tapauksissa jopa poikkeuk-
sellisen vaativaan suunnitteluluokitukseen.

3.1.4 Vaativa rakennussuunnittelutehtävä

Vaativiin rakennussuunnittelutehtäviin kuuluvat pääasiassa yli kaksi kerrosta
korkeat rakennukset. Kantavien- sekä jäykistävien rakenteiden suunnittelun
vaatimukset poikkeavat rakennusmateriaalin mukaan.

Betoni-, teräs- ja liittorakenteiset rakennukset kuuluvat vaativaan kantavien
rakenteiden suunnitteluluokkaan, jos niiden kerrosmäärä on kolmen ja kah-
dentoista väliltä.

Alle kolme kerroksisten rakennusten jäykistävät rakenteet kuuluvat vaativaan
suunnitteluluokkaan, jos rakennuksen kerrosala on yli 300 m² tai kantavien-
rakenteiden jänneväli ylittää 6 m.

Tavalliset elementit, sekä muut kantavat jännitetyt rakenteet kuuluvat vaati-
vaan suunnitteluun. (Ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnitteluteh-
tävien vaativuusluokista 2015.)

3.1.5 Poikkeuksellisen vaativa rakennussuunnittelutehtävä

Poikkeuksellisen vaativiin rakennussuunnittelutehtäviin kuuluvat yli 16 ker-
roksiset rakennukset.

Poikkeuksellisen vaativaan kantavien rakenteiden luokkaan kuuluvat yli 12
kerroksiset betoni-, teräs- tai liittorakenteiset rakennukset. Luokkaan kuulu-
vat myös erityiset paikalla jännitettävät rakenteet. (Ympäristöministeriön ohje
rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista 2015.)

4 MITOITUS JA RAJATILATARKASTELUT

Rakenteiden mitoituksessa kuormat jaetaan ajallisen keston, alkuperän, vai-
kutuskohdan sekä toistuvuuden mukaan. Betonirakenteiden oppikirjan
(2013) mukaan kuormat luokitellaan ajan perusteella pysyviin, muuttuviin
sekä onnettomuuskuormiin. Alkuperän perusteella välillisiin ja välittömiin,
vaikutuskohdan ja vaihtelun perusteella kiinteiksi ja liikkuviksi.

Rakenteita mitoittaessa rakennuksesta tulee tarkastaa murtorajatilat, käyttö-
rajatilat sekä onnettomuusrajatilat. Mitoitustilanteet luokitellaan vallitseviksi,
tilapäisiksi ja onnettomuustilanteiksi.

Mitoituksessa käytetään aina osavarmuuslukuja, joilla varmistetaan hyvin
pieni todennäköisyys rajatilojen ylitykseen käyttöiän aikana. Murtorajatila tar-
kasteluissa varmuusluvut ovat suurempia kuin käyttörajatiloissa.

Mitoituksissa yhdistellään samaan aikaan vaikuttavat kuormien vaikutukset
käyttäen pienennyskertoimia. Kuormayhdistelmistä valitaan vaarallisin yhdis-
telmä ja mitoitetään rakenne sen perusteella. (Betonirakenteiden oppikirja
2013, 20-21.)

4.1 Kuormat

Rakennuksen kuormat ja ympäristön vaikutukset on eritelty eurokoodin rakenteiden suunnitteluperusteet (2006) osassa sekä eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat, osa 1-1 (2002).

Pysyvät kuormat muodostuvat rakenteiden omista painosta sekä kiinteistä laitteista, kuten hisseistä. Kuormat eivät muutu merkityksellisesti tarkastelujakson aikana.

Muuttuvat kuormat muodostuvat rakennuksen välipohjiin, palkkeihin ja vesikattoon vaikuttavista hyötykuormista sekä lumi- ja tuulikuormista. Korkeissa rakennuksissa tuulikuormat ja niiden dynaamiset vaikutukset ovat merkittäviä.

Hyötykuormat syntyvät rakennuksen normaalista käytöstä. Kuormiin kuuluvat rakennusten käyttäjät, huonekalut, varastoitavat tavarat ja ajoneuvot. Kuormat voivat vaikuttaa yhtä aikaa muiden muuttuvien kuormien kanssa.

Hyötykuormien minimiarvot välipohjille, parvekkeille ja portaille on taulukoitu Eurokoodin rakenteiden kuormat osassa 1-1:

Taulukko 1. Vaakarakenteiden minimihyötykuormat. (SFS-EN 1991-1-1+AC 2002, 30)

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Luokka A		
— Välipohjat	1,5... <u>2,0</u>	<u>2,0</u> ...3,0
— Portaat	<u>2,0</u> ...4,0	<u>2,0</u> ...4,0
— Parvekkeet	<u>2,5</u> ...4,0	<u>2,0</u> ...3,0
Luokka B	2,0... <u>3,0</u>	1,5... <u>4,5</u>
Luokka C		
— C1	2,0... <u>3,0</u>	3,0... <u>4,0</u>
— C2	3,0... <u>4,0</u>	2,5...7,0 (<u>4,0</u>)
— C3	3,0... <u>5,0</u>	<u>4,0</u> ...7,0
— C4	4,5... <u>5,0</u>	3,5... <u>7,0</u>
— C5	<u>5,0</u> ...7,5	3,5... <u>4,5</u>
Luokka D		
— D1	<u>4,0</u> ...5,0	3,5...7,0 (<u>4,0</u>)
— D2	4,0... <u>5,0</u>	3,5... <u>7,0</u>

Onnettomuuskuormat aiheutuvat esimerkiksi tulipalosta, räjähdyksistä tai ajoneuvojen törmäyksistä. Lumikuorma voidaan laskea onnettomuuskuormaksi.

4.2 Murtorajatilat

Murtorajatiloiissa mitoitetaan rakenteiden varmuutta ja rakennuksen turvallisuutta. Mitoituksessa tutkitaan rakenteen riittävä kestävyys mitoituskuormien suhteen. Käytettävät varmuusluvut ovat suurempia kuin yksi.

Murtorajatila syntyy, kun rakennetta ei voida kuormittaa enempää luotettavasti. Silloin rakenteeseen syntyy murtumia, siirtymiä, se sortuu tai muuttuu mekanismiksi. Mitoituksessa tarkastellaan myös rakenteen väsyminen ja muu ajasta riippuva vaurioituminen.

Murtorajatilan aiheuttaa joko liian suuri kuormitus tai onnettomuustilanne. Murtorajatilamitoituksen tarkoituksena on varmistaa, ettei rakenne vaurioidu ennen suurta ylikuormitustilaa. (SFS-EN 1990+A1+AC 2006, 52-54.)

Betoniyhdistyksen betonirakenteiden suunnittelu -oppikirjan (2013) mukaan tyypillisiä murtorajatilajoja ovat palkkien ja laattojen taivutus sekä leikkausmurto ja pilarien nurjahdusmurto.

Murtorajatilassa betonirakenteiden mitoituksessa tulee tarkastaa eurokoodissa määritellyt rajatilat: staattisen tasapainon rajatila (EQU) sekä kestävyysrajatilat (STR). Rajatilojen yhdistelykertoimet on taulukoitu betonirakenteiden suunnittelun oppikirjassa:

Taulukko 2. Kuormien yhdistely murtorajatilassa. (Suomen Betoni yhdistys 2013, 25)

Kuormitus yhdistelmä	Kuormien kertoimet		
	Pysyvä	1. muuttuva	2.muuttuva
EQU	$1,10 K_{FI}$ tai $0,90$	$1,5 K_{FI}$	$1,5 K_{FI} \psi_0$
STR 1	$1,15 K_{FI}$ tai $0,90$	$1,5 K_{FI}$	$1,5 K_{FI} \psi_0$
STR 2	$1,35 K_{FI}$	0	0

Taulukossa esitetty parametri K_{FI} = seuraamusluokan mukaan valittava kuormakerroin. Korkeissa rakennuksissa K_{FI} on 1,1.

Ψ yhdistelykertoimen arvot löytyvät taulukoituna eurokoodin suunnittelupe-
rusteet osasta:

Taulukko 3. Ψ - kertoimien arvot. (SFS 1990+A1+AC 2011, 86)

Kuorma	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (ks. EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,6
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN < ajoneuvon paino ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Rakennusten lumikuormat (ks. EN 1991-1-3) ¹⁾			
Suomi, Islanti, Norja, Ruotsi	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H > 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H \leq 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,50	0,20	0
Rakennusten tuulikuormat (ks. EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (ks. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
HUOM. Kertoimien ψ arvot voidaan määrittellä kansallisessa liitteessä. ¹⁾ Mikäli maata ei ole mainittu, kyseiset paikalliset olosuhteet selvitetään erikseen.			

Jäykistystä mitoittaessa murtorajatilassa on tarkastettava kappaleen tai sen osan tasapainon menetys, siirtymät, rakenteiden muuttuminen mekanismiksi, stabiiliuden menetys, ajasta riippuvat vauriot, kuten väsyminen ja rakennuk-
sen staattinen tasapaino. (Betoniteollisuus ry 2010, 7.)

4.3 Käyttörajatilat

Käyttörajatilissa mitoitetaan rakenteita normaalin käytön ylärajalla. Käyttöra-
jatilat liittyvät rakennuksen käytön mukavuuteen, rakennuksen ulkonäköön,
pitkäaikaiskestävyyteen ja normaalikäyttöön. Käyttörajatilat luokitellaan pa-
lautuviksi ja palautumattomiksi. Mitoituksessa käytetään rakenteen ominais-
kuormia ja niiden yhdistelmiä. (SFS-EN 1990+A1+AC 2006, 54.)

Käyttörajatilassa on kolme kuormitusyhdistelmää: ominaisyhdistelmä, tavalli-
nen yhdistelmä ja pitkäaikaisyhdistelmä. Käytettävä yhdistelmä määräytyy
mitoitettavan rajatilan perusteella.

Käyttörajatila määritellään rajoittamalla taipumia, halkeilua ja värähtelyä. Osavarmuuslukuina käytetään yleensä ykkösiä. Muuttuvien kuormien osavarmuuslukuina voidaan käyttää Ψ yhdistelykertoimen arvoja taulukosta 3. Jos rakennetta kuormitetaan rajatilaa enemmän, rakenne on ylikuormitustilassa. (Betonirakenteiden suunnittelu 2013, 30-31.)

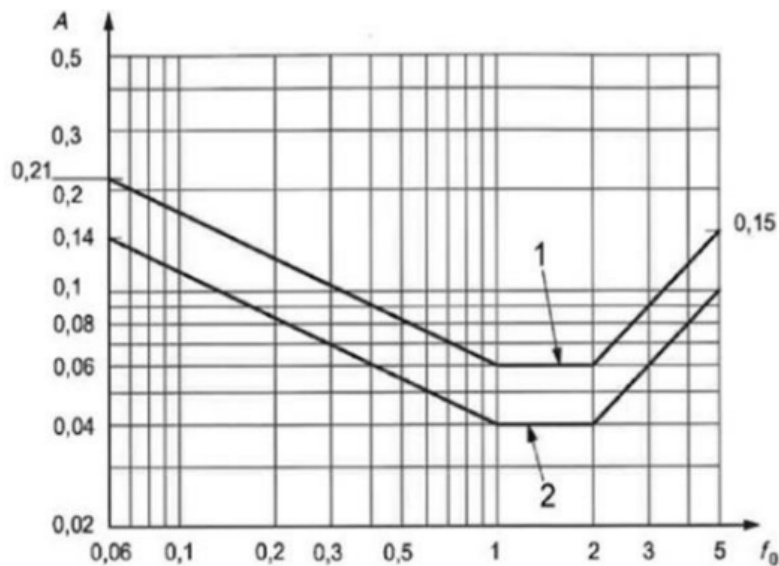
Tyypillisiä käyttörajatiloja betonirakenteiden oppikirjan mukaan ovat palkkien ja laattojen halkeamaleveys- sekä taipumarajatilat.

Korkeiden rakenteiden käyttörajatiloissa mitoitetaan rakennuksen ulkonäköön, käyttömukavuuteen ja rakenteen toimivuuteen vaikuttavia siirtymiä, tuulikuormien aiheuttamaa kiihtyvyyttä sekä värähtelyitä ja muita vaurioita. Mitoituksessa rajoitetaan rakenteisiin vaikuttavia jännityksiä, taipumia ja halkeamaleveyttä. (Elementtisuunnittelu.fi 2010.)

Värähtely ja rakenteen taipuma saattavat muodostua korkean rakenteen mitoittaviksi tekijöiksi. Eurokoodista ei löydy suoraan raja-arvoa korkeiden rakennusten kiihtyvyydelle tai värähtelylle, joten jokaisen rakenteen kelpoisuus on arvioitava tapauskohtaisesti taipuman, värähtelyn ja vaakasiirtymän suhteen. Ihmiset havaitsevat liian suuren värähtelyn epämiellyttävänä. Värähtelyn raja-arvon kriteeriksi on määritelty ihmisten epämukavuustekijät sekä rakenteen toimivuus ja käyttöön soveltuvuus. (SFS 1990+A1+AC 2002, 54.)

Suomessa yleisesti käytetty raja-arvo korkean asuinrakennuksen taipumalle on $h/400$ – $h/700$, missä h = rakennuksen korkeus perustuksista vesikattoon. Alustavassa suunnittelussa raja-arvona voidaan käyttää $h/500$ kerran 50 v. tapahtuvalle tuulen vaikutukselle muut vaakakuormat huomioiden. Lisäksi kerrosvälin raja-arvona tulee käyttää $h_1/400$, missä h_1 = kerroskorkeus. (Ala-Ojala 2013, 16.) Vaakasiirtymät tarkastetaan aina tapauskohtaisesti.

Kiihtyvyyden raja-arvot mukavuustekijöiden kannalta toimisto- ja asuinrakennuksille on annettu kuvaajana ISO 10137 -standardissa.



Kuva 14 Kiihtyvyyden raja-arvot. (ISO 10137:2007(E) 2007)

missä:

1	Toimistorakennus
2	Asuinrakennus
A	Kiihtyvyyden huippuarvo (m/s ²)
f ₀	Alin ominaistajuus sivusuuntaisessa vääntövärtelyssä (Hz)

Mukavuustarkastelu vaatii rakennuksen dynaamisten ominaisuuksien laskentaa. Värähtely- ja kiihtyvyydeltä tarkastelut perustuvat tuulen vaikutusten mitoitukseen.

4.4 Onnettomuusrajatilat

Rajatiloissa lasketaan rakenteen kestävyttä onnettomuus tilanteessa. Rakennus mitoitetaan kestäväksi sen yksittäisen rakenneosan vaurio niin, ettei se aiheuta koko rakennuksen- tai sen merkittävän osan sortumista. (RakMK, ympäristöministeriön asetus 10/16.)

Onnettomuusrajatilat mitoitetaan Eurokoodi 1 osan 1-7: Onnettomuuskuormat (2007) mukaan. Rajatilalla voidaan mitoittaa rakenteiden kestävyttä palo-, räjähdys-, maanjäristys- tai törmäystilanteessa.

Onnettomuusrajatilamitoituksessa lasketaan usein palotilanteen aikaista rakenteen kestoja. Mitoituksella varmistetaan rakenteen riittävä palonkestoaja. Palomitoituksen rajatila eroaa murtorajatilamitoituksesta lämmön rakenteisiin aiheuttamalla lujuus- ja toimivuusmuutoksilla.

Käytännössä onnettomuusrajatilanteen mitoituksessa rakennus mitoitetaan poistamalla yksi kantava rakenneosaj, joka aiheuttaa siirtymän ja kuormien siirtymisen viereisille rakenteille. Rakenteet mitoitetaan kestämaan uusi kuormitus. Kantavan rakenteen vaurioituminen ei saa aiheuttaa jatkuvaa sortumaa.

5 JÄYKISTYS

Jäykistyksellä taataan rakennuksen rungon riittävä vaaka stabiliteetti. Rakennuksen pysty- ja vaakakuormien rasitukset siirretään rakenteesta toiseen ja ohjataan lopulta perustuksien kautta maapohjaan. (Leskelä & Suomen betoniyhdistys 2008, 179-180.)

Rakennuksen jäykistyksellä estetään rakenteen muodonmuutoksista aiheutuva epästabiilius. Epästabiilius voi aiheutua esimerkiksi sauvojen nurjahduksista ja levyjen lommahduksista. Ilmiötä estetään tukemalla rakenteet tarpeeksi jäykästi toisiinsa. (SFS-EN 1992-1-1 2010.)

Rakennus jäykistetään vaakasuunnassa väli- ja yläpohjilla. Välipohjat voivat olla paikallavalulaaattoja tai elementteinä valmistettuja. Pystysuunnassa jäykisteinä voivat toimia leikkausseinät, jäykistystornit ja -ristikot.

Vaakakuormien jakautumiseen jäykistysrakenteille vaikuttavat rakenteen paikka, siirtymäjäykkyys, pilareiden sijainti, seinienväliset liitokset sekä väli- ja yläpohjan liikuntasaumaj. Vaakavoimien siirtyminen ei saa aiheuttaa liian suuria muodonmuutoksia rakenteissa.

Jäykistävien rakenteiden liitokset suunnitellaan huolellisesti, sillä jäykistävien rakenneosien on toimittava yhtenäisenä rakenteena. Liitosten on pystyttävä

siirtämään leikkausvoimat vaakarakenteilta pystyrakenteille ja perustusten kautta maapohjaan. (Betoniteollisuus ry 2010, 9.)

Rakennuksen rungon voi jäykistää usealla eri tavalla. Jäykistysjärjestelmän valintaan vaikuttavat rakennuksen rakennejärjestelmä, käyttötarkoitus, muoto ja koko, jäykistysjärjestelmien hinta ja rakennuksen mahdollinen muunneltavuus. (Elementtisuunnittelu.fi 2010.)

Jäykistysjärjestelmän tulisi olla mahdollisimman symmetrinen ja sijainnin keskeinen kiertymien estämiseksi (Ala-Ojala 2013, 9).

Rakennuksen jäykkyyden riittävydestä pitää varmistua jo suunnitteluvaiheen alussa. Elementtisuunnittelun julkaisun mukaan rakennuksen riittävää jäykkyyttä voidaan arvioida kaavalla 1:

$$\sum EI \geq \frac{q' * h^3}{8} + \frac{Ph^2}{3} \quad (1)$$

jossa:

q' Rakennukseen kohdistuvat vaakakuormat muunnettuna metrikuormiksi (kN/m), kaava 2.

$$q' = b * q \quad (2)$$

b Rakennuksen leveys kohtisuorassa laskentasuuntaa kohden metreinä

q Rakennukseen vaikuttava vaakakuorma käyttörajatilassa, tuulikuorma mukaan luettuna (kN/m²)

h Rakennuksen korkeus metreinä

P Pistekuorma rakennuksen yläreunassa, käyttörajatilassa (kN)

$\sum EI$ Tarkasteltavassa suunnassa toimivien jäykistysrakenteiden taivutusjäykkyyksien summa (MN/m²)

E	Kimmokerroin (MN/m ²)
I	Jäyhyysmomentti (m ⁴), kaava 3.

Jäyhyysmomentti suorakaiteen muotoiselle poikkileikkaukselle saadaan laskettua kaavasta 3:

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad (3)$$

Joissain tapauksissa luotettavan jäykistyksen varmistamiseksi tarvitaan tuulitunnelikokeita. Kokeita tarvitaan, jos rakennuksen muoto poikkeaa suuresti laatikkomaisesta, sen ominaistaajuus on alle 1 Hz (yleensä 20 kerroksiset tai sitä korkeammat rakennukset), rakennus altistuu tärinälle tai voimakkaille tuulille maaston muodon tai ympäristön vaikutuksesta. (Ala-Ojala 2013, 10.)

Rakennuksen alin ominaistaajuus voidaan laskea eurokoodin kaavasta $n_1 = 46/h$, missä n_1 on alin ominaistaajuus (Hz) ja h rakennuksen korkeus. Kaava on tarkoitettu yli 50 m korkeille rakennuksille, mutta sillä saadaan suuntaantavia arvoja matalammillekin rakennuksille. (SFS-EN 1991-1-4 2011.) Kaava ei kuitenkaan huomioi rakennuksen jäykkyyttä, joten virhemarginaali on jopa 50% (Ala-Ojala 2013, 19).

Eurokoodissa ei ole annettu vaakasiirtymälle raja-arvoa, vaan jokainen kohde pitää tarkastella tapauskohtaisesti (Ala-Ojala 2013, 16).

Ala-Ojalan ylikorkeat rakennukset ja hybridihankkeet- rakenteelliset haasteet -ohjeistuksen (2013) mukaan asuinrakennuksissa yleisesti taloudellisin tapa on käyttää jäykistäviä seiniä rungon jäykistyksessä. Jäykistävillä seinillä rakennuksen hoikkuus saadaan pysymään pienenä sekä estettyä vedon syntymisen jäykistäviin rakenteisiin.

Rakennuksen todellista jäykkyyttä laskettaessa tulee huomioida seinien paksuuksien muutokset, aukkojen vaikutukset ja rakenteiden halkeilu, mikä tekee käsin laskemisesta hyvin työlästä (Ala-Ojala 2013,18).

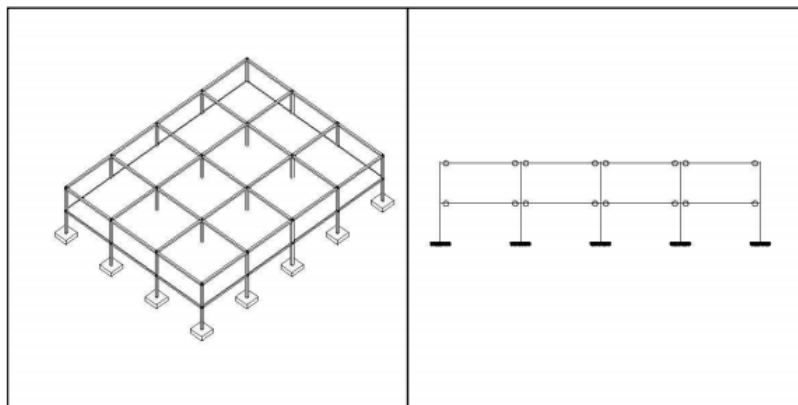
5.1 Mastojäykistys

Mastojäykistyksessä rakennuksen runko jäykistetään kiinnittämällä se alapäästään jäykästi. Vaakarakenteet siirtävät vaakavoimista syntyvät rasitukset jäykistävälle pystyrakenteille. Voimat jakautuvat rakenteille niiden jäykkyyksen suhteen. (Elementtisuunnittelu.fi 2010.)

Mastojäykistys voidaan toteuttaa mastopilareilla, -seinillä tai tornien ja kuilujen muodostamilla mastoilla (Elementtisuunnittelu.fi 2010).

5.1.1 Mastopilarijäykistys

Järjestelmän jäykistävänä osina toimivat alapäästään jäykästi perustuksiin kiinnitetyt pilarit. Vaakakuormat siirretään ulkoseinärakenteilta jäykällä tasorakenteilla pilareille. Palkkien ja pilarien liitokset toimivat nivelellisinä. (Elementtisuunnittelu.fi 2010.)



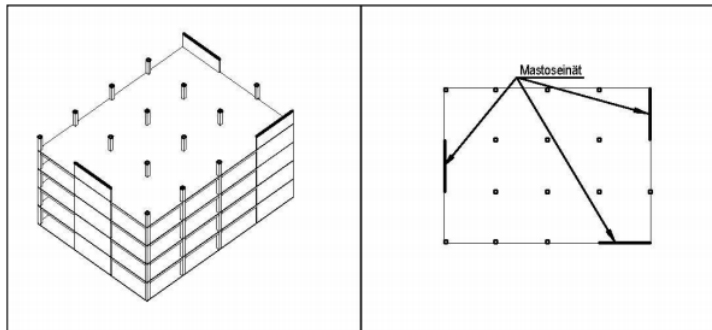
Kuva 15. Pilarijäykistysperiaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 14)

Mastopilarijäykistystä ei voi käyttää korkeiden rakennusten jäykistysjärjestelmänä. Tapa sopii mataliin 1-3 kerroksisiin maksimissaan 12 m korkeisiin rakennuksiin. (Elementtisuunnittelu.fi 2010.)

5.1.2 Mastoseinäjäykistys

Mastoseinät toimivat vertikaalisuuntaisina ulokepalkkeina, jotka kiinnitetään joko jäykästi, tai vain kulmistaan perustuksiin. Seinät sijoitetaan mahdollisimman symmetrisesti ja liitetään tasorakenteisiin siten, että ne toimivat yhtenäisenä rakenteena siirtäen normaali- ja leikkausvoimia. Seinät pyritään sijoittamaan kohtiin, jossa ne voidaan mitoittaa täysin puristettuina. Jos sei-

nään tulee vetojännityksiä, ne on saatava siirrettyä maapohjaan asti. Jäykistysjärjestelmässä muut pystyrakenteet voidaan mitoittaa nivelellisinä. Jäykistävänä seininä voidaan käyttää ulko- ja väliseiniä. (Betoniteollisuus ry 2010, 15.)

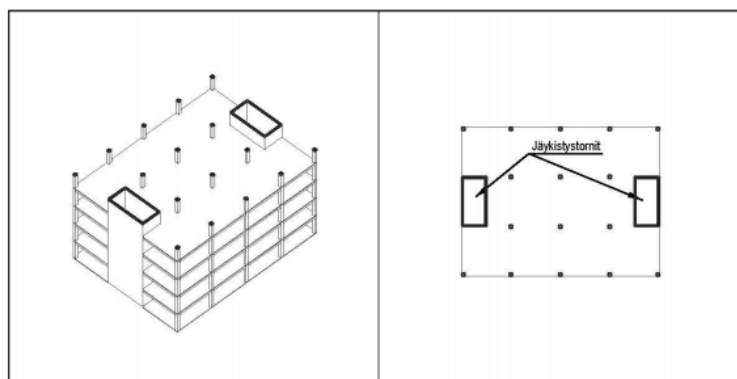


Kuva 16. Mastoseinäjäykistysperiaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 15)

Mastoseinäjäykistystä voidaan käyttää jopa 40 kerrosta korkeissa rakennuksissa ja se soveltuu erityisesti asuinrakentamiseen. Väliseinillä ja tarvittaessa ulkoseinillä toteutettu jäykistys on usein taloudellisin ja järkevin jäykistystapa asuinrakentamisessa. Jäykistyksellä saadaan pidettyä rakennuksen hoikkuus pienenä. (Ala-Ojala 2013, 8.)

5.1.3 Jäykistystornit

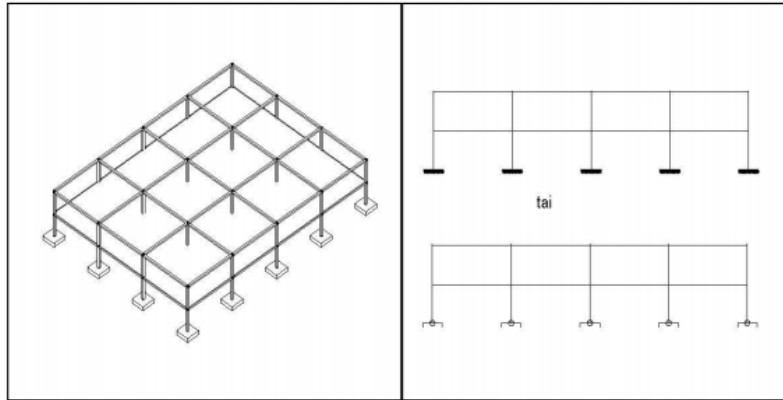
Jäykistystornit toimivat samaan tapaan kuin mastoseinät ja sopivat hyvin korkeaan rakentamiseen, sillä vaakasiirtymät on helppo rajoittaa ja tornien jäykkyys on hyvin suuri. Jäykistystornit ylettyvät rakennuksessa perustuksista vesikattoon yhtenäisenä rakenteena. Tornien seinäliitokset tulee mitoittaa leikkausvoimille, jotta seinät toimivat yhtenäisenä rakenteena. (Betoniteollisuus ry 2010, 17-18.)



Kuva 17. Jäykistystornien periaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 18)

5.2 Kehäjäykistys

Nurkistaan jäykät tai osittain jäykät kehät ottavat vaakakuorman rasituksia vastaan. Nurkissa rasitukset muuttuvat pilarien ja palkkien taivutusrasitukseksi. Pilarit kiinnitetään perustuksiin jäykästi tai osittain jäykästi. (Betoniteollisuus ry 2010, 19.)



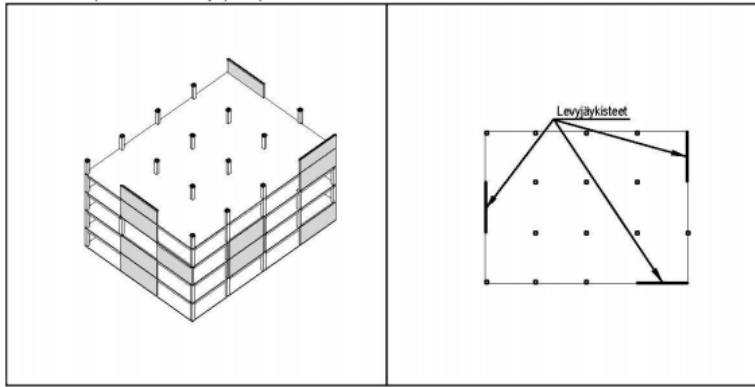
Kuva 18. Kehäjäykistysperiaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 19)

Järjestelmää voidaan käyttää yhdessä muiden jäykistysjärjestelmien kanssa, jolloin rakennus jäykistetään vain yhteen suuntaan kehillä (Betoniteollisuus ry 2010,19).

Kehäjäykistyksellä saadaan luotua suuria avoimia tiloja ja se soveltuu parhaiten 1-3 kerroksisiin rakennuksiin. Kehäjäykistystä käytetään yleisimmin teollisuusrakennuksissa. Kehien vaakasiirtymien hallinta voi olla haastavaa. (Betoniteollisuus ry 2010, 19.)

5.3 Levyjäykistys

Levyjäykistyksessä jäykistys tapahtuu levyillä, jotka sijoitetaan kantavan rungon aukkoihin. Levyt siirtävät vaakarasitukset levyjen leikkausvoimana rakenteita pitkin perustuksille. Levyjäykistys on rakenteena jäykkä, mikä vähentää sivuttaissiirtymiä. (Betoniteollisuus ry 2010 ,20.)

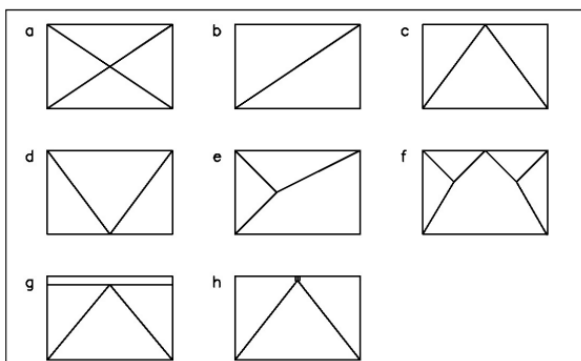


Kuva 19. Levyjäykistysperiaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 20)

Jäykistävien levyjen ei tarvitse sijaita päällekkäin kerroksissa. Jos levyt eivät ole päällekkäin, on huomioitava liitosten kestävyys vaakarakenteisiin ja voimien siirtyminen vaakarakenteita pitkin. Levyjäykistyksessä jäykistäviä rakenteita tulee olla vähintään kolme, eikä niiden akseleilla saa olla yhteistä leikkauspistettä. Jäykisteitä on oltava rungon molempiin suuntiin. Jäykistystapa soveltuu korkeille rakennuksille. (Betoniteollisuus ry 2010, 20.)

5.4 Ristikkojäykistys

Pilari-palkkirunkoinen rakennus voidaan jäykistää veto- ja/tai puristussauvojen avulla. Jäykistysristikko voidaan tehdä osaksi pystykuormia kantavaa rakennetta tai erilliseksi osaksi. Ristikkorakennetta voidaan hyödyntää väliaikaisena jäykisteenä työmaalla. Ristikkojäykistys soveltuu korkeisiin rakennuksiin. (Betoniteollisuus ry 2010, 21-23.)



Kuva 20. Erilaisia ristikkojäykistyksessä toimivia ristikkoratkaisuja (Betoniteollisuus ry 2010, 22)

Kantavan rakenteen osana toimivan ristikon mitoituksessa tulee huomioida ristikon sauvoille kantavien rakenteiden muodonmuutoksista aiheutuvat

mahdolliset lisäkuormitukset, sekä vaakakuormituksen seinille tai pilareille aiheuttamasta momentista johtuva lisänormaalivoima. (Betoniteollisuus ry 2010, 21-23.)

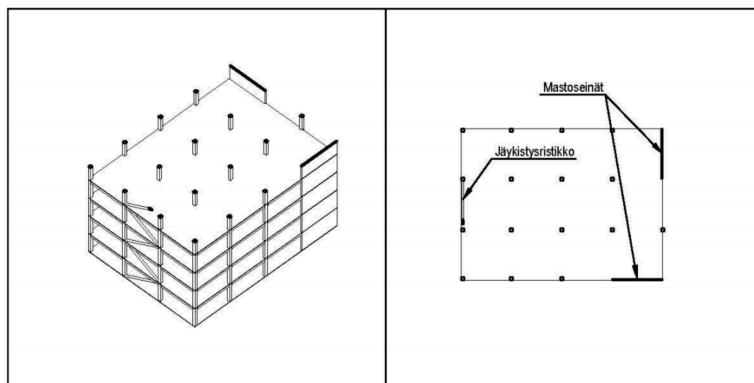
Kantavista rakenteista erillään toimiva jäykistysristikko sijoitetaan usein rakenteen ulkopuolelle. Rakenne vaatii yleensä ankkurointia vähäisten pystykuormitusten vuoksi. (Betoniteollisuus ry 2010, 21-23.)

5.5 Yhdistelmäjäykistys

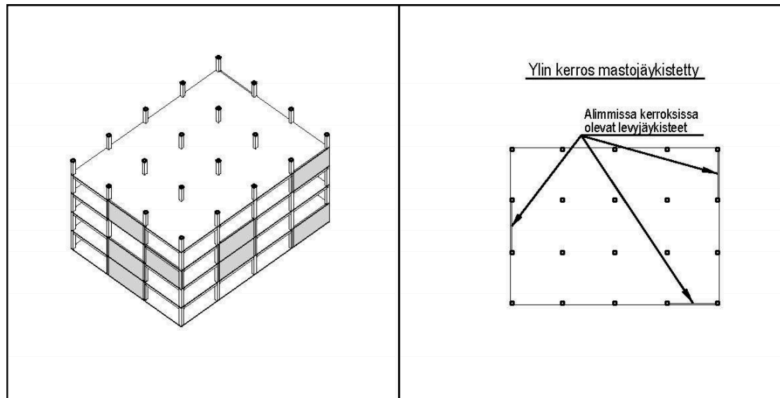
Yhdistelmäjäykistyksessä käytetään samanaikaisesti kahta tai useampaa aiemmin mainituista jäykistysjärjestelmistä rakennuksen jäykistyksessä. Jäykistysjärjestelmiä yhdistelemällä pyritään saamaan kokonaistehokkain jäykistysratkaisu ottaen huomioon rakenteelliset, taloudelliset ja työmaan käytännön asiat. Yhdistelmäjäykistys soveltuu korkeaan rakentamiseen. (Betoniteollisuus ry 2010, 23-25.)

Yhdistelmäjäykistyksessä tulee huomioida eri jäykistysjärjestelmien jäykkyydet, sillä voimat jakautuvat jäykisteiden jäykkyyksien suhteen rakenteille. Esimerkiksi mastoseinä on jäykempi kuin vastaavan korkuinen jäykistävä ristikkorakenne. Yhdistelmäjäykistyksessä mastoseinä siirtäisi suuremman osan voimista. (Betoniteollisuus ry 2010, 23-25.)

Yleisimmät jäykistysyhdistelmät ovat mastoseinä- tai kuilujäykistykseen yhdistäminen ristikkojäykistykseen sekä rakennusten alimpien kerrosten levyjäykistys yhdistettynä ylimmän kerroksen mastopilareihin. (Betoniteollisuus ry 2010, 23-25.)

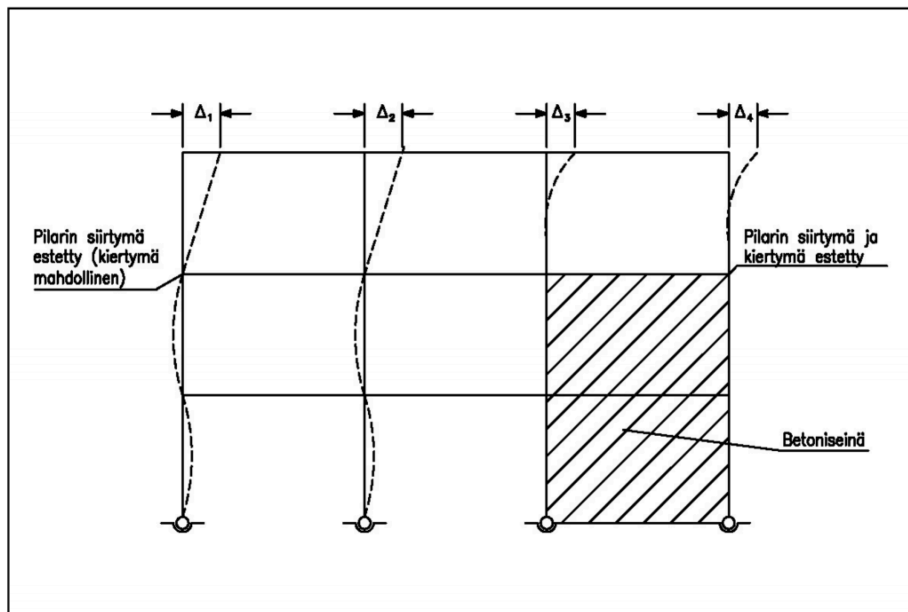


Kuva 21. Yhdistetty mastoseinä- ja ristikkojäykistys (Betoniteollisuus ry 2010, 25)



Kuva 22. Yhdistetty levy- ja mastopilarijäykistys (Betoniteollisuus ry 2010, 23)

Yhdistetyssä mastopilari- ja levyjäykistyksessä ylimmän kerroksen mastopilarin jäykkyydet vaihtelevat, vaikka pilarien poikkileikkaukset olisivat samat. Pilarin alapuolella, alempaan kerrokseen sijoitettu levyjäykiste estää pilarin kiertymän. Kohdassa, jossa alapuolella ei ole levyjäykistettä pilari pysyy kiertymään. (Betoniteollisuus ry 2010, 23-25.)



Kuva 23. Yhdistetyn levy- ja mastopilarijäykistysen toimintaperiaate. (Betoniteollisuus ry 2010, 24)

6 TUULEN VAIKUTUKSIEN LASKEMINEN KÄYTTÖRAJATILASSA

Tuulen vaikutuksia rakenteeseen mitoitetaan Eurokoodin (2011) tuulikuormat-standardin, sekä ympäristöministeriön kansallisen liitteen tarkennuksien avulla.

Tuulikuormat esitetään yksinkertaistetusti paineiden ja voimien joukkoina. Ympäristö ja maaston muodot vaikuttavat tuulen esiintymiseen ja käyttäytymiseen.

Tuulen vaikutuksista mitoitetaan mm. rakenteen kiihtyvyyden ja resonanssivaikutukset.

6.1 Rakenteen kiihtyvyyden mitoitus

Rakenteen kiihtyvyyden ominaisarvon keskihajonta $\sigma_{a,x}(z)$ voidaan laskea kaavasta 4:

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f * \rho * b * I_v(z_s) * v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} * R * K_x * \Phi_{1,x}(z) \quad (4)$$

missä:

c_f	Voimakerron tuulen vaikuttaessa rakenteen sivupintaa vastaan kohtisuoraan, lasketaan kaavasta 5.
ρ	Ilman tiheys, suositusarvo on 1,25 kg/m ³ .
b	Rakenteen leveys
$I_v(z_s)$	Tuulenpuuskien intensiteetti korkeudella $z=z_s$ maanpinnasta, saadaan kaavoista 7 ja 8.
$v_m(z_s)$	Tuulennopeuden modifioitu perusarvo korkeudella $z= z_s$. Arvoon vaikuttavat maaston rosoisuus, pinnan muodostus ja tuulennopeuden perusarvo. Arvo saadaan kaavasta 12.
z_s	Nopeuspainekorkeus, arvo riippuu rakenteen muodosta. Rakenteen muodot ja kaavat on annettu kuvassa 29. Korkeille rakennuksille käytetään kaavaa 27.

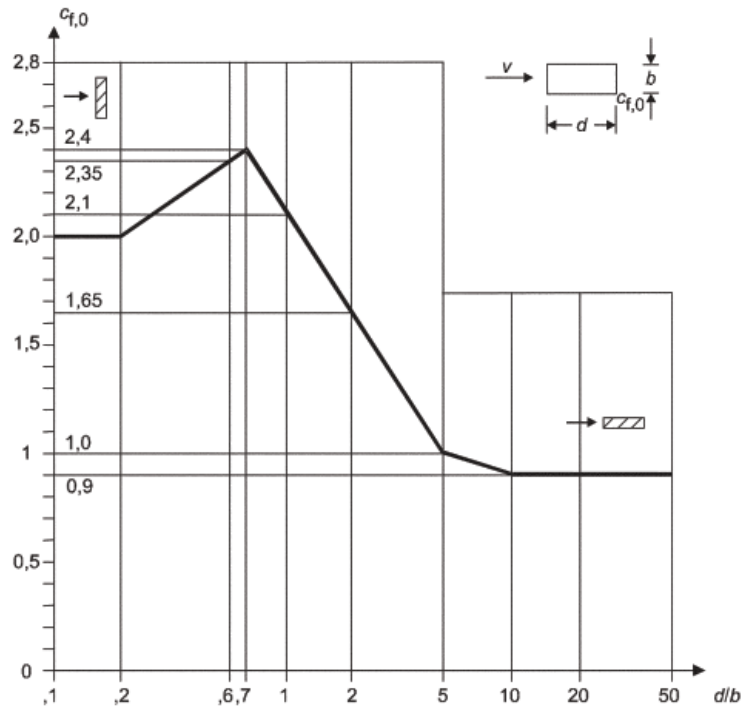
R	Resonanssivasteen vaikutusparametrin neliöjuuri. Resonanssivasteen vaikutusparametri, kaava 31.
K_x	Dimensioton kerroin, saadaan laskettua kaavasta 46.
$m_{1,x}$	Ekvivalentti massa tuulen suuntaisessa värähtelyssä alimmalla ominaistajuudella, lasketaan kaavasta 47, missä $m_e = m_{1,x}$.
$\Phi_{1,x}$	Tuulen suuntaisen värähtelyn alin ominaismuoto, jonka likiarvoina voidaan käyttää kaavaa 45.

Poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisille rakennus osille voimakerroin c_f määritetään kaavasta 5:

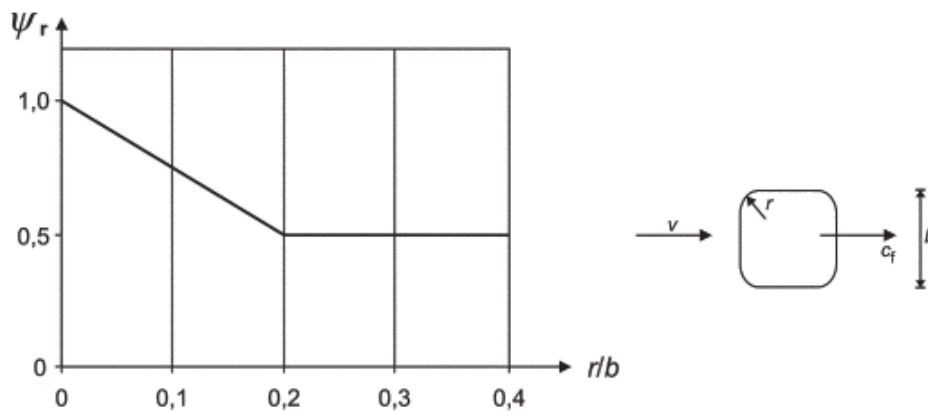
$$c_{f,0} * \Psi_r * \Psi_\lambda \quad (5)$$

jossa:

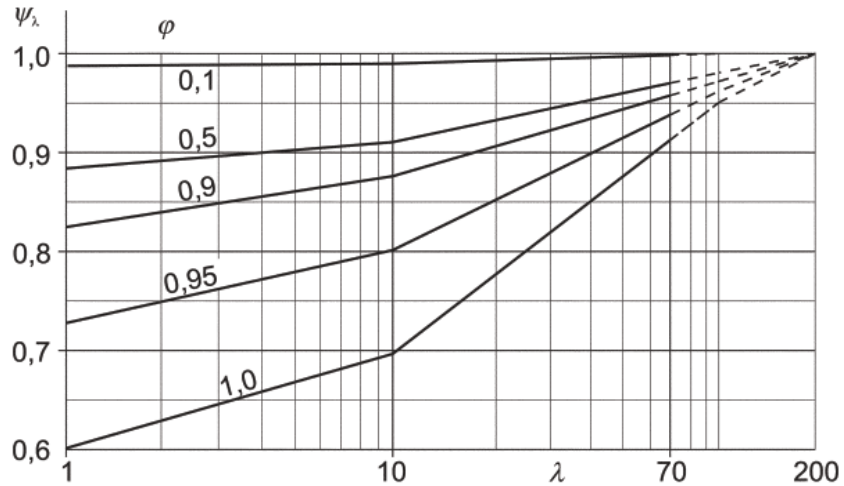
$c_{f,0}$	Teräväsärmäisen poikkileikkauksen voimakerroin, kun vapaan pään ohittava virtaus jätetään huomiotta. Voimakerroin saadaan kuvan 24. käyrästä rakenteen mittojen suhteessa.
Ψ_r	Pyöreäsärmäisen neliöpoikkileikkauksen pienennyskerroin, jonka arvo riippuu Reynoldsin luvusta. Arvo saadaan kuvasta 25. kulmapyörityksen säteen ja poikkileikkauksen sivun pituuden suhteen. Jos rakenneosa ei ole pyöreäsärmäinen, käytetään arvoa $\Psi_r = 1,0$.
Ψ_λ	Rakenneosan päätevaikutuskerroin, jolla vapaan pään ilmvirtaus otetaan huomioon. Kerroin määritetään kuvasta 26. eheyssuhteen ϕ eri arvoilla.



Kuva 24. Teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin, kun vapaanpään ohittava virtaus jätetään huomiotta. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 114)



Kuva 25. Pyöreäsärmäisen neliöpoikkileikkauksen voimakerroin. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 114)



Kuva 26. Päätevaikutuskertoimen suuntaa-antavia arvoja eheysuhteen eri arvoilla, hoikkisuuden funktiona. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 140)

Päätevaikutuskertoimen laskemisessa tarvittava eheysuuhde riippuu käytetävän rakenteen aukoista. Jos rakenteena käytetään kiinteää, aukotonta rakennetta, kuten betonielementtiä, on eheysuhteen arvo: $\varphi=1,0$.

Seinille, joissa on aukkoja korkeintaan 20% seinän pinta-alasta käytetään arvoa: $\varphi=0,8$.

Ilmaa läpäiseviä seiniä, aitoja ja muita vastaavia rakenteita käsitellään tasoristikkoina. Ristikkorakenteen eheysuuhde φ saadaan kaavasta 6:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (6)$$

jossa:

A Sauvojen projektioalojen summa

A_c Reunaviivan rajaama pinta-ala, $A_c = l * b$

Rakenteen tehollinen hoikkuus λ on määritetty taulukkoarvoksi. Arvo löytyy taulukosta 4.

Taulukko 4. Tehollisen hoikkuuden suositusarvoja (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 138)

No.	Rakenteen sijainti, tuuli kohtisuorassa kuvatasoa vastaan	Tehollinen hoikkuus λ
1		<p>Monikulmio-, suorakaide- ja teräväsärmäisille profiileille ja ristikkorakenteille:</p> <p>kun $l \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on pienempi</p>
2 ²⁾		<p>kun $l < 15$ m, $\lambda = 2 l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on pienempi</p> <p>Ympyräsyilintereille:</p> <p>kun $l \geq 50$, $\lambda = 0,7 l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on pienempi</p> <p>kun $l < 15$ m, $\lambda = l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on pienempi</p>
3		<p>Pituuden l väliarvoilla käytetään lineaarista interpolointia.</p>
4		<p>kun $l \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on suurempi</p> <p>kun $l < 15$ m, $\lambda = l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on suurempi</p> <p>Pituuden l väliarvoilla käytetään lineaarista interpolointia.</p>

Korkeiden rakennusten mitoituksessa käytetään suositusarvoa $\lambda = 0,7 * \frac{l}{b}$ tai $\lambda = 70$, riippuen kumpi arvo on pienempi.

6.1.1 Tuulen käyttäytyminen eri maastoluokissa

Tuulenpuuskien intensiteetillä esitetään tuulen vaihtelevat komponentit. Tuulenpuuskien intensiteetti $I_v(z_s)$ saadaan selvitettyä kaavoista 7 ja 8.

Kun $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (7)$$

kun $z \leq z_{\min}$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad (8)$$

missä:

σ_v	Tuulennopeuden pyörteisen komponentin keskiarvoa lasketaan kaavasta 9.
k_I	Pyörteisyyskerroin, suositusarvo $k_I=1,0$
$v_m(z_s)$	Tuulennopeuden modifioitu perusarvo korkeudella $z = z_s$. Määritellään tuulennopeuden perusarvon v_b perusteella kaavasta 12.
z	Pystyettäisyys maanpinnasta
z_0	Rosoisuusmitta, joka määräytyy maastoluokan mukaan. Arvo löytyy taulukosta 5.
c_0	Pinnanmuotokerroin, jolla otetaan huomioon keskimääräinen tuulennopeuden kasvu mäkien ja jyrkenteiden päällä. Suositusarvo on $c_0 = 1,0$. Tarkka arvo lasketaan kaavoista 15, 16 ja 17.

Korkeuden z raja-arvot; z_{\min} löytyy taulukosta 5 ja $z_{\max} = 200$ m. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 36.)

Taulukko 5. Maastoluokat ja maastoparametrit. (SFS-EN1991-1-4 2011, 36)

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

Tuulennopeuden pyörteisen komponentin keskihajonta σ_v saadaan laskettua kaavalla 9:

$$\sigma_v = k_r * v_b * k_l \quad (9)$$

missä:

k_r	Maastokerroin, saadaan kaavasta 10.
v_b	Tuulennopeuden perusarvo, lasketaan kaavasta 11.
k_l	Pyörteisyyskerroin, suositusarvo $k_l=1,0$

Rosoisuusmitasta z_0 riippuva maastokerroin k_r voidaan laskea kaavasta 10:

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (10)$$

jossa:

z_0	Rosoisuusmitta, arvot löytyvät taulukosta 5.
$z_{0,II}$	Rosoisuusmitta maastoluokassa II, vakio, arvo on taulukossa 5.

Maastoluokassa 0 arvona käytetään $k_r=0,18$. (Ympäristöministeriön asetus eurocode -standardin soveltamisesta 2010.)

Tuulennopeuden perusarvo v_b määritetään 10 m maastoluokan II maanpinnan yläpuolella tuulensuunnan ja vuodenajan funktiona, arvo saadaan kaavasta 11:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (11)$$

jossa:

c_{dir}	Suuntakerroin, suositusarvo $c_{dir}=1,0$
c_{season}	Vuodenaikakerroin, suositusarvo $c_{season}=1,0$
$v_{b,0}$	Tuulennopeuden modifioimaton perusarvo. Arvo määritellään 10 minuutin keskiarvona, 10 m korkeu-

della, maastoluokassa II, riippumatta vuodenaikasta tai tuulensuunnasta.

Suomessa $v_{b,0} = 21$ m/s. (Ympäristöministeriön asetus eurocode -standardin soveltamisesta 2010, 2.)

Tuulennopeuden moditifioitu perusarvo $v_m(z)$ määritetään kaavasta 12:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (12)$$

missä:

$c_r(z)$ Rosoisuuskerroin, huomioi rakenteen sijainnista johtuvan modifioidun tuulennopeuden perusarvon $v_m(z)$ vaihtelun. Kerroin selvitetään kaavoista 13 ja 14.

$c_o(z)$ Pinnanmuotokerroin, suositusarvo 1. Tarkan arvon voi laskea kaavoista 15,16 ja 17

v_b Tuulennopeuden perusarvo, kaava 11.

Rosoisuuskerroin $c_r(z)$ perustuu logaritmiseen nopeusprofiiliin. Kerroin selvitetään kaavoista 13 ja 14. Korkeus maanpinnasta vaikuttaa kaavan valintaan.

Kun $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (13)$$

kun $z \leq z_{min}$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad (14)$$

joissa:

k_r Maastokerroin, kaava 10.

z_0 Rosoisuusmitta, taulukko 5.

z Pystyettäisyys maanpinnasta

6.1.2 Pinnan muodon vaikutus tuuleen

Pinnanmuotokerroin C_0 lasketaan kaavoista 15,16 ja 17. Kaavan valintaan vaikuttaa tuulen puoleisen rinteän kaltevuus Φ .

Kun $\Phi \leq 0,05$

$$c_0 = 1 \quad (15)$$

kun $0,05 < \Phi \leq 0,35$

$$c_0 = 1 + 2 s (\Phi - 0,05) \quad (16)$$

kun $\Phi > 0,35$

$$c_0 = 1 + 0,6 s \quad (17)$$

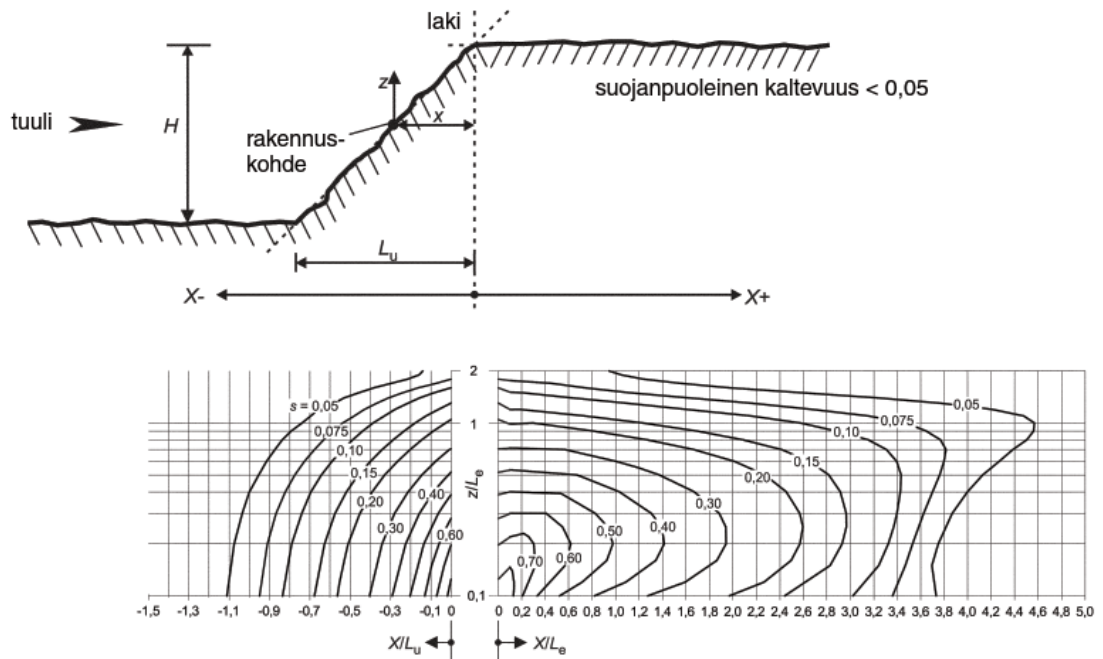
joissa:

s	Pinnanmuodostukseen liittyvä sijaintikerroin, kaava 18.
Φ	Tuulenpuoleisen, tuulensuuntaisen rinteän kaltevuus $\Phi = H/L_u$.
L_e	Tuulenpuoleisen rinteän tehollinen pituus, arvo saadaan taulukosta 6.
L_u	Tuulenpuoleisen rinteän, tuulenpuoleinen todellinen pituus.
L_d	Suojanpuolisen rinteän tuulenpuoleinen todellinen pituus.
H	Maaston tehollinen korkeus
x	Rakennuksen vaakaetäisyys laelta
z	Pystyettäisyys maanpinnasta

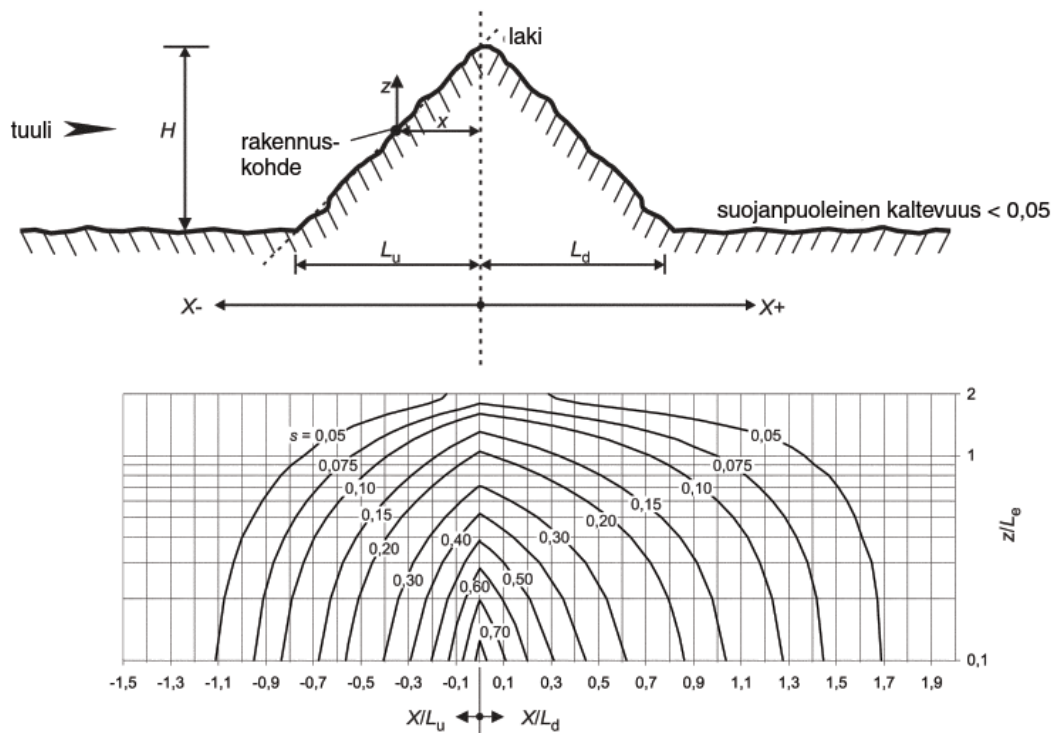
Taulukko 6. Tehollisen pituuden L_e arvot. (SFS-EN1991-1-4 2011, 166)

Rinteän tyyppi ($\Phi = H/L_u$)	
Loiva ($0,05 < \Phi < 0,3$)	Jyrkkä ($\Phi > 0,3$)
$L_e = L_u$	$L_e = H/0,3$

Pinnanmuodostukseen liittyvä sijaintikerroin s on määritetty kuviin 27 ja 28, kun suojanpuoleinen kaltevuus on alle 0,05.



Kuva 27. Toispuoleisten maastonkourmien sijaintikerroin s . (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 166)



Kuva 28. Molemminpuolisten maastonkourmien sijaintikerroin s . (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 168)

Pinnan muodostuksesta riippumatta tuulenpuoleisen alueen sijaintikerroin s saadaan laskettua kaavasta 18 tietyin ehdoin.

Kun $-1,5 \leq \frac{X}{L_u} \leq 0$ ja $0 \leq \frac{Z}{L_e} \leq 2,0$

$$s = A * e^{\left(B * \frac{X}{L_u}\right)} \quad (18)$$

missä:

$$A = 0,1552 * \left(\frac{Z}{L_e}\right)^4 - 0,8575 * \left(\frac{Z}{L_e}\right)^3 + 1,8133 * \left(\frac{Z}{L_e}\right)^2 - 1,9115 * \left(\frac{Z}{L_e}\right) + 1,0124 \quad (19)$$

ja

$$B = 0,3542 * \left(\frac{Z}{L_e}\right)^2 - 1,0577 * \left(\frac{Z}{L_e}\right) + 2,6456 \quad (20)$$

Jos $\frac{X}{L_u} < -1,5$ tai $\frac{Z}{L_e} > 2$ käytetään sijaintikertoimen arvona: $s=0$.

Toispuoleisten maastokohteiden, kuva 27, suojanpuoleinen sijaintikerroin voidaan laskea kaavasta 21, kun $0,1 \leq \frac{X}{L_e} \leq 3,5$ ja $0,1 \leq \frac{Z}{L_e} \leq 2,0$.

$$s = A * \left(\log \left[\frac{X}{L_e}\right]\right)^2 + B * \left(\log \left[\frac{X}{L_e}\right]\right) + C \quad (21)$$

missä:

$$A = -1,342 * \left(\log \left[\frac{Z}{L_e}\right]\right)^3 - 0,8222 * \left(\log \left[\frac{Z}{L_e}\right]\right)^2 + 0,4609 * \log \left[\frac{Z}{L_e}\right] - 0,0791, \quad (22)$$

$$B = -1,0196 * \left(\log \left[\frac{Z}{L_e}\right]\right)^3 - 0,8910 * \left(\log \left[\frac{Z}{L_e}\right]\right)^2 + 0,5343 * \log \left[\frac{Z}{L_e}\right] - 0,1156 \quad (23)$$

ja

$$C = 0,8030 * \left(\log \left[\frac{Z}{L_e}\right]\right)^3 + 0,4236 * \left(\log \left[\frac{Z}{L_e}\right]\right)^2 - 0,5738 * \log \left[\frac{Z}{L_e}\right] + 0,1606 \quad (24)$$

Jos $0 \leq \frac{X}{L_e} \leq 0,1$ interpoloidaan suhteen arvot väliltä $\frac{X}{L_e} < 0,1$ ja $\frac{X}{L_e} = 0,1$.

Kun $\frac{Z}{L_d} < 0,1$ käytetään arvoja, jotka saadaan laskelmista, kun $\frac{Z}{L_e} = 0,1$.

Jos $\frac{X}{L_e} > 3,5$ tai $\frac{Z}{L_e} > 2,0$ käytetään sijaintikertoimen arvona: $s=0$.

Moleminpuolisten maastonkohoamisen, kuva 28, suojanpuoleisen alueen sijaintikerroin s selvitetään kaavasta 25, kun $0 \leq \frac{X}{L_d} \leq 2,0$ ja $0 \leq \frac{Z}{L_e} \leq 2,0$.

$$s = A * e^{\left(\frac{B * X}{L_d}\right)} \quad (25)$$

missä:

A selvitetään kaavan 19 avulla.

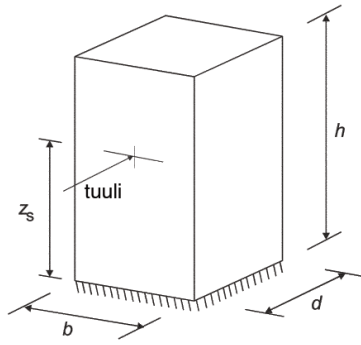
ja

$$B = -0,3056 * \left(\frac{Z}{L_e}\right)^2 + 1,02,2 * \left(\frac{Z}{L_e}\right) - 1,7637 \quad (26)$$

Jos $\frac{X}{L_d} < 2,0$ tai $\frac{Z}{L_e} > 2,0$ käytetään sijaintikertoimen arvona: $s=0$.

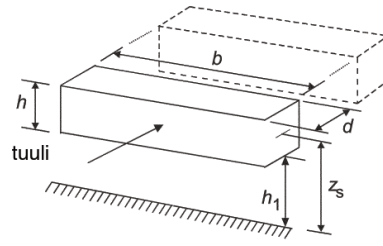
Nopeuspainekorkeuden z_s arvot ja laskentakaavat riippuvat rakenteen muodosta. Laskentakaavat ja rakenteiden muodot on esitetty kuvassa 29.

a) pystyrakenteet, kuten rakennukset jne.



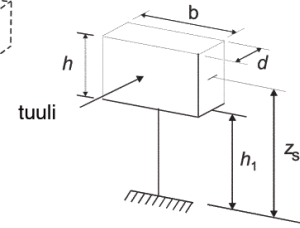
$$z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{\min}$$

b) vaakasuuntaiset värähtelevät rakenteet, kuten palkit jne.



$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

c) sivumitoiltaan pienet rakenteet, kuten ilmoituskilvet jne.



$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

Kuva 29. Rakenteen muodon vaikutus nopeuspaine korkeuteen. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 50)

Korkeissa rakennuksissa nopeuspaineen korkeus z_s määritetään kaavasta 27:

$$z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{\min} \quad (27)$$

6.1.3 Korkean rakennuksen vaikutus tuulikuormaan

Kun tarkasteltavan rakennuksen korkeus on yli kaksinkertainen verrattuna ympäröivien rakenteiden keskimääräiseen korkeuteen h_{ave} , voidaan puuska-nopeuspaineen likiarvona käyttää arvoa korkeudelta z_n .

Kun $x \leq r$

$$z_n = \frac{1}{2} * r \quad (28)$$

kun $r < x < 2r$

$$z_n = \frac{1}{2} \left[r - \left(1 - \frac{2 * h_{\text{low}}}{r} \right) * (x - r) \right] \quad (29)$$

kun $x \geq 2r$

$$z_n = h_{\text{low}} \quad (30)$$

missä:

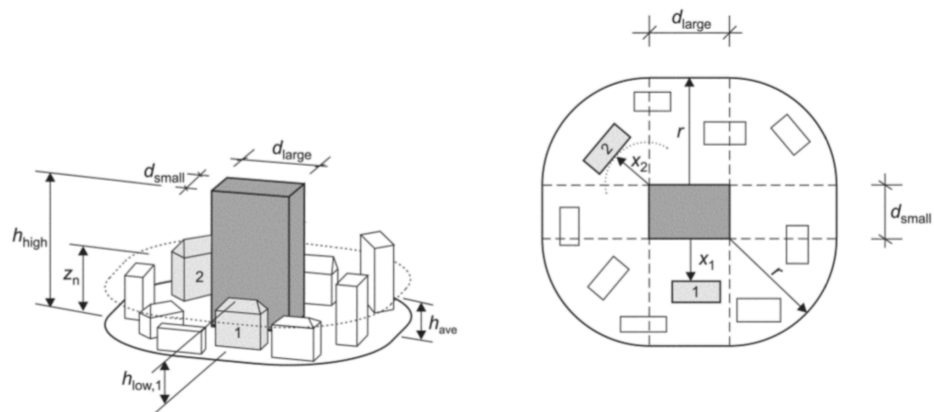
h_{low}	Rakenteen korkeus
x	Etäisyys viereisiin rakennuksiin
r	Säde

Jos:

$$h_{high} \leq 2d_{large}, \text{ niin } r = h_{high}$$

$$h_{high} > 2d_{large}, \text{ niin } r = 2d_{large}$$

d_{large} ja d_{small} Rakenteen leveys, kuva 30.



Kuva 30. Korkean rakenteen vaikutus lähellä oleviin rakenteisiin. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 175)

6.1.4 Värähtelyn aiheuttama turbulenssi ja vaimennuskertoimet

Kiihtyvyyden mitoituksessa tarvittava resonanssivasteen vaikutusparametrin neliöjuuri saadaan selvittämällä resonanssivasteen vaikutusparametri R^2 .

Vaikutusparametrilla otetaan huomioon rakennuksesta tarkastellun värähtelyn resonanssissa olevaa turbulenssia eli heilahtelua. Vaikutusparametri lasketaan kaavasta 31:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 * \delta} * S_L(z_s, n_{1,x}) * R_h(\eta_h) * R_b(\eta_b) \quad (31)$$

missä:

δ	Kokonaisvaimennuksen logaritminen dekrementti, ilmaisee, kuinka nopeasti kokonaisvärähtelyn amplitudi laskee. Arvo saadaan kaavasta 32.
$S_L(z,n)$	Dimensioton tehospektrin tiheysfunktio
R_h ja R_b	Aerodynaamiset siirtokerroin funktiot, alimassa olo- muodossa, selvitetään kaavoista 41 ja 42.

Kiihtyvyyyslaskennassa rakennukselle lasketaan maksimi- ja minimi vaimennuskertoimet, joiden avulla saadaan määritettyä mukavuustekijöiden mitoitukseen vaihteluväli. Kokonaisvaimennuksen logaritminen dekrementti δ lasketaan vaimennusten logaritmistien dekrementtien summana:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (32)$$

jossa:

δ_s	Sisäisen vaimennuksen logaritminen dekrementti, taulukko 7.
δ_a	Aerodynaaminen vaimennuksen alimman olomuodon logaritminen dekrementti, lasketaan kaavoista 33 ja 34.
δ_d	Eriytilanteista aiheutuva vaimennuksen logaritminen dekrementti. Selvitetään erikseen tapauskohtaisesti.

Sisäisen vaimennuskertoimen arvot eri rakennuksille ja rakenteille löytyvät taulukosta 7.

Taulukko 7. Sisäisen vaimennuksen logaritmisen dekrementin likimääräisiä arvoja alimmas-
sa ominaisuudessa. (SFS-EN1991-1-4 2011, 252)

Rakennetyyppi	sisäinen vaimennus δ_s	
teräsbetonirakennukset	0,10	
teräsrakennukset	0,05	
betonista ja teräksestä muodostetut sekarakenteet	0,08	
teräsbetonitornit tai -savupiiput	0,03	
vuoraamattomat hitsatut terässavupiiput, joiden ulkovaipassa ei ole lämmöneristystä	0,012	
vuoraamattomat hitsatut terässavupiiput, joiden ulkovaipassa on lämmöneristys	0,020	
terässavupiiput, joissa on vuorauskerros ja ulkovaipassa lämmöneristys ^a	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,014
terässavupiiput, joissa on vähintään kaksi vuorauskerrosta ja ulkovaipassa lämmöneristys ^a	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,025
terässavupiiput, joissa on sisäpuolinen tiilivuoraus	0,070	
terässavupiiput, jotka on sisäpuolelta ruiskubetonoitu	0,030	
toisiinsa kytketyt vuoraamattomat savupiiput	0,015	
harustetut vuoraamattomat terässavupiiput	0,04	
terässillat sekä teräsristikkorakenteiset tornit ja pylväät	hitsatut	0,02
	liitokset korkealuokkaisin ruuvein	0,03
	liitokset tavallisin ruuvein	0,05
liittorakenteiset sillat	0,04	
betonirakenteiset sillat	esijännitetyt halkeilemattomat	0,04
	halkeilu sallittu	0,10
puusillat	0,06 ... 0,12	
alumiinisillat	0,02	
lasikuitumuoviset sillat	0,04 ... 0,08	
köydet	suorasäikeiset köydet	0,006
	punotut köydet	0,020
HUOM. Puuta ja muovikomposiitteja koskevat arvot ovat vain suuntaa-antavia. Tapauksissa, joissa aerodynaamiset vaikutukset havaitaan suunnittelussa merkittäviksi, tarvitaan asiantuntijalausuntoon perustuvia tarkennettuja arvoja (hyväksytään tarvittaessa toimivaltaisen viranomaisen kanssa). [AC> poistettu teksti <AC]		
^a Suhteen h/b väliarvoilla voidaan käyttää lineaarista interpolointia.		

Aerodynaamisen vaimennuksen kerroin δ_a voidaan selvittää kaavoista 33 ja 34.

$$\delta_a = \frac{c_f * \rho * v_m(z)}{2 * n_1 * \mu_e} \quad (33)$$

Likimääräinen arvo aerodynaamisen vaimennuksen logaritmiselle dekrementille δ_a tuulensuuntaisessa värähtelyssä, kun ominaisuuden taipumat $\Phi(y,z)$ ovat vakioita jokaisella z korkeudella saadaan kaavasta 34.

$$\delta_a = \frac{c_f * \rho * b * v_m(z_s)}{2 * n_1 * m_e} \quad (34)$$

missä:

C_f	Voimakerroin tuulen vaikuttaessa rakenteen sivupintaa vastaan kohtisuoraan, kaava 5.
ρ	Ilman tiheys, suositusarvo on $1,25 \text{ kg/m}^3$
$v_m(z)$	Tuulennopeuden modifioitu perusarvo korkeudella z . Arvo lasketaan kaavasta 12.
n_1	Rakenteen ominaismuotoa vastaava ominaistajuus. Korkeille rakennuksille ominaistajuus lasketaan kaavasta 35.
μ_e	Ekvivalentti massa rakenteen pinta-alayksikköä kohti, kaava 36.
b	Rakenteen leveys
m_e	Ekvivalentti massa alemman ominaismuodon pinta-alayksikköä kohti, kaava 47.

Korkeille rakennuksille ominaistajuuden likiarvo n_1 määritetään kaavasta 35:

$$n_1 = \frac{46}{h} \quad (35)$$

missä:

h Rakenteen korkeus metreinä

Ekvivalentti massa rakenteen pinta-alayksikköä kohti voidaan laskea suoraan muotoisille pinnoille kaavasta 36:

$$\mu_e = \frac{\int_0^h \int_0^b \mu(y, z) * \Phi_1^2(y, z) dydz}{\int_0^h \int_0^b \Phi_1^2(y, z) dydz} \quad (36)$$

missä:

$\mu(y, z)$	Massa rakenteen pinta-alayksikköä kohti
$\Phi_1(y, z)$	Ominaismuoto, saadaan kaavasta 45.

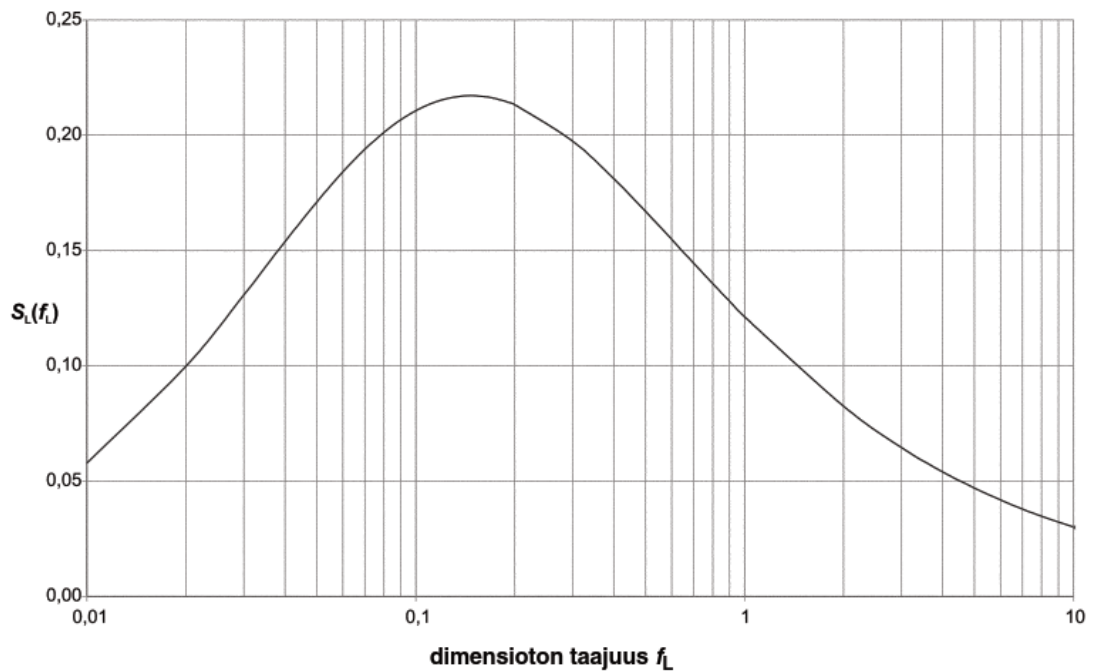
Resonanssivasteen vaikutusparametrin selvittämisessä tarvittava tuulen taajuusjakauma ilmaistaan dimensiottomana tehospektrin funktiona $S_L(z,n)$. Se lasketaan kaavalla 37:

$$S_L(z,n) = \frac{n * S_v(z,n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 * f_L(z,n)}{(1 + 10,2 * f_L(z,n))^{5/3}} \quad (37)$$

missä:

$S_v(z,n)$	Toispuoleinen varianssin spektri
$f_L(z,n)$	Dimensioton taajuus, joka määritetään rakenteen ominaistajuuden $n=n_{1,x}$, tuulenoisuuden modifioituneen perusarvon $v_m(z)$ ja tuulenpyörteen ulottuvuuden $L(z)$ avulla. Kaava 38.

Tehospektrin tiheysfunktio $S_L(f_L)$ kuvaaja:



Kuva 31 Tehospektrin tiheysfunktio $S_L(f_L)$ (SFS-EN1991-1-4, 2011, 176)

Dimensioton taajuus $f_L(z,n)$ voidaan laskea kaavasta 38:

$$f_L(z,n) = \frac{n * L(z)}{v_m(z)} \quad (38)$$

missä:

n	Ominaistaajuus $n_{1,x}$, saadaan kaavasta 35.
$L(z)$	Tuulenpyörteen ulottuvuus, kaavoista 39 ja 40.
$v_m(z)$	Tuulennopeuden modifioitu perusarvo, kaava 12.

Tuulenpyörteen ulottuvuus eli luonnollisen puuskan keskimääräinen koko saadaan selville kaavoista 39 ja 40, kun korkeus z on alle 200 m.

Kun $z \geq z_{min}$

$$L(z) = L_t * \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha \quad (39)$$

kun $z < z_{min}$

$$L(z) = L(z_{min}) \quad (40)$$

Joissa:

L_t	Ulottuvuuden vertailuarvo, voidaan käyttää arvoa $L_t=300$ m.
z_t	Vertailukorkeus, voidaan käyttää arvoa $z_t=200$ m.
α	Arvo saadaan: $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$
z_0	Rosoisuusmitta, löytyy taulukosta 5.
z_{min}	Minimikorkeus, löytyy taulukosta 5.

Alinta olomuotoa vastaavat aerodynaamisten siirtokerroinfunktioiden R_h ja R_b likiarvot saadaan kaavoista 41 ja 42.

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 * \eta_h^2} (1 - e^{-2*\eta_h}) \quad (41)$$

$R_h=1$ kun $\eta_h=0$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 * \eta_b^2} (1 - e^{-2*\eta_b}) \quad (42)$$

$R_b=1$ kun $\eta_b=0$

missä:

η_h muuttuja, saadaan kaavasta 43.

η_b muuttuja, saadaan kaavasta 44.

$$\eta_h = \frac{4,6 * h}{L(z_s)} * f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (43)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 * b}{L(z_s)} * f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (44)$$

joissa:

$L(z_s)$	Tuulenpyörteen ulottuvuus, kaavoista 39 ja 40.
$f_L(z_s, n_{1,x})$	Dimensioton taajuus, kaava 38.
h	Rakenteen korkeus
b	Rakenteen leveys

Dimensioton kerroin K_x saadaan laskettua yksinkertaistetusti kaavalla 46, kun oletetaan, että tuulen suuntaisen värähtelyn alimpana ominaismuotona Φ_1 käytetään likiarvoa, joka lasketaan kaavasta 45:

$$\Phi_{1,x}(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta \quad (45)$$

$$K_x = \frac{(2 * \zeta + 1) * \left\{ (\zeta + 1) * \left[\ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right) + 0,5 \right] - 1 \right\}}{(\zeta + 1)^2 * \ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right)} \quad (46)$$

joissa:

z	Pystyettäisyys maanpinnasta
z_s	Nopeuspaineen korkeus, kuva 29
z_0	Rosoisuusmitta, taulukko 5.

ζ on ominaismuodon eksponentti; korkeissa rakennuksissa voidaan käyttää:

$\zeta=1,0$	Rakennuksille, jotka on jäykistetty keskusytimellä ja ulkokehän pilareilla tai suurehkoilla pilareilla ja leikkausjäykisteillä.
$\zeta=1,5$	Hoikille mastojäykistetyille rakennuksille, ja rakennuksille, joita jäykistävät keskellä olevat teräsbetoni ytimet.
$\zeta=2,0$	Torneille, ei kuitenkaan teräsrakenteisille.

Ekvivalentti massa m_e alemman ominaisuuden pituusyksikköä kohti saadaan kaavasta 47:

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) * \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds} \quad (47)$$

jossa:

m	Massa pituusyksikköä kohti
l	Rakenteen korkeus tai jännemitta
Φ_1	Alin tuulen suuntaisen värähtelyn ominaisuusmuoto, kaava 45.

7 MITTAEPÄTARKKUUDET

Rakenteen mittapoikkeamat ja kuormien sijainnin epäedulliset vaikutukset tulee ottaa huomioon rakenteiden mitoituksessa. Epätarkkuudet tulee huomioida murtorajatiloissa sekä onnettomuusrajatiloissa.

Normaalivoimalla kuormitettujen rakenneosien ja pystykuormalla kuormitettujen rakenteiden epätarkkuuksia voidaan esittää vinouden Θ_i avulla, kaavasta 48:

$$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad (48)$$

missä:

Θ_0	Vinouden perusarvo, suositusarvo $\Theta_0=1/200$
α_h	Pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin, laskentakaava 49, kun $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$.

$$\alpha_h = 2l\sqrt{l} \quad (49)$$

α_m Rakennusosien määrään perustuva pienennyskerroin, kaava 50.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)} \quad (50)$$

joissa:

l Pituus tai korkeus, riippuu tarkasteltavasta vaikutuksesta.

m Kokonaisvaikutuksen aiheuttavien rakenneosien määrä, riippuu tarkasteltavasta vaikutuksesta.

- Vaikutus erilliseen rakenneosaan: l on rakenneosan todellinen pituus ja $m=1$
- Vaikutus jäykistysjärjestelmään: l on rakennuksen korkeus ja m on jäykistysjärjestelmään vaikuttavien pystyrakennneosien määrä.
- Vaikutus vaakakuorman jakaviin väli-, yläpohjan tai vesikaton levykenttiin: l on kerroskorkeus ja m on kokonaisvaakavoimaan vaikuttavien pystyrakennneosien määrä kussakin kerroksessa.

Erillisille rakenneosille epäkeskisyys voidaan huomioida joko voima mittapätarkkuuden e_i , tai lisä poikittaisvoiman H_i avulla.

Mittaepätarkkuus saadaan kaavasta 51:

$$e_i = \theta_i l_0/2 \quad (51)$$

missä:

Θ_i Vinous, kaava 48.

l_0 Tehollinen pituus, myös nurjahduspituus. Esimerkkejä vakio-poikkileikkauksille kuvasta 38, Jäykistetyille sauvoille laskenta-kaava 109, jäykistämättömille kaavat 110 ja 111.

Seinille ja jäykistetyissä järjestelmissä oleville erillisille pilareille voidaan käyttää arvoa: $e_i = l_0/400$

Lisä poikittaisvoima H_i momentin maksimikohtaan voidaan laskea kaavoista 52 ja 53.

Jäykistämättömille rakenneosille voima ratkaistaan kaavasta 52:

$$H_i = \theta_i N \quad (52)$$

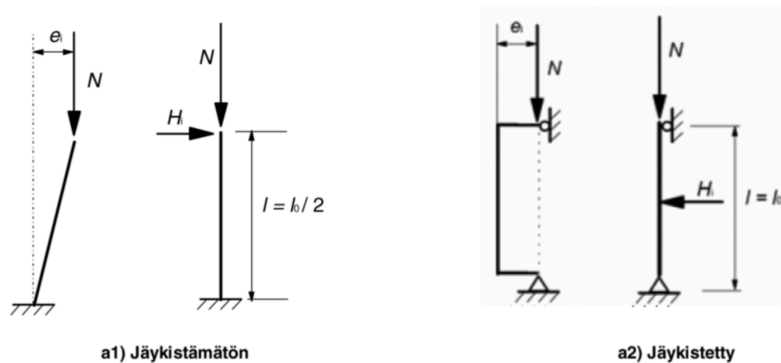
Jäykistetyissä rakenneosissa voima saadaan kaavasta 53:

$$H_i = 2\theta_i N \quad (53)$$

joissa:

θ_i Vinous, kaava 48.

N Normaalivoima.



Kuva 32. Erillisiin rakenneosiin vaikuttavan normaali- ja poikittaisvoiman vaikutuksia. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 56)

Vinouden θ_i vaikutus rakenteissa voidaan korvata poikittaisvoimilla, jotka otetaan huomioon muiden kuormien kassa mitoituksessa.

Jäykistysjärjestelmälle poikittaisvoima H_i saadaan laskettua kaavasta 54:

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \quad (54)$$

Välipohjan levykenttään vaikuttava kuorma saadaan 55:

$$H_i = \theta_i(N_b - N_a)/2 \quad (55)$$

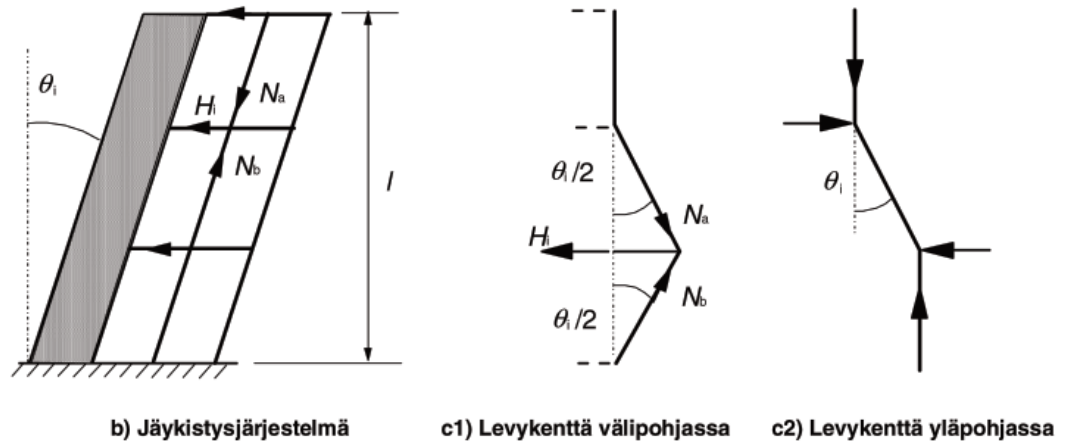
Yläpohjan levykenttään vaikuttava kuorma 56:

$$H_i = \theta_i * N_a \quad (56)$$

missä:

θ_i Vinous, kaava 48.

N_a ja N_b Poikittaisvoimaan vaikuttavia pituussuuntaisia voimia.



kuva 33. Mittaepätarkkuuksia rakenteessa. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 56)

8 TOISEN KERTALUVUN RASITUKSET

Toisen kertaluvun rasitukset tulee ottaa huomioon korkeissa rakennuksissa ja niiden jäykistävässä rakenteissa. Rasitukset vaikuttavat rakennuksen kokonaisvaltaiseen stabiiliuteen. Rasituksia ilmenee erityisesti hoikissa rakenteissa. Toisen kertaluvun rasitusten merkitys korostuu selvimmin rakennuksissa, joissa on joustava jäykistysjärjestelmä.

Toisen kertaluvun rasitukset muodostuvat taipumien vaakakuormien ja epäkeskisyyksien aiheuttamista lisäepäkeskisyyksistä kaikissa pystykuormissa. Lisäepäkeskisyydet aiheuttavat lisätaipumia mastorakenteille. (Betoniteollisuus ry 2010, 7.)

Toisen kertaluvun rasitukset mitoitetaan eurokoodi 2 ohjeistuksen (2015) mukaan.

Rasitukset voidaan laskea erikseen koko rakennukselle tai vain jollekin sen rakenneosista. Rasituksia voidaan mitoittaa jäykistäville pilareille ja seinille erilaisten menetelmien avulla.

Analyysimenetelmiä on kolme erilaista:

Yleinen menetelmä, joka perustuu toisen kertaluvun epälineaariseen analyysiin, nimellisjäykkyyteen perustuva menetelmä ja nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä.

8.1 Yleinen menetelmä

Menetelmä ottaa huomioon toisen kertaluvun vaikutukset epälineaarilla analyysilla. Sitä voidaan käyttää käyttö- ja murtorajatila tarkasteluissa. Murtorajatilissa analyysilla tarkistetaan poikkileikkausten kyky sietää ei-kimmoisia muodonmuutoksia. Menetelmässä käytetään kokonaistarkasteluun sopivia betonin- ja teräksen jännitys-muodonmuutosyhteyksiä. Viruminen tulee ottaa huomioon menetelmän mitoituksessa.

8.1.1 Jännitys-muodonmuutos yhteydet

Puristusjännitys-muodonmuutosyhteys on betonin puristusjännityksen σ_c ja puristuman ε_c itseisarvojen välinen yhteys lyhytaikaisessa aksiaalisessa kuormituksessa. Muodonmuutosyhteys saadaan kaavasta 57, kun $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$.

Kaavaa voidaan soveltaa menetelmään, kun k arvon kaavassa olevan f_{cm} tilalle sijoitetaan f_{cd} ja E_{cm} arvo korvataan E_{cd} arvolla.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (57)$$

missä:

ε_c

Betonin puristuma

ε_{cu1}	Murtopuristuman nimellisarvo
η	$\varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$
ε_{c1}	Muodonmuutos jännityksen huippuarvon kohdalla, taulukko 9 (liite 1.)
k	Kerroin, saadaan kaavasta 58.

$$k = 1,05 * E_{cm} * |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (58)$$

jossa:

f_{cm}	Betonin lieriölujuuden mitoitussarvo, taulukko 9. (Liite 1.)
f_{cd}	Puristuslujuuden mitoitussarvo, lasketaan kaavasta 59.
E_{cm}	Kimmokerroin 28 vuorokauden iässä, taulukko 9. (Liite 1.)
E_{cd}	Kimmokertoimen mitoitussarvo, saadaan määritettyä kaavasta 60.

Puristuslujuuden mitoitussarvo f_{cd} lasketaan kaavasta 59:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c \quad (59)$$

missä:

α_{cc}	Puristuslujuuteen pitkäaikaisesti vaikuttavat tekijät - ja kuorman vaikuttamistavasta johtuvat epäedulliset tekijät huomioiva kerroin. Suomessa 0,85.
f_{ck}	Betonin lieriölujuus, taulukko 9 (Liite 1.)
γ_c	Betonin osavarmuusluku, normaalisti $\gamma_c=1,5$ ja onnettomuustilanteessa $\gamma_c=1,2$.

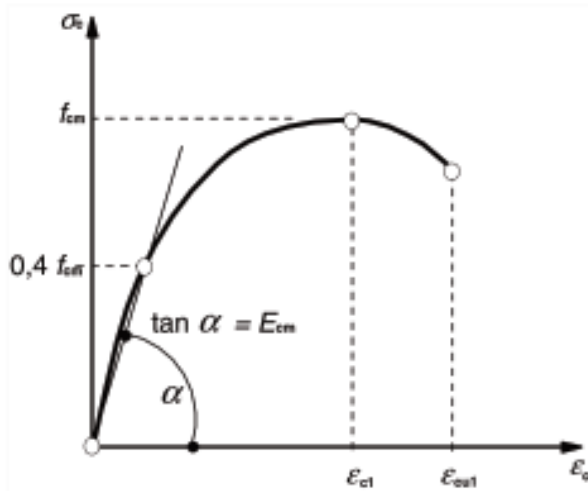
Kimmokertoimen mitoitussarvo E_{cd} :

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE} \quad (60)$$

missä:

E_{cm}	Kimmokerroin 28 vuorokauden iässä, taulukko 9. (Liite 1.)
γ_{cE}	Betonin osavarmuusluku γ_{cE} , suositusarvo $\gamma_{cE}=1,2$.

Jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva, kuva 34, kaavasta 57.



Kuva 34. Jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 35)

Poikkileikkauksen mitoituksessa voidaan käyttää kaavojen 61 ja 62. jännitys-muodonmuutosyhteyttä, jossa puristuma on positiivinen.

Kun $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$

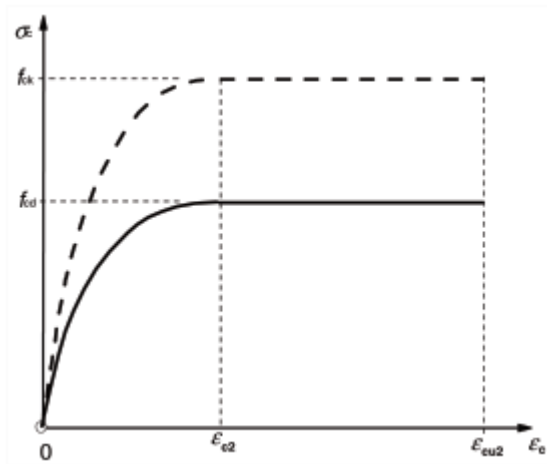
$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (61)$$

kun $\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad (62)$$

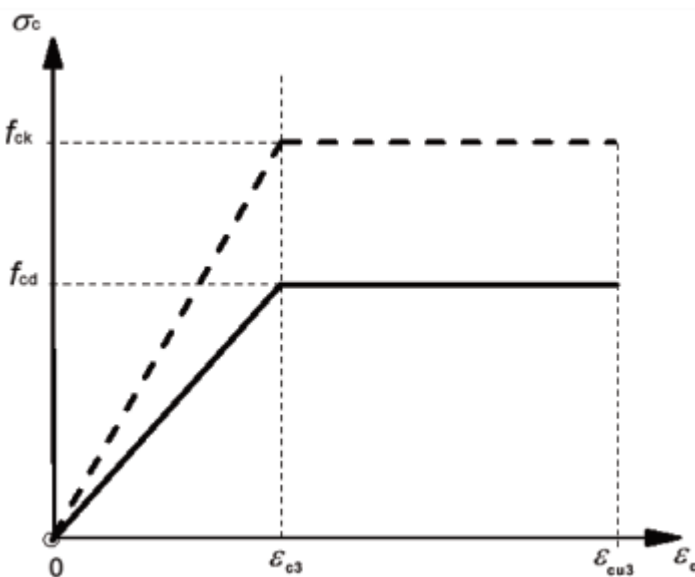
missä:

f_{cd}	Puristuslujuuden mitoitusarvo, kaava 59.
n	Taulukon 9 mukainen eksponentti. (Liite 1)
ε_{c2}	Maksimilujuuden saavuttamiskohdassa tapahtuva muodonmuutos. taulukko 9. (Liite 1)
ε_{cu2}	Murtopuristuma, taulukko 9. (Liite 1)



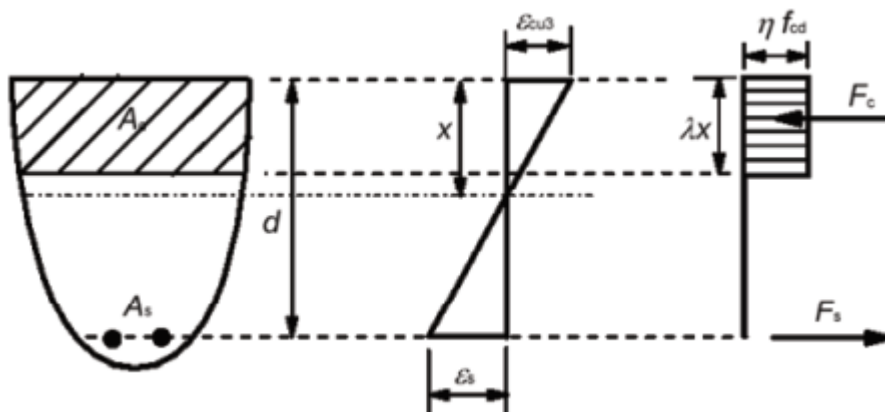
Kuva 35. Puristetun betonin paraabeli-suorakaide-kuvio. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 36)

Yksinkertaistettuna jännitys-muodonmuutosyhteytenä voidaan käyttää myös muita yhteyksiä, jos ne ovat mitoituksen kannalta saman arvoisia tai varmallalla puolella. Esimerkiksi bilineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys, missä puristuman ε_{c3} ja puristusjännityksen ε_{cu3} arvot ovat itseisarvoja. Arvot saadaan taulukosta 9. (Liite 1)



Kuva 36. Bilineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 36)

Jännitysresultantti voidaan laskea käyttäen jännityssuorakaidetta.



Kuva 37. Suorakaiteen muotoinen jännitysjaakauma. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 37)

Jännityssuorakaiteen tehollisen korkeuden määrittelevä kerroin λ saadaan selvitettyä kaavoista 63 ja 64, sekä tehollisen lujuuden määrittelevä kerroin η kaavoista 65 ja 66, riippuen käytetyn betonin lieriölujuudesta. Lieriölujuuden f_{ck} arvot löytyvät taulukosta 9. (Liite 1.)

Tehollisen korkeuden määritteleväkerroin λ , kaavat 63 ja 64.

Kun $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$\lambda = 0,8 \quad (63)$$

kun $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/200 \quad (64)$$

Tehollisen lujuuden määritteleväkerroin η , kaavat 65 ja 66.

Kun $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$\eta = 1,0 \quad (65)$$

kun $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad (66)$$

missä:

f_{ck} Betonin lieriölujuus, taulukko 9 (Liite 1.)

8.1.2 Viruma

Kuormien pitkäaikaiset vaikutukset, betonin koostumus, ympäristön kosteus, lämpötila ja rakenneosan mitat aiheuttavat viruman.

Viruminen voidaan huomioida mitoituksessa kertomalla kaikki betonin jännitysmuodonmuutosyhteyden muodonmuutosarvot kertoimella $(1 + \varphi_{ef})$,

missä:

φ_{ef} Virumisaste, kaava 67.

Pitkäaikaiskuormien viruma saadaan huomioitua virumisasteen φ_{ef} kaavalla 67:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) * M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (67)$$

missä:

$\varphi(\infty, t_0)$ Virumaluvun loppuarvo

M_{0Eqp} Taivutusmomentti käyttörajatilassa kuormien pitkäaikaisyhdistelmien vaikuttaessa, laskettuna lineaarisesti.

M_{0Ed} Taivutusmomentti murtorajatilassa mitoitusarvojen vaikuttaessa, laskettuna lineaarisesti.

Jos $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$, $\lambda \leq 75$ ja $\frac{M_{0Eqp}}{N_{Ed}} \geq h$ voidaan viruminen jättää huomiotta, eli viruman arvo $\varphi_{ef}=0$.

Virumaluvun loppuarvo $\varphi(\infty, t_0)$ voidaan laskea virumaluvun $\varphi(t, t_0)$ kaavasta 68:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad (68)$$

missä:

φ_0 Nimellisen virumaluvun likiarvo, kaava 69.

$\beta_c(t, t_0)$ Ajan myötä tapahtuvan virumisen kehittymistä kuvaava kerroin. Arvo saadaan kaavasta 77.

Nimellisen virumaluvun φ_0 likiarvo lasketaan kaavasta 69:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) \quad (69)$$

missä:

φ_{RH}	Suhteellisen kosteuden huomioiva kerroin, kaavat 70 ja 71.
$\beta(f_{cm})$	Betonin lujuuden vaikutuksen virumalukuun huomioiva kerroin. Saadaan kaavasta 75.
$\beta(t_0)$	Kuormituksen alkamisajan huomioiva kerroin. Määritetään kaavalla 76.

Suhteellinen kosteus huomioidaan kaavoista 70 ja 71, selvitettävällä kertoimella φ_{RH} .

Kun $f_{cm} \leq 35$ MPa

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} \quad (70)$$

kun $f_{cm} > 35$ MPa

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 \quad (71)$$

missä:

RH	Suhteellinen kosteus prosentteina
h_0	Poikkileikkauksen muunneltu paksuus millimetreissä, Kaava 72.
α_1 ja α_2	Betonin lujuuden vaikutukset huomioivat kertoimet. Saadaan kaavoista 73 ja 74.

Poikkileikkauksen muunneltu paksuus h_0 lasketaan kaavasta 72:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (72)$$

missä:

A_c	Poikkileikkauksen pinta-ala
u	haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa

Betonin lujuuden vaikutukset huomioivat kertoimet α_1 ja α_2 saadaan kaavoista 73 ja 74.

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (73)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (74)$$

missä:

f_{cm}	Betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden iässä. Taulukko 9. (Liite 1.)
----------	--

Betonin lujuuden vaikutukset virumalukuun huomioiva kerroin $\beta(f_{cm})$ määritetään kaavalla 75:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (75)$$

missä:

f_{cm}	Betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden iässä. Arvo löytyy taulukosta 9. (Liite 1.)
----------	--

Kuormituksen alkamisajan vaikutuksen nimelliseen virumalukuun huomioiva kerroin $\beta(t_0)$ voidaan laskea kaavasta 76:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (76)$$

missä:

t_0	Betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa
-------	--

Ajan myötä tapahtuvan virumisen kehittymistä kuvaava kerroin $\beta_c(t, t_0)$:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (77)$$

missä:

t	Betonin ikä vuorokausina
t_0	Betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa
$t - t_0$	Kuormituksen kesto vuorokausina
β_H	Suhteellisesta kosteudesta ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin. Arvo saadaan likimäärin kaavoista 78 ja 79.

Kun $f_{cm} \leq 35$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500$$

kun $f_{cm} \geq 35$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500$$

missä:

RH	Suhteellinen kosteus prosentteina
h_0	Poikkileikkauksen muunnettu paksuus millimetreissä, kaava 72.
α_3	Betonin lujuuteen vaikuttava kerroin määritetään kaavasta 80.

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (80)$$

missä:

f_{cm}	Betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden iässä. Taulukko 9. (Liite 1.)
----------	--

8.2 Nimellisjäykkyyteen perustuva menetelmä

Menetelmässä käytetään toisen kertaluvun tarkastelussa taivutusjäykkyyden nimellisarvoa, jolla huomioidaan halkeilun, virumisen ja materiaalin epälineaarisuuden vaikutukset rakennuksen kokonaistoimintaan. Tarkastelutavassa otetaan huomioon liittyvät rakenteet, esim. laatat, palkit ja perustukset.

8.2.1 Nimellisjäykkyys

Nimellisjäykkyys mitoitetaan kaavasta 81:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (81)$$

missä:

E_{cd}	Betonin kimmokertoimen mitoitussarvo, kaava 60.
I_c	Betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti. Suorakaidepoikkileikkaukselle saadaan laskettua kaavasta 3.
E_s	Raudoituksen kimmokertoimen mitoitussarvo, 200 GPa
I_s	Raudoituksen jäyhyysmomentti betonin painopisteen suhteen, suorakaidepoikkileikkaukselle lasketaan kaavasta 82.
K_c	Halkeilun, virumisen ym. vaikutuskerroin, saadaan kaavoista 83 ja 84. Raudoitussuhde ρ vaikuttaa arvoon.
K_s	Raudoituksen vaikutuskerroin. Raudoitussuhde ρ vaikuttaa arvoon.

Raudoituksen jäyhyysmomentti selvitetään kaavasta 82:

$$I_s = \frac{A_s}{4} * (d - d_c)^2 \quad (82)$$

missä:

A_s	Raudoituksen kokonaisala poikkileikkauksessa
d	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
d_c	Mitta teräksen keskeltä poikkileikkauksen reunaan.

Vaikutuskertoimien K_c ja K_s arvot, jos $\rho \geq 0,002$, niin $k_s=1$

$$k_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (83)$$

Alustavassa laskennassa voidaan laskea yksinkertaistetusti, jos $\rho \geq 0,01$, niin $k_s=0$.

$$k_c = 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef}) \quad (84)$$

joissa:

ρ	Raudoitussuhde A_s/A_c
A_s	Raudoituksen kokonaisala
A_c	Betonipoikkileikkauksen ala
φ_{ef}	Viruma-aste, saadaan kaavasta 67.
K_1	Betonin lujuusluokasta riippuva kerroin. Selvitetään kaavasta 85.
K_2	Normaalivoimasta ja rakenteen hoikkuudesta riippuva kerroin. Saadaan kaavasta 86.

Kertoimet k_1 ja k_2 voidaan määrittää kaavoista 85 ja 86.

$$K_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \text{ (MPa)} \quad (85)$$

missä:

f_{ck}	Betonin lieriölujuus, taulukko 9 (Liite 1.)
----------	---

$$K_2 = n * \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (86)$$

jossa:

n	Suhteellinen normaalivoima, kaava 87.
λ	Hoikkuusluku, saadaan kaavasta 108.

Suhteellinen normaalivoima lasketaan kaavasta 87:

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) \quad (87)$$

missä:

N_{Ed}	Normaalivoiman mitoitusarvo
A_c	Betonipoikkileikkauksen ala
f_{cd}	Puristuslujuuden mitoitusarvo, lasketaan kaavasta 59.

Jos hoikkuuslukua ei tunneta, voidaan käyttää kertoimen arvoa

$$k_2 = n * 0,30 \leq 0,20.$$

Staatistisesti määrittämättömissä rakenteissa viereisten sauvojen epäedulliset vaikutukset tulee ottaa huomioon. Yksinkertaistetusti voidaan olettaa poikkileikkausten olevan täysin halkeilleita. Jäykkyyslaskelmat perustuvat betonin teholliseen kimmokertoimeen, joka saadaan kaavasta 88:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (88)$$

Missä:

E_{cd}	Kimmokertoimen mitoitusarvo, kaava 60.
φ_{ef}	Virumisaste, käytetään kaavasta 67 saatavaa arvoa.

8.2.2 Kokonaismomentti

Toisen kertaluvun momentti lasketaan yhteen normaalin taivutusmomentin kanssa kokonaismitoitusmomentiksi kaavalla 89:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right] \quad (89)$$

missä:

M_{0Ed}	Ensimmäisen kertaluvun momentti
β	Momenttien jakautumasta riippuva kerroin, saadaan kaavasta 93, tietyin ehdoin.
N_{Ed}	Normaalivoiman mitoitusarvo

N_B Nurjahduskuorma, joka perustuu nimellisjäykkyyteen.

Jos poikkileikkaus ja normaalivoima pysyvät vakiona erillispilarissa, voidaan olettaa momentin jakauman olevan sinimuotoinen. Kertoimen β arvo selvitetään kaavasta 90:

$$\beta = \pi^2 / c_0 \quad (90)$$

missä:

c_0 Ensimmäisen kertaluokan momentin jakaumasta riippuva kerroin. Esim. tasaiselle momentille $c_0=8$, paraboliselle momenttijakaumalle $c_0=9,6$ ja symmetriselle kolmiojakaumalle $c_0=12$.

Kun poikkileikkaukseen ei kohdistu poikittaista kuormaa korvataan ensimmäisen kertaluokan momentit M_{01} ja M_{02} vastaavalla tasaisella vakiomomentilla M_{0e} . Vakiomomentin kanssa käytetään kertoimen arvoa $C_0=8$.

Jos edellisiä momentin jakaumaan liittyviä kohtia ei pystytä soveltamaan, voidaan yksinkertaistetusti käyttää kertoimen β arvoa: $\beta=1$.

8.3 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Menetelmää voidaan käyttää erityisesti erillisiin pilareihin, joihin vaikuttaa muuttumaton normaalivoima ja joiden nurjahduspituus l_0 on tiedossa. Menetelmällä saadaan laskettua taipuman aiheuttama nimellinen lisämomentti, kun taipuma lasketaan nurjahduspituuden mukaan arvioidulla kaarevuuden maksimiarvolla.

Mitoitus momentti M_{Ed} saadaan laskettua kaavasta 91:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (91)$$

missä:

M_{0Ed} Ensimmäisen kertaluvun analyysissä saatu taivutusmomentti, jossa epätarkkuudet on huomioitu.

M_2 Lisämomentti, kaava 93.

Jos mitoitettavan sauvan päiden välille ei vaikuta kuormia ja ensimmäisen kertaluvun momentit eivät ole saman arvoisia, voidaan saatujen momenttien tilalla käyttää vakiomomenttia M_{0e} , joka saadaan kaavasta 92.

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (92)$$

Lisämomentti M_2 lasketaan kaavasta 93:

$$M_2 = N_{Ed}e_2 \quad (93)$$

missä:

N_{Ed}	Normaalivoiman mitoitussarvo
e_2	Taipuma, kaava 94.

8.3.1 Taipuma

Taipuma e_2 saadaan selvitettyä kaavasta 94:

$$e_2 = (1/r) l_0^2 / c \quad (94)$$

missä:

$1/r$	Kaarevuus saadaan kaavasta 95.
l_0	Nurjahduspituus, kuva 38, kaavat 109-111.
c	kokonaiskaarevuuden jatkumasta riippuva kerroin. Vakiopoikkileikkauksella arvo on yleensä $c=10$. Jos ensimmäisen kertaluokan momenttina käytetään vakiosuuruutta, käytetään c :n arvona pienempää arvoa. Minimiarvo on $c=8$, joka vastaa vakiosuuruista kokonaismomenttia.

8.3.2 Kaarevuus

Murtumattomien symmetristen, raudat mukaan luettuna, pilarien kaarevuus $1/r$ voidaan laskea kaavasta 95:

$$1/r = K_r K_\varphi * 1/r_0 \quad (95)$$

missä:

K_r	Normaalivoimasta riippuva korjauskerroin, kaava 96.
K_φ	Virumisen huomioon ottava kerroin, kaava 98.
$1/r_0$	Arvo saadaan kaavasta 100.

Normaalivoimasta riippuva korjauskerroin K_r :

$$K_r = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (96)$$

missä:

n	Suhteellinen normaalivoima, kaava 87.
n_u	$1 + \omega$
ω	Mekaaninen raudoitussuhde saadaan kaavasta 97.

Mekaaninen raudoitussuhde ω lasketaan kaavasta 97:

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd}) \quad (97)$$

missä:

A_s	Raudoituksen kokonaisala
A_c	Betonipoikkileikkauksen ala

Virumisen huomioon ottava kerroin K_φ :

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (98)$$

missä:

β	kerroin, lasketaan kaavasta 99.
φ_{ef}	Virumisaste, kaava 67.

Kertoimen β arvo saadaan kaavasta 99:

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 \quad (99)$$

missä:

f_{ck}	Betonin lieriölujuus, taulukko 9. (Liite 1.)
λ	Hoikkuusluku, saadaan kaavasta 109.

Kaarevuuden mitoittamiseen tarvittavan $1/r_0$ arvo:

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd}/(0,45 d) \quad (100)$$

jossa:

ε_{yd}	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvon f_{yd} ja betoniterästen kimmokertoimen mitoitusarvon E_s suhde, selvitetään kaavasta 101.
d	Tehollinen korkeus. Jos osa raudoituksesta on jakautunut yhdensuuntaisesti taivutustason kanssa, eikä se ole keskeisesti vastakkaisilla puolilla saadaan d :n arvo kaavasta 103.

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvon f_{yd} ja betoniterästen kimmokertoimen mitoitusarvon E_s suhde ε_{yd} , kaava 101:

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s \quad (101)$$

missä:

E_s	Terästen kimmokertoimen mitoitusarvo, yleensä 200 GPa.
f_{yd}	Teräksen myötölujuuden mitoitusarvo, riippuu teräslaadusta. Arvo kaavasta 102.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (102)$$

missä:

f_{yk} Teräksen myötölujuus, riippuu teräslaadusta.

γ_s Materiaalin osavarmuusluku $\gamma_s=1,0\dots 1,15$

Tehollisen korkeuden, d , vaihtoehtoinen määrittely, kaava 103:

$$d = \left(\frac{h}{2}\right) + i_s \quad (103)$$

missä:

h Rakenteen korkeus

i_s Raudoituksen kokonaisalan jäyhyys säde, lasketaan suorakaidepoikkileikkauksille kaavasta 104.

$$i_s = (I_s/A_s)^{0,5} \quad (104)$$

missä:

I_s Raudoituksen jäyhyysmomentti betonin painopisteen suhteen, suorakaidepoikkileikkaukselle kaavasta 82.

A_s Raudoituksen kokonaisala poikkileikkauksessa.

8.3.3 Vino taivutus

Vino taivutus voidaan mitoittaa yleisen menetelmän mukaan, jos hoikkuus ja suhteelliset epäkeskisyydet toteuttavat tietyt ehdot.

Menetelmää voidaan käyttää, kun hoikkuus toteuttaa ehdot:

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \text{ ja } \lambda_z/\lambda_y \leq 2.$$

Sekä suhteelliset epäkeskisyydet e_y/h_{eq} ja e_z/b_{eq} toteuttavat ehdon:

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \text{ tai } \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2$$

missä:

λ_y ja λ_z Hoikkuusluvut y- ja z- akselin suhteen, kaava 109.

b_{eq} ja h_{eq} Poikkileikkauksen leveys ja korkeus

Muilla, kuin suorakaiteille poikkileikkauksen leveys, $b_{eq} = i_y * \sqrt{12}$ ja poikkileikkauksen korkeus, $h_{eq} = i_z * \sqrt{12}$.

i_y ja i_z Jäyhyysäteet, kaava 105.

e_z Epäkeskisyyys z- akselin suunnassa, $e_z = M_{Edy}/N_{Ed}$, kuva 37.

e_y Epäkeskisyyys y- akselin suunnassa, $e_y = M_{Edz}/N_{Ed}$, kuva 37.

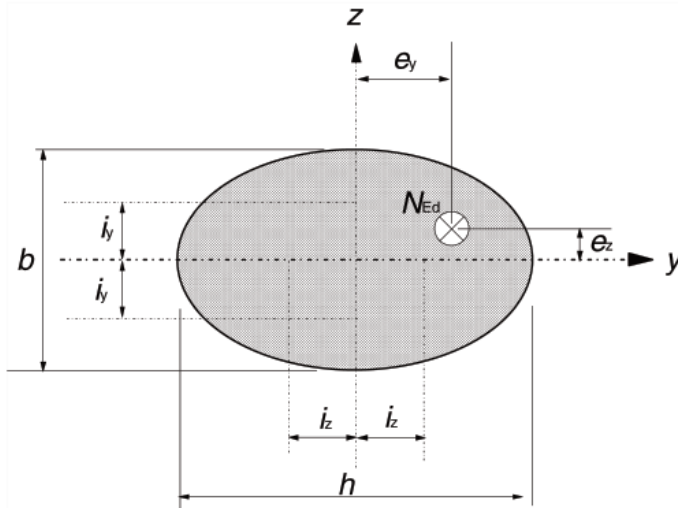
M_{Edy} Toisen kertaluvun voimien aiheuttaman momentin lisän sisältävä mitoitusmomentti y-akselin suhteen.

M_{Edz} Toisen kertaluvun voimien aiheuttaman momentin lisän sisältävä mitoitusmomentti z-akselin suhteen.

N_{Ed} Normaalivoiman mitoitusarvo

Jäyhyysäde i lasketaan suorakaidepoikkileikkaukselle kaavasta:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (105)$$



Kuva 38. Epäkeskisyyksien e_z ja e_y määritelmä. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 74)

Rakenteen määrävän momentin paikka tulee selvittää tarkasti. Rakenteelle suoritetaan ensin normaalivoiman ja momentin tarkastelut kumpaankin pääsuuntaan. Mittaepätarkkuudet otetaan huomioon vain suunnassa, jossa ne ovat epäedullisemmat.

Jos hoikkuus tai suhteelliset epäkeskisyydet eivät toteuta vaadittuja ehtoja, vino taivutus otetaan huomioon käyttämällä mitoitusmomenteja, jotka sisältävät epälineaarisuudesta aiheutuvan lisän. Mitoituksen yksinkertaistettuna ehtona voidaan käyttää $\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0$.

missä:

- $M_{Ed\ z/y}$ Toisen kertaluvun aiheuttaman lisän sisältävä mitoitusmomentti akselin suhteen.
- $M_{Rd\ z/y}$ Taivutusmomentti akselin suuntaisen momentin suhteen.
- a eksponentti, saadaan suorakaidepoikkileikkaukselle taukukosta xx. Ympyrä- ja ellipsipoikkileikkauksissa $a=2$.

suorakaidepoikkileikkauksissa:

Taulukko 8. eksponentin a arvot suorakaidepoikkileikkauksissa. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 74)

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

missä:

N_{Ed}	Normaalivoiman mitoitusarvo
N_{Rd}	Poikkileikkauksen puristuskestävyyden mitoitusarvo, lasketaan kaavasta 106:

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad (106)$$

jossa:

A_c	Betonipoikkileikkauksen bruttoala.
f_{cd}	Puristuslujuuden mitoitusarvo, lasketaan kaavasta 59.
A_s	Pääraudoituksen poikkileikkausala.
f_{yd}	Teräksen myötölujuuden mitoitusarvo, riippuu teräslaadusta. Saadaan kaavasta 102.

8.4 Toisen kertaluvun rasitusten mitoitus sauvoille

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta, jos sauvan hoikkuus λ on pienempi kuin raja-arvo λ_{lim} .

Suositusarvo λ_{lim} saadaan yhtälöstä 107:

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * C / \sqrt{n} \quad (107)$$

missä:

A	$1 / (1 + 0,2 * \varphi_{ef})$, missä φ_{ef} on viruma-aste. Jos viruma-astetta ei tunneta, käytetään arvoa $A=0,7$. φ_{ef} selvitetään kaavasta 67.
B	$\sqrt{1 + 2\omega}$, missä ω on mekaaninen raudoitussuhde. Jos suhdetta ei tunneta, käytetään arvona $B=1,1$.
C	$1,7 - r_m$, missä r_m on päätemomenttien suhde M_{01} / M_{02} . Jos suhdetta ei tiedetä, käytetään arvona $C=0,7$.
ω	Mekaaninen raudoitussuhde, kaava 97.
\sqrt{n}	Suhteellisen normaalivoiman neliöjuuri, kaava 87

missä:

$$M_{01}/M_{02} \quad \text{Ensimmäisen kertaluvun päätementit, } |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

r_m suhdetta pidetään positiivisena, jos päätementit M_{01} ja M_{02} aiheuttavat rakenteeseen venymän samalle puolelle. Silloin $C \leq 1,7$. Jos momenttien suhde on negatiivinen, oletetaan että $C > 1,7$.

Jos ensimmäisen kertaluvun momenteja syntyy jäykistettyihin rakenteisiin vain epätarkkuuksista tai poikittaisista kuormituksista, käytetään jäykistysuhteen arvoa $r_m = 1,0$, jolloin $C = 0$. Arvot pätevät myös jäykistämättömissä rakenteissa.

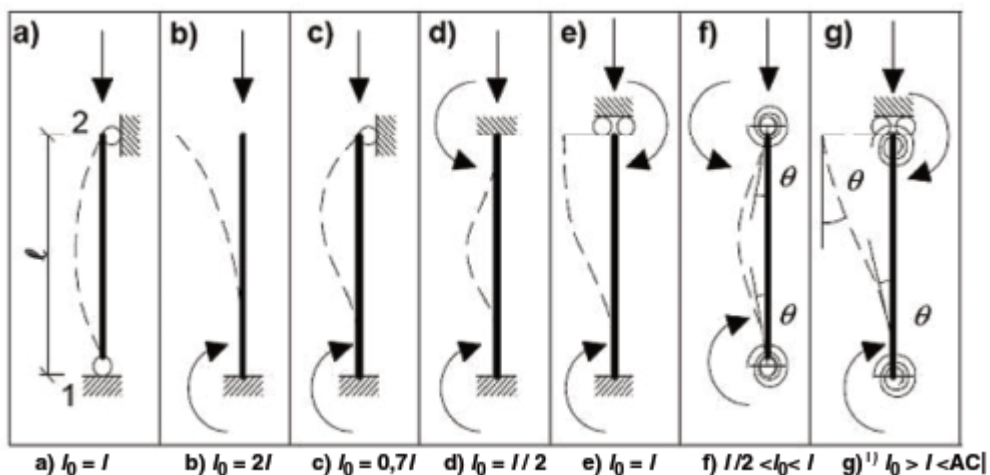
Sauvan hoikkuusluku voidaan laskea kaavasta 108:

$$\lambda = l_0/i \quad (108)$$

missä:

l_0	Nurjahduspituus
i	Jähyys säde halkeilemattomalle betonipoikkileikkaukselle, kaava 105.

Sauvojen nurjahdusmuotoon ja -pituuteen vaikuttaa sauvan liitokset ja niiden jäykkyydet.



Kuva 39. Esimerkkejä sauvojen erilaisista nurjahdusmuodoista ja -pituuksista. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 65)

Säännöllisten kehien puristussauvojen nurjahduspituus saadaan kaavoista 109, 110 ja 111.

Jäykistetyt sauvat lasketaan kaavasta 109. Jäykistettyjen sauvojen nurjahduspituuden määrittämisessä on huomioitava sauvojen halkeilu, jollei sauvoja voida osoittaa halkeilemattomiksi murtorajatilassa.

$$l_0 = 0,5l * \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (109)$$

Jäykistämättömät sauvat lasketaan kaavoista 110 ja 111, joista suurempi arvo tulee määrääväksi.

$$l_0 = l * \sqrt{1 + 10 * \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}} \quad (110)$$

$$l_0 = l * \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \quad (111)$$

Missä:

k_1, k_2 Sauvan päiden kiertymäjoustavuuksien suhteelliset arvot. Vähimmäissuositusarvo $k=0,1$. Arvot saadaan laskettua kaavasta 112:

$$k = (\theta/M) * (EI/l) \quad (112)$$

jossa:

Θ kiinnitysmomenttia M vastaava, kiertymistä vastustavien sauvojen kiertymä.

EI Puristussauvan taivutusjäykkyys

l Puristussauvan kiinnityskohtien välinen korkeus.

8.5 Toisen kertaluvun rasiusten mitoitus rakennuksille

Rasituksia ei tarvitse huomioida rakennuksen mitoittamisessa, jos pystysuuntainen kokonaiskuorma $F_{V,Ed}$ on tarpeeksi pieni ja rakenne on:

- Kohtuullisen symmetrinen, väännön epästabilius ei tule määrääväksi.
- Rakennuksen leikkausmuodonmuutokset ovat merkityksettömän pieniä. Esim. jäykistysseinillä jäykistetyissä rakennuksissa.
- Jäykistyssauvojen jäykkyys on vakio ja kiinnitykset ovat jäykkiä, kiertymät ovat merkityksettömän pieniä.
- Rakennuksen kerroskuormat ovat keskimäärin samansuuruisia.

Kokonaiskuorma voidaan mitoittaa kaavasta 113:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 * \frac{n_s}{n_s + 1,6} * \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (113)$$

missä:

$F_{V,Ed}$	Pystysuuntainen kokonaiskuorma
k_1	Kerroin, Suomessa 0,44, kun $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$. Voidaan korvata kertoimella k_2 , mikäli jäykistyssauvat pysyvät halkeilemattomina murtorajatilassa.
n_s	Kerrosten lukumäärä
L	Momenttijäykistyksen yläpuolinen rakennuksen kokonaiskorkeus
E_{cd}	Betonin kimmokertoimen mitoitussarvo, kaava 60.
I_c	Jäykistävien sauvojen jäyhyysmomentti, kaava 3. suorakaide poikkileikkaukselle.

9 AS OY ESPOON NIITTYHUIPPU

Niittyhuippu on 2017 valmistunut, Espoon Niittykummussa sijaitseva 90 m korkea tornitalo. Rakennuksessa on 27 kerrosta, joista kaksi on kellarikerroksia. Rakennuksessa on yhteensä 200 asuntoa sekä ensimmäisen kerroksen liiketilat.



Kuva 40. As Oy Espoon Niittyhuippu (Sitowise Oy 2017)

Rakennus on perustettu kallionvaraisille anturoille. Rakennuksen kantavana runkona toimivat teräsbetonisiet porrashuoneet, huoneistojen väliset seinät sekä päätyjen kantavat ulkoseinät. Runko on rakennettu elementeistä ja mitoitettu 100 v. käyttöiälle. Torniosa on erotettu muista rakenteista liikunta saumoilla.

Kantavat väli- ja ulkoseinät toimivat rungon pystysuuntaisina jäykistäjinä siirtäen pystykuormat anturoiden kautta maaperään. Jäykistävinä vaakarakenteina toimivat paikallavaletut välipohjat. Maanpaine otetaan vastaan paikallavaletuilla kellarin seinillä ja ohjataan poikittaisia seiniä pitkin perustuksille ja kallioon. Rakennuksen vedetyt rakenneosat on ankkuroitu kallioon.

9.1 Jäykistyksen mitoitus

Rakennuksen stabiliteetti ja jäykistävät rakenteet on mitoitettu ETABS 2015, ver.15.0.0 - laskentaohjelmalla 3D- mallista sekä eurokoodiin perustuvilla Wise Group Finland Oy:n kokonaisvakavuustarkasteluun ja jäykistävien rakennusosien mitoitukseen tarkoitetuilla laskentaohjelmilla. Jäykistävien osien mitoitus on tehty eurokoodien ja kansallisten liitteiden mukaan.

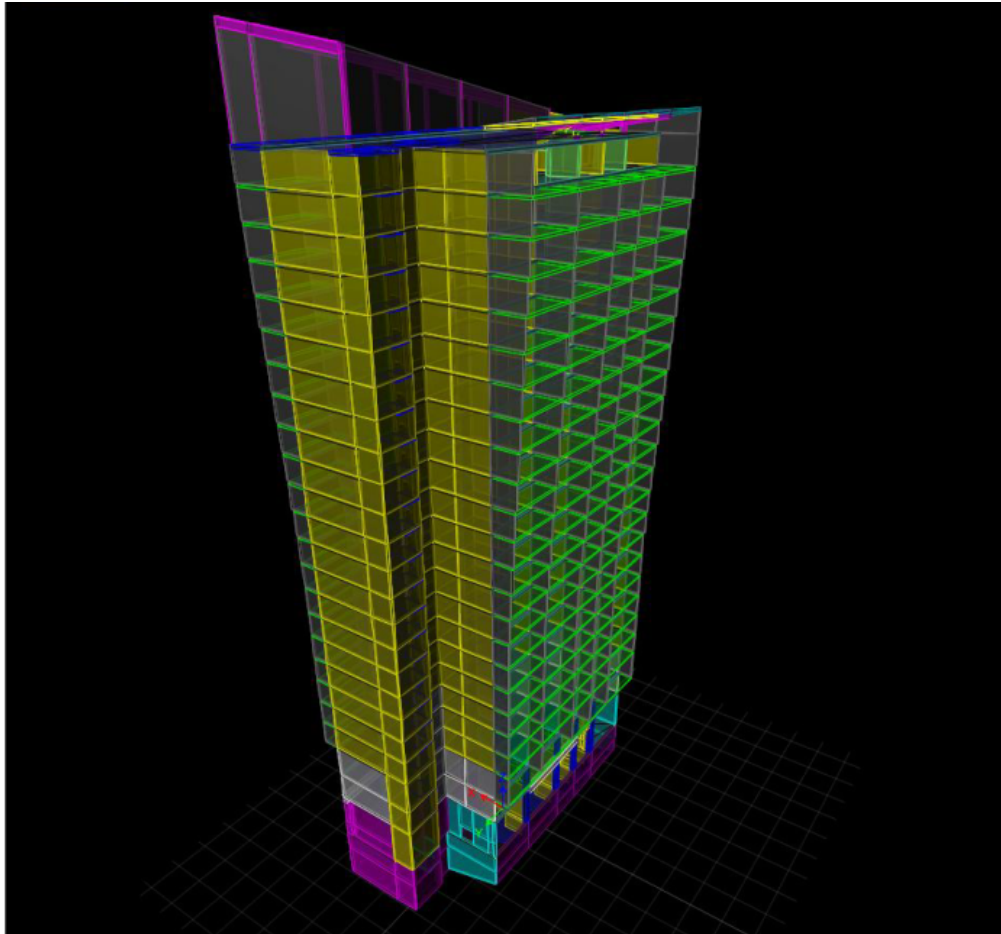
Laskennassa on käytetty 35 eri kuormitusyhdistelmää, joista valittiin stabiliteetin kannalta pahin tilanne mitoituksen pohjaksi.

Laskentamallissa on mallinnettuna kantavat ja jäykistävät pysty- ja vaakarakenteet. Julkisivut, jotka eivät toimi jäykistävinä rakenteina on lisätty malliin viivakuormina. Laatat ja seinät mallinnettiin halkeilemattomina elementteinä. Laatat kantaviat ristiin ja toimivat jäykkinä levyinä. Seinien liitokset ovat joko nivelellisiä tai jäykkiä riippuen liittyvän rakenteen kiinnitys asteesta. Seinät toimivat jatkuvana rakenteena toisiinsa nähden. Pilarien ja palkkien liitokset toimivat nivelellisinä. Pilarit mallinnettiin jatkuvina sauvarakenteina. Teräsbetonipalkkien reiät ja mahdollinen halkeilu tutkittiin erillisellä rakennemallilla.

Tuulikuormat huomioitiin mallissa kerroksittain tason painopisteeseen kohdistuvina x- ja y- suuntaisina pistekuormina. Tuulikuormina käytettiin alueelta tehdyn tuulimittauksen osoittamia arvoja. Selvityksen mukaan alueella ilmenee suuria puuskatuulia, yli 23 m/s, harvemmin, kuin kerran vuodessa. Tuulen aiheuttamiksi ongelmiksi on määritelty puuskaisuuden ajankohdan enustamisen hankaluus korkean rakenteen lähellä.

Rakennus on mitoitettu maastoluokan 0, eli avoimet meren äärellä olevat rannikkoalueet, tuulenpaineelle. Koska rakennuksen käyttöikä on yli 50 vuotta, tuulen 50 vuoden esiintymistiheyden perusarvoa on korotettu 10 %.

Laskennassa on otettu huomioon myös rungon pystyrakenteiden mahdollisesta vinoudesta aiheutuvat lisävaakavoimat sekä laskettu rakennuksen muodosta, kerrosalan kasvamisesta, aiheutuvat taipumat.



Kuva 41. As Oy Espoon Niittyhuipun rakennemalli (Wise Group Finland Oy 2014)

Rakennuksesta laskettiin kuusi alinta ominaistajuutta ja kiihtyvyydestarkaste-
 lulla x- ja y- suunnan sekä väännön kiihtyvyyssarvot.

Taulukko 9. As Oy Espoon Niittyhuipun ominaistajuudet. (Wise Group Finland Oy 2015)

TABLE: Modal Periods and Frequencies			
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec
Modal	1	1.679	0.595 X-suunta
Modal	2	1.507	0.663 vääntö
Modal	3	0.784	1.275 Y-suunta
Modal	4	0.378	2.645
Modal	5	0.338	2.956
Modal	6	0.222	4.504

Ominaistajuuksien laskennassa rakennuksen kuormista huomioitiin oman-
 painon lisäksi 20 % hyötykuormista ja 50 % lumikuormista. Tuulikuormina
 käytettiin Niittykummun kaavamuutosta varten tehdyn tuulisuusselvityksen
 arvoja.

Rakennuksen kiihtyvyys tarkastettiin SFS 1991-1-4 liitteen B sekä ISO 10137-standardin mukaan. Kiihtyvyydestä tarkastelussa tutkittiin kiihtyvyyssarvot x- ja y-suuntaan sekä vääntö. Saatuja kiihtyvyyden arvoja vertailtiin vaakasuuntaisen kiihtyvyyden huippuarvojen raja-arvokäyriin kerran vuodessa tapahtuville tuulen vaikutuksille.

Vaakasuuntaisen kiihtyvyyden huippuarvon raja-arvokäyrät rakennuksille kerran vuodessa tapahtuvalle tuulen vaikutukselle [ISO 10137:2007(E)].

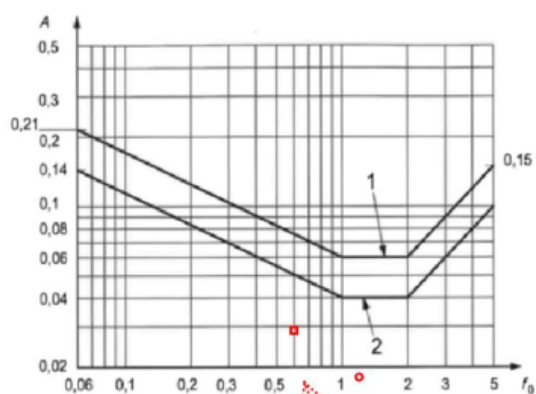
A = kiihtyvyyden huippuarvo, m/s^2

f_0 = alin ominaistajuus sivusuuntaisessa ja vääntövärähtelyssä, Hz

1 toimistot

2 asunnot ja hotellit

- X-suunta
- Y-suunta
- ▲ vääntö



Kuva 42. As Oy Espoon Niittyhuipun kiihtyvyyssarvojen vertailu (Wise Group Finland Oy 2015)

10 POHDINTA

Määritelmää korkeille rakennuksille tai kerrosmäärälle ei ole määritelty tarkasti. Määritelmä vaihtelee kaupungeittain. Tietyillä alueilla jopa alle 8-kerroksisia rakennuksia voidaan pitää korkeina, jos alueen muut rakennukset ovat matalampia. Tässä tapauksessa korkean rakennuksen voi mitoittaa ja suunnitella normaaliin tapaan.

Osaaminen korkeiden rakennusten suunnitteluun ja rakentamiseen on vielä lapsenkengissä Suomessa. Vaikka projektien lisääntyessä osaaminenkin kehittyy, tietoa jaetaan niukasti yritysten ulkopuolelle. Tietoa korkeista rakennuksista ja niiden erityispiirteistä on vaikea löytää, sillä suuri osa tietotaidosta

saadaan käytännön kautta, kohteita suunnittelemalla ja rakentamalla. Korkean rakentamisen tietoa jaetaan muun muassa seminaareissa ja eri tahojen pitämässä koulutuksissa. Materiaalia on kuitenkin haastavaa saada, jos ei pysty osallistumaan tilaisuuksiin.

Opinnäytetyön tarkoitus on toimia korkeiden asuinrakennusten jäykistyksen suunnittelun kokoelmateoksena. Työhön on eritelty korkeiden rakenteiden erityispiirteet, jäykistysmuodot ja erityisesti korkeisiin rakennuksiin kohdistuvat voimat ja niiden vaikutukset. Työssä selvitettiin määrääviksi tekijöiksi muodostuvat voimat ja vaikutukset. Kaavojen arvot on selitetty perusteista lähtien, selkeyttämään suunnittelun kulkua.

Työssä käsitellään korkeiden rakennusten varsinaista mitoitusta vain lyhyesti, sillä työn edetessä kävi selväksi, ettei korkeiden rakennusten käsin mitoitusta tarkasti ole mahdollista. Rakennukset pystytään mitoittamaan likiarvojen avulla käsin, mutta se on todella työlästä.

Korkeiden rakennusten mitoituksessa tarkastettavien kuormitusyhdistelmien määrä nousee hyvin suureksi, jopa yli 30. Mitoituksessa määrääviksi tekijöiksi usein muodostuvat rakennuksen taipuma, värähtely ja kiihtyvyys.

Tuulen ja vaikutusten dynaamisten ominaisuuksien laskeminen on haastavaa laskukaavoilla, sillä laskennassa joudutaan tekemään paljon yksinkertaistuksia ja käyttämään likiarvoja. Opinnäytetyössä on huomioitu tuulen vaikutus vain rakennuksen runkoon. Tuulen vaikutuksia julkisivuihin tai terassien ja sisäänkäyntien tuulisuuteen ei ole huomioitu. Opinnäytetyössä ei ole käsitelty tuulitunnelikokeita, eikä huomioitu tuulen pyörteisyyttä. Tuuli on esitetty yksinkertaistetusti paineiden ja voimien joukkoina. Tuulen käyttäytymiseen ja puuskien suuruuksiin ei ole syvennytty opinnäytetyössä.

Korkeiden rakenteiden mitoituksen kaavoissa käytetään paljon likiarvoja ja yksinkertaistuksia. Rakennuksen ominaistajuuden arviointikaava on kaavoista epätarkin, ja saattaa antaa jopa 50-prosenttisesti virheellisen tuloksen. Tietokoneiden FEM-laskentaohjelmilla mitoitus on huomattavasti selkeäm-

pää ja tarkempaa. FEM-laskennan haasteena on osata käyttää ohjelmaa oikein.

Korkeiden asuinrakennusten jäykistysjärjestelmänä käytetään useimmiten jäykistäviä väliseiniä ja joissain tapauksissa myös jäykistäviä ulkoseiniä ja paikalla valettuja välipohjia. Asuinrakennuksiin rakennetaan paljon huoneiston välisiä väliseiniä, joten kyseisen jäykistysjärjestelmän käyttö on vaivatonta, eikä aiheuta rakentamiseen ylimääräisiä kuluja. Seinien rikkonaisuus ovien, ikkunoiden ja hormien aiheuttamien aukkojen vuoksi tuo haasteita järjestelmän käyttöön. Seinälinjan tulee olla ehjä tarpeeksi pitkältä matkalta toimiakseen jäykisteenä. Myös yhdistelmäjäykistys on yleistä korkeassa rakentamisessa. Yhdistelmäjäykistyksellä pystytään huomioimaan, niin rakenteelliset kuin käytännölliset tarpeet, sekä pitämään kustannukset matalina. Yhdistelmäjäykistyksen muunneltavuus tapauskohtaisesti helpottaa haastavien rakennusten jäykistyksessä.

Korkeiden rakennusten suunnittelu poikkeaa matalampien talojen suunnittelusta vaatavuudellaan. Rakennusten korkeus ja siitä aiheutuvat kuormitukset lisäävät onnettomuustilanteiden riskejä ja asettavat suunnittelulle sekä rakenteiden kestävyydelle korkeammat vaatimukset. Perinteisten kuormien lisäksi korkeissa rakennuksissa tulee ottaa huomioon kuormien epäkeskisyydestä aiheutuva lisävaakavoima ja toisen kertaluvun vaikutukset.

Koska korkeiden rakennusten mitoitus on haastavampaa, otetaan siinä tarkemmin huomioon betonin ja mahdolliset rakenteiden valmistamisesta aiheutuvat ominaisuudet. Huomioitavia ominaisuuksia ovat mm. rakenteen epäkeskisyydestä aiheutuvat lisävaakavoimat ja betonin ajasta, lämpötilasta ja kosteudesta johtuva viruminen sekä betonin halkeilu. Ilmiöt esiintyvät myös matalammissa rakennuksissa, mutta eivät ole niin merkittäviä rakennuksen stabiliteetin kannalta.

Ohjelmilla mitoitettaessa rakennemalli tulee mallintaa hyvin tarkasti ja kiinnittää erityistä huomiota liitosten oikeaan mallintamiseen. Virheellisesti mallinnettu liitos aiheuttaa virheellisiä tuloksia leikkausvoimissa ja voimien suuruuksien heittoja. Tästä syystä suunnittelijan on hyvä ymmärtää korkean ra-

kenteen mitoituksen teoriaa ja voimien ilmenemistä sekä suuruusluokkia, jotta pystyy paikantamaan epätavalliset virheistä aiheutuneet arvot.

Mallinnusta käsitellään suppeasti opinnäytetyössä, eikä käytännön mallintamisesta ole esitetty juurikaan tietoa. Mallintamisesta löytyy kuitenkin alan kirjallisuutta ja useampia opinnäytetöitä, joten aihetta on ehditty tutkimaan jo runsaasti.

Aiheena korkeiden asuinrakennusten jäykistys on haastava ja laaja kokonaisuus yhteen opinnäytetyöhön. Siksi tutkimus jäi melko pintapuoliseksi tässä koosteessa. Aihetta on kuitenkin rajattu mitoituksen osalta koskemaan vain betonirakenteita.

Aiheesta pystyisi tekemään paljon syventävää jatkotutkimusta. Tuulen vaikutusten mitoituksesta pystyisi tekemään vielä uuden opinnäytetyön perehtymällä syvemmin tuulen käyttäytymiseen, puuskiin ja voimien jakautumiseen rakenteissa. Myös toisen kertaluokan rasiusten mitoitukseen voisi syventyä tarkemmin, esimerkiksi tutkimalla epälineaarista mitoitus tapaa. Jäykistykseen mitoitus voisi tutkia erikseen teräs- tai puurakenteille.

LÄHTEET

Ahti-Virtanen, J. 2019. Suomessa korkea on maltillista. Projektiiutiset. PDF-tiedosto. Saatavissa: <https://www.projektiiutiset.fi/suomessa-korkea-on-maltillista/> [viitattu 7.12.2019].

Ala-Ojala, J. 2013. Wise Group Finland Oy. Ylikorkeat rakennukset ja hybridihankkeet – rakenteelliset haasteet. Luentodiasarja.

Betoniteollisuus ry. 2010. Jäykistysjärjestelmät. PDF-tiedosto. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22083/J%C3%A4ykistysj%C3%A4rjestelm%C3%A4t.pdf> [viitattu 2.10.2019].

Council on tall buildings and urban habitant (CTBUH). 2019. Tall, supertall and megatall buildings. Verkkojulkaisu. Saatavissa: <https://www.ctbuh.org/resource/height> [viitattu 18.12.2019].

Densands, S. & Ingrid Cloud. 2019. High-rise building or skyscraper: what's the difference?, Verkkojulkaisu. Saatavissa: <https://www.ingridcloud.com/blog/high-rise-building-and-skyscraper-whats-the-difference/> [viitattu 18.12.2019].

Elementtisuunnittelu.fi. 2010. Jäykistysjärjestelmät. Verkkojulkaisu. Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat> [viitattu 10.2.2019].

Korkeat rakennukset. 2010. Verkkojulkaisu. Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23690/Korkeiden%20rakennusten%20j%C3%A4ykistys.docx> [viitattu 7.2.2019].

E1 Suomen rakentamismääräyskokoelma. 2011. Rakennusten paloturvallisuus. Määräykset ja ohjeet. Helsinki. Ympäristöministeriö, Rakennetun ympäristön osasto.

Halttunen, H. & Stadius, A. 2013. Espoon tornit. Espoon kaupunkisuunnitteluosasto. PDF-dokumentti. Saatavissa: <https://www.espoo.fi/download/noname/%7BB2380FE8-D2A0-4E19-993E-0C3D3BA96F4B%7D/34597> [viitattu 7.2.2019].

Helsingin kaupunki. 2018. Korkeanrakentamisen rakennustapa ohje. Saatavissa: https://www.hel.fi/static/rakvv/ohjeet/KORKEAN_RAKENTAMISEN_RAKENTAMISTAPAOHJE_OHJEKORTIT.pdf [viitattu 9.7.2019].

ISO 10137:2007(E) Standardi

Jyväskylän kaupunki. 2019. Keskustan korkearakentaminen. Saatavissa:

<https://www.jyvaskyla.fi/kaavoitus/projektit-ja-ohjelmat/keskustan-kehittamishanke/keskustan-korkean-rakentamisen> [viitattu 9.7.2019].

Kortelainen, M. 2019. ”Puurakentamisen irvikuva” kerää nyt ylistystä – puukerrostalon seinissä on satoja jäykistäviä terästankoja. Rakennuslehti. PDF-tiedosto. Saatavissa: <https://www.rakennuslehti.fi/2019/08/irvikuvaksi-haukuttu-puukohde-keraa-kehuja-kun-rakentaminen-lahti-sujumaan-rakennuttajan-tuskakin-alkoi-hellittaa/> [viitattu 07.12.2019].

Leskelä & Suomen betoniyhdistys. 2008. BY 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. 2. painos. Jyväskylä. Gummerus kirjapaino Oy.

Mannila, S. 2018. Helsinkiin kohoaa jopa 180 metriä korkea torni- katso miltä tulevaisuuden Pasila näyttää. Yle uutiset. Verkkajulkaisu. Saatavissa: <https://yle.fi/uutiset/3-10438104> [viitattu 18.10.2019].

Puuinfo. 2015. Puukerrostalon toiminnallinen palotekninen suunnittelu. Tekninen tiedote. Saatavissa: <https://hallinta-mikkeli.kunta-api.fi/wp-content/uploads/2018/04/Puukerrostalon-toiminnallinen-palotekninen-suunnittelu.pdf> [viitattu 03.12.2019].

Rakentamismääräyskokoelma, Ympäristöministeriö.

SFS-EN 1990+A1+AC. 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet.

SFS-EN 1991-1-1+AC. 2002. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, omapaino ja rakennusten hyötykuormat

SFS-EN 1991-1-4-AC-A1. 2011. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat

SFS-EN 1991-1-7. 2006. Eurokoodi 1: rakenteiden kuormat Osa 1-7: Yleiset kuormat – Onnettomuuskuormat

SFS-1992-1-1+A1+AC. 2015. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

SRV, Helsingin REDIn Majakka, Saatavissa: <https://www.srv.fi/asuminen/helsingin-redin-majakka/> [viitattu 9.12.2019]

Suomen betoniyhdistys. 2013. BY 211, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja -osa 1. Helsinki. Multiprint Oy Vantaa.

Takkunen, J, 2018, Yle listasi maailman seitsemän korkeinta rakennusta – Saudi-Arabia rakentaa kilometriin saakka. Artikkel. Saatavissa: <https://yle.fi/uutiset/3-10092200> [viitattu: 9.12.2019].

Thomsen, M. 2012. Tornitalot: Kohti korkeuksia. Historianet. Verkkojulkaisu. Saatavissa: <https://historianet.fi/tekniikka/rakennushankkeet/tornitalot-kohti-korkeuksia> [viitattu 18.12.2019].

Tilastokeskus. 2017. Suomen virallinen tilasto (SVT): Asunnot ja asuinolot. Helsinki. Verkkojulkaisu. Saatavilla: http://www.stat.fi/til/asas/2017/asas_2017_2018-05-17_tie_001_fi.html [viitattu: 9.12.2019].

Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardin soveltamisesta. 2010. PDF-tiedosto. Saatavissa: https://www.finlex.fi/data/normit/36399/Eurokoodien_5_NA-paketti_05-11-2010.pdf [viitattu 7.10.2019].

Ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista. 2015. PDF-dokumentti. Saatavissa: http://www.ym.fi/download/YM_ohje_rakentamisen_suunnittelutehtavien_vaativuusluokista/324f1ce5-d4cc-4ee3-9199-eea1e12af427/107762 [viitattu 10.7.2019].

Ympäristöministeriön ohje rakennusten suunnittelijoiden kelpoisuudesta. 2015. PDF-dokumentti. Saatavissa: https://www.edilex.fi/data/rakentamismaaraykset/YM_ohje_rakennusten_suunnittelijoiden_kelpoisuudesta_paiv01042015.pdf [viitattu 10.7.2019].

Wise Group Finland Oy. 2012. Ylikorkeat rakennukset Suomessa. Luentodiasarja.

Kuvaluettelo

Kuva 1. Helsingin REDIn Majakka (SRV 2019).....	6
Kuva 2. Niittyhuippu (Lumon 2017).....	7
Kuva 3. Trigoni talvella (YIT 2019).....	7
Kuva 4. Lakhta Center (kauppalehti.fi 2018).....	8
Kuva 5. Turning torso (Junge 2011).....	8
Kuva 6. Burj Khailifata (tripadvisor.fi 2010)	9
Kuva 7. Malli Jeddha towerista (thetowerinfo.com 2018).....	9
Kuva 8. Korkeiden rakennusten vertailu (Yle uutisgrafiikka 2014).....	10
Kuva 9. Kheopsin pyramidi (Yle 2017).....	11
Kuva 10. Eiffel torni (Khoul 2009).....	11
Kuva 11. Empire state building (bigbustours 2018)	12
Kuva 12. Kantavien rakenteiden palonkestävyyden mitoittaminen rakennusmääräyskokoelman osan E1 ja Eurocode-standardien mukaan. (Puuinfo 2015, 2.).....	13
Kuva 13. Joensuun puukerrostalo, Lighthouse (Arcadia Oy Arkkitehtitoimisto 2018).....	13
Kuva 14 Kiihtyvyyden raja-arvot. (ISO 10137:2007(E) 2007)	22
Kuva 15. Pilarijäykistyksen periaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 14)	26
Kuva 16. Mastoseinäjäykistyksen periaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 15)	27
Kuva 17. Jäykistystornien periaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 18)	27
Kuva 18. Kehäjäykistyksen periaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 19)	28
Kuva 19. Levyjäykistyksen periaatekuva (Betoniteollisuus ry 2010, 20.).....	29
Kuva 20. Erilaisia ristikkojäykistyksessä toimivia ristikkoratkaisuja (Betoniteollisuus ry 2010, 22).....	29
Kuva 21. Yhdistetty mastoseinä- ja ristikkojäykistys (Betoniteollisuus ry 2010, 25)	30
Kuva 22. Yhdistetty levy- ja mastopilarijäykistys (Betoniteollisuus ry 2010, 23)	31
Kuva 23. Yhdistetyn levy- ja mastopilarijäykistyksen toimintaperiaate. (Betoniteollisuus ry 2010, 24).....	31

Kuva 24. Teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerron, kun vapaanpään ohittava virtaus jätetään huomiotta. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 114)	34
Kuva 25. Pyöreäsärmäisen neliöpoikkileikkauksen voimakerron. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 114).....	34
Kuva 26. Päätevaikutuskertoimen suuntaa-antavia arvoja eheyssuhteen eri arvoilla, hoikkuuden funktiona. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 140).....	35
Kuva 27. Toispuoleisten maastonkohoumien sijaintikerroin s. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 166).....	41
Kuva 28. Moleminpuolisten maastonkohoumien sijaintikerroin s. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 168).....	41
Kuva 29. Rakenteen muodon vaikutus nopeuspainekorkeuteen. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 50).....	44
Kuva 30. Korkean rakenteen vaikutus lähellä oleviin rakenteisiin. (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 175).....	45
Kuva 31 Tehospektrin tiheysfunktio $S_L(f_L)$ (SFS-EN1991-1-4 2011, 176) ...	49
Kuva 32. Erillisiin rakenneosiin vaikuttavan normaali- ja poikittaisvoiman vaikutuksia. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 56).....	54
kuva 33. Mittaepätarkkuuksia rakenteessa. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 56)	55
Kuva 34. Jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 35).....	58
Kuva 35. Puristetun betonin paraabeli-suorakaide-kuvio. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 36).....	59
Kuva 36. Bilineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 36).....	59
Kuva 37. Suorakaiteen muotoinen jännitys jakauma. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 37)	60
Kuva 38. Epäkeskisyyksien e_z ja e_y määritelmä. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 74)	74
Kuva 39. Esimerkkejä sauvojen erilaisista nurjahdusmuodoista ja -pituuksista. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 65).....	76
Kuva 40. As Oy Espoon Niittyhuippu (Sitowise Oy 2017).....	79
Kuva 41. As Oy Espoon Niittyhuipun rakennemalli (Wise Group Finland Oy, 2014).....	81

Kuva 42. As Oy Espoon Niittyhuipun kiihtyvyyssarvojen vertailu (Wise Group Finland Oy, 2015).....	82
---	----

Taulukkoluetelo

Taulukko 1. Vaakarakenteiden minimihyötykuormat. (SFS-EN 1991-1-1+AC 2002, 30)	18
Taulukko 2. Kuormien yhdistely murtorajatilassa. (Suomen Betoni yhdistys 2013, 25)	19
Taulukko 3. Ψ - kertoimien arvot. (SFS 1990+A1+AC 2011, 86).....	20
Taulukko 4. Tehollisen hoikkuuden suositusarvoja (SFS-EN 1991-1-4+AC 2011, 138)	36
Taulukko 5. Maastoluokat ja maastoparametrit. (SFS-EN1991-1-4 2011, 36)	37
Taulukko 6. Tehollisen pituuden L_e arvot. (SFS-EN1991-1-4 2011, 166)	40
Taulukko 7. Sisäisen vaimennuksen logaritmisen dekrementin likimääräisiä arvoja alimmassa ominaismuodossa. (SFS-EN1991-1-4 2011, 252)	47
Taulukko 8 eksponentin a arvot suorakaidepoikkileikkauksissa. (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 74).....	74
Taulukko 9. As Oy Espoon Niittyhuipun ominaistajuudet. (Wise Group Finland Oy 2015).....	81
Taulukko 10. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet taulukko (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 30)	92

Liite 1.

Taulukko 10. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet taulukko (SFS-1992-1-1+A1+AC 2015, 30)

Betonin lujuusluokka												Analyytinen yhteys/viittaus						
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60		70	80	90			
f_{ck} (MPa)																		
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105				
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98				
f_{cm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0				
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5				
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6				
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44				
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8				
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8				
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6				
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6				
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4				
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3				
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6				