



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

JARI TOIJONEN  
TEKNISTEN MÄÄRÄYSTEN JA OHJEIDEN VAIKUTUKSET LIIKE-  
RAKENNUSTEN PÄÄRAKENNUSMATERIAALIN VALINTAAN  
Diplomityö

*Tarkastaja: professori Ralf Lindberg  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty  
Tuotantotalouden ja rakentamisen  
tiedekuntaneuvoston kokouksessa  
15. Toukokuuta.2013*



## TIIVISTELMÄ

*TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO*

*Rakennustekniikan koulutusohjelma*

*TOIJONEN, JARI: Teknisten määräysten ja ohjeiden vaikutukset liikerakennuksen  
päärakennusmateriaalin valintaan*

*Diplomityö, 119 sivua, 78 liitesivua*

*Syyskuu 2013*

*Pääaine: Rakennesuunnittelu*

*Tarkastaja: professori Ralf Lindberg*

*Avainsanat: Rakennusmateriaalien vertailu, betoni, teräs, puu, eurokoodit*

Tämä opinnäytetyö käsittelee teknisten määräysten ja ohjeiden vaikutuksia rakennuksen kantavassa rungossa pääasiallisesti käytettyihin materiaaleihin. Päärakennusmateriaaleilla tässä tapauksessa tarkoitetaan betonia, terästä sekä liimapuuta. Näiden materiaalien yhdistelmiä sekä liittorakenteita ei tässä opinnäytetyössä ole tutkittu.

Työn lähtökohdaksi on ollut vertailla yksikerroksisia liikerakennuksia, jotka on toteutettu työhön valituilla materiaaleilla. Työn tarkoituksena on ollut tarkastella suunnittelua ohjaavia teknisiä määräyksiä sekä ohjeita ja selvittää minkälaisia vaikutuksia eri päärakennusmateriaaleille näistä aiheutuu. Lisäksi tavoitteena on ollut tuottaa opintomateriaalia alan suunnittelijoille sekä opiskelijoille.

Opinnäytetyön alkupuolella on tehty kirjallisuusselvitystä Suomessa käytetyistä suunnittelua ohjaavista teknisistä määräyksistä sekä ohjeista. Opinnäytteeseen valikoitiin tyyppillinen hallimainen yksikerroksinen liikerakennus, joka suunniteltiin FMC Groupissa betoni-, teräs- sekä liimapuurakenteisena. Opinnäytteeseen kuului betonisen liikerakennuksen suunnitteleminen yleisesti hyväksytyin keinoin sekä näiden kolmen vaihtoehdon laskelmien tulosten vertailu.

Rakennuksen hyötykorkeuden kasvaessa, alkavat teräksisen sekä liimapuisen rakennuksen ominaisuudet heikentyä betoniin verrattuna. Tärkeimpänä tekijänä tähän on paloluokan vaihtuminen luokasta P2 luokkaan P1. Toiseksi kasvavat jäykistysreaktiot edellyttävät yhä useamman pilarivälin jäykistämistä, jolloin muuntojoustavuus liimapuulla ja teräksellä kärsii. Liimapuulla ongelmaksi muodostuu lisäksi pilarien poikkileikkaussuureiden kasvaminen jo rakennuksen toiminnallisuutta haittaaviin mittoihin.

Rakennuksen toiminnallisuuden kannalta teräs on opinnäytteen tapauksissa ehdottomasti paras. Valttikortteina teräksellä on kattoristikoiden mahdollistama vapaa talotekniikan sijoittelu sekä sirot pilarit rakennuksen hyötykorkeudesta riippumatta.

Liimapuun etuna on alhainen lämmönjohtavuus, jolloin kylmäsiltojen sekä kondenssiongelmien vaarat pienenevät oleellisesti.

Kokonaisvarmuuden osalta laskelmilla on osoitettu satunnaisten ylikuormitusten vaikutusten olevan suurempia kevyille rakennusmateriaaleille. Betonille muodostuu tässä asiassa suuresta omasta painosta selvää etua.

## ABSTRACT

*TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY*

*Master's Degree Programme in Structural Technology*

**TOIJONEN, JARI:** *The effects of technical regulations and instructions to the selection of the main building material for commercial buildings*

*Master of Science Thesis, 119 pages, 78 Appendix pages*

*September 2013*

*Major: Structural Engineering*

*Examiner: Professor Ralf Lindberg*

*Keywords: Comparing building materials, Concrete, Steel, Wood, Eurocodes*

This thesis discusses the effects of technical regulations and instructions to principally used building materials of bearing structures. The main building material in this case refers to concrete, steel and glue-laminated timber. This thesis doesn't discuss the combinations of these materials and composite structures.

The work is based on comparing one-storey buildings that have been implemented on using the materials chosen to this thesis. The aim of this thesis has been to look behind the technical regulations and guidelines and to find out what effects does these have to the main building materials. In addition the aim has been to produce learning material for designers as well as students who are involved in the field of structural engineering.

The first part of the thesis consists of literature research made of technical regulations and instructions which guide Finnish structural designing process. The reference building type selected to this thesis is a typical hall-like one-storey commercial building that was designed in FMC Group. There were three different cases to consist of purely concrete, steel and glue-lam.

Thesis involved designing the concrete version of these cases by the generally accepted means and to compare the calculation results of these three different cases.

As the height of the buildings in these cases increased, the properties of steel and glue-laminated timber started to decrease comparing to the properties of concrete. The most important factor here is the fire class changing from class P2 to P1. Secondly, the reactions to keep the structures stable increase, which requires more bracing thus leading to decrease in the adaptability of steel and timber based structures.

Also the dimensions of the timber columns grow immensely to values that start to affect functionality of the building. Considering the functionality of the building, the steel version is definitely the best. Key elements to this are the open areas made possible by steel trusses and slender columns.

Timber has a low thermal conductivity, whereby cold bridges and problems with condensing are reduced substantially.

Considering the total safety factor of the structures, based on the calculations, the occasional overloads impacts especially lighter building materials. Concrete structures have clear advantage in these situations having greater dead load.

## ALKUSANAT

Tämä opinnäytetyö on tehty Finnmap Consulting Oy:ssä Betoniteollisuus ry:n sekä Suomen betoniyhdistys ry:n toimeksiannosta.

Työn ohjaajina ovat toimineet DI Arto Suikka, DI Juha Valjus ja DI Tapio Raunama. Työn tarkastajana toimi professori Ralf Lindberg.

Tarkastajan ja ohjaajien lisäksi haluaisin kiittää TkL Ismo Tawastia sekä DI Antti Vileniä alkutaipaleen suunnannäyttäjinä. Erityiset kiitokset ansaitsee DI Arto Sivill lukuisten tuottavien keskusteluidemme sekä teknisen opastuksen johdosta. Muita projektiin liittyviä henkilöitä, joita haluan heidän panoksestaan kiittää ovat: DI Timo Pekkinen, RI Ville Tarvainen, RI Harri Moilanen sekä RI Jukka Hyry.

Vanhemmilleni haluaisin osoittaa mitä suurimmat kiitokseni avusta sekä kannustuksesta koko opiskelu-urani sekä elämäni aikana.

Lisäksi äärettömät kiitokset ihanalle puolisololleni Annelle sekä opinnäytetyön alkuvaiheessa syntyneelle esikoispojallessi Lucalle, kun toitte iloa ja tarkoitusta arkiseen aherrukseeni.

Tampereella 12.9.2013

Jari Toijonen



## SISÄLLYS

Abstract.....	iv
Termit ja niiden määritelmät.....	x
1 JOHDANTO .....	1
2 TEKNISET MÄÄRÄYKSET JA OHJEET .....	2
2.1 Suomen rakentamismääräyskokoelma.....	3
2.2 Eurokoodi.....	3
3 SUUNNITTELUSSA TARVITTAVAT LÄHTÖTIEDOT .....	4
3.1 Rakennusmateriaalista riippumattomat lähtötiedot.....	4
3.1.1 Suunnittelutehtävän vaativuusluokka .....	4
3.1.2 Suunniteltu käyttöikä.....	6
3.1.3 Rakennuksen- tai rakennekokonaisuuden seuraamusluokka.....	7
3.1.4 Rakennuksen- tai rakennekokonaisuuden seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa .....	8
3.1.5 Palonkestovaatimukset .....	8
3.1.6 Hankkeen vaativuusluokka.....	9
3.2 Betonirakenteiden lähtötiedot .....	11
3.2.1 Rasitusluokat betonirakenteille.....	11
3.2.2 Betonipeite.....	12
3.2.3 Toteutus- ja toleranssiluokat betonirakenteille.....	13
3.3 Teräsrakenteiden lähtötiedot .....	13
3.3.1 Teräsrakenteiden toteutusluokat .....	13
3.3.2 Geometriset toleranssit .....	15
3.3.3 Ympäristöluokat .....	15
3.3.4 Pintakäsittelyt ja esikäsitteilyasteet .....	17
3.4 Puurakenteiden lähtötiedot.....	19
3.4.1 Puurakenteiden Käyttöluokat .....	19
4 VARMUUSKERTOIMET .....	20
4.1 Materiaalin osavarmuuskertoimet.....	20
4.1.1 Rakennusmääräyskokoelma .....	20
4.1.2 Eurokoodi .....	21
4.1.3 Pienennetyt materiaalin osavarmuuskertoimet.....	22
4.2 Hyötykuormien pienentäminen.....	24
4.2.1 Rakennusmääräyskokoelma .....	24
4.2.2 Eurokoodi .....	24
5 KUORMITUKSET .....	26
5.1 Lumikuorma.....	26
5.1.1 Rakennusmääräyskokoelma .....	26
5.1.2 Eurokoodi .....	28
5.2 Tuulikuorma.....	32
5.2.1 Rakennusmääräyskokoelma .....	32

5.2.2	Eurokoodi .....	33
5.3	Hyötykuormat .....	36
5.3.1	Rakennusmääräyskokoelma .....	36
5.3.2	Eurokoodi .....	37
5.4	Toteuttamisen aikaiset kuormat .....	39
5.4.1	Rakennusmääräyskokoelma .....	40
5.4.2	Eurokoodi .....	40
6	<b>KUORMITUSYHDISTELMÄT</b> .....	42
6.1	Rakennusmääräyskokoelma.....	42
6.1.1	Murtorajatila .....	42
6.1.2	Käyttörajatila .....	43
6.1.3	Onnettomuustilanne.....	44
6.1.4	Palotilanne .....	44
6.2	Eurokoodi.....	45
6.2.1	Murtorajatila .....	45
6.2.2	Käyttörajatila .....	47
6.2.3	Onnettomuustilanne.....	47
7	<b>JÄYKISTYS</b> .....	49
7.1	Alustava jäykistysuunnittelu .....	50
7.2	Mastojäykistys .....	51
7.3	Lisävaakavoimat .....	51
7.3.1	Rakennusmääräyskokoelma .....	52
7.3.2	Eurokoodi .....	53
8	<b>PALO</b> .....	54
8.1	Rakennusmääräyskokoelman osa E1 .....	54
8.1.1	Rakennusosat .....	54
8.1.2	Rakennustarvikkeet .....	54
8.1.3	Rakennusten käyttötavat.....	55
8.1.4	Ollennainen vaatimus ja vaatimuksen täyttymisen osoittaminen.....	55
8.1.5	Palokuormat.....	56
8.1.6	Paloluokka .....	56
8.1.7	Palo-osastot.....	58
8.1.8	Kantavien rakenteiden luokkavaatimukset.....	59
8.2	Mitoituspalot.....	60
8.3	Betonirakenteiden palomitoitus SFS-EN 1992-1-2 .....	61
8.3.1	Laskennallinen mitoitus.....	62
8.3.2	Taulukkomitoitus.....	63
8.4	Teräsrakenteiden palomitoitus SFS-EN 1993-1-2 .....	63
8.5	Puurakenteiden palomitoitus SFS-EN 1995-1-2.....	64
8.5.1	Tehollisen poikkileikkauksen menetelmä .....	67
8.5.2	Tehollisen ominaisuuksien menetelmä.....	68
8.6	Vertailua materiaalien ominaisuuksista ja palonkeston parantamisesta .....	69



9	JATKUVA SORTUMA.....	70
9.1	Jatkuvaa sortumaa rajoittavat tekijät.....	70
9.2	Sidevoimat eurokoodin onnettomuusrajatilassa .....	72
9.2.1	Seuraamusluokat 1 ja 2.....	73
9.2.2	Seuraamusluokka 3a.....	73
9.2.3	Seuraamusluokka 3b.....	74
9.3	Putoamisen estäminen.....	75
10	LASKELMIEN TULOKSET .....	76
10.1	Rakennusrunkojen esittely .....	78
10.2	Lisävaakavoimat .....	81
10.3	Tuulikuorma.....	83
10.4	Siirtymät vaakavoimista.....	86
10.5	Rakennusrungon paino.....	88
10.6	Hallin tilavuus korkeuden funktiona.....	90
10.6.1	Pilarien poikkileikkaussuureet rakennuksen hyötykorkeuden funktiona 90	
10.6.2	Korkeuden vaikutus rakennuksen kokonaissiirtymiin .....	92
10.6.3	Korkeuden vaikutus pilarien taivutusmomenteihin. ....	94
10.6.4	Teräs- sekä puurungon jäykistysreaktiot pitkän sivun diagonaalin perustusliitokselle .....	99
10.7	Pilariruudukon vertailua materiaalien kesken.....	102
10.8	Onnettomuuskuormien sekä jatkuvan sortuman sidevoimien ja sidontatapojen vertailua .....	104
10.9	Palonkesto .....	106
10.10	Yläpohjarakenteiden kokonaisvarmuus .....	108
10.11	Kuormat RakMk vs EC.....	110
10.12	Yleistä pohdintaa ja vertailua materiaalien kesken.....	111
11	YHTEENVETO.....	113
12	LÄHDELUETTELO.....	115
13	LIITTEET .....	119

## TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

<b>Toteutuseritelmä</b>	Kaikki toteutuksessa tarvittavat suunnittelijan toteuttajalle toimittamat asiakirjat yhteensä.
<b>Betonipeite</b>	Etäisyys rakenneosan ulkoreunasta betoniteräkseen.
<b>Toleranssi</b>	Sallittu raja-arvo poikkemalle.
<b>Monte Carlo laskenta</b>	Numeerisen mallintamisen menetelmä, jossa hyödynnetään todennäköisyyslaskentaa ja tilastotiedettä.
<b>FDS</b>	Fire Dynamics Simulator.
<b>Isotermi</b>	Lämpötilan samanarvokäyrä.
<b>Kriittinen lämpötila</b>	Lämpötila, jossa teräsrakenneosa menettää kantavuutensa suhteessa kuormitustasoon.
<b>FEM</b>	Finite Element Method.
<b>HI- palkki</b>	Harjapalkki, jonka poikkileikkaus I: n muotoinen.
<b>CFRHS</b>	Cold Formed Rectangular Hollow Section.
<b>RakMk</b>	Suomen rakentamismääräyskokoelma.
<b>BNK</b>	Betoninormikortti.
<b>NA</b>	National Annex, Kansallinen liite

# 1 JOHDANTO

Uusien suunnitteluohjejärjestelmien käyttöönotto on aiheuttanut hämmennystä rakennusalan opiskelijoiden sekä suunnittelijoiden parissa. Erilaiset lähestymistavat rakennesuunnittelijan tarvitsemiin lähtötietoihin sekä varmuustasoon ovat oleellisia asioita, jotka suunnitteluhankkeeseen ryhtyvän tulee tietää. Uusien ohjeiden vaikutuksia rakennusmateriaalien optimaaliseen käyttöön halutaan selvittää, jotta tiedetään mahdollisia raja-arvoja sekä olosuhteita, joissa kukin materiaali on vahvoilla.

Työn alkupuolella tehdään kirjallisuusselvitystä rakennesuunnittelua ohjaavista teknisistä ohjeista sekä määräyksistä, jolloin työn perusteella pystytään selvittämään johdonmukaisesti betoni-, teräs sekä puurakenteisen rakennuksen suunnittelemiseksi vaadittuja lähtötietoja. Kohdissa viitataan asianmukaiseen kirjallisuuteen, jotta asiasta pystytään tarvittaessa selvittämään enemmän. Lisäksi selkeytetään mitä määräyksillä ja ohjeilla tarkoitetaan ja kenen vastuulla mikäkin lähtötieto on toimittaa hankkeen eri osapuolille.

Työ jatkuu suunnitteluosuudella, jossa mitoitetaan tyypillinen yksikerroksinen betoni-liikerakennus. Finnmap Cosulting Oy:ssä tehdään tähän liittyvä tutkimus materiaalien vertailusta, jossa on myös suunniteltuna vastaavan kokoinen rakennus teräs- sekä liima-puurakenteisena. Tämän opinnäytetyön loppuosuudessa vertaillaan Finnmapin tutkimukseen valittujen kolmen rakenneratkaisun laskelmista sekä piirustuksista saatuja tuloksia ja pyritään analysoimaan ratkaisujen hyviä sekä huonoja ominaisuuksia olosuhteisiin nähden. Työtä tehdessä on ehdottoman tärkeää pysytellä puolueettomana ja tarkastella materiaaleja objektiivisesti.

Työ on hyvin ajankohtainen, koska suunnitteluohjejärjestelmän vaihtuminen Suomen rakentamismääräyskokoelmasta eurokoodeihin on parhaillaan tapahtumassa. Eurokoodien asiantuntemus suunnittelurintamalla on vielä kuitenkin osittain hyvinkin puutteellista.

Työn tavoitteena on ollut selvittää eurokoodien käyttöönottoa sekä tuottaa oppimateriaalia alan suunnittelijoille sekä opiskelijoille. Lisäksi tavoitteena on löytää määräysten valossa mahdollisia raja-arvoja sekä tilanteita, joissa materiaalit osoittavat omat vahvuutensa tai vastaavasti heikkoutensa.

Työn teoriaosuudesta on rajattu pois rakenteiden käyttölämpötilan mitoittaminen sekä liittorakenteiden tutkiminen.

Työ toteutetaan Finnmap Consulting Oy:ssä Betoniteollisuus ry:n sekä Suomen betoniyhdistyksen toimeksiannosta.

## 2 TEKNISET MÄÄRÄYKSET JA OHJEET

Suomi on siirtymävaiheessa suunnitteluohjejärjestelmän vaihdossa suomen rakentamismääräyskokoelmasta eurokoodeihin. Ympäristöministeriöllä on parhaillaan menossa nykyisen B -osan kokonaisuudistustyö. Uudessa B-sarjassa ohjeita ei anneta enää asetuksina. Jatkossa ympäristöministeriön ohjeina julkaistavat mahdolliset ohjeet tulevat olemaan suosituksia. Uusi versio ei sisällä siis varsinaisia yksityiskohtaisia laskenta- ja mitoitusohjeita vaan lähinnä suunnittelua sekä toteutusta ohjaavia ja velvoittavia vaatimuksia laadunvarmistamiseksi. Uudistettua B-sarjaa voidaan käyttää yhdessä eurokoodien kanssa ja osien numerointi on muutettu noudattelemaan eurokoodien pääosien numerointia. [1]

Rakenteiden suunnittelua säätelevät suunnitteluohjeet ja normit ovat käsitteinä määrittellemättömiä. Se mitä näillä käsitteillä itse asiassa tarkoitetaan, on aikojen saatossa pääsyt hämärtymään.

Leskelän mukaan suomalaiset määräykset ja ohjeet voidaan jakaa seitsemään erilaiseen luokkaan: [2, pp. 20-21]

1. Määräykset, joita on ehdottomasti noudatettava. Nämä määräykset ovat sisällöltään sellaisia, että ne velvoittavat henkilöriskien poistamiseen. On suunniteltava sellaisia rakenteita, jotka ovat käyttäjälleen turvallisia ja tähän tavoitteeseen katsotaan päästävän suunnittelemalla rakenne rajatilamitoitusta käyttäen.
2. Viranomaisohjeet, joiden mukaan suunniteltuna rakenne on viranomaisen hyväksyttävä. Tästä esimerkkinä Suomen Rakentamismääräyskokoelman B osio.
3. Standardit, jotka ovat sitovia siltä osin kuin rakentamismääräykset tai suunnitteluasiakirjat edellyttävät.
4. Yhdistysten suositukset, kuten Suomen Betoniyhdistyksen sekä Suomen Rakennusinsinöörien liiton julkaisut. Nämä julkaisut sisältävät tyypillisesti Suomessa yleisesti noudatettuja käytäntöjä ja mitoitus tietoa. Näillä ohjeilla ei ole viranomaisohjeiden statusarvoa, mutta usein niitä on laadittu myös rakenteille, joiden

mitoittamiseksi ei ole viranomaisohjeita. Virheellinen uskomus on, että betoninormit ovat viranomaisohjeita. Betoninormit ovat Suomen Betoniyhdistyksen jo pitkään julkaisemia ohjeita, joissa toistetaan myös paljon RakMk B4 tekstiä. Tällöin ne sisältävät viranomaisohjeita, mutta eivät itse ole niitä.

5. Oppikirjat
6. Tutkimusjulkaisut
7. Tuotevalmistajien omat esitteet sekä käyttöselosteet

## **2.1 Suomen rakentamismääräyskokoelma**

Suomen rakentamismääräyskokoelma on joukko ympäristöministeriön antamia maankäyttö- ja rakennuslakia täydentäviä rakentamista koskevia teknisiä ja näitä vastaavia yleisiä määräyksiä sekä ohjeita. Rakentamismääräyskokoelman määräykset velvoittavat toimimaan tarkalleen määräyksen mukaan. Ohjeet antavat mahdollisuuden käyttää toisenlaisia ratkaisuja tai toimia edellyttäen, että ne täyttävät rakentamiselle asetetut vaatimukset. Muidenkin valtion viranomaistahojen rakentamista koskevia määräyksiä sekä säädöksiä voidaan lisäksi koota rakentamismääräyskokoelmaan. [3] [4, p. 13 §]

## **2.2 Eurokoodi**

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelua ohjaavia Euroopan standardointikomitean julkaisemia yleiseurooppalaisia EN- suunnittelustandardeja yhdessä ympäristöministeriön asetuksella vahvistettujen kansallisten liitteiden (NA) kanssa. Ympäristöministeriö vastaa Suomen kansallisten liitteiden laatimisesta lukuun ottamatta muille hallinnonaloille kuuluvia osa-alueita.

Eurokoodit koostuvat tällä hetkellä 58 osasta, joissa esitetään kattavat varmuuden määrittämisperusteet, kuormitusohjeet sekä rakennusmateriaalikohtaiset mitoitusohjeet. [5]

## 3 SUUNNITTELUSSA TARVITTAVAT LÄHTÖTIEDOT

Rakennesuunnittelija tarvitsee lähtötietoja, jotka yhdessä määräysten ja ohjeiden kanssa ohjaavat suunnittelua ja sen etenemistä. Lähtötiedot ovat suurelta osin kytköksissä toisiinsa ja usein yhden niistä muuttaminen johtaa ketjureaktioon, jossa muitakin lähtötietoja joudutaan muuttamaan. Tämän kappaleen tarkoitus on koostaa eurokoodinmukaiset betoni-, teräs- sekä puurakenteiden rakennesuunnitelmia varten tarvittavat lähtötiedot yhteen. Lisäksi on tarkoitus osoittaa kenen vastuulla lähtötiedon antaminen on ja mistä kyseistä lähtötietoa koskevaa lisätietoa voidaan etsiä.

Itsestään selvästi lähtötietovaatimuksiin kuuluu rakennusten kuormitukset, joita käsitellään tässä työssä myöhemmin. Kaikkien rakennusmateriaalien osalta lähtötiedoiksi vaaditaan lisäksi käytettyjen materiaalien lujuusluokka sekä maapohjan kantavuus. Rajataan näiden tarkastelu kuitenkin tämän opinnäytteen ulkopuolelle.

### 3.1 Rakennusmateriaalista riippumattomat lähtötiedot

#### 3.1.1 Suunnittelutehtävän vaativuusluokka

4.2.3.1	AA ERITYISVAATIMUS (MRA 48 § 1 mom.)	A PERUSVAATIMUS (MRA 48 § 1 mom.)	B PIENEHKÖ tai teknisiltä ominaisuuksiltaan TAVANOMAINEN rakennus (MRA 48 § 2 mom.)	(C) VÄHÄINEN (MRA 48 § 3 mom.)
VAATIVUUDEN YLEISET LUOKITUSPERUSTEET  Rakenneluokat ks. RakMk B4, B6, B7	Rakennus tai tila, <ul style="list-style-type: none"> <li>joka on raskaasti kuormitettu ja siinä on suuria pistekuormia tai suuria dynaamisia kuormia;</li> <li>joka on korkeudeltaan 30 m tai suurempi laskettuna perustusten yläpinnasta ylimpiin kannattajiin;</li> <li>joka on vakavuussuunnittelun osalta erityisen vaativa; tai</li> <li>jota samanaikaisesti käyttää suuri joukko ihmisiä.</li> </ul> Kantava rakenneosa, joka <ul style="list-style-type: none"> <li>on paikalla valmistettava ja jänneväliltään yli 15 m;</li> <li>on tavanomaisesta poikkeava liittorakenne;</li> <li>on vaativa erikoisrakenne; tai</li> <li>suunnitellaan rakenneluokassa 1.</li> </ul> Muutos- tai korjaustyö, jossa muutoin rakenneluokkaan 2 kuuluvan rakenteen staattista toimintaa oleellisesti muutetaan.	Rakennus tai tila, joka on kooltaan ja rakenteiltaan normaali.  Kantava rakenneosa, joka suunnitellaan rakenneluokassa 2.  Hanke voi sisältää erikseen suunniteltuja rakenneluokan 1 (vaativuusluokan AA) rakenteita.	Rakennus tai tila, <ul style="list-style-type: none"> <li>jossa on pientalon tavanomaiset rakenteet; tai</li> <li>joka on enintään 2-kerroksinen ja jossa yleensä vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten pienehkö varasto tai maatalouden tuotantorakennus, pinta-ala enintään 300 m<sup>2</sup> ja jännevälit enintään 6 m.</li> </ul> Kantava rakenneosa, joka suunnitellaan rakenneluokassa 3.  Hanke voi sisältää erikseen suunniteltuja rakenneluokan 1 tai 2 (vaativuusluokan AA tai A) rakenteita.	Rakennus tai tila on pieni, 1-kerroksinen sekä tarkoitettu muuhun kuin pysyvään asumiseen tai työntekoon ja rakenteet voidaan riittävästi esittää rakennussuunnitelmassa.

4.2.3.2 RUNKORAKENTEET	AA (1)	A (2)	B (3)
Betonirakenteet	<ul style="list-style-type: none"> <li>• rakennus on yli 8-kerroksinen;</li> <li>• rakenteen kantavuus mitoitetaan betonin lujuudelle yli K40;</li> <li>• rakenne on esivalmistettu ja jänneväliltään yli 25 m; tai</li> <li>• rakenne on jännitetty.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• rakenteen kantavuus mitoitetaan betonin lujuudelle korkeintaan K40;</li> <li>• rakennuksen kellari-tiloissa on harkko-rakenteiset maan-paineseinät.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• rakenteen kantavuus mitoitetaan betonin lujuudelle korkeintaan K 20.</li> </ul>
Puurakenteet	<ul style="list-style-type: none"> <li>• rakennus on 3–4-kerroksinen asuinkerrostalo; tai</li> <li>• rakenne on esivalmistettu ja jänneväliltään yli 25 m.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• rakenne suunnitellaan naulalevyristikoita käyttäen.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• rakennus on tavanomainen enintään 2-kerroksinen pientalo, jonka lujuuslaskelmissa käytettävän sahatavaran lujuus on enintään T24 (C24).</li> </ul>
Teräsrakenteet	<ul style="list-style-type: none"> <li>• rakennus on yli 8-kerroksinen; tai</li> <li>• rakenne on esivalmistettu ja jänneväliltään yli 36 m; tai</li> <li>• rakenne, jonka kantavuus mitoitetaan korkeammalle teräksen myötölujuudelle kuin 355 N/mm<sup>2</sup>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• rakennus on enintään 2-kerroksinen, tarkoitettu pysyvään asumiseen tai työntekoon ja rungon teräksiset rakenneosat ja niiden liitokset eivät ole käyttöön vakiintuneita ratkaisuja; tai</li> <li>• rakennus on 3–8-kerroksinen käyttö-tarkoituksesta riippumatta.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• rakennus on enintään 2-kerroksinen ja tarkoitettu muuhun kuin pysyvään asumiseen tai työntekoon; tai</li> <li>• rakennus on enintään 2-kerroksinen, tarkoitettu pysyvään asumiseen tai työntekoon ja rungon teräksiset rakenneosat ja niiden liitokset ovat käyttöön vakiintuneita ratkaisuja.</li> </ul>

*Taulukko 1. Rakennesuunnittelutehtävän vaativuus [6, p. 13]*

Suunnittelutehtävän vaativuusluokan perusteella valitaan käytettävä rakenneluokka. Rakenneluokka on kuitenkin eurokoodien mukaan suunniteltaessa korvattu rakenteen toteutus- sekä toleranssiluokilla.

Suunnittelutehtävän vaativuusluokka vaikuttaa lisäksi suunnittelijan kelpoisuuden arviointiin. Rakennusvalvontaviranomainen toteaa rakennuslupakohtaisesti suunnittelijan riittävästä pätevydestä suhteessa suunnittelutehtävän vaativuuteen. Suunnittelijan koulutus yhdessä kokemuksen kanssa muodostavat suunnittelijan pätevyden. Rakennesuunnittelutehtävän vaativuus määritetään edelleen eurokoodeinkin mitoitettaessa Suomen rakentamismääräyskokoelma osan A2 Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat mukaan.

On huomattava, että vaativuuden yleiset luokitusperusteet ovat materiaalista riippumattomia, mutta betoni-, teräs- sekä puurakenteille on lisäksi omat ehtonsa vaativuusluokan määräytymiseen.

### 3.1.2 Suunniteltu käyttöikä

Suunnitellun käyttöiän luokka	Viitteellinen suunniteltu käyttöikä (vuosia)	Esimerkkejä
1	10	Tilapäisrakenteet <sup>(1)</sup>
2	10...25	Vaihdeavissa olevat rakenteen osat, esim. nosturiratapalkit, laakerit
3	15...30	Maatalous- ja vastaavat rakennukset
4	50	Talonrakennukset ja muut tavanomaiset rakenteet
5	100	Monumentaaliset rakennukset, sillat ja muut maa- ja vesirakennuskohteet

<sup>(1)</sup> Sellaisia rakenteita tai niiden osia, jotka voidaan purkaa uudelleen käytettäväksi, ei pidetä tilapäisinä.

*Taulukko 2. Viitteellinen suunniteltu käyttöikä [7, p. 48]*

Rakenteelta vaaditaan käyttöikänsä aikana kestävyyttä koskien rakenteen lujuutta, käytökelpoisuutta sekä stabiiliutta. Nämä vaatimukset on rakenteen täytettävä ilman, että rakenne vaatisi kohtuuttomia ylläpitotoimenpiteitä.

Tilaja määrittelee ensin rakennukselle sen käyttötarkoituksensa perusteella tavoitteellisen käyttöiän, jonka perusteella rakennesuunnittelija määrittelee rakennukselle suunnitellun käyttöiän. Rakenneosille määritetään kestoajat, jotka voivat poiketa koko rakennuksen suunnitellusta käyttöiästä. Periaatteena on, että mitä vaikeammin rakenneosa on korjattavissa tai korvattavissa, niin sitä pidempi käyttöikä sille määritetään.

Käyttöiän oletetaan noudattavan log-normaalijakautumaa, jolloin esimerkiksi 95 % varmuustasolla, ainoastaan 5 % rakenneosista voi vaurioitua ennen suunniteltua käyttöikää. Kuitenkin suurin osa rakenneosista kestää reilusti yli suunnitellun arvonsa, jolloin yhdessä rakennuksen huoltotoimenpiteiden kanssa todelliseksi rakennuksen käyttöiäksi muodostuu paljon pidempi, kuin alkuperäinen suunniteltu käyttöikä.

Ympäristöarastukset ovat lähtötietoja, jotka suunnittelijalla tulee olla käytössään. Rakenteelle suunniteltu käyttöikä saavutetaan ottamalla huomioon:

- Rakenteen perusratkaisu
- Materiaalin valinta
- Rakenteen yksityiskohdat
- Toteuttaminen
- Laadunvalvonta
- Tarkastaminen
- Vaatimuksenmukaisuuden osoittamistavat
- Erityistoimenpiteet

Vaatimuksen osoittamismenetelmillä tässä yhteydessä tarkoitetaan esimerkiksi vaadittavan pienimmän betonipeitteen osoittamista sekä betonirauhoitteiden tartuntavaatimusten täyttämistä. Tavallisen teräksen korvaaminen ruostumattomilla teräksillä sekä erilaisten pinnoitteiden käyttäminen ovat vaihtoehtoja lukuisista erityistoimenpiteistä.

[8, p. kohta 2.4], [9], [10, p. 49],



### 3.1.3 Rakennuksen- tai rakennekokonaisuuden seuraamusluokka

Rakennuksen luotettavuuden tasoa kuvataan eurokoodeissa seuraamusluokilla, jotka ovat sidoksissa luotettavuusluokkiin RC. Seuraamusluokilla kuvataan rakennuksen tai rakenneosan mahdollisen vian tai vaurion seuraamuksia hengenmenetyksen, taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia. Seuraamusluokan sekä luotettavuustason mukaan määritetään kuormille kerroin  $K_{FI}$ , joka tulee huomioida kuormien yhdistelykaavioissa. Kerrointa  $K_{FI}$  ei kuitenkaan huomioida käyttörajatila- eikä väsytystarkaste- luissa.

Seuraamusluokat ovat jaettu kolmeen osaan: CC1, CC2 sekä CC3 ja niiden painoarvo kertoimeen  $K_{FI}$  jakaantuu seuraavasti:

- Luotettavuusluokka RC3 ja Seuraamusluokka CC3, jolloin  $K_{FI} = 1,1$
- Luotettavuusluokka RC2 ja Seuraamusluokka CC2, jolloin  $K_{FI} = 1,0$
- Luotettavuusluokka RC1 ja Seuraamusluokka CC1, jolloin  $K_{FI} = 0,9$

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä maa- ja vesirakennuskohteita koskevia esimerkkejä
CC3	<b>Suuret</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Pääkatsomot; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat suuret (esim. konserttitalo)
CC2	<b>Keskisuuret</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai merkittävien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Asuin- ja liikerakennukset; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat keskisuuret (esim. toimistorakennus)
CC1	<b>Vähäiset</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai pienten tai merkityksettömien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Maa- ja metsätalousrakennukset, joissa ei yleensä oleskele ihmisiä (esim. varastorakennukset), kasvihuoneet

Taulukko 3. Seuraamusluokkien määrittely [7, p. 92]

Seuraamusluokat ovat siis sidottuja luotettavuusluokkiin RC. Luotettavuusluokat vaikuttavat lisäksi suunnittelun valvontatasoon sekä toteutuksen aikaiseen tarkastamistasoon. [7]

Suunnittelun valvontatasot	Ominaisuudet	Laskelmien, piirustusten ja eritelmien tarkastamisen suositetut vähimmäisvaatimukset
DSL3 liittyy tasoon RC3	Laaja valvonta	Kolmannen osapuolen suorittama tarkastus: Tarkastuksen suorittaa muu kuin suunnitelman laatinut organisaatio
DSL2 liittyy tasoon RC2	Normaali valvonta	Tarkastuksen suorittavat muut henkilöt kuin alunperin suunnittelusta vastuussa olleet ja se suoritetaan organisaation oman menettelytavan mukaisesti.
DSL1 liittyy tasoon RC1	Normaali valvonta	Itse suoritettava tarkastus: Tarkastuksen suorittaa suunnittelija itse.

Taulukko 4. Suunnittelun valvontatasot [7, p. 96]

Tarkastamistasot	Ominaisuudet	Vaatimukset
IL3 liittyy luokkaan RC3	Laaja tarkastaminen	Tarkastukset suorittaa kolmas osapuoli
IL2 liittyy luokkaan RC2	Normaali tarkastaminen	Organisaation menettelytapojen mukainen tarkastaminen
IL1 liittyy luokkaan RC1	Normaali tarkastaminen	Itse suoritettavat tarkastukset

Taulukko 5. Toteutuksen aikainen tarkastaminen [7, p. 96]

### 3.1.4 Rakennuksen- tai rakennekokonaisuuden seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa

Seuraamusluokka	Rakennuksen tyypin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus
1	1- ja 2- kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esimerkiksi varastot
2a Melko pienen riskin ryhmä	Rakennukset, joissa on korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta* tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16m
2b Melko suuren riskin ryhmä	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3
3a	9-15 kerroksiset** asuin-, konttori-, liikerakennukset ja muut 9-15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset
3b	Muut yli 8-kerroksiset** rakennukset Konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot (yli 1000 henkeä) Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan

\* Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella kuitenkin onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaisesti

\*\* Kellarikerrokset mukaan luettuina

Taulukko 6. Rakennusten jaottelu seuraamusluokkiin onnettomuusrajatilassa [11, p. 130]

### 3.1.5 Palonkestovaatimukset

Palonkestoajat kantavuudelle, eristävyydelle sekä osastoinnille ovat rakennukselle määritettyjä ajanjaksoja, joka rakennuksen ja sen rakennusosien tulee kestää sortumatta tai aiheuttamatta vaaraa. Tapauksissa, joissa rakennuksen sortuminen aiheuttaisi suurta vaaraa henkilöturvallisuudelle sekä laajaa taloudellista, sosiaalista tai ympäristöhaittaa, rakennuksen tulee kestää koko palokuorman palaminen sekä jäähtyminen.

Lähtötiedoksi kantavien rakenteiden suunnitteluun rakennesuunnittelija tarvitsee rakennuksen palonkestovaatimusajan. Paloon liittyviä asioita käsitellään tarkemmin luvussa 8.

### 3.1.6 Hankkeen vaativuusluokka

Hankkeen vaativuusluokka on jaettu kolmeen eri osaan samoin kuin seuraamusluokatin. Vaativuusluokan 3 vaatimukset ovat suurimmat. Vaativuusluokka määritellään osavaativuusluokilla seuraavasti:

- V1. Suunnittelun- ja toteutuksen kannalta vaativat rakenteet (arvot 1-3, joista 3 kovin vaativuus)
- V2. Suunnittelun kannalta normaalista poikkeavia staattisia tai dynaamisia kuormitustilanteita rakenteet (arvot 1-3, joista 3 kovin vaativuus)
- V3. Teknisesti vaativan käytön, huollon tai olosuhteiden kannalta vaativia rakenteita (arvot 1-3, joista 3 kovin vaativuus)
- V4. Vaativa hankkeen tiedonhallinnan ja organisaation kannalta rakenteet (arvot 1-3, joista 3 kovin vaativuus). Hyvä esimerkki tähän on suunnittelu-tehtävien pilkkominen.

Riskitason selvittämiseksi tehdään lisäksi seuraamusluokan tarkastelu. Kirjassa RIL 241-2007 sivulla 18 on esitetty ohjeet osaseuraamusluokkien määrittelemiseksi. Riskitaso selvitetään seuraamusluokan sekä vaativuusluokan avulla. Riskitason ollessa 3, ehdottaa päärakennesuunnittelija erityismenettelyjä:

- Alustavan riskiarvion laadinta
- Riskianalyysin laadinta
- Rakennesuunnittelun resurssien varmistaminen
- Toimijoiden pätevyyden varmistaminen
- Rakennesuunnitelmien ulkopuolinen tarkastus
- Rakenteiden työmaatoteutuksen ulkopuolinen tarkastus
- Rakennustuotteen kelpoisuuden varmistaminen rakennuspaikkakohtaisesti
- valmisosien laadunvarmistus
- Tehostettu käytönaikainen seuranta sekä huolto
- Tehostettu tiedonkulku, joka liittyy kaikkiin yllämainittuihin kohtiin



Taulukko 7. Riskitaso-, seuraamus- sekä vaativuusluokka. [12, p. 18]

Hankkeen vaativuus (V, vaativuusluokka)	Vahingon seuraamus (S, seuraamusluokka)		
	Suuri (3)	Keskisuuri (2)	Vähäinen (1)
Suuri (3)	3	3	2
Keskisuuri (2)	3	2	1
Vähäinen (1)	2	1	1

*Riskitasoluokka R = 3: Hanke kuuluu erityismenettelyn piiriin.*  
 Riskianalyysin ja muiden selvitysten perusteella valitaan ne erityismenettelyn toimenpiteet, joiden avulla voidaan todetut riskit tehokkaasti estää toteutumasta. Toimenpiteet tulle kohdistaa niihin rakenteisiin ja seikkoihin, joissa todetaan olevan erityistä kriittisyyttä, vaativuutta ja/tai poikkeavuutta.

*Riskitasoluokka R = 2: Hanke kuuluu erityismenettelyn piiriin erikoistapauksissa.*  
 Hankkeessa voi olla riskejä ja vaativuutta, jotka vaativat rakenteellisen turvallisuuden erityistoimenpiteitä. Valitut erityistoimenpiteet, jotka ovat rajatut ja tarkkaan kohdistetut, voidaan joko suorittaa viranomaispäätöksellä erityismenettelynä (erikoistapaus) tai hankeorganisaation omilla laadunvarmistustoimenpiteillä.

*Riskitasoluokka R = 1: Erityismenettelyä ei tarvita.*  
 Kaikissa em. luokissa tulee aina noudattaa normaaleja rakenteellisen turvallisuuden laadunvarmistustoimenpiteitä (ks. sivu 13).

Taulukko 8. Riskitasoluokka ja erityismenettelyn käynnistäminen [12, p. 18]

## 3.2 Betonirakenteiden lähtötiedot

### 3.2.1 Rasitusluokat betonirakenteille

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokkia voi esiintyä
<b>1 Ei korroosion tai rasituksen riskiä</b>		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni: Kaikkiin ympäristöihin lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni: hyvin kuiva	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
<b>2 Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korroosio</b>		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa Usein perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
<b>3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio</b>		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alltiina ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alltiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alltiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät Paikoitustalojen laatat
<b>4 Meriveden kloridien aiheuttama korroosio</b>		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksissa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
<b>5 Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä</b>		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alltiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alltiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alltiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alltiit teiden ja siltojen kannet Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alltiit betonipinnat Roiskeyöhykkeellä olevat jäätymiselle alltiit merirakenteet
<b>6 Kemiallinen rasitus</b>		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

Taulukko 9. Ympäristöolosuhteisiin liittyvät rasitusluokat [10, p. 48]

Betonirakenteiden säilyvyyteen yksi merkittävästi vaikuttavista tekijöistä ovat ympäristöolosuhteet, joille rakenne altistuu käyttöikänsä aikana. Useimmat betonia vaurioitta-

vista mekanismeista aiheutuvat betoniin kulkeutuneiden veden tai ilman sisältävien ionien seurauksena.

Rasitusluokat kuvaavat rakenneosaan kohdistuvia ympäristön aiheuttamia rasituksia. Rakennesuunnittelijan tehtävänä on arvioida tapauskohtaisesti olosuhteet, joissa rakenneosaan mahdollisia rasituksia kohdistuu. Valittavana on useampia vaihtoehtoja poiketen aikaisemmista rakennusmääräyskokoelman ympäristöluokista, jotka olivat lähinnä ympäristörasitusten yhdistelmiä.

Rasitusluokkien perusteella voidaan valita tapaukseen soveltuva betonimassa, jolla on riittävä vähimmäislujuus sekä vesi-sementtisuhde. Lisäksi voidaan määrittää riittävät terästen betonipeitteet yhdessä suunnitellun käyttöiän kanssa. [10], [13]

### 3.2.2 Betonipeite

Betonipeitteen nimellisarvo määritellään betonipeitteen minimiarvon sekä suunnittelussa huomioon otettavan mittapoikkeaman summana. Betonipeitteen nimellisarvo tulee määrittellä piirustuksissa. Betonipeitteen vähimmäisarvolla taataan tartuntavoimien siirtyminen, teräksen korroosiosuoja sekä riittävä palonkestävyys.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.1)$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} \quad (3.2)$$

Tartuntavaatimus	
Tankojen niputus	Betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,b}$ *
Erilliset tangot	Tangon halkaisija
Niput	Ekvivalentti halkaisija ( $\varnothing_n$ ) (ks. kohtaa 8.9.1)
* Jos kiviaineksen suurin nimelliskoko on yli 32 mm, betonipeitteen vähimmäisarvoa $c_{min,b}$ suurennetaan 5 mm.	

*Taulukko 10. Tartuntavaatimuksesta aiheutuva betonipeitteen vähimmäisarvo. [10, p. 50]*

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)								
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä <sup>1)</sup>	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka $\geq$	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5
RakMK B4 1-rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

<sup>1)</sup> Jos rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta, on myös muut säilyvyysvaatimukset tarkistettava RakMK B4 (SFS-EN 206-1 kansallinen liite) mukaisesti.

Suositteluisista  $c_{min,b}$  arvoista voidaan poiketa käytettäessä yleisesti hyväksyttyä käyttöikämitoitusta.

*Taulukko 11. Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo. [14, p. 5]*

Suunnittelussa huomioon otettavan mittapoikkeaman  $\Delta c_{dev}$  arvona käytetään 10mm, paitsi käytettäessä pienennettyjä osavarmuuslukuja, jolloin arvona käytetään 5mm. Muiden poikkeamien arvot suomessa käytettäessä saavat eurokoodin suosittelman arvolla.

### 3.2.3 Toteutus- ja toleranssiluokat betonirakenteille

Aikaisemmin rakennusmääräyskokoelmassa on rakentamisen toteutusta ja toleransseja ohjattu rakenneluokilla. Nykyisin laadunhallinnan vaatimukset määritellään eurokoodeissa käyttäen betonille yhtä kolmesta toteutusluokasta ja toista kahdesta toleranssiluokasta. Toteutusluokan vaatimukset rakentamiselle tiukkenevat toteutusluokasta 1 luokkaan 3. Samoin toleranssit ovat tiukemmat toleranssiluokassa 2, kuin luokassa 1. Aikaisempi rakenneluokka 2 vastaa nykyisin eurokoodin toteutusluokkaa 2 ja toleranssiluokkaa 1. Rakenneluokkaa 1 vastaa eurokoodin toteutusluokka 3 sekä toleranssiluokka 2. Toleranssiluokan 1 katsotaan vastaavan normaalitoleransseja (ks. SFS-EN 13670; kohta 3.23)

Toleranssiluokka 2 on ensisijaisesti tarkoitettu käytettäväksi standardin EN 1992-1-1:2004 liitteessä A esitettyjen pienennettyjen osavarmuuslukujen kanssa. Jotta suunniteluoletukset toleranssiluokan 2 mukaan täyttyisivät valmiissa rakenteessa, tulisi toteutuseritelmässä vaatia dokumentaatiota käytettävistä toimenpiteistä.

Lisätietoa voidaan etsiä seuraavista standardeista:

SFS-EN 13670 Betonirakenteiden toteuttaminen

SFS-EN 13369 Betonivalmisosien yleiset säännöt

SFS-EN 13225 Betonivalmisosat. Pilari- ja palkkielementit

SFS-EN 13224 Betonivalmisosat: Ripalaattaelementit

SFS-EN 14992 Betonivalmisosat: Seinäelementit

SFS-EN 1168 Betonivalmisosat: Ontelolaatat

## 3.3 Teräsrakenteiden lähtötiedot

### 3.3.1 Teräsrakenteiden toteutusluokat

Teräsrakenteiden toteutusluokka määrittelee toteutuksen eri toiminnoille vaatimuksia. Standardissa EN 1090-2 on annettu velvoittavia vaatimuksia toleransseille, hitsausluokille, tarkastusmenetelmille sekä tarkastusten laajuudelle, koskien eri toteutusluokkia. Toteutusluokat on numeroitu yhdestä neljään ja vaatimukset toteutuksen eri toiminnoille kasvavat tässä suhteessa. Toteutusluokka voi koskea koko rakennetta, rakenneosaa tai jopa yksityiskohtaa.

Toteutusluokan valintaan vaikuttavat rakenteen seuraamusluokka, käyttöluokka sekä tuotantoluokka. Käyttöluokat sekä tuotantoluokat huomioivat työn toteutuksen moni-

mutkaisuudesta ja kuormavaikutusten epävarmuuksista aiheutuvia riskitekijöitä, joiden seurauksena valmistusvirheitä voi paljastua rakenteessa käytön aikana.

Toteutusluokka EXC2 on tavanomaisin. Jos toteutuseritelämään ei ole erikseen merkitty mitään toteutusluokista, niin tulee käyttää toteutusluokkaa EXC2. Toteutusluokan EXC3 mukaan esimerkiksi hitsiluokka vaihtuu luokasta C luokkaan B. Tämä tarkoittaa, että etenkin hitsien tarkastamisen laajuus kasvaa rajusti. Teräsmateriaalin aineodistus on oltava lisäksi täysin jäljitettävissä toteutusluokassa EXC3. Toteutusluokka EXC3 muodostuu tyypillisesti seuraavasti:

- Seuraamusluokka CC3 (Suuremmat rakennuskohteet)
- Käyttöluokka SC1 (Tavanomaiset staattisesti kuormitetut rakenteet)
- Tuotantoluokka PC2 (Hitsattuja kokoonpanoja, joiden teräslaatuuna S355)

Tyypillinen tapa vastaavassa tilanteessa on ollut määrittää jatkuvan sortuman kannalta tärkeät sekä jäykistävät rakenteet toteutusluokalle EXC3 ja muut sekundääriset liittyvät rakenneosat toteutusluokalle EXC2. Suunnittelurintama on kuitenkin tässä asiassa hie-  
man kahtiajakautunut.

Toteutusluokan valitseminen olisi hyvä tehdä jo tarjousvaihesuunnittelussa, koska eri toimintojen vaatimukset luonnollisesti vaikuttavat kokonaiskustannuksiin ja projek-  
tin hinnoitteluun. [15, pp. 545-548] [16, pp. 102-104]

Luokat	Kriteerit
SC1	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Rakenteet ja kokoonpanot, jotka suunnitellaan pääosin vain staattisille kuormituksille (Esimerkki: Rakennukset)</li> <li>– Rakenteet ja kokoonpanot ja niiden kiinnitykset, jotka suunnitellaan seismisille vaikutuksille matalan seismisen aktiiviteetin perusteella ja luokassa DCL*</li> <li>– Rakenteet ja kokoonpanot, jotka suunnitellaan nostureista aiheutuville väsytytkuormille (luokka S<sub>0</sub>)**</li> </ul>
SC2	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Rakenteet ja kokoonpanot, jotka suunnitellaan standardin EN 1993 mukaisille väsytytkuormille. (Esimerkkejä: Maantie- ja rautatiesillat, nosturit (luokat S<sub>1</sub>...S<sub>9</sub>)**), rakenteet, jotka ovat alltiina tuulesta, väkijoukosta tai pyörivästä laitteesta aiheutuville värähtelyille</li> <li>– Rakenteet ja kokoonpanot ja niiden kiinnitykset, jotka suunnitellaan seismisille vaikutuksille keskimääräisen tai korkean seismisen aktiiviteetin perusteella ja luokissa DCM* ja DCH*</li> </ul>
*	DCL, DCM, DCH: standardin EN 1998-1 mukaisia sitkeysluokkia.
**	Ks. nostureista aiheutuvien väsytytkuormitusten luokittelu standardeista EN 1991-3 ja EN 13001-1.

Taulukko 12. Rakenteen käyttöluokka [16, p. 103]



Luokat	Kriteerit
<b>PC1</b>	– Terästuotteista valmistetut kokoonpanot, joissa ei ole hitsejä – Hitsatut kokoonpanot, jotka on valmistettu terästuotteista, joiden lujuusluokka on alempi kuin S355
<b>PC2</b>	– Hitsatut kokoonpanot, jotka on valmistettu terästuotteista, joiden lujuusluokka on S355 tai enemmän – Rakenteellisen toimivuuden kannalta tärkeät kokoonpanot, jotka kootaan hitsaamalla työmaalla – Kokoonpanot, jotka valmistetaan kuumamuovaamalla tai joita lämpökäsitellään valmistuksen aikana – Pyöreistä rakenneputkista valmistetut ristikkokokoonpanot, joissa putkien päitä joudutaan leikkaamaan erityiseen muotoon.

Taulukko 13. Rakenteen tuotantoluokka [16, p. 103]

Seuraamusluokat		CC1		CC2		CC3	
Käyttöluokat		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Tuotantoluokat	<b>PC1</b>	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 <sup>a</sup>	EXC3 <sup>a</sup>
	<b>PC2</b>	<b>EXC2</b>	<b>EXC2</b>	<b>EXC2</b>	<b>EXC3</b>	<b>EXC3<sup>a</sup></b>	<b>EXC4</b>
<sup>a</sup> Toteutusluokkaa EXC4 käytetään kansallisten sääntöjen edellyttämällä tavalla erityisrakenteille tai rakenteille, joiden vaurio voi aiheuttaa äärimmäisiä seuraamuksia.							

Taulukko 14. Suositusmatriisi toteutusluokan määrittämiseksi [16, p. 104]

### 3.3.2 Geometriset toleranssit

Geometriset toleranssit ovat jaoteltuna olennaisiin- ja toiminnallisiin toleransseihin. Olennaiset geometriset toleranssit varmistavat rakenteen lujuuden ja stabiiliuden, mutta eivät ota kantaa rakenteen toiminnallisuuteen. Toiminnallisuus otetaan huomioon toiminnallisilla geometrisilla toleransseilla, joka on edelleen jaettu luokkiin 1 ja 2, joista luokka 2 on vaativampi. Olennaiset sekä toiminnalliset toleranssit jaetaan vielä erikseen koskettamaan valmistusta sekä asentamista. Toleransseille on annettu vaatimuksia standardissa EN 1090-2. Toiminnallisten toleranssien standardin arvoista voidaan hitsattujen rakenteiden osalta poiketa ja käyttää standardin EN ISO 13920 mukaisia luokkia. Kuitenkin taulukoista poikkeavat arvot sekä alueet, jossa on poikettu, tulee olla esitettyinä toteutuseritelmässä. [16, pp. 107-155] [15, pp. 557-573]

### 3.3.3 Ympäristöluokat

Teräs on käytännössä rautaivalentainen metalliseos, joka pyrkii palaamaan luonnolliseen muotoonsa eli rautaoksidiksi. Tätä raudan palamisprosessia kutsutaan tutummin myös ruostumiseksi. Ympäristöolosuhteissa suhteellinen kosteus sekä kloridien läsnäolo ovat merkittävässä roolissa ruostumisprosessin etenemisessä. Taulukossa 15 on määritelty

niukkahiilisen teräksen sekä sinkityn teräksen paino- sekä paksuushäviöitä ja annettu opastavia olosuhdemääriä sisä- ja ulkotiloille rasisluokan valitsemiseksi.

Rasisluokka	Painohäviö pinta-alayksikköä kohden/paksuushäviö (ensimmäinen koestusvuosi)				Esimerkkejä tyypillisistä ympäristöistä lauhkeassa ilmastossa (vain opastava)	
	Niukkahiilinen teräs		Sinkki		Ulkona	Sisällä
	Painohäviö g/m <sup>2</sup>	Paksuushäviö µm	Painohäviö g/m <sup>2</sup>	Paksuushäviö µm		
C1 hyvin lievä	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	–	Lämmitetyt rakennukset, joissa puhtaat ilmatilat, esim. toimistot, kaupat, koulut, hotellit.
C2 lievä	> 10...200	> 1,3...25	> 0,7...5	> 0,1...0,7	Ilmatilat, joissa epäpuhtauksien määrä on alhainen. Enimmäkseen maaseutualueita.	Lämmittämättömät rakennukset, joissa voi esiintyä kondensoitumista, esim. varastot, urheiluhallit.
C3 kohtalainen	> 200...400	> 25...50	> 5...15	> 0,7...2,1	Kaupunki- ja teollisuusilmatilat, joissa kohtalainen rikkidioksidikuormitus. Rannikkoalueet, joilla alhainen suolapitoisuus.	Tuotantotilat, joissa korkea kosteuspitoisuus ja jossain määrin epäpuhtauksia ilmassa, esim. elintarviketehtaat, pesulat, panimot, meijerit.
C4 ankara	> 400...650	> 50...80	> 15...30	> 2,1...4,2	Teollisuusalueet ja rannikkoalueet, joilla suolapitoisuus on kohtalainen.	Kemianteollisuuden tuotantolaitokset, uima-altaat, rannikolla sijaitsevat telakat ja veneveistämöt.
C5-I hyvin ankara (teollisuus)	> 650...1500	> 80...200	> 30...60	> 4,2...8,4	Teollisuusalueet, joilla kosteus on korkea ja ilmatila on syövyttävä.	Rakennukset tai alueet, joilla kondensoituminen on miltei jatkuvaa ja saasteiden määrä korkea.
C5-M hyvin ankara (meri)	> 650...1500	> 80...200	> 30...60	> 4,2...8,4	Rannikkoalueet ja rannikon ulkopuoliset alueet, joilla suolapitoisuus on korkea.	Rakennukset tai alueet, joilla kondensoituminen on miltei jatkuvaa ja saasteiden määrä korkea.

HUOMAUTUKSIA

1 Rasisluokissa käytetyt häviöarvot ovat yhtäpitävät standardin ISO 9223 arvojen kanssa.

2 Kuumien ja kosteiden vyöhykkeiden rannikkoalueilla paino- ja paksuushäviöt voivat ylittää luokan C5-M rajat. Suojamaaliyhdistelmän valintaan on kiinnitettävä erityisesti huomiota.

*Taulukko 15. Teräsrakenteiden ympäristöluokat [17, p. 12]*

Luokka	Ympäristö	Esimerkkejä ympäristöstä ja rakenteista
Im1	Makea vesi	Jokirakenteet, vesivoimalat
Im2	Meri- tai murtovesi	Satama-alueen rakenteet kuten pato- ym. luukun aukot, portit, sulkulaitteet, laiturit; offshore-rakenteet
Im3	Maaperä	Maanalaiset säiliöt, teräspaalut, teräsputket

*Taulukko 16. Upotettujen sekä maanalaisten teräsrakenteiden ympäristöluokat [17, p. 12]*

### 3.3.4 Pintakäsittelyt ja esikäsittelyasteet

Standardissa EN ISO 8501-3 esitetään kolme esikäsittelyastetta, jotka koskevat teräsrakenteiden hitsejä, leikkaussärmiä sekä pintoja yleisesti. [18, p. 8]

- P1 Kevyt esikäsittely
- P2 Perusteellinen esikäsittely
- P3 Erittäin perusteellinen esikäsittely

Korroosioneston odotettu käyttöikä yhdessä ympäristön rasisluokan kanssa määrittelee vaadittavan esikäsittelyasteen.

Korroosioneston odotettu käyttöikä <sup>a</sup>	Rasisluokka <sup>b</sup>	Esikäsittelyaste
>15 vuotta	C1	P1
	C2 ...C3	P2
	Yli C3	P2 tai P3, kuten esitetty
5...15 vuotta	C1...C3	P1
	Yli C3	P2
< 5 vuotta	C1...C4	P1
	C5...Im	P2
<sup>a, b</sup> Korroosioneston odotetun käyttöiän ja rasisluokan osalta viitataan tapauskohtaisesti standardeihin EN ISO 12944 ja EN ISO 14713-1.		

*Taulukko 17. Teräsalustan esikäsittelyaste [16, p. 73]*

Teräspintojen esikäsittelyasteet on jaettu neljään pääosioon. Suihkupuhdistus, puhdistus käsityökaluilla tai koneellisesti, liekkipuhdistus sekä happopeittaus. Yleisin konepajaolosuhteissa tehtävä pintojen esikäsittelyaste on Sa 2. Kun pinnat kuumasinkitään, tulee käyttää happopeittausta. Käsi- tai konetyökalujen käyttöön perustuvat esikäsittelyasteet ovat pääasiallisesti työmaalla toteutettavia.

Standardi esikäsitelyaste <sup>1)</sup>	Esikäsitelymenetelmä	Edustavat valokuvaesimerkit standardissa ISO 8501-1 <sup>2) 3) 4)</sup>	Esikäsitelyjen pintojen olennaiset ominaisuudet: Lisätietoja käsittelyistä ennen pinnan esikäsitelyä ja sen jälkeen (sarake 2), ks. ISO 8501-1.	Soveltumisalue
Sa 1	Suihkupuhdistus (6.2.3)	B Sa 1 C Sa 1 D Sa 1	Irtonainen valssihilse, ruoste ja maalipinnoitteet sekä vieras aines on poistettu. <sup>5)</sup>	Pintojen esikäsitely teräspinnat;  a) pinnoittamattomat teräspinnat;  b) pinnoitetut teräspinnat, jos pinnoitetta poistetaan siinä määrin, että määritelly puhtausaste saavutetaan. <sup>6)</sup>
Sa 2		B Sa 2 C Sa 2 D Sa 2	Suurin osa valssihilseestä, ruosteesta, maalipinnoitteista ja vieraasta aineesta on poistettu. Jäljellejäävien epäpuhtauksien on oltava tiukasti kiinni alustassa.	
Sa 2½		A Sa 2½ B Sa 2½ C Sa 2½ D Sa 2½	Valssihilse, ruoste, maalipinnoitteet ja vieras aines on poistettu. Jäljelleolevien epäpuhtausjäämien tulee näkyä ainoastaan lievänä täplien tai raitojen muotoisena värjäntymisenä.	
Sa 3 <sup>7)</sup>		A Sa 3 B Sa 3 C Sa 3 D Sa 3	Valssihilse, ruoste, maalipinnoitteet ja vieras aines on poistettu. Pinnan on oltava kauttaaltaan metallin värinen.	
St 2	Puhdistus käsityökaluilla tai koneellisesti (6.2.1, 6.2.2)	B St 2 C St 2 D St 2	Irtonainen valssihilse, ruoste ja maalipinnoitteet sekä vieras aines on poistettu. <sup>5)</sup>	
St 3		B St 3 C St 3 D St 3	Irtonainen valssihilse, ruoste ja maalipinnoitteet sekä vieras aines on poistettu. <sup>5)</sup> Pinta on kuitenkin käsiteltävä hyvin paljon huolellisemmin kuin esikäsitelyasteessa St 2, jotta pintaan saataisiin metallialustan mukainen hohde.	
Fl	Liekipuhdistus (6.3)	A Fl B Fl C Fl D Fl	Irtonainen valssihilse, ruoste ja maalipinnoitteet sekä vieras aines on poistettu. Jäljelleolevien epäpuhtausjäämien tulee näkyä ainoastaan lievänä pinnan värjäntymisenä (eri värien sävyjä).	<sup>6)</sup>
Be	Happopeittaus (6.1.8)		Valssihilse, ruoste ja maalipinnoitejäämät on poistettu täydellisesti. Maalipinnoitteet on poistettava sopivalla menetelmällä ennen peittausta.	Esimerkiksi ennen kuumasinkitystä.

<sup>1)</sup> Käytetyt lyhenteet:  
Sa = suihkupuhdistus (ISO 8501-1)  
St = puhdistus käsityökaluilla tai koneellisesti (ISO 8501-1)  
Fl = liekipuhdistus  
Be = happopeittaus

<sup>2)</sup> A, B, C, D kuvaavat pinnoittamattoman teräspinnan alkuperäistä kuntoa (ks. ISO 8501-1).

<sup>3)</sup> Edustavissa valokuvaesimerkeissä esitetään ainoastaan pintoja tai pinta-aloja, jotka olivat aikaisemmin pinnoittamattomia.

<sup>4)</sup> Kun kysymyksessä ovat maalaamattomat tai maalatut teräksellä olevat metallipinnoitteet, voidaan sopia tiettyjen vakioesikäsitelyasteiden vastaavasta soveltamisesta edellyttäen, että nämä ovat teknisesti toteutettavissa kyseisissä olosuhteissa.

<sup>5)</sup> Valssihilseen katsotaan olevan tiukasti kiinni, jos sitä ei saada poistettua pyöristetillä kittausveitsellä nostamalla.

<sup>6)</sup> Arviointiin vaikuttaviin tekijöihin on kiinnitettävä erikoista huomiota.

<sup>7)</sup> Tämä pinnan esikäsitelyaste voidaan saavuttaa ainoastaan määrityissä olosuhteissa, joita kenties ei ole mahdollista saavuttaa rakennuspaikalla.

Taulukko 18. Teräspintojen esikäsitelyasteet [19, p. 24]

## 3.4 Puurakenteiden lähtötiedot

### 3.4.1 Puurakenteiden Käyttöluokat

Puurakenteet jaotellaan kolmeen eri käyttöluokkaan ympäristön suhteellisen kosteuden perusteella. Käyttöluokan mukaan jaotellaan puun lujuusarvoja. Kuormien aikaluokkien sekä käyttöluokan perusteella määritetään muunnoskerroin  $k_{\text{mod}}$ , joka vaikuttaa yhdessä materiaalin osavarmuuskertoimen kanssa rakennusosan kestävyysasteen eri mitoitusolosuhteissa. Muunnoskerroin  $k_{\text{mod}}$  valitaan lyhyimmän kuormituskeston määrittämä arvo tilanteessa, jossa mitoittava kuormitus muodostuu monesta eri aikaluokkiin kuuluvista kuormista. Muodonmuutoksien laskemista varten vaadittava virumaluku  $k_{\text{def}}$  määritetään myös käyttöluokan sekä käytettävän puumateriaalin perusteella. [20, pp. 20-26]

Käyttöluokassa 1 puumateriaalin kosteus ei ylitä 65% suhteellista kosteutta kuin muutamana viikkona vuodessa. Tavallisesti materiaalin kosteus pysyttelee 20 celsiusasteen vastaavana. Havupuun kosteus enimmäkseen ei ylitä suhteellisen kosteuden arvoa 12%. Käyttöluokan 1 rakenteita ovat tyypillisesti lämpimissä tiloissa sekä lämmöneristeen sisällä olevat rakennusosat. Käyttöluokan 1 puumateriaalin halkeiluun tulee kiinnittää huomiota.

Käyttöluokassa 2 puumateriaalin kosteus ei ylitä 85% suhteellista kosteutta kuin muutamana viikkona vuodessa. Tavallisesti materiaalin kosteus pysyttelee 20 celsiusasteen vastaavana. Havupuun kosteus enimmäkseen ei ylitä suhteellisen kosteuden arvoa 20%. Käyttöluokan 2 rakenteisiin kuuluu ulkoilmassa kuivina pysyvät rakennusosat. Rakenteiden tulee olla myös sivuilta sekä alta hyvin tuuletettu.

Käyttöluokan 3 ilmasto-olosuhteet ovat kosteammat kuin luokassa 2. Standardissa SFS-EN 335-1 puurakenteen säilyvyyden arvioimisessa jaetaan käyttöluokka 3 vielä kahteen kosteusaltistumisastetta kuvaavaan alaluokkaan 3.1 ja 3.2, joissa jäljempänä mainitussa vettä voi kerääntyä ja rakennusosat voivat olla pitkään märkiä. [20, p. 20] [21, p. 6] [22, p. 15]

## 4 VARMUUSKERTOIMET

Kantavilla rakenteilla tulee olla riittävä varmuus murtumista vastaan. Lisäksi normaali-tilanteessa ns. käyttörajatilassa tulee olla riittävä varmuus haitallisten muodonmuutosten, värähtelyjen, painumien sekä muiden haitallisten vaikutusten syntymistä vastaan.

[9], [23]

Tässä kappaleessa käsitellään Suomen rakentamismääräyskokoelman sekä eurokoodin mukaisia rakennusmateriaalien osavarmuuskertoimia sekä hyötykuormien pienentämistä. Kuormien osavarmuuskertoimia tarkastellaan jäljempänä kappaleessa 6.

### 4.1 Materiaalin osavarmuuskertoimet

#### 4.1.1 Rakennusmääräyskokoelma

Betonin osavarmuuserroin	Rakenneluokka	Raidoitettu rakenne		Raidoittamaton rakenne
$\gamma_c$	1	1,35		2,0
	2	1,50		2,3
	3	1,90		2,7
Teräksen osa- varmuuserroin	Rakenne- luokka	A500HW A700HW B500K B600KX B700K Pyörötanko S235JRG2	Jänneteräs	
$\gamma_s$	1	1,10	1,15	
	2	1,20	1,25	
	3	1,35	1,35	

Taulukko 19. Betonin sekä betoniteräksen osavarmuuskertoimet murtorajatilassa [24, p. 8]

Teräkselle asetettu aineosavarmuuserroin murto- sekä käyttörajatiloille rakennusmääräyskokoelman mukaan on 1,0. [25, p. 9]

Puurakenteille murtorajatiloissa käytetään aineosavarmuuskertoimena 1,3. Laskentiarvot saadaan, kun puun ominaislujuudet sekä kimmomoduulit jaetaan tällä arvolla. Vesikattorakenteissa, jotka eivät toimi yläpohjan kantavana osana, voidaan materiaalin osavarmuuserrointa pienentää 10 %. Samanlainen pienennys materiaalin osavarmuuskertoimeen voidaan tehdä myös yksikerroksisten varastotilojen tai vastaavien tilojen rakenteisiin, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä. Käyttörajatilatarkasteluissa käytetään aineosavarmuuskertoimena arvoa 1,0. [26, p. 6]

#### 4.1.2 Eurokoodi

Mitotustilanteet	betonin $\gamma_c$	betoniteräksen $\gamma_s$	jänneteräksen $\gamma_s$
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

Taulukko 20. Betonin sekä betoniteräksen osavarmuuskertoimet murtorajatilassa [10, p. 26]

Standardissa SFS EN-1993-1-1 on asetettu rakenneteräksen osavarmuusluvuiksi kolme vaihtoehtoa. Aineosavarmuuslukua  $\gamma_{M0}$  käytetään poikkileikkauksen kestävyuden laskemisessa poikkileikkausluokasta huolimatta.

Kun tarkastellaan sauvojen kestävyyttä stabiiliuden suhteen ja laskelmat tehdään sauvan tarkastuksena, käytetään osavarmuuslukua  $\gamma_{M1}$ . Poikkileikkausten vetomurtotarkasteluissa käytetään lukua  $\gamma_{M2}$ . [27, p. 48]

Arvot luvuille ovat:

- $\gamma_{M0} = 1,0$
- $\gamma_{M1} = 1,0$
- $\gamma_{M2} = 1,25$

Puurakenteiden osavarmuuskertoimet on lajiteltu materiaaliakohtaisesti eurokoodissa. Sahatavaran varmuuskerrointa on korotettu yleisissä tapauksissa, mutta lujuusluokaltaan yli C35 sahatavaran arvoa on pienennetty. Muiden materiaalien osalta on eurokoodissa pienemmät arvot kuin Suomen rakentamismääräyskokoelmassa.

Perusyhdistelmät:	
Sahatavara ja pyöreä puutavara yleensä	1,4
Havusahatavara, jonka lujuusluokka $\geq$ C35	1,25
Liimapuu, LVL	1,2
Puulevyt	1,25
Liitokset	*)
Naulalevyliitokset: - tartuntalujuus	1,25
- levyn lujuus (teräs)	1,1
Onnettomuusyhdistelmät	1,0

Taulukko 21. Puun jäykkyys- ja kestävyyksien osavarmuusluvut  $\gamma_M$  SFS-EN 1995-1-1 NA mukaan s.3

\*) Liitoskestävyyden mitoitusarvon laskennassa käytetään liittyvän puutuotteen osavarmuuslukua  $\gamma_M$ . Mikäli liittimellä yhdistetään kahta tai useampaa puutuotetta, joilla on eri osavarmuusluku, käytetään liitoskestävyydelle näistä suurinta  $\gamma_M$ :n arvoa.

Vaihtoehtoisesti naula-, hakas-, pultti-, tappivaarna- ja ruuviliitoksen leikkauskestävyyden mitoitusarvo,  $F_{v,Rd}$ , voidaan laskea suoraan materiaalien mitoituslujuuksilla. Reunapuristuslujuuden ja ulosvetokestävyyden mitoitusarvoille,  $f_{h,d}$  ja  $F_{ax,Rd}$ , käytetään kaavassa (2.14) kyseisen puutuotteen osavarmuuslukua ja  $k_{mod}$  -kerrointa. Teräksisen liittimen myötömomentin mitoitusarvolle käytetään osavarmuuslukua  $\gamma_M = 1,1$ , jolloin  $M_{y,Rd} = M_{y,Rk} / 1,1$ .

Teräksisten liitoslevyjen ja -osien kestävyys todennetaan Eurocode 3 mukaisella mitoituksella käyttäen EN 1993:n kansallisessa liitteessä annettuja materiaaliosavarmuuslukuja.

### 4.1.3 Pienennetyt materiaalin osavarmuuskertoimet

Standardin SFS EN-1992-1-1 liitteessä A annetaan opastavat ohjeet betonin sekä betoniteräksen materiaaliosavarmuuslukujen muuttamiseen paikalla valettaviin rakenteisiin sekä valmisosiin. Pienennykset perustuvat laadunvalvonnan tehostamiseen, mittapoikkeamien pienentämiseen sekä betonin lujuuden arviointiin. Redusoituja aineosavarmuuslukuja on betonille neljä erilaista ja betoniteräkselle kaksi.

Pienennetty betoniteräksen materiaalin osavarmuusluku  $\gamma_{S,red1}$  tulee kyseeseen, jos työnsuoritusta valvotaan osana laadunvalvontajärjestelmää, jolloin poikkileikkauksittain sekä raudoituksen sijainti pysyy standardin SFS EN-1992-1-1 taulukon A.1 pienennettyjen poikkeamien rajoissa. Betonille voidaan käyttää lukua  $\gamma_{C,red1}$ , jos edellisten ehtojen lisäksi betonin lujuuden keskihajonnan osoitetaan olevan enintään 10%.

Mitoituskestävyys voidaan laskea pienentäen poikkileikkauksen kokoa sallitun poikkeaman verran. Tällöin voidaan osavarmuuslukuja pienentää arvoihin  $\gamma_{S,red2}$  ja  $\gamma_{C,red2}$ . Samoin näitä arvoja voidaan käyttää, kun lasketut poikkileikkauksen mittatiedot on mitattu suoraan valmiista rakenteesta. Näiden ehtojen lisäksi, jos betonin lujuuden keskihajonnan voidaan osoittaa olevan alle 10%, voidaan betonille käyttää osavarmuuslukua  $\gamma_{C,red3}$ .

Betonin materiaaliosavarmuuslukua voidaan vielä pienentää kertomalla se muunto kertoimella  $\eta$ . Tämä edellyttää, että betonin lujuuden testaaminen tehdään standardin EN 13791, EN 206-1 tai asianomaisen tuotestandardin mukaisesti. Betonin osavarmuusluku voi olla jo pienennetty lukuun  $\gamma_{C,red1}$ ,  $\gamma_{C,red2}$  tai  $\gamma_{C,red3}$ . Betonin osavarmuusluku ei kuitenkaan voi olla pienempi kuin osavarmuusluku  $\gamma_{C,red4}$ .

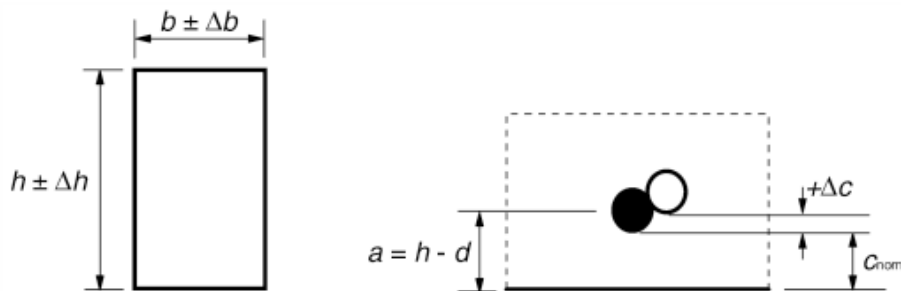


$h$ tai $b$ (mm)	Pienennetyt poikkeamat (mm)	
	Poikkileikkausmitta $\pm\Delta h, \Delta b$ (mm)	Raudituksen sijainti $+\Delta c$ (mm)
$\leq 150$	5	5
400	10	10
$\geq 2\ 500$	30	20

HUOM. 1 Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

HUOM. 2  $+\Delta c$  viittaa betoniterästen tai jänneterästen keskimääräiseen sijaintiin poikkileikkauksessa tai metrin leveydellä (esim. laatoissa ja seinissä).

Taulukko 22. Pienennetyt poikkeamat [10, p. 194]



a) poikkileikkaus

b) raudituksen sijainti

(tehollisen korkeuden kannalta epäedullinen suunta)

Kuva 1. Poikkileikkauksen mittapoikkeamat [10, p. 195]

Suositusarvot pienennetyille osavarmuusluvuille ja muuntokertoimelle ovat:

- $\gamma_{S,red1} = 1,10$
- $\gamma_{C,red1} = 1,40$  (NA arvo 1,35)
- $\gamma_{S,red2} = 1,05$
- $\gamma_{C,red2} = 1,45$
- $\gamma_{C,red3} = 1,35$
- $\gamma_{C,red4} = 1,30$  (NA arvo 1,20)
- $\eta = 0,85$

Monissa laskentaohjelmistoissa näiden arvojen käyttö on nimetty liitteen kohtien mukaisesti seuraavasti samoin kuin kansallisessa liitteessäkin:

- A.2.1 Laadunvalvonnan tehokkuuden ja mittapoikkeamien pienentämisen vaikutus ( $\gamma_{S,red1}$  ja  $\gamma_{C,red1}$ )
- A.2.2 Pienennys, joka perustuu pienennettyjen tai mitattujen mittatietojen käyttöön suunnittelussa ( $\gamma_{S,red2}$ ;  $\gamma_{C,red2}$ ;  $\gamma_{C,red3}$ )
- A.2.3 Pienennys, joka perustuu valmiista rakenteesta suoritettavaan betonin lujuuden arviointiin ( $\gamma_{C,red4}$ )

## 4.2 Hyötykuormien pienentäminen

Rakennusmääräyskokoelmassa sekä eurokoodissa on molemmissa annettu ohjeet hyötykuorman pienentämiseen, mikäli kantava rakenne kerää kuormia kahdesta tai useammasta kerroksesta. Hyötykuorman pienentäminen perustuu oletukseen, jossa todennäköistä on, ettei kaikkialla rakennuksessa samanaikaisesti esiinny täyttä hyötykuormaa. [9, p. 65]

### 4.2.1 Rakennusmääräyskokoelma

Kerrosten lukumäärä	2	3	4	5	6	7	8	≥ 9
Pienennyskerroin	0,90	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50

Taulukko 23. Oleskelu- ja kokoontumiskuorman pienennyskerroin [23, p. 7]

Rakennusmääräyskokoelmassa oleskelu- ja kokoontumiskuormaa voidaan pienentää taulukon 23 perusteella. Pienennyskerroin on yksinkertainen ja huomioi ainoastaan rakennuksen kerrosmäärän eikä ota kantaa käytettyyn moduulimittamaailmaan tai rakenejärjestelmään.

### 4.2.2 Eurokoodi

Eurokoodissa hyötykuorman pienentäminen on jaettu kahteen osioon, jotka käsittelevät eri rakenneosia. Kertoimella  $\alpha_a$  pienennetään hyötykuormia välipohjien sekä vesikattojen osalta. Kaava huomioi kuormitetun alan, joka riippuu käytetystä moduulijärjestelmästä. Kerrointa voidaan käyttää kuormaluokissa A-D. Muissa luokissa käytetään arvoa 1,0. Standardi SFS EN 1990-1-1 asettaa kertoimelle  $\alpha_a$  luokissa C ja D vähimmäisarvon 0,6. Kirjassa RIL 201-1-2011 sekä standardin SFS EN 1990-1-1 kansallisessa liitteessä annetaan kertoimelle vähimmäisarvo 0,8 kaikissa kuormaluokissa.

Pienennyskerrointa  $\alpha_a$  ei sovelleta onnettomuustilanteiden tarkasteluissa mukaan lukien palotilanne. Käyttörajatiloiissa kertoimen käyttö on sallittua ainoastaan ominaisyhdistelmässä. Tärkeää on huomioida, että pienennyskertoimien käytöstä on oltava maininta toteutusertelmässä, jotta ne tulisivat rakennushankkeeseen ryhtyvän tietoon. [9, p. 65]

$$\alpha_a = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1 \quad (4.1)$$

$\psi_0$  Standardin EN 1990 liitteen A1 taulukon A1.1 mukainen kerroin

$A_0$  10,0 m<sup>2</sup>

A Kuormitettu alue

Kertoimella  $\alpha_n$  pienennetään hyötykuormia pilarien, seinien sekä niiden perustusten osalta. Kaavassa muuttujana on samaan kuormaluokkaan kuuluvien kerrosten lukumäärä. Kerrosvähennyskertoimen käyttö yhdessä pienennyskertoimen  $\alpha_a$  sekä yhdistelykerroimen  $\psi$  kanssa ei ole sallittua. [9, p. 66]

$$\alpha_n = \frac{2+(n-2)\psi_0}{n} \quad (4.2)$$

n Kuormitettujen kantavien osien yläpuolella samaan kuormaluokkaan kuuluvien kerrosten lukumäärä.

$\psi_0$  Standardin EN 1990 liitteen A1 taulukon A1.1 mukainen kerroin

## 5 KUORMITUKSET

Kuormat luokitellaan niiden ajallisen vaihtelun perusteella pysyviin, muuttuviin sekä onnettomuuskuormiin. Pysyviä kuormia ovat esimerkiksi rakenteiden ja kiinteiden laitteiden omat painot sekä kutistumisen ja epätasaisen painumisen aiheuttamat välilliset kuormat. Muuttuvia kuormia muodostuu luonnonkuormista, kuten lumesta ja tuulesta. Muuttuvia kuormia ovat lisäksi käyttötarkoitustaan vastaavat hyötykuormat. Onnettomuuskuormia ovat esimerkiksi törmäykset sekä räjähdykset.

Vedestä voi aiheutua pysyviä tai muuttuvia kuormia riippuen niiden suuruuden vaihteluista ajan suhteen. Vedestä aiheutuvia kuormia ovat esimerkiksi noste, virtaus sekä omapaino.

Kuorman ominaisarvo voidaan määritellä kuormalle keskiarvona, yläraja- tai alaraja-arvona tai nimellisarvona. Ominaisarvolla tarkoitetaan kuorman pääasiallista edustavaa arvoa. Talonrakentamisessa käytettäviä tavanomaisimpia kuormien ominaisarvoja on esitetty Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset sekä standardissa SFS EN-1991-1-1. [9, p. 29]

### 5.1 Lumikuorma

#### 5.1.1 Rakennusmääräyskokoelma

Peruslumikuormalla  $s_k$  rakentamismääräyskokoelmassa tarkoitetaan katolle vaakasuorana projektiona kohdistuvaa kuormaa, joka on laskettu hydrologisesti havaittujen vuotuisten enimmäisarvojen perusteella. [23, p. 7]

Peruslumikuorma rakennuspaikalle määritetään kuvan 2 perusteella. Väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti suhteessa etäisyyksiin lähimmistä käyristä. [23, p. 8]

Lumikuormaa voidaan korottaa, jos kokemuksen mukaan alueellinen lumikuorma on kuvan 2 arvoja suurempi.

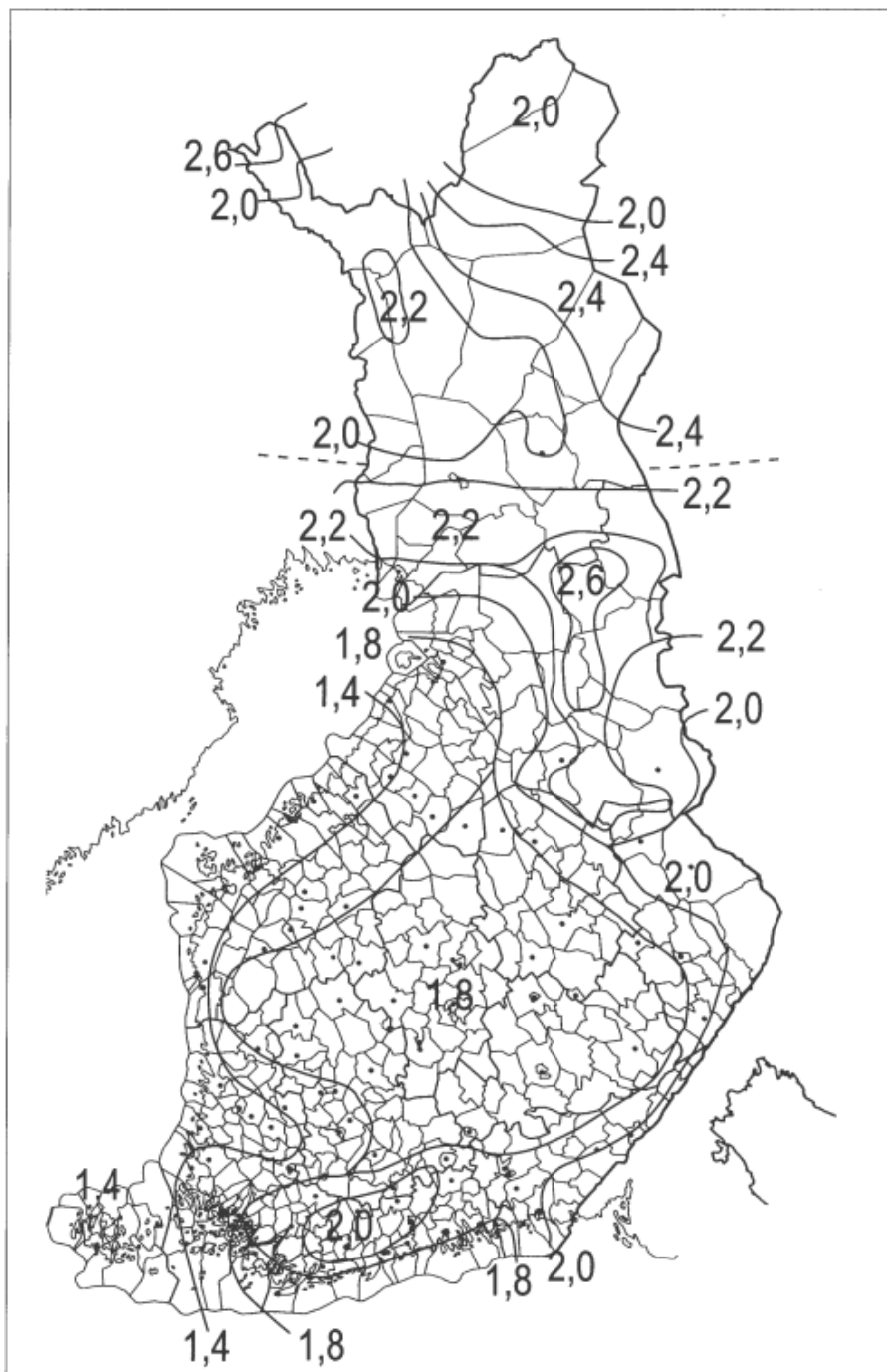
Rakentamismääräyskokoelma ottaa kantaa kinostumiseen kattosyvennyksiin ja katon yläpuolelle kohoavien seinämien viereen. Harja- sekä pulpettikattojen kaltevuuden ollessa 30 asteen sekä 70 asteen välillä, voidaan lumikuormaa vähentää vastaavasti 0..100 %, jolloin väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti. [23, p. 9]

Tällöin katon kaltevuuden ollessa 30 astetta tai alle on pienennys 0 % ja kaltevuuden ylittäessä 70 astetta ei lumikuormaa kohdistu laisinkaan. Välillä 30..70 astetta voi-

daan todeta, että katon kaltevuuden kasvaessa aina yhdellä asteella, voidaan lumikuormaa pienentää 2,5 prosenttia.

Lumikuormaa voidaan vähentää myös, jos osoitetaan katon pysyvän jatkuvasti lämpimänä ja katto on lämpöeristämätön. Pienin arvo lumikuormalle on kuitenkin  $0,4 \text{ kN/m}^2$ .

Rakenteen korkeuden ollessa suurempi kuin 20m ja sen kaikkien sivujen ollessa tuulelle alttiita, voidaan lumikuormaa pienentää 25 %. Lisäksi vähennykseen kuuluu vaatimus, että katolla ei ole kinostavia kaiteita tai seinämiä. [23, p. 9]



Kuva 2. Kattojen peruslumikuormat [ $\text{kN/m}^2$ ] RakMk. [23, p. 8]

### 5.1.2 Eurokoodi

Eurokoodi luokittelee lumikuormat maanpinnalla vaikuttaviksi muuttuviksi kiinteiksi kuormiksi, joiden vuotuinen todennäköisyys ylitymiselle on 0,02. Lumikuorman ominaisarvoa maassa  $s_k$  ei tule sekoittaa rakentamismääräyskokoelman ominaisarvoon. Katon lumikuorman arvo saadaan kertomalla maassa olevan lumikuorman ominaisarvoa tilanteeseen kuuluvalla muoto-, lämpö- sekä tuulensuojakertoimilla.

Lumikuormaa ei käsitellä onnettomuuskuormana  $A_d$  Suomessa. [9, p. 90]

Eurokoodi antaa paljon laajemmat ohjeet lumen kinostumisen laskentaan, kuin rakentamismääräyskokoelma. Eurokoodi sisältää lisäksi ohjeita katve-, räystäslumien sekä poikkeuksellisten tilanteiden, kuten harjakatolla olevan esteen aiheuttaman kinostuman laskentaan. Näitä ei kuitenkaan käytetä Suomessa, jolloin lumikuorman liikkuvuuden ja poikkeuksellisten tapausten huomioon ottaminen jää suunnittelijan harkintaan. [28, pp. 62-65]

Kinostumista katolle aiheuttaa: [29, p. 26]

- Katon muoto
- Katon lämpöominaisuudet
- Pinnan karheus
- Katon alla syntyvä lämpömäärä
- Viereisten rakennusten läheisyys
- Ympäröivä maasto
- Paikallinen ilmasto (tuulisuus, lämpötilan vaihtelut, sateiden todennäköisyys)

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (5.1)$$

$s_k$  Maanpinnan lumikuorman ominaisarvo

$\mu_i$  Lumikuorman muotokerroin

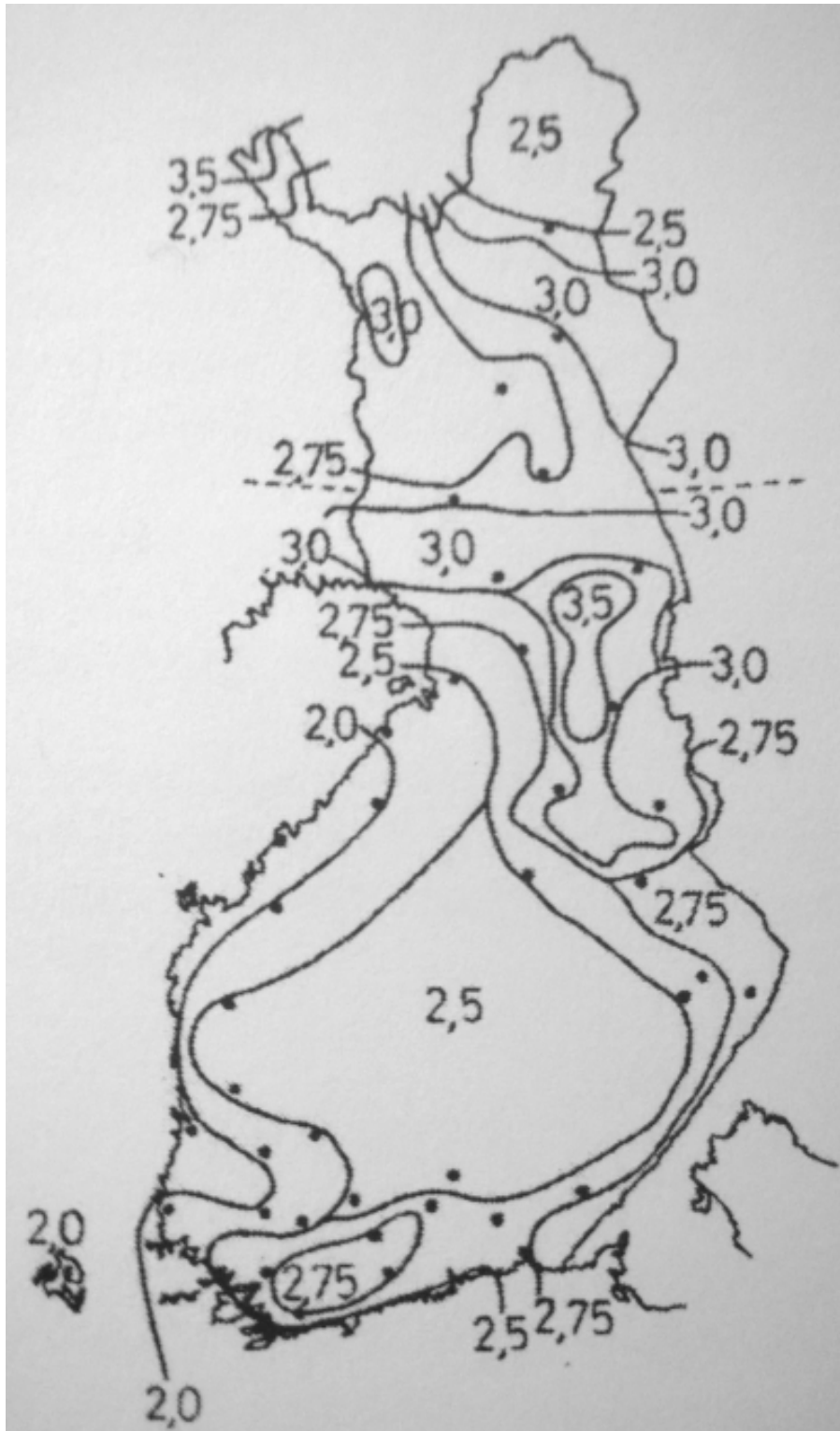
$C_e$  Tuulensuojakerroin

$C_t$  Lämpökerroin

Maastotyyppi	$C_e$
Tuulinen <sup>a</sup>	0,8
Normaali <sup>b</sup>	1,0
Suojainen <sup>c</sup>	1,2

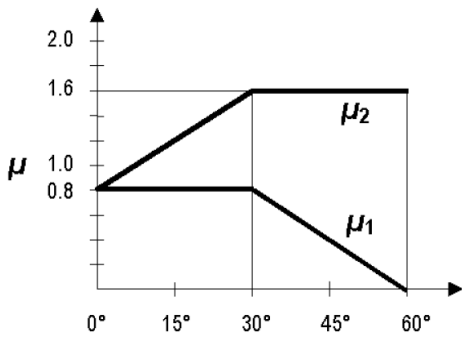
<sup>a</sup> *Tuulinen maasto*: laakea, esteetön, joka puolelle avoin alue, jolloin maasto, korkeat rakennuskohteet tai puut eivät suojaa tai suojaavat vain vähän.  
<sup>b</sup> *Normaali maasto*: alue, jolla rakennuskohteeseen vaikuttava tuuli ei maaston, muiden rakennuskohteiden tai puiden takia huomattavasti poista lunta.  
<sup>c</sup> *Suojainen maasto*: alue, jolla tarkasteltava rakennuskohte on huomattavasti alempana kuin ympäröivä maasto tai se on korkeiden puiden tai itseään korkeampien rakennuskohteiden ympäröimä.

*Taulukko 24. Eri maastotyyppien yhteydessä käytettävät kertoimen  $C_e$  suositeltavat arvot [29, p. 28]*



Kuva 3. Lumikuorman ominaisarvo maassa ( $s_k$ ) [ $kN/m^2$ ] EC. [9, p. 93]

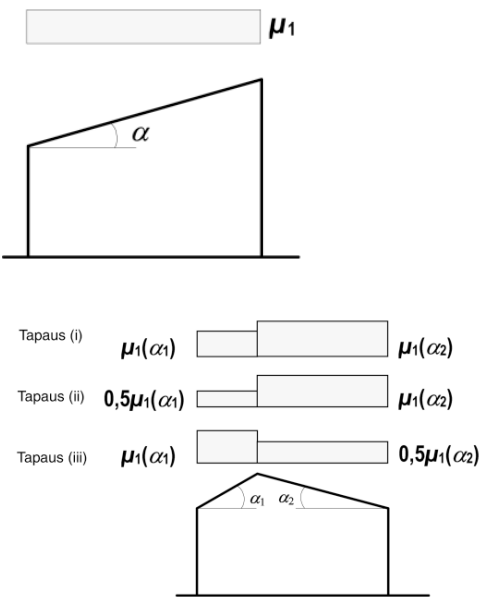
Yleisin muotokerroin katoille on 0,8. Tällöin huomataan, että eurokoodin mukaiset lumikuormat ovat suuremmat kuin rakentamismääräyskokoelman vastaavat. Esimerkiksi Suomen keskiosissa eurokoodin muotokertoimen arvo, joka määräisi vastaavanlaisen lumikuorman kuin rakentamismääräyskokoelmassa, olisi  $1,8/2,5 = 0,72$ . Kuormakerroimet sekä yhdistelykerroimet ovat kuitenkin rakentamismääräyskokoelmassa sekä eurokoodissa erilaiset. Tästä lisää myöhemmin luvussa 6.



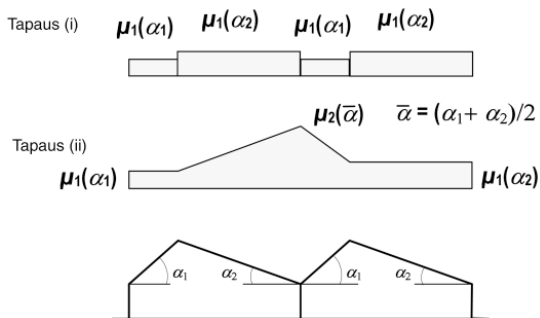
Kuva 4. Lumikuorman muotokertoimet [29, p. 30]

Katon kaltevuuskulma $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

Taulukko 25. Lumikuorman muotokertoimet [29, p. 30]

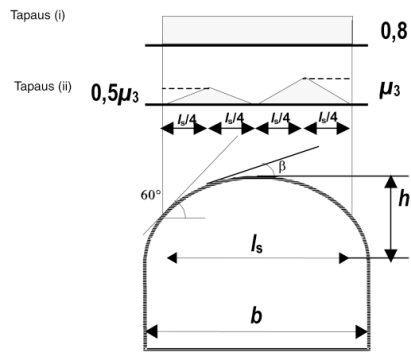


Kuva 5. Pulpetti- ja harjakaton lumikuorman muotokertoimet [29, p. 32]

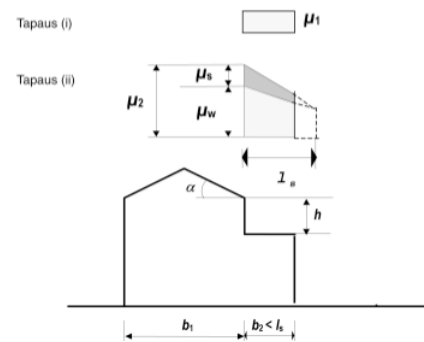
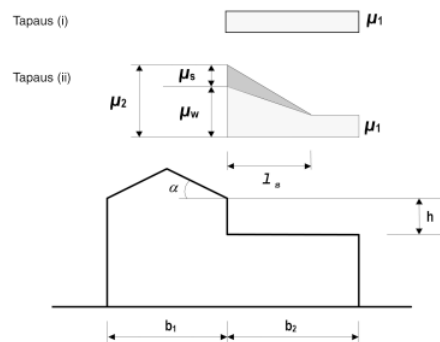


Kuva 6. Sahakattojen lumikuorman muotokertoimet [29, p. 34]

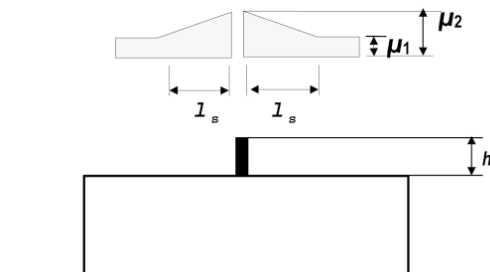




Kuva 7. Kaarikaton lumikuorman muotokertoimet [29, p. 36]



Kuva 8. Korkeampaa rakennusta vasten olevien kattojen lumikuorman muotokertoimet [29, p. 40]



Kuva 9. Lumikuorman muotokertoimet ulkonemien ja esteiden kohdalle [29, p. 42]

## 5.2 Tuulikuorma

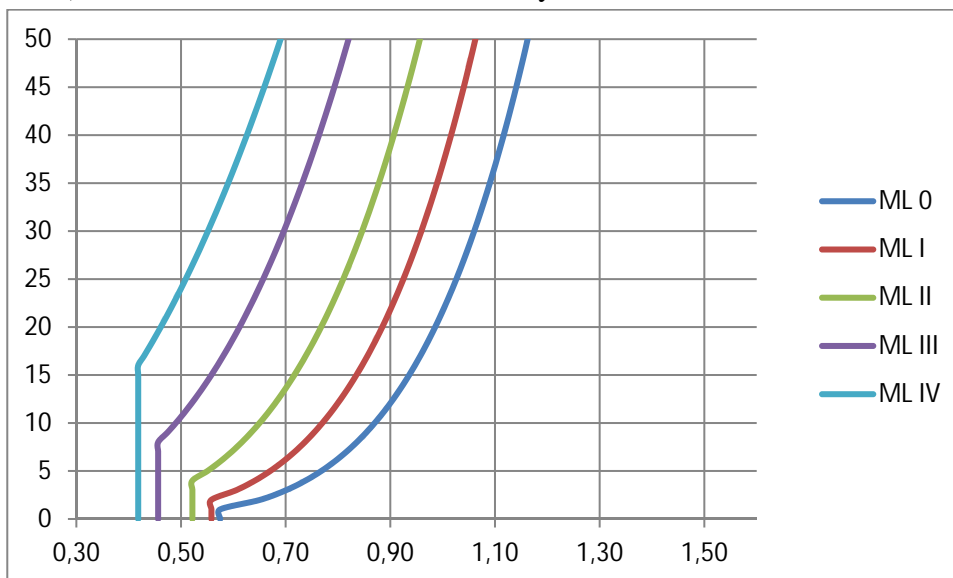
Rakennukseen kohdistuvan tuulikuorman suuruuteen vaikuttavat tuulen nopeuspaine sekä rakenteen muoto sekä tuulen suunta. Tuulen nopeuden perusteella voidaan määrittää nopeuspaine kaavan 5.2 mukaan. Tuulen nopeuspaineeseen vaikuttavat rakennuksen korkeus maanpinnasta sekä maaston muoto ja etenkin sen rosoisuus. Rosoisuus aiheuttaa kitkaa tuulelle ja tätä rosoisuutta kuvataan maastoluokilla. [30, p. 27] [23, p. 9]

Tuulen perusnopeuden ja eurokoodissa vastaavasti nimettynä tuulennopeuden modifioimaton perusarvon eli 10 minuutin keskimääräisen tuulennopeuden 10m maanpinnan yläpuolella maastoluokka II: ssa ja toistumisvälin ollessa keskimäärin 50 vuotta, käytetään arvoa 21m/s. Perusarvosta on laskettu 3 sekunnin puuskan nopeuspaineet eri maastoluokissa. [9, p. 125] [30, p. 27]

### 5.2.1 Rakennusmääräyskokoelma

Rakennusmääräyskokoelma määrittelee rakenteiden tuulikuorman mitoitukselle 3 eri mitoitus tapausta. [30, pp. 26-27]

- Rakenteen mitoittaminen staattiselle kokonaistuulikuormalle. Kokonaistuulikuorma lasketaan käyttäen apuna voimakerointa. Tällä menetelmällä voidaan mitoittaa tuulikuorma esimerkiksi rakennuksen kokonaisvakavuutta tarkastellessa.
- Rakenteen mitoittaminen osapintojen paikalliselle staattiselle tuulenpaineelle. Tällä menetelmällä voidaan mitoittaa rakennuksen rakenneosat sekä kiinnitykset.
- Rakenteen mitoittaminen tuulen dynaamisille vaikutuksille.

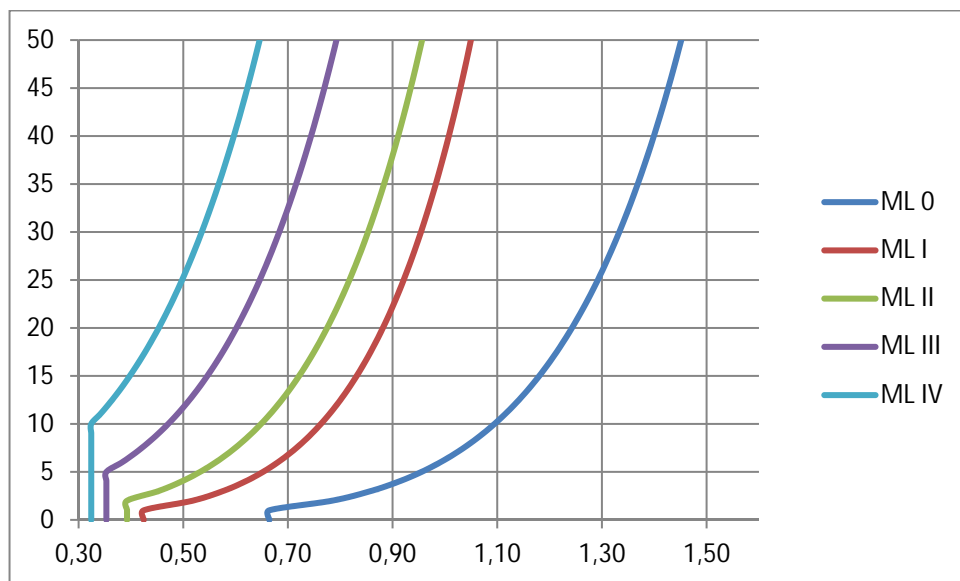


Kuva 10. Puuskanopeuspaine RakMk mukaisesti

## 5.2.2 Eurokoodi

Vaiheet puuskanopeuspaineen  $q_p(z)$  laskemiseksi SFS-EN 1991-1-4 mukaan.

- Tuulennopeuden perusarvo  $v_b$  4.2 (2)P
- Nopeuspainekorkeus  $z_c$  Luku 7
- Maastoluokka Taulukko 4.1
- Puuskanopeuspaineen ominaisarvo  $q_p$  4.5 (1)
- Tuulenpuuskien intensiteetti  $I_v$  4.4
- Tuulennopeuden modifioitu perusarvo  $v_m$  4.3.1
- Pinnanmuotokerroin  $c_o(z)$  4.3.3
- Rosoisuuskerroin  $c_r(z)$  4.3.2



Kuva 11. Tuulen nopeuspaine eurokoodin mukaisesti

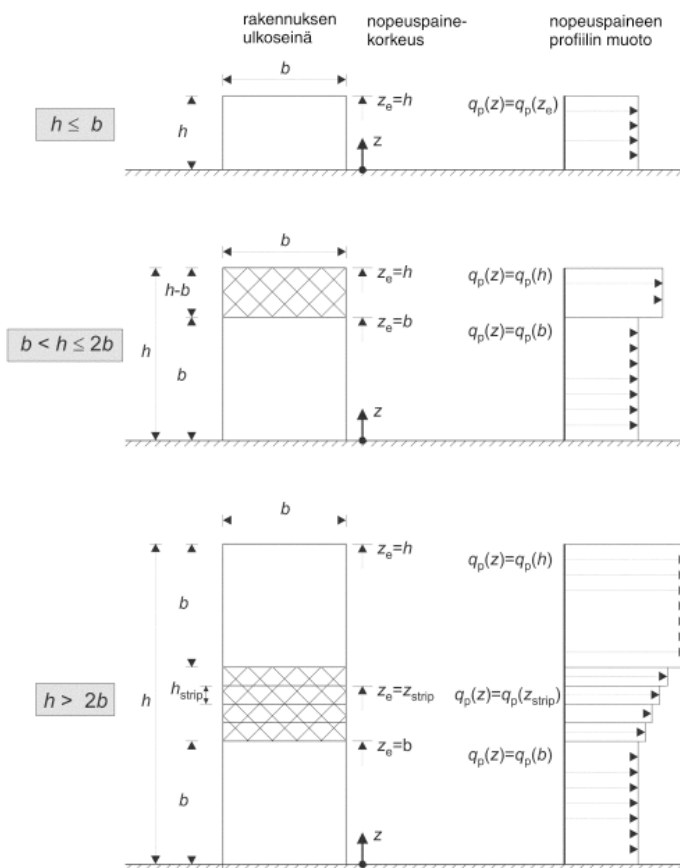
Eurokoodissa erotellaan samoin kuten rakennusmääräyskokoelmassa, rakennusta rasittavan kokonaistuulivoiman laskeminen sekä rakenneosiin ja kiinnityksiin kohdistuva tuulikuorma. Kokonaistuulivoima voidaan laskea voimakerroinmenetelmällä tai osapainneiden avulla vektorisummana. Voimakerroinmenetelmä on vielä jaettu erikseen matalille sekä korkeille rakennuksille. Mataliksi rakennuksiksi määritellään rakennuksen, joiden korkeus on pienempi kuin niiden leveys. Tällöin puuskanopeuspaineen arvona käytetään koko rakenteen alueella harjalla vallitsevaa arvoa. Korkeissa rakennuksissa tämä voi johtaa tarpeettoman suureen kokonaistuulivoimaan ja ylimitoitukseen, joten puuskanopeuden arvoa vaihdellaan korkeusaseman suhteen kuvan 12. mukaisesti.

Voimakerron määritellään rakennuksen tehollisen hoikkuuden funktiona ja itse standardissa voimakerron ei sisällä vapaan pään ohivirtauksesta aiheutuvaa päätevaikutusta. RIL 201-1-2011 ohjeen kuvan 5.2S mukainen voimakerron sisältää jo päätevaikutuskertoimen. Vaikuttavana pinta-alana voimakertoimen mukaisesti laskettuna käytetään rakennuksen tuulenpuoleisen osan pystysuoraa projektioalaa

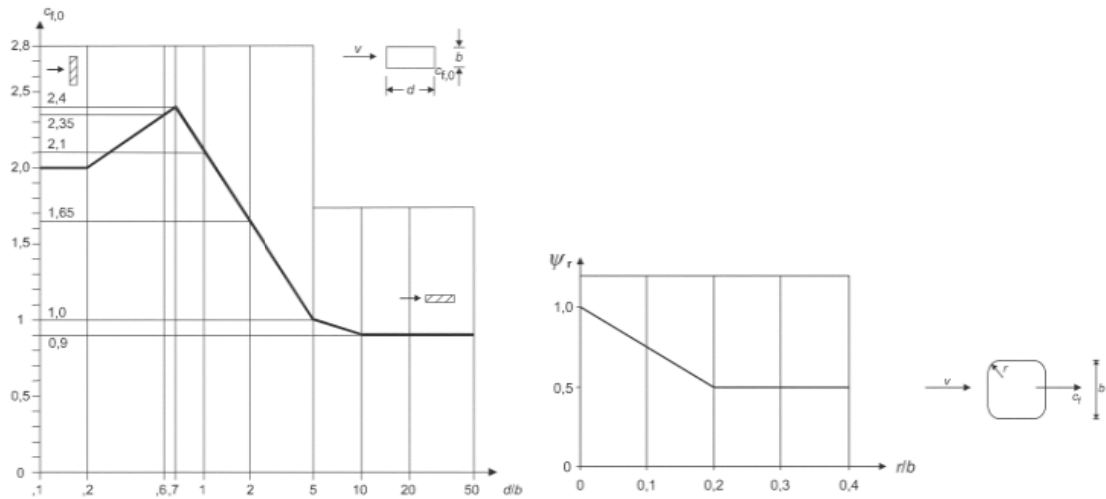
Voimakertoimen, puuskanopeuspaineen ja pinta-alan lisäksi kokonaisvaakavoiman laskemiseen tarvitaan rakennekerroin  $c_{s,c_d}$ . Kerroin  $c_s$  huomioi rakennuksen koon, jolloin suuressa rakennuksessa eivät tuulen puuskien huippuarvot vaikuta samanaikaisesti. Kerrotoimella  $c_d$  ohjataan tuulen dynaamisia vaikutuksia, joten se on siis rakenteen alimman ominaistajuuden funktio. Alle 15m rakennuksiin voidaan yksinkertaistettuna käyttää varmalla puolella olevaa arvoa 1,0. Kertoimien tulon määrittämiseksi on laadittu yksinkertaiset kaaviot erikseen teräsrunkoisille rakennuksille ja yhteinen kaavio betoni- ja puurunkoisille rakennuksille.

Voimakerroinmenetelmällä voidaan mitoitaa rakennuksen kokonaisvakavuus eli jäykistävät rakenteet sekä niiden perustukset. [9, pp. 119-155, 184]

Kokonaisvaakavoima rakennukselle voidaan laskea myös osapaineiden avulla vektorisummana. Tällöin rakennuksen seinät sekä katto jaetaan alueisiin, joille määritetään niille tapauskohtaiset vallitsevat osapainekertoimet ja pinta-alat. Lisäksi huomioidaan kitkan vaikutukset. Sisäinen paine otetaan ainoastaan rakenneosia tarkasteltaessa huomioon. Kokonaisvaakavoimaan sisäisellä paineella ei ole merkitystä, kun rakennus on kauttaaltaan yhtä tiivis.



Kuva 12. Nopeuspaineen jakautuminen korkeille rakennuksille [31, p. 60]



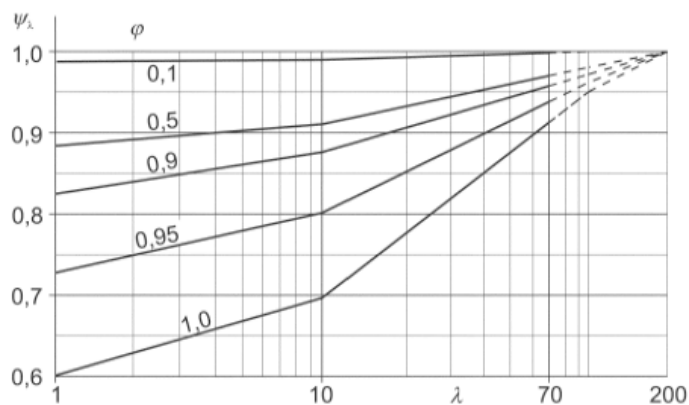
Kuva 12. Teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin ja pienennyskerroin pyöreänurkkaisille neliöpoikkileikkauksille [31, p. 114]

$$c_f = c_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda \quad (5.2)$$

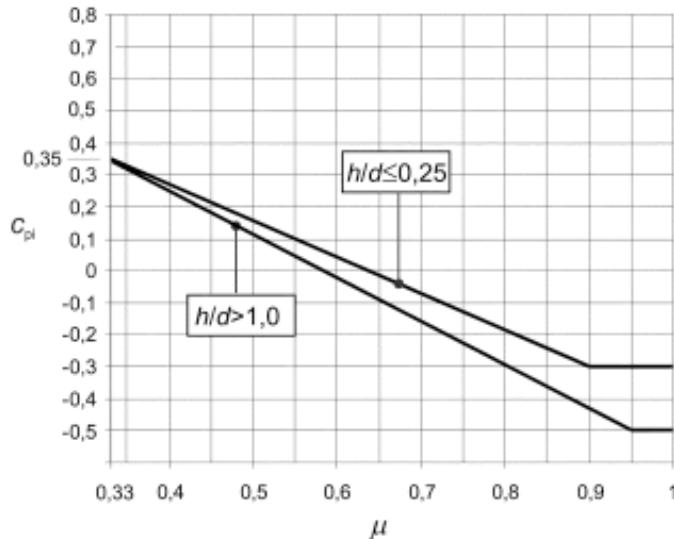
$c_{f,0}$  Teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin kuvan 12. mukaisesti, kun vapaan pään ohittava virtaus jätetään huomiotta

$\psi_r$  Pyöreänurkkaisen neliöpoikkileikkauksen pienennyskerroin kuvan 12. mukaisesti.

$\psi_\lambda$  Rakenneosan päätevaikutuskerroin, jonka avulla vapaan pään ohittava ilmavirtaus otetaan huomioon kuvan 13. mukaisesti.



Kuva 13. Päätevaikutuskerroin tehollisen hoikkuuden funktiona [31, p. 140]



Kuva 14. Sisäpuolinen paine aukkosuhteen funktiona [31, p. 88]

## 5.3 Hyötykuormat

### 5.3.1 Rakennusmääräyskokoelma

Rakentamismääräyskokoelmassa hyötykuormat on jaoteltu kuormaryhmiin, joille on annettu taulukossa 26 vähimmäisarvot. Henkilökuormien kuormaryhmiä ovat oleskelu, kokoontumis- sekä tungoskuormat ja näiden portaisiin sekä käytäviin kohdistuvat kuormat. Muita kuormaryhmiä ovat tavara- sekä liikennekuormat. Tavarakuormiin löytyy ohjeita lisäksi myös arkistojen osalta siten, että  $6\text{kN/m}^2$  kohdistuu kiinteiden hyllyjen tasoille ja  $12\text{kN/m}^2$  liukuhyllijien tasoille. kantamattomien väliseinien aiheuttamat kuormitukset eivät sisälly kuormaryhmiin.

Vaakakuormia kohdistuu seiniin sekä kaiteisiin. Vaakavoimat kohdistuvat kaiteiden yläjohteiden kohdalle sekä levymäisien osien keskelle. Vaakavoimat ovat kokoontumis-kuormien yhteydessä  $0,4\text{kN/m}$  ja tungoskuormien yhteydessä  $1,5\text{kN/m}$ . Pistekuorma levymäisiin osiin on  $0,3\text{kN}$ . [23, pp. 5-7] [30, pp. 69-71]

Kuormaryhmä	Kuorman vaikutustapa			Kaiteiden, seinien ja vastaavien rakenteiden vaakakuormat	
	Pinta-kuorma $q_k$ kN/m <sup>2</sup>	Piste-kuorma <sup>1)</sup> $F_k$ kN	Pinta-kuorman liikkuva osa %	Piste-kuorma $F_k$ kN	Viiva-kuorma $q_k$ kN/m
	1	2	3	4	5
Oleskelukuorma I	1,5 <sup>2)</sup>	1,5	70	0,3 <sup>4)</sup>	0,4
Oleskelukuorma II	2,0 <sup>2)</sup>	1,5	70	0,3 <sup>4)</sup>	0,4
Oleskelutilojen portaat ja käytävät	2,5 <sup>3)</sup>	2,0	100	0,3 <sup>4)</sup>	0,4
Kokoontumiskuorma	2,5	1,5	70	0,3 <sup>4)</sup>	0,4
Kokoontumistilojen portaat ja käytävät	4,0 <sup>3)</sup>	2,0	100	0,3 <sup>4)</sup>	0,4
Tungoskuorma	4,0	2,0	100	0,3 <sup>4)</sup>	1,5
Tavarakuorma:					
Varasto- ja tuotantotilat	5,0	20	100	— <sup>5)</sup>	
Henkilöautojen suojat ja paikoitus- tasot, ajoneuvon kokonaispaino < 2 000 kg	2,5	10 <sup>6)</sup> 7)	100	5 <sup>8)</sup>	
Muut autosuojat ja paikoitustasot, ajoneuvon kokonaispaino < 4 500 kg	5,0	20 <sup>6)</sup>	100	10 <sup>8)</sup>	
Katto- ja välitasot, ajoneuvon kokonaispaino < 15 000 kg	10,0	50 <sup>6)</sup> 9)	100	25	

Liikennetilat, missä kuormia ei ole lainkaan rajoitettu, suunnitellaan asianomaisten viranomaisten antamien ohjeiden ja liikenneasetuksen suurimpien sallittujen kuormien mukaan.

- 1) Ei vaikuta samanaikaisesti pintakuorman kanssa, kuormitusala 25 x 25 mm<sup>2</sup>, kun  $F_k \leq 2,0$  kN, 100 x 100 mm<sup>2</sup>, kun  $2,0$  kN <  $F_k$  < 50 kN ja 300 x 300 mm<sup>2</sup>, kun  $F_k \geq 50$  kN.
- 2) Parvekkeilla 1,5 kN/m<sup>2</sup> ja samanaikaisesti vaikuttava pystysuora viivakuorma 2,0 kN/m kaiteen vieressä.
- 3) Huoneiston sisäisten portaiden ja käytävien pintakuormaksi otaksutaan vastaava oleskelu- tai kokoontumiskuorma sekä sisäisten käytävien pistekuormaksi  $F_k = 1,5$  kN.
- 4) Koskee kaiteiden ja niitä vastaavien rakenteiden levymäisiä osia.
- 5) Mikäli tilassa käytetään trukkikuormaajia, otaksutaan vaakasuoraksi pistekuormaksi vähintään 5 kN.
- 6) Rakennusten vieressä olevat paikoitus- ja kattotasot suunnitellaan tarpeen mukaan myös sammutus- ja pelastusajoneuvojen kuormille sekä nostolava- ja konetikasajoneuvon tukijalan pistekuormalle.
- 7) Kattamattomilla paikoitusalueilla  $F_k = 20$  kN.
- 8) Ei koske yhden auton syvyisiä yksikerroksisia suojia.
- 9) Pistekuormia voi olla useampia riippuen todellisista olosuhteista.

Taulukko 26. Hyötykuormien vähimmäisarvot [23, p. 6]

### 5.3.2 Eurokoodi

Hyötykuormat luokitellaan eurokoodissa tilojen käyttötarkoituksen mukaan erillisiin käyttöluokkiin. Käyttöluokille on omat vähimmäisarvot hyötykuormille. Hyötykuormien arvot eivät sisällä kantamattomien väliseinien kuormia. Ei-kantavien väliseinien arvot luetaan osaksi rakennuksen omapainoa, kun niistä suunnitellaan kiinteitä. Seinien omia painoja voidaan kuvastaa tasaisella kuormalla seuraavasti: [9, p. 69]

- Seinän omapaino < 1 kN/m:  $q_k = 0,5$  kN/m<sup>2</sup>
- Seinän omapaino < 2,0 kN/m:  $q_k = 0,8$  kN/m<sup>2</sup>
- Seinän omapaino < 3,0 kN/m:  $q_k = 1,2$  kN/m<sup>2</sup>

Tapauksissa, joissa tiloista halutaan hyvin muuntojoustavia, tulisi nämä arvot lisätä tilojen käyttötarkoitusta vastaavaan hyötykuormaan.

Luokka	Käyttötarkoitus	Esimerkki
A	Asuin- ja majoitustilat	Asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpidehuoneet, hotellien ja retkeilymajojen makuuhuoneet, keittiöt ja WC:t.
B	Toimistotilat	
C	Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua (poikkeuksena luokkiin A, B, ja D kuuluvat tilat) <sup>1)</sup>	<p><b>C1:</b> Tilat, joissa on pöytiä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit, vastaanottotilat.</p> <p><b>C2:</b> Tilat, joissa on kiinteät istuimet, esim. kirkot, teatterit, elokuvateatterit, konferenssisalit, luentosalit, kokoussalit, odotussalit, asemien odotustilat.</p> <p><b>C3:</b> Tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennusten, hotellien ja sairaaloiden eteistilat, asemahallit.</p> <p><b>C4:</b> Liikuntatilat, esim. tanssisalit, voimistelusalit ja näyttämöt.</p> <p><b>C5:</b> Tilat, joihin voi syntyä tungosta esim. yleisötahtumien rakennuksissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit mukaan luettuina katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatielaiturit.</p>
D	Myyvälätilat	<p><b>D1:</b> Tavallisten vähittäiskauppojen tilat.</p> <p><b>D2:</b> Tavaratalojen tilat.</p>

<sup>1)</sup> On syytä kiinnittää huomiota kohtaan 6.3.1.1(2), erityisesti luokkien C4 ja C5 osalta. Standardissa EN 1990 esitetään, milloin dynaamiset vaikutukset on tarpeen ottaa huomioon. Luokkaa E koskevat tiedot ovat taulukossa 6.3.

HUOM. 1 Aiotusta käyttötarkoituksesta riippuen tilat, jotka todennäköisesti sijoitettaisiin luokkaan C2, C3 tai C4, voidaan tilaajan päätöksellä tai kansallisen liitteen perusteella sijoittaa luokkaan C5.

HUOM. 2 Kansallisessa liitteessä luokat A, B, C1...C5, D1 ja D2 voidaan jakaa alaluokkiin.

HUOM. 3 Varasto- ja teollisuustiloja tarkastellaan kohdassa 6.3.2.

Taulukko 27. Hyötykuormien käyttöluokat [8, p. 30]

Kuormitettujen tilojen luokat	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Luokka A</b>		
— 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
<b>Luokka B</b>	2,0... <u>3,0</u>	1,5... <u>4,5</u>
<b>Luokka C</b>		
— 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>
<b>Luokka D</b>		
— 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>

Taulukko 28. Käyttöluokkien hyötykuormien vähimmäisarvot asuin-, kokoontumis-, myymälä- ja toimistotiloille [8, p. 30]

Luokka	Käyttötarkoitus	Esimerkki
E1	Tilat, joissa tavaraa säilytetään, mukaan luettuna tavarantoimitustilat	Varastointitilat mukaan luettuina kirjojen ja muiden asiakirjojen varastot
E2	Teollisuuskäyttö	

Taulukko 29. Varasto- ja tuotantokäytön luokat [8, p. 34]

Kuormitettujen tilojen luokat	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Luokka E1	7,5	7,0

Taulukko 30. Varastoinnista aiheutuvat välipohjien hyötykuormat. [8, p. 34]



Liikennöintialueiden luokat	Erityiskäyttö	Esimerkki
F	Kevyiden ajoneuvojen liikennöinti- ja paikoitusalue (kokonaispaino $\leq 30$ kN ja enintään 8 paikkaa kuljettajan lisäksi)	autotallit; paikoitusalueet, paikoitushallit
G	Keskiraskaiden ajoneuvojen liikennöinti- ja paikoitusalueet ( $> 30$ kN, kokonaispaino $\leq 160$ kN, 2 akselilla)	esim. sisäänkäyntiväylät; jakeluvyöhykkeet; vyöhykkeet, joihin palokalusto (kokonaispaino $\leq 160$ kN) pääsee
HUOM. 1 Luokkaan F suunnitelluille alueille pääsyä rajoitetaan rakenteeseen sijoitettujen esteiden avulla.		
HUOM. 2 Luokkiin F ja G suunnitelluille alueille kiinnitetään asianmukaiset varoitusmerkit.		

Taulukko 31. Rakennusten liikennöinti- ja paikoitusalueiden käyttöluokat. [8, p. 40]

Liikennöintialueen luokka	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Luokka F</b> Ajoneuvon kokonaispaino $\leq 30$ kN	$q_k$	$Q_k$
<b>Luokka G</b> 30 kN < ajoneuvon kokonaispaino $\leq 160$ kN	5,0	$Q_k$
HUOM. 1 Luokassa F kuorman $q_k$ arvo voidaan valita alueelta 1,5...2,5 kN/m <sup>2</sup> ja $Q_k$ alueelta 10...20 kN.		
HUOM. 2 Luokassa G kuorman $Q_k$ arvo voidaan valita alueelta 40...90 kN.		
HUOM. 3 Kansallisessa liitteessä voidaan antaa huomautuksissa 1 ja 2 mainittujen vaihteluvälien sijaan käytettävä arvo. Suositusarvot ovat alleviivattuina.		

Taulukko 32. Rakennusten liikennöinti- ja paikoitusalueiden hyötykuormat. [8, p. 40]

Vesikatto	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Luokka H</b>	$q_k$	$Q_k$
HUOM. 1 Luokassa H kuorma $q_k$ voidaan valita väliltä 0,00 kN/m <sup>2</sup> ...1,0 kN/m <sup>2</sup> ja kuorma $Q_k$ väliltä 0,9 kN...1,5 kN.		
Kansallisessa liitteessä voidaan antaa arvo vaihteluvälin tilalle. Suositusarvot ovat: $q_k = 0,4$ kN/m <sup>2</sup> , $Q_k = 1,0$ kN.		
HUOM. 2 Kansallisessa liitteessä kuorma $q_k$ voidaan antaa katon kaltevuudesta riippuvana.		
HUOM. 3 Kuorman $q_k$ voidaan olettaa vaikuttavan pinta-alalla A, joka voidaan määritellä kansallisessa liitteessä. Alan A suositusarvo on 10 m <sup>2</sup> vaihteluvälin ollessa nolasta katon koko pinta-alaan.		
HUOM. 4 Ks. myös kohtaa 3.3.2(1).		

Taulukko 33. Luokan H vesikattojen kuormat [8, p. 42]

## 5.4 Toteuttamisen aikaiset kuormat

Rakennukseen kohdistuu toteuttamisen aikana kuormia luonnonkuormista sekä itse rakentamisesta. Lisäksi kuormia voi muodostua esijännittämisestä, esisiirtymistä, lämpötilamuutoksista, kutistumisesta sekä hydrataatiosta. Rakentamisesta aiheutuvat kuormat voivat olla merkittäviä. Väliaikaisten painavien rakennustarvikkeiden, kuten tiilien, laastien sekä levyjen varastoinneista muodostuu suuriakin kuormia.

Betonin valaminen, rakenteiden vinoudet sekä tuuli aiheuttavat rakennukseen lisäksi vaakavoimia, joita vastaan täytyy rakennuksella olla riittävä toteuttamisen aikainen jäykkyys.

Rakentamisesta johtuvat kuormat luokitellaan pääsääntöisesti liikkuvaksi muuttuvaksi kuormaksi. Väliaikaiset nosturit ja apurakenteet voidaan tietyissä tapauksissa luokitella kiinteiksi kuormiksi. Kiinteiden rakentamisesta aiheutuvien kuormien tapauksissa täytyy kuitenkin ottaa mittapoikkeama teoreettisesta sijainnista huomioon.

Rakentamisesta aiheutuvien kuormien sijainnit, liikkuvuudet, raja-alueet sekä suuruudet tulee dokumentoida toteutuseritelmässä. [32, pp. 22-32]

### 5.4.1 Rakennusmääräyskokoelma

Rakennusmääräyskokoelmassa toteuttamisen aikaisten kuormien huomioon ottaminen sekä suuruusluokat ovat tapauskohtaisia ja niistä sovitaan erikseen tilaajan kanssa.

Rakentamisen aikana rakenteille tulevat kuormat ovat verrattavissa hyötykuormiin [23, p. 5]

### 5.4.2 Eurokoodi

Rakenneosat mitoitetaan toteutuksenaikaisille kuormille murtorajatilassa sekä käyttörajatilassa. Käyttörajatilassa rakenneosien toteuttamisen aikaiset muodonmuutokset voivat olla suurempia, kuin lopullisen rakenteen. Muodonmuutokset eivät saa kuitenkaan aiheuttaa vaurioita liittyviin rakenteisiin. Lisäksi rakenneosan säilyvyys- sekä jäykkyysominaisuudet eivät saa heikentyä esimerkiksi halkeilun seurauksena.

Yhdistelykertoimina rakentamisesta johtuville hyötykuormille käytetään  $\psi_0 = 1$  ja muuttuvan kuorman pitkäaikaisen yhdistelykertoimen arvoa  $\psi_2 = 0,3$ . Pitkäaikaisen yhdistelykertoimen käyttö tulee kyseeseen toteuttamisen aikana tapahtuvan onnettomuuden tilanteessa. Tämä kuormitustapaus on harvinainen ja se tulee tutkia ainoastaan tapauksissa, joissa onnettomuuden seuraukset ovat kohtuuttomat alkutapahtumaan verrattuna. Rakenneosilla sekä liitoksilta vaaditaan kuitenkin vaurionsietokykyä, jotta vähäinen törmäys tai isku ei aiheuta mahdollisuutta sortumiseen. Muuttuvan kuorman tavallisen arvon yhdistelykerrointa  $\psi_1$  ei käytetä yhdessä toteuttamisen aikaisten rakentamisesta johtuvien kuormien yhteydessä. Kuormien yhdistely toteuttamisen aikaisille kuormille toteutetaan ominaisyhdistelmän ja pitkäaikaisyhdistelmän mukaan. [11, pp. 85-99]

Kuorma	Kuormitusalue	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]
(1)	Työskentelyalueen ulkopuolella	0,75, johon sisältyy kuorma $Q_{ca}$
(2)	Neliön muotoisella työskentelyalueella, jonka sivumitta on 3 m (tai jännemitta, jos se on pienempi)	10 % betonin omasta painosta, mutta vähintään 0,75 ja enintään 1,5 Sisältää kuormat $Q_{ca}$ ja $Q_{cf}$
(3)	Tarkastettava alue	Muotin ja kuormaa kantavan rakenneosan oma paino ( $Q_{cc}$ ) sekä mitoituspaksuuden mukainen tuoreen betonin paino ( $Q_{cf}$ )

Taulukko 34. Betonia valettaessa syntyvien kuormien suositeltavat ominaisarvot [32, p. 40]

Rakentamisesta johtuvat kuormat ( $Q_c$ )				
Kuormat			Mallinnus	Huomautuksia
Tyyppi	Merkintä	Kuvaus		
Henkilöt ja käsityökalut	$Q_{ca}$	Työntekijät, työnjohto ja vierailijat, mukaan lukien mahdolliset käsityökalut tai muut työmaan pienet laitteet	Mallinnetaan tasaisesti jakautuneena kuormana $q_{ca}$ , joka sijoitetaan siten, että saavutetaan epäedullisimmat vaikutukset.	HUOM. 1 Tasaisesti jakautuneen kuorman $q_{ca,k}$ ominaisarvo voidaan määrittellä kansallisessa liitteessä tai hankekohtaisesti. HUOM. 2 Suositusarvo on $1,0 \text{ kN/m}^2$ . Ks. myös kohtaa 4.11.2.
Tavaran väliaikainen varastointi	$Q_{cb}$	Varastoitaessa väliaikaisesti liikuteltavaa tavaraa, kuten: — rakennusmateriaaleja, elementtejä ja — laitteita	Mallinnetaan liikkuvina kuormina, joita edustavat tilanteen mukaan: — tasaisesti jakautunut kuorma $q_{cb}$ — pistekuorma $F_{cb}$	HUOM. 3 Tasaisesti jakautuneen kuorman ja pistekuorman ominaisarvot voidaan määrittellä kansallisessa liitteessä tai hankekohtaisesti. Siltojen osalta seuraavat arvot ovat suositeltavia vähimmäisarvoja: — $q_{cb,k} = 0,2 \text{ kN/m}^2$ — $F_{cb,k} = 100 \text{ kN}$ missä $F_{cb,k}$ voidaan yksityiskohtia suunniteltaessa sijoittaa nimellisipinta-alalle. Rakennusmateriaalien tilavuuspainoja esitetään standardissa EN 1991-1-1.
Väliaikaiset laitteet	$Q_{cc}$	Käyttöpaikallaan olevat väliaikaiset laitteet. Kuorma on joko: — staattista (esim. muotitelineet, muotit, koneet, kontit) tai — liikkuvaa (esim. siirrettävät muotit, sillakanen asennuspalkisto ja apupalkki, vastapainot)	Mallinnetaan liikkuvina kuormina, joita edustaa tilanteen mukainen: — tasaisesti jakautunut kuorma $q_{cc}$	HUOM. 4 Nämä kuormat voidaan määrittellä hankekohtaisesti käyttämällä toimittajalta saatavaa tietoa. Ellei tarkempaa tietoa ole käytettävissä, kuormat voidaan mallintaa käyttämällä tasaisesti jakautunutta kuormaa, jonka suositeltava ominaisarvo on vähintään $q_{cc,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2$ . Käytettävissä on joukko mitoitusta käsitteleviä CENin standardeja, esimerkiksi EN 12811 sekä EN 12812 muottien ja muotitelineiden mitoitusta varten.
Liikkuvat raskaat koneet ja laitteet	$Q_{cd}$	Liikkuvat raskaat koneet ja laitteet, jotka kulkevat tavallisesti pyörillä tai kiskoilla, (esim. nosturit, hissit, ajoneuvot, nostotrukit, kompressorit, tunkit, raskaat nostolaitteet)	Ellei tarkempaa tietoa ole käytettävissä, mallinnetaan standardin EN 1991 asianomaisten osien sisältämän tiedon perusteella.	Ajoneuvoista aiheutuvien kuormien määrittämiseen tarvittavaa tietoa, mikäli sitä ei esitetä hanke-eritelmässä (projektieritelmässä), esitetään standardissa EN 1991-2. Nostureista aiheutuvien kuormien määrittämiseen tarvittavaa tietoa esitetään standardissa EN 1991-3.
Rakentamisessa syntyvien jättemateriaalien kasaantuminen	$Q_{ce}$	Jättemateriaalien kasaantuminen (esim. ylimääräiset rakennusmateriaalit, irrotettu maa-aines tai puretut materiaalit)	Otetaan huomioon tarkastelemalla mahdollisia massan vaikutuksia vaakasuuntaisiin, kalteviin ja pystysuuntaisiin rakenneosiin (kuten seinäin).	HUOM. 5 Nämä kuormat voivat vaihdella merkittävästi ja lyhyin aikavälein, riippuen esimerkiksi materiaalien tyypistä, ilmastolosuhteista, rakentamisen etenemisvauhdista ja jättemateriaalin tyhjentämistäväleistä.
Eri tilapäisvaiheissa olevista rakenteen osista johtuvat kuormat	$Q_{cf}$	Toteuttamisen eri tilapäisvaiheissa olevista rakenteen osista aiheutuvat kuormat ennen kuin lopulliset mitoituksukuormat tulevat vaikuttamaan (esim. nostoista aiheutuvat kuormat)	Otetaan huomioon ja mallinnetaan suunniteltujen toteuttamisvaiheiden mukaisesti, jolloin otetaan huomioon vaiheiden seuraukset (esim. tietyistä työvaiheista kuten asennuksista aiheutuva kuormittuminen ja kuormituksen poistuminen)	Ks. myös kohtaa 4.11.2, jossa käsitellään tuoreesta betonista aiheutuvia lisäkuormia.

Taulukko 35. Rakentamisesta johtuvat kuormat [32, p. 39]

## 6 KUORMITUSYHDISTELMÄT

Kuormitusyhdistelmillä tarkoitetaan useamman toisistaan riippumattoman kuorman yhdistämistä tilanteisiin sopivin varmuus- sekä yhdistelykertoimin. Yhdistelykertoimien käyttämistä voidaan perustella ajatuksella, että on epätodennäköistä useamman toisistaan riippumattoman kuorman samanaikainen suurin mahdollinen esiintyminen.

Murtorajatilassa kuormitusyhdistelmillä etsitään vaarallisimmat tilanteet ja suurimmat rasitukset kokonaisten rakennusten sekä rakenneosien mitoittamista varten. Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmillä tarkastellaan rakennuksen tai rakenteen ulkonäköön tai toimintaan vaikuttavia haitallisia siirtymiä, taipumia, värähtelyitä, jännityksiä tai halkeiluja. Hyötykuormia, jotka eivät fysikaalisesti voi esiintyä samanaikaisesti, ei tule tarkastella samoissa kuormitusyhdistelmissä. [30, p. 133]

### 6.1 Rakennusmääräyskokoelma

#### 6.1.1 Murtorajatila

Rakennusmääräyskokoelman osassa B1 määritellään pysyville kuormille varmuuskertoimet 1,2 sekä 0,9. Kerrointa 1,2 käytetään tilanteissa, joissa pysyvä kuorma aiheuttaa epäedullisia vaikutuksia ja kerrointa 0,9 kuorman aiheuttaessa edullisia vaikutuksia. Muuttuville kuormille tulee käyttää arvoa 1,6 mukaan lukien luonnon kuormat. Usean muuttuvan kuorman tapauksessa aina määräävää kuormaa kerrotaan arvolla 1,6 ja muita luvulla 0,8 pois lukien määräävä luonnonkuorma. Luonnonkuormat eivät siis vaikuta toistensa kanssa täytenä samanaikaisesti, mutta voivat esiintyä niistä riippumattoman muuttuvan kuorman kanssa täytenä. Muuttuvalle kuormalle voidaan käyttää myös osavarmuuskerointa 1,2 kertoimen 1,6 sijasta, kun voidaan osoittaa kuorman olevan fysikaalisesti suurin mahdollinen. Tästä esimerkkinä tilanne, jossa umpinainen säiliö on täynnä nestettä.

Maanpaineelle käytetään osavarmuuskerointa 1,0, mutta maaparametreille tulee käyttää materiaaliosavarmuuskerointa 1,2. Vedestä sekä jäästä aiheutuville kuormille käytetään kerrointa 1,3. [30, p. 134]

$$q_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} * g_i + \gamma_{q1} * q_{k1} + \gamma_{q2} * q_{k2} + \sum_{i=3}^n \gamma_{qi} * q_{ki} \quad (6.1)$$

$g_i$  = Pysyvä kuorma, vedenpaine tai veden noste

$q_{k1}$  = Yksi muuttuva kuorma, joka ei ole lumi-, tuuli-, aalto-, jää- tai vesiliikennekuorma

$q_{k2}$  = Yksi muuttuva luonnonkuorma (lumi tai tuuli) toinen määräävä ja toinen on muu muuttuva kuorma

$q_{ki}$  = Muut muuttuvat kuormat

$\gamma_{gi}$  = Pysyvien kuormien osavarmuuskerroin 0,9 tai 1,2

$\gamma_{q1}$  = Muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin 1,6

$\gamma_{q2}$  = Muuttuvan luonnonkuorman osavarmuuskerroin (lumi tai tuuli) 1,6

$\gamma_{qi}$  = Muiden muuttuvien kuormien osavarmuuskerroin 0,8

Poikkeuksena teräsrakenteiden sekundäärirakenteet suunnitellaan siten, että osavarmuuslukuna omille painoille ja yhdelle muuttuvalle hyötykuormalle sekä kuormitustapauksessa vuoroin määräävälle lumi- tai tuulikuormalle käytetään arvoa 1,4 muiden muuttuvien hyötykuormien osavarmuusluvun ollessa 0,8.

### 6.1.2 Käyttörajatila

Kuorma	Kuorman pitkäaikaisuus %
Pysyvät kuormat	100
Oleskelukuormat	
pintakuorma	30
pistekuormat	0
Kokoontumiskuorma	30
portaat ja käytävät	0
Tungoskuorma	0
Tavarakuorma harkinnan mukaan, kuitenkin vähintään	50
Vaakasuorat viiva- ja pistekuormat	0
Lumikuorma	20
Lämpötilasta aiheutuva kuormitus (katso kohta 1.3.3)	0
Epätasaisesta lämpötilasta aiheutuva kuormitus	0
Tuulikuorma	0
Liikennekuormat (ei pysäköintiä)	30
Betonin kutistumisen ja virumisen aiheuttamat voimasuureet	100

Taulukko 36. Kuormien pitkäaikaisiksi katsotut osuudet [24, p. 8]

Pitkäaikaiset vaikutukset:

$$q_d = \sum_{i=1}^m g_i + \sum_{i=1}^n \psi_i * q_{ki} \quad (6.2)$$

$\psi_i$  = Muuttuvan kuorman pitkäaikaisosuus taulukko 36.

Lyhytaikaiset vaikutukset:

$$q_d = \sum_{i=1}^m g_i + q_{k1} + q_{k2} + \sum_{i=3}^n 0,5 * q_{ki} \quad (6.3)$$

### 6.1.3 Onnettomuustilanne

$$q_d = \sum_{i=1}^m g_i + q_A + \sum_{i=1}^n 0,5 * q_{ki} \quad (6.4)$$

$q_A$  = Onnettomuuskuorma

$q_{ki}$  = Muuttuvat kuormat, joiden pitkäaikaisosuus on yli 50%

### 6.1.4 Palotilanne

Rakennusmääräyskokoelmassa on palotilanteelle määrätty erikseen kuormitusyhdistelmä toisin kuin eurokoodissa, jossa palotilanteelle käytetään samaa kuormitusyhdistelmää, kuin onnettomuustilanteelle. Oleskelu- ja kokoontumiskuormalle käytetään arvoa  $0,75\text{kN/m}^2$ , tungoskuormalle arvoa  $2,0\text{kN/m}^2$ , lumikuormalle arvona 50 % ja tuulikuormalle 30 % ominaiskuormasta. Lisäksi pystyrakenteita mitoittaessa voidaan tehdä Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B1 mukaiset kuormien vähennykset oleskelu- sekä kokoontumiskuormien arvoihin. Vaarallisin kuormitusyhdistelmä määritetään yleisesti käytettyjen periaatteiden mukaan, mutta lumen sekä tuulen ei oleteta vaikuttavan samanaikaisesti. [24, p. 61]

$$q_d = \sum_{i=1}^m g_i + q_1 + \sum_{i=1}^n 0,5 * q_{ki} \quad (6.5)$$

$q_1$  = Määrävä muuttuva kuorma

$q_{ki}$  = Muut muuttuvat kuormat

## 6.2 Eurokoodi

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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 $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN < ajoneuvon paino $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Rakennusten lumikuormat (ks. EN 1991-1-3) <sup>1)</sup>			
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 $\psi$ arvot voidaan määritellä kansallisessa liitteessä. <sup>1)</sup> Mikäli maata ei ole mainittu, kyseiset paikalliset olosuhteet selvitetään erikseen.			

Taulukko 37. Kuormien yhdistelykertoimien suositusarvot rakennuksille [7, p. 86]

$\psi_0$  Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin, jota käytetään ominaisyhdistelmässä murtorajatilassa sekä palautumattomalle käyttörajatilalle.

$\psi_1$  Muuttuvan kuorman tavallinen yhdistelykerroin, jota käytetään onnettomuuskuormia sisältävälle murtorajatilalle sekä palautuville käyttörajatiloille.

$\psi_2$  Muuttuvan kuorman pitkäaikainen yhdistelykerroin, jota käytetään onnettomuuskuormia sisältävälle murtorajatilalle sekä palautuville käyttörajatiloille.

### 6.2.1 Murtorajatila

Eurokoodin murtorajatilatarkastelu on jaettu neljään eri osa-alueeseen, jotka on koodattu sarjoiksi A, B, C sekä D Sarjan A (EQU) kuormitusyhdistelmällä tarkastellaan rakennuksen tai jäykän kappaleen staattista tasapainoa. Sarjan B (STR) mukaisella kuormitusyhdistelmällä mitoitetaan rakenteiden tai rakenneosien kestävyys. Sarja C (GEO) käsittelee geoteknistä kantavuutta ja sarja D (FAT) väsymismurtoa. Keskitytään tässä opinnäytetyössä sarjoihin A sekä B, jotka ovat talonrakennuksen osa-alueella oleellimmat. [9, pp. 37-39]

Sarja A (EQU):

$$q_d = \sum_{j=1}^n K_{FI} \gamma_{Gkj} G_{kj} + \gamma_P P + K_{FI} \gamma_{Qk1} Q_{k1} + \sum_{i>1}^n K_{FI} \psi_{0i} \gamma_{Qki} Q_{ki} \quad (6.6)$$

$G_{kj}$  = Pysyvä kuorma

$Q_{k1}$  = Määräävä muuttuva kuorma

$Q_{ki}$  = Muut muuttuvat kuormat

$P$  = Esijännitysvoima

$\gamma_{Gkj}$  = Pysyvien kuormien osavarmuuskerroin 0,9 tai 1,1 (Kertoimen 0,9 yhteydessä ei pitkäaikaisia kuormia enää kerrota kuormakertoimella  $K_{FI}$ )

$\gamma_{Qk1}$  = Muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin 1,5

$\gamma_{Qki}$  = Muiden muuttuvien kuormien osavarmuuskerroin 1,5

$\gamma_P$  = Esijännitysvoiman osavarmuuskerroin

$K_{FI}$  = Seuraamusluokan perusteella valittava kuormakerroin 0,9, 1,0 tai 1,1

$\psi_{0i}$  = Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin taulukko 37.

Sarja B (STR):

$$q_d = \sum_{j=1}^n K_{FI} \gamma_{Gkj} G_{kj} + \gamma_P P + K_{FI} \gamma_{Qk1} Q_{k1} + \sum_{i>1}^n K_{FI} \psi_{0i} \gamma_{Qki} Q_{ki} \quad (6.7)$$

Kuitenkin vähintään

$$q_d = \sum_{j=1}^n \gamma_{Gkj} \begin{cases} 1,35 K_{FI} \\ 0,9 \end{cases} G_{kj} \quad (6.8)$$

$G_{kj}$  = Pysyvä kuorma

$Q_{k1}$  = Määräävä muuttuva kuorma

$Q_{ki}$  = Muut muuttuvat kuormat

$P$  = Esijännitysvoima

$\gamma_{Gkj}$  = Pysyvien kuormien osavarmuuskerroin 0,9 tai 1,15 (Kertoimen 0,9 yhteydessä ei pitkäaikaisia kuormia enää kerrota kuormakertoimella  $K_{FI}$ )

$\gamma_{Qk1}$  = Muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin 1,5

$\gamma_{Qki}$  = Muiden muuttuvien kuormien osavarmuuskerroin 1,5

$\gamma_P$  = Esijännitysvoiman osavarmuuskerroin

$K_{FI}$  = Seuraamusluokan perusteella valittava kuormakerroin 0,9, 1,0 tai 1,1

$\psi_{0i}$  = Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin taulukko 37.



### 6.2.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät on jaettu eurokoodissa kolmeen osaan: ominais, tavallinen- sekä pitkäaikaisyhdistelmä. Ominaisyhdistelmän mukaisten muodonmuutosten oletetaan olevan palautumattomia ja tällä yhdistelmällä mitoitetaan poikkileikkausten sekä esimerkiksi muurattujen seinien halkeilut. Tavallisen yhdistelmän mukaisten muodonmuutosten oletetaan taas toisin kuin ominaisyhdistelmän olevan palautuvia, joten kuormitusten poistuttua palaa rakenne alkuperäiseen tilaansa. Pitkäaikaisyhdistelmällä tarkastellaan rakenteen kuormien pitkäaikaisosuuksien vaikutuksia rakenteen toimintaan sekä ulkonäköön. [9, pp. 39-40]

a) Ominaisyhdistelmä

$$q_d = \sum_{j=1}^n G_{kj} + P + Q_{k1} \sum_{i>1}^n \psi_{0i} Q_{ki} \quad (6.9)$$

b) Tavallinen yhdistelmä

$$q_d = \sum_{j=1}^n G_{kj} + P + \psi_{11} Q_{k1} \sum_{i>1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.10)$$

c) Pitkäaikaisyhdistelmä

$$q_d = \sum_{j=1}^n G_{kj} + P + \sum_{i>1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.11)$$

### 6.2.3 Onnettomuustilanne

Kun pääasiallinen määräävä kuorma on lumi-, jää- tai tuulikuorma:

$$q_d = \sum_{j=1}^n G_{kj} + P + A_d + \psi_{11} Q_{k1} \sum_{i>1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.12)$$

Kun pääasiallinen määräävä kuorma on joku muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma:

$$q_d = \sum_{j=1}^n G_{kj} + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} \sum_{i>1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.13)$$

Yksinkertaistuksena palotilanteelle voidaan kuormien vaikutukset laskea normaalilämpötilamitoituksen rakenneanalyysin perusteella seuraavasti: [33, pp. 17-18]

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (6.14)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k1}}{\gamma_G G_k + \psi_{Q1} Q_{k1}} \quad (6.15)$$

tai standardin EN 1990 kuormitusyhdistelmälle pienempää seuraavien kahden lausekkeen arvoista: [33, pp. 17-18]

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}} \quad (6.16)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k1}}{\zeta \gamma_G G_k + \psi_{01} Q_{k1}} \quad (6.17)$$

$G_k$  = Pysyvän kuorman ominaisarvo

$Q_{k1}$  = Määrävä muuttuva kuorma

$E_d$  = Normaalilämpötilamitoitusta vastaava voiman tai momentin mitoitusarvo kuormien perusyhdistelmälle.

$\eta_{fi}$  = Pienennyskerroin

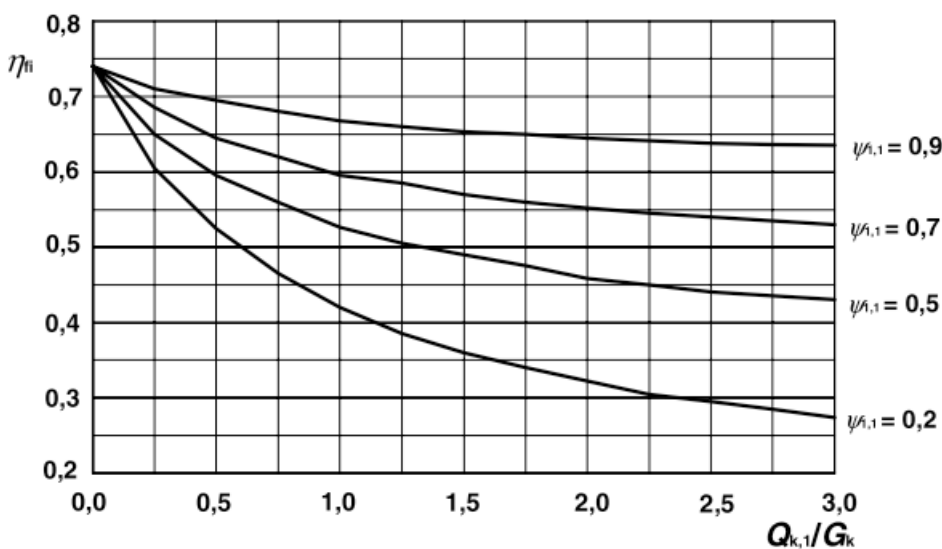
$\gamma_G$  = Pysyvien kuormien osavarmuuskerroin 0,9 tai 1,15 (Kertoimen 0,9 yhteydessä ei pitkäaikaisia kuormia enää kerrota kuormakertoimella  $K_{FI}$ )

$\gamma_{Q1}$  = Muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin 1,5

$\psi_{0i}$  = Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin taulukko 37.

$\xi$  = Epäedullisen pysyvän kuorman pienennyskerroin

Vielä yksinkertaistuksena pienennyskerroimelle  $\eta_{fi}$  voidaan käyttää varmallalla puolen olevaa suositusarvoa 0,7.



Kuva 15. Pienennyskerroimen  $\eta_{fi}$  vaihtelu kuormasuhteen  $Q_{k1}/G_k$  funktiona [33, p. 18]

## 7 JÄYKISTYS

Rakennuksen jäykistysjärjestelmän tehtävänä on välittää rakennukseen kohdistuvat vaakasuuntaiset kuormitukset perustusten kautta maapohjalle, kalliolle tai paaluille. Tasorakenne tulee suunnitella sellaiseksi, että se kykenee kuljettamaan tasolle muodostuvat vaakavoimat jäykistäville rakenneosille.

Rakennuksen jäykistäminen tulee suunnitella toteutuksen- ja käytönaikaiseksi sekä onnettomuustilanteita vastaavaksi.

Toteutuksen aikana varsinkin elementtirakenteissa tulee pitää huolta liitosten riittävästä lujuudesta. Toteutuksen aikana voivat esimerkiksi osa pilareista toimia mastojäykisteinä, vaikka lopullisessa valmiissa rakennuksessa ne eivät toimitukseen jäykistävinä rakenneosina. Toteutuksen aikana voidaan myös jäykisteinä käyttää teräspukkeja, jotka myöhemmin käytön aikana toimivat yhdessä mahdollisten hissi- ja rappukuilujen sekä seinien kanssa. Teräspukit on helppo asentaa ja tarvittaessa purkaa, kun niiden liitokset suunnitellaan toteutettavaksi pulttiliitoksin.

Käytönaikainen jäykistyksen suunnitteleminen voidaan vielä jakaa murto- sekä käyttörajatilan tarkasteluihin. Murtorajatilassa jäykistävien rakenneosien kapasiteetit eivät saa ylittyä missään vaiheessa ja niiden staattinen tasapaino on varmistettava. Lisäksi on varmistettava, että liian suuria siirtymätiloja ei pääse muodostumaan eikä rakenne voi paikallisen myötäämisen kautta muodostua mekanismiksi.

Käyttörajatilassa huomioidaan haitalliset siirtymät, värähtelyt, halkeilut, taipumat sekä rajoitetaan poikkileikkauksen jännityksiä. Onnettomuustilanteissa esimerkiksi tietyn pääkannattajan vaurion seurauksena mahdollisesti muodostuva lippurakenne tai köysivoimat saattavat aiheuttaa rakennukseen kaatavia sisäisiä vaakavoimia, jotka on pystyttävä kuljettamaan jäykistysjärjestelmälle.

Rakennuksen ulkoreunoilla sijaitsevat jäykistävät rakenteet ovat tehokkaita estämään mahdollista kiertymää ja vastaanottavat jäykkyyksiensä suhteessa paljon vaakavoimia. Ongelmia kuitenkin voi esiintyä kaatumisvarmuuden parissa, mikäli näille jäykistäville rakenneosille ei muodostukaan riittävästi stabiloivia pystykuormia. Tällöin joudutaan usein käyttämään ankkurointia tai toisena vaihtoehtona on kasvattaa perustuksia tyypillisiä tapauksia suuremmiksi. Ankkurointia tulisi tavanomaisissa talonrakennuskohteissa välttää. [34]

Vaakavoimia rakennusrungolle muodostuu tuulesta, lisävaakavoimista, maan- sekä vedenpaineesta. Toispuolisten täyttöjen maanpaineet voivat muodostaa moninkertaisia rasituksia verrattuna tuulen sekä lisävaakavoimien vaikutuksiin. Täyttöjen stabiloivia vaikutuksia ei tule ottaa huomioon.

Vaakakuormat jakautuvat rakenteille jäykkyyksiensä suhteissa. Lisäksi etäisyys jäykistysjärjestelmän kiertokeskiöstä vaikuttaa jäykistävän rakenneosan voimasuureisiin, mikäli kiertokeskiö ei sijaitse rakennuksen keskellä. Tällöin rakennukseen pääsee myös muodostumaan kiertymää.

## 7.1 Alustava jäykistys suunnittelu

Alustava jäykistys suunnittelu olisi hyvä tehdä mahdollisimman aikaisessa vaiheessa, jolloin päästään vapaammin vaikuttamaan jäykistävien rakenteiden sijoituksiin. Huomiota tulisi kiinnittää kiertokeskiön sijaintiin sekä riittävien pystykuormien muodostumiseen, jotta välttyttäisiin tasapainon menetykseltä. Mahdollisten palkkikaistojen liittymiset jäykistäviin rakenneosiin on tehokas ratkaisu tähän. Korkeammissa rakennuksissa, joissa on korkeat kellaritilat, voi muodostua taas ongelmia seinien nurjahduksen parissa, mikäli pystykuormia ahnehditaan liiaksi.

Rakennuksen jäykistysjärjestelmän alustavaa riittävää jäykkyyttä voidaan arvioida kaavalla 7.1, jolloin rakennuksen jäykistysjärjestelmää kuvataan jäykästi tuettuna mastopilarina. Kaavaan on sisällytetty  $h/1000$  raja-arvo rakennuksen yläpään kokonaissiirtymälle. Tämä on huomioitu taivutusjäykkyyden yksikössä, joka on  $MNm^2$ . Lisäksi tasaisen kuorman ja pistekuorman taipuman kaavojen korkeuden potenssit ovat kerta-luokkaa pienemmät. Kaava huomioi ainoastaan jäykistävien rakenneosien taivutusjäykkyyden, joten sen käyttö soveltuu vain hoikille rakenneosille, joilla leikkausjäykkyydellä ei ole suurta merkitystä.

$$v = \frac{qh^4}{8EI} \quad \text{Taipuma tasaisesta kuormasta maston jäniteellä}$$

$$v = \frac{Ph^3}{3EI} \quad \text{Taipuma pistekuormasta maston päässä}$$

$$h/1000 \quad \text{Taipuman raja-arvo alustavassa suunnittelussa}$$

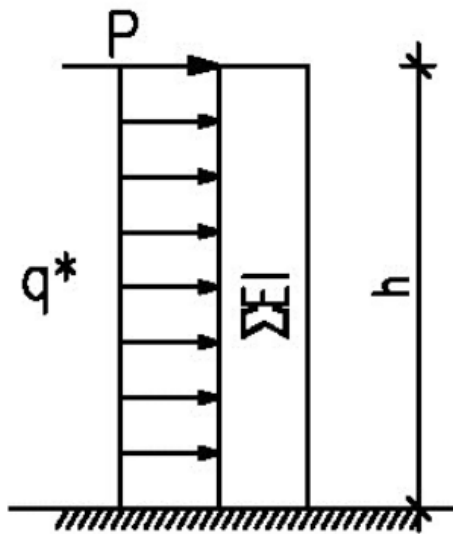
$$\sum EI \geq \frac{qh^3}{8} + \frac{Ph^2}{3} \quad (7.1)$$

$\sum EI$  Tarkasteltavassa suunnassa toimivien jäykistävien rakenteiden taivutusjäykkyyksien summa [ $MNm^2$ ]

$h$  Rakennuksen korkeus [m]

$P$  Pistekuorma rakennuksen yläreunassa käyttörajatilassa [kN]

$q^*$  Rakennukseen kohdistuva vaakavoima sisältäen tuulen sekä lisävaakavoimat [kN/m]



Kuva 16. Alustavan jäykistyslaskennan merkinnät [34]

## 7.2 Mastojäykistys

Mastojäykisteinä voivat toimia seinät, pilarit tai erilaiset seinien muodostamat profiilit, kuten I, H ja T poikkileikkaukset. Kun seiniä yhdistellään profiileiksi, saadaan niille huomattavasti enemmän jäykkyyttä, kuin osaseinien summajäykkyydet olisivat. Tällöin ne myös keräävät enemmän vaakavoimia. Erityistä huomiota täytyy kiinnittää liittymäpintojen rasituksen tarkasteluun ja huolehtia siitä, että voimat kykenevät kulkeutumaan seinältä toiselle.

Mastopilarijäykistys on periaatteessa sama asia kuin mastojäykistys. Oleellisin seikka on se, että mastojäykistyksessä jäykistävinä rakenneosina ovat seinät, joilla on suuri jäykkyys pituussuuntaansa ja suhteessa hyvin pieni jäykkyys paksuussuuntaansa. Mastopilarit ovat dimensioiltaan usein samanlaiset molempiin suuntiinsa, jolloin ne ovat myös yhtä jäykkiä molempiin suuntiinsa. Edellytyksenä on kuitenkin, että raudoitukset ovat myös symmetriset molempiin suuntiin.

## 7.3 Lisävaakavoimat

Rakennukseen muodostuu vaakavoimia pystykuormista pystyrakenteiden vinouden kautta. Pystyrakenteissa vinoutta muodostuu rakentamis- sekä valmistustoleransseista ja perustusten epätasaisesta painumisesta. Lisävaakavoimien osuus kulminoituu lähinnä korkeaan rakentamiseen ja suuriin omiin painoihin sekä hyötykuormiin. Tavanomaisessa rakentamisessa lisävaakavoimien osuus tuulikuormaan on yleensä pieni. Voimasuureet kohdistuvat kerroksien yläkorkoaseman tasoon, jolloin niillä on kuitenkin esimerkiksi perustusten taivutusmomenttiin paljon vipuvartta. [35]

### 7.3.1 Rakennusmääräyskokoelma

Varmalla puolen käytetty yksinkertaistus on rakennuksen lyhyen sivun suunnassa  $1/150$  ja pidemmän sivun suunnassa  $b/l \cdot 1/250$ . Betoninormikortti N:o 8 ottaa tarkemmin kantaa pilarien sekä kerrosten lukumäärään, perustusten epätasaiseen painumiseen ja rakentamis- sekä valmistustoleransseihin. Ideana on, että mitä enemmän pystyrakenteita on, niin sitä todennäköisemmin nämä kaikki eivät ole vinossa samaan suuntaan, jolloin lisävaakavoimat muodostuvat pienemmiksi. Lisäksi mitä pienemmät toleranssit suhteessa kerros- tai rakennuksen korkeuteen on, niin sitä pienempi vinous rakenteella on.

Tarkempi laskentamenetelmä pienentää lisävaakavoimia yksinkertaistukseen verrattuna noin 50 - 60 %. Vaakavoimien vähentäminen pienentää myös toisen kertaluvun rasituk-  
sia.

Käyttöedellytyksenä lisävaakavoiman tarkemmalle laskemiselle on, että:

- Liikuntasaumalohkoa käsitellään yhtenä kokonaisuutena
- Laskelmien perusteena käytetyt valmistus- sekä rakentamistoleranssit on merkittävä piirustuksiin
- Toleranssiluokkaa 1 tai tätä pienempiä toleransseja käytettäessä, tulee toteutuneet toleranssit todeta mittauksin. [35]

$$\gamma = \tan \alpha = k \left( 0,2 + \frac{0,8}{\sqrt{n}} \right) + \mu \leq 1/150 \quad (7.2)$$

$\mu=0$  Rakennus on perustettu suoraan kalliolle

$\mu=1/1000$  Rakennus on perustettu hyvin tiivistetylle louhostäytölle tai kiinteään maapohjaan tukeutuville paaluille

$\mu=1/750$  Rakennus on perustettu kitkamaan varaan tai muille kuin kiinteään maapohjaan tukeutuville paaluille

$$k = 0,0075 + \frac{\sum a}{H} \quad (7.3)$$

$\gamma$  = Pystyrakenteiden vinous

$k$  = Toleranssien vaikutus pystyrakenteiden vinouteen

$\mu$  = Perustusten kiertymän vaikutus pystyrakenteiden vinouteen

$n$  = Pystyrakenteiden lukumäärä tarkasteltavassa liikuntasaumalohkossa tarkasteltavasta tasosta alaspäin

$\Sigma a$  = Yksittäisen pilarin tai seinän kallistumasta ja asennuspoikkeamasta aiheutuva suurin yksittäinen sivupoikkeama alimman pystyrakenteen ja perustuksen liitoskohdan pystykautta kulkevasta pystylinjasta tarkasteltavalla korkeudella

$H$  = Rakennuksen tarkasteltavan osan korkeus

### 7.3.2 Eurokoodi

Eurokoodin lisävaakavoiman laskentakaava perustuu vinouden perusarvoon  $1/200$ , jota pienennetään korkeuteen sekä rakennusosien lukumäärään perustuvien kertoimien avulla. Kaava ei ota kantaa perustusten painumiseen kuten betoninormikortti N:o 8 kaava. Korkeuteen perustuva pienennyskerroin on  $1,0$  rakennekorkeuden ollessa välillä  $0 - 4\text{m}$  ja  $2/3 \sim 0,667$   $9\text{m}$  ja tätä korkeammille rakennosille. Välillä  $4 - 9\text{m}$  tapahtuu variaatiota kertoimen arvoilla  $\sim 0,667 - 1,0$ .

Rakennusosien määrään perustuva pienennyskerroin saa arvoja välillä  $\sim 0,707 - 1,0$ . Arvo  $1,0$  muodostuu yksiaukkoiselle kehälle ja ääriarvo  $0,707$  muodostuu, kun pystyrakenteiden lukumäärä lähestyy ääretöntä. Pystyrakennusosien määrän tulkitsemisessa on esimerkkilaskelmien valossa havaittu eroja siinä otetaanko rakennuslohkon vai rakennusleikkauksen pystyrakennusosat huomioon. Rakennusleikkauksen pystyrakennusosien määrä on pienempi, jolloin lisävaakavoimatkin muodostuvat suuremmiksi ja tätä myöden saadaan rasituksia, jotka ovat turvallisemmalla puolen varmuutta.

Pienimmälle vinouden arvolle saadaan eurokoodin mukaan siis arvo  $0,667 \cdot 0,707 \cdot 1/200 = 1/424$  ja suurimmalle  $1,0 \cdot 1,0 \cdot 1/200 = 1/200$  eli vinouden perusarvo. [10, pp. 54-56]

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (7.4)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \quad (7.5)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (7.6)$$

$\theta_0$  = Vinouden perusarvo [suositusarvo  $1/200$ ]

$\alpha_h$  = Pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin

$\alpha_m$  = Rakennusosien määrään perustuva pienennyskerroin

$m$  = Kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakennusosien lukumäärä

$l$  = Pituus tai korkeus [m]

## 8 PALO

### 8.1 Rakennusmääräyskokoelman osa E1

Rakennusten yleisestä paloturvallisuudesta määrätään Suomen rakennusmääräyskokoelman osassa E1. Osa ei anna yksityiskohtaisia ohjeita itse rakenteiden mitoittamiseen, vaan siinä käsitellään lähinnä vaatimuksia rakenteille sekä rakennustarvikkeille ja näiden palonkestolle, palo-osastoinnille, palon kehittymisen rajoittamiselle, poistumis- teille sekä sammutus- ja pelastustehtävien järjestelylle.

#### 8.1.1 Rakennusosat

Kantaville sekä osastoiville rakennusosille asetetaan vaatimuksia kantavuuden, tiiveyden sekä eristävyden osalta.

Vaatimuksia kuvataan merkinnöillä:

- R kantavuus
- E tiiviys
- EI tiiviys ja eristävyys
- EI<sub>1</sub> tai E<sub>2</sub> avattavat ovet ja ikkunat
- M iskunkestävyys palotilanteessa
- K<sub>2</sub>30, K<sub>2</sub>10 Suojaverhoukset

Merkintöjen R, REI, RE, EI, E perään ilmoitetaan vaadittu palonkesto-aika minuutteina (15, 30, 45, 60, 90, 120, 180 tai 240). Näin muodostuva merkintä on rakennusosan paloluokka. [36, p. 5]

#### 8.1.2 Rakennustarvikkeet

Rakennustarvikkeille on asetettu vaatimuksia niiden osallistumisesta paloon, palavaan pisarointiin sekä savuntuottoon.

- A1 Tarvikkeet, jotka eivät osallistu lainkaan paloon.
- A2 Tarvikkeet, joiden osallistuminen paloon on erittäin rajoitettu.
- B Tarvikkeet, joiden osallistuminen paloon on hyvin rajoitettu.
- C Tarvikkeet, jotka osallistuvat paloon rajoitetusti.
- D Tarvikkeet, joiden osallistuminen paloon on hyväksyttävissä



- F Tarvikkeet, joiden käyttäytymistä ei ole määritetty.  
 $s_1$  Savuntuotto on erittäin vähäistä.  
 $s_2$  Savuntuotto on vähäistä.  
 $s_3$  Savuntuotto ei täytä  $s_1$  eikä  $s_2$  vaatimuksia.  
 $d_0$  Palavia pisaroita tai osia ei esiinny.  
 $d_1$  Palavat pisarat tai osat sammuvat nopeasti.  
 $d_2$  Palavien pisaroiden tai osien tuotto ei täytä  $d_0$  tai  $d_1$  vaatimuksia.

Luokkien A1 sekä F yhteydessä ei käytetä lisämääreitä savuntuotosta tai palavien pisaroiden tuotosta. Luokka E ilman lisämääreitä kuvastaa, ettei palavia pisaroita esiinny. Muut luokat sisältävät aina lisämääreitä.

Lattianpäällysteiden luokkia merkitään:  $A1_{FL}$ ,  $A2_{FL}$ ,  $B_{FL}$ ,  $C_{FL}$ ,  $D_{FL}$ ,  $E_{FL}$ ,  $F_{FL}$ , joihin savuntuottoa ilmaistaan lisämääreillä  $s_1$  tai  $s_2$ . Katteille käytetään luokkaa  $B_{roof}(t_2)$ . [36, p. 5]

### 8.1.3 Rakennusten käyttötavat

Rakennusten käyttötavoilla on merkitystä vaadittuun palonkestoajaan. Erilaiset käyttöajat ja tiloissa olevien ihmisten kyky poistua rakennuksesta itsenäisesti tai toisten avustamana sekä henkilömäärä vaikuttavat rakennuksen evakuoimisaikaan.

Rakennukset jaetaan käyttötapojensa perusteella seuraaviin luokkiin: Asunnot, majoitustilat, hoitolaitokset, kokoontumis- ja liiketilat, työpaikatilat, tuotanto- ja varastotilat. Tuotanto- ja varastotiloista määrätään erikseen Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa E2. [36, p. 7]

### 8.1.4 Olennainen vaatimus ja vaatimuksen täyttymisen osoittaminen

Suomen rakentamismääräyskokoelman osan E1 kohdassa 1.2 mainitaan: *Rakennuksien sekä rakennuskohteiden olennaisista vaatimuksista on säädetty ja määrätty maankäyttö- ja rakennusasetuksessa ja paloturvallisuuden kannalta tämä erityisesti tarkoittaa, että:*

- *Rakennuksen kantavien rakenteiden tulee palon sattuessa kestää niille asetetun vähimmäisajan.*
- *Palon ja savun kehittymisen ja leviämisen rakennuksessa tulee olla rajoitettua.*
- *Palon leviämistä lähistöllä oleviin rakennuksiin tulee rajoittaa.*
- *Rakennuksessa olevien henkilöiden on voitava palon sattuessa päästä poistumaan rakennuksesta tai heidät on voitava pelastaa muulla tavoin.*
- *Pelastushenkilöstön turvallisuus on rakentamisessa otettava huomioon*

Nämä vaatimukset täytetään suunnittelemalla rakennus tai rakennuskohde Suomen rakentamismääräyskokoelman osan E1 mukaisilla paloluokilla sekä lukuarvoilla. Toinen vaihtoehto on suunnitella kohde perustuen oletettuun palonkehitykseen. Vaatimusten täyttäminen tapahtuu tällöin tapauskohtaisesti ja suunnittelun perusteet, käytetyt laskentamallit sekä tulokset esitetään rakennuslupamenettelyn yhteydessä. [36, p. 8]

### 8.1.5 Palokuormat

Palokuormalla tarkoitetaan palavaa materiaalia, joka osallistuu paloon ja täten tuottaa lämpöä palotilaan. Palokuorma määritetään yleensä rakennuksen palo-osaston käyttötarkoituksen perusteella, mutta se voidaan myös määrittää luotettavan arvion tai laskelmien perusteella. Palokuorman sijainti, palamisnopeus sekä palamisominaisuudet vaikuttavat palonkehitykseen. Palokuorman tiheyttä merkitään arvolla megajoulea per neliö [ $\text{MJ}/\text{m}^2$ ]. [36, p. 10]

Palokuormat on jaettu palokuormaryhmiin seuraavasti:

yli $1200 \text{ MJ}/\text{m}^2$	Varastot
$600 - 1200 \text{ MJ}/\text{m}^2$	Osa kokoontumis- ja liiketiloista kuten myymälät, näyttelyhallit ja kirjastot, asuinrakennusten kellariosastot, jotka sisältävät irtaimistovarastoja, moottoriajoneuvojen korjaus- ja huoltotilat.
$600 \text{ MJ}/\text{m}^2$	Asunnot, majoitustilat ja hoitolaitokset, osa kokoontumis- ja liiketiloista kuten ravintolat, enintään $300 \text{ h}\cdot\text{m}^2$ :n myymälät, toimistot, koulut, urheiluhallit, teatterit, kirkot ja päivähoitolaitokset, autosuojat.

### 8.1.6 Paloluokka

Rakennuksen paloluokat on jaettu kolmeen osaan: P1, P2 ja P3. Paloluokan 1 rakennusten kantavien rakenteiden ei sallita sortua palossa, vaan niiden katsotaan kestävän koko palamis- sekä jäähtymisajan. P1 luokan rakennusten kokoa sekä henkilömääriä ei ole myöskään rajoitettu.

Paloluokan 2 rakennusten kantavien rakenteiden palonkestoajat ovat lievemmat, kuin paloluokan 1. Vaadittavaan turvallisuustasoon päästään henkilömääriä sekä rakennuksen kokoa rajoittamalla, paloturvallisuutta parantavien laitteiden käyttämisellä sekä asettamalla vaatimuksia käytetyille rakennustarvikkeille.

Paloluokan 3 rakennusten kantavien rakenteiden palonkestolle ei aseteta vaatimuksia, vaan riittävä turvallisuustaso saavutetaan rakennuksen kokoa sekä henkilömääriä rajoittamalla. [36, p. 10]

Rakennuksen ominaisuus	Rakennuksen paloluokka		
	P1	P2	P3
<b>KERROSLUKU</b>			
- yleensä	ei rajoitusta	enintään 2	enintään 2
- asuinrakennus, työpaikkarakennus	ei rajoitusta	enintään 8	enintään 2
- tuotanto- tai varastorakennus, autosuoja	ei rajoitusta	enintään 2	enintään 1
<b>KORKEUS</b>			
- yleensä	ei rajoitusta	enintään 9 m	enintään 9 m
- asuinrakennus, työpaikkarakennus 3–4 krs.	ei rajoitusta	enintään 14 m	<i>ei sallittu</i>
- asuinrakennus, työpaikkarakennus 5–8 krs.	ei rajoitusta	enintään 26 m	<i>ei sallittu</i>
- yksikerroksinen tuotanto- tai varastorakennus	ei rajoitusta	ei rajoitusta	enintään 14 m
<b>KERROSALA</b>			
Kerrosala yleensä			
- yksikerroksinen	ei rajoitusta	ei rajoitusta	enintään 2400 m <sup>2</sup>
- kaksikerroksinen	ei rajoitusta	ei rajoitusta	enintään 1600 m <sup>2</sup>
- yli kaksikerroksinen	ei rajoitusta	enintään 12 000 m <sup>2</sup>	<i>ei sallittu</i>
Kerrosala tuotanto- ja varastorakennuksissa sekä autosuojissa			
- yksikerroksinen	ei rajoitusta	ei rajoitusta	ei rajoitusta
- kaksikerroksinen	ei rajoitusta	ei rajoitusta	<i>ei sallittu</i>
<b>Selostus</b>	<i>Rakennuksen korkeus on julkisivupinnan ja vesikatton leikkausviivan korkeus maan pinnasta (MRA 58 §). Tarvittaessa lasketaan rakennuksen nurkkapisteiden korkeuksien keskiarvo.</i>		

Taulukko 38. Rakennuksen kokoa koskevat rajoitukset [36, p. 11]

Käyttötapa	Kerroksia	Rakennuksen paloluokka		
		P1	P2	P3
Asunnot		ei rajoitusta	ei rajoitusta	ei rajoitusta
Majoitustilat	1	ei rajoitusta	paikkaluku 150	paikkaluku 50
	2	ei rajoitusta	paikkaluku 50	paikkaluku 10
Hoitolaitokset	1	ei rajoitusta	paikkaluku 100	paikkaluku 10
	2	ei rajoitusta	paikkaluku 25	<i>ei sallittu</i>
Kokoontumis- ja liiketilat	1	ei rajoitusta	ei rajoitusta	henkilöitä 500
	2	ei rajoitusta	henkilöitä 250	henkilöitä 50
Työpaikkatilat	1	ei rajoitusta	ei rajoitusta	ei rajoitusta
	2	ei rajoitusta	ei rajoitusta	työntekijöitä 150
Tuotanto- ja varastotilat	1	ei rajoitusta	ei rajoitusta	ei rajoitusta
	2	ei rajoitusta	työntekijöitä 50	<i>ei sallittu</i>

**Ohje**

Milloin yli kaksikerroksisia rakennuksia saa taulukon 3.2.1 mukaan rakentaa, niissä ei ole henkilömäärärajoituksia.

Kaksikerroksisen rakennuksen henkilömäärärajoitukset koskevat tapauksia, joissa mainitun käyttötavan mukaiset tilat on sijoitettu kokonaan tai osaksi rakennuksen toiseen kerrokseen. Jos näitä tiloja on vain ensimmäisessä kerroksessa, voidaan soveltaa yksikerroksista rakennusta koskevia rajoituksia.

Mikäli rakennuksessa on eri käyttötaparyhmiin kuuluvia tiloja, rakennuksen turvallisuustaso arvioidaan tarkastelemalla rakennusta kokonaisuutena.

Taulukko 39. Rakennuksen henkilömääriä koskevat rajoitukset [36, p. 12]

### 8.1.7 Palo-osastot

Palo-osastoinnilla pyritään rajoittamaan palon sekä savun leviämistä. Lisäksi palo-osastoinnilla pystytään järjestämään henkilöiden turvallinen poistuminen sekä helpottamaan pelastus- ja sammutustoimia. Kohtuuttoman suuria omaisuusvahinkoja on syytä myös välttää ja tähän sopivien palo-osastojen järjestäminen on tehokas keino. Palo-osastointi voidaan toteuttaa kerrososastointina, pinta-alaosastointina tai käyttötapaosastointina. Kerrososastoinnilla tarkoitetaan eri kerrosten välisten palokatkojen varmistamista. Pinta-alaosastoinnilla vaikutetaan lähinnä omaisuusvahinkoihin. Käyttötavoiltaan tai palokuormaltaan suuresti poikkeavat tilat on syytä erottaa toisistaan erillisiksi palo-osastoiksi. [36, p. 13]

Käyttötapa	Rakennuksen paloluokka		
	P1	P2	P3
<b>KERROKSET</b>			
Asuinrakennukset	osastointi huoneistoittain	osastointi huoneistoittain	osastointi huoneistoittain
Majoitustilat ja hoitolaitokset			
- yöpymistilat	800 m <sup>2</sup>	800 m <sup>2</sup>	400 m <sup>2</sup>
- muut tilat	1600 m <sup>2</sup>	1600 m <sup>2</sup>	400 m <sup>2</sup>
Kokoontumis- ja liiketilat sekä työpaikkatilat	2400 m <sup>2</sup>	2400 m <sup>2</sup>	400 m <sup>2</sup>
Tuotanto- ja varastotilat sekä autosuojat	harkinnan mukaan <sup>1)</sup>	harkinnan mukaan <sup>1)</sup>	harkinnan mukaan <sup>1)</sup>
<b>ULLAKOT JA YLÄPOHJAN ONTELOT</b>	1600 m <sup>2</sup>	1600 m <sup>2</sup>	alapuolisten osastojen mukaan <sup>2)</sup>
<b>KELLARIT</b>	800 m <sup>2</sup>	800 m <sup>2</sup>	400 m <sup>2</sup>
<b>Taulukon huomautukset</b>	<sup>1)</sup> Tuotanto- ja varastotilojen ohjeet ovat Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa E2 sekä autosuojien ohjeet osassa E4. <sup>2)</sup> Asuinrakennuksessa voidaan erityisestä syystä korvata palo-osastoinnilla enintään 200 m <sup>2</sup> osastoihin.		
<b>Ohje</b>	Pinta-ala lasketaan niin kuin huoneistoala.		

*Taulukko 40. Palo-osaston enimmäisala [36, p. 14]*

Suomen rakennusmääräyskokoelman osassa E2 on annettu lisäksi ohje tilan korkeuden vaikutuksesta pinta-alaosastointiin. Yhtenäisen tilan korkeuden ylittäessä 6m on vaatimuksen mukaista palo-osaston kokoa pienennettävä suhteella 6m/h, jossa h on tilan korkeus. Tällöin esimerkiksi yhtenäisen tilan korkeuden ollessa 12m, pitää palo-osastojen kokoa pienentää puoleen taulukon 40 arvoista. [37, p. 5]

### 8.1.8 Kantavien rakenteiden luokkavaatimukset

Rakennuksen vaadittava palonkesto-aika määritetään edellä jo mainittujen paloluokan, palokuorman sekä rakennuksen käyttötarkoituksen perusteella. Kantavat rakenteet mitoitetaan vastaamaan tätä palonkesto-aikaa. Rakennusosille on omat vaatimuksensa kantavuudelle, tiiveydelle sekä eristävyydelle. Lisäksi rakennustarvikkeille on yksityiskoh- taisia vaatimuksia koskien savuntuottoa, pisarointia sekä materiaalin osallistumista paloon. Osa palonkestoajoista on sidottu näitä vaatimuksia rakennustarvikkeiden ominaisuuksista.

Rakennuksen paloluokka							
Sarake	P1			P2			P3
	Palokuorma MJ/m <sup>2</sup>			Palokuorma MJ/m <sup>2</sup>			
	yli 1200	600- 1200	alle 600	yli 1200	600- 1200	alle 600	
	1	2	3	4	5	6	7
Enintään 2-kerroksinen rakennus yleensä - jos rakennuksen eristeet eivät ole vähintään luokkaa A2-s1, d0	R 120 *	R 90 *	R 60 *	R 30	R 30	R 30	-
- hoitolaitokset, majoitustilat, kellarit	R 120	R 90	R 60	R 30	R 30	R 30	-
3–8-kerroksinen rakennus yleensä	R 180	R 120	R 60	ei mahd.	ei mahd.	ei mahd.	ei mahd.
3–8-kerroksinen asuin- tai työpaikkarakennus							
- kerrokset	R 180	R 120	R 60	R 180 *	R 120 *	R 60 *	ei mahd.
- kellarikerrokset	R 180	R 120	R 60	R 180	R 120	R 60	ei mahd.
Yli 8-kerroksinen rakennus	R 240	R 180	R 120	ei mahd.	ei mahd.	ei mahd.	ei mahd.
Ylimmän maanalaisen kellarikerroksen alapuolella sijaitsevat kellarikerrokset	R 240	R 180	R 120	R 240	R 180	R 120	R 60

#### Taulukon huomautukset:


Parvekkeiden palonkestävyysvaatimus on puolet kerroksen kantavien rakenteiden vaatimuksesta.

Tuotanto- ja varistorakennuksessa sallitaan lievennyksiä Suomen rakentamismääräyskokoelman ohjeiden E2 mukaisesti.

<sup>1)</sup> Ohje: Taulukossa 6.2.1 tarkoitettuja kantavan rungon tai jäykisteiden olennaisia osia ovat pääkannattajat, runkoa jäykistävät sekundääräkannattajat ja yläpohjan jäykisteet ja muut sellaiset yksittäiset rakenteet, jotka toimivat yläpohjan stabiliteetin säilyttämiseksi, sekä näiden väliset liitokset.

#### Taulukon merkinnät:

\* = rakennuksen eristeiden ja muiden täytteiden tulee olla vähintään A2-s1, d0-luokan tarvikkeista.

 = kantavat rakenteet on tehtävä vähintään luokan A2-s1, d0 tarvikkeista

- = ei luokkavaatimusta (katso kohta 6.1.2)

ei mahd. = ei mahdollinen

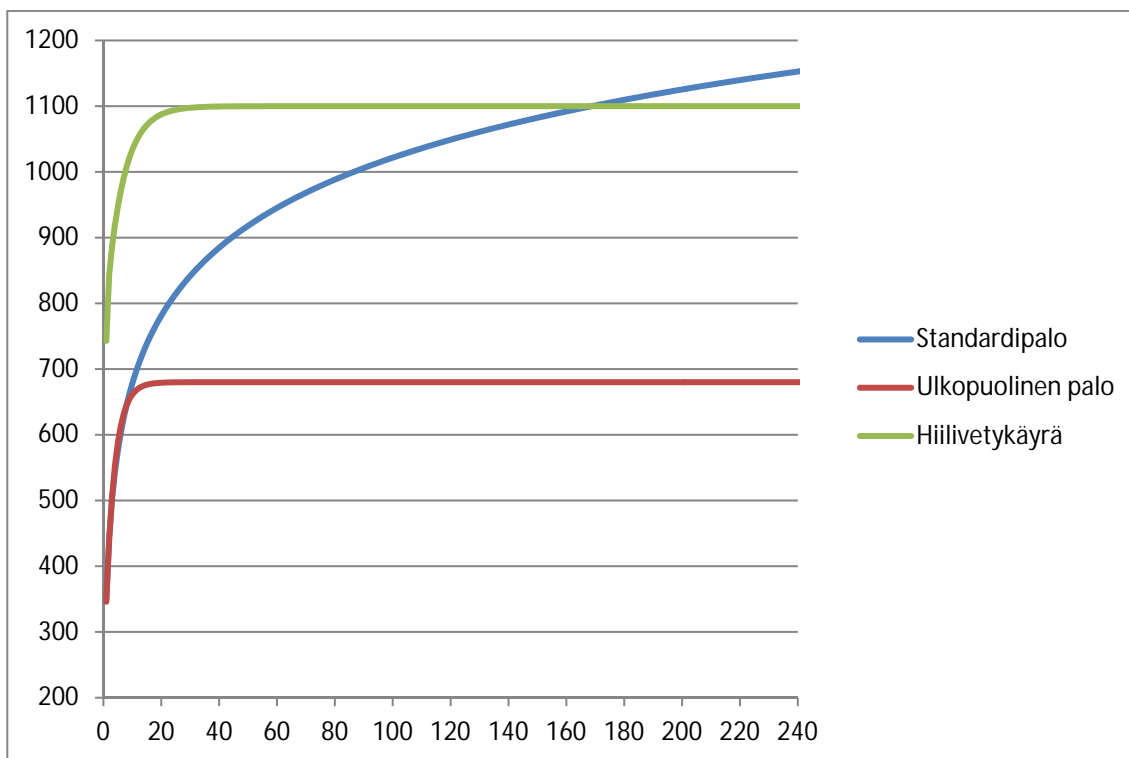
Taulukko 41. Kantavien rakenteiden luokkavaatimukset [36, p. 16]

## 8.2 Mitoituspalot

Palotilan lämpötila-aikayhteys voidaan laskea perustuen standardipaloon, ulkopuoliseen paloon, hiilivetypaloon tai parametriseen paloon. Mitoituspalojen määrittäminen on viranomaisen vastuulla. [38, p. 5]

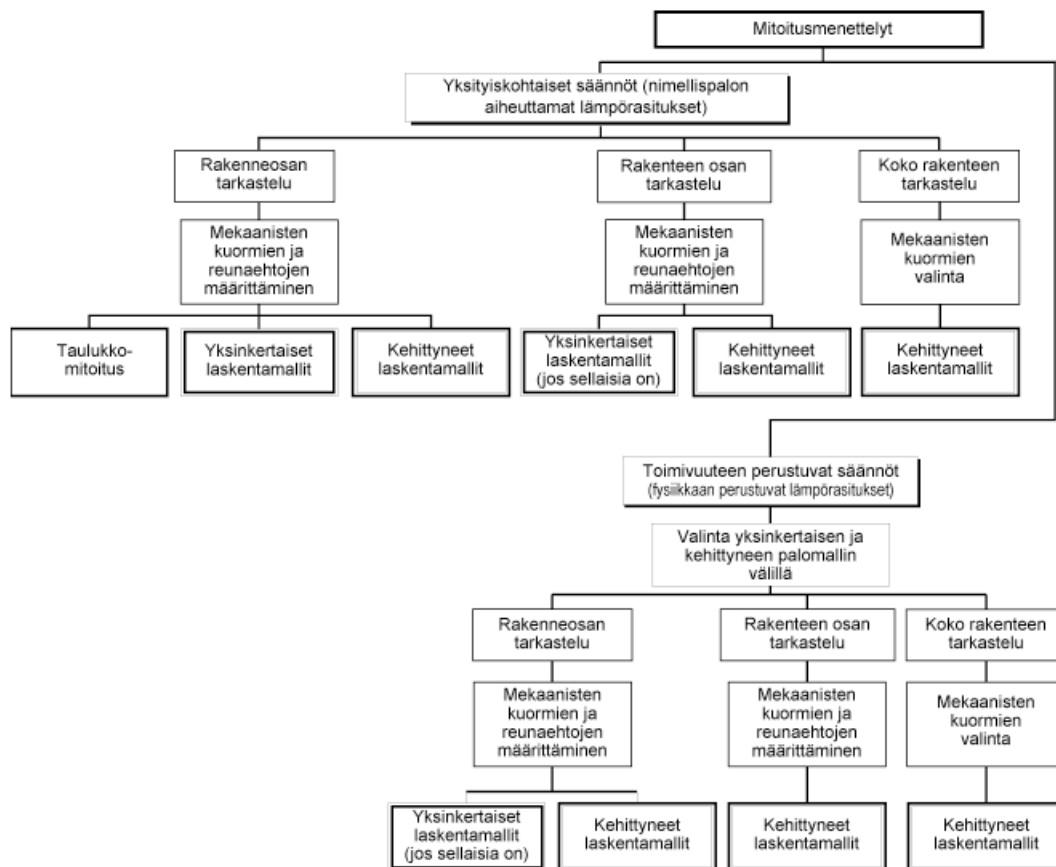
Taulukkomitoituksen taulukot perustuvat standardipalon lämpötila-aikakäyrään. Standardipalon käyrä perustuu vuoden 1917 - 1918 rakenteiden polttokokeisiin. Ensimmäisen kerran standardipalon käyrä on julkaistu ASTM-standardissa (American Society for Testing and Materials) jo vuonna 1918. Standardipalon käyrä ei ota huomioon palokuorman palamista loppuun sekä tätä myöten tapahtuvaa jäähtymisvaihetta. Lämpötilan nousunopeus on myös hidas verrattuna muihin palon lämpötila-aikayhteyttä kuvaaviin käyriin.

Parametrisen palon käyrät ovat kehitetty Ruotsissa 1970-luvulla. Aikaisempi nimitys parametrisele palolle on ollut huonepalo. Parametrisen palon käyrän kaavat ottavat huomioon tilassa sijaitsevan palokuorman suuruuden, tuuletusaukkojen määrän, palo-osaston koon sekä lattian, katon ja seinien lämpötekniset ominaisuudet. [39], [11, p. 31]



Kuva 16. Nimelliseen paloon perustuva lämpötila-aikayhteysvälillä 0-240 min.

### 8.3 Betonirakenteiden palomitoitus SFS-EN 1992-1-2



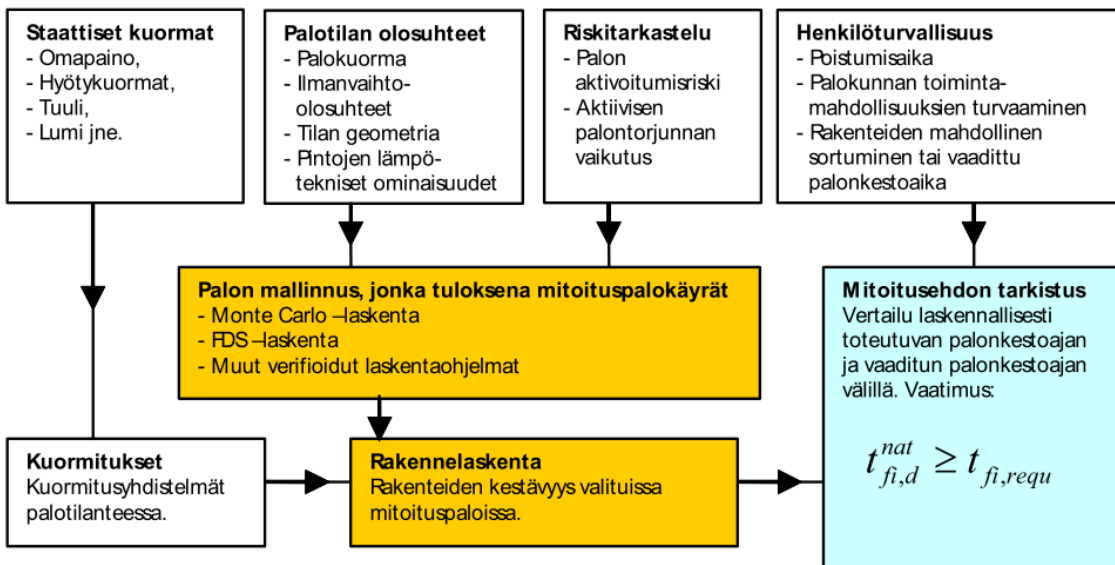
Kuva 17. Rakenteiden palomitoituksen vaihtoehtoiset menettelyt [40, p. 9]

Palotilanteessa palokaasujen lämpötilat alkavat kohota ja lämpöä alkaa siirtyä rakenteisiin. Lämmönsiirtymiseen vaikuttaa oleellisesti rakenteissa käytetyn rakennusmateriaalin lämmönjohtavuus. Esimerkiksi teräksen huomattavan korkea lämmönjohtavuus aiheuttaa rakennusosaan usein lähes tasaisen sisäisen lämpötilajakautuman. Rakenteiden sisäisestä lämpötilan jakautumisesta käytetään nimitystä rakenteen terminen vaste. Rakenteiden termisen vasteen selvittäminen onkin laskennallisessa mitoituksessa varsin haasteellista. Lämpötilajakautumaan on taulukoitu tavanomaisille rakennusosille käyrästäjä, jotka perustuvat standardipalon nimelliseen palotilan lämpötilan kehitykseen.

Rakenneosan lämpötilan kohotessa, alkavat sen materiaaliominaisuudet heikentyä. Tätä materiaaliominaisuuksien heikentymistä kutsutaan rakenteen mekaaniseksi vasteeksi. Heikentyminen ei ole lineaarista vaan on huomattava, että eri materiaaleilla on hyvin erilaiset käyttäytymistavat palotilanteessa. [41], [42]

### 8.3.1 Laskennallinen mitoitus

Betonirakenteiden palomitoitukseen on tullut eurokoodin myötä useita vaihtoehtoja yksinkertaisista menetelmistä aina vaativiin laskentamalleihin asti. Nykyään kehityssuunta on ollut, että pelkkien rakenneosien tarkasteluista ollaan siirtymässä kokonaisien rakenejärjestelmien palomitoitukseen. Tällöin etenkin liitosten kapasiteetteihin tulee kiinnittää entistä enemmän huomiota. [39] Toiminnallisen palomitoituksen menettelykaavio noudattaa kuvaa 18.



Kuva 18. Toiminnallisen palomitoituksen periaate. [43, p. 20]

Yksinkertainen laskenta soveltuu käytännön rakennesuunnitteluun. Yksinkertaisen laskennan kulku etenee seuraavasti:

1. Ensiksi selvitetään paloskenaario sekä palotilan kaasujen lämpötila, joko nimelliseen palotilan lämpötila-aikayhteyteen perustuvilla kaavoilla tai parametriseen paloon perustuen.
2. Seuraavaksi voidaan laskea rakenteiden sisäinen lämpötilajakauma eli rakenteen terminen vaste. Lämpötilajakautuma voidaan selvittää taulukoista tai tarkemmin laskien, jolloin lähtötiedoiksi vaaditaan rakenneosan materiaalitiedoista lämmönjohtavuus sekä ominaislämpökapasiteetti. Lisäksi tarvitaan rakenneosan palolle alttiiden pintojen määrä sekä mahdollisen palosuojauksen materiaalitiedot kuten; lämmönjohtavuus, ominaislämpö, tiheys sekä suojakerroksen paksuus.
3. Kun lämpötilajakautuma on selvitetty, voidaan rakenteen kapasiteetti laskea onnettomuustilanteiden kuormitusyhdistelmillä käyttäen lämpötilan muutoksen myötä muodostuneita heikennettyjä materiaaliominaisuuksia. Tämä on siis rakenteen mekaaninen vaste termiseen vasteeseen. [42], [41]



### 8.3.2 Taulukkomitoitus

Betonirakenteiden palomitoitustaulukot perustuvat standardipaloon. Taulukot antavat konservatiivisia ja varmallia puolen olevia vähimmäiskokoja sekä betonipeitepaksuuksia eri rakenneosille.

Standardin SFS-EN 1992-1-2 liitteen B taulukot soveltuvat ainoastaan jäykistettyjen pilarien tarkasteluun. B.3.2 (1). Mastopilarijäykistetyissä hallimaisissa rakennuksissa on pilarien palomitoitus tehtävä tällä hetkellä Betonikeskus ry:n julkaisun Teräsbetonisen mastopilarin palomitoitusohje 2008 mukaan. Ohje perustuu Mikko Salmisen Tampereen teknillisessä yliopistossa tehtyyn diplomityöhön.

Rakenneosille on esitetty standardin SFS-EN 1992-1-2 taulukoissa palonkestoaikaan sidottuja vaatimuksia poikkileikkauksen vähimmäismitoista ja raudoitusten sijainneista. Ripalaatat, kuten TT- laatat mitoitetaan käyttäen rivan osalle erikseen palkkeja koskevia taulukoita ja loppuosalle laatan taulukoita.

Mastopilareita mitoittaessa lähtötiedoiksi tarvitaan mekaaninen raudoitussuhde  $\omega$ , hoikkuusluku  $\lambda$ , pilarin poikkileikkausmitat, kuormien epäkeskisyys  $e_0$ , suhteellinen normaalivoima  $v$  sekä suhteellinen momentti  $\mu$ .

### 8.4 Teräsrakenteiden palomitoitus SFS-EN 1993-1-2

Teräsrakenteille varsin yleinen tapa laskennalliseen mitoitukseen on laskea rakennusosan kriittinen lämpötila hyväksikäyttöasteen funktiona ja selvittää tämän jälkeen ylittyykö rakennusosan lämpötila vaadittuna palonkestoaikana. Tällöin suoritetaan siis ensin laskenta rakenteen mekaaniselle vasteelle kohdan 9.3.1 vaiheen 3 mukaisesti ja sen jälkeen vasta terminen vaste vaiheen 1 ja 2 mukaisesti. Käsitellään tässä opinnäytteessä ainoastaan tämä teräsrakenteiden palomitoitusmenetelmä tarkemmin.

Kriittinen lämpötila poikkileikkauksen hyväksikäyttöasteen  $\mu_0$  funktiona voidaan laskea seuraavan kaavan mukaisesti. [44, p. 34]

$$\theta_{a,r} = 39,19 \ln \left[ \frac{1}{0,9674\mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad , \text{ kun } \mu_0 \geq 0,013 \quad (8.1)$$

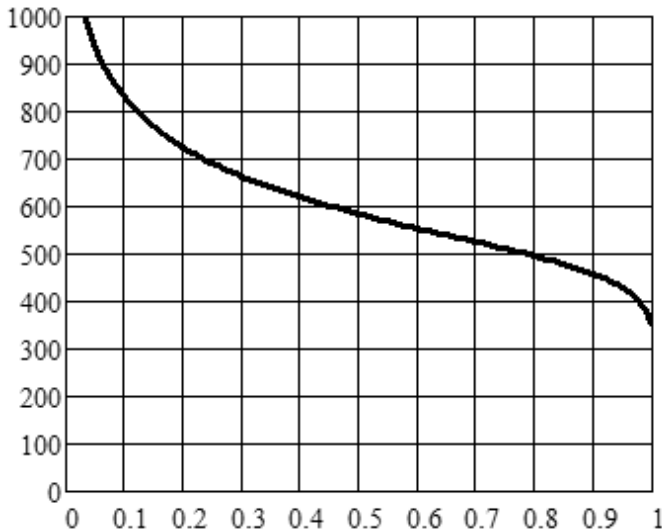
$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (8.2)$$

$E_{fi,d}$  = Voiman tai momentin mitoitussarvo palomitoitustilanteessa

$R_{fi,d,0}$  = Teräsrakenneosan vastaava kestävyysmitoitussarvo palotilanteessa ajan hetkellä  $t=0$

Palosuojamaalin paksuuden määrittämiseen teräsrakenneosan kriittisen lämpötilan lisäksi tarvitaan vielä poikkileikkaustekijä  $A_m/V$ . Poikkileikkaustekijällä tarkoitetaan rakenneosan palolle alttiin pinta-alan suhdetta osan tilavuuteen metrin matkalla. Yksi-

köksi muodostuu tekijälle  $1/m$ . Mitä pienempi arvo suhdeluvulle saadaan, niin sitä pienempi palosuojamaalikalvon paksuus osalle vaaditaan. Neliöputkiprofiileilla seinämäpaksuuden ollessa vakio, pysyy myös arvo  $A_m/V$  lähes vakiona putkiprofiilin sivumitasta riippumatta. Avoprofiileilla kuten I-profiileilla arvosta muodostuu tyypillisesti kohtuullisen iso, koska palolle altis pinta-alakin on iso. Tähän luonnollisesti vaikuttaa laippojen paksuudet ja palolle altistuvien sivujen lukumäärä.



Kuva 19. Kriittinen lämpötila hyväksikäyttöasteen funktiona. Pystyakselilla kriittinen lämpötila  $\theta_{a,r}$  ja vaaka-akselilla hyväksikäyttöaste  $\mu_0$ .

## 8.5 Puurakenteiden palomitoitus SFS-EN 1995-1-2

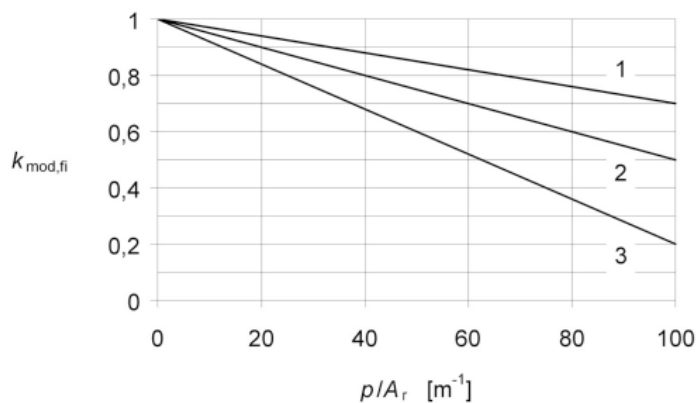
Puurakenteet poikkeavat materiaalina palotilanteissa siltä osin, että ne osallistuvat paloon. Puulla on myös ominaisuus, jota teräksellä ja betonilla ei ole – hiiltyminen. Puun hiiltemisrajanä pidetään sen 300 asteen isoterminä. Kuitenkin hiiltemisrajan sisällä oleva puu on vielä ominaisuuksiltaan yksinkertaisesti ajateltuna täyden lujuuden omaava. [45, p. 38]

Puun materiaaliominaisuudet heikkenevät, kuten betonin sekä teräksen sen kuumetuessa, mutta eivät niin radikaalisti. Puun palonkestoa parannetaan lähinnä poikkileikkauksen kokoa kasvattamalla, jolloin tehokkaana poikkileikkauksena käytetään puun hiiltemistä osuutta. Rakennososan kestävyys palotilanteessa lasketaan onnettomuustilanteiden kuormituksilla sekä kuormitusyhdistelmillä tehokkaana poikkileikkauksena ja rakennososan käyttölämpötilan mukaisilla materiaaliominaisuuksilla. Tämä menetelmä on tehollisen poikkileikkauksen menetelmä. [45]

Kuvan 19 mukaan voidaan materiaaliominaisuuksia pienentää muunnoskerroimella  $k_{mod,fi}$ , joka lasketaan poikkileikkaustekijän funktiona tehollisesta poikkileikkauksesta. Menetelmän nimi on tehollisten ominaisuuksien menetelmä.

Massiiviset halkeilemattomat ja sileät pyöreänurkkaiset puurakenteet ovat palon kannalta kaikkein edullisimpia. Hiiltyneet puukerros suojaa puuta palotilanteessa pitäen

sisäosien lämpötilan alhaisena. 15mm etäisyydellä hiiltymisrajasta on puun sisäosan lämpötila jo alle 100 astetta. [46]



Kuva 20. Puun vetolujuuden ja kimmokertoimen (1), Taivutuslujuuden (2) sekä Puristuslujuuden (3) muunnoskerroin poikkileikkaustekijän  $p/A_r$  funktiona. [45, p. 60]

Yksidimensioineen hiiltymissyvyys koko palon aikana suojaamattomille pinnoille voidaan laskea kaavan 8.3 mukaan

$$d_{char,0} = \beta_0 t \quad (8.3)$$

$d_{char,0}$  = Hiiltymissyvyyden mitoitusarvo yksidimensioisessa hiiltymisessä

$\beta_0$  = Yksidimensioisen hiiltymisen nopeuden mitoitusarvo standardipalossa

$t$  = Palonkesto

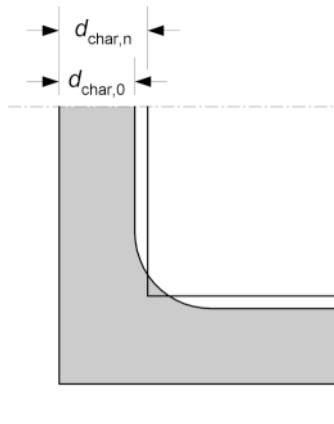
Kun särmäpyöritykset sekä halkeamien vaikutukset tulee ottaa huomioon, voidaan nimellinen hiiltymissyvyys laskea kaavan 8.4 mukaisesti.

$$d_{char,n} = \beta_n t \quad (8.4)$$

$d_{char,n}$  = Nimellisen hiiltymissyvyyden mitoitusarvo, johon sisältyy särmäpyöritysten sekä halkeamien vaikutukset.

$\beta_n$  = Nimellisen hiiltymisen nopeuden mitoitusarvo, johon sisältyy särmäpyöritysten sekä halkeamien vaikutukset.

$t$  = Palonkesto



Kuva 21. Yksidimensioinen sekä nimellinen hiiltymissyvyys [45, p. 42]

	$\beta_0$ mm/min	$\beta_n$ mm/min
<b>a) Havupuu ja pyökki</b>		
Liimapuu, jonka ominaistiheys $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Sahatavara, jonka ominaistiheys $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
<b>b) Lehtipuu</b>		
Lehtipuusta valmistettu sahatavara tai liimapuu, jonka ominaistiheys on $290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Lehtipuusta valmistettu sahatavara tai liimapuu, jonka ominaistiheys $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
<b>c) LVL, jonka ominaistiheys on <math>\geq 480 \text{ kg/m}^3</math></b>	0,65	0,7
<b>d) Levyt ja lautaverhoukset</b>		
Lautaverhoukset	0,9 <sup>a</sup>	–
Vaneri	1,0 <sup>a</sup>	–
Muut puulevyt kuin vaneri	0,9 <sup>a</sup>	–
<sup>a</sup> Arvot pätevät, kun ominaistiheys on $450 \text{ kg/m}^3$ ja levyn paksuus on 20 mm; ks. kohtaa 3.4.2(9) tiheyden tai paksuuden poiketessa näistä arvoista.		

Taulukko 42. Hiiltymisnopeuksien mitoitusarvot [45, p. 44]

Taulukon 42 hiiltymisnopeuksien mitoitusarvot pätevät puulle, jonka ominaistiheys on  $450 \text{ kg/m}^3$  ja levyn paksuus vähintään 20mm. Tilanteessa, jossa mitoittavan rakenteen arvot poikkeavat näistä, voidaan korjattu hiiltymisnopeuden arvo laskea kaavasta 8.5.

$$\beta_{0,\rho,t} = \beta_0 k_\rho k_h \quad (8.5)$$

$$k_\rho = \sqrt{\frac{450}{\rho_k}} \quad (8.6)$$

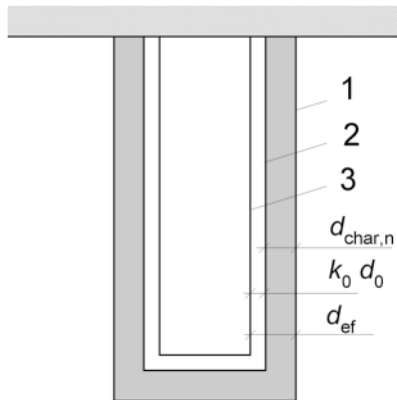
$$k_h = \sqrt{\frac{20}{h}} \quad (8.7)$$

$\rho_k$  = Puun ominaistiheys [ $\text{kg/m}^3$ ]

$h_p$  = Rakenneosan paksuus [mm]

### 8.5.1 Tehollisen poikkileikkauksen menetelmä

Rakennusosan tehollinen poikkileikkaus lasketaan pienentämällä tehollisen hiiltymissyvyyden verran alkuperäisen poikkileikkauksen palolle altistuneista pinnoista. Materiaalioinaisuksina tehokkaalle poikkileikkaukselle käytetään käyttölämpötilan arvoja.

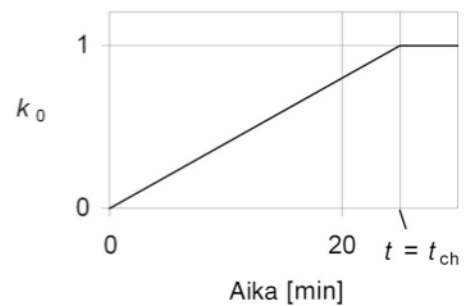
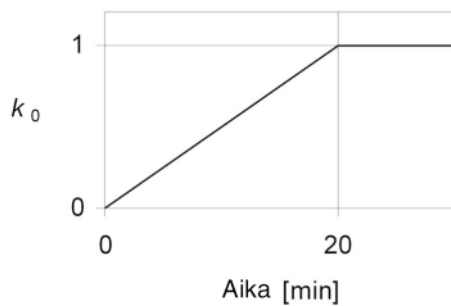


Kuva 22. Tehollinen poikkileikkaus [45, p. 56]

1. Rakennesosan alkuperäinen pinta
2. Jäännöspoikkileikkauksen rajapinta
3. Tehollisen poikkileikkauksen rajapinta

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 \quad (8.8)$$

$$d_0 = 7\text{mm}$$



Kuva 23. Kertoimen  $k_0$  muutos suojaamattomille sekä suojatuille rakennesille. [45, p. 58]

### 8.5.2 Tehollisen ominaisuuksien menetelmä

Tehollisen ominaisuuksien menetelmässä rakennusosan poikkileikkauksesta vähennetään, joko yksidimensioinen tai nimellinen hiiltymissyvyys kaikilta palolle alttiilta pinoilta. Tämän jälkeen jäljelle jääneestä poikkileikkauksesta lasketaan puun materiaaliominaisuuksia palotilanteessa kuvaava kerroin  $k_{mod,fi}$ . Kaavat taivutuslujuuden, puristuslujuuden sekä vetolujuuden ja kimmokertoimen korjauskertoimelle ovat seuraavat:

1. Taivutuslujuudelle:

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{p}{A_r} \quad (8.9)$$

2. Puristuslujuudelle:

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r} \quad (8.10)$$

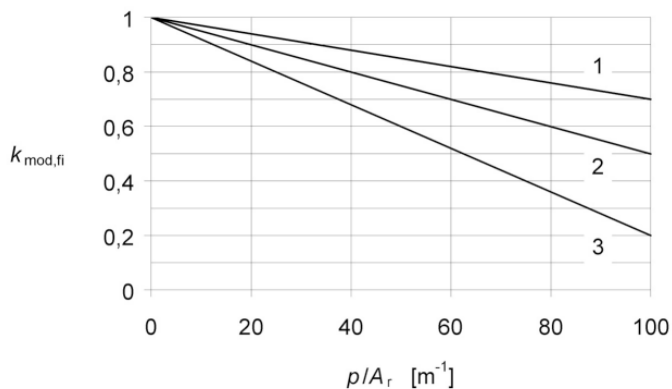
3. vetolujuudelle sekä kimmokertoimelle:

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r} \quad (8.11)$$

$p$  = Palolle altistuneen jäännöspoikkileikkauksen piiri [m]

$A_r$  = Palolle altistuneen jäännöspoikkileikkauksen ala [m<sup>2</sup>]

Nämä kaavat ja säännöt pätevät havupuusta valmistetuille pyöreille tai suorakaiteen mallisille poikkileikkauksille. Suorakaidepoikkileikkaukset voivat olla kolmelta tai neljältä sivultaan palolle altistettuja, mutta pyöreiden on oltava kokonaan palolle alttiita.



Kuva 24. kertoimen  $k_{mod,fi}$  arvoja [45, p. 60]

## 8.6 Vertailua materiaalien ominaisuuksista ja palonkestön parantamisesta

Betonilla on lähes 30 kertaa pienempi lämmönjohtavuus, kuin teräksellä. Tästä syystä betonirakenteiden lämpötila suunnitellun palonkeston aikana ei ole koko poikkileikkauksessa vakio, vaan lämpötila kohoaa palon edetessä hiljaa rakenteen sisällä verrattuna ulkopintaan. Tällöin yleisin teräsbetonirakenteiden palonkestoa parantava tekijä on kasvattaa betoniterästen suojabetonietäisyyttä, jolloin ne saadaan pysymään palotilanteen aikana viileämpinä. Betonirakenteiden palonkestävyyttä voidaan lisäksi parantaa erilaisin palosuojausmateriaalein verhoamalla, kuten ruiskuttein sekä levyttäen.

Teräsrakenteita voidaan myös palosuojata verhoamalla ja pääosin palosuojamaalein. Lisäksi voidaan käyttää vesitäyttöä, jolloin teräksen lämpötila pysyy veden kuumenemiseen käytetyn energian seurauksena noin ~200 celsiusasteen alueella.

Teräksen palonkestävyys paranee myös, kun pienennetään poikkileikkauksen palolle alttiin piirin suhdetta pinta-alaan. Tämä tarkoittaa esimerkiksi putki- ja koteloprofiileilla seinämävahvuuden paksuntamista. Palosuojaamattomina voidaan terästä kuitenkin käyttää marginaalisesti ja lähinnä 15 minuutin palonkestoajalle. Teräksen korkean lämmönjohtavuuden seurauksena poikkileikkauksen lämpötila kasvaa palosuojaamattomana hyvin nopeasti ja vaikka rakenneosan käyttöaste olisikin pieni ja tätä myöten kriittinen lämpötila nousisi korkeaksi, ei suuria lämpötiloja voi liitososien, kuten pulttien sekä hitsien takia hyväksyä. Hitsien kestävyyttä laskettaessa, 600 asteista tasalujaa hitsiä on kasvatettava 25 %. Tätä korkeampien lämpötilojen käyttö ei ole järkevää, koska hitsin lujuus suhteessa perusaineeseen pienenee hyvin nopeasti. Ruuvien lujuus pienenee nopeasti lämpötilan kasvaessa 500 asteesta ylöspäin. 500 asteessa ruuvien lujuus on enää 55 % alkuperäisestä käyttölämpötilan lujuudesta. 600 asteisena enää vain 22 %. [15, pp. 506-507]

Puun lämmönjohtavuus on 13 kertaa pienempi kuin betonin ja yli 380 kertaa pienempi kuin teräksen. Lämmönjohtavuus on ainoastaan hieman alle kolme kertaa huonompi, kuin mineraalivillalla. Tästä syystä lämmönsiirtyminen palotilanteessa puun sisälle on verrattain hidasta. Puurakenteiden palonkestoa voidaan parantaa levyttämällä ja pinnoittamalla, mutta tyypillisesti poikkileikkauksia kasvatetaan vaadittuna palonkestoajana hiiltyneen osan verran. Puurakenteita liitetään usein teräsosilla toisiinsa, jolloin liitososien kestävyyteen onkin syytä kiinnittää huomiota. Symmetriset, leikkausvoimakkuormitetut puu-puu sekä puu-teräs liitokset, voidaan olettaa kestävän R15 palon ilman erityistä suojaamista. [47, p. 188]

## 9 JATKUVA SORTUMA

Rakenne on suunniteltava sille ennalta arvaamattomalle onnettomuustilanteelle, vaikka sen sijainnin perusteella ei muutoin tarvitsisikaan. Tällöin hyväksytään paikallinen vaurio, joka ei saa johtaa koko rakennuksen sortumaan. Vaikka rakenne käyttötarkoituksensa tai sijaintinsa perusteella tulisi mitoittaa yhdelle onnettomuustilanteelle, tulee se mitoittaa myös toiselle ennalta määrittelemättömälle onnettomuustilanteelle.

Yksittäisen rakenneosan vaurioitumisesta aiheutuva alkusortuma eli paikallinen vaurio ei saa siis aiheuttaa ketjureaktiona tapahtuvaa sortumaa, jota kutsutaan jatkuvaksi sortumaksi.

Jatkuva sortuma voi saada alkunsa seuraavien alkutapahtumien seurauksena: [48, p. 2]

- Elementin putoaminen epäsymmetristen lämpö- tai kosteusliikkeiden seurauksena
- Räjähdykset
- Törmäykset
- Perustusten epätasaiset painumat
- Seurauksiltaan poikkeuksellisen ankara tulipalo
- Paikallisen vaurion seurauksena
- Ylikuormitustilanteet

Jatkuva sortuma voi muodostua myös terroriteon seurauksena. Betoninormikortissa N.o 23EC on kuitenkin maininta, ettei se käsittele terroriteon seurauksena tapahtuvaa sortumaa.

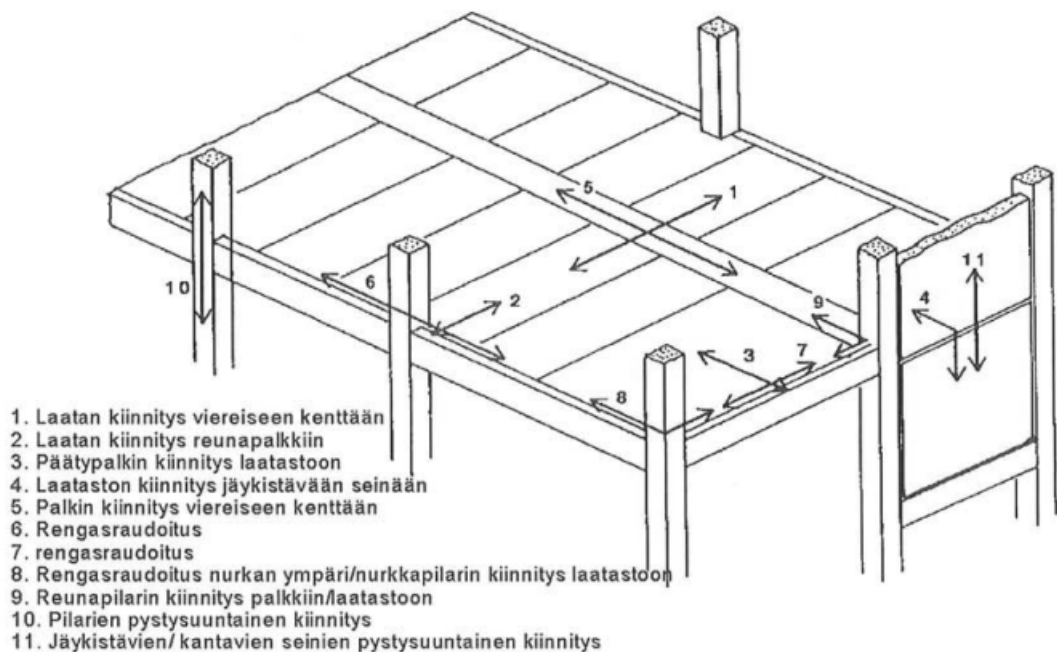
### 9.1 Jatkuvaa sortumaa rajoittavat tekijät

Jatkuvan sortuman rajoittaminen ja vaatimus ennalta arvaamattomista onnettomuustilanteista aiheutuvien riskien minimoimiseksi voidaan toteuttaa: [48, p. 2]

1. Estämällä paikallinen vaurio
  - a) Sortumavaaran poistaminen tai vähentäminen rakenteellisin toimenpitein, asentamalla räjähdyspaineen purkautumisen sallivia luokkuja sekä kiinnityksiä. Lisäksi voidaan käyttää suojakaiteita, jotka tehokkaasti estävät törmäyskuormia.



- b) Mitoittamalla rakenneosana avainrakenneosana SFS-EN 1991-1-7 NA mukaisille onnettomuuskuormille. Suurin sallittu sortuma-alue on 15% kerrosalasta, mutta korkeintaan  $100\text{m}^2$ , kun poistetaan mikä tahansa pilari tai kantava seinä. Kantavan seinän vaurioituvaksi katsottu alue on 2,25 kertaa seinän korkeus. Sortuma-alueen leveyttä laskettaessa on huomioitava kuitenkin, että elementtilaattarakenteita käytettäessä laattojen katsotaan vaurioituvan kokonaisina. Paikallinen vaurio sallitaan tapahtuvaksi ainoastaan kahdessa päällekkäisessä kerroksessa. Avainrakenneosan mitoittava onnettomuuskuorma  $A.d=50\text{kN}$ , joka sijoitetaan rakenneosan jännevälille keskelle. Seinärakenteissa kuorma jaetaan 3 metrin alueelle viivakuormaksi  $16,7\text{kN/m}$ .
2. Rajoittamalla paikallisen vaurion laajenemista
- a) Korvaavan rakennesysteemin käyttö, kuten kahden nurkkapilarin käyttäminen tai ylimääräisten diagonaalien sijoittaminen siten, että kuorma kulkeutuu niiden kautta sortuma-alueen ulkopuolelle.
- b) Mitoittamalla liitokset sidevoimille, jolloin voidaan hyödyntää rakenteen monoliittisyyttä. Kuorma kulkeutuu edelleen kalvovoimina sortuma-alueen ulkopuolisille kantaville rakenteille.



Kuva 25. 3-dimensioinen sidejärjestelmä [48, p. 19]

## 9.2 Sidevoimat eurokoodin onnettomuusrajatilassa

Sidevoimat normikortissa 23EC on nimetty seuraavasti:

- $T_1$  Palkkien/seinien suuntaiset siteet
- $T_2, T_4$  Rengasraudoitukset
- $T_3$  Laataston pituussuuntaiset saumaraudoitukset
- $F_{tie}$  Kantavan pystyrakenteen sitominen väli- tai yläpohjaan

Merkinnät kaavoissa ovat:

- $s_1$   $(L_1+L_2)/2$
- $s_3$  Saumaraudoituksen väli
- $s$  Puolet rengassiteen etäisyydestä lähimmästä sisäpuolisesta siteestä
- $L_1, L_2$  Palkkivälejä
- $L_4, L_5$  Pilarivälejä palkin suunnassa poistettavaksi otaksutun pilarin linjalla
- $a$  Rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta
- $z_1$   $\max(L_4, L_5)$  Suurin pilariväli palkin suunnassa poistettavaksi otaksutun pilarin linjalla
- $z_3$  Suurempi perättäisistä kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyyksistä siteen suunnassa
- $z$  Suurin kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys siteen suunnassa tai siteen ollessa kantavan seinän suuntainen, puolet poistettavaksi ajatellun seinälohkon pituudesta
- $g_k$  Laataston pysyvän kuorman ominaisarvo
- $q_k$  Laataston muuttuvan kuorman ominaisarvo
- $\psi_i$  Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa
- $n_s$  Kerrosten lukumäärä

### 9.2.1 Seuraamusluokat 1 ja 2

$$T_1 = \begin{cases} \geq 20 \frac{kN}{m} * (L_1 + L_2) \\ \geq 70kN \\ \leq 150kN \end{cases} \quad (9.1)$$

$$T_2, T_4 = \begin{cases} \geq 20 \frac{kN}{m} * (s + a) \\ \geq 70kN \\ \leq 150kN \end{cases} \quad (9.2)$$

$$T_3 = \begin{cases} \geq 20 \frac{kN}{m} * s_3 \\ \geq 70kN \\ \leq 150kN \end{cases} \quad (9.3)$$

$$F_{tie} = \begin{cases} \geq 20 \frac{kN}{m} * s \\ \leq 150kN \end{cases} \quad (9.4)$$

### 9.2.2 Seuraamusluokka 3a

$$T_1 = \begin{cases} \geq F_t * \frac{(L_1+L_2)}{2} * \frac{(g_k+\Sigma\psi_i q_k)*\max(L_4,L_5)}{37,5kN/m} \\ \geq F_t \frac{(L_1+L_2)}{2} \\ \geq 70kN \end{cases} \quad (9.5)$$

$$T_2, T_4 = \begin{cases} \geq F_t * (s + a) * \frac{(g_k+\Sigma\psi_i q_k)*z}{37,5kN/m} \\ \geq F_t * (s + a) \\ \geq 70kN \end{cases} \quad (9.6)$$

$$T_3 = \begin{cases} \geq F_t * s_3 * \frac{(g_k + \sum \psi_i q_k) * z_3}{37,5 \text{ kN/m}} \\ \geq F_t * s_3 \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (9.7)$$

$$F_{tie} = \begin{cases} \geq F_t * \frac{h}{2,5} * s \\ \leq 2 * F_t * s \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases} \quad (9.8)$$

$$F_t = \begin{cases} 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, \text{ yli 15 kerroksisissa rakennuksissa} \\ (16 + 2,1 * n_s) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases} \quad (9.9)$$

### 9.2.3 Seuraamusluokka 3b

Seuraamusluokassa 3b on järjestelmällinen riskiarviointi tarpeen. Riskiarvioinnista määritetään mahdolliset erityismenettelyt. Rakenneosien suunnittelussa ei riitä pelkkien sidevoimien laskeminen vaan sovelletaan ohjetta primääristen pystyrakenneosien poistamisesta yksitellen. Tutkitaan poistojen myötä muodostuvat vaurioalueiden laajuudet. 15 % kerrosalasta tai 100 neliön ylityessä tulee rakenneosat mitoittaa avainrakenneosina.

### 9.3 Putoamisen estäminen

Elementteihin voi kohdistua epäsymmetrisiä lämpö- sekä kosteus liikkeitä, jonka seurauksena elementti saattaa alkaa ryömimään pois tuelta. Liitoksen detalji on suunniteltava sellaiseksi, että elementin putoaminen tulee estetyksi. Putoamisen estämisestä kohdistuu liitokselle voimaa, joka vastaa elementtien tukipintojen kitkavoimien oletettua suurinta erotusta. Jollei tarkempia määritelmiä tehdä, niin liitos tulee mitoittaa vähintään voimalle: [48, p. 17]

$$F_d = \begin{cases} k * V_k \\ \geq 30kN \\ \leq 150kN \end{cases} \quad (9.10)$$

$V_k$	Elementin tukireaktion ominaisarvo
$k = 0,2$	Liitoksessa on kuminen taseuslevy, kumilevylaakeri tai vastaava.
$k = 0,3$	Liitoksen molemmat pinnat ovat terästä
$k = 0,4$	Liitospinnassa on teräs vasten betonia
$k = 0,5$	Muut tapaukset

Putoaminen estetään tavallisesti tappiliitoksella. Kerrospilareissa voidaan hyödyntää voimakasta kitkavoimaa, jolloin pilarien välissä olevien palkkien päät on vahvistettava. Yhtenäiseksi osoitettujen elementtilaatastojen kiinnitykset putoamisen estolle voidaan suunnitella määrättyihin kohtiin.

Elementin tukipinta on lisäksi mitoitettava kitkavoimasta aiheutuvalle lohkeamiselle. Lohkeamisvaaraa ei katsota esiintyvän, jos kaavan 9.11 ehto on tosi. [48, p. 18]

$$\frac{R_d + 2H_d}{b_0 b_w} \leq 5f_{ctd} \quad (9.11)$$

$R_d$	Tukireaktio
$H_d$	Tuella esiintyvä vaakavoima
$b_0$	Tuen pituus
$b_w$	Elementin leveys

Kaavan 9.11 ollessa epätosi, tulee pää vahvistaa lohkeamisraudoitukselle, joka mitoitetaan kaavan 9.12 mukaiselle voimalle. [48, p. 18]

$$N_s = 0,75(R_d + H_d) - F_{bu} \quad (9.12)$$

$F_{bu}$  Pääraudoituksen ankkurointikestävyys tuen etureunasta laskettuna.

## 10 LASKELMIEN TULOKSET

Laskelmien tarkoituksena oli vertailla tyypillisen yksikerroksisen liikerakennuksen perusrunkoratkaisuja yleisesti käytettyjen päärakennusmateriaalien välillä. Päärakennusmateriaaleista vertailuun päätettiin valita betoni, teräs sekä puu. Näiden materiaalien yhdistelmiä ja liittorakenteita ei tässä tapauksessa tutkittu.

Rakennukset ovat neliskulmaisia 48m leveitä sekä pitkiä ja hyötykorkeutena on kaikilla versioilla perustapauksessa 6m. Pääkannattajan jännevälivaatimuksena pidettiin 24m ja rakennekorkeus pyrittiin pitämään kaikilla vaihtoehdoilla lähes samankaltaisina. Pääkannattajan kuormitusleveys on betoniversiossa 12m ja teräs- sekä puuversioissa 6m. Teräsversion 6m vaatimus tulee yläpohjan kantavan profiilipellin kantokyvystä. Puulla kattoelementtien sekä liimapuupalkkien kuormitukset murtorajatilassa sekä onnettomuustilassa rajoittivat kuormitusalan leventämistä 6m suuremmaksi. Lisäksi mahapalkin käyttö on perusteltua 6m hyötykorkeuden säilyttämisellä.

Lisävaakavoimia on vertailtu kolmella erilaisella ohjeella. Näitä ovat varmallalla puolen käytetty yleinen aikaisempi yksinkertaistus 1/150, Betoninormikortti N:o 8 mukainen tarkempi rakentamismääräyskokoelman ohje sekä nykyisin käytettävä eurokoodin mukainen laskentatapa.

Rakennukseen kohdistuvia kokonaistuulikuormia on tutkittu rakentamismääräyskokoelman sekä eurokoodin voimakertoimen mukaisesti ja lisäksi eurokoodin osapainekerroin menetelmän mukaan. Tuulikuorman mallinnustavasta tehtiin selvitystä voimakertoimen osalta ja tarkemmat laskelmat ja päätelmät löytyvät liitteistä.

Rakennusrunkojen painoa sekä painojakaamaa rakenneseosien kesken on myös vertailtu, jolloin saadaan hyvä käsitys käytetyn materiaalin sekä rakennusosien osuudesta koko rakennuksen omasta painosta. Tämän perusteella voidaan tehdä alustavassa suunnittelussa oletuksia rungon painosta ja esimerkiksi lisävaakavoimien ja perustuskuormien arvoista.

Rakennuksen tilavuutta korkeuden funktiona päätettiin tarkastella, jolloin saadaan käsitys eri materiaalien välisistä pilarien vaadituista poikkileikkauksista sekä kasvavista perustuksiin sekä jäykistäviin rakenneseosiin kohdistuvista voimasuureista. Lisäksi rakennuksien vaakaliikkeitä tutkittiin FEM laskennalla.

Tavoitteena oli myös löytää käytetyn rakennusjärjestelmän sekä käytetyn materiaalin funktiona järkevät käyttöalueet pilariruudukoille. Tulosteena tästä saatiin myös perustuskuormien käyttäytyminen.

Betonirakennuksen jännitetyt rakenteet mitoitettiin alustavasti taulukoilla ja itse poikkileikkauksen jännityksien tarkastelua sekä raudoitusta ja punostamista ei tässä opinnäytteessä ole tutkittu. Betonirakenteiden mitoittamisen pääfokus asetettiin lähinnä

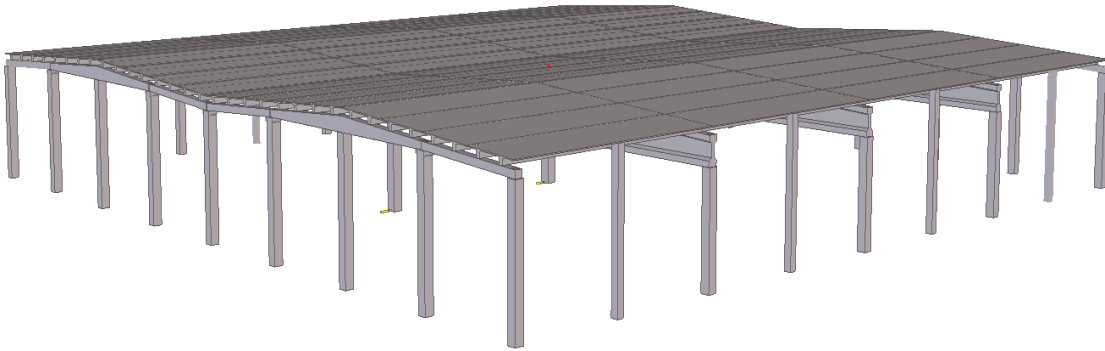
edellä esitettyjen voimasuureiden sekä ratkaisujen selvittämiseen. Rakenneosista pilareihin on kuitenkin otettu kantaa tarkemmin. Betonirungon voimasuureet on laskettu käyttäen Strusoft FemDesign 3D versiota 10.0. Pilareita sekä teräsbetonisia reunapalkkeja on tarkasteltu Excelin lisäksi myös Autodesk Robot Structural Analysis ohjelmistolla. Muu laskenta kuormista palomitoitukseen on suoritettu käyttäen hyväksi oheisohjelmistoja kuten PTC MathCad, Excel sekä Peikko Design.

Teräsrungon rakenteiden mitoitukset on suoritettu FEM laskennalla käyttäen Autodesk Structural Analysis 2012 ohjelmaa. Kattoristikoita on tarkasteltu tarkemmin Ruukin WinRami ohjelmalla, joka tarkastelee myös ristikon liitoksia mitoituksen yhteydessä. Kuormia niin lisävaakavoimista kuin kattoristikoiden nurjahdustuennoista on tehty käyttäen erilaisia oheislaskentaohjelmistoja.

Puurungon voimasuureet on mitoitettu käyttäen samaa FEM ohjelmaa, jolla teräsrunkokin on mitoitettu, mutta rakenneosien mitoittaminen on suoritettu konsernin käytössä olevilla laskentapohjilla sekä itse tehdyillä laskentapohjilla.

Betonirakenteiden laskelmia sekä piirustuksia on lisätty opinnäytteen liitteissä. Teräsekä puurakenteiden laskelmia ei ole esitetty vaan näiden sijasta työssä on käsitelty laskelmien tuloksia. Tarkemmat laskelmat on koottu Finnmap Consulting Oy:ssä vuonna 2013 tehtyyn julkaisemattomaan tutkimukseen ”Betonin, teräksen sekä puun materiaalien vertailu”.

## 10.1 Rakennusrunkojen esittely



Betonirungon jäykistysjärjestelmäksi valittiin mastopilarijäykistys, joka on pääasiallisesti käytetty menetelmä tämän tyyppisillä betonirakennuksilla. Pääkannattajaksi valittiin esijännitetty HI- palkki ja yläpohjarakenteeksi esijännitetty TT- laatta. Reunapalkkeina käytetään teräsbetonisia suorakaidepalkkeja paitsi harjan kohdalla, jossa käytetään 2- aukkoista teräsbetonista harjapalkkia. Reuna-alueella olisi perusteltua käyttää samantyyppistä pääkannattajaa kuin keskialueellakin, jos halutaan tulevaisuudessa laajentaa hallia pituussuunnassa.

Pääkannattaja: HI-480/2250, L=24m

Yläpohjarakenne: TT400/180, L=12m

Reunapalkki: 380x380, L=6m, Pääteräksinä 7T20, Haat T10 K200, Betoni C50/60

Reunapalkki harja: 380x380/780, L=12m, Pääteräksinä 4T20 tuella ja kentissä, Haat T10 K200 ja tukien lähellä tihennetyt haat T10 K100, Betoni C50/60

Keskipilarit: 580x580, H=6m, Pääteräksinä 16T32, Haat T10 K200 + lisähaat T10, Betoni C50/60

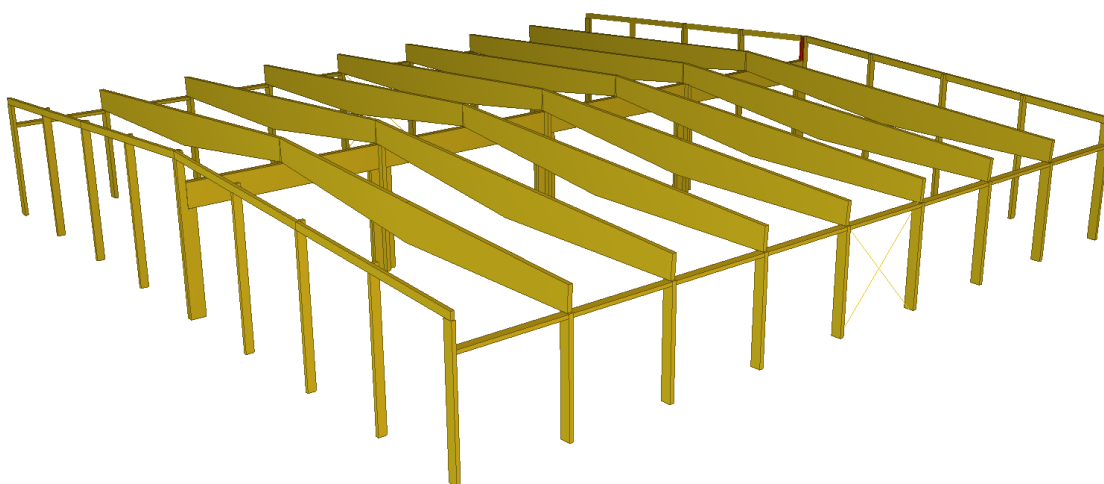
Reunapilarit: 480x480, H=6m, Pääteräksinä 12T32, Haat T8 K300, Betoni C50/60

Nurkkapilarit: 480x480, H=6m, Pääteräksinä 4T25, Haat T8 K300, Betoni C50/60

Päätypilarit: 480x480, H=6m, Pääteräksinä 8T25, Haat T8 K300, Betoni C50/60

Tuulipilarit: 380x380, H=6m, Pääteräksinä 4T25, Haat T8 K200, Betoni C50/60





Puurungon jäykistysjärjestelmäksi valittiin mastopilarijäykistys, jota täydentää pitkille sivuille lisättävät teräksiset diagonaalit. Pääkannattajaksi päätettiin valita liimapuinen mahapalkki ja niskapalkeiksi suorakaiteen mallinen liimapuupalkki. Yläpohjarakenteena toimii neliaukkoinen liimapuukannattajin varustettu kattoelementti, jonka korkeus määräytyy lämmöneristevaatimuksen mukaan. Reunapalkkeina käytetään liimapuisia suorakaidepalkkeja. [49]

Pääkannattaja: Mahapalkki 240x1300-2050, GL32c

Niskapalkki: Suorakaidepalkki 2kpl 190x1395, L=12m, GL32c

Yläpohjarakenne: Kattoelementti, 78x495 K1200, L=6m, GL32c

Reunapalkki: Kaksiaukkoinen suorakaidepalkki 190x405, L=12m, GL32c

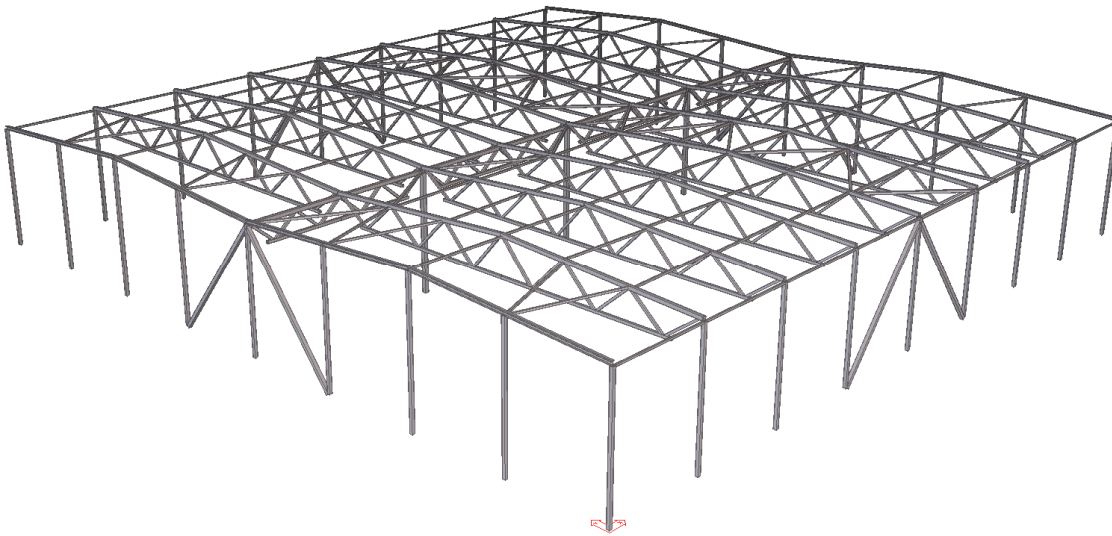
Kehäpalkki: Yksiaukkoinen suorakaidepalkki 190x450, L=6m, GL32c

Keskipilarit: 240x1080 H=7,5m + 4 kpl 190x540 H=6m, GL32c

Reunapilarit: 240x585, H=6m, GL32c

Päätypilarit: 2 kpl 190x855, H=9,1m, GL32c

Tuulipilarit: 190x450, H=8,8m, GL32c



Teräsrunгон jäykistysjärjestelmänä toimii referenssitapauksessa rakennuksen sivuille asennettavat jäykistediagonaalit. Kattokannattajina toimivat harjan muotoiset ristikot. Yläpohjarakenteena on tyypillinen kantava profiilipelti, jonka 6m jännevälivaatimuksesta joudutaan käyttämään myös niskaristikkoita. Kattoristikoiden puristettujen yläpaarteiden nurjahdustuenta päätettiin toteuttaa mieluummin puristussauvoilla. Tällöin niillä on myös palotilanteessa erinomainen kapasiteetti. Toinen vaihtoehto olisi ollut hyväksikäyttää katon profiilipeltiä tähän tarkoitukseen. Päädyn tuulipilarit vaativat sauvalinjan, jotta yläpään tukireaktio saadaan johdettua jäykistysjärjestelmälle. Nurjahdustuennat palvelevat myös tätä tarkoitusta erinomaisesti. [49]

Pääkannattaja: Teräsristikko, H=2400, L=24m, Alapaarteena CFRHS150X150X8, Yläpaarteena CFRHS200X200X12.5, Diagonaaleina CFRHS120X120X6, S355J2H

Niskaristikko: Teräsristikko, H=1430, Alapaarteena CFRHS160X160X10, Yläpaarteena CFRHS220X220X12.5, Diagonaaleina CFRHS120X120X6, S355J2H

Reunapalkit: Kaksiaukkoinen jatkuva palkki, HEA 200, L=12m, S355J2G3

Yläpohjarakenne: 2-3 aukkoinen kantava profiilipelti, H=153mm, Tukivälinä 6m

Nurjahdustuennat: CFRHS 100x100x5, S355J2H

Tuuliristikot: CFRHS 140x140x6/CFRHS 120x120x5, S355J2H

Jäykistysdiagonaalit: CFRHS 200x200x6, S355J2H

Keskipilarit: CFRHS 250x250x10, H=7,5m, S355J2H

Muut pilarit: CFRHS 180x180x10, H=7,5-8,3m, S355J2H

## 10.2 Lisävaakavoimat

### Lisävaakavoima x-suunta KRT [kN]

Normi	EC	BNK N:o 8	RakMk
Betoni	43,4	91,7	108,9
Teräs	21,1	47,6	56,5
Puu	21	47,4	56,3

### Lisävaakavoima y-suunta KRT [kN]

Normi	EC	BNK N:o 8	RakMk
Betoni	38,5	97	108,9
Teräs	21,3	50,3	56,5
Puu	21,3	50,2	56,3

### Lisävaakavoima x-suunta MRT [kN]

Normi	EC	BNK N:o 8	RakMk
Betoni	56	123	146
Teräs	29	70	83
Puu	29	70	83

### Lisävaakavoima y-suunta MRT [kN]

Normi	EC	BNK N:o 8	RakMk
Betoni	49	130	146
Teräs	30	74	83
Puu	30	74	83

Lisävaakavoimien laskentatavoissa määräysten kesken on hyvin suuret erot. Yksinkertaistetulla 1/150 laskentatavalla saadaan noin kolminkertaiset arvot eurokoodin mukaiseen laskentatapaan verrattuna. Betoninormikortin N:o 8 mukaan laskettuna saadaan yksinkertaistetun laskentaohjeen arvoa tässä tapauksessa pienennettyä noin 11 – 16 %. Arvon pienentyminen on huomattavasti vähemmän, kuin normikortin lupaama noin 50 – 60 % pienennys. Toisaalta, kun oletetaan kaikkien pilarien toimivan jäykistävässä lohossa, niin päästään betoninormikortin mukaiseen vinouden arvoon 1/224, joka on jo huomattava pienennys. Tästä asiasta on myös ohjeissa maininta.

Eurokoodin mukaan laskettaessa, rakennuksien vinoudeksi muodostuu arvo 1/402 palkkeja vastaan kohtisuorassa suunnassa ja arvo 1/397 palkkien suunnassa. Nämä arvot muodostuvat, kun laskettavaan lohkoon otetaan huomioon rakennusleikkauksen lisäksi viereiset pilarit. Kun jäykistävään lohkoon lasketaan kaikki pilarit, niin saadaan vinoudelle arvo 1/418. Tämä arvo johtaisi käyttörajatilassa noin 64 % pienempiin lisävaakavoiman arvoihin verrattuna rakennusmääräyskokoelmassa yleisesti käytettyyn arvoon. Tulosten perusteella voidaan tulkita, että eurokoodin mukaiset laskentaohjeet pienentävät lisävaakavoimia rajusti.

Lisävaakavoimien sijainnin takia korkeilla kerroksilla vaikutukset jäykistäviin rakenneseisiin sekä perustusten voimasuureisiin ovat merkittävät ja ne on syytä huomioida. Opinnäytteen betonirunkovaihtoehdossa lisävaakavoimien vaikutukset perustusten lineaariseen momenttiin käyttörajatilassa, suhteessa tuulen vaikutukseen muodostui noin 14 - 21 %. Tilanteessa tuulikuorma sekä lisävaakavoimat on laskettu eurokoodin mukaisesti. Murtorajatilassa vaikutukset ovat enää 12 - 18 %, johtuen omien painojen lisävaakavoiman pienemmästä osavarmuuskertoimesta suhteessa tuuleen ja muihin hyötykuormiin.

H.G	H.Q	F.w	TOT
14,5	7,9	72,7	95,1

*Betonirakenteen keskipilarin juureen kohdistuvat käyttörajatilan taivutusmomentit [kNm] palkkeja vastaan kohtisuorassa suunnassa lisävaakavoimista sekä tuulesta.*

Betonirakenteelle muodostuu tapauksesta sekä noudatettavasta määräyksestä riippuen noin 1,8 – 2,1 -kertaiset lisävaakavoimat verrattuna teräkseen sekä puuhun. Betonin suuri omapaino aiheuttaa tämän. Tuloksista tämä on tulkittavissa siten, että rakennuksien hyötykuormat ovat samat, jolloin ainoa muuttuja on omapaino sekä jäykistävässä lohkossa sijaitsevien pilarien lukumäärä. Kaikilla opinnäytteen rakennuksilla on kuitenkin katsottu olevan sama määrä pilareita jäykistävässä lohkossa. Teräksen sekä puun lisävaakavoimissa ei juuri ole eroa, joten voidaan olettaa, että rakennusrunkojen painot ovat hyvin lähellä toisiaan. Rakennusrunkojen painoa sekä painojakaumaa vertaillaan vielä myöhemmin tässä luvussa.

Eurokoodin mukainen lisävaakavoima ei muodostu isommaksi kuin 1/200, mikä on vinouden perusarvo. Tätä varmalla puolen olevaa arvoa olisi ehkä perusteltua käyttää eurokoodien mukaisessa alustavassa suunnittelussa.

### 10.3 Tuulikuorma

Tuulikuorma on päärakennusmateriaalista riippumaton kuormitus. Rakennuksen kokonaistuulivoimaan vaikuttaa kuitenkin rakennuksen muoto. Teräksisessä sekä betonisessa runkovaihtoehdossa on molemmissa sahakatto, kun taas puurungossa vastaavasti harjakatto. Eurokoodin osapainemenetelmän vektorisummassa tulee huomioida katon paine- sekä imuvoimista aiheutuva vaakaresultantti. Sahakatolla tämä resultantti jäi opinnäytteen tapauksissa arvoon ~17kN, jolloin mitoittavaksi minimivaakavoimaksi sahakatolle käytetään SFS-EN 1991-1-4 kohdan 7.2.7 (4) mukaan laskettua tuulivoimaa. Tämä minimivaakavoima opinnäytteen tapauksessa oli ~75kN. Puurakenteisen harjakaton vaakaresultanttia ei tarkasteltu tarkemmin.

Eurokoodin voimakerroin menetelmä muodostui kummankin pääsunnan mitoittavaksi tuulikuorman laskentatavaksi. Eroa rakentamismääräyskokoelman ja eurokoodin mukaiselle voimakerroinmenetelmän kokonaistuulivoimalle ei käytännössä muodostunut. Vaikka eurokoodissa huomioidaan päätevaikutuskertoimet sekä rakennuksen hoikkuus, niin voimakertoimeksi kummallakin tavalla laskettuna muodostuu noin 1,3. Eurokoodin osapainemenetelmän mukaan laskettuna eroa muodostuu kokonaistuulivoimalle x-suunnassa ~45kN ja y-suunnalle ~72kN.

Tuulikuorman karakteristinen arvo on eurokoodilla ja rakentamismääräyskokoelmalla samansuuruinen, mutta rakentamismääräyskokoelman mukaan laskettaessa tuulen vaikutus on suurempi, koska kerroin tuulikuormalle on 1,6 eurokoodin 1,5 sijasta. Toisaalta taas tuulikuorman vaikutus toissijaisena hyötykuormana on eurokoodissa isompi suuremman yhdistelykertoimen takia. yhdistelykertoimenä eurokoodissa käytetään arvoa 0,6 ja hyötykuorman osavarmuuslukuna 1,5 jolloin kertoimeksi muodostuu 0,9 ja rakentamismääräyskokoelman arvo olisi yhdistelykertoimen 0,5 sekä kuormakertoimen 1,6 tulo eli 0,8.

#### Tuulikuorma x-suunta [kN]

EC voimakerroin	EC osapainekertoimin	RakMk Voimakerroin
353	308	353

#### Tuulikuorma y-suunta [kN]

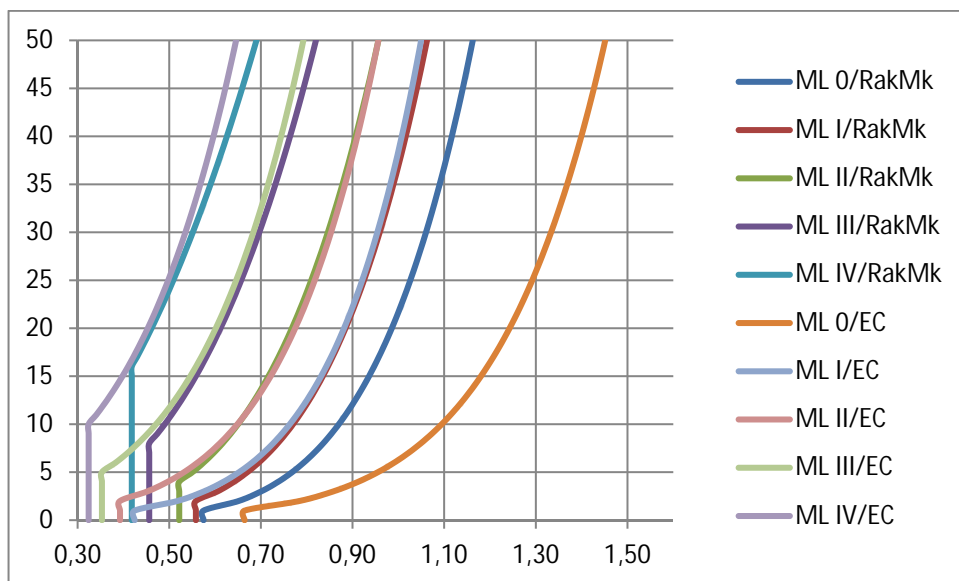
EC voimakerroin	EC osapainekertoimin	RakMk Voimakerroin
366	294	366

Voimakertoimen mukaan mitoitetaan rakennuksen kokonaisvakavuus eli jäykistävät rakenteet sekä perustukset. Voimakerroin sisältää myös kitkavoimat. Kuorman mallinnuksesta löytyy hyvin vähän tietoa. Jos kuorma mallinnetaan tasaisena kuormana vain rakennuksen tuulenpuoleiselle reunalle, kohdistuu tämän puolen pilareihin huomattavasti enemmän kuormaa kuin osapainekertoimien mukaisesti mitoitettuna. Referenssikohteessa voimakertoimen mukaan lasketuksi tuulikuormaksi tuulenpuoleisille mastopilareille muodostui noin 32 % suuremmaksi, kuin osapainekertoimin laskettuna. Rakennesosaa mitoittaessa osapainekerroin antoi sisäpuolinen paine huomioituna ~16 % pienemmän taivutusmomentin. Opinnäytteen vertailuihin päätettiin valita tuulikuorman mallinnustavasta voimakerroinmenetelmä, koska sen tuottamat arvot olivat aina varmallalla puolella ja voimasuureet eivät eronneet dramaattisesti osapainekertoimien mukaisista arvoista.

Tuulikuormien suuruudella jäykistäviin betonisiin mastopilareihin ei ole opinnäytteen tapauksessa kovin suurta merkitystä. Pilarien hoikkuusluku määrittelee lähinnä poikkileikkauksen koot ja vaadittu pääteräsmäärä määräytyy toisen kertaluvun momentin perusteella. Tuulikuormista aiheutuvat momentit lisäävät ainoastaan hieman epäkeskisyyttä, mutta vain murto-osan siitä mitä toisen kertaluvun lisäepäkeskisyyttä on. Nyt puhutaan siis suurista pystykuormista sekä hoikista rakenteista. Jos kyseessä olisi esimerkiksi betonikuilujäykistys, niin toisen kertaluvun vaikutukset suhteessa tuulikuormaan olisivat todennäköisesti pienet. Tuulikuormilla on lisäksi suuri merkitys puun sekä teräksen jäykistävien rakenneosien mitoittamiseen.

Osapainemenetelmän vektorisumman mukaisesti lasketun kokonaistuulivoiman suuruusluokka olisi hyvä tarkastaa rakentamismääräyskokoelman yksinkertaisella ja todella nopeakäyttöisellä voimakerroinmenetelmällä, käytetystä päärakennusmateriaalista ja jäykistystavasta riippumatta. Suuremmat kertaluokan virheet ovat hyvinkin mahdollisia monimutkaisella osapainemenetelmällä.

Eurokoodi help deskin vastaus tuulikuorman mallintamiseen voimakertoimen mukaan on seuraava: *Voimakertoimen ja osapintojen kautta laskettu kokonaistuulikuorma ovat vaihtoehtoisia laskentatapoja. Tällöin ei voi sanoa, että jompikumpi tapauksista on määräävä. Suunnittelija voi siis käyttää suunnittelussa pienempää em. kuormista. Voimakerroin on tarkoitettu pääasiassa hoikille profiileille (eurokoodissa todetaan, että menettelyä voidaan käyttää rakennuksille kun  $h/d > 5$ ) ja on siten yksinkertainen tapa määrittää kokonaistuulikuorma. Voimakerroin ei ota huomioon miten voima siirtyy rakenteelle (kuinka suuri osa on imua ja kuinka suuri osa painetta). Mikäli kuorman siirtymistavalla on merkitystä jäykistävään rakenteeseen, on järkevintä kohdistaa tuulikuorma niihin pintoihin joihin se kohdistuu (eli käyttää osapintojen mukaisia kuormia). Mikäli hallin julkisivut on tuettu sivusuunnassa pilareihin (tapaus 1), tuulikuorman aiheuttamat taivutusmomentit pilarille ovat erilaiset kuin siinä tapauksessa, että julkisivu on sivusuunnassa tuettu vain ylä- ja alareunastaan (tapaus 2). Ensimmäinen tapaus on järkevää laskea osapintojen mukaan ja toisessa tapauksessa kumpikin tapa toimii (kuorma siirtyy pilarille yläpohjan kautta). Mikäli voimakertoimen mukainen kuorma jaetaan kummallekin puolelle rakennusta, otetaan tietysti paremmin huomioon miten kuorma siirtyy rakenteelle (on siis suunnittelijan omaa eurokoodin soveltamista).*



Kuva 26. Tuulen nopeuspaineiden vertailua RakMk ja EC kesken

Tuulen puuskanopeuspaineiden arvoissa maastoluokkien I-IV välillä on eurokoodiin tullut matalampien rakennusten osalta pientä lievennystä. Maastoluokassa 0 on sen sijaan tullut selkeä korotus rakennusmääräyskokoelman arvoista eurokoodiin.

## 10.4 Siirtymät vaakavoimista

Betonisen puhtaasti mastopilarijäykisteisen rakennuksen siirtymien erot pääsuuntien välillä ovat hyvin pienet. Tämä tarkoittaa, että jäykkyydet rakennusten pääsuuntien kesken ovat jakaantuneet erittäin tasaisesti. Betonirakenteisena rakennuksella on selvästi pienemmät siirtymät, kuin teräksellä sekä puulla. On huomattava, että teräksinenkin versio saadaan jäykemmäksi, mutta suunnitteluohjeet antavat vapauden, jopa H/150 siirtymään yksikerroksisille rakennuksille. Betonirakenteelle pilarien hoikkuusraja aiheuttaa kuitenkin sen, että rakennuksen vaakasuuntainen siirtymä pysyttelee toisen kertaluvun vaikutustenkin kanssa hyvin maltillisena. Toisen kertaluvun momenteissa sekä siirtymissä ei ole huomioitu kuitenkaan esimerkiksi kuormien epäkeskeisyyksiä sekä pitkäaikaisvaikutuksia. Näitä on otettu huomioon vasta yksittäisten pilarien mitoittamisessa. Pilari halkeilee, jolloin sen jäykkyys myös pienenee. Halkeilu on suurimmillaan siellä missä myös taivutusrasitukset ovat suurimmillaan eli mastopilarien juuressa. Mastopilarin yläpäässä halkeilu on pienimmillään. Näin myös pilarien jäykkyys muuttuu pilarin korkeuden suhteen. Toisen kertaluvun siirtymät ovat mitä todennäköisimmin nämä asiat huomioituna huomattavasti suurempia.

Puurakenteisen rungon pilarit toimivat mastojäykisteisinä vahvempaan suuntaansa. Tällöin pitkän sivun jäykistyksessä toimivat päätyjen tuulipilarit sekä sivuseinille sijoitetut vetotangot. Vetotankojen poikkileikkaussuureita säätelemällä saadaan päätyjen pilareilta kuormia pienennettyä ja vastaavasti päätypilareita suurentamalla saadaan vetotankojen kuormia pienemmäksi. Rakennuksen poikkisuunnassa jäykistäviä rakenneosia ovat reuna- sekä keskipilarit, jolloin pilarien poikkileikkauksista muodostuu tyypillisesti kookkaita. On huomattava, että myös palkin leimapaine vaatii usein suuren pinta-alan pilarilta. Puurakenteiden eurokoodi antaa raja-arvon H/300 rakennuksen vaakasiirtymälle. Opinnäytteen puurungon tapauksessa ei päätyseinillä ole käytetty jäykistäviä diagonaaleja. Näillä saataisiin vaakasiirtymiä pienemmiksi. Päätyseinillä on kuitenkin myös hyvin niukasti omia painoja, jolloin saatetaan joutua asentamaan diagonaalit useampaan aukkoon nostavien pystyvoimien pienentämiseksi.

Teräksisen rakennuksen diagonaalijäykistys mahdollistaa hyvin hoikat pilarirakenteet, koska perustusliitokset on toteutettu nivelinä ja nurjahduspituutena pilareilla on tällöin pilarin fyysinen mitta. Korkeammilla rakennekorkeuksilla muodostuu ongelmaksi nostavat pystyvoimat pienten omien painojen seurauksena. Päädyn diagonaalien kuormia voidaan helpottaa käyttämällä hyväksi rakennuksen poikkisuunnassa jäykkänurkkaista tai jopa jäykkäkantaista kehää. Näin pilarien nurjahduspituuksia voidaan edelleen pienentää, mutta varjopuolena on haastavampi ristikoiden mitoittaminen ja teräskilojen määrän mahdollinen kasvaminen.



Siirtymät vaakavoimista x-suuntaan [mm]

	H.G	H.Q	F.w	TOT	Σ.1	2 KRT
Betoni	0,8	0,4	4,1	5,3	5,2	9,3
Teräs	0,5	0,9	10,4	11,8	11,5	16,6
Puu	0,4	1	9	10,4	10,1	11,3

Siirtymät vaakavoimista y-suuntaan [mm]

	H.G	H.Q	F.w	TOT	Σ.1	2 KRT
Betoni	0,6	0,3	4,4	5,3	5,2	9,6
Teräs	0,9	1,2	15,3	17,4	17,0	19
Puu	0,5	1,3	23,5	25,3	24,9	27

Σ.1 Ominaisyhdistelmä, jossa tuuli määräävä kuorma

H.G	Lisävaakavoima omista painoista
H.Q	Lisävaakavoima hyötykuormista
F.w	Tuulikuorma
G.k	Omapaino
g.2	Yläpohjan rakenteiden omapaino
Q.sn	Lumikuorma
q.rk	Ripustuskuorma

## 10.5 Rakennusrungon paino

Rungon paino [kN/m<sup>2</sup>]

	Vaakarakenteet	Pilarit	Yläpohja (sis.g.2)	TOT
Betoni	1,00	0,51	3,10	4,61
Teräs	0,30	0,08	0,80	1,18
Puu	0,37	0,09	0,70	1,16

**Pystykuorma perustuksille [kN]**

<b>NURKKAPILARI</b>									
	G.k	g.2	Q.sn	q.rk	TOT	Σ.2	Σ.3	Σ.4	Σ.5
Betoni	99,2	10,8	39,6	5,4	155,0	176,2	194,0	122,2	130,2
Teräs	5,2	5,68	15,6	2,1	28,7	32,1	39,2	15,7	18,8
Puu	4,9	4,2	13,4	1,8	24,3	27,2	33,3	13,2	15,9
<b>REUNAPILARI [MOD A-3]</b>									
	G.k	g.2	Q.sn	q.rk	TOT	Σ.2	Σ.3	Σ.4	Σ.5
Betoni	557,6	86,4	316,8	43,2	1004,0	1138,0	1280,6	741,9	805,3
Teräs	21,5	56,58	155,7	21,2	255,1	285,2	355,2	126,2	157,4
Puu	25,7	50,5	158,7	21,6	256,5	286,7	358,1	125,2	157,0
<b>KESKIPILARI [MOD B-3]</b>									
	G.k	g.2	Q.sn	q.rk	TOT	Σ.2	Σ.3	Σ.4	Σ.5
Betoni	1095,2	172,8	633,6	86,4	1988,0	2253,1	2538,2	1463,8	1590,6
Teräs	94,8	235,75	648,9	88,5	1067,9	1194,2	1486,2	531,1	660,9
Puu	121,0	209,8	659,7	90,0	1080,5	1208,1	1505,0	534,7	666,7
<b>PÄÄDYN TUULIPILARI [MOD A-B]</b>									
	G.k	g.2	Q.sn	q.rk	TOT	Σ.2	Σ.3	Σ.4	Σ.5
Betoni	159,4	21,6	79,2	10,8	271,0	307,5	343,2	205,5	221,3
Teräs	6,9	13,99	38,5	5,3	64,7	72,4	89,7	32,8	40,5
Puu	49,4	63	198,2	27,0	337,6	377,9	467,1	173,6	213,3
Σ.2	Murtorajatilan yhdistelmä, jossa tuuli määräävä kuorma								
Σ.3	Murtorajatilan yhdistelmä, jossa lumi määräävä kuorma								
Σ.4	Onnettomuusrajatilan yhdistelmä, jossa tuuli määräävä kuorma								
Σ.5	Onnettomuusrajatilan yhdistelmä, jossa lumi määräävä kuorma								

Yhdistelykertoimet

<u>Tuuli</u>		<u>Lumi</u>		<u>Ripustus</u>	
ψ.0	0,6	ψ.0	0,7	ψ.0	1
ψ.1	0,2	ψ.1	0,4	ψ.1	0,9
ψ.2	0	ψ.2	0,2	ψ.2	0,8

Kuormakertoimet

Υ.G.k	1,15
Υ.Q.k	1,5
K.FI	1

Teräs ja puu ovat kantavuuteensa nähden hyvin kevyitä rakennusmateriaaleja. Tämä näkyy myös havainnollisesti rungon painon vertailutaulukossa. Teräs- sekä puurakenteinen kantava runko tutkituissa versioissa on noin neljä kertaa kevyempi kuin betoni- n vastava. Teräksinen sekä puinen runko on lisäksi painojakautumaltaan hyvin samankaltainen. Kaikkien runkojen osalta voidaan painojakautumasta todeta, että suurin osa rakennusrunkojen painosta sijaitsee yläpohjan tasolla. Tämä asettaa erityisesti pilarien pystysuoruudelle vaatimuksia, niin valmistuksen kuin toteutuksenkin puolesta.

Alustavassa suunnittelussa voidaan tehdä päätelmiä lisävaakavoimien suuruusluokasta sekä pilarikuormista, kun tiedetään edes kohtuullinen arvio rakennusrungon omasta painosta sekä painojakautumasta. Lisäksi pystytään tarkastamaan sekä karsimaan suuremmat virheet laskelmista. Etenkin nuoremmilta suunnittelijoilta puuttuvat kokemuksen myötä tuleva vertailupohja sekä nyrkkisäännöt kuormien suuruusluokista.

Pilarikuormissa hyötykuormien osalta on pieniä eroja teräksen sekä puun kesken johtuen yläpohjarakenteen ja reunapalkkien erilaisista jatkuvuuksista. Päätypilari ei ole materiaalien kesken tässä tapauksessa verrattavissa. Teräksen päätypilari ei ole valittu niskaristikkoa tukevaa pilaria vaan viereinen, jotta voidaan vertailla jäykistyksestä aiheutuvaa ankkuroitavaa kuormaa.

Pilarikuormat ovat kuitenkin muilla pilareilla erittäin samankaltaisia teräksen sekä puun kesken, johtuen samantyyppisestä rakenneratkaisusta, jänneväleistä sekä rungon painojakautumasta. Betonirakenteen pilarikuormat ovat suurimmillaan keskipilarille noin yhden meganewtonin enemmän kuin teräksen ja puun vastaavat. Kuormitusala on kaikkien materiaalien osalta keskipilareille sama. Rungon painon perusteella voidaan tehdä karkea suuntaa antava laskelma pilarikuorman erosta omien painojen osalta. Keskipilarin kuormitusala on  $12 \times 24 \text{ m}^2$ , jolloin pilarikuorman erotus on runkojen painojen erotuksen sekä kuormitusalan tulo.  $(4,61-1,18) \text{ kN/m}^2 \times 12 \times 24 \text{ m}^2 = 988 \text{ kN}$ . Suuruusluokka betonin ja puun välillä on oikea. Tällöin ei oteta huomioon kuitenkaan itse keskipilarin kokoa, vaan paino määräytyy keskiarvon perusteella.

Reunapilarien kuormissa on huomioitava, että betonisen reunapilarin kuormitusala on kaksi kertaa suurempi kuin teräksen sekä puun tapauksissa. Betonirunkovaihtoehdossa julkisivujen tukemista varten käytetään reunapilarien väleissä hyvin hoikkia tuulipilareita, joiden liitos yläpohjaan sallii pystyliikkeet, jolloin ne eivät kerää pystykuormia kuin oman painonsa verran.

## 10.6 Hallin tilavuus korkeuden funktiona

### 10.6.1 Pilarien poikkileikkaussuureet rakennuksen hyötykorkeuden funktiona

H/materiaali	Nurkkapilarit	Reunapilarit	Keskipilarit	Pääty pilarit	Tuulipilari	
6m	Betoni	480x480 4φ25 8K300	480x480 12φ32 8K300	580x580 16φ32 10K200	480x480 8φ25 8K300	380x380 4φ25 8K200
	Teräs	CFRHS 180x180x10	CFRHS 180x180x10	CFRHS 250x250x10	CFRHS 180x180x10	CFRHS 180x180x10
	Puu	190x540	240x585	240x1080	2x190x855	190x450
7m	Betoni	480x480 12φ20 8K300	580x580 16φ25 8K300	580x580 24φ32 10K200	480x480 12φ25 8K300	380x380 4φ25 8K200
	Teräs	CFRHS 200x200x8,8	CFRHS 200x200x8,8	CFRHS 250x250x12	CFRHS 200x200x8,8	CFRHS 200x200x8,8
	Puu	190x540	240x630	240x1215	2x190x855	190x450
8m	Betoni	580x580 8φ20 8K300	580x580 14φ32 8K300	680x680 18φ32 10K200	580x580 10φ25 8K300	380x380 4φ25 8K200
	Teräs	CFRHS 250x250x8	CFRHS 250x250x8	CFRHS 250x250x12,5	CFRHS 250x250x8	CFRHS 250x250x8
	Puu	190x630	240x675	240x1350	2x190x855	190x450
9m	Betoni	580x580 12φ20 8K300	580x580 20φ32 8K300	680x680 24φ32 10K200	580x580 10φ25 8K300	380x380 4φ32 8K200
	Teräs	CFRHS 250x250x8	CFRHS 250x250x8	CFRHS 300x300x8,8	CFRHS 250x250x8	CFRHS 250x250x8
	Puu	240x675	240x720	240x1440	2x190x855	240x540
10m	Betoni	680x680 12φ20 8K300	680x680 14φ32 8K300	680x680 32φ32 10K200	680x680 10φ25 8K300	380x380 4φ32 8K200
	Teräs	CFRHS 250x250x12	CFRHS 250x250x12	CFRHS 300x300x10	CFRHS 250x250x12	CFRHS 250x250x12
	Puu	240x720	240x720	240x1710	2x190x855	240x540
11m	Betoni	680x680 14φ20 8K300	680x680 18φ32 8K300	780x780 24φ32 10K200	680x680 14φ25 8K300	380x380 4φ32 8K200
	Teräs	CFRHS 250x250x12	CFRHS 250x250x12	CFRHS 300x300x12	CFRHS 250x250x12	CFRHS 250x250x12
	Puu	240x855	240x855	240x1800	2x190x855	240x630
12m	Betoni	780x780 14φ20 8K300	780x780 14φ32 8K300	880x880 20φ32 10K200	780x780 16φ20 8K300	380x380 4φ32 8K200
	Teräs	CFRHS 300x300x10	CFRHS 300x300x10	CFRHS 350x350x10	CFRHS 300x300x10	CFRHS 300x300x10
	Puu	240x900	240x900	240x1800	2x190x855	240x765

Taulukko 43. Pilarien poikkileikkaussuureet korkeuden funktiona

Betonisten hoikkien pilarien toisen kertaluvun mitoitusmomenteista myös toiseen pääsuuntaan muodostui merkittäviä, jolloin pilarien pääteräket tyypillisesti mitoitti vino taivutus. Poikkileikkauksen koon mitoittava tekijä on enemmänkin hoikkuusluku paitsi raskaasti kuormitetuissa keskipilareissa. Eurokoodissa ei ole vastaavaa rajaa hoikkuusluvulle kuin rakentamismääräyskokoelmassa. Rakentamismääräyskokoelman arvona on käytetty hoikkuusluvulle raudoitetuilla rakenteilla  $\lambda < 140$  ja raudoittamattomille  $\lambda < 90$ . [24, p. 23] Opinnäytteen laskelmissa on otettu hoikkuuslukurajat huomioon, vaikka laskelmat on tehty eurokoodin mukaisesti. Taulukon 43 pilarien raudoitukset on laskettu käyttäen toisen kertaluvun tarkasteluna eurokoodin tarjoamaa yksinkertaista nimellisen kaarevuuden menetelmää. Vino taivutus on myös laskettu eurokoodin yksinkertaistuksena, jossa molempien pääsuuntien mitoitusmomenttien suhteet kestävyysiin korotetaan poikkileikkauksen muotokertoimesta johdettuun potenssilukuun ja summataan yhteen. Tämän arvon tulee olla alle yksi. Pilarien raudoitukset on oletettu sijaitsevan tasaisesti jakautuneina. Raudoitukset vinojen taivutusten mitoittaessa olisi kuitenkin järkevämpää keskittää nippuina lähelle nurkkapisteitä. Raudoitusten edullisempi sijoittelu yhdessä tarkan jännitys-venymä yhteyksien kautta lasketun vinon taivutuksen kapasiteetin kanssa, mahdollistaa hieman pienemmät pääraudoitusmäärät verrattuna taulukon

arvoon. Esimerkkinä kuuden metrin keskipilarin pääteräksiksi riittää 12T32, kun nurk-  
kapisteisiin keskitetään 2T32 niput ja vino taivutus lasketaan tarkkaan. Pilarien mitoitus  
on laskettu FMC Groupin käytössä olevan Excel pohjan versiolla 1.51. Pilarien tarkas-  
taminen sekä tarkempi laskeminen on suoritettu käyttäen Autodesk Robot Structural  
Analysis 2012 ohjelmaa.

Pilarien nurjahduspituuksiin on lisätty palkkeja vastaan kohtisuorassa taivutussuun-  
nassa myös HI- palkkien korkeus tuella. Tämä on perusteltua, koska kuormat tulevat  
pilarille poikittain puristetun HI- palkin välityksellä. Mastopilarien tehollisen pituuden  
kertoimeksi muodostui 2,18. Arvo muodostuu, kun perustuskiinnityksen joustovakioksi  
valitaan suositeltu arvo 0,1. Tämä on lähellä myös BS 8110 standardin sekä Suomen  
rakentamismääräyskokoelman suosittelemia arvoja 2,2. Mastopilarijäykisteisenä beto-  
nipilarikoolla  $680 \times 680 \text{ mm}^2$  päästään kokonaisrakennekorkeuteen 12m. Tämä tarkoittaa  
hyötykorkeutena noin 10m.

Teräspilareista muodostui huomattavasti sirompia poikkileikkauksia verrattuna be-  
tonin tai puun vastaaviin tapauksiin. Esimerkkinä keskipilarin koko perusratkaisussa on  
ainoastaan  $250 \times 250 \times 10$ . Pilarit voidaan toteuttaa hoikempina, koska niiden ei tarvitse  
toimia jäykistävinä rakenneosina. Tämä vaikuttaa suoraan pilarien nurjahduspituuksiin.  
Teräspilarien toisen kertaluvun vaikutukset eivät ole myöskään kovin merkittäviä ver-  
rattuna betoniin, jolla on suuret pystyvoimat myös omista painoista hyötykuormien rin-  
nalla. Tällöin korkeampienkin hyötykorkeuksien pilarit pystytään teräksellä toteutta-  
maan hoikkina.

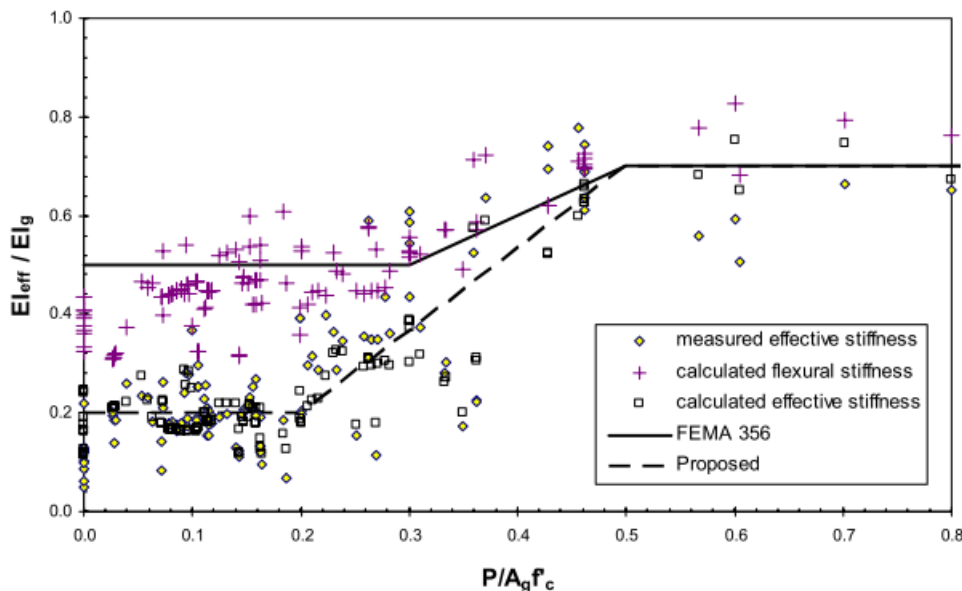
Liimapuupilarit ovat useimmiten suorakaiteen muotoisia, jolloin ne toimivat jäykis-  
tävinä rakenneosina pääsuunnassansa. Tällöin tarvitaan pitkällä sivulla lisäjäykisteinä  
vaijereita tai teräksisiä veto- ja puristustankoja. Tämä on tyypillinen puurungon yhdis-  
telmäjäykistys. Jäykistysdiagonaalien jäykkyyttä säätelemällä voidaan vaikuttaa pääty-  
perustuksiin kohdistuviin taivutusrasituksiin. Suuremmilla tilan hyötykorkeuksilla voi  
koitua vaikeuksia koskien katon riittävää monoliittisyyttä, kun jäykistysdiagonaaleille  
johdettavat kuormat mitoitetaan liian suuriksi. Kattoelementtien liitosvoimat kasvavat ja  
niiden sitomiseen on kiinnitettävä erityistä huomiota. Kattoon voidaan toisaalta tehdä  
myös tuuliristikot vetotangoihin sekä puristetuin puuosin, jolloin helpotetaan kattoele-  
mentteihin kohdistuvia voimia.

Liimapuupilarien käyttäminen jäykistävinä rakenneosina on matalammilla hyöty-  
korkeuksilla käyttökelpoinen ratkaisu. Puun heikko puristuslujuus syitä vastaan koh-  
tisuorassa suunnassa vaatii palkkeja tukevilta pilareilta suurta poikkileikkausala, joten  
pilarien käyttäminen jäykistävinä rakenneosina on tätä ehtoa ajatellen myös järkevää.  
Kuitenkin puun pieni kimmokerroin edellyttää taivutetulta poikkileikkaukselta paljon  
suurempaa kokoa kuin teräksiseltä tai betoniselta. On muistettava, että esimerkiksi tai-  
vuttavat tuulikuormat ovat rakennusrungon materiaaleista riippumattomia. Opinnäytteen  
liimapuisessa rakenneratkaisussa keskipilareiden kylkiin joudutaan asentamaan niska-  
palkkeja varten pienemmät lisäpilarit, jolloin keskipilareista tulee plussan malliset. Näi-  
tä pieniä lisäpilareita on vaikea laskennallisesti saada toimimaan jäykistävinä rakenne-  
osina. Keskipilarit ovat perusratkaisussakin jo  $240 \times 1080$  ja kylkeen sijoitetut niskapalk-

keja tukevat pilarit 2kpl 190x540 molemmin puolin eli yhteensä 4kpl jokaiseen keskipilariin. Tällöin keskipilari on siis 380x1320 niskapalkkien suunnassa ja 240x1080mm mahapalkkien suunnassa. Näin suuri pilari saattaa jo ruveta haittaamaan rakennuksen toiminnallisuutta.

### 10.6.2 Korkeuden vaikutus rakennuksen kokonaissiirtymiin

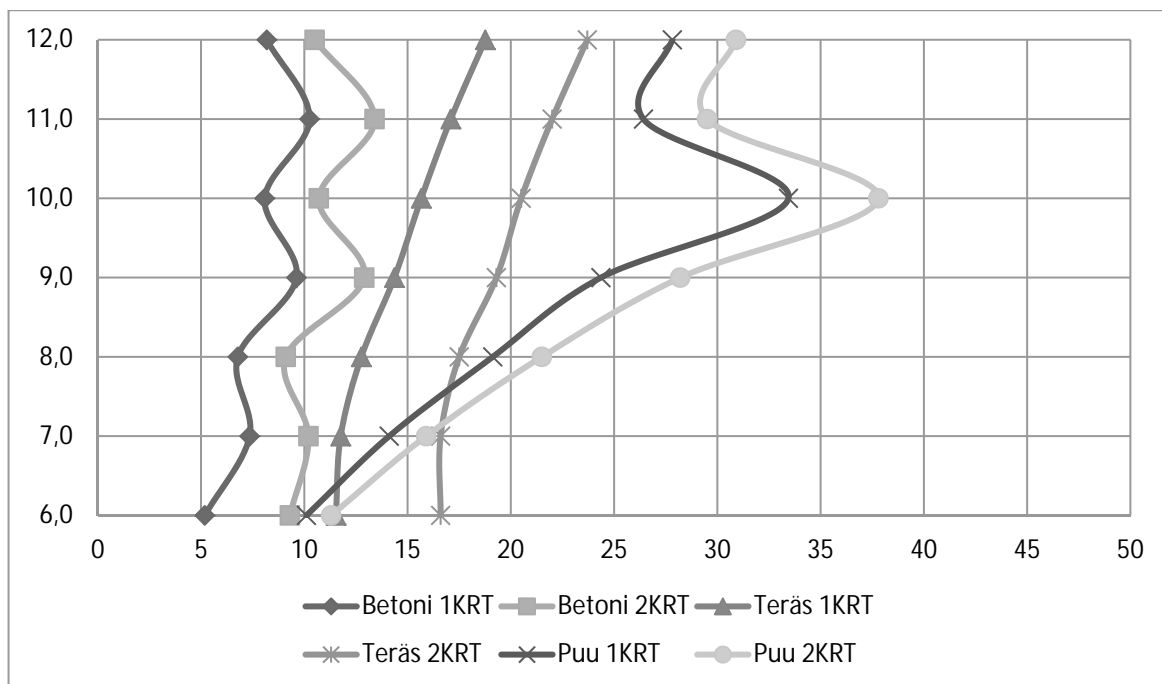
Rakennusten kokonaissiirtymätiloja vaakavoimista tutkittiin FEM- laskennalla. Betonirakennus mallinnettiin Strusoft FEM Design ohjelmalla ja puurakennus Autodesk Robot Structural Analysis 2014 ohjelmalla. Teräsrakennus mallinnettiin vanhemmalla 2012 versiolla Robotista. Tulosten perusteella betonirakenne olisi materiaaleista kaikista jäykkin. Teräs ja puu käyttäytyisivät matalammilla rakennekorkeuksilla suurin piirtein samoin. Betonin sekä teräksen jäykkyys on kaikilla rakennekorkeuksilla lähes vakio. Puulla vaihtelua esiintyy tulosten perusteella selvästi eniten. Betonilla jäykkyydet molempiin pääsuuntiin ovat jakautuneet hyvin tasaisesti. Teräksellä vaikuttaisi olevan hieman suuremmat siirtymät primääristikoiden suunnassa. Liimapuurakennuksella rakennuksen kokonaisvaikasiirtymä pysyttelee mahapalkkien suunnassa lähellä raja-arvoa  $H/300$ . Teräs- sekä betonirakenteen vaikasiirtymälle yksikerroksisissa rakennuksissa on annettu  $H/150$ . Arvo on hyvin suuri ja tästä ollaan opinnäytteen versioissa kaukana. Toisaalta betonirakennuksella ei ole otettu huomioon viruman ja halkeilun vaikutuksia. Berkeleyyn yliopistossa tehdyn tutkimuksen tulosten perusteella betonipilarin jäykkyys pienenee noin 75 % halkeilun seurauksena, kun pilarin kuormituksen suhde plastiseen rajakuormaan on noin kymmenestä kolmeenkymmeneen prosenttia.



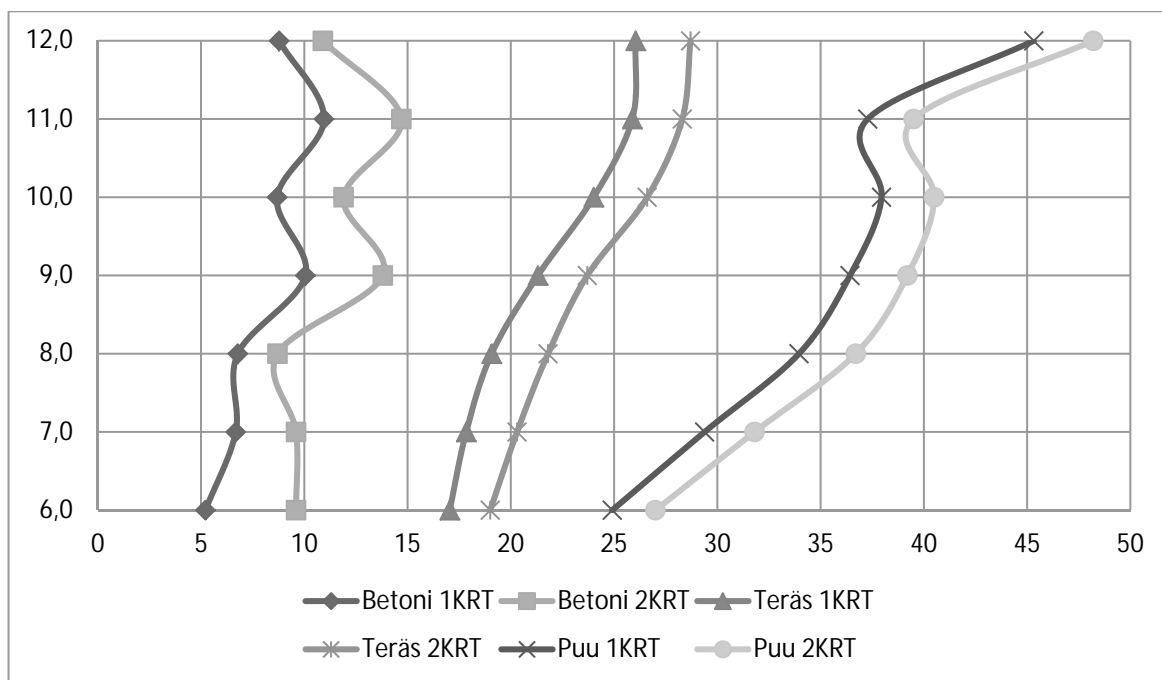
Kuva 27. Pilarin tehollisen ja kimmoisen jäykkyyden suhde [50, p. 3]

Näin harkittuna arvauksena voidaan pitää, että betonirakennuksen todelliset siirtymät opinnäytteen tapauksessa ovat lähellä teräsrakennuksen vastaavia arvoja. Teräsrakennuksen laskelmissa ei ole otettu kuitenkaan huomioon liitosten välyksistä aiheutuvia mahdollisia lisäsiirtymiä. Vastaväitteenä tälle voidaan esittää, että liitokset ovat raken-

nemallissa kuvattu toimivan puhtaasti nivelinä, jolloin niiden mahdollisen joustovakion seurauksena siirtymät voivat myös pienentyä. Matalammilla rakennekorkeuksilla kaikilla materiaaleilla on lähes toisiaan vastaavat siirtymätilat, mutta korkeuden kasvaessa on betonilla ja teräksellä etua verrattuna puuhun.



Kuva 28. Rakennusten vaakasuuntaiset siirtymät korkeuden funktiona x-suuntaan [mm]



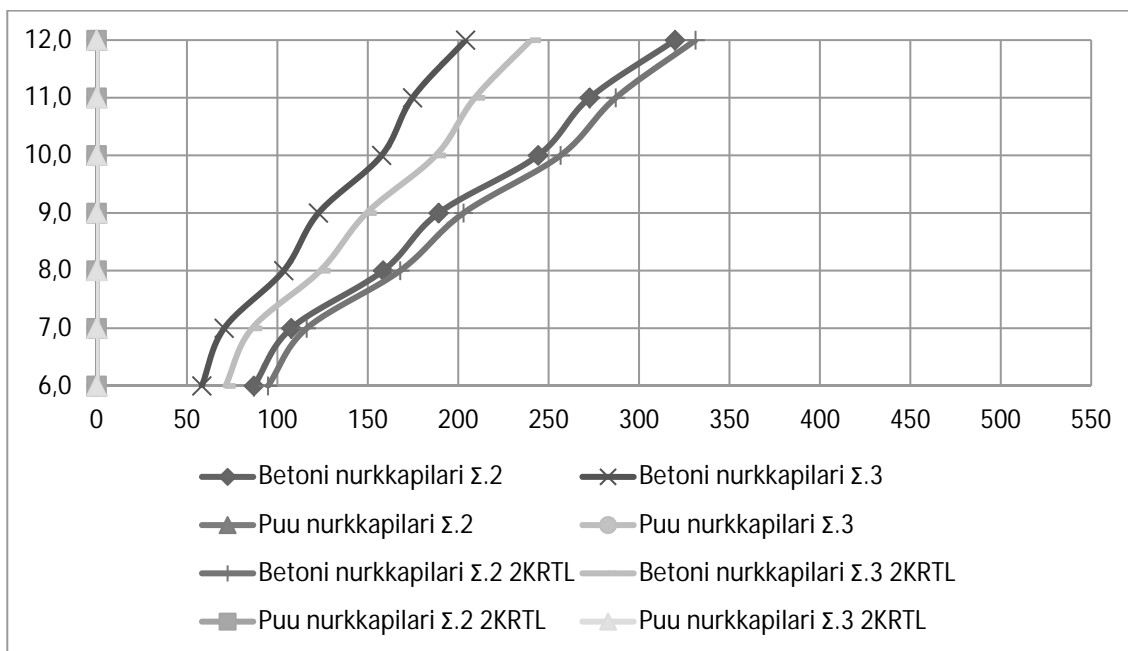
Kuva 29. Rakennusten vaakasuuntaiset siirtymät korkeuden funktiona y-suuntaan [mm]

### 10.6.3 Korkeuden vaikutus pilarien taivutusmomenteihin.

Kaikki betonipilarit lukuun ottamatta tuulipilareita, osallistuvat rakennuksen jäykistämiseen. Puurakenteella liimapuupilarit toimivat jäykistävinä rakenneosina vahvempaan suuntaansa, jolloin niille ei myös oleteta muodostuvan taivutusmomenttia heikompaan suuntaansa. Tämän takia osassa pilarin taivutusmomenttia kuvaavista diagrammeista ei puupilarilla ole arvoa.

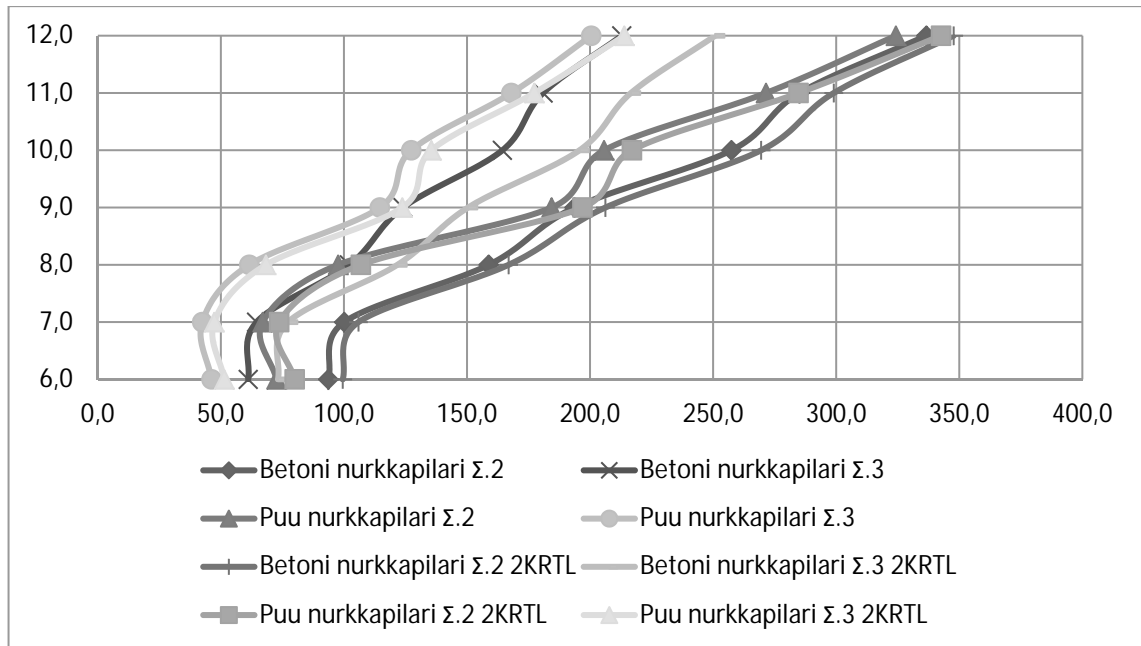
Diagrammeissa esitetyjä pilarien taivutusmomenteja voidaan käyttää pilarianturoiden mitoittamiseen. Pilarianturan mitoittamisessa on joissakin laskentaesimerkeissä käytetty nimellisen kaarevuuden mukaista moninkertaista taivutusmomenttia. Tämä tarkoittaisi, että koko rakennus saa noin pilarin poikkileikkausta vastaavan siirtymän. Rakenneosa mitoitetaan eurokoodin yksinkertaisilla toisen kertaluvun teorioilla kestämään suurin mahdollinen murtotilan kaarevuus. Pilarianturan mitoittamista tälle voimalle voidaan puolustella, mutta perustuksen mitoittamiseen olisi ehkä järkevämpää käyttää koko rakennesysteemistä muodostuvaa toisen kertaluvun momenttia eikä rakenneosan murtumisen aiheuttavaa. Karkein tapaus opinnäytteessä muodostuisi keskipilarille 12m hyötykorkeudella, jossa lineaarinen momentti on 231kNm ja toisen kertaluvun kehäohjelman momentti 266kNm. Toisen kertaluvun vaikutukset olisivat kehässä noin 15 %. Nimellisen kaarevuuden mukainen toisen kertaluvun momentti on tällöin 1883kNm. Näin huomataan, että on erittäin suuri ero millä tavalla pilariantura mitoitetaan. Argumentteja voidaan esittää kuitenkin puolin ja toisin.

**Kuvaajissa  $M_x$  tarkoittaa momenttia  $x$ -akselin ympäri ja  $M_y$  momenttia  $y$ -akselin ympäri. ( $y$ -akseli palkkien suuntainen)**



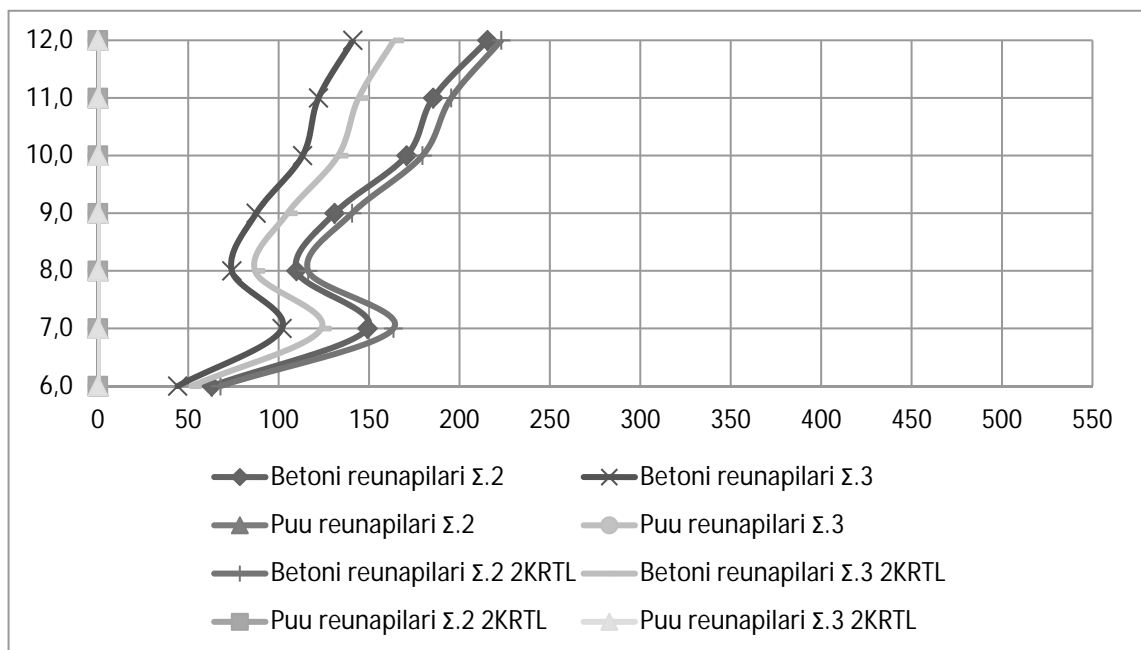
Kuva 30. Nurkkapilarin  $M_y$  korkeuden funktiona [kNm]





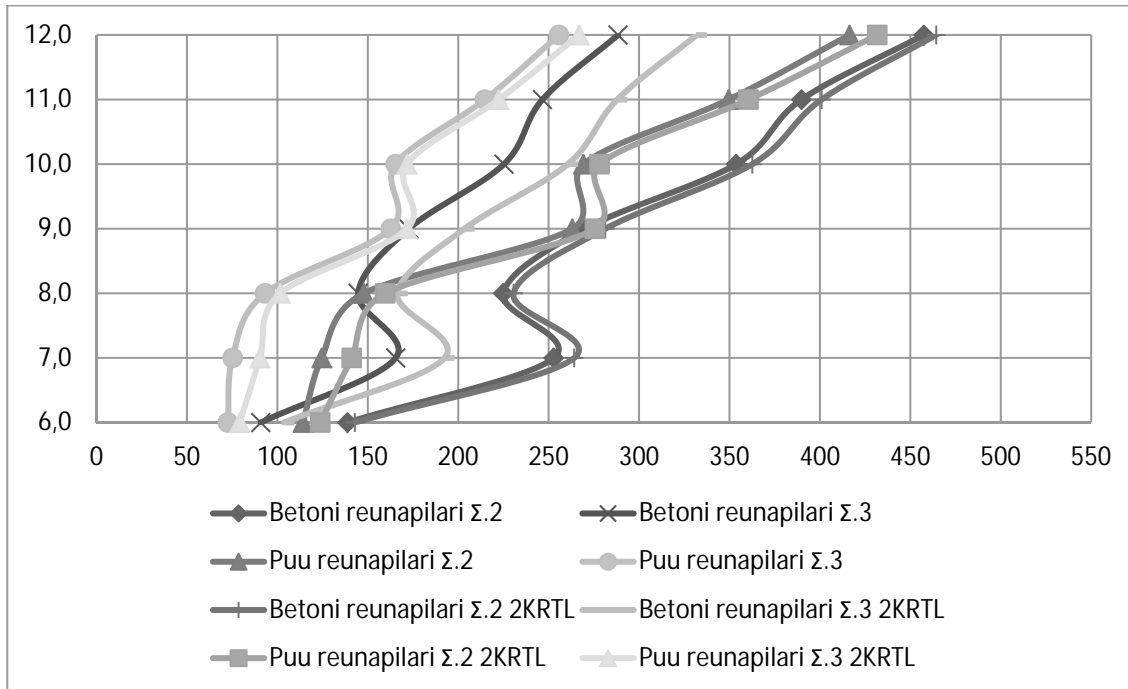
Kuva 31. Nurkkapilarin  $M.x$  korkeuden funktiona [kNm]

Betonisen sekä liimapuisen nurkkapilarin vastaanottama taivutusmomentti on hyvin lineaarinen korkeuden kasvaessa. Tämä tarkoittaa, että sen jäykkyys pysyttelee suhteessa muiden pilarien jäykkyyteen hyvin samanlaisena korkeudesta riippumatta. Rakennuksen korkeuden tuplaantuessa, nurkkapilarin taivutusmomentti nelinkertaistuu. Tämä yhteys on suuruusluokaltaan lineaarinen. Palkkien suunnassa, nurkkapilarin vastaanottamat momentit ovat molemmilla materiaaleilla myös hyvin samaa suuruusluokkaa. Betonilla huomataan toisen kertaluvun vaikutusten olevan suurempia korkeamman oman painon seurauksena.



Kuva 32. Reunapilarin  $M.y$  korkeuden funktiona [kNm]

Betonisen reunapilarin  $M_x$  käyttäytyy myös melko tasaisesti poislukien hyötykorkeuden arvo 7m, jossa tämän poikkileikkauskokoa on jouduttu kasvattamaan ja näin ollen myös sen vastaanottamat kuormat kasvavat. Reunapilari ei vastaanota tässä suunnassa jännevälillään taivutusta tuulesta, joten kaikki taivuttava voima kulkeutuu yläpohjarakenteelta. Tästä syystä myös taivutusmomentti tässä suunnassa jää selkeästi pienemmäksi kuin palkkien suunnassa.

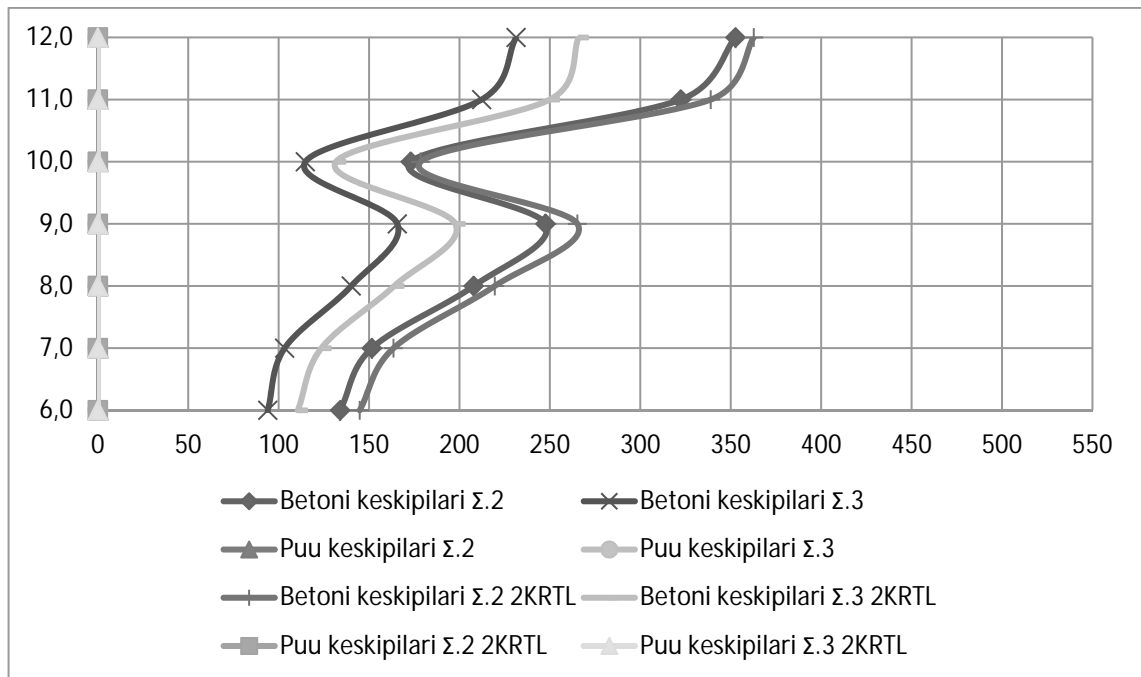


Kuva 33. Reunapilarin  $M_x$  korkeuden funktiona [kNm]

Puurakennuksella reunapilari on hieman kevyemmin taivutusrasitettu verrattuna betoniin. Tämä johtuu keskipilarin massiivisesta koosta suhteessa muihin pilareihin. Betoninen reunapilari on palkkien suunnassa taas lähes yhtä rasitettu taivutuksen osalta kuin keskipilari. Pystykuormat ovat kuitenkin vain puolet keskipilarin vastaavista arvoista. Kuvaajasta huomataan hyvin kuinka betonilla pystykuormien ollessa suuret lumikuorman määrätessä, kasvavat toisen kertaluvun vaikutuksetkin rakennuksen hyötykorkeuden lisääntyessä.

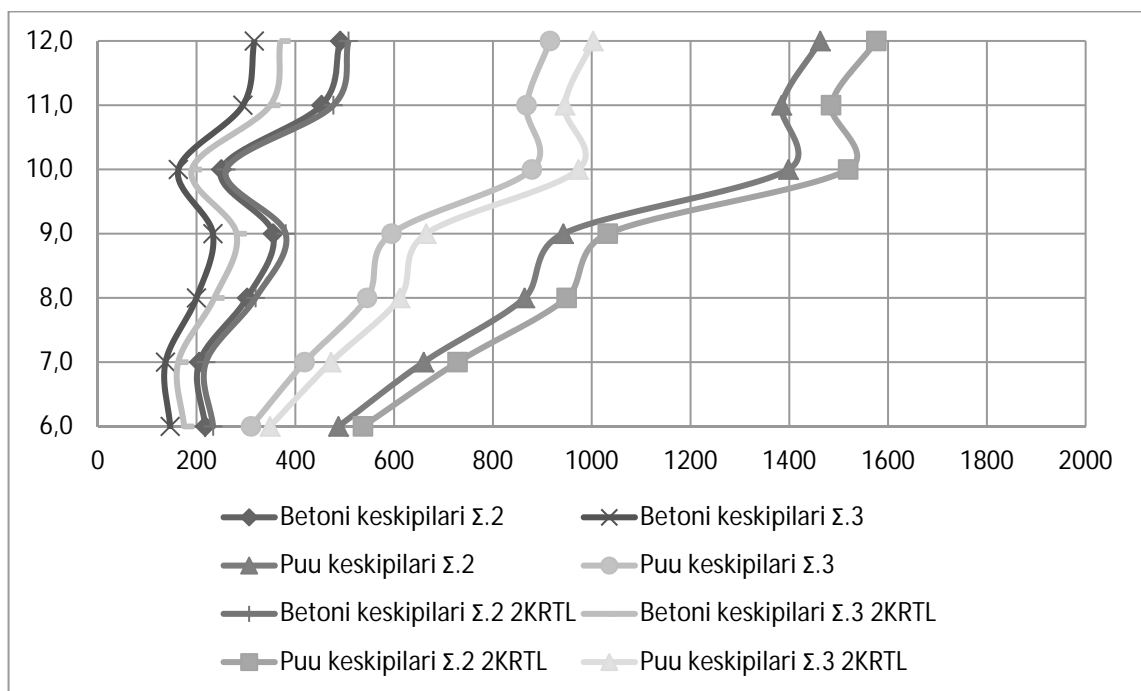
Keskipilarit eivät ole kummassakaan pääsuunnassa tuulivoiman rasittamia jänteensä matkalla, vaan kaikki kuorma kulkeutuu yläpohjan kautta. Keskipilarin poikkileikkaus on kuitenkin kaikilla rakennekorkeuksilla oltava suurehko, suurten pystykuormien seurauksena. Kuvassa 33 rakennuksen hyötykorkeudella 10m huomataan selvä pienentyminen voimasuureissa. Tämä aiheutuu siitä, että kaikkien muiden pilarien poikkileikkauskokoa on jouduttu kasvattamaan samansuuruisiksi kuin keskipilari, jolloin suhteelliset jäykkyydet kaikilla jäykistävillä pilareilla ovat samat. Kuten on jo huomattu, niin keskipilari ei kuitenkaan ole jännevälinsä matkalta tuulesta taivutettu, joten voimasuureet jäävät pienemmiksi. 10m hyötykorkeus rakennuksella tarkoittaa koko rakennuksen korkeutena jo yli 12m. 12m rakennuksen kokonaiskorkeutta on pidetty raja-arvona mas-

topilarijäkisteiselle teräsbetonirakenteelle. Opinnäytteessä on laskettu vielä tästä kaksi metrin hyppäystä korkeammat tapaukset. Pilarien poikkileikkauksista muodostuu kuitenkin jo yli 680x680.



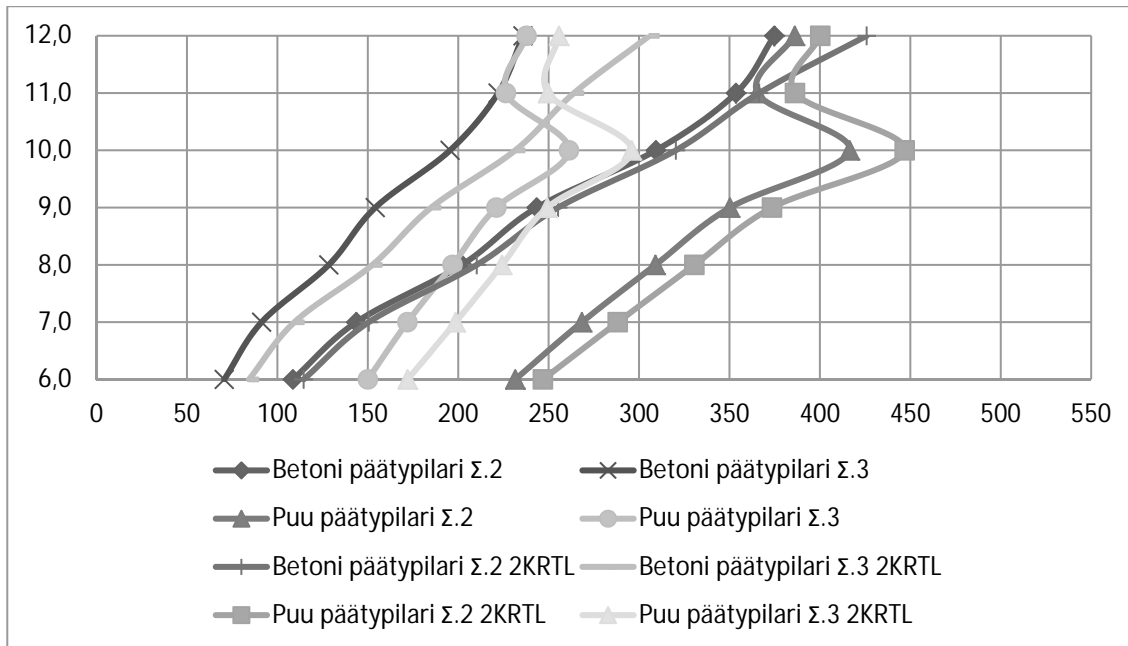
Kuva 34. Keskipilarin  $M.y$  korkeuden funktiona [kNm]

Keskipilari puulla kerää moninkertaiset taivutusmomentit palkkien suunnassa suhteessa muihin pilareihin. Pilarista joudutaan tekemään todella suuri, kuten on jo edellä todettu.

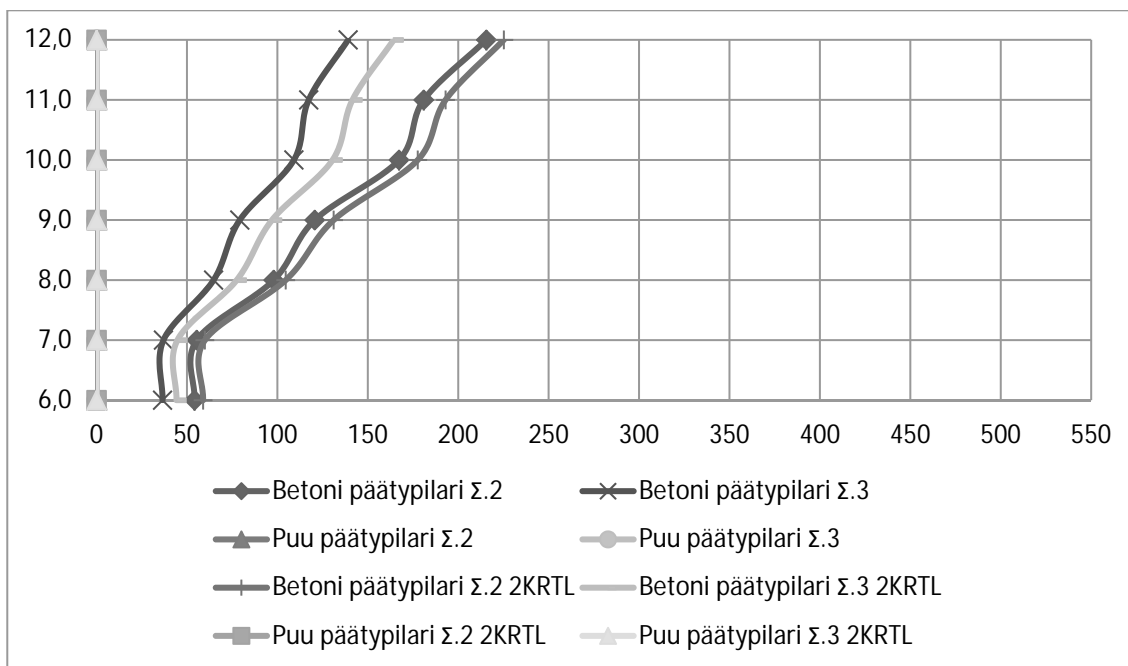


Kuva 35. Keskipilarin  $M.x$  korkeuden funktiona [kNm]

Päätypilarit betoni- sekä puurakennuksilla ottavat palkkeja vastaan kohtisuorassa suunnassa kohtuullisen suuren osuuden vaakavoimista. Liimapuurakenteella päätypilareiden osuutta on jouduttu helpottamaan pitkille sivuille asennettavilla teräspukeilla. Helpotusta joudutaan tekemään, koska muut pilarit eivät toimi jäykistävinä rakenneosina tähän suuntaan. Luonnollisesti toiseen suuntaan betonirakenteella, ei päätypilarien kuormat ole kovin suuret.



Kuva 36. Päätypilarin  $M.y$  korkeuden funktiona [kNm]



Kuva 37. Päätypilarin  $M.x$  korkeuden funktiona [kNm]

### 10.6.4 Teräs- sekä puurungon jäykistysreaktiot pitkän sivun diagonaalin perustusliitokselle

#### Teräsrunko

	H.G	H.Q	F.w	Σ.1	Σ.2	Σ.3	Σ.4	Σ.5
Vaaka [6m]	2,6	3,4	40,1	46,1	66,7	44,2	27,4	4,0
Pysty [6m]	3,5	4,3	51,1	59,0	85,3	56,6	35,1	5,3
Vaaka [7m]	2,6	3,7	45,4	51,7	75,0	49,5	30,6	4,1
Pysty [7m]	4,0	5,7	70,3	79,9	115,9	76,3	47,2	6,2
Vaaka [8m]	2,6	3,7	52,6	59,0	85,9	56,0	34,9	4,1
Pysty [8m]	4,4	6,3	90,1	100,8	146,8	95,6	59,7	6,9
Vaaka [9m]	2,7	3,8	56,0	62,5	91,1	59,2	37,0	4,2
Pysty [9m]	5,3	7,6	119,6	132,5	193,5	125,1	78,6	8,3
Vaaka [10m]	2,7	3,8	62,2	68,7	100,4	64,8	40,8	4,2
Pysty [10m]	5,8	8,3	146,9	161,0	235,7	151,3	95,6	9,1
Vaaka [11m]	2,7	3,8	68,7	75,2	110,1	70,6	44,7	4,2
Pysty [11m]	6,2	9,0	174,6	189,8	278,5	177,7	112,8	9,8
Vaaka [12m]	2,7	3,8	75,3	81,9	120,1	76,6	48,7	4,2
Pysty [12m]	6,6	9,5	201,3	217,5	319,6	203,1	129,3	10,5

#### **Teräsrunko**

#### Puurunko

	H.G	H.Q	F.w	Σ.1	Σ.2	Σ.3	Σ.4	Σ.5
Vaaka [6m]	0,0	0	48,3	48,3	72,5	43,5	28,98	0
Pysty [6m]	0,0	0	58,9	58,9	88,4	53,0	35,34	0
Vaaka [7m]	2,4	5,6	56,2	64,2	92,9	61,7	37,24	4,64
Pysty [7m]	3,3	7,7	77,8	88,8	128,6	85,4	51,52	6,38
Vaaka [8m]	2,4	5,7	63,8	71,9	104,4	68,7	41,82	4,68
Pysty [8m]	3,8	8,9	99,0	111,7	162,2	106,8	64,98	7,36
Vaaka [9m]	2,3	5,4	68,0	75,7	110,3	71,9	44,18	4,46
Pysty [9m]	4,0	9,3	117,0	130,3	189,9	123,9	76,06	7,72
Vaaka [10m]	2,4	5,5	78,5	86,4	126,3	81,7	50,6	4,6
Pysty [10m]	4,5	10,3	148,0	162,8	238,0	153,8	95,36	8,62
Vaaka [11m]	1,3	3,0	46,7	51,0	74,7	48,0	29,92	2,5
Pysty [11m]	2,7	6,1	96,4	105,2	154,1	99,0	61,76	5,14
Vaaka [12m]	1,3	2,8	48,4	52,5	77,0	49,3	30,9	2,42
Pysty [12m]	2,8	6,4	107,5	116,7	171,2	109,6	68,58	5,36

- Σ.1 Ominaisyhdistelmä, jossa tuuli määräävä kuorma
- Σ.2 Murtorajatilan yhdistelmä, jossa tuuli määräävä kuorma
- Σ.3 Murtorajatilan yhdistelmä, jossa lumi määräävä kuorma
- Σ.4 Onnettomuusrajatilan yhdistelmä, jossa tuuli määräävä kuorma
- Σ.5 Onnettomuusrajatilan yhdistelmä, jossa lumi määräävä kuorma

Teräshalli on jäykistetty diagonaalein, joten pilareille ei muodostu jäykistyksestä ylimääräistä taivutusta. Diagonaalijäykistyksessä on kuitenkin huomioitava mahdolliset vetävät voimat etenkin rakennuksen päädyssä. Rakennuksen päätypilarien kuormitusalat ovat hyvin pienet ja omat painot teräsrakenteella ovat minimaaliset verrattuna esimerkiksi betoniin. Rakennuksen korkeuden kasvaessa myös jäykistysdiagonaalien kulmat muuttuvat pystymmäksi. Tällöin rakennukseen kohdistuvista vaakavoimista muodostuu enemmän pystykuormia. Opinnäytteen 10m hyötykorkeudesta korkeampien tapauksissa on viisaampi asentaa jäykistepukit pilarin yläpäästä seuraavan pilarin keskivaiheille ja jatkaa tästä eteenpäin seuraavan pilarin alaosaan. Puhutaan kansanomaisesti henkseli-jäykistyksestä. Tällöin liitettävien sauvojen määrä tuplaantuu, mutta myös sauvojen nurjahduspituudet pienenevät ja tätä kautta myös teräskilomäärät vähenevät.

Rakennuksen poikkisuuntaan olisi tuloksien perusteella, ehkä järkevämpää hyväksikäyttää kehien jäykkänurkkaisuutta tai jopa jäykkäkantaisuutta. Etenkin pidemmissä rakennuksissa tämä olisi suotavaa. Pidemmissä rakennuksissa keskialueen nivelpäisen keskipilarin tehollisen pituuden kertoimen arvon 1,0 käyttäminen voi olla jo riskialtista. Tällöin oletetaan siis, että pitkä tuuliristikko kykenee olemaan niin jäykkä, jotta se pystyy antamaan riittävän tuen pilarin yläpäälle. Tällaista ongelmaa sekä päätyjen suuria jäykistysvoimia voidaan kiertää käyttämällä hyväksi myös jäykkiä perustusliitoksia, jäykkiä pilarien sekä palkkien välisiä liitoksia tai näiden yhdistelmiä. Opinnäytteen tapauksessa päätyjen jäykistysvoimia pystyttiin pienentämään jopa 30 % käyttämällä hyväksi jäykkäkantaisuutta. Pilarien nurjahduspituudet myös pienenevät, mutta toisaalta niille aiheutuu nyt myös jäykistyksestä taivutusta. Ristikon mitoittaminen muodostuu kuitenkin tällöin hieman haastavammaksi, kun alapaarre saa myös puristavia rasituksia kuormitustapauksesta riippuen. Perustusliitokset sekä itse perustukset muodostuvat myös hieman järeämmäksi. Toisaalta asennusaikaisen tilanteen takia tulisi liitoksella olla joka tapauksessa jotain jäykkyyttä.

Suurimmat perustuskuormat jäykistyksestä muodostuvat luonnollisesti murtorajatilan kuormitusyhdistelmästä, jossa tuuli on määräävä hyötykuormitus. Kun verrataan puun ja teräksen jäykistysreaktioita, huomataan puurakennuksella olevan suuremmat reaktiot 10m hyötykorkeuteen saakka. Tämän jälkeen jäykistysreaktiot pienenevät puulla rajusti johtuen puupilarien poikkileikkauksen kasvattamisesta, jolloin teräspukkien jäykkyydet suhteessa mastopilareihin pienenevät.

Teräksen 12m hyötykorkeuden versiossa jäykistysvoiman pystykomponentti on jo murtorajatilan arvona noin 320kN. Pilarikuorma huomioiden ainoastaan omat painot on käyttörajatilassa vain noin 87kN. Kun tarkastellaan nostavaa pystyvoimaa perustukselle,

niin aliarvioidaan omia painoja huomioimalla niistä 90 % ja yliarvioimalla jäykistysvoiman vaikutuksesta 150 %. Tällöin nostavaksi pystykomponentiksi anturaan kohdistuu noin 240kN. Tämä tarkoittaa, että perustuksen tilavuuden tulisi olla yli 9,6 kuutiota, jotta vältetään stabiliteetin menetykseltä. Tällainen pilariantura olisi mitoiltaan esimerkiksi 3,1m x 3,1m x 1,0m. Toisena vaihtoehtona suurelle perustuskoolle voidaan perustussyvyttä myös kasvattaa, jolloin saadaan stabiloivia täyttökuormia hyödynnettyä. Perustussyvyyden lisäämisessä tulee kuitenkin huomioida vaakavoimista perustukselle aiheuttavat ja kaatumisvarmuutta heikentävät taivuttavat rasitukset. Lisäksi voidaan käyttää ankkurointia, kuten porapaaluja tai kallioankkureita, mutta näitä tulisi tavanomaisissa kohteissa välttää.

Pilarikuormien suuruudet eivät teräksellä sekä puulla vaihtelee merkittävästi rakennuksen hyötykorkeuden muuttuessa. Muutokset pilarikuormiin ovat betonillakin hyvin marginaalisia. Teräksisessä perustapauksessa reunapilarin omat painot ovat käyttörajatilassa noin 78kN ja jäykistysreaktio murtorajatilassa enimmillään noin 86kN. Nyt ankkuroitavaksi vetäväksi voimaksi perustukselle muodostuu ainoastaan noin 16kN. Anturan olisi siis oltava vain painoa silmälläpitäen vähintään 1,2m x 1,2m x 0,5m.

Lisäksi tulee tarkastella tilanne, jossa muodostuu suurimmat mahdolliset perustuskuormat. Tällainen tilanne muodostuu murtorajatilan yhdistelmällä, jossa lumikuorma on määräävä kuormitus. Pystykuorma teräksen perustapaukselle on tässä tapauksessa jäykistysvoimat huomioon otettuina noin 1338kN.

Teräsrungon päätypilarille muodostuvat käyttörajatilan omat painot ovat vain 21kN. Tästä ei kuitenkaan seuraa juuri sen suurempia ongelmia kuin pitkän sivun jäykistyslinjallekaan. Jäykistysreaktiot päädyille ovat hyvin samaa suuruusluokkaa, kuin pitkälle sivulle—hieman pienemmät. Perustapauksessa ankkuroitavaksi voimaksi muodostuu 68kN ja 12m hyötykorkeudella 249kN. Vastaavasti anturoiden tilavuuksina tämä tarkoittaa 2,7 kuutiota perustapaukselle ja 12m hyötykorkeudelle 10 kuutiota.

Jäykistepukkien sijoitus vaikuttaa tulosten perusteella perusratkaisussa varsin onnistuneelta. Teräsrungossa on kaikissa versioissa jokaisen sivun kaksi pilariväliä jäykistetty. Kuten tuloksista huomataan, on tämä korkeammilla rakennuksen hyötykorkeuksilla jo hieman kyseenalaista. Jäykistävien diagonaalien lisääminen vaikeuttaa kuitenkin aukkojen sijoittelua sekä pienentää rakennuksen muuntojoustavuutta.

## 10.7 Pilariruudukon vertailua materiaalien kesken

Tarkastellaan hieman pilariruudukon leventämisen sekä pidentämisen vaikutuksia pääkannattajan poikkileikkaussuureisiin sekä perustuskuormiin.

### Betoni

16 x 24	q.k=96kN/m ; N.k=2704kN	[TT-3000 180/500 ja HI-480/2700]
12 x 26	q.k=72kN/m; N.k=2293kN	[TT-3000 180/400 ja HI-480/2700]
10 x 28	q.k=57kN/m; N.k=2045kN	[TT-3000 120/400 ja HI-480/2700]
8 x 32	q.k=46kN/m; N.k=1975kN	[TT-3000 120/400 ja HI-480/2700]

Betonisessa perustapauksessa pilariruudukon leveys on 12m ja pituus 24m. Betonisen HI- palkin kantavuustaulukot päättyvät jännevälille 32m. Tällöin kuormitusleveytenä ei voida käyttää enää suurempaa kuin 8m. Kantavaa TT- laattaa voidaan kuitenkin kevennättä jo 10m kuormituslalla. Vaikka jänneväli pitenee, niin pilarikuormat silti pienenevät, koska kuormitusleveyttä joudutaan kaventamaan ja tätä kautta myös kantavia TT-laattoja saadaan kevennettyä. Vastaavasti perustapauksen jännevälillä kuormitusleveyttä kasvattamalla 4m, joudutaan valitsemaan suurin standardimittainen HI- palkki sekä TT-laatasta seuraava koko. Betonilla on suurta etua siitä, että ei tarvitse käyttää niskapalkkeja sekä niskaristikoita tai muita sekundäärisiä rakenteita, jotta yläpohjarakenteen jännevälit saadaan kantavuuksia vastaaviksi. Pidemmällä jänneväleillä ongelmaksi muodostuu kuitenkin HI- palkin kapasiteetti.

### Puu

jv [m]	Leveys [mm]	Tukikorkeus h1 [mm]	Keskikorkeus h2 [mm]	Nk [kN]
22	240	1100	1850	239,5
24	240	1250	2000	263,0
26	240	1350	2100	286,0
28	240	1500	2250	310,4
30	240	1650	2400	334,0

Puurakenteella joudutaan käyttämään niskapalkkeja yläpohjarakenteen jännevälivaatimuksen, mahapalkkien kuormitusleveyden sekä onnettomuustilanteiden vaatimusten takia. Kuormitusleveyden kasvattaminen kuutta metriä suuremmaksi ei tullut siis kysymykseen, joten päätettiin tarkastella pelkästään jännevälän vaikutuksia mahapalkin poikkileikkaukseen sekä tukireaktioon. Luonnollisesti tukireaktio kasvaa jänneväliä kasvattamalla. Poikkileikkauksen vaadittu korkeus kasvaa noin 150mm jokaisella kahden metrin lisäyksellä. Palkkien poikkileikkauksen koko palkkien keskellä on kaikissa tapauksissa noin L/12.



## Teräs

jv [mm]	24000	26000	28000	30000	32000
htuki [mm]	1650	1787,5	1925	2012,5	2012,5
hharja [mm]	2400	2600	2800	2950	2950
yläpaarre	200*200*12.5	200*200*12.5	200*200*12.5	220*220*12.5	250*250*12.5
alapaarre	150*150*8	150*150*8	150*150*8	150*150*8	150*150*8
diag. reuna	120*120*6	120*120*8	120*120*8	120*120*8	120*120*10
diag. keski	100*100*5	100*100*5	120*120*5	120*120*5	120*120*5
Ng [kN]	72	79	86	92	100
Nq [kN]	180	195	210	225	240
Nk [kN]	252	274	296	317	340

Teräsristikoiden jänneväliä on tarkasteltu, mutta kuormitusleveyden vaikutusta ei ole tarkasteltu yläpohjarakenteen vaatimusten takia. Jännevälin kasvaessa aina kahdella metrillä, korotetaan teräsristikon korkeutta noin 200mm. Suurimpana rakennekorkeutena teräsristikon ja kantavan profiilipellin yhdistelmälle pidettiin vastaavaa korkeutta mikä betonisen version rakennekorkeudeksi muodostuu. Peltiprofiilin ollessa vain noin 150mm korkea ja TT- laatan 400mm—saadaan teräsristikon maksimirakennekorkeudeksi siis 250mm korkeampi kuin betoniselle HI- palkille. Teräsristikolla päästään kauden metrin kuormitusleveydellä helposti 32m jännevälille. Yläpaarten profiili CFRHS 250x250x12,5 ei ole vielä mikään tavattoman suuri. Tässä tapauksessa ei ole tutkittu 32 metriä pidempiä jännevälejä. Jos rakennekorkeutta saadaan kasvattaa, ei teräsristikolle ole ongelmaa jatkaa jänneväliä 32 metriä suuremmaksi. Jännevälin kasvattamisen seurauksena on suunnittelussa syytä ottaa huomioon myös ristikon puristetun yläpaarten nurjahdustuentojen suurentuneet kuormat. Teräsristikot toimivat myös tuuliristikoiden paarteina, jolloin myös niiden puristavat paarrevoimat kasvavat.

Liimapuisen mahapalkin rakennekorkeudet ovat hieman matalampia kuin vastaavilla jänneväleillä olevat teräsristikon korkeudet. Kuormitusleveydet ovat molemmilla samat, jolloin ainoa muuttuja on rakenneosan oma paino. Liimapuukäsikirjassa on todettu liimapuun olevan omaan painoonsa jopa lujempaa kuin teräs. [47, p. 8]. Tuloksien mukaan kuitenkin teräsristikon karakteristiset tukireaktiot ristikon päässä ovat pienempiä, verrattuna liimapuisen mahapalkin vastaaviin arvoihin. Erot arvoilla vaihtelevat välillä 11 – 17 kN, kasvaen jännevälinkin kasvaessa. Liimapuupalkeissa sekä teräsristikoissa saattaa olla vielä pientä optimoinnin mahdollisuutta, jolloin erot voivat tasoittua. Kuitenkin näillä lähtötiedoilla ja jännevälialueella 24 – 32m, on teräsristikko vertailussa olevista rakenneratkaisuista lujin suhteessa omaan painoonsa.

## 10.8 Onnettomuuskuormien sekä jatkuvan sortuman sidevoimien ja sidontatapojen vertailua

$\Sigma.2$	$\Sigma.3$	$\Sigma.4$	$\Sigma.5$	$\Sigma.4$	$\Sigma.5$
176,2	194,0	122,2	130,2	69,4	67,1
32,1	39,2	15,7	18,8	48,9	48,1
27,2	33,3	13,2	15,9	48,5	47,8
$\Sigma.2$	$\Sigma.3$	$\Sigma.4$	$\Sigma.5$	$\Sigma.4$	$\Sigma.5$
1138,0	1280,6	741,9	805,3	65,2	62,9
285,2	355,2	126,2	157,4	44,3	44,3
286,7	358,1	125,2	157,0	43,7	43,8
$\Sigma.2$	$\Sigma.3$	$\Sigma.4$	$\Sigma.5$	$\Sigma.4$	$\Sigma.5$
2253,1	2538,2	1463,8	1590,6	65,0	62,7
1194,2	1486,2	531,1	660,9	44,5	44,5
1208,1	1505,0	534,7	666,7	44,3	44,3
$\Sigma.2$	$\Sigma.3$	$\Sigma.4$	$\Sigma.5$	$\Sigma.4$	$\Sigma.5$
307,5	343,2	205,5	221,3	66,8	64,5
72,4	89,7	32,8	40,5	45,4	45,2
377,9	467,1	173,6	213,3	46,0	45,7
				%	%

Taulukko 44. Onnettomuuskuormitusyhdistelmien suhde murtorajatilaan

Onnettomuuskuormitusyhdistelmissä betonirakenteella pystykuormien suhde murtorajatilan arvoihin on hämmästyttävän lähellä suositusarvoa 0,7. Arvojen vaihteluväli on 0,627 – 0,694. Arvo 0,694 muodostuu nurkkapilarille, kun tuuli on määräävä hyötykuorma. Teräs- ja puurakenteen vastaavat arvot liikkuvat 0,443 – 0,489 välillä. Turvallista on siis käyttää yksinkertaista tapaa laskea onnettomuuskuorma opinnäytteen kaavalla (6.12) ja arvona pienennyskertoimelle  $\eta_{fi} = 0,7$ . Kevyemmällä runkorakenteilla saadaan onnettomuuskuormia pienennettyä tarkemmalla kuormitusyhdistelmien laske- misella. Tätä on järkevä tarkastella tilanteessa, jossa onnettomuustilanne mitoittaa rakenneosan.

Tyypillinen tapa puurakenteelle on mitoittaa kattoelementti kantamaan moniaukkoi- sena. Kattoelementin jatkuvuus rajoittaa näin jatkuvan sortuman vaaraa. Kattoelementin olisi kuitenkin kannateltava mahdollisen palkin poistamisen myötä muodostuva kaksin- kertainen aukkomitta. Tällöin liimapuinen primääripalkki mitoitetaan myös puolitoista- kertaiselle onnettomuuskuormalle, koska sortuneen pääkannattajan pystykuormat täytyy vastaanottaa viereisillä.

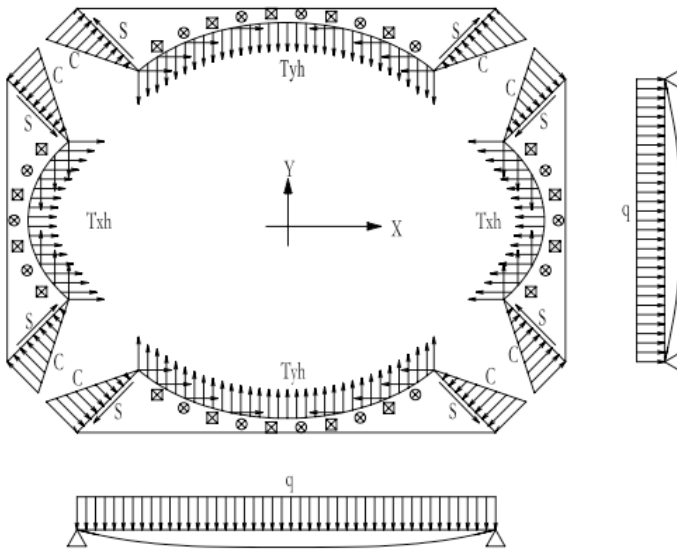
Mahapalkin käyttöasteeksi onnettomuustilanteelle laskelmien perusteella muodostui 44 %. Onnettomuustilanteen seuraamusluokan CC2a jatkuvan sortuman sidevoimat, ovat puurakenteen liitosten kautta hankalasti hallittavissa. Parempi tapa on soveltaa ohjetta rakenneosien poistamisesta yksitellen. Keskipilarin poistaminen aiheuttaa niskapakkien vuoksi liian suuren alkusortuma-alueen, joten pilari on mitoitettava avainrakenneosana. Keskipilarin käyttöaste avainrakenneosana vahvempaan suuntaansa on ainoastaan 10 %. Heikompaan suuntaan laskelmissa on oletettu onnettomuuskuorman jakaantuvan pelkästään toisen puolen poskipilareille. Todellisuudessa mitä todennäköisimmin molempien puolien poskipilarit sekä pääpoikkileikkaus osallistuvat vastaanottamaan onnettomuuskuormaa. Heikomman suunnan käyttöaste avainrakenneosana on 14 %. Lisäksi tehtiin tarkastelu pääpoikkileikkauksen sivuun kohdistuvaan törmäykseen ja tutkittiin ylittyvätkö liimapuupilarin vetojännitykset törmäyksen myötä. Käyttöaste tälle tilanteelle oli 44 %, jolloin voidaan olettaa pilarin säilyvän törmäyksessä yhtenäisenä.

Betonirakennuksella liitokset voidaan toteuttaa tyypillisin pulttiliitoksin sekä kiinnitysosien ja hitsiliitoksien keinoin. Onnettomuustilanteen seuraamusluokaksi betonirakenteelle määräytyi CC2a. Jatkuva sortuma sekä putoamisen estäminen toteutettiin mitoittamalla liitokset seuraamusluokan CC2a mukaisille sidevoimille. Laskelmien perusteella keskipilarien sekä reunapilarien jatkuvan sortuman sekä putoamisen estämisen vaadittava voima on voiman maksimiarvo 150kN. Tämän voiman perusteella HI- palkkien liitokseen valittiin 2kpl T25 pulttia. Päätypilarien sekä päätypalkkien väliseen liitokseen muodostui suurin vaadittu voima 120kN, jonka perusteella tähän liitokseen valittiin 1kpl T32 pultti.

TT- laattojen pitkälle sivulle kohdistuu jatkuvan sortuman sidevoima  $T_2 = 60\text{kN}$ . Laattoihin asennetaan elementtitehtaalla valun yhteydessä reunatartunnat 4kpl TR39. Laatat hitsataan työmaalla toisiinsa lattaraudan 40x8 L80 S235J2G3 välityksellä. Kun lattarauta hitsataan koko matkaltansa reunatartuntaan  $a=3\text{mm}$  pienahitsillä, niin käyttöasteeksi muodostuu 30 %. TT- laattojen päätyliitoksena käytetään reunatartuntaa TR44 yhdessä lattaraudan 50x6 L80 S235J2G3. Edelleen, kun lattarauta hitsataan  $a=3\text{mm}$  pienalla koko pituudeltaan reunatartuntaan, niin käyttöasteeksi sidevoimalle  $T_3 = 70\text{kN}$  muodostuu 36 %. Laskelmissa on käytetty teräksen materiaalin osavarmuuskertoimena onnettomuustilanteelle arvoa 1,0. Käyttöasteet hitsauksille tulisivat olla alle 50 %. Ylittävien käyttöasteiden osalta tulisi olla toteutuseritelmässä maininta. Työmaahitsin lujuudeksi saa olettaa ainoastaan 50 % konepajan vastaaviin, mikä on otettu laskelmissa myös huomioon kertomalla tulosten käyttöasteet kahdella. Kaikki hitsiliitokset täyttävät molemmat ehdot.

Teräksellä jatkuva sortuma päätettiin toteuttaa samoilla periaatteilla kuten liimapuurakenteellakin. Reuna-, nurkka- sekä päätypilarien sortuminen hyväksytään, mutta keskipilari tulee mitoittaa avainrakenneosana. Kattopelti kantaa onnettomuustilanteen kuormat köysirakenteena 12m jännevälillä olettaen, että yksi kattoristikko sortuisi. Kalvovaikutuksen vaakavoimat kuljetetaan kattopellin levyvaikutuksena puristuskaarina onnettomuusalueen ulkopuolelle. Näin muodostuu siis sisäisiä voimia—ei ulkoisia. Levyvaikutus muodostuu, kun peltiprofiilit kiinnitetään riittävästi toisiinsa. Itse sortuma-

alueella peltiprofiilin ei oleteta kuitenkaan kykenevän kantamaan kantosuuntaansa kohtisuoraan muodostuvia kalvovoimia. Kuvassa 38 on esitetty kalvovoimien muodostuminen sortuma-alueella.



Kuva 38. Kalvovoimien jakaantuminen [51, p. 2]

Kattoristikot mitoitettiin kannattelemaan puolitoistakertaisia onnettomuustilanteen kuormia. Suuret muodonmuutokset hyväksytään onnettomuustilanteessa. Keskipilari muuttuu onnettomuustilanteessa nyt pelkästä puristetusta sauvasta puristetuksi ja taivutetuksi. Käyttöaste keskipilarille ei kuitenkaan ole onnettomuustilanteelle kuin 77 %. Laskelmien perusteella voidaan katsoa pääkannattajilla olevan riittävä kantavuus myös onnettomuustilanteille, joten kaikki rakenneosat mitoittaa käyttö- tai murtorajatila.

## 10.9 Palonkesto

Rakennuksen paloluokaksi määräytyy P2. Yksikerroksisen paloluokan 2 rakennuksen korkeus on rajoitettu yleensä 9 metriin. Tällöin korkeammissa rakennuksissa paloluokkaa täytyy kasvattaa paloluokasta 2 luokkaan 1. Rakenneosien vaadittava palonkesto-aika määräytyy nyt palokuorman tiheyden mukaan. Palonkesto-aika tulee olla paloluokassa 1 vähintään kuitenkin 60 minuuttia, jolloin betonirakenteilla ei opinnäytteen tapauksessa tule toimenpiteitä.

Kerrosalaa ei ole paloluokan 2 tapaukselle rajoitettu, mutta palo-osasto on pysyttävä alle  $2400\text{m}^2$ , joka ei tässä tapauksessa tule määrääväksi. Kerrosala rakennuksilla on noin  $2300\text{m}^2$ . Henkilömääriä ei myöskään ole tälle tapaukselle rajoitettu ellei kyseessä olisi majoitustila tai hoitolaitos. Näiden tapausten perusteella rakennuksen vaadituksi palonkestoajaksi muodostuu R30 kaikilla palokuorman arvoilla.

Betonirungon palomitoitus tehtiin taulukkomitoituksena. Mastopilarit mitoitettiin Betonikeskus ry:n julkaisun Teräsbetonisen mastopilarin palomitoitusohje 2008 mukaan. Palonkesto mitoitettiin palonkestoajalle R60, koska ohjeella mitoitetaan ainoastaan 60 - 120 minuutin palolle. Standardin SFS-EN 1992-1-2 liitteen B taulukot soveltuvat ainoastaan jäykistettyjen pilarien tarkasteluun. B.3.2 (1). Opinnäytteen perustapauksen pilarit mitoitti käyttölämpötila, jolloin niillä riitti sellaisenaan kapasiteettia tunnin palonkestoajalle. Pilarien mitoituksessa on kuitenkin otettu huomioon mastopilarien palomitoitusohjeen vaatimus pääteräksien noin 50mm keskiöetäisyydestä. Tarkemmat tutkielmat betonirungon palomitoituksesta löytyvät liitteistä.

Puurakenteiden palomitoitus on suoritettu käyttäen hyväksi tehollisen poikkileikkauksen menetelmää (ks. opinnäytteen kohta 8.5.1). Puurakennuksen keskipilarin käyttöaste palotilanteessa on 42 %. Reunapilarin käyttöaste palotilanteessa on ainoastaan 26 %. Mahapalkin tukipainekestävyys palotilanteelle on 40 %. Niskapalkin tukireaktiosta vastaava arvo on 23 %. Itse niskapalkin käyttöaste tulipalossa on 18 %. Suurimmat käyttöasteet rakenneosille palotilanteessa ovat paljon pienempiä kuin käyttölämpötilan vastaavat arvot. Palonkestävyysaika 30 minuuttia ei määrittele siis poikkileikkausten kokoa puurakenteille tässä tapauksessa.

Teräsrungon rakenneosien kriittiset lämpötilat on laskettu käyttäen FEM ohjelmaa. Kriittiset lämpötilat sekä  $A_m/V$  arvot löytyvät alla olevasta taulukosta. Näiden lähtötietojen perusteella voidaan profiileille määrittää palosuojamaali ja maalikalvon paksuus [ $\mu\text{m}$ ] valitun tuotteen varmistetun käyttöselosteen perusteella. Palosuojamaalaus on tyyppisiin palosuojaustapa opinnäytteen teräsrunkoiselle rakenneratkaisulle ja palonkestoajalle R30. Nyrkkisääntönä voidaan pitää, että R15 palonkestoajan teräsrakenteita voidaan toteuttaa palosuojaamattomana, mutta ei tästä pidemmille palonkestoajoille. Teräsrakenne joudutaan siis palosuojaamaan toisin kuin puu- sekä betonirakenne, joilla palonkesto saavutetaan poikkileikkauksen ominaisuuksia säätelemällä. Palosuojamaalaus syö mitä todennäköisimmin osittain teräksen kilpailukykyä suhteessa betoniin ja puuhun. Suuruusluokkaan ei tässä opinnäytteessä oteta kuitenkaan kantaa.

Rakenneosa	Profiili	$\theta_{cr}$ [°C]	$A_m/V$ [1/m]
Keskipilari	250x250x10	581	103
Reunapilari	180x180x10	628	105
Seinädiagonaali	200x200x6	582	171
Nurjahdustuenta	100x100x5	581	209
Tuuliristikko	120x120x8	645	132
Tuuliristikko	120x120x5	671	207
Tuuliristikko	140x140x6	588	173
Kattoristikko yläpaarre	200x200x12.5	595	85
Kattoristikko alapaarre	150x150x8	672	131
Kattoristikko uumasauva	120x120x6	633	174

Niskaristikko yläparre	200x200x12.5	610	85
Niskaristikko alaparre	160x160x8	650	130
Niskaristikko uumasauva	140x140x6	671	173
Päätypalkki	HEA200	550	218

Teräsrakenteelle ei suositella käytettäväksi suurempaa kriittistä lämpötilaa kuin 600 astetta. Tästä suuremmilla lämpötiloilla hitsin lujuus suhteessa perusaineeseen pienenee radikaalisti. Lisäksi ruuvien lujuudet ovat 600 asteen lämpötilassakin enää vain noin viidesosan käyttölämpötilan lujuudesta. 700 asteen lämpötilassa joudutaan ruuvien lujuuksia pienentämään jo kymmenesosaan alkuperäisestä. Vaikka taulukossa onkin suurempia arvoja kuin 600 astetta, ei näitä tulisi kuitenkaan käyttää edellä esitettyjen asioiden valossa.

## 10.10 Yläpohjarakenteiden kokonaisvarmuus

Rakenneosa	Mat.varm.	Kuor.varm.	Kokonaisvarmuusluku	Oman painon osuus MRT kuormista [%]
TT3000-180/400	1,1	1,33	1,46	42
HI-480/2250	1,1	1,35	1,49	53
Teräsristikko H=2250	1	1,39	1,39	22
Liimapuinen mahapalkki 240x1300-2050	1,2	1,41	1,67	22

Kattorakenteiden kokonaisvarmuus on tässä opinnäytteessä laskettu kuormien sekä materiaalin osavarmuuskertoimien tulosta. Betonin kokonaisvarmuudeksi muodostuu hie- man parempi kuin teräksen, kun oletetaan murtumistavan olevan sitkeä. Tällöin joudutaan käyttämään tässä tapauksessa jännepunosten osavarmuuserrointa eikä betonin. Teräksen kokonaisvarmuus on pelkästään kuormissa, koska teräksen materiaalin osavarmuusluku on 1,0. Puhtaan vetomurron sekä liitosten pettämisen osavarmuuslu- kuna käytetään arvoa 1,25. Hyvän rakentamistavan mukaan on rakenneosat kuitenkin suunniteltava sitkeiksi, joten tämän arvon käyttäminen ei kokonaisvarmuuden lasken- nassa tule kyseeseen.

Puun osavarmuusluku on Suomen kansallisen liitteen mukaisesti liimapuulle 1,2. Tämä yhdistettynä kuormien osavarmuuteen saadaan korkeampi kokonaisvarmuusluku puulle kuin betonille sekä teräkselle.

Loivilla katoilla ja etenkin rakenneratkaisuissa joissa käytetään niskapalkkeja tai niskaristikkoita, saattaa muodostua ongelmaksi kertautuneet taipumat. Tämä aiheuttaa veden lammikoitumista ja mahdollisia ylikuormitustilanteita. Ylikuormitusta tyypillisesti käytön aikana muodostuu myös katolle asennettavista rakennelmista, joihin lumi ru- peaa kinostumaan. Tällaisia rakennelmia, kuten kevyitä LVIS tiloja saatetaan asentaa

ilman rakennesuunnittelijan konsultaatiota. Näille mahdollisille ylikuormille on kevyiden materiaalien kuten teräksen sekä puun vaikea sopeutua. Tyypillisesti teräsrakenteilla vauriot onneksi useimmiten kohdistuvat sekundäärirakenteisiin kuten kantavaan peltiprofiiliin.

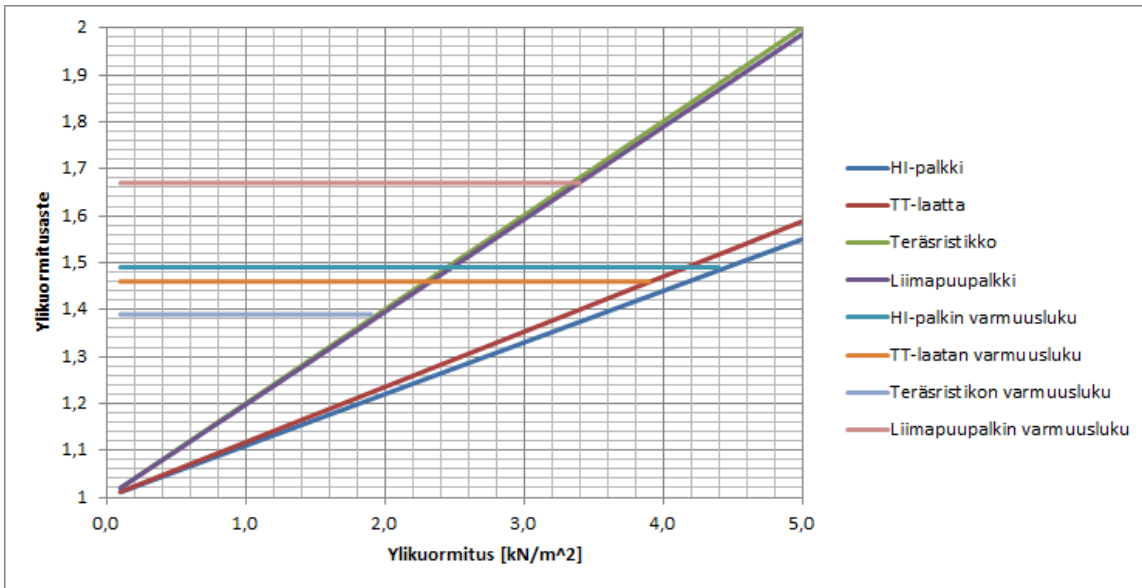
Betonilla on selvää etua mahdollisissa ylikuormitustilanteissa korkean omanpainon takia. Betonirakenteen murtorajatilan kuormista noin puolet on omaa painoa. Tämä on kokonaisvarmuuden kannalta erinomainen asia. Pienet mahdollisista kinostumisista aiheutuvat ylikuormitustilanteet eivät kasvata murtorajatilan kokonaiskuormia suhteellisesti yhtä paljon kuin teräs- sekä puurakenteilla. Opinnäytteen tapauksessa esimerkiksi  $1\text{kN/m}^2$  ylikuormitus aiheuttaisi teräsristikolle sekä liimapuupalkille noin 20 % ylikuormituksen ja betoniselle HI- palkille vain noin 10 %. Betonipalkkien kuormitusleveydet ovat opinnäytteen tapauksessa lisäksi kaksi kertaa leveämmät kuin teräksen sekä puun.

Opinnäytteen kokonaisvarmuuden laskentatavassa ei ole kuitenkaan otettu huomioon esimerkiksi materiaaliominaisuuksien hajontaa. Tällöin teräksellä on etua materiaalin ollessa homogeenista ja isotrooppista toisin kuin betoni sekä puu. Materiaaliominaisuudet ja konepajan tarkat valmistusolosuhteet teräksellä, mahdollistavat turvalliset rakenteet, mutta tärkeää on suunnitella rakenteet sitkeiksi sekä varoa liiallista optimointia. Suunnittelussa on erityistä huomiota asetettava puristettujen rakennosien riittävään nurjahdustuentaan.

Massiivisilla liimapuisilla palkeilla talven lämmityskauden alhaisissa ilman suhteellisissa kosteuksissa esiintyy lähes väistämättä halkeilua. Halkeilu on pahimmillaan tuen läheisyydessä, jossa myös esiintyvät suurimmat leikkausvoimat. Eurokoodissa puun leikkauslujuutta laskettaessa on tätä huomioitu pienennyskertoimella  $k_{cr}$ . Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B10 ei tällaista pienennystä ollut.

Kuormat ovat myös talviaikana suurimmillaan lumikuormien takia. Puun materiaaliolosavarmuusluvut ovat suurempia kuin betonilla ja teräksellä, mutta epävarmuustekijöitäkin on enemmän. Materiaalinosavarmuusluvulla katetaan lähinnä lujuuden vaihtelu, mutta epävarmuustekijöitä halkeilun lisäksi kohdistuu myös liitoksiin, jotka ovat hankalampia toteuttaa kuin teräkselle sekä betonille. Suurempien halkeamien sekä vaurioiden korjaaminen liimapuupalkeille on lisäksi erittäin hankalasti toteutettavissa.

Opinnäytteessä lasketut varmuusluvut kertovat karkealla tasolla miten rakennusmateriaalit tässä tapauksessa käyttäytyvät. On kuitenkin hyvä huomioida edellä esitetyt kriteerit ja muuttuvat olosuhteet, jotka vaikuttavat rakennusosien varmuuteen rakennuksen elinkaaren aikana.



Kuva 39. Ylikuormituksen vaikutus kuormitusasteeseen

## 10.11 Kuormat RakMk vs EC

Kuormien osalta on eurokoodissa pienennetty sekä omien painojen, että hyötykuormien osavarmuuslukuja. Monen hyötykuorman vaikuttaessa, on eurokoodin yhdistelykertoimista tullut monimutkaisempia verrattuna rakentamismääräyskokoelmaan, jossa muut hyötykuormat kuormat kerrottiin puolella vastaavista murtorajatilan arvoistaan.

Yhdistelykertoimet eurokoodissa ovat aiheuttaneet toissijaisten luonnonkuormien vaikutuksen kasvun rakentamismääräyskokoelman arvoihin verrattuna tuulella  $0,8 \Rightarrow 0,9$  ja lumella  $0,8 \Rightarrow 1,05$ . Etenkin lumella arvo on merkittävä.

Oman painon kerroin on pienentynyt arvoon 1,15 aikaisemman 1,2 sijasta. Tällä on vaikutusta lähinnä betonirakenteille, mutta erot eivät ole merkittäviä kuin suuremmissa pilarikuormissa. kymmenen meganewtonin pilarikuormassa saadaan jo esimerkiksi pilarikuormaa murtorajatilassa pienennettyä 500kN. Lisäksi seuraamusluokassa CC3 on kerroin  $K_{FI}$ , joka saa tällöin arvon 1,1 ja yhdessä omanpainon osavarmuuskertoimen kanssa muodostuu kerroin 1,265 ja hyötykuormille 1,65. Eurokoodissa on seuraamusluokan CC3 kuormia siis kasvatettu ja muiden seuraamusluokkien kuormia pienennetty verrattuna rakentamismääräyskokoelman arvoihin. Seuraamusluokan CC3 omanpainon kuormat kasvavat ja tällä on materiaaleja ajatellen vaikutusta suoraan etenkin betoniin.

Opinnäytteen tapauksissa rakentamismääräyskokoelman mukaiset kuormat kasvatvaisivat keskipilarien pystykuormia sekä momentteja noin viidestä seitsemään prosenttia verrattuna eurokoodin mukaisiin arvoihin.



## 10.12 Yleistä pohdintaa ja vertailua materiaalien kesken

Betonisen liikerakennuksen jäykistävät mastopilarit ovat peruskiinnitykseltään jäykkiä, joten perusliitokset keräävät seinälle kohdistuvasta tuulikuormasta enemmän kuin puolet. Teräsversiossa pilarit ovat nivelöityjä molemmista päistään ja jäykistävinä rakenneosina toimivat diagonaalit. Tällöin seinälle kohdistuvasta tuulikuormasta kulkeutuu puolet perustuksille ja puolet jäykistysjärjestelmälle. Betoniversiossa vaakavoimat aiheuttavat myös vaakaturkireaktioita keskipilareille toisin kuin teräsrakenteella. Teräsversiossa lisävaakavoimat eivät rasita muita perusliitoksia kuin jäykistysdiagonaalien kohtia.

Teräsrungon jäykistäminen ei yleensä ole järkevää toteuttaa puhtaasti mastojäykisteenä. Tyypillisesti runko jäykistetään diagonaalein. Runko voidaan jäykistää myös jäykkänurkkaisena tai jäykkäkantaisena kehänä. Diagonaaleja käytettäessä riittävä jäykistys saavutetaan, kun vähintään 3 seinää sekä katto on jäykistetty. Vaurionsietokykyä parannettaessa olisi hyvä suunnitella vähintään yksi ylimääräinen jäykistävä diagonaali, jolloin yhden pettäessä olisi vielä tarvittava vähimmäismäärä jäykistäviä rakenneosia jäljellä. Kylmissä teräsrunkoisissa rakennuksissa on jäykistediagonaalit tärkeä muistaa sijoittaa seinän keskialueelle, koska päädyissä sijaitessaan ne keräävät pakkovoimia rungon lämpötilanvaihteluista.

Teräsristikon suuri etu betoniseen harjapalkkiin sekä liimapuiseen mahapalkkiin verrattuna on vapaampi talotekniikan sijoittelu. Aukotuksia betonisiin HI-palkkeihin pystytään tekemään ainoastaan keskialueelle ja vain rajoitetusti. Liimapuupalkkien aukotuksia ja etenkin vahvistamattomia sellaisia tulisi välttää tyystin. Opinnäytteen tapauksessa mahapalkin ja keskipilarien väliin muodostuu kuitenkin hallin pituussuunnassa oiva tila talotekniikan pääkanaaleille. Jos talotekniikka pitää viedä rakennuksen poikkisuunnassa, niin joudutaan menemään niskapalkkien alitse, jolloin rakennuksen hyötykorkeus myös pienenee. Muutoin on tekniikka vietävä palkkien alitse, jolloin todellinen hyötykorkeuskin muodostuu teräksellä paremmaksi. Sama tilanne muodostuu betonille, kun aukotusten koko tai määrä ei riitä.

Betonirakenteiden lujuus paranee oletettavasti vuosikymmeniä, kun huolehditaan betoniterästen riittävästä ruostumisen estosta. Betonirakenteet eivät myöskään ole alttiita käytön sekä vuodenaikojen aiheuttamille kosteusvaihteluille. Tällöin tiloista muodostuu muuntojoustavampia. Muuntojoustavuutta tukee myös seinien aukotusten vapaa sijoittelu, koska jäykistäviä diagonaaleja ei tarvita.

Puun lujuusominaisuudet heikkenevät kuormitusajan kasvaessa. Puulla on siis huono pitkäaikaiskuormien kannattelukyky. Puulla on lisäksi pieni kimmokerroin, jolloin vaaditaan suurempia poikkileikkauksia etenkin taivutetuilta pilareilta, joissa tuulikuormat ovat samat kuin vastaavilla teräksisillä tai betonisilla. Pieni kimmokerroin heijastuu suoraan myös rakenteiden jäykkyyteen ja tätä kautta värähtelyherkkyyteen. Värähtely etenkin välipohjissa on usein mitoittavana tekijänä eurokoodin mukaisessa laskennassa.

Kaarevien tuotteiden valmistuksessa, liimapuurakenteet ovat kuitenkin kaikkein kilpailukykyisimpiä. Tämä perustuu liimapuurakenteiden joustavaan tuotantoon.

Puu toisin kuin teräs ja betoni on enemmänkin lämpöä eristävä materiaali kuin lämmönjohde. Tällöin kylmäsiltojen sekä kondenssiongelmiin vaarat pienenevät oleellisesti. Puu ja teräs ovat molemmat lisäksi kuivia rakennusmateriaaleja, joten rakennuskosteus pienenee verrattuna betoniin.

Pilarien betonipinnat ovat huoltovapaita, kun kolhuille alttiit kulmat vahvistetaan. Teräksen pintakäsittely on altis kolhuille ja hiertymille. Puulla itse puumateriaali on altis kolhuille ja lohkeamiselle.

Betonin suuri omapaino hankaloittaa suurien elementtien kuljetusta sekä asentamista. Suuri omapaino aiheuttaa myös suuret pilarikuormat, joten huonoilla maan kantavuuksilla joudutaan usein perustukset paaluttamaan. Hyvä puoli suuressa omassa painossa perustusten kaatumisvarmuuden lisäksi, on satunnaisten ylikuormitusten vähäinen vaikutus kokonaiskuormiin. Taas vastakohtana teräksellä ja liimapuulla on suhteessa omaan painoonsa hyvin suuri kantavuus, jolloin elementtien kuljetus ja käsittely työmaalla helpottuu. Nostokaluston ei tarvitse olla niin raskasta ja perustuskuormista saadaan kevyempiä. Ylikuormituksia ei kuitenkaan juuri sallita.

Liimapuurakenteiden palonkesto on hyvä hitaan hiiltymisnopeuden ansiosta. Sammutushenkilöstön on lisäksi helppo tarkastaa hiiltymissyvyys ja päätellä jäljelläoleva kantokyky. Puu on kuitenkin palava materiaali, jolloin se osallistuu paloon ja lisää palokuormaa.

Betonirakenteiden palonkesto on erinomainen ja sitä saadaan hallittua samoin kuin puulla—poikkileikkauksen ominaisuuksia säätelemällä. Tämä on siis hyvin edullinen tapa suojautua palolta. Tässä asiassa taas teräksellä on suuri heikkous. Teräsrakenteet joudutaan pääosin palosuojaamaan paitsi 15 minuutin palonkestoajoilla. Edellä on mainittu hitsien sekä pulttien kestävyyksistä yli 600 asteen lämpötiloissa. Tällöin, vaikka itse rakenteet saadaan kestävämmään korkeammassa lämpötiloissa, ei näitä lämpötiloja tyypillisesti sallita.

Elinkaaren loppua ajatellen kaikilla materiaaleilla on vielä jatkokäyttöä. Teräs on täysin kierrätettävää, puu voidaan polttaa esimerkiksi hakkeena, betonimursketta voidaan käyttää täyttävänä maarakennuskerroksina ja betoniteräkset voidaan kierrättää.

## 11 YHTEENVETO

Työn alkuosion tavoitteena oli selventää eurokoodien käyttöönottoa suunnittelijoille sekä opiskelijoille. Kirjallisuustutkimuksen perusteella saatiin luotua johdonmukainen ohjeistus tarvittavien lähtötietojen keräämiseen sekä selvennettiin vastuunjako lähtötietojen antamisesta hankkeen eri osapuolille. Teoriaosuudessa keskityttiin myös kuormitukseen, kuormitusyhdistelmiin, jäykistykseen sekä palomitoitukseen. Työ toimii siis suunnittelijalle myös eräänlaisena käsikirjana.

Betoninen versio on vaihtoehtoista ainoa, joka on järkevää toteuttaa puhtaasti mastojäykisteisenä. Mastojäykistykseen edut ovat tuloksista tulkittavissa. Mastojäykistys betonirakenteella mahdollistaa selkeät perustukset, joihin ei kohdistu nostavia rasituksia. Suuri omapaino helpottaa perustusten kaatumisvarmuutta. Voimasuuret jakaantuvat rungossa hyvin tasaisesti, jolloin jäykistysjärjestelmällä on myös erittäin hyvä vaurionsietokyky. Mastojäykistykseen etuna on myös se, etteivät perustusten mahdolliset epätasaiset painumat aiheuta rakennusrunkoon ylimääräisiä rasituksia. Jäykistysvoimien kasvaessa teräs sekä puu vaativat yhä useamman pilarivälin jäykistämistä. Tämä heikentää koko rakennuksen muuntojoustavuutta.

Rakennuksen hyötykorkeuden kasvaessa perustapausta korkeammaksi, joudutaan paloluokkaa kasvattamaan luokasta P2 luokkaan P1. Palonkesto aika määräytyy tällöin palokuorman tiheyden mukaan tunnista kahteen tuntiin. Betonirakenteille tämä ei ole ongelma, koska palonkestävyyttä saadaan parannettua suojabetonietäisyyttä kasvattamalla. Paloluokassa P1 tulee eristeiden olla luokan A2-s1, d0- vaatimusten mukaisia tai vastaavasti kantavien rakenteiden. Betoni ja teräs täyttävät vaatimuksen, joten eristeille ei aseteta vaatimuksia toisin kuin liimapuulle. Liimapuupilarit ovat jo käyttölämpötilan mitoittamana valtavia, joten ne kestävät kohtuullisen pitkänkin paloajan onnettomuustilanteen kuormituksilla.

Teräsrakenne saadaan kyllä kestämään paloluokan P1 vaatimukset palosuojaamalla sekä esimerkiksi sprinklereitä hyväksi käyttämällä. Kuitenkin betonin ja puun etuna on niiden palonkeston parantamisen perustuminen poikkileikkaussuureiden säätämiseen. Teräksen etu korkeuden kasvaessa on kuitenkin pilarien selvästi pienemmät poikkileikkaukset.

Teräsrakenteen suurin etu on teräsristikoiden mahdollistama avarampi yläpohjaratkaisu. Tällöin talotekniikan sijoittelu on hyvin vapaata, jolloin myös rakennuksen muuntojoustavuuskin muodostuu tältä osin erinomaiseksi. Teräsristikolla päästään myös selvästi pidempiin jänneväleihin, kuin liimapuupalkilla tai betonisella HI-palkilla. Te-

räsversion kevyen yläpohjapellin vaatimuksesta kuormitusleveyttä ei voida kuitenkaan kasvattaa.

Liimapuu osoittautui kokonaisvarmuusluvultansa parhaaksi vaihtoehdoksi. Tämä tarkoittaa, että suunnitelluilla kuormilla itse kokonaisvarmuusluvuksi muodostui suurin. Kokonaisvarmuuden laskentatapa opinnäytetyössä on kuitenkin hyvin suurpiirteinen, koska se huomioi ainoastaan kuormien sekä materiaalien varmuustason. Laskentatapa ei ota kantaa esimerkiksi materiaalien lujuuksien hajontaan ja olosuhteisiin. Ylikuormitus-tilanteissa kevyiden rakennusmateriaalien osoitettiin olevan opinnäytetyön tapauksessa kuitenkin huonoja, jolloin betoni oli selvästi parempi.

Opinnäytteen tapauksessa Betonirakenteen vaativuusluokaksi määräytyy AA, koska Suomessa yleinen sovittu periaate on käyttää RakMk rakenneluokkaa 1 tai vastaavasti eurokoodin toteutusluokkaa 3 sekä toleranssiluokkaa 2, suunniteltaessa betonielementti-rakenteita. Tällöin käytetään pienennettyjä osavarmuuskertoimia. Vastaavasti teräksen ja puurakenteen vaativuusluokaksi määräytyykin vain luokka A.

Työssä vertailtiin eri materiaalien tyypillisiä lähestymistapoja jatkuvan sortuman suunnitteluun. Tuloksena on saatu hyviä esimerkkejä jatkuvan sortuman estämiseen ja lisäksi saatiin vertailua eri materiaalien onnettomuustilanteen pilarikuormista. Yksinkertainen laskentatapa pilarin onnettomuustilanteen pystykuormalle oletetaan olevan 70% murtorajatilän kuormasta. Laskelmien perusteella betonirakenteelle onnettomuusrajatilassa todellakin muodostuu hyvin lähellä tätä yksinkertaistettua arvoa vastaavat pystykuormat. Teräs- ja puupilarien vastaavat arvot ovat pienempiä. Arvot jäävät teräksellä ja puulla noin 45 – 50 % väliin.

Kaikilla tarkastelluilla päärakennusmateriaaleilla on työssä osoitettu olevan omat vahvuutensa sekä heikkoutensa. Edellä esitettyjen näkökulmiin perustuen voidaan puntaroida tapauskohtaisesti eri käyttötarkoitukseen toteutettavia rakennuksia ja mistä päärakennusmateriaalista rakennus olisi kulloinkin viisain toteuttaa.

Tässä opinnäytteessä ei ole otettu kantaa miten käytettävä rakennusmateriaali vaikuttaa rakennuksen kokonaiskustannuksiin. Tätä opinnäytettä voitaisiin hyvinkin täydentää toisella opinnäytetyöllä, joka perehtyisi tarkemmin määrä- sekä kustannuslaskentaan ja rakentamisen nopeuteen, vertailussa olleiden rakenneratkaisujen kesken. Näin saataisiin hyvin tärkeä kriteeri käytettävän päärakennusmateriaalin valinnalle.

## 12 LÄHDELUETTELO

- [1] Suunnittelu- ja konsulttitoimistojen liitto ry, ”Eurokoodien ja RakMk:n nykyisen B-sarjan rinnakkaiskäytön pelisäännöt,” SKOL, Espoo, 2010.
- [2] M. V. Leskelä, by210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y., 2008, p. 711.
- [3] Suomen rakentamismääräyskokoelma, [Online]. Available: [http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto\\_ja\\_rakentaminen/Lainsaadanto\\_ja\\_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma](http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma). [Haettu 20 4 2013].
- [4] Oikeusministeriö, ”Maankäyttö- ja rakennuslaki,” FINLEX, Helsinki, 2013.
- [5] Eurokoodi Help Desk, ”Eurokoodi Help Desk,” [Online]. Available: [www.eurocodes.fi/](http://www.eurocodes.fi/). [Haettu 4 4 2013].
- [6] Suomen Rakentamismääräyskokoelma, ”Suomen rakentamismääräyskokoelma osa A2 Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat,” Ympäristöministeriö, Helsinki, 2002.
- [7] Suomen Standardoimisliitto, ”SFS-EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteet,” SFS, Helsinki, 2005.
- [8] Standardoimisliitto, Suomen, *SFS-EN 1991-1-1 Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat*, Helsinki: SFS, 2002.
- [9] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, RIL 201-1-2011 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, Vantaa: RIL, 2011, p. 190.
- [10] Suomen Standardoimisliitto, ”SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt,” SFS, Helsinki, 2005.
- [11] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, RIL 201-2-2011 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, Vantaa: RIL, 2011, p. 236.
- [12] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, RIL 241-2007 Rakenteellisen turvallisuuden varmistaminen, RIL ry, 2007.
- [13] Suomen Standardoimisliitto ry, ”SFS-EN 206-1 Betoni. Osa 1: Määrittely, ominaisuudet, valmistus ja vaatimuksenmukaisuus,” SFS ry, Helsinki, 2005.
- [14] Suomen Standardoimisliitto r.y., ”Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt,” SFS r.y., Helsinki, 2009.

- [15] I. V. Petri Ongelin, HITSATUT PROFIILIT EN 1993 -käsikirja, osa/vuosik. 3, Hämeenlinna: Rautaruukki Oyj, 2010, p. 605.
- [16] Suomen Standardoimisliitto SFS, ”Teräs- ja alumiinirakenteiden toteutus. Osa 2: Teräsrakenteita koskevat tekniset vaatimukset,” SFS r.y., Helsinki, 2012.
- [17] Suomen Standardoimisliitto ry, ”Maalit ja lakat. Teräsrakenteiden korroosionesto suojamaaliyhdistelmillä. Osa 2: Ympäristöolosuhteiden luokittelu,” SFS ry, Helsinki, 1998.
- [18] Suomen Standardoimisliitto ry, ”Teräspintojen esikäsitteily ennen pinnoitusta maalilla tai vastaavilla tuotteilla. Pinnan puhtauden arviointi silmämääräisesti. Osa 3: Hitsien, leikkaussärmien ja muiden pintavirheellisten alueiden esikäsitteilyasteet,” SFS ry, Helsinki, 2007.
- [19] Suomen Standardoimisliitto ry, ”Maalit ja lakat. Teräsrakenteiden korroosionesto suojamaaliyhdistelmillä. Osa 4: Pintatyypit ja pinnan esikäsitteily,” SFS ry, Helsinki, 1998.
- [20] Suomen Standardoimisliitto, ”SFS-EN 1995-1-1 Eurokoodi 5. Puurakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt,” SFS, Helsinki, 2008.
- [21] Suomen Standardoimisliitto ry, ”DURABILITY OF WOOD AND WOOD-BASED PRODUCTS. USE-CLASSES: DEFINITIONS, APPLICATION TO SOLID WOOD AND WOOD-BASED PRODUCTS,” SFS ry, Helsinki, 2013.
- [22] A. Kevarinmäki, ”Puurakenteiden lyhennetty suunnitteluohje,” Puuinfo, 2009. [Online]. Available: <http://www.puuinfo.fi/sites/default/files/content/rakentaminen/eurokoodit/eurokoodi-5-lyhennetty-ohje-puurakenteiden-suunnittelu/eurokoodi-5-lyhennetty-suunnitteluohje-www-kolmas-painos-1492011.pdf>. [Haettu 19 6 2013].
- [23] Suomen Rakentamismääräyskokoelma, ”Suomen Rakentamismääräyskokoelma. Osa B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset,” Ympäristöministeriö, Helsinki, 1998.
- [24] Suomen rakentamismääräyskokoelma, ”Suomen rakentamismääräyskokoelma. Osa B4: Betonirakenteet,” Ympäristöministeriö, Helsinki, 2005.
- [25] Suomen Rakentamismääräyskokoelma, ”Suomen Rakentamismääräyskokoelma Osa B7: Teräsrakenteet,” Ympäristöministeriö, Helsinki, 1996.
- [26] Suomen Rakentamismääräyskokoelma, ”Suomen Rakentamismääräyskokoelma. Osa B10: Puurakenteet,” Ympäristöministeriö, Helsinki, 2001.
- [27] Suomen Standardoimisliitto, ”SFS-EN 1993-1-1 Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt,” SFS, Helsinki, 2005.
- [28] M. Heinisuo, ”Eurokoodikoulutusta rakennustarkastajille,” 2008. [Online]. Available: <http://www.ymparisto.fi/download.asp?contentid=95836>. [Haettu 21 4

- 2013].
- [29] Suomen Standardoimisliitto, ”SFS-EN 1991-1-3. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat,” SFS, Helsinki, 2004.
- [30] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y., RIL 144-1997 Rakenteiden kuormitusohjeet, Helsinki: RIL, 1999, p. 185.
- [31] Suomen Standardoimisliitto SFS r.y., ”SFS-EN 1991-1-4 Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat,” SFS r.y., Helsinki, 2011.
- [32] Suomen Standardoimisliitto, ”SFS-EN 1991-1-6 Rakenteiden kuormat. Osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisen aikaiset kuormat,” SFS, Helsinki, 2005.
- [33] Suomen Standardoimisliitto SFS, ”SFS-EN 1991-1-2 Eurokoodi1: Rakenteiden kuormat. OSA 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden kuormat,” Suomen Standardoimisliitto SFS, Helsinki, 2003.
- [34] Betoniteollisuus Ry, ”www.elementtisuunnittelu.fi,” [Online]. Available: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>. [Haettu 22 5 2013].
- [35] Suomen Betoniyhdistys Ry, ”Betoninormikortti N:o 8,” [Online]. Available: [http://www.betoniyhdistys.fi/default/?\\_\\_EVIA\\_WYSIWYG\\_FILE=343&name=fi](http://www.betoniyhdistys.fi/default/?__EVIA_WYSIWYG_FILE=343&name=fi). [Haettu 22 5 2013].
- [36] Suomen rakentamismääräyskokoelma, ”Suomen rakentamismääräyskokoelman osa E1 Rakennusten paloturvallisuus,” Ympäristöministeriö, Helsinki, 2011.
- [37] Suomen rakentamismääräyskokoelma, ”E2 Tuotanto- ja varastotilojen paloturvallisuus,” Ympäristöministeriö, Helsinki, 2005.
- [38] Ruukki Oy, ”Rakenteiden toiminnallinen palomitoitus,” Ruukki Oy, Hämeenlinna, 2008.
- [39] O. Kaitila, ”Toiminnallisella paloturvallisuussuunnittelulla kohti edistyksellisempää rakentamista,” Teräsrakenneyhdistys ry., Helsinki, 2010.
- [40] Suomen Standardoimisliitto r.y., ”Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus,” SFS r.y., Helsinki, 2005.
- [41] Dissemination of Fire Safety Engineering Knowledge, ”OSA 3. Rakenteiden mekaaninen vaste palossa,” DIFISEK, Bouw, 2011.
- [42] Dissemination of Fire Safety Engineering Knowledge, ”WP 2: TERMINEN VASTE,” DIFISEK, Bouw, 2011.
- [43] J. O. Jyrki Kesti, ”Teräsrakentamisen palosuojauksen uudet ratkaisut,” 2009. [Online]. Available: [http://www.lapinlaaninpelastusliitto.fi/tekstit/Terasrakentamisen\\_palosuojaus.pdf](http://www.lapinlaaninpelastusliitto.fi/tekstit/Terasrakentamisen_palosuojaus.pdf). [Haettu 25 5 2013].
- [44] Suomen Standardoimisliitto r.y., ”SFS-EN 1993-1-2 Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus,” SFS r.y., Helsinki, 2005.
- [45] Suomen Standardoimisliitto ry., ”Eurokoodi 5. Puurakenteiden suunnittelu. Osa

- 1-2: Yleistä. Puurakenteiden palomitoitus,” SFS ry., Helsinki, 2004.
- [46] Puuinfo, ”www.puuinfo.fi,” [Online]. Available: <http://www.puuinfo.fi/puu-materiaalina/paloteknisia-ominaisuuksia>. [Haettu 2 8 2013].
- [47] Wood Focus Oy/Suomen Liimapuuyhdistys ry, ”Liimapuukäsikirja,” 2003. [Online]. Available: <http://www.puuinfo.fi/sites/default/files/content/rakentaminen/suunnitteluohjeet/liimapuukasikirja/liimapuukasikirja.pdf>. [Haettu 6 8 2013].
- [48] Suomen Betoniyhdistys r.y., ”Betoninormikortti N:o 23EC,” Suomen Betoniyhdistys r.y., Helsinki, 2012.
- [49] Finnmap Consulting Oy, ”Betonin, puun sekä teräksen materiaalienvertailu,” JULKAISEMATON, Helsinki, 2013.
- [50] M. K.J.Elwood, ”Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns,” Pacific Earthquake Engineering Research Center , Berkeley, 2006.
- [51] N. Z. Guo-Qiang Li, ”Membrane Action of Composite Floor Slabs in Fire Condition,” State University of New York, Buffalo, 2007.



## **13 LIITTEET**

*LIITE 1: FEM MALLIN ESITTELY*

*LIITE 2: KATON PINTARAKENTEIDEN PAINO*

*LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET*

*LIITE 4: HI-PALKKI*

*LIITE 5: TT-LAATTA*

*LIITE 6: LISÄVAAKAVOIMA BNK N:0 8 MUKAAN*

*LIITE 7: PILARIN NURJAHDUSPITUUS KIINNITYSASTEEN PERUSTEELLA*

*LIITE 8: KESKIPILARI*

*LIITE 9: REUNAPALKKI*

*LIITE 10: TUULIKUORMAN VERTAILUA*

*LIITE 11: KOKONAISVARMUUS*

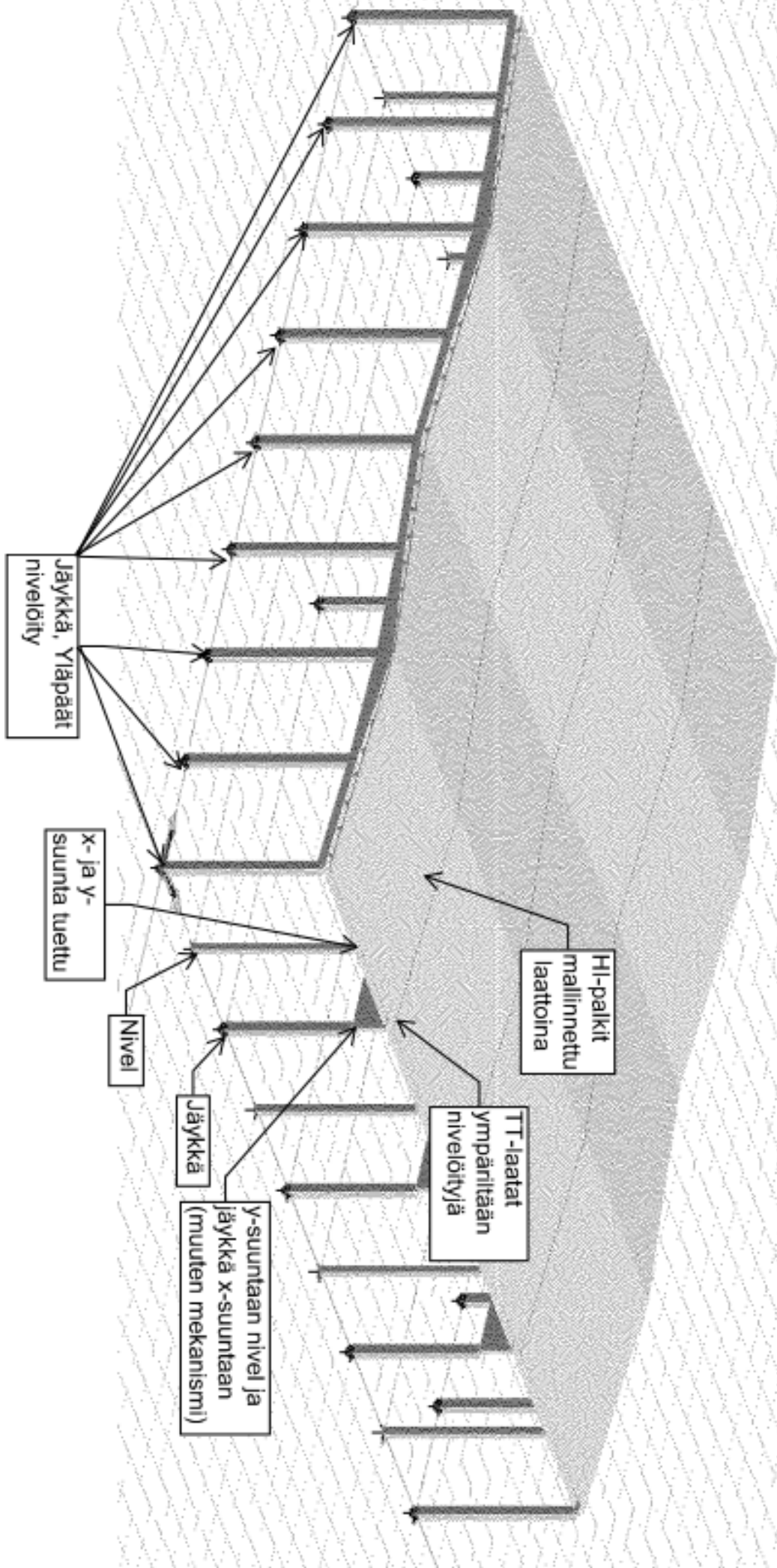
*LIITE 12: TASOPIIRUSTUS*

*LIITE 13: LEIKKAUKSET A-A JA B-B*

*LIITE 14: LEIKKAUKSET C-C JA D-D*

*LIITE 15: DET 1, DET 2, DET 3 JA DET 4*

# LIITE 1: FEM MALLIN ESITTELY



## Katon pintarakenteiden paino

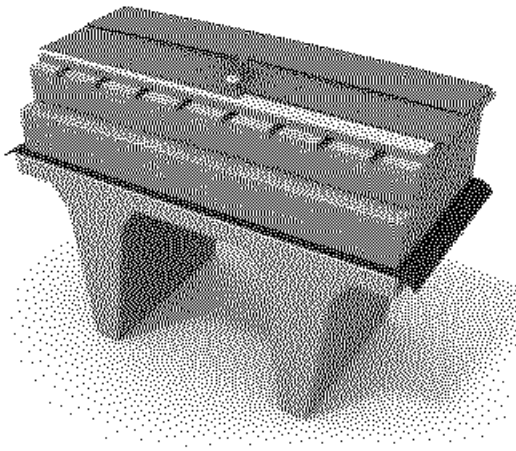
### Loivat katot: TT-laatta

Tuulettuva katto on yksinkertainen ja turvallinen ratkaisu, joka pitää kattorakenteen kuivana ilman mekaanisia järjestelmiä. Yksinkertainen ja tehokas ratkaisu perustuu ilmanpaineeseen.

Lämmöneristys tehdään yleensä kolmella tai neljällä eristekerroksella. Höyrinsulkua tulee käyttää kaikkentyyppisissä katoissa estämään sisäilman kosteuden siirtymistä diffuusiomuodossa ja ennen kaikkea ylipaineisten ilmavirtausten mukana. Höyrinsulkumateriaalin tulee olla alusrakenteeseen sopiva.

Välikerroseristeen yläosassa on uria, jotka muodostavat tuuletuskanaviston. Kivillä on huokoista ja läpäisee vesihöyryä erinomaisesti. Tästä syystä se ei ime kosteutta eristeeseen, vaan kosteus siirtyy tuuletusuriin ja niistä kokoojakanaviin ja edelleen poistuu rakenteesta alipainetuulettimien kautta ulkoilmaan.

Uritetun eristekerroksen päällä on ohut, jäykkä kivillälaalevy. Se peittää tuuletuskanaviston ja kestää katolla liikkumisen asennuksen ja huoltotöiden aikana.



- Katekermi
- Mekaaniset kiinnikkeet
- PAROC ROB 80(t)
- PAROC ROS 30g (tai ROS 40g)
- PAROC ROS 30
- Höyrinsulku: bitumikermi tai vastaava
- Kantava alusrakenne: TT-laatta

Eristyskerros / U- arvo		
PAROC ROB 80t	20 mm	20 mm
PAROC ROS 30g	180 mm	100 mm
PAROC ROS 30	180 mm	130 mm
U-arvo, W/m <sup>2</sup> K	0,09	0,14

## LIITE 2: KATON PINTARAKENTEIDEN PAINO

$$g_b := 0.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Kolminkertaisen huopakatteen paino RIL 144-2002 mukaan}$$

$$d_{\text{ROB80t}} := 20\text{mm}$$

$$\rho_{\text{ROB80t}} := 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$g_{\text{ROB80t}} := d_{\text{ROB80t}} \cdot \rho_{\text{ROB80t}} \cdot g = 0.039 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$d_{\text{ROS30g}} := 180\text{mm}$$

$$\rho_{\text{ROS30g}} := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$g_{\text{ROS30g}} := d_{\text{ROS30g}} \cdot \rho_{\text{ROS30g}} \cdot g = 0.177 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Katon pintaosien kokonaispaino neliölle

$$g_p := g_b + g_{\text{ROB80t}} + 2g_{\text{ROS30g}} = 0.562 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

# LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

## 1.0 Kuormia

### Lumikuorma

$$\mu_1 := 0.8$$

$$S_k := 2.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{lk} := \mu_1 \cdot S_k = 2.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{kql2\_keskipilarit} := \frac{(q_{lk2} - q_{lk}) \cdot 12\text{m} \cdot 48\text{m}}{2} = 1.316 \cdot \text{kN}$$

$$P_{kql2\_reunapilarit} := \frac{P_{kql2\_keskipilarit}}{2} = 0.658 \cdot \text{kN}$$

### Sahakaton kinostuma

$$\alpha := 3.57\text{deg} \quad \text{lapeen kulma}$$

$$\mu_2 := 0.8 + 0.8 \cdot \frac{\alpha}{30} = 0.802$$

$$q_{lk2} := \mu_2 \cdot S_k = 2.205 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Palkkien jänneväli

$$L := 24\text{m}$$

Kokonaiskuorman lisäys kinostumasta kehävälille keskialueelle ja reuna-alueelle.  
HYVIN PIENI, JOTEN EI HUOMIOIDA LASKELMISSA!

### Ripustuskuorma

$$q_{kr} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Pintarakenteet

$$g_{kp} := 0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### TT-laatan paino TT3000-180/400

$$g_{kTT} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad b := 12\text{m} \quad \text{TT -laatan pituus}$$

### HI-palkin omapaino HI-480/2250

$$G_{kHI\_keski} := \frac{33162\text{kg} \cdot g}{24\text{m}} = 13.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k\_keski} := (g_{kTT} + g_{kp}) \cdot b + G_{kHI\_keski} = 50.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{k\_keski} := (q_{lk} + q_{kr}) \cdot b = 30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{k\_keski} := G_{k\_keski} + Q_{k\_keski} = 80.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{d\_keski} := 1.15 \cdot G_{k\_keski} + 1.5 \cdot Q_{k\_keski} = 103.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

**HI-palkin omapaino HI-480/1650 (HUOM! Jos reunapalkki halutaan HI-palkilla)**

$$G_{kHI\_reuna} := \frac{26210 \text{ kg} \cdot \text{g}}{24 \text{ m}} = 10.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k\_reuna\_HI} := \left( g_{kTT} + g_{kp} \right) \cdot \frac{b}{2} + G_{kHI\_reuna} = 29.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{k\_reuna} := \left( q_{lk} + q_{kr} \right) \cdot \frac{b}{2} = 15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{k\_reuna\_HI} := G_{k\_reuna\_HI} + Q_{k\_reuna} = 44.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{d\_reuna\_HI} := 1.15 \cdot G_{k\_reuna\_HI} + 1.5 \cdot Q_{k\_reuna} = 56.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**TT laatalle q.ksall**

$$q_{ksall} := g_{kp} + q_{lk2} + q_{kr} = 3.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**HI keskipalkille q.ksall**

$$q_{ksall} := \left( g_{kTT} + g_{kp} \right) \cdot b + Q_{k\_keski} = 67.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**HI reunapalkille q.ksall**

$$q_{ksall} := \left( g_{kTT} + g_{kp} \right) \cdot \frac{b}{2} + Q_{k\_reuna} = 33.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## 2.0 Reunapalkin alustava pääteräsmitoitus teräsbetonisena

### Palkin tiedot

$$B_{rp} := 380\text{mm} \quad H_{rp} := 380\text{mm} \quad L_{rp} := 6\text{m}$$

### Betoni

$$f_{ck} := 50\text{MPa} \quad \gamma_c := 1.35 \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 37\text{MPa}$$

$$\epsilon_{cu} := 0.0035 \quad \lambda := 0.8$$

### Raudoitus

$$c := 35\text{mm} \quad s_w := 10\text{mm} \quad f_y := 500\text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.1 \quad f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_s} = 454.5\text{MPa}$$

$$E_s := 200\text{GPa} \quad \epsilon_{s1} := \frac{f_y}{E_s} = 0.0025$$

$$\varphi := 16\text{mm} \quad r := \frac{\varphi}{2} \quad A_\varphi := \pi \cdot r^2 = 201\text{mm}^2$$

### Kuormat ja mitoitusmomentti

$$G_{k\_rp} := B_{rp} \cdot H_{rp} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{d\_rp} := \frac{\left[ 1.15G_{k\_rp} + \left[ 1.15(g_{kTT} + g_{kp}) \cdot \frac{b}{2} + 1.5Q_{k\_reuna} \right] \right] \cdot L_{rp}^2}{8} = 216\text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Sisäisen momenttivarren laskeminen

$$d := H_{rp} - c - s_w - 0.5\varphi = 327\text{mm}$$

$$\mu := \frac{M_{d\_rp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0045 \quad \beta := 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.0046 \quad \beta_b := \frac{\lambda \cdot \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 0.467$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"OK!" if } \beta \leq \beta_b \\ \text{"Tarkasta palkin korkeus ja teräsmäärä" otherwise} \end{array} \right. = \text{"OK!"}$$

$$z := \frac{d}{2} \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\mu}) = 326\text{mm} \quad z_{arvio} := \frac{7}{8} \cdot d = 286\text{mm}$$

### Vetoteräsmäärän mitoitus

$$N_s := \frac{M_{d\_rp}}{z} = 663\text{ kN} \quad \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1458\text{mm}^2 \quad A_s := \frac{N_s}{f_{yd}} = 1458\text{mm}^2$$

### Reunapalkille muodostuvat omat painot KRT

$$G_{k\_reuna} := (g_{kTT} + g_{kp}) \cdot \frac{b}{2} + G_{k\_rp} = 22.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad n_s := \text{round}\left(\frac{A_s}{A_\varphi}\right) = 7$$

### 3.0 Pilarien painot

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

#### KP

$$b_{\text{KP}} := 580\text{mm}$$

$$h_{\text{KP}} := 580\text{mm}$$

$$A_{\text{KP}} := b_{\text{KP}} \cdot h_{\text{KP}} = 0.336\text{m}^2$$

$$h_{\text{KP}} := 6\text{m}$$

$$G_{\text{KP}} := A_{\text{KP}} \cdot h_{\text{KP}} \cdot \rho_c = 50 \cdot \text{kN}$$

#### NP

$$b_{\text{NP}} := 480\text{mm}$$

$$h_{\text{NP}} := 480\text{mm}$$

$$A_{\text{NP}} := b_{\text{NP}} \cdot h_{\text{NP}} = 0.23\text{m}^2$$

$$h_{\text{NP}} := 7.5\text{m}$$

$$G_{\text{NP}} := A_{\text{NP}} \cdot h_{\text{NP}} \cdot \rho_c = 43 \cdot \text{kN}$$

#### RP\_1

$$b_{\text{RP}_1} := 480\text{mm}$$

$$h_{\text{RP}_1} := 480\text{mm}$$

$$A_{\text{RP}_1} := b_{\text{RP}_1} \cdot h_{\text{RP}_1} = 0.23\text{m}^2$$

$$h_{\text{RP}_1} := 7.5\text{m}$$

$$G_{\text{RP}_1} := A_{\text{RP}_1} \cdot h_{\text{RP}_1} \cdot \rho_c = 43 \cdot \text{kN}$$

#### RP\_2

$$b_{\text{RP}_2} := 480\text{mm}$$

$$h_{\text{RP}_2} := 480\text{mm}$$

$$A_{\text{RP}_2} := b_{\text{RP}_2} \cdot h_{\text{RP}_2} = 0.23\text{m}^2$$

$$h_{\text{RP}_2} := 6\text{m}$$

$$G_{\text{RP}_2} := A_{\text{RP}_2} \cdot h_{\text{RP}_2} \cdot \rho_c = 35 \cdot \text{kN}$$

#### PTP

$$b_{\text{PTP}} := 480\text{mm}$$

$$h_{\text{PTP}} := 480\text{mm}$$

$$A_{\text{PTP}} := b_{\text{PTP}} \cdot h_{\text{PTP}} = 0.23\text{m}^2$$

$$h_{\text{PTP}} := 8.25\text{m}$$

$$G_{\text{PTP}} := A_{\text{PTP}} \cdot h_{\text{PTP}} \cdot \rho_c = 48 \cdot \text{kN}$$

#### TP (tuulipilarit)

$$b_{\text{TP}} := 380\text{mm}$$

$$h_{\text{TP}} := 380\text{mm}$$

$$A_{\text{TP}} := b_{\text{TP}} \cdot h_{\text{TP}} = 0.144\text{m}^2$$

$$h_{\text{TP}} := 7.85\text{m}$$

$$G_{\text{TP}} := A_{\text{TP}} \cdot h_{\text{TP}} \cdot \rho_c = 28 \cdot \text{kN}$$



#### 4.0 Pilarikuormat

##### Keskipilarit MOD: B-3,5,7 (3kpl)

$$P_{kG\_KP} := G_{k\_keski} \cdot L + G_{KP} = 1.268 \cdot MN$$

$$P_{kQ\_KP} := Q_{k\_keski} \cdot L = 0.72 \cdot MN$$

$$P_{k\_KP} := P_{k\_keski} \cdot L + G_{KP} = 1.988 \cdot MN$$

$$P_{d\_KP} := P_{d\_keski} \cdot L + 1.15 \cdot G_{KP} = 2.539 \cdot MN$$

##### Reunapilarit MOD: B-1,9 (2kpl)

$$P_{kG\_RP\_1} := G_{k\_reuna} \cdot \frac{L}{4} + G_{RP\_1} = 0.176 \cdot MN$$

$$P_{kQ\_RP\_1} := Q_{k\_reuna} \cdot \frac{L}{4} = 0.09 \cdot MN$$

$$P_{k\_RP\_1} := P_{kG\_RP\_1} + P_{kQ\_RP\_1} = 0.266 \cdot MN$$

$$P_{d\_RP\_1} := 1.15 \cdot P_{kG\_RP\_1} + 1.5 \cdot P_{kQ\_RP\_1} = 0.34 \cdot MN$$

##### Reunapilarit MOD: A/C-3,5,7 (6kpl)

$$P_{kG\_reunapilari\_2} := G_{k\_keski} \cdot \frac{L}{2} + G_{RP\_2} = 0.64 \cdot MN$$

$$P_{kQ\_reunapilari\_2} := Q_{k\_keski} \cdot \frac{L}{2} = 0.36 \cdot MN$$

$$P_{k\_reunapilari\_2} := P_{k\_keski} \cdot \frac{L}{2} + G_{RP\_2} = 1 \cdot MN$$

$$P_{d\_reunapilari\_2} := P_{d\_keski} \cdot \frac{L}{2} + 1.15 G_{RP\_2} = 1.28 \cdot MN$$

##### Nurkkapilarit MOD: A-1,9 ja C-1,9 (4kpl)

$$P_{kG\_NP} := G_{k\_reuna} \cdot \frac{L}{8} + G_{NP} = 0.11 \cdot MN$$

$$P_{kQ\_NP} := Q_{k\_reuna} \cdot \frac{L}{8} = 0.045 \cdot MN$$

$$P_{k\_NP} := P_{kG\_NP} + P_{kQ\_NP} = 0.155 \cdot MN$$

$$P_{d\_NP} := 1.15 P_{kG\_NP} + 1.5 P_{kQ\_NP} = 0.19 \cdot MN$$

##### Päädyn tuulipilarit MOD: A-C (12kpl)

$$P_{kG\_PTP} := G_{k\_reuna} \cdot \frac{L}{4} + G_{PTP} = 0.181 \cdot MN$$

$$P_{kQ\_PTP} := Q_{k\_reuna} \cdot \frac{L}{4} = 0.09 \cdot MN$$

$$P_{k\_PTP} := P_{kG\_PTP} + P_{kQ\_PTP} = 0.271 \cdot MN$$

$$P_{d\_PTP} := 1.15 P_{kG\_PTP} + 1.5 P_{kQ\_PTP} = 0.343 \cdot MN$$

## 5.0 Lisävaakavoimat

### Rakennuksen x-suuntaan (HI - palkkeja kohtisuoraan)

$$m := 9$$

$$l := 9.25$$

$$\alpha_h := \min \left[ 1, \left( \max \left( \frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt{l}} \right) \right) \right] = 0.667$$

$$\alpha_m := \sqrt{0.5 \cdot \left( 1 + \frac{1}{m} \right)} = 0.745$$

$$\theta_0 := \frac{1}{200}$$

$$\theta_{ix} := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 2.485 \times 10^{-3}$$

$$\frac{1}{\theta_{ix}} = 402$$

### Rakennuksen y-suuntaan (HI - palkkien suuntaisesti)

$$m := 7$$

$$l := 9.25$$

$$\alpha_h := \min \left[ 1, \left( \max \left( \frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt{l}} \right) \right) \right] = 0.667$$

$$\alpha_m := \sqrt{0.5 \cdot \left( 1 + \frac{1}{m} \right)} = 0.756$$

$$\theta_0 := \frac{1}{200}$$

$$\theta_{iy} := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 2.52 \times 10^{-3}$$

$$\frac{1}{\theta_{iy}} = 397$$

**Keskipilarit MOD: B-3,5,7 (3kpl)**

$$H_{kGx\_KP} := P_{kG\_KP} \cdot \theta_{ix} = 3.152 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQx\_KP} := P_{kQ\_KP} \cdot \theta_{ix} = 1.789 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kGy\_KP} := P_{kG\_KP} \cdot \theta_{iy} = 3.196 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQy\_KP} := P_{kQ\_KP} \cdot \theta_{iy} = 1.814 \cdot \text{kN}$$

**Reunapilarit MOD: B-1,9 (2kpl)**

$$H_{kGx\_RP\_1} := P_{kG\_RP\_1} \cdot \theta_{ix} = 0.438 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQx\_RP\_1} := P_{kQ\_RP\_1} \cdot \theta_{ix} = 0.224 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kGy\_RP\_1} := P_{kG\_RP\_1} \cdot \theta_{iy} = 0.445 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQy\_RP\_1} := P_{kQ\_RP\_1} \cdot \theta_{iy} = 0.227 \cdot \text{kN}$$

**Reunapilarit MOD: A/C-3,5,7 (6kpl)**

$$H_{kGx\_reunapilari\_2} := P_{kG\_reunapilari\_2} \cdot \theta_{ix} = 1.599 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQx\_reunapilari\_2} := P_{kQ\_reunapilari\_2} \cdot \theta_{ix} = 0.894 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kGy\_reunapilari\_2} := P_{kG\_reunapilari\_2} \cdot \theta_{iy} = 1.622 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQy\_reunapilari\_2} := P_{kQ\_reunapilari\_2} \cdot \theta_{iy} = 0.907 \cdot \text{kN}$$

**Nurkkapilarit MOD: A-1,9 ja C-1,9 (4kpl)**

$$H_{kGx\_NP} := P_{kG\_NP} \cdot \theta_{ix} = 0.273 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQx\_NP} := P_{kQ\_NP} \cdot \theta_{ix} = 0.112 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kGy\_NP} := P_{kG\_NP} \cdot \theta_{iy} = 0.277 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQy\_NP} := P_{kQ\_NP} \cdot \theta_{iy} = 0.113 \cdot \text{kN}$$

### LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

#### Päädyn tuulipilarit MOD: A-C (12kpl)

$$H_{kGx\_PTP} := P_{kG\_PTP} \cdot \theta_{ix} = 0.449 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQx\_PTP} := P_{kQ\_PTP} \cdot \theta_{ix} = 0.224 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kGy\_PTP} := P_{kG\_PTP} \cdot \theta_{iy} = 0.456 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQy\_PTP} := P_{kQ\_PTP} \cdot \theta_{iy} = 0.227 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kGx} := 3 \cdot H_{kGx\_KP} + 2H_{kGx\_RP\_1} + 6H_{kGx\_reunapilari\_2} + 4 \cdot H_{kGx\_NP} + 12 \cdot H_{kGx\_PTP} = 26.4 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kGy} := 3 \cdot H_{kGy\_KP} + 2H_{kGy\_RP\_1} + 6H_{kGy\_reunapilari\_2} + 4 \cdot H_{kGy\_NP} + 12 \cdot H_{kQy\_PTP} = 24 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQx} := 3 \cdot H_{kQx\_KP} + 2H_{kQx\_RP\_1} + 6H_{kQx\_reunapilari\_2} + 4 \cdot H_{kQx\_NP} + 12 \cdot H_{kGx\_PTP} = 17 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQy} := 3 \cdot H_{kQy\_KP} + 2H_{kQy\_RP\_1} + 6H_{kQy\_reunapilari\_2} + 4 \cdot H_{kQy\_NP} + 12 \cdot H_{kQy\_PTP} = 14.5 \cdot \text{kN}$$

#### Lisävaakavoimat summattuina MRT

$$H_{dx} := 1.15 \cdot H_{kGx} + 1.5 \cdot H_{kQx} = 55.9 \cdot \text{kN}$$

$$H_{dy} := 1.15 \cdot H_{kGy} + 1.5 \cdot H_{kQy} = 49.4 \cdot \text{kN}$$

**Vertaillaan mielenkiinnosta aiemmin yleisesti ja varmalla puolella käytettyyn 1/150 arvoon.**

$$P_{kG\_tot} := 3 \cdot P_{kG\_KP} + 2 \cdot P_{kG\_RP\_1} + 6 \cdot P_{kG\_reunapilari\_2} + 4 \cdot P_{kG\_NP} + 12 \cdot P_{kG\_PTP} = 10.628 \cdot \text{MN}$$

$$P_{kQ\_tot} := 3 \cdot P_{kQ\_KP} + 2 \cdot P_{kQ\_RP\_1} + 6 \cdot P_{kQ\_reunapilari\_2} + 4 \cdot P_{kQ\_NP} + 12 \cdot P_{kQ\_PTP} = 5.76 \cdot \text{MN}$$

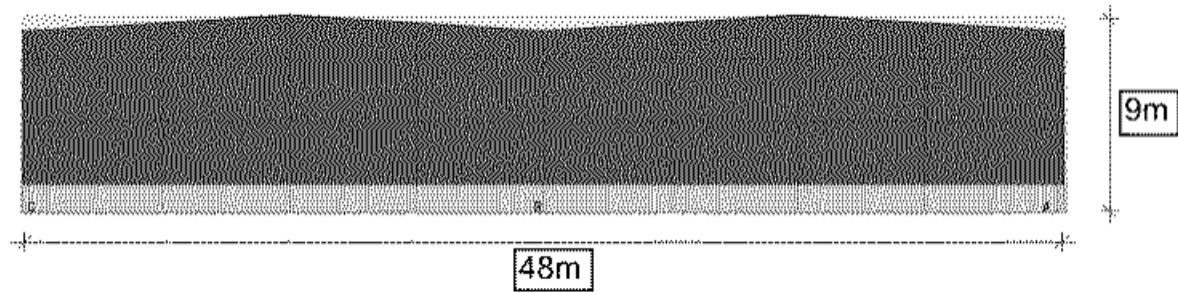
$$H_{dxy} := 1.15 \frac{P_{kG\_tot}}{150} + 1.5 \frac{P_{kQ\_tot}}{150} = 139.1 \cdot \text{kN}$$

Huomataan, että 1/150 arvo johtaa murtorajatilassa noin kolminkertaiseen arvoon lisävaakavoimassa.

$$H_{dxy\_RakMk} := 1.2 \frac{P_{kG\_tot}}{150} + 1.6 \frac{P_{kQ\_tot}}{150} = 146.5 \cdot \text{kN}$$

## 6.0 Tuulikuorma voimakertoimen mukaan x-suunta

cscd := 1 ;Rakennuksen korkeus on alle 15m

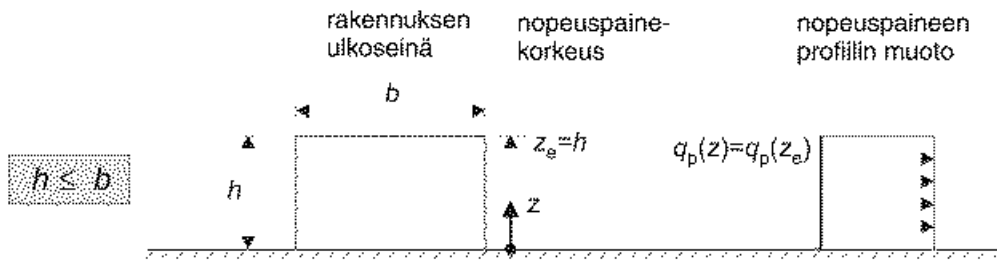


$$q_{p10m} := 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

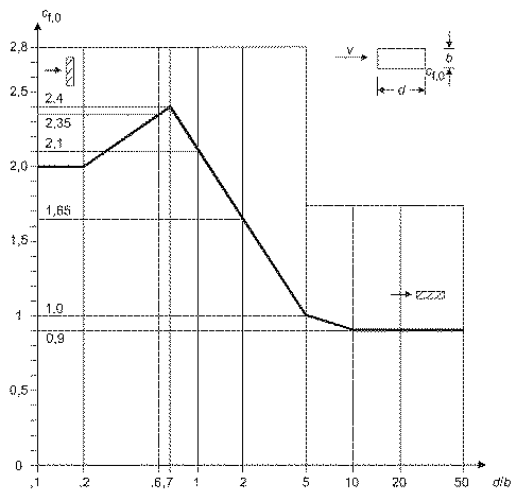
Maastoluokka II

- h := 9m      Rakennuksen korkeus (huomioitu TT-laatat sekä eristeet)
- b := 48m      Rakennuksen leveys
- l := 48m      Rakennuksen pituus

# LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET



Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.2.2



Kuva 7.23 Teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin  $c_{f,0}$ , kun vapaan pään ohittava virtaus jätetään huomiotta

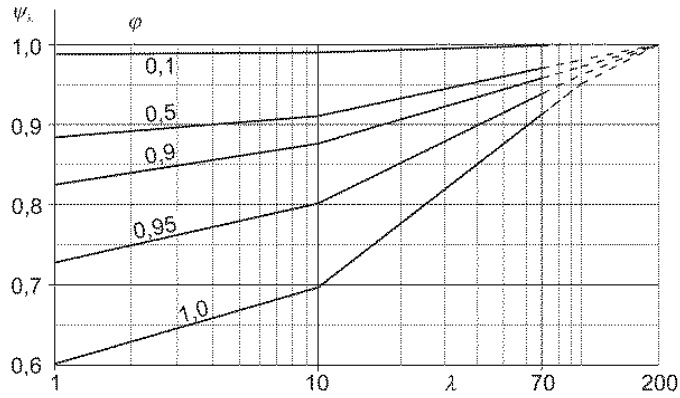
Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.6

$c_{f0} := 2.1$       Voimakerroin

No.	Rakenteen sijainti, tuuli kohtisuorassa kuvatasoa vastaan	Tehollinen hoikkuus $\lambda$
1	<p style="text-align: center;">kun <math>b \leq l</math></p>	<p>Monikulmio-, suorakaide- ja teräväsärmäisille profiileille ja ristikkorakenteille:</p> <p>kun <math>l \geq 50</math> m, <math>\lambda = 1,4 // b</math> tai <math>\lambda = 70</math>, sen mukaan, kumpi on pienempi</p>

Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.6

$$\lambda := \min \left[ 2 \cdot \left( \frac{h}{b} \right), 70 \right] = 0.375$$



Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.6

$A_c := l \cdot h$	Aukkojen pinta-ala
$A := l \cdot h$	Julkisivun pinta-ala
$A_{ref\_x} := 417 \text{m}^2$	Tuulen vaikutuspinta-ala
$\varphi := \frac{A}{A_c} = 1$	Eheysuhde
$\psi_r := 1$	Nurkkapyöristyskerroin
$\psi_\lambda := 0.62$	Päätevaikutuskerroin

$$F_{w\_voimakerroin\_x} := c_{f0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \cdot q_{p10m} \cdot A_{ref\_x} = 352.9 \cdot \text{kN} \quad \text{Kokonaistuulikuorma}$$

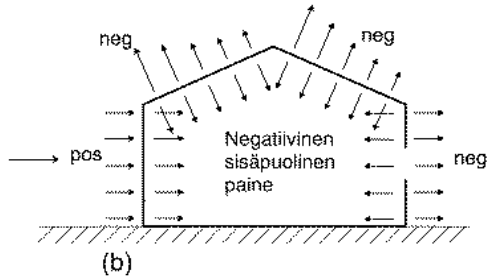
## 6.1 Tuulikuorma voimakertoimen mukaan y-suunta

KS. Arvot Tuulikuorma voimakertoimen mukaan x-suunta  
Erona on tuulikuorman vaikutuspinta-ala. Ero tässäkin on kohtuullisen pieni.

$$A_{ref\_y} := b \cdot h = 432 \cdot \text{m}^2$$

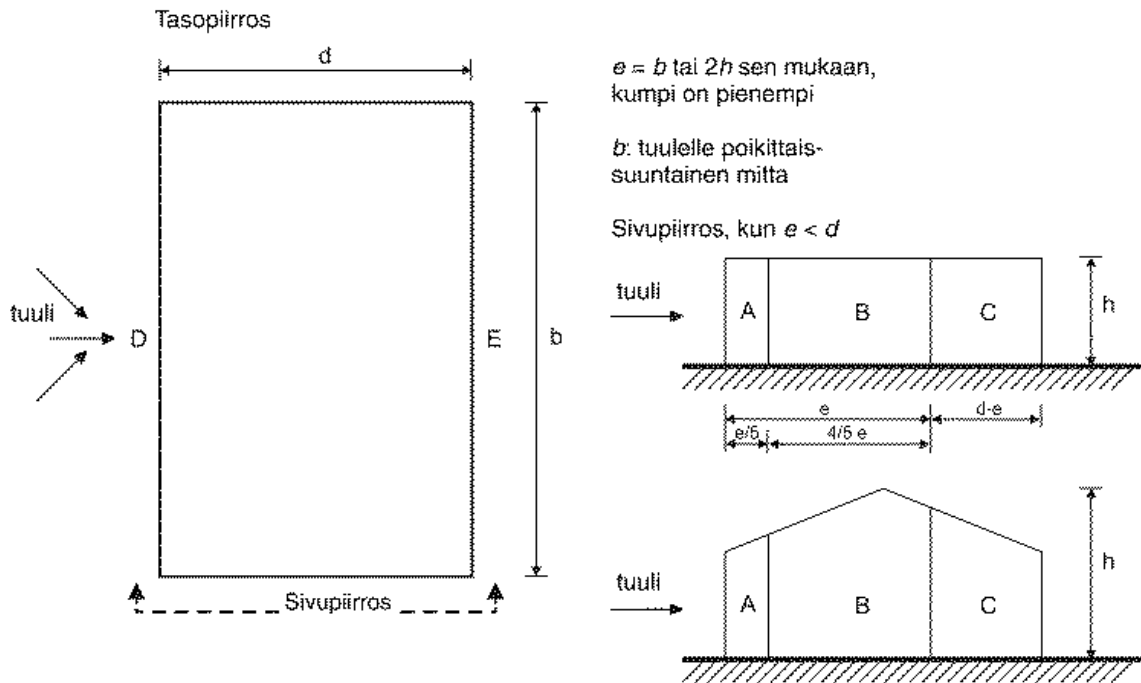
$$F_{w\_voimakerroin\_y} := c_{f0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \cdot q_{p10m} \cdot A_{ref\_y} = 365.6 \cdot \text{kN} \quad \text{Kokonaistuulikuorma}$$

6.2 Kokonaistuulikuorma pintojen osapaineiden avulla y-suunta



Lasketaan sahakattoisen liikerakennuksen kokonaistuulikuorma osapaineiden avulla. Aloitetaan laskenta y-suunnan laskemisella.

Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 5.2

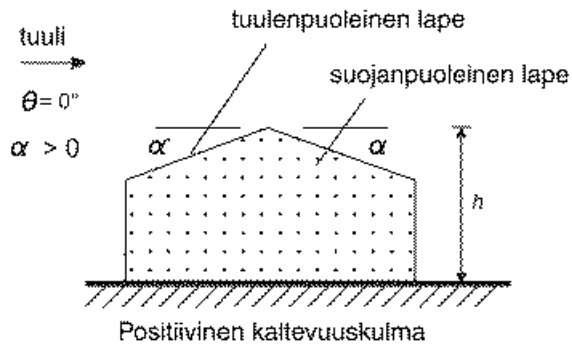


Vyöhyke	A		B		C		D		E	
$h/d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

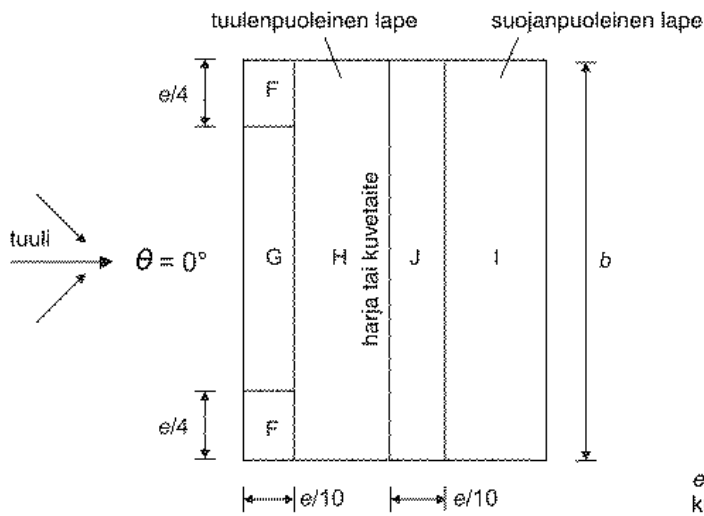
Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.2.2



LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET



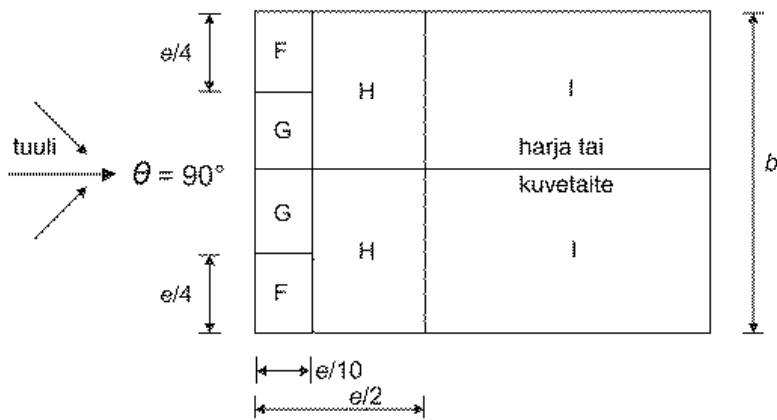
(a) Sivupiirros



$e = b$  tai  $2h$  sen mukaan,  
 kumpi on pienempi

$b$ : tuulelle poikittaissuuntainen  
 mitta

(b) tuulen suunta  $\theta = 0^\circ$



(c) tuulen suunta  $\theta = 90^\circ$

Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.2.5

# LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

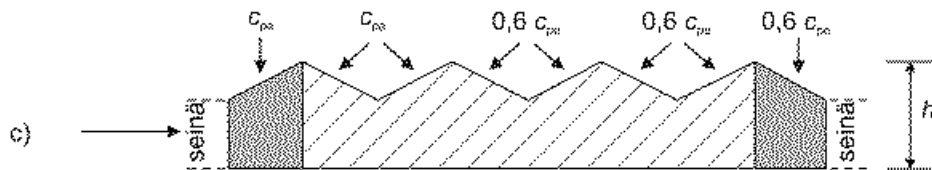
Kaltevuuskulma $\alpha$	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

HUOM. 1 Arvoilla  $\theta \approx 0^\circ$  paine muuttuu nopeasti positiivisten ja negatiivisten arvojen välillä tuulenpuoleisella lappeella kaltevuuskulman ollessa välillä  $\alpha = -5^\circ \dots +45^\circ$ , joten sekä positiiviset että negatiiviset arvot on esitetty. Tällaisten kattojen osalta tarkastellaan neljää tapausta, joissa kaikkien alueiden F, G ja H suurimmat tai pienimmät arvot yhdistetään alueiden I ja J suurimpien tai pienimpien arvojen kanssa. Samalla lappeella ei saa käyttää sekaisin positiivisia ja negatiivisia arvoja.

HUOM. 2 Samanmerkkisten kaltevuuskulman arvojen välillä voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota samanmerkkisten kertoimen arvojen välillä. (Kaltevuuskulman arvojen  $\alpha \approx +5^\circ$  ja  $\alpha \approx -5^\circ$  välillä ei pidä interpoloida, vaan käytetään kohdan 7.2.3 mukaisia tasakatoille tarkoitettuja arvoja). Arvot 0,0 on merkitty interpolaatiota varten.

Kaltevuuskulma $\alpha$	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.2.5



HUOM. 2 Tapauksessa c reunimmaisen lappeen ulkoisen painekertoimen  $c_{pe}$  arvo on pulpettikaton painekertoimen  $c_{pe}$  arvo, kaikkien muiden painekertoimien  $c_{pe}$  arvo on kuvetaitteisen harjakaton painekertoimen  $c_{pe}$  arvo.

Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.2.7

# LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

Taulukko 7.3a [A1] Ulkopuolisen paineen kertoimien suositusarvot pulttikatoille <A1]

Kaltevuus- kulma $\alpha$	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 0^\circ$						Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Taulukko 7.3b [A1] Ulkopuolisen paineen kertoimien suositusarvot pulttikatoille <A1]

Kaltevuus- kulma $\alpha$	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 90^\circ$									
	$F_{up}$		$F_{low}$		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

HUOM. 1 Arvoja  $\theta = 0^\circ$  (taulukko a)) paine muuttuu nopeasti positiivisten ja negatiivisten arvojen välillä, kun kaltevuuskulma on välillä  $\alpha = +5^\circ \dots +45^\circ$ , joihin sekä positiiviset että negatiiviset arvot on esitetty. Tällaisten kattojen osalta tarkastelemaan kahta tapausta: toista, jossa kaikki arvot ovat positiivisia ja toista, jossa kaikki arvot ovat negatiivisia. Samaa lappoella ei saa käyttää sekaisin positiivisia ja negatiivisia arvoja.

HUOM. 2 Samanmerkkisten kaltevuuskulman arvojen välillä voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota. Arvot 0,0 on merkitty interpolaatiota varten.

Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.2.4

# LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

## Painekertoimet

$$d := 48\text{m} \quad h_{\text{seinä}} := 7.9\text{m} \quad e := \min(b, 2 \cdot h) = 18 \cdot \text{m} \quad \frac{h}{d} = 0.188$$

### Seinät

$$c_{\text{pe10\_A}} := -1.2$$

$$c_{\text{pe10\_B}} := -0.8$$

$$c_{\text{pe10\_C}} := -0.5$$

$$c_{\text{pe10\_D}} := 0.7$$

$$c_{\text{pe10\_E}} := -0.3$$

### 1 Lape

$$c_{\text{pe10\_F1}} := -0.9$$

$$c_{\text{pe10\_G1}} := -0.8$$

$$c_{\text{pe10\_H1}} := -0.3$$

### 2 Lape

$$c_{\text{pe10\_F2}} := -2.5$$

$$c_{\text{pe10\_G2}} := -1.3$$

$$c_{\text{pe10\_H2}} := -0.9$$

### 3 Lape

$$c_{\text{pe10\_J3}} := -0.7$$

$$c_{\text{pe10\_I3}} := -0.5$$

### 4 Lape

$$c_{\text{pe10\_F4}} := 0.6 \times -2.5 = -1.5$$

$$c_{\text{pe10\_G4}} := 0.6 \times -1.3 = -0.78$$

$$c_{\text{pe10\_H4}} := 0.6 \times -0.9 = -0.54$$

## LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

### Alueiden pinta-alat

$$\alpha_{\text{katto}} := 3.57\text{deg} \quad e = 18 \cdot \text{m}$$

$$A_A := \frac{e}{5} \cdot h_{\text{seinä}} = 28.44 \cdot \text{m}^2$$

$$A_B := \frac{4}{5} \cdot e \cdot h_{\text{seinä}} = 113.76 \cdot \text{m}^2$$

$$A_C := (d - e) \cdot h_{\text{seinä}} = 237 \cdot \text{m}^2$$

### x-suunnassa

$$A_D := b \cdot h_{\text{seinä}} = 379.2 \cdot \text{m}^2$$

$$A_{Dx} := b \cdot h_{\text{seinä}} + \left( h - h_{\text{seinä}} \right) \frac{b}{2} = 405.6 \cdot \text{m}^2$$

$$A_E := b \cdot h_{\text{seinä}} = 379.2 \cdot \text{m}^2$$

$$A_{Ex} := A_{Dx} = 405.6 \cdot \text{m}^2$$

$$A_F := \frac{e}{4} \cdot \frac{e}{10} = 8.1 \cdot \text{m}^2$$

$$A_G := \left( b - \frac{e}{2} \right) \cdot \frac{e}{10} = 70.2 \cdot \text{m}^2$$

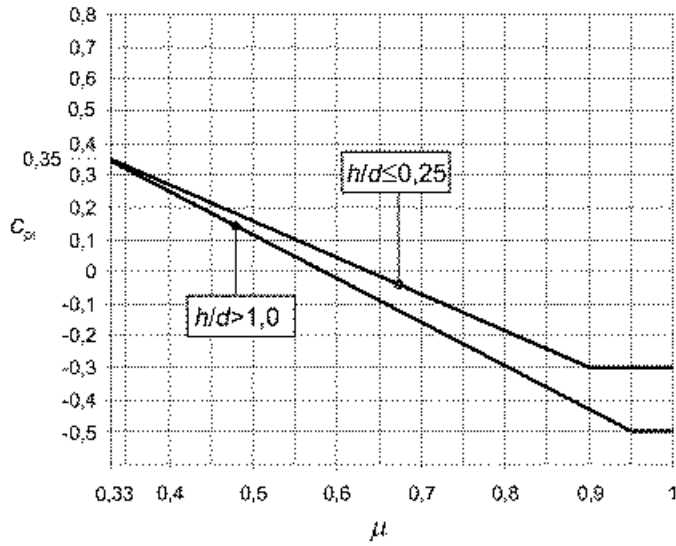
$$A_H := \left( \frac{d}{2} - \frac{e}{10} \right) \cdot b = 1.066 \times 10^3 \cdot \text{m}^2$$

$$A_{H1} := \left( d - \frac{e}{10} \right) \cdot b = 2.218 \times 10^3 \cdot \text{m}^2$$

$$A_I := \left( \frac{d}{2} - \frac{e}{10} \right) \cdot b = 1.066 \times 10^3 \cdot \text{m}^2$$

$$A_J := \frac{e}{10} \cdot b = 86.4 \cdot \text{m}^2$$

Sisäpuolinen paine



Kuva: SFS EN 1991-1-4 kohta 7.2.9

$$c_{pi} := -0.3$$

$$w_i := c_{pi} \cdot q_{p10m} = -0.195 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{wi\_D} := w_i \cdot A_D = -73.944 \cdot \text{kN}$$

$$F_{wi\_E} := w_i \cdot A_E = -73.944 \cdot \text{kN}$$

## LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

### Pintoihin vaikuttavat ulkopuoliset paineet

#### Seinät

$$w_{e\_A} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_A} = -0.78 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_B} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_B} = -0.52 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_C} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_C} = -0.325 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_D} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_D} = 0.455 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_E} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_E} = -0.195 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### Lape 2

$$w_{e\_F2} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_F2} = -1.625 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_G2} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_G2} = -0.845 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_H2} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_H2} = -0.585 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### Lape 4

$$w_{e\_F4} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_F4} = -0.975 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_G4} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_G4} = -0.507 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_H4} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_H4} = -0.351 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### Lape 1

$$w_{e\_F1} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_F1} = -0.585 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_G1} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_G1} = -0.52 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_H1} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_H1} = -0.195 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### Lape 3

$$w_{e\_J3} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_J3} = -0.455 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e\_I3} := q_{p10m} \cdot c_{pe10\_I3} = -0.325 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

$$\alpha_1 := 3.57\text{deg} \quad \alpha_2 := -3.57\text{deg} \quad \alpha_3 := 3.57\text{deg} \quad \alpha_4 := -3.57\text{deg}$$

### Lape 1

$$F_{F1} := \sin(\alpha_1) \cdot w_{e\_F1} \cdot 2A_F = -0.59 \cdot \text{kN}$$

$$F_{G1} := \sin(\alpha_1) \cdot w_{e\_G1} \cdot A_G = -2.273 \cdot \text{kN}$$

$$F_{H1} := \sin(\alpha_1) \cdot w_{e\_H1} \cdot A_{H1} = -26.927 \cdot \text{kN}$$

$$\Sigma_{\text{lape1}} := F_{F1} + F_{G1} + F_{H1} = -29.79 \cdot \text{kN}$$

### Lape 3

$$F_{J3} := \sin(\alpha_3) \cdot w_{e\_J3} \cdot A_J = -2.448 \cdot \text{kN}$$

$$F_{I3} := \sin(\alpha_3) \cdot w_{e\_I3} \cdot A_I = -21.565 \cdot \text{kN}$$

$$\Sigma_{\text{lape3}} := F_{J3} + F_{I3} = -24.013 \cdot \text{kN}$$

### Lape 2

$$F_{F2} := \sin(\alpha_2) \cdot w_{e\_F2} \cdot 2A_F = 1.639 \cdot \text{kN}$$

$$F_{G2} := \sin(\alpha_2) \cdot w_{e\_G2} \cdot A_G = 3.694 \cdot \text{kN}$$

$$F_{H2} := \sin(\alpha_2) \cdot w_{e\_H2} \cdot A_H = 38.816 \cdot \text{kN}$$

$$\Sigma_{\text{lape2}} := F_{F2} + F_{G2} + F_{H2} = 44.149 \cdot \text{kN}$$

### Lape 4

$$F_{F4} := \sin(\alpha_4) \cdot w_{e\_F4} \cdot 2A_F = 0.984 \cdot \text{kN}$$

$$F_{G4} := \sin(\alpha_4) \cdot w_{e\_G4} \cdot A_G = 2.216 \cdot \text{kN}$$

$$F_{H4} := \sin(\alpha_4) \cdot w_{e\_H4} \cdot A_H = 23.29 \cdot \text{kN}$$

$$\Sigma_{\text{lape4}} := F_{F4} + F_{G4} + F_{H4} = 26.49 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{wk}\Sigma.\text{katto}} := \Sigma_{\text{lape1}} + \Sigma_{\text{lape2}} + \Sigma_{\text{lape3}} + \Sigma_{\text{lape4}} = 16.8 \cdot \text{kN}$$

### Sahakaton vaakaresultantti osapaineista

!A1> (4) Sahakatoilla, joissa ei muodostu vaakasuuntaista kuormaresultanttia katon pintaa vastaan kohtisuorasta tuuli-kuormasta, käytetään minimikarheuskerrointa 0,05 (riippumatta rakenteen pinnan karheudesta). Täten jokainen sahakatto suunnitellaan seuraavalle vaakasuuntaiselle kuormaresultantin minimiarvolle:

$$0,05 \cdot q_{p,ze} \cdot A_{\text{Shed}}$$

missä

$A_{\text{Shed}}$  on sahakaton vaakasuuntainen projektiopinta-ala <A1!

$$A_{\text{Shed}} := b \cdot d = 2304 \cdot \text{m}^2$$

Katon vaakaprojektioala

$$F_{\text{w\_katto}} := 0.05 \cdot q_{p10m} \cdot A_{\text{Shed}} = 74.9 \cdot \text{kN}$$

**Todetaan SFS-EN 1991-1-4 kohdan 7.2.7 (4) mukaan lasketun sahakaton vähimmäisvaakavoiman muodostuvan määrääväksi**



## LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

### Kitkakuorma

Käytetään katossa kitkakertoimena 0,02 ja seinissä 0,01

$$c_{fr\_katto} := 0.02$$

$$\alpha_{katto} := 3.57\text{deg}$$

$$c_{fr\_seinät} := 0.01$$

$$A_{fr\_seinät} := 2[b - (\min(2 \cdot b, 4 \cdot h))] \cdot h_{seinä} = 189.6 \cdot \text{m}^2$$

$$A_{fr\_katto} := \frac{[b - (\min(2 \cdot b, 4 \cdot h))]}{\cos(\alpha_{katto})} \cdot b = 577.12 \cdot \text{m}^2$$

$$F_{fr} := c_{fr\_seinät} \cdot q_{p10m} \cdot A_{fr\_seinät} + c_{fr\_katto} \cdot q_{p10m} \cdot A_{fr\_katto} = 8.7 \cdot \text{kN}$$

### Ulkopuoliset kuormat

$$F_{we} := c_{scd} \cdot (w_{e\_D} \cdot A_D - w_{e\_E} \cdot A_E) = 246.5 \cdot \text{kN}$$

### Sisäpuoliset kuormat

Kokonaisvoiman laskemisessa ei tarvitse sisäpuolista kuormaa huomioida, koska rakenne on kauttaaltaan yhtä tiivis. Tällöin sisäpuoliset kuormat eripuolilla rakennusta kumoavat toisensa ja rakennukseen vaikuttavaa kokonaisvaakavoimaa ei pääse syntymään.

### Kokonaiskuorma

$$\gamma_e := 0.85 \quad \text{Silloin, kun } h/d < 1$$

$$F_{w\_osapinnat\_y} := \gamma_e \cdot F_{we} + F_{fr} + F_{w\_katto} = 293.1 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{F_{w\_osapinnat\_y}}{F_{w\_voimakerroin\_y}} = 80\%$$

$$F_{w\_voimakerroin\_y} = 365.6 \cdot \text{kN}$$

**Kokonaistuulikuormaa määrääväksi menetelmäksi muodostui y-suunnalle voimakerroinmenetelmä. Eroa menetelmien välille muodostui ~72kN.**

### 6.3 Kokonaistuulivoima osapaineiden avulla x-suunta

#### Ulkopuoliset kuormat

$$F_{we} := cscd \cdot (w_{e\_D} \cdot A_{Dx} - w_{e\_E} \cdot A_{Ex}) = 263.6 \cdot \text{kN}$$

#### Kokonaiskuorma

$$F_{w\_osapinnat\_x} := \gamma_e \cdot F_{we} + F_{fr} + F_{w\_katto} = 307.7 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{F_{w\_osapinnat\_x}}{F_{w\_voimakerroin\_x}} = 87. \%$$

$$F_{w\_voimakerroin\_x} = 352.9 \cdot \text{kN}$$

**Kokonaistuulikuormaa määrääväksi menetelmäksi muodostui x-suunnalle myös voimakerroinmenetelmä. Eroa menetelmien välille muodostui ~45kN.**

**Katon tuulensuuntaisia komponentteja ei ole x-suunnassa, joten katon osuus kokonaiskuormasta laskettiin SFS-EN 1994-1-4 kohdan 7.2.7 (4) mukaisesti.**

## 6.4 Kokonaistuulikuorma RakMk voimakerroin menetelmän mukaisesti x- sekä y-suuntaan

Lasketaan vertailun vuoksi tuulikuorma kirjan RIL 144-1997 kappaleen 4.2.3 mukaan

$$L := 48\text{m}$$

$$B := 48\text{m}$$

$$C_F := 1.3$$

$$h := 9\text{m}$$

$$h_{\text{seinä}} := 8.3\text{m}$$

Maastoluokka II

$$z := 10$$

$$q := 0.65 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0.24} \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_x := B \cdot h_{\text{seinä}} + \frac{B}{2} \cdot (h - h_{\text{seinä}}) = 415.2 \cdot \text{m}^2$$

$$A_y := B \cdot h = 432 \cdot \text{m}^2$$

$$F_x := C_F \cdot q \cdot A_x = 350.8 \cdot \text{kN}$$

$$F_y := C_F \cdot q \cdot A_y = 365 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{F_x}{F_{w\_voimakerroin\_x}} = 99.4\%$$

$$\frac{F_y}{F_{w\_voimakerroin\_y}} = 99.8\%$$

**Päästään lähes identtiseen tulokseen eurokoodin voimakerroinmenetelmän kanssa.**

## 7.0 Rungon paino

$$m := 1000\text{mm} \quad A_{\text{tot}} := 48\text{m} \cdot 48\text{m} = 2304 \cdot \text{m}^2$$

$$G_{\text{kpalkit}} := \frac{144\text{m} \cdot G_{\text{kHI\_keski}} + 96\text{m} G_{\text{k\_rp}}}{A_{\text{tot}}} = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{kpilarit}} := \frac{3G_{\text{KP}} + 4 \cdot G_{\text{NP}} + 6G_{\text{RP\_1}} + 12G_{\text{RP\_2}} + 8G_{\text{TP}}}{A_{\text{tot}}} = 0.53 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{kTT}} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{kp}} = 0.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{ktot\_calc}} := G_{\text{kpalkit}} + G_{\text{kpilarit}} + G_{\text{kTT}} + g_{\text{kp}} = 4.63 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{tot}} := \frac{974617\text{kg} \cdot \text{g}}{A_{\text{tot}}} + g_{\text{kp}} = 4.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Tekla Structures arvo OK!**

## 8.0 Toinen kertaluku ja alfa kriittinen

Tutkitaan mielenkiinnosta SFS-EN 1993-1-1 kaavan 5.2 vaikutusta TB hallin voimasuureisiin ja verrataan niitä FEM arvoihin

### Lumi määräävä kuorma

$$L := 6000\text{mm}$$

### Vaakasiirtymien arvot Excelistä

$$\rho_{HGx} := 0.8\text{mm} \quad \rho_{HQx} := 0.4\text{mm} \quad \rho_{Fwx} := 4.1\text{mm}$$

$$\rho_{HGy} := 0.6\text{mm} \quad \rho_{HQy} := 0.3\text{mm} \quad \rho_{Fwy} := 4.4\text{mm}$$

$$\rho_{H.Edx} := 1.15 \cdot \rho_{HGx} + 1.5 \cdot \rho_{HQx} + 0.9 \rho_{Fwx} = 5.2 \cdot \text{mm}$$

$$\rho_{H.Edy} := 1.15 \cdot \rho_{HGy} + 1.5 \cdot \rho_{HQy} + 0.9 \rho_{Fwy} = 5.1 \cdot \text{mm}$$

### Pystykuormat

$$P_{kG\_tot} = 10628 \cdot \text{kN}$$

$$P_{kQ\_tot} = 5760 \cdot \text{kN} \quad V_{Ed} := 1.15 \cdot P_{kG\_tot} + 1.5 \cdot P_{kQ\_tot} = 20.863 \cdot \text{MN}$$

### Vaakakuormat

$$H_{kGx} = 26.4 \cdot \text{kN} \quad H_{kQx} = 17 \cdot \text{kN} \quad H_{dx} := 1.15 \cdot H_{kGx} + 1.5 \cdot H_{kQx} = 55.9 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kGy} = 24 \cdot \text{kN} \quad H_{kQy} = 14.5 \cdot \text{kN} \quad H_{dy} := 1.15 \cdot H_{kGy} + 1.5 \cdot H_{kQy} = 49.4 \cdot \text{kN}$$

$$H_{Edx} := H_{dx} + 0.9 \cdot 0.5 \cdot F_{w\_voimakerroin\_x} = 214.7 \cdot \text{kN}$$

$$H_{Edy} := H_{dy} + 0.9 \cdot 0.5 \cdot F_{w\_voimakerroin\_y} = 213.9 \cdot \text{kN}$$

### Alfakriittinen ja suurennuskerroin

$$\alpha_{cr\_x} := \left( \frac{H_{Edx}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left( \frac{L}{\rho_{H.Edx}} \right) = 11.85$$

$$\xi_x := \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1}{\alpha_{cr\_x}} \right) \right]} = 1.09$$

$$\alpha_{cr\_y} := \left( \frac{H_{Edy}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left( \frac{L}{\rho_{H.Edy}} \right) = 12.06$$

$$\xi_y := \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1}{\alpha_{cr\_y}} \right) \right]} = 1.09$$

## LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

### Tuuli määrävä kuorma

$$L := 6000\text{mm}$$

### Vaakasiirtymien arvot Excelistä

$$\rho_{HGx} := 0.8\text{mm} \quad \rho_{HQx} := 0.4\text{mm} \quad \rho_{Fwx} := 4.1\text{mm}$$

$$\rho_{HGy} := 0.6\text{mm} \quad \rho_{HQy} := 0.3\text{mm} \quad \rho_{Fwy} := 4.4\text{mm}$$

$$\rho_{H.Edx} := 1.15 \cdot \rho_{HGx} + 1.05 \cdot \rho_{HQx} + 1.5 \rho_{Fwx} = 7.5 \cdot \text{mm}$$

$$\rho_{H.Edy} := 1.15 \cdot \rho_{HGy} + 1.05 \cdot \rho_{HQy} + 1.5 \rho_{Fwy} = 7.6 \cdot \text{mm}$$

### Pystykuormat

$$P_{kG\_tot} = 10628 \cdot \text{kN}$$

$$P_{kQ\_tot} = 5760 \cdot \text{kN} \quad V_{Ed} := 1.15 \cdot P_{kG\_tot} + 1.05 \cdot P_{kQ\_tot} = 18.271 \cdot \text{MN}$$

### Vaakakuormat

$$H_{kGx} = 26.4 \cdot \text{kN} \quad H_{kQx} = 17 \cdot \text{kN} \quad H_{dx} := 1.15 \cdot H_{kGx} + 1.05 \cdot H_{kQx} = 48.2 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kGy} = 24 \cdot \text{kN} \quad H_{kQy} = 14.5 \cdot \text{kN} \quad H_{dy} := 1.15 \cdot H_{kGy} + 1.05 \cdot H_{kQy} = 42.9 \cdot \text{kN}$$

$$H_{Edx} := H_{dx} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot F_{w\_voimakerroin\_x} = 312.9 \cdot \text{kN}$$

$$H_{Edy} := H_{dy} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot F_{w\_voimakerroin\_y} = 317.1 \cdot \text{kN}$$

### Alfakriittinen ja suurennuskerroin

$$\alpha_{cr\_x} := \left( \frac{H_{Edx}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left( \frac{L}{\rho_{H.Edx}} \right) = 13.72$$

$$\xi_x := \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1}{\alpha_{cr\_x}} \right) \right]} = 1.08$$

$$\alpha_{cr\_y} := \left( \frac{H_{Edy}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left( \frac{L}{\rho_{H.Edy}} \right) = 13.69$$

$$\xi_y := \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1}{\alpha_{cr\_y}} \right) \right]} = 1.08$$

## LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

### FEM vertailuarvot

#### x-suunta lumi määrävä

$$\frac{71.3}{58.2} = 1.23$$

$$\frac{51.8}{44.2} = 1.17$$

$$\frac{110.6}{94} = 1.18$$

$$\frac{84.3}{70.6} = 1.19$$

#### y-suunta lumi määrävä

$$\frac{73.2}{61.1} = 1.2$$

$$\frac{103.7}{90.8} = 1.14$$

$$\frac{174.6}{146.6} = 1.19$$

$$\frac{44.2}{36.5} = 1.21$$

#### x-suunta tuuli määrävä

$$\frac{94.8}{87} = 1.09$$

$$\frac{67.8}{63} = 1.08$$

$$\frac{144.8}{134} = 1.08$$

$$\frac{114.5}{108.6} = 1.05$$

#### y-suunta tuuli määrävä

$$\frac{99.5}{93.7} = 1.06$$

$$\frac{142.8}{138.8} = 1.03$$

$$\frac{233.5}{217.3} = 1.07$$

$$\frac{58.9}{54.2} = 1.09$$

Kuten huomataan niin kaava antaa erittäin hyviä arvoja tuulen ollessa määrävä kuorma. Lumen ollessa määrävä kuorma, kaava aliarvioi toisen kertaluvun vaikutuksia. Kaavalla arvioidaan kuitenkin teräs- sekä liittorakenteiden toisen kertaluvun vaikutuksia eikä siksi ole hyvin sovellettavissa teräsbetoniseen hallimaiseen liikerakennukseen. Tässä tapauksessa tuulen ollessa määrävä kuorma, ensimmäisen kertaluvun voimasuureita olisi kohotettava noin 10% ja lumen määrätessä noin 20%.

## 8.1 Toisen kertaluvun vaikutukset rakennejärjestelmässä

### SFS EN-1992-1-1 kohta 5.8.3.3

$$F_{v,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

missä

$F_{v,Ed}$  on (jäykistettyihin ja jäykistäviin sauvoihin vaikuttava) pystysuuntainen kokonaiskuorma

$n_s$  on kerrosten lukumäärä

$L$  on momenttijäykistykseen yläpuolinen rakennuksen kokonaiskorkeus

$E_{cd}$  on betonin kimmokertoimen mitoitusarvo, ks. kohtaa 5.8.6 (3)

$I_c$  on jäykistävien sauvojen jäyhyysmomentti (laskettuna halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen perusteella).

HUOM. Kussakin maassa käytettävä kertoimen  $k_1$  arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo on 0,31.

$$F_{v,Ed} := 20.81 \text{ MN} \quad \gamma_{CE} := 1.2 \quad E_{cd} := \frac{18277}{\gamma_{CE}} \text{ MPa}$$

$$I_{tp} := \frac{(0.48)^4}{12} \quad I_p := \frac{(0.48)^4}{12} \quad I_{kp} := \frac{(0.58)^4}{12} \quad \text{Pilarien neliömomentit [m^4]}$$

$$I_c := (6 \cdot I_p + 18 \cdot I_{tp} + 3 \cdot I_{kp}) \text{ m}^4 = 0.134 \text{ m}^4 \quad \text{Pilarien neliömomentti yhteensä [m^4]}$$

$$L := 9 \text{ m} \quad n_s := 1 \quad k_1 := 0.31$$

$$k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s \cdot 1.6} \cdot \frac{E_{cd} \cdot I_c}{L^2} = 4.899 \cdot \text{MN}$$

"2krt vaikutukset on huomioitava" if  $F_{v,Ed} \geq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s \cdot 1.6} \cdot \frac{E_{cd} \cdot I_c}{L^2}$  = "2krt vaikutukset on huomioitava"  
 "2krt vaikutuksia ei tarvitse huomioida" otherwise



## 9.0 TT-laatan liitokset

### TT-laatan rivan tukireaktio

$$b := 3\text{m}$$

$$B := 48\text{m} \quad \text{Rakennuksen leveys}$$

$$l := 12\text{m}$$

$$A_{TT} := b \cdot l = 36\text{m}^2$$

$$g_k := g_{kTT} + g_{kp} = 3.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_k := q_{lk} + q_{kr} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Pystykuormat

$$P_k := \frac{(g_k + q_k) \cdot A_{TT}}{4} = 50.4 \cdot \text{kN}$$

$$P_d := \frac{(1.15 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k) \cdot A_{TT}}{4} = 65.8 \cdot \text{kN}$$

### HI palkin yläpinnan suuntaiset voimat (yläpinnan kaltevuus 1/16)

$$V_k := \frac{P_k}{16} = 3.2 \cdot \text{kN}$$

$$V_d := \frac{P_d}{16} = 4.1 \cdot \text{kN}$$

**TT-lattojen väliset liitokset**

**FEM (Strusoft FEM Design Connection Forces toiminto) laattojen pituussauman leikkausvoima**

$$F_w := 5.5 \text{ kN}$$

$$H_G := 0.7 \text{ kN}$$

$$H_Q := 0.4 \text{ kN}$$

$$T_1 := 1.15 \cdot H_G + 1.5 \cdot (F_w + H_Q) = 9.7 \cdot \text{kN}$$

**Tarkastetaan suuruusluokka "käsin"**

$$F_w := \frac{F_{w\_voimakerroin\_x} \cdot 0.5}{B} \cdot \frac{b}{2} = 5.5 \cdot \text{kN}$$

$$H_G := \frac{H_{kGx}}{B} \cdot \frac{b}{2} = 0.8 \cdot \text{kN}$$

$$H_Q := \frac{H_{kQx}}{B} \cdot \frac{b}{2} = 0.5 \cdot \text{kN}$$

$$T_{11} := 1.15 \cdot H_G + 1.5 \cdot (F_w + H_Q) = 10 \cdot \text{kN}$$

Arvojen suuruusluokka vaikuttaa oikealta. Sama voima vaikuttaa myös TT-laattojen päädyn pituussuuntaiseen liitokseen.

## LIITE 3: KUORMITUKSET JA LIITOKSET

### FEM (Strusoft FEM Design Connection Forces toiminto) laattojen leveyssauman leikkausvoima

$$F_w := 19.9 \text{ kN}$$

$$H_G := 1.6 \text{ kN}$$

$$H_Q := 0.9 \text{ kN}$$

$$T_2 := 1.15 \cdot H_G + 1.5 \cdot (F_w + H_Q) = 33 \cdot \text{kN}$$

### Tarkastetaan suuruusluokka "käsin"

$$F_w := \frac{F_{w\_voimakerroin\_y}^{0.5}}{B} \cdot \frac{1}{2} = 22.9 \cdot \text{kN}$$

$$H_G := \frac{H_k G_y}{B} \cdot \frac{1}{2} = 3 \cdot \text{kN}$$

$$H_Q := \frac{H_k Q_y}{B} \cdot \frac{1}{2} = 1.8 \cdot \text{kN}$$

$$T_{22} := 1.15 \cdot H_G + 1.5 \cdot (F_w + H_Q) = 40.5 \cdot \text{kN}$$

Arvojen suuruusluokka vaikuttaa oikealta, vaikka lisävaakavoimien osalta on suuri prosentuaalinen heitto. Käsin laskenta on kuitenkin karkea yksinkertaistus.

Sama voima vaikuttaa myös TT-laattojen pitkän sivun liitokseen puristavasti. Voimat on jaettava liitosten määrällä, koska lasketut arvot ovat koko sivulle kohdistuneita resultantteja.

Nämä voimat on pystyttävä välittämään, jotta laatasto pysyy yhtenäisenä. Itse liitokset mitoittaa todennäköisesti kuitenkin jatkuvan sortuman sidevoimat. Lasketaan sidevoimat jatkuvalla sortumalle seuraavaksi ja vertaillaan kumpi tapaus on mitoittavampi.

### Pituussauma

$$V_d := T_{11} = 10 \cdot \text{kN} \quad T_d := T_{22} = 40.5 \cdot \text{kN}$$

### Leveyssauma

$$V_d := T_{22} = 40.5 \cdot \text{kN} \quad T_d := T_{11} = 10 \cdot \text{kN}$$

### 9.1 Sisäpuoliset siteet yläpohjarakenteelle onnettomuustilanteen seuraamuluokalle CC2a

$$g_k = 3.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Yläpohjarakenteen omapaino}$$

$$s := 1 = 12 \text{ m} \quad \text{Kuormitusleveys}$$

$$T_3 := \begin{cases} \min\left(s \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 10\text{kN}\right) & \text{if } g_k < 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \min\left(s \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 70\text{kN}\right) & \text{if } g_k > 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{cases} = 70 \cdot \text{kN} \quad \text{Sidevoima päätyliitoksille yhteensä}$$

$$s := b = 3 \text{ m} \quad \text{Kuormitusleveys}$$

$$T_2 := \begin{cases} \min\left(s \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 10\text{kN}\right) & \text{if } g_k < 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \min\left(s \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 70\text{kN}\right) & \text{if } g_k > 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{cases} = 60 \cdot \text{kN} \quad \text{Sidevoima pitkäsivunliitoksille yhteensä}$$

Sidevoimien arvot jatkuvalle sortumalle ovat huomattavasti suuremmat, kuin laataston toiminnallisuuden varmistamiseen vaadittavat voimat.

## 9.2 TT-laattojen pitkän sivun liitos

Laitetaan TT-laattojen pitkille sivuille reunatartunnat 4kpl TR 39

Latta 40\*8 L80 S235J2G3 mitoitetaan työmaahitsi (max käyttöaste 50% ja lujuus 50% konepajan vastaavista.)

$$f_y := 235\text{MPa} \quad t := 8\text{mm} \quad \beta_w := 0.8 \quad \gamma_{M2} := 1.25 \quad L := 80\text{mm}$$

$$f_u := 360\text{MPa} \quad \gamma_{M0} := 1 \quad a := 3\text{mm}$$

$$l_{\text{eff}} := L - 2a = 74\text{mm} \quad A_w := l_{\text{eff}} \cdot a = 222\text{mm}^2$$

Vaikuttaa ainoastaan vetoa/puristusta 15kN, joten komponenttimenetelmän muut jännitykset ovat nolliä

$$\sigma_{\text{raja}} := \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M0}} = 450\text{MPa} \quad \sigma_1 := \frac{\frac{T_2}{4}}{A_w} = 68\text{MPa} \quad \text{Käyttöaste} := 2 \frac{\sigma_1}{\sigma_{\text{raja}}} = 30\%$$

**3mm työmaahitsi on riittävä, kun hitsataan latta 40\*8 L80 koko reunan matkalta**

## 9.3 TT-laattojen päätyliitos

Laitetaan TT-laattojen päätyliitokseen reunatartunta 1kpl TR 44

Latta 50\*6 L80 S235J2G3 mitoitetaan työmaahitsi (max käyttöaste 50% ja lujuus 50% konepajan vastaavista.)

$$f_y := 235\text{MPa} \quad t := 6\text{mm} \quad \beta_w := 0.8 \quad \gamma_{M2} := 1.25 \quad L := 3\cdot 50\text{mm}$$

$$f_u := 360\text{MPa} \quad \gamma_{M0} := 1 \quad a := 3\text{mm}$$

$$l_{\text{eff}} := L - 2a = 144\text{mm} \quad A_w := l_{\text{eff}} \cdot a = 432\text{mm}^2$$

Vaikuttaa ainoastaan vetoa/puristusta 35kN, joten komponenttimenetelmän muut jännitykset ovat nolliä

$$\sigma_{\text{raja}} := \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M0}} = 450\text{MPa} \quad \sigma_1 := \frac{\frac{T_3}{2}}{A_w} = 81\text{MPa} \quad \text{Käyttöaste} := 2 \frac{\sigma_1}{\sigma_{\text{raja}}} = 36\%$$

**3mm työmaahitsi on riittävä, kun hitsataan latta 40\*8 L80 koko reunan matkalta**

## 10.0 Pilarien sidonta palkkeihin ja palkkien sidonta TT-laattoihin onnettomuustilanteen seuraamusluokalle CC2a

### Reunapilarin kiinnittäminen yläpohjaan

$A := 12\text{m}$     Pilariväli reunalla

$$F_{\text{tie}} := \begin{cases} \min\left(A \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 150\text{kN}\right) & \text{if } g_k < 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \min\left(A \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 150\text{kN}\right) & \text{if } g_k > 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{cases} = 150 \cdot \text{kN}$$

### 10.1 Reunapilarit

#### Putoamisen estäminen

$$V_k := P_{k\_reunapilari\_2} = 1.004 \cdot \text{MN}$$

$k := 0.2$     Liitoksessa on neopreenilaakeri

$$\min\left(\max\left(k \cdot V_k, 30\text{kN}\right), 150\text{kN}\right) = 150 \cdot \text{kN}$$

#### Jatkuvan sortuman estäminen

$$L_1 := 6\text{m}$$

$$L_2 := 6\text{m}$$

$$T_1 := \min\left(\max\left(k \cdot V_k, 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{L_1 + L_2}{2}, 70\text{kN}\right), 150\text{kN}\right) = 150 \cdot \text{kN}$$

## 10.2 Keskipilarit

### Putoamisen estäminen

$$V_k := P_{k\_KP} = 1.988 \cdot \text{MN}$$

$k := 0.2$  Liitoksessa on neopreenilaakeri

$$\min(\max(k \cdot V_k, 30 \text{kN}), 150 \text{kN}) = 150 \cdot \text{kN}$$

### Jatkuvan sortuman estäminen

$$L_1 := 6 \text{m}$$

$$L_2 := 6 \text{m}$$

$$T_1 := \min\left(\max\left(k \cdot V_k, 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{L_1 + L_2}{2}, 70 \text{kN}\right), 150 \text{kN}\right) = 150 \cdot \text{kN}$$

## 10.3 Tuulipilarin yläpään hitsiliitos

Mitoitetaan tuulipilarin yläpään työmaahitsi (max käyttöaste 50% ja lujuus 50% konepajan vastaavista.)

$$f_y := 235 \text{MPa} \quad t := 6 \text{mm} \quad \beta_w := 0.8 \quad \gamma_{M2} := 1.25 \quad L := 3.50 \text{m}$$

$$f_u := 360 \text{MPa} \quad \gamma_{M0} := 1 \quad a := 3 \text{mm}$$

$$l_{\text{eff}} := L - 2a = 144 \cdot \text{mm} \quad A_w := l_{\text{eff}} \cdot a = 432 \cdot \text{mm}^2$$

Vaikuttaa ainoastaan vetoa 30kN, joten komponenttimenetelmän muut jännitykset ovat nollia

$$\sigma_{\text{raja}} := \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M0}} = 450 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_1 := \frac{T_{\text{TP}}}{A_w} = 69 \cdot \text{MPa} \quad \text{Käyttöaste} := 2 \frac{\sigma_1}{\sigma_{\text{raja}}} = 31 \cdot \%$$

**3mm työmaahitsi on riittävä, kun hitsataan latta 50\*6 kolmelta reunalta**

## 10.4 Pääty pilarit

### Pääty pilarin kiinnittäminen yläpohjaan

$A := 6\text{m}$       Pilariväli päädyssä

$$F_{\text{tie}} := \begin{cases} \min\left(A \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 150\text{kN}\right) & \text{if } g_k < 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \min\left(A \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 150\text{kN}\right) & \text{if } g_k > 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{cases} = 120 \cdot \text{kN}$$

### Putoamisen estäminen

$$V_k := P_{k\_PTP} = 0.271 \cdot \text{MN}$$

$k := 0.2$       Liitoksessa on neopreenilaakeri

$$\min\left(\max\left(k \cdot V_k, 30\text{kN}\right), 150\text{kN}\right) = 54 \cdot \text{kN}$$

### Jatkuvan sortuman estäminen

$$L_1 := 3\text{m}$$

$$L_2 := 3\text{m}$$

$$T_1 := \min\left(\max\left(k \cdot V_k, 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{L_1 + L_2}{2}, 70\text{kN}\right), 150\text{kN}\right) = 70 \cdot \text{kN}$$



## 11.0 Tappiliitokset

Tappiliitoksen leikkauskestävyys lasketaan kaavasta

$$V_{Rd} = \frac{1,2 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}}}{\gamma_{c,acc}}$$

missä

- $\phi$  on tapin halkaisija
- $f_{ck}$  on elementin betonin ominaislujuus
- $f_{yk}$  on tapin teräksen ominaislujuus
- $\gamma_{c,acc}=1,2$  on betonin osavarmuustekijä onnettomuuskuormayhdistelmille

Kun tappina käytetään harjaterästä A 500 HW on  $V_{Rd} = 24,6 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck}}$  N, missä  $f_{ck}$  on elementin betonin ominaislujuus.

*Taulukko 3. Tappiliitoksen leikkauskestävyys onnettomuuskuormille*

Elementin betonin lujuus	$f_{ck}$ MPa	Tapin A 500 HW leikkauskestävyys $V_{Rd}$ kN onnettomuuskuormille				
		Tappi				
		T12	T16	T20	T25	T32
C20/25	20	14.4	23.6	40.0	62.5	102.4
C25/30	25	16.1	28.6	44.7	69.9	114.5
C30/37	30	17.6	31.4	49.0	76.5	125.4
C35/45	35	19.0	33.9	52.9	82.7	135.5
C40/50	40	20.4	36.2	56.6	88.4	144.8
C45/55	45	21.6	38.4	60.0	93.8	153.6
C50/60	50	22.8	40.5	63.2	98.8	161.9
C55/67	55	23.9	42.5	66.3	103.6	169.8
C60/75	60	24.9	44.3	69.3	108.3	177.4
C70/85	70	26.9	47.9	74.8	116.9	191.6
C80/95	80	28.8	51.2	80.0	125.0	204.8
C90/105	90	30.5	54.3	84.9	132.6	217.2

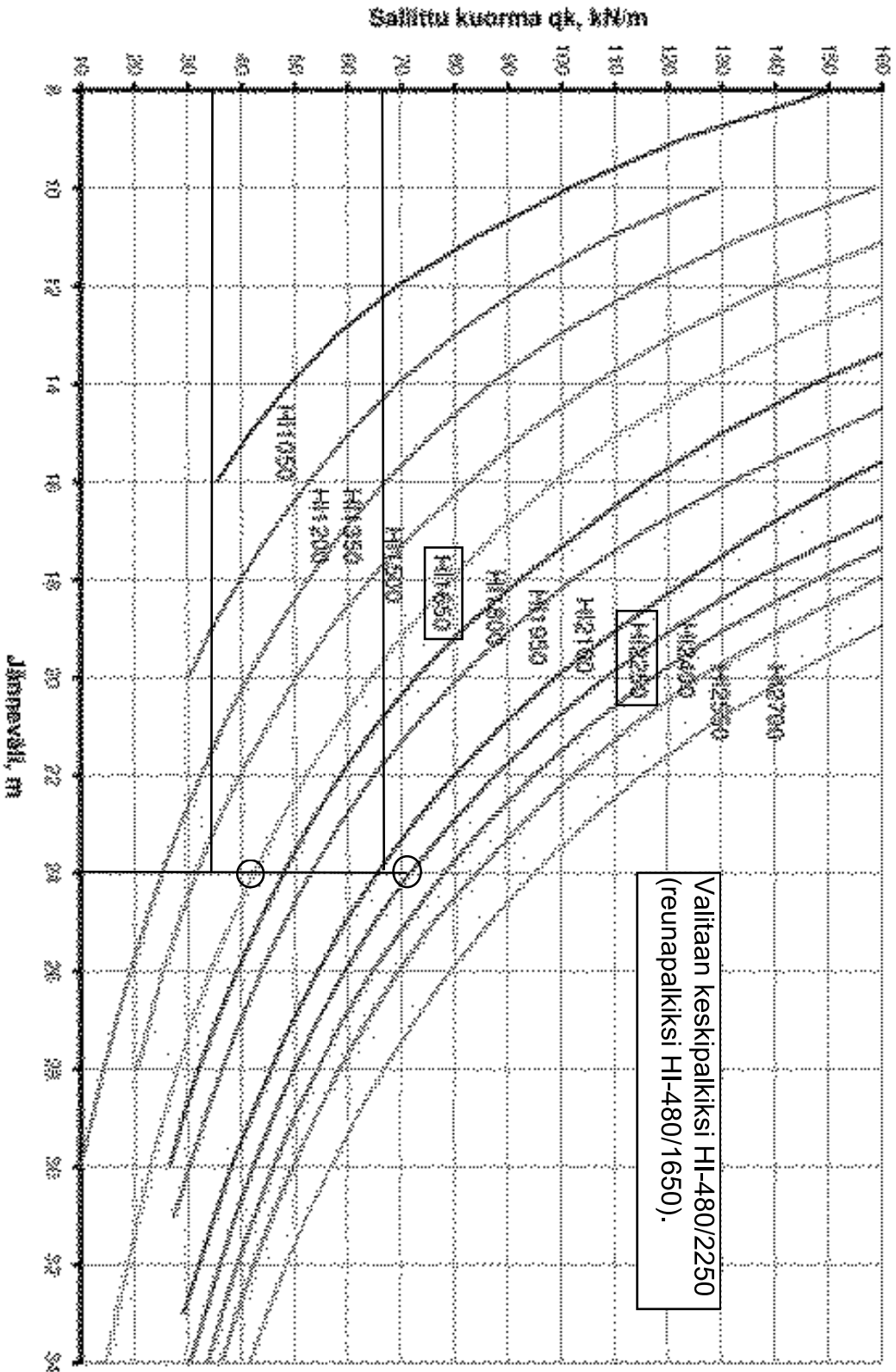
Tappia T 32 elementin betonin lujuuden ollessa vähintään C35/45 voidaan pitää riittävänä liitoksen maksimivoimalle  $V_k = 150$  kN,

**Valitaan HI-palkkien tapeiksi 2kpl T25/liitos.**

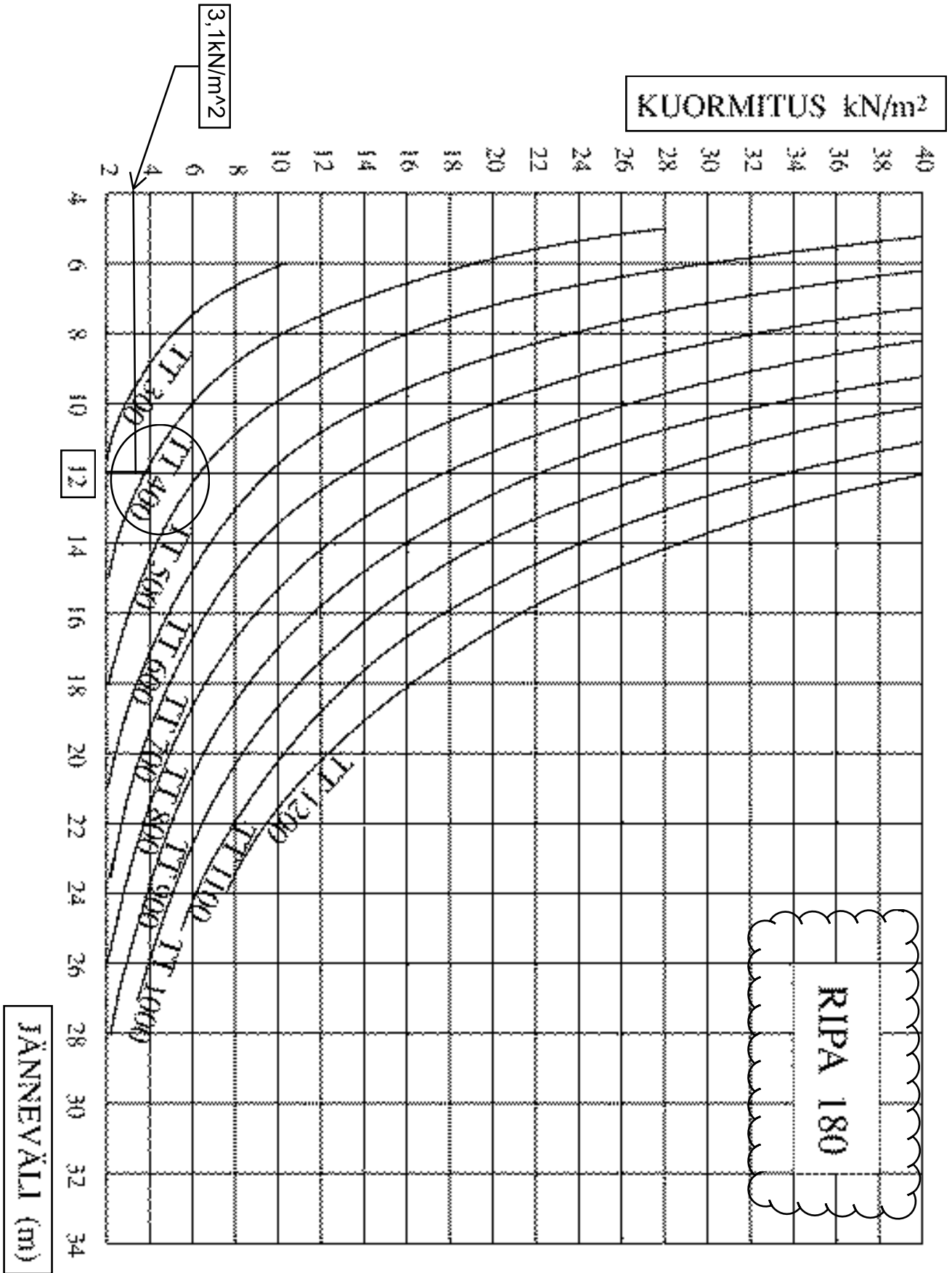
**Päätypalkin ja päätypilarien liitokseen laitetaan 1kpl T32 tappi.**

LIITE 4: HI-PALKKI

HI-palkkien kantavuuskaavio  
ES - A501111

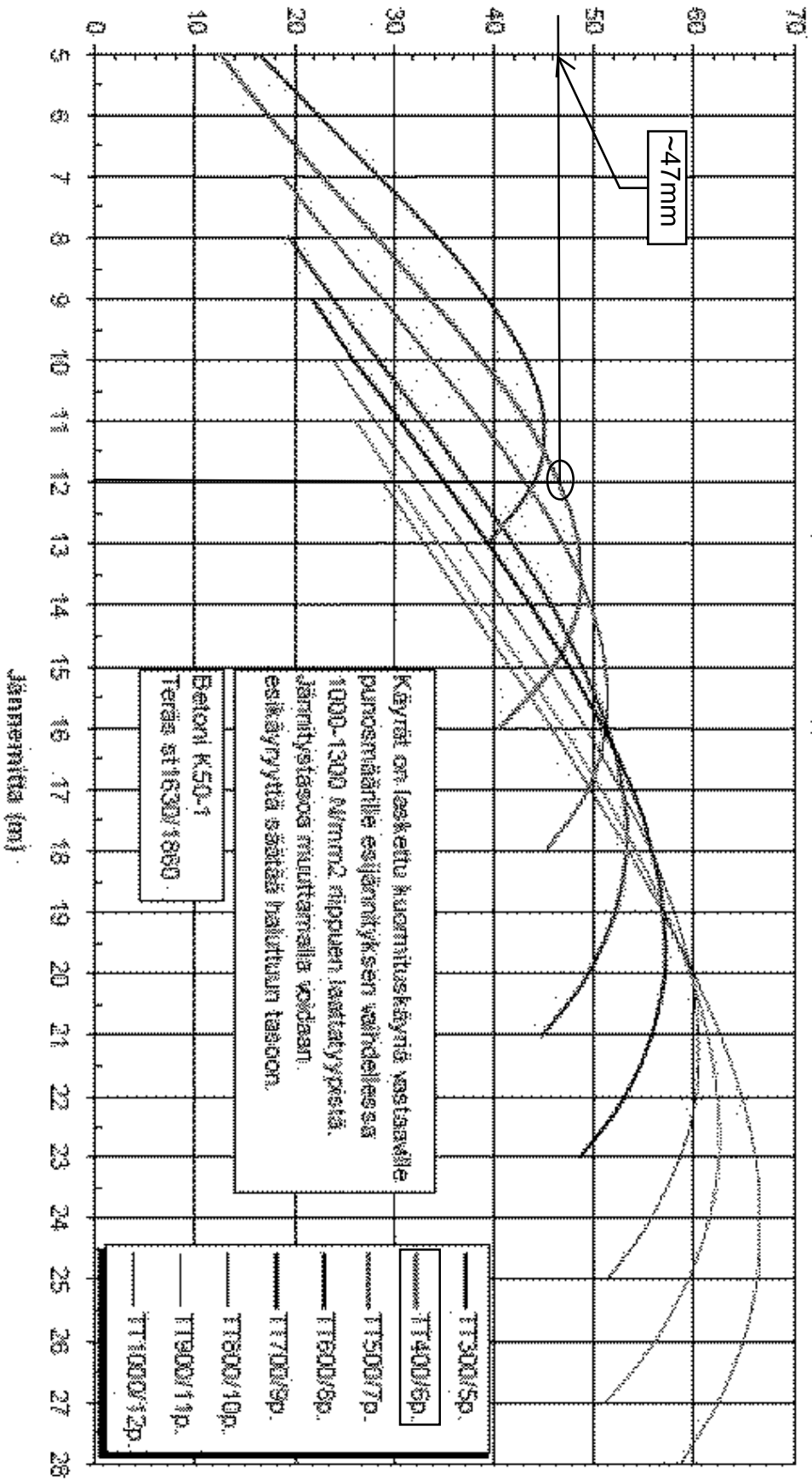


LIITE 5: TT-LAATTA



Taipuma (mm)

TT-150 Taipuma 1 kk



## TT-laatan palomitoitus

### 5.7.5 Ripalaatat

(1) Yhteen suuntaan kantavan teräsbetoni- tai jännebetoniripalaatan palonkestävyyden määrittämisessä noudatetaan ripojen osalta kohtia 5.6.2 ja 5.6.3 sekä laippojen osalta kohdan 5.7.3 taulukon 5.8 sarakkeita 2 ja 5.

Taulukko 5.8 Vapaasti tuettujen, yhteen suuntaan kantavien ja ristiin kantavien teräsbetoni- tai jännebetoniumpilaattojen vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot

Standardipalonestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	laatan paksuus $h_s$ (mm)	keskiöetäisyys $a$		
		yhteen suuntaan kantava	ristiin kantava	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

$l_x$  ja  $l_y$  ovat ristiin kantavan laatan jännemitat (kaksi toisiaan vastaan kohtisuoraa suuntaa) missä  $l_y$  on pitempi jännemitta.

Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen kohdan 5.2. (5) mukaisesti.

Sarakkeiden 4 ja 5 mukainen keskiöetäisyys  $a$  ristiin kantavissa laatoissa koskee kaikilta neljältä reunalta tuettuja laattoja. Muita laattoja käsitellään yhteen suuntaan kantavina laattoina.

\* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudoituksen betonipeite on määräävä.

Taulukoiden perusteella R30 palonkestoajalle, tulee laatan paksuuden olla vähintään 60mm ja betoniterästen keskiöetäisyyden 10mm.

Rivan minimileveys tulisi olla 80mm ja keskiöetäisyyden tällöin 25mm.

Kohteeseen on valittu TT 180/400, jolloin betonipeitepaksuutta ei tarvittaisi palonkestoajalle R30 kuin ainoastaan 15mm.

TT-laatan paksuus on vain 50mm. Jos laatalta vaaditaan eristävyttä, on valettava pintabetoni. Pintabetonin minimipaksuus TT-laatoille on 50mm.

Palonkestoajalle R60 eli paloluokka P1 vaatimukset täytetään myös tällaisella rakenteella, kun betoniterästen keskiöetäisyys laattaosiolle on 15mm ja rivalle 35mm.

# LIITE 5: TT-LAATTA

Taulukko 5.5 Vapaasti tuettujen teräsbetoni- tai jännebetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot

Standardipalon-kestävyys	Vähimmäismitat (mm)						
	Keskimääräisen keskiöetäisyyden $a$ ja palkin leveyden $b_{min}$ mahdolliset yhdistelmät				Uuman paksuus $b_w$		
					Luokka WA	Luokka WB	Luokka WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160

$a_{sd} = a + 10$  mm (ks. alla olevaa huomautusta)

Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen kohdan 5.2. (5) mukaisesti.

$a_{sd}$  on nurkkatankojen (tai -jänteen tai -langan) keskiöetäisyys palkin sivuilta, kun rauditus on yhdessä kerroksessa. Palkin leveyden  $b_{min}$  ollessa sarakkeen 4 mukaista arvoa suurempi ei keskiöetäisyyttä  $a_{sd}$  tarvitse suurentaa.

\* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudituksen betonipeite on määräävä.

## RakMk: Betoninormikortti 8

### 2. PYSTYRAKENTEIDEN VINOUS

Pystyrakenteiden oletetaan muodostavan kulman  $\alpha$  pystysuunnan kanssa siten, että

$$\gamma = \tan \alpha = k \cdot \left(0,2 + \frac{0,8}{\sqrt{n}}\right) + \mu \leq 1/150$$

Kaavassa on

$n$  = erikseen asennettavien kantavien pystyrakenteiden (pilari tai seinä) lukumäärä tarkasteltavassa liikuntasaumalohkossa tarkasteltavasta tasosta alaspäin.

$\mu$  = perustusten kiertymän vaikutus pystyrakenteiden vinouteen

$\mu = 0$  rakennus on perustettu suoraan kalliolle

$\mu = 1/1000$  rakennus on perustettu hyvin tiivistetylle louhostäytölle tai kiinteään maapohjaan tukeutuville paaluille

$\mu = 1/750$  rakennus on perustettu kitkamaan varaan tai muille kuin kiinteään maapohjaan tukeutuville paaluille

$k$  = toleranssien vaikutus pystyrakenteiden vinouteen

$$k = 0,0075 + \frac{\Sigma a}{H}$$

Kaavassa on

$A = \Sigma a$  = yksittäisen pilarin tai seinän kallistumasta ( $a_i$ ) ja asennuspoikkeamasta ( $a_0$ ) aiheutuva suurin yksittäinen sivupoikkeama alimman pystyrakenteen (pilari tai seinä) ja perustustuksen liitoskohdan pystykautta kulkevasta pystylinjasta tarkasteltavalla korkeudella

$H$  = rakennuksen tarkasteltavan osan korkeus

Kun tarkasteltavassa osassa kerroskorkeus on vakio sekä pilarit ja seinät ovat kerroksen korkuisia, voidaan toleranssien vaikutus laskea kaavasta

$$k = 0,0075 + \frac{a}{h}$$

missä  $h$  = kerroskorkeus

$a$  = sivupoikkeama yhden kerroksen matkalla =  $a_i + a_0$

**24m HI-palkki ja 12m TT-laatta****x-suunta**

$$n := 9$$

$$\mu := \frac{1}{750}$$

$$h := 6\text{m}$$

$$a_{01} := 0\text{mm}$$

$$a_1 := \frac{h}{600} = 0.01\text{ m}$$

$$a := a_{01} + a_1$$

$$k := 0.0075 + \frac{a}{h}$$

$$\gamma := \min \left[ k \cdot \left( 0.2 + \frac{0.8}{\sqrt{n}} \right) + \mu, \frac{1}{150} \right] = 0.006$$

$$\frac{1}{\gamma} = 178.218$$

$$P_{kG\_tot} := 10.581\text{MN}$$

$$P_{kQ\_tot} := 5.76\text{MN}$$

$$H_{kGx} := P_{kG\_tot} \cdot \gamma = 59.371 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQx} := P_{kQ\_tot} \cdot \gamma = 32.32 \cdot \text{kN}$$

$$H_{dx} := 1.2 \cdot H_{kGx} + 1.6 \cdot H_{kQx} = 122.957 \cdot \text{kN}$$



**24m HI-palkki ja 12m TT-laatta****y-suunta**

$$n := 7$$

$$\mu := \frac{1}{750}$$

$$h := 6\text{m}$$

$$a_{01} := 0\text{mm}$$

$$a_1 := \frac{h}{600} = 0.01\text{ m}$$

$$a := a_{01} + a_1$$

$$k := 0.0075 + \frac{a}{h}$$

$$\gamma := \min \left[ k \cdot \left( 0.2 + \frac{0.8}{\sqrt{n}} \right) + \mu, \frac{1}{150} \right] = 0.006$$

$$\frac{1}{\gamma} = 168.395$$



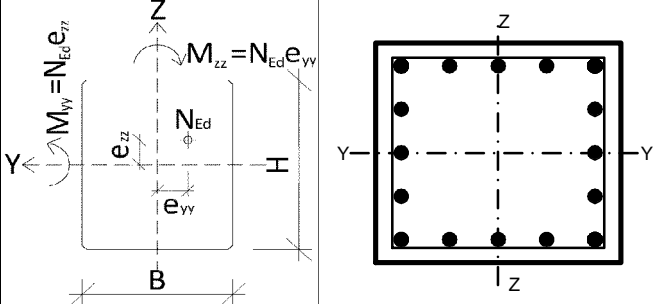
$$H_{kGy} := P_{kG\_tot} \cdot \gamma = 62.834 \cdot \text{kN}$$

$$H_{kQy} := P_{kQ\_tot} \cdot \gamma = 34.205 \cdot \text{kN}$$

$$H_{dy} := 1.2 \cdot H_{kGy} + 1.6 \cdot H_{kQy} = 130.129 \cdot \text{kN}$$



LIITE 8: KESKIPILARI

		Rakennelaskelma, lähtötiedot						
----- VALITSE YHTIÖ -----		Tekijä: Jari Toijonen	Sivu: 1 (2)					
		Päiväys: 1.7.2013						
Rakennuskohde: Diplomityö; Betonirunkovaihtoehto	Työ no:	Sisältö: Pilari MOD B-5 lumi määrävä kuorma	Sijainti:					
B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari			Versio 1.51					
 Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011								
Olosuhdetekijät:		Poikkileikkauksen mitat:						
Rasitusluokka = XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Korkeus, H = 580	mm					
Suun. käyttöikä = 100 vuotta		Leveys, B = 580	mm					
RH = 40 %	Kuiva ilma							
t <sub>0</sub> = 28	d							
t = 36500	d							
Materiaalit:		Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:						
Rakenneluokka = 1		Pilarin pituus, L = 7500	mm					
Betoni = C50/60		μ <sub>yy</sub> = 2,18	Nurjahduskerroin, Y-Y					
Betoniteräs f <sub>yk</sub> = 500	MPa	μ <sub>zz</sub> = 2,18	Nurjahduskerroin, Z-Z					
		Betoni peitteen nimellisarvo ja max. raekoko:						
		Betoni peite, c = 35	mm					
		Δc <sub>dev</sub> = 10	mm					
		Max raekoko, d <sub>g</sub> = 32	mm					
		Rauditus:						
		Ø <sub>main</sub> = 32	mm					
		teräsriv. h sivulla = 5	=n <sub>h</sub>					
		teräsriv. b sivulla = 5	=n <sub>b</sub>					
		Ø <sub>Haat</sub> = 10	mm					
		s = 200	mm					
Tarkistukset, Tulokset ja Maksimikäyttöasteet:								
A <sub>s</sub> = 12868,0	mm <sup>2</sup>							
A <sub>s,min</sub> = 672,8	mm <sup>2</sup>							
A <sub>s,max</sub> = 20184,0	mm <sup>2</sup>							
c <sub>nom</sub> = 32	mm							
a <sub>min</sub> = 35	mm							
Ø <sub>haka,min</sub> = 8	mm							
S <sub>cl,max</sub> = 400	mm							
		Y-Y-akselin ympäri [kNm]	Z-Z-akselin ympäri [kNm]	Vinotaivutus (Eq 5.39)				
		M <sub>Ed,yy</sub>	M <sub>Rd,yy</sub>	M <sub>Ed,zz</sub>	M <sub>Rd,zz</sub>			
Tapaus 1	799,0	1590,5	723,2	1590,5	0,93			
Tapaus 2	799,0	1590,5	723,2	1590,5	0,93			
Tapaus 3	893,0	1590,5	723,2	1590,5	0,99			
Tapaus 4	893,0	1590,5	723,2	1590,5	0,99			
φ(t, t <sub>0</sub> ) = 1,59	i <sub>yy</sub> = 167,4	λ <sub>yy</sub> = 97,7	L <sub>0,yy</sub> = 16350,0	mm				
	i <sub>zz</sub> = 167,4	λ <sub>zz</sub> = 97,7	L <sub>0,zz</sub> = 16350,0	mm				
Ensimmäisen kertaluvun voimasuureet (sisältää pilarin oman painon):								
Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset : Ei			Rakenne on:					
Huomioi mittapäätarkkuudet: Z-Z suunnassa			Sivusiirtävä(mastopilari) Z-Z suunnassa					
			Sivusiirtävä(mastopilari) Y-Y suunnassa					
Murtorajatilan voimasuureet pilarin päissä					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
Puristus = (+)	Yläpää (top)		Alapää (btm)		(M <sub>0Eqp</sub> /M <sub>0Ed</sub> ) <sub>yy</sub>	(M <sub>0Eqp</sub> /M <sub>0Ed</sub> ) <sub>zz</sub>	C <sub>yy</sub>	C <sub>zz</sub>
Veto = (-)	M <sub>0yy,top</sub>	M <sub>0zz,top</sub>	M <sub>0yy,btm</sub>	M <sub>0zz,btm</sub>				
N <sub>Ed</sub> [kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]				
Tapaus 1	2538	0	0	0	0,74	0,74	9,9	9,9
Tapaus 2	2538	0	0	0	0,74	0,74	9,9	9,9
Tapaus 3	2538	0	0	94	0,74	0,74	9,9	9,9
Tapaus 4	2538	0	0	-94	0,74	0,74	9,9	9,9

## 1 Level:

- Name : Standard Level
- Reference level : ---
- Concrete creep coefficient :  $\varphi_p = 1,59$
- cement class : N
- Environment class : XC1
- Structure class : S1
- Quality assurance system (4.4.1.3(3); A.2.1(1))

## 2 Column: Column2

Number: 1

### 2.1 Material properties:

- Concrete : C50/60  $f_{ck} = 50,00$  (MPa)
- Unit weight : 0,00 (kG/mm3)
- Aggregate size : 20,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW  $f_{yk} = 500,00$  (MPa)
- Ductility class : -
- Transversal reinforcement: : A500HW  $f_{yk} = 500,00$  (MPa)

### 2.2 Geometry:

- 2.2.1 Rectangular 580,0 x 580,0 (mm)
- 2.2.2 Height: L = 7500,00 (mm)
- 2.2.3 Slab thickness = 0,00 (mm)
- 2.2.4 Beam height = 0,00 (mm)
- 2.2.5 Cover = 35,0 (mm)

### 2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- Ties : to slab
- More than 50 % loads applied: after 90 day
- Fire resistance class : No requirements

### 2.4 Loads:

Case	Nature	Group	$\gamma_f$	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)	
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
G.k	dead load(Structural)	1	1,35	1253,00	0,00	14,50	0,00	0,00	
SNOW1	snow(Lumikuorma sk<2.75 kN/m2)		1	1,50	633,60	0,00	7,90	0,00	0,00
WIND1	wind	1	1,50	0,00	0,00	72,70	0,00	0,00	
LL1	live load(Luokka E)	1	1,50	86,40	0,00	0,00	0,00	0,00	

$\gamma_f$  - load factor

### 2.5 Calculation results:

Safety factors  $Rd/Ed = 1,12 > 1.0$

### 2.5.1 ULS Analysis

Design combination: 1.15G.k+1.50LL1+0.90WIND1+1.50SNOW1 (B)

Internal forces:

$Nsd = 2521,20$  (kN)     $Msd_y = 93,96$  (kN\*m)     $Msd_z = 0,00$  (kN\*m)

Design forces:

Lower node

$N = 2521,20$  (kN)     $N^*etot_z = 866,61$  (kN\*m)     $N^*etoty = 681,93$  (kN\*m)

Eccentricity:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
Static	eEd: 37,3 (mm)	0,0 (mm)
Imperfection	ei: 29,9 (mm)	0,0 (mm)
II order	e2: 276,6 (mm)	270,5 (mm)
Minimal	emin: 20,0 (mm)	20,0 (mm)
Total	etot: 343,7 (mm)	270,5 (mm)

#### 2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

##### 2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (mm)	Lo (mm)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	
7500,00	16350,00	97,65	36,79	Slender column

##### 2.5.1.1.2 Buckling analysis

$M2 = 93,96$  (kN\*m)     $M1 = 0,00$  (kN\*m)  
 Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account  
 $M0 = 93,96$  (kN\*m)  
 $ea = \theta_1 * lo/2 = 29,9$  (mm)  
 $\theta_1 = \theta_0 * \alpha h * \alpha m = 0,00$   
 $\theta_0 = 0,01$   
 $\alpha h = 0,73$   
 $\alpha m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$   
 $m = 1,00$

##### Method based on nominal curvature

$M2 = N * e2 = 697,39$  (kN\*m)  
 $e2 = lo^2 / c * (1/r) = 276,6$  (mm)  
 $c = 10,00$   
 $(1/r) = Kr * K\phi * (1/r0) = 0,01$   
 $Kr = 1,00$   
 $K\phi = 1 + \beta * \phi_{ef} = 1,00$   
 $\beta = 0.35 + fck/200 - \lambda/150 = -0,05$   
 $\phi_{ef} = 0,27$   
 $1/r0 = (fyd/Es)/(0.45*d) = 0,01$   
 $d = 488,1$  (mm)    (5.35)  
 $Es = 200000,00$  (MPa)  
 $fyd = 454,55$  (MPa)

$MEdmin = 50,42$  (kN\*m)  
 $MEd = \max(MEdmin, M0Ed + M2) = 866,61$  (kN\*m)

#### 2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

##### 2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (mm)	Lo (mm)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	
7500,00	16350,00	97,65	36,79	Slender column

**2.5.1.2.2 Buckling analysis**

$M_2 = 0,00 \text{ (kN*m)}$        $M_1 = 0,00 \text{ (kN*m)}$   
 Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account  
 $M_0 = 0,00 \text{ (kN*m)}$   
 $ea = 0,0 \text{ (mm)}$   
**Method based on nominal curvature**  
 $M_2 = N * e_2 = 681,93 \text{ (kN*m)}$   
 $e_2 = \frac{10^2}{c} * (1/r) = 270,5 \text{ (mm)}$   
 $c = 10,00$   
 $(1/r) = Kr * K\phi * (1/r_0) = 0,01$   
 $Kr = 1,00$   
 $K\phi = 1 + \beta * \varphi_{ef} = 1,00$   
 $\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 = -0,05$   
 $\varphi_{ef} = 0,27$   
 $1/r_0 = (f_{yd} / E_s) / (0.45 * d) = 0,01$   
 $d = 499,2 \text{ (mm)}$       (5.35)  
 $E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$   
 $f_{yd} = 454,55 \text{ (MPa)}$   
 $M_{Edmin} = 50,42 \text{ (kN*m)}$   
 $M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_0 + M_2) = 681,93 \text{ (kN*m)}$

**2.5.2 Reinforcement:**

Real (provided) area       $A_{sr} = 9650,97 \text{ (mm}^2\text{)}$   
 Ratio:       $\rho = 2,87 \%$

**2.6 Reinforcement:**

**Main bars (A500HW):**

- 12  $\phi 32$        $l = 8780,00$       (mm)

**Transversal reinforcement: (A500HW):**

stirrups:      38  $\phi 10$        $l = 2128,50 \text{ (mm)}$   
                   38  $\phi 10$        $l = 1590,61 \text{ (mm)}$   
  
 pins            38  $\phi 10$        $l = 2128,50 \text{ (mm)}$   
                   38  $\phi 10$        $l = 1590,61 \text{ (mm)}$

**3 Material survey:**

- Concrete volume      = 2523000000,00 (mm<sup>3</sup>)
- Formwork      = 17400000,00 (mm<sup>2</sup>)
- Steel A500HW
  - Total weight      = 752,56 (kG)
  - Density      = 0,00 (kG/mm<sup>3</sup>)
  - Average diameter= 19,4 (mm)
  - Reinforcement survey:

Diameter	Length (mm)	Weight (kG)	Number (No.)	Total weight (kG)
10	1590,61	0,98	38	37,28
10	2128,50	1,31	38	49,88
32	8780,00	55,45	12	665,40

## Mastopilarin MOD B-5 palomitoitus

Rakennuksen paloluokka on P2, jolloin palonkestävyysaika olisi vain R30. Mastopilareille ei ole laskentaohjetta R30 kestävyyksien mitoitukseen, joten mitoitetaan pilarit R60 palonkestoajalle. Kerrotaan normaalitilan kuormat kertoimella 0.7. Toisen kertaluvun momentit sisältyvät kapasiteetikäyriin.

$$M_{0Ed} := 94 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{0Ed} := 2538 \cdot \text{kN}$$

$$M_{0Edfi} := 0.7 \cdot M_{0Ed}$$

$$N_{0Edfi} := 0.7 \cdot N_{0Ed}$$

$$b := 580 \cdot \text{mm} \quad h := 580 \cdot \text{mm}$$

$$f_{cd} := 31.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \mathbf{C50/60}$$

$$\nu := \frac{N_{0Edfi}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.168$$

$$\omega_f := 0.1$$

$$\omega := 0.55 \quad \lambda := 97.7$$

$$\mu := \frac{M_{0Edfi}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = 0.011$$

ks. erillinen EXCEL

Normaalitilanteen mekaaninen raudoitus  $\omega = 0.55$ , mikä on suurempi kuin palotilanteen  $\omega_f = 0.1$  tarkoittaa sitä, että pilarilla 580 x 580 mm, a=50mm, riittää kapasiteettia paloluokassa R60.

Julkaisun Teräsbetonisen Mastopilarin Mitoitusohje sivun 23 kuvasta nähdään, että pilarin kapasiteetti on riittävä mekaanisen raudoitussuhteen ollessa 0.5 ja hoikkuuden ollessa ~100.

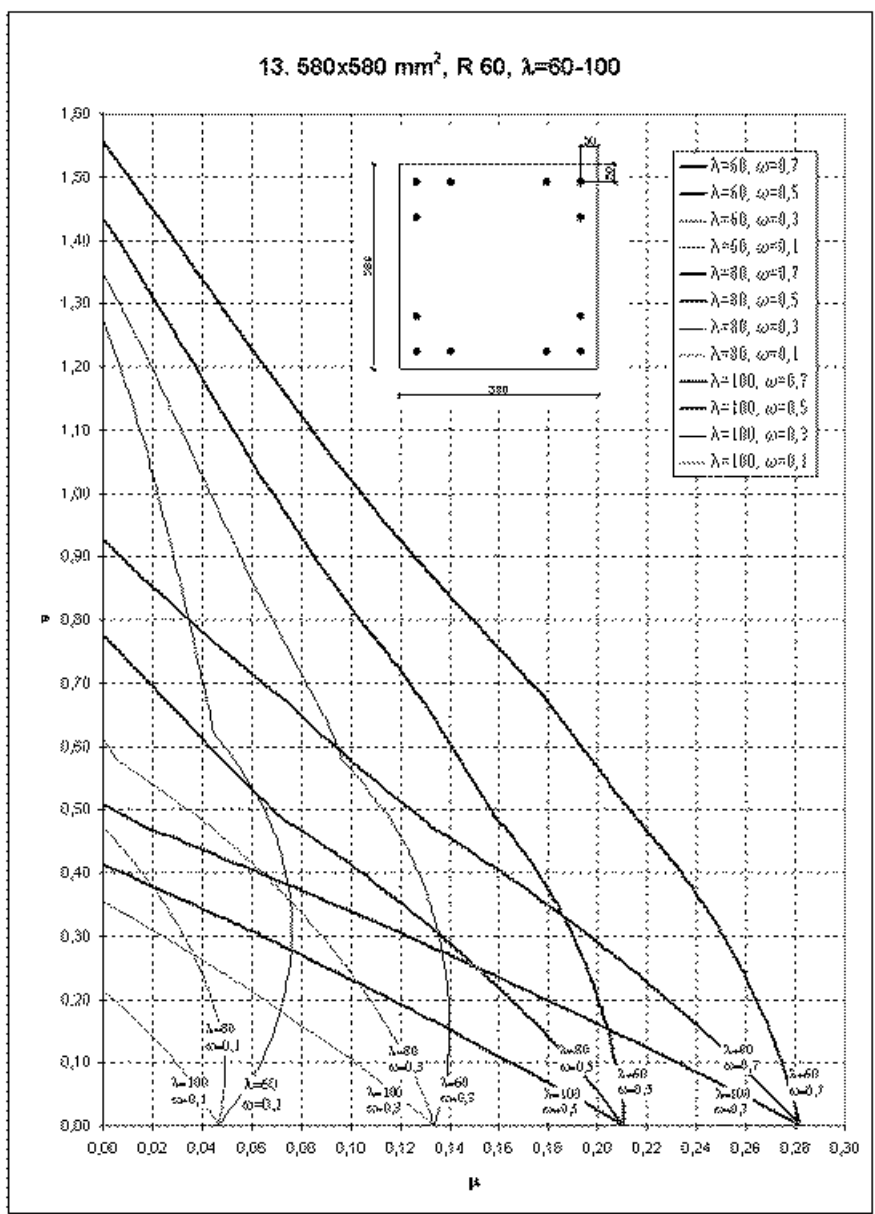
Taulukko 1 mukainen ratkaisu  
OK jos

$$(\omega < 0.55) \text{ ja } e_a > 250 \cdot \text{mm}$$

mikä ei toteudu, joten diagrammeja on käytettävä mitoitukseen.

$$e_a := \frac{M_{0Edfi}}{N_{0Edfi}} \quad e_a = 37 \cdot \text{mm}$$

LIITE 8: KESKIPILARI





**1 Level:**

- Name : Standard Level
- Reference level : ---
- Maximum cracking : 0,40 (mm)
- Exposure : XC1
- Concrete creep coefficient :  $\varphi_p = 1,67$
- cement class : N
- Concrete age (loading moment) : 28 (days)
- Concrete age : 50 (years)
- Structure class : S1
- Quality assurance system (4.4.1.3(3); A.2.1(1))
- Fire resistance class : R 30(SFS-EN 1992-1-2:2004)

**2 Beam: Beam1****Number: 1****2.1 Material properties:**

- Concrete : C50/60  $f_{ck} = 50,00$  (MPa)  
Rectangular stress distribution [3.1.7  
(3)]
- Density : 0,00 (kG/mm<sup>3</sup>)
- Aggregate size : 20,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW  $f_{yk} = 500,00$  (MPa)  
Horizontal branch of the stress-strain  
diagram  
Ductility class : A
- Transversal reinforcement: : A500HW  $f_{yk} = 500,00$  (MPa)

**2.2 Geometry:**

2.2.1	Span	Position	L supp. (mm)	L (mm)	R supp. (mm)
	<b>P1</b>	<b>Span 240,00</b>	<b>6000,00</b>	<b>240,00</b>	
	Span length: $L_0 = 6252,18$ (mm)				
	Section from 0,00 to 6000,00 (mm)				
	380,0 x 380,0 (mm)				
	without left slab				
	without right slab				
	380,0 x 380,0, Offset (+ up, - down): 0,0 x +375,0 (mm)				
	without left slab				
	without right slab				

**2.3 Calculation options:**

- Regulation of combinations : SFS-EN 1990/A1 CC2
- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast beam : yes

Reunapalkki

- Cover : bottom c = 30,0 (mm)  
: side c1= 30,0 (mm)  
: top c2= 30,0 (mm)
- Cover deviations : Cdev = 10,0(mm), Cdur = 0,0(mm)
- Coefficient  $\beta_2 = 0.50$  : long-term or cyclic load
- Method of shear calculations : strut inclination

**2.4 Loads:**

2.4.1 Continuous:

Type	Nature	Pos.	Span	$\gamma_f$	X0	P20 (mm)	X1 (kN/mm)	P21 (mm)	X2 (kN/mm)	P22	X3 (mm)
uniform	dead load(Structural)	top	1	1	1,35	-	0,02	-	-	-	-
uniform	snow(Lumikuorma sk<2.75 kN/m2)	top	1	1	1,35	-	0,02	-	-	-	-

$\gamma_f$  - load factor

**2.5 Calculation results:**

**Due to the beam geometry (inclined elements) some options have not been taken into account in calculations (see help).**

No.	Type	State	Span	x(mm)	Value	Capacity	n*
1.	M [kN*m]	ULS	1	228.36	33.78	0.00	0.00
2.	Areq [cm2]	SLS	1	228.36	0.23	0.00	0.00
3.	M [kN*m]	SLS	1	228.36	11.34	0.00	0.00
4.	M [kN*m]	SLS	1	228.36	7.68	0.00	0.00

n\* - Safety factor

**2.5.1 Reactions**

**Support V1**

Case	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
WALL1	-	69,26	-	0,00
SNOW1	-	46,80	-	0,00

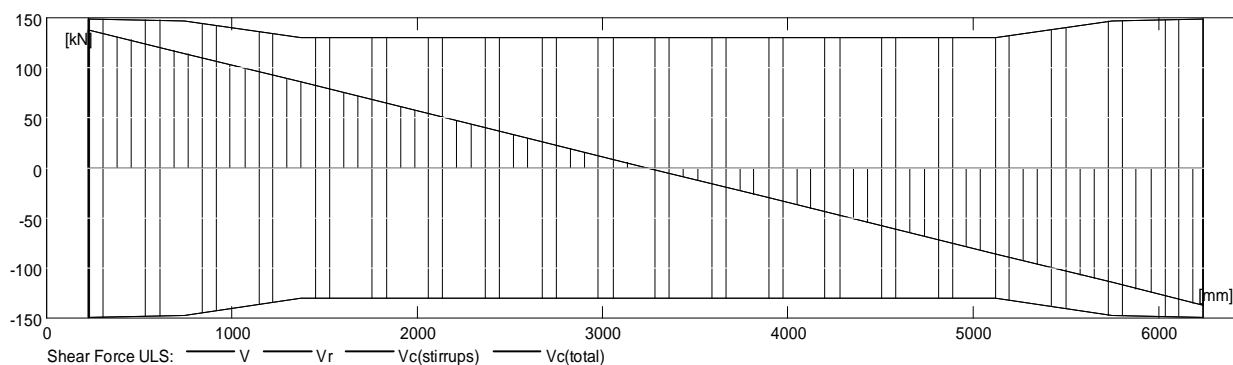
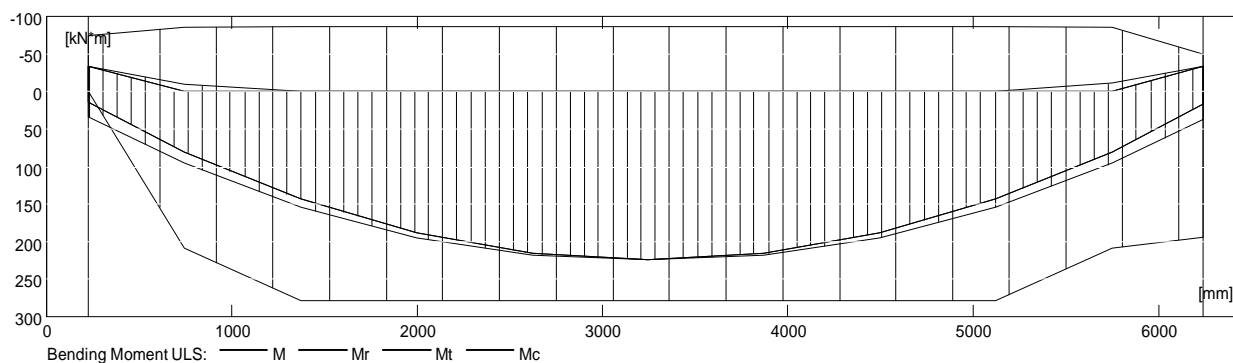
**Support V2**

Case	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
WALL1	-	69,26	-	0,00
SNOW1	-	46,80	-	-0,00

**2.5.2 Internal forces in ULS**

Span	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Ml (kN*m)	Mr (kN*m)	Ql (kN)	Qr (kN)
P1	223,71	-0,00	33,78	36,84	138,17	-137,08

Reunapalkki



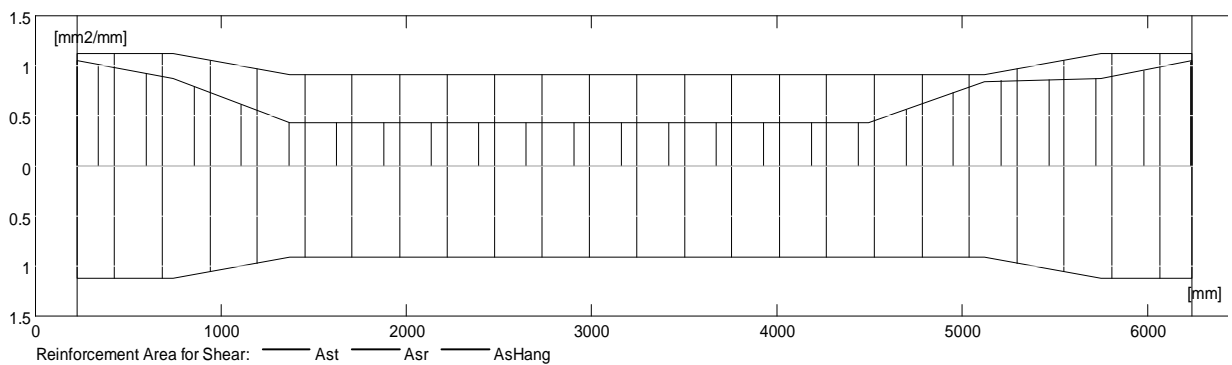
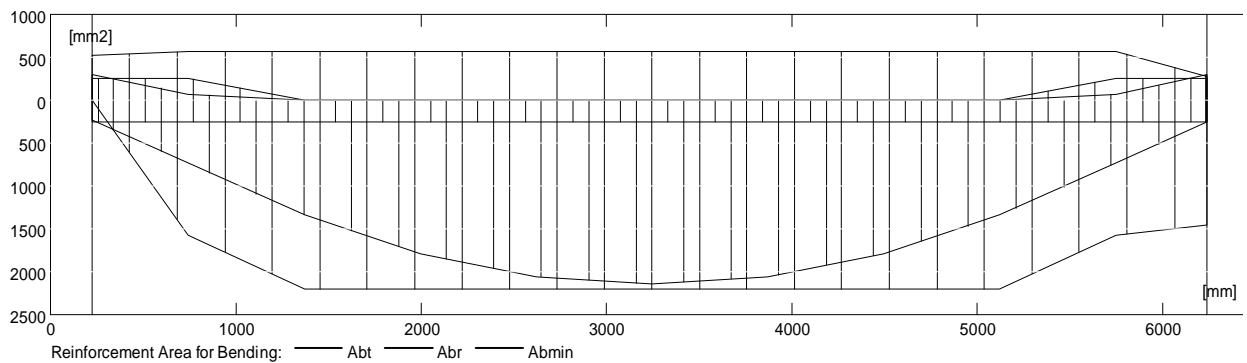
**2.5.3 Internal forces in SLS**

Span	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Ml (kN*m)	Mr (kN*m)	Ql (kN)	Qr (kN)
P1	181,77	0,00	-27,27	-27,27	112,26	-111,38

**2.5.4 Required reinforcement area**

Span	Span (mm <sup>2</sup> )		Left support (mm <sup>2</sup> )		Right support (mm <sup>2</sup> )	
	bottom	top	bottom	top	bottom	top
P1	2144,79	0,00	234,44	297,79	256,01	297,81

Reunapalkki



**2.5.5 Fire resistance**

Fire resistance :R 30(SFS-EN 1992-1-2:2004)  
 Calculations according to :SFS-EN 1992-1-2:2004  
 Estimation in accordance with section 5. Tabulated data.  
 Number of sides exposed to fire :3  
 Web type :WA  
 Beam type :freely supported  
 b\_min = 80,00(mm)  
 a\_min = 15,00(mm)

**2.5.6 Deflection and cracking**

wt(QP) Total due to quasi-permanent combination  
 wt(QP)dop Allowable due to quasi-permanent combination  
 Dwt(QP) Deflection increment from the quasi-permanent load combination after erecting a structure.  
 Dwt(QP)dop Admissible deflection increment from the quasi-permanent load combination after erecting a structure.

wk - width of perpendicular cracks

Span	wt(QP) (mm)	wt(QP)dop (mm)	Dwt(QP) (mm)	Dwt(QP)dop (mm)	wk (mm)
P1	0,0	25,0	0,0	0,0	0,2

**2.6 Theoretical results - detailed results:**

**2.6.1 P1 : Span from 228,36 to 6228,36 (mm)**

Abscissa (mm)	ULS				SLS	
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	A bottom (mm <sup>2</sup> )	A top (mm <sup>2</sup> )
228,36	33,78	-33,56	11,34	-27,27	234,44	297,79
745,22	95,96	-9,99	65,44	0,00	738,02	69,08

Reunapalkki

1370,44	154,19	-0,00	116,33	0,00	1341,88	0,00
1995,65	194,53	-0,00	152,68	0,00	1784,92	0,00
2620,87	216,97	-0,00	174,50	0,00	2054,40	0,00
3246,09	223,71	0,00	181,77	0,00	2144,79	0,00
3871,31	216,97	-0,00	174,50	0,00	2054,40	0,00
4496,52	194,53	-0,00	152,68	0,00	1784,92	0,00
5121,74	154,19	-0,00	116,33	0,00	1341,88	0,00
5746,96	95,96	-10,47	65,44	0,00	738,01	72,43
6240,07	36,84	-33,56	13,83	-27,27	256,01	297,81

Abscissa (mm)	ULS		SLS	afp (mm)
	V max. (kN)	V max. (kN)	V max. (kN)	
228,36	138,17	112,26	0,0	
745,22	114,50	93,03	0,1	
1370,44	85,88	69,77	0,1	
1995,65	57,25	46,52	0,2	
2620,87	28,63	23,26	0,2	
3246,09	0,00	0,00	0,2	
3871,31	-28,63	-23,26	0,2	
4496,52	-57,25	-46,52	0,2	
5121,74	-85,88	-69,77	0,1	
5746,96	-114,50	-93,03	0,1	
6240,07	-137,08	-111,38	0,0	

**2.7 Reinforcement:**

**2.7.1 P1 : Span from 228,36 to 6228,36 (mm)**

**Longitudinal reinforcement:**

- bottom (A500HW)
  - 5  $\phi$ 20 l = 6946,60 from -0,00 to -0,00
  - 2  $\phi$ 20 l = 4750,81 from 5617,14 to 875,59

Suuruusluokka 7 T20 vaikuttaa oikealta.

**Transversal reinforcement:**

- main (A500HW)
  - stirrups 29  $\phi$ 8 l = 1133,10  
e = 1\*51,73 + 3\*179,65 + 2\*239,53 + 19\*219,57 + 4\*179,65 (mm)
  - 29  $\phi$ 8 l = 1129,10  
e = 1\*51,73 + 3\*179,65 + 2\*239,53 + 19\*219,57 + 4\*179,65 (mm)
  - pins 29  $\phi$ 8 l = 1133,10  
e = 1\*51,73 + 3\*179,65 + 2\*239,53 + 19\*219,57 + 4\*179,65 (mm)
  - 29  $\phi$ 8 l = 1129,10  
e = 1\*51,73 + 3\*179,65 + 2\*239,53 + 19\*219,57 + 4\*179,65 (mm)

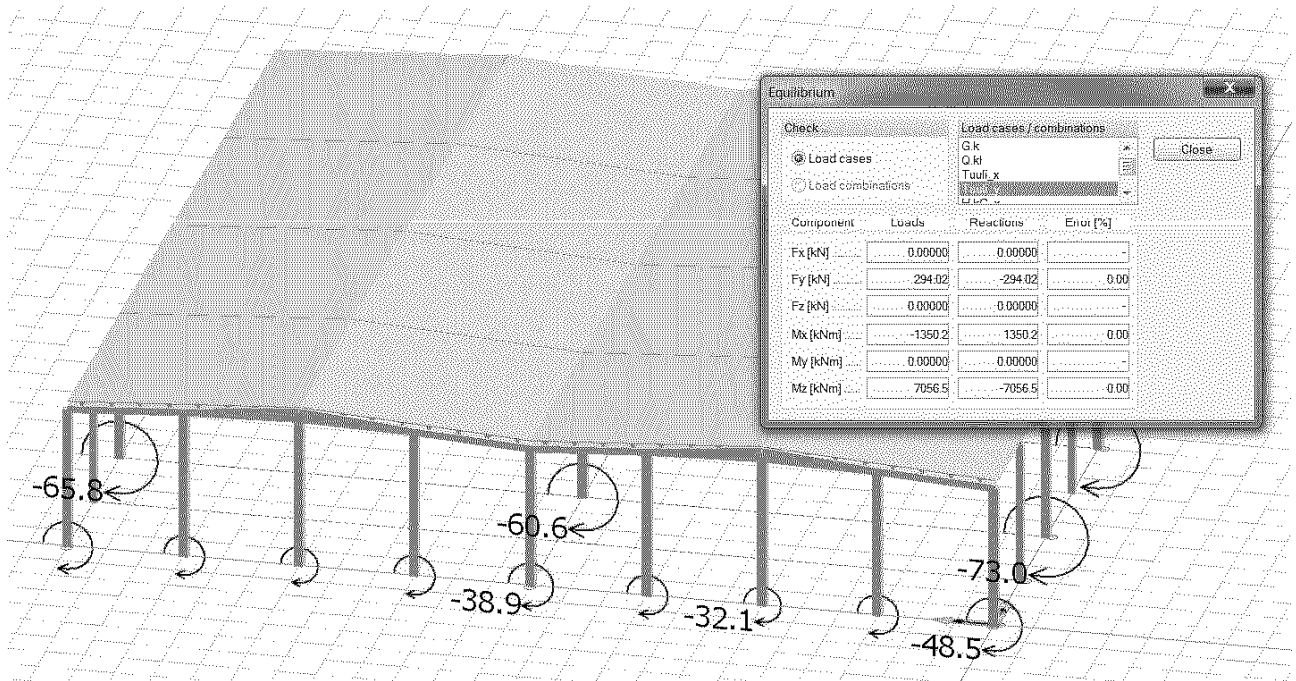
**3 Material survey:**

- Concrete volume = 937402538,19 (mm<sup>3</sup>)
- Formwork = 7502497,57 (mm<sup>2</sup>)
- Steel A500HW
  - Total weight = 164,28 (kG)
  - Density = 0,00 (kG/mm<sup>3</sup>)
  - Average diameter = 12,6 (mm)
  - Survey according to diameters:

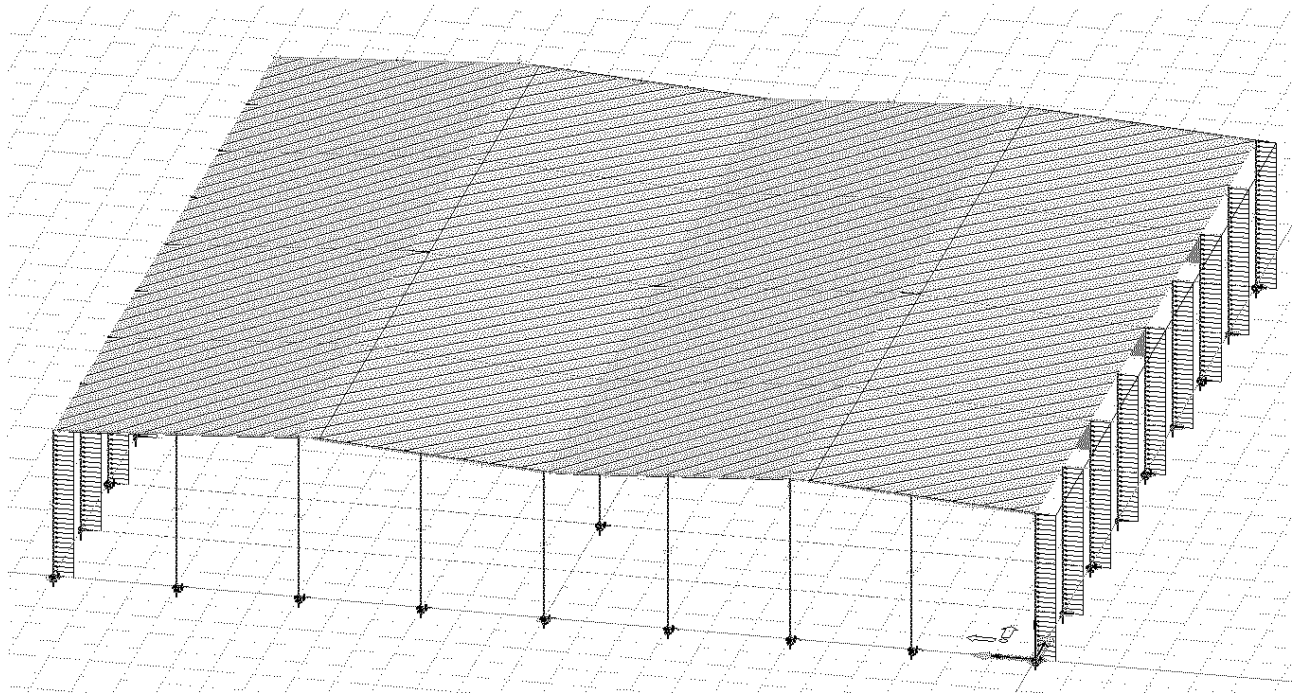
Diameter (mm)	Length (mm)	Weight (kG)	Number (No.)	Total weight (kG)
------------------	----------------	----------------	-----------------	----------------------

Tuulikuorman vertailua osapainekertoimen sekä voimakertoimen kesken

1.



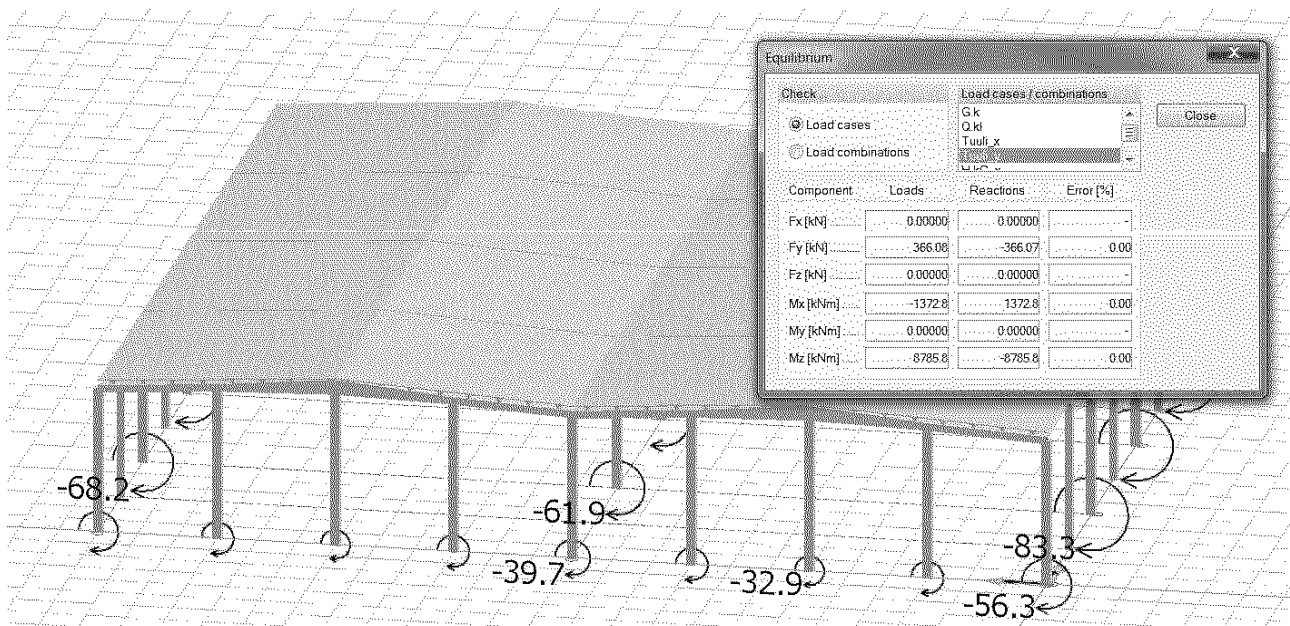
Kuvassa on Pilarien momentit y-suunnan tuulesta osapainekertoimin laskettuna. Kokonaisvaakavoima 294kN ja MathCadissa laskettuna 293kN eli 1kN virhe.



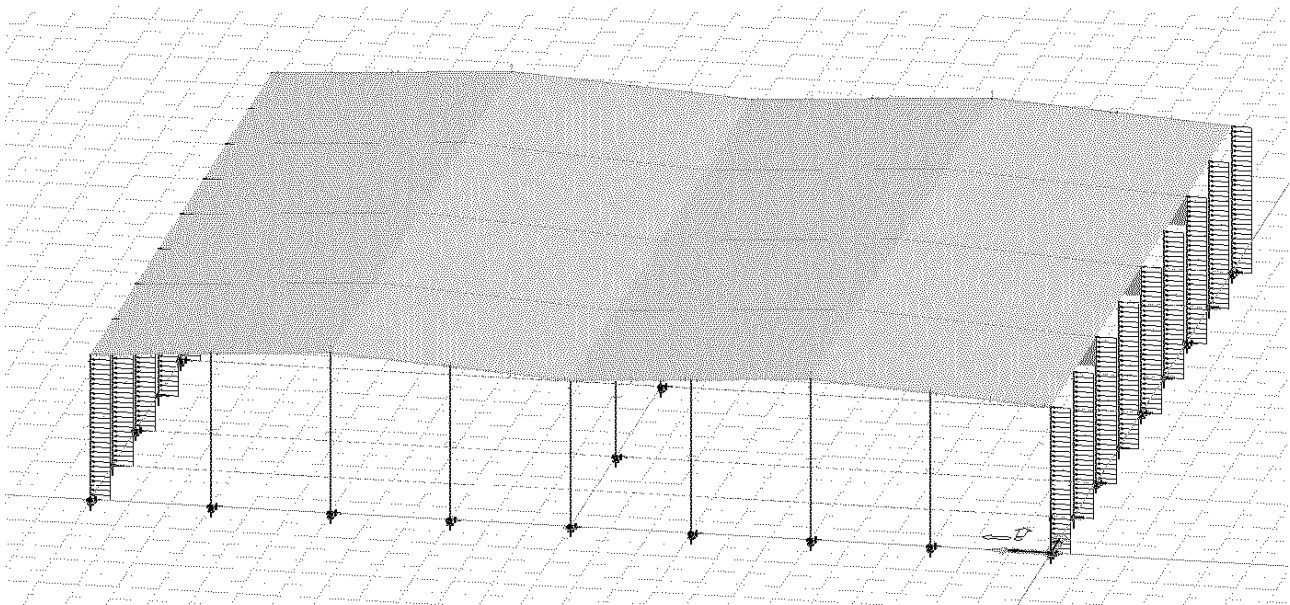
Kuvassa on kuormien jako y-suunnalle paine, imu sekä sahakaton minimivaakavoimalle.

# LIITE 10: TUULIKUORMAN VERTAILUA

2.

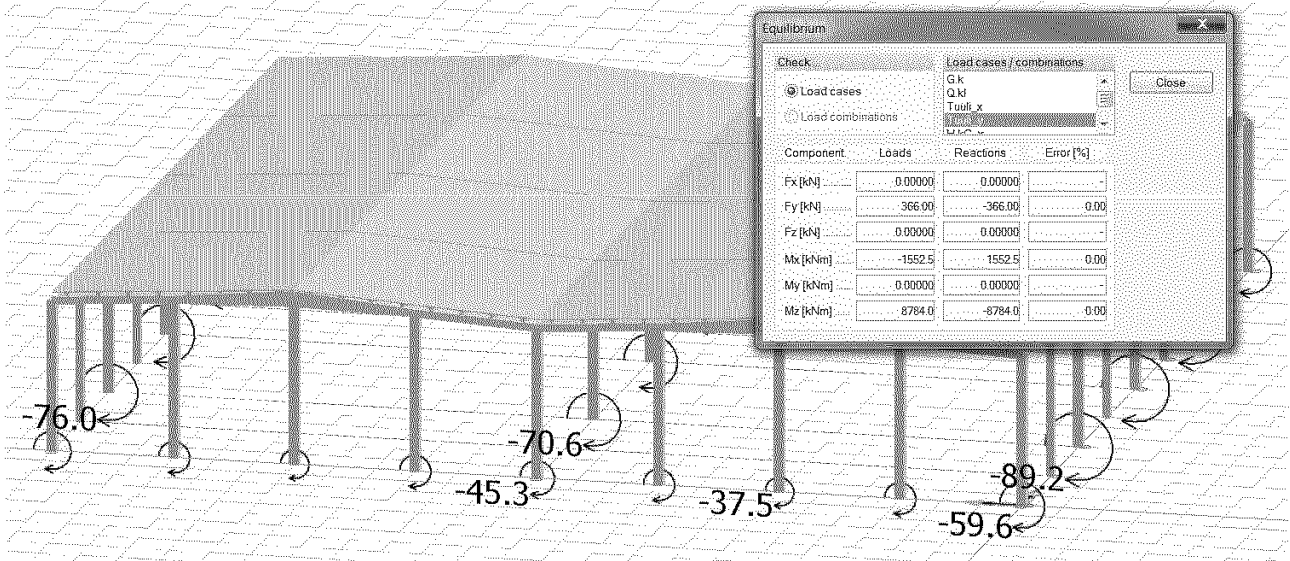


Kuvassa on Pilarien momentit y-suunnan tuulesta voimakertoimella laskettuna. Kokonaisvaakavoima 366kN ja MathCadissa laskettuna 365,6kN eli alle 1kN virhe. Kattoa ei ole huomioitu kuormanjaoissa.

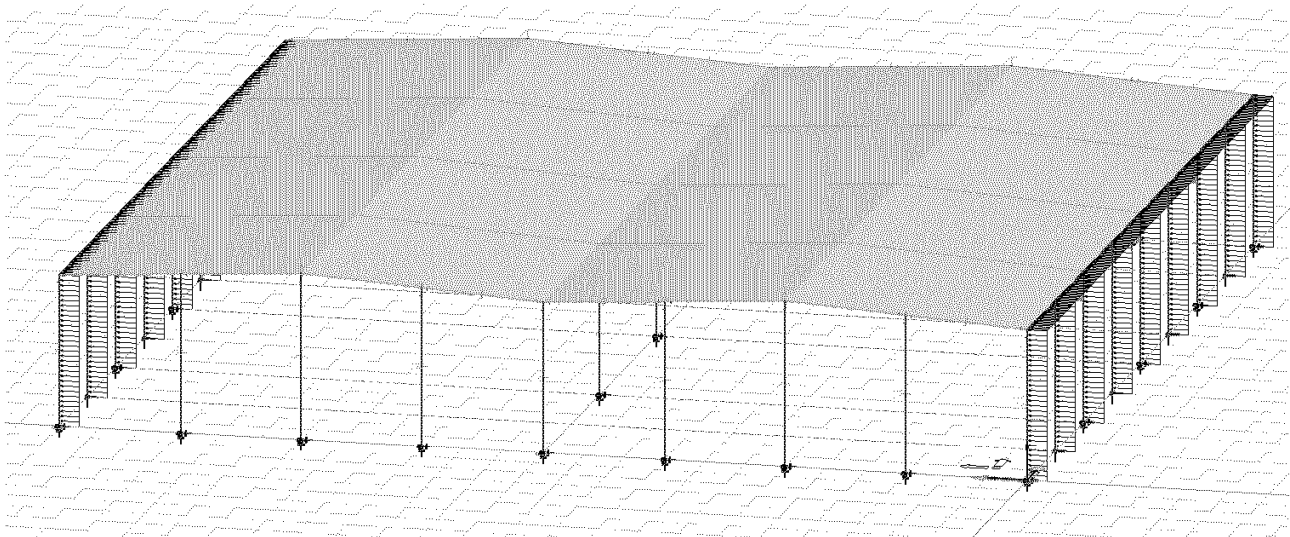


Kuvassa on kuormien jako paine- sekä imupuolelle. Jako on tehty 1,0 painepuolelle ja 0,3 imupuolelle huomioimatta kattoa. Painepuolen 1,0 selittyy siten, että ulkopuolinen painekertoimen olisi 0,7 ja sisäpuolinen vaarallisin 0,3. Näin painekertoimella 1,0 voidaan myös mitoittaa rakenneosat ja kokonaisvoimakertoimeksi muodostuu 1,3.

3.



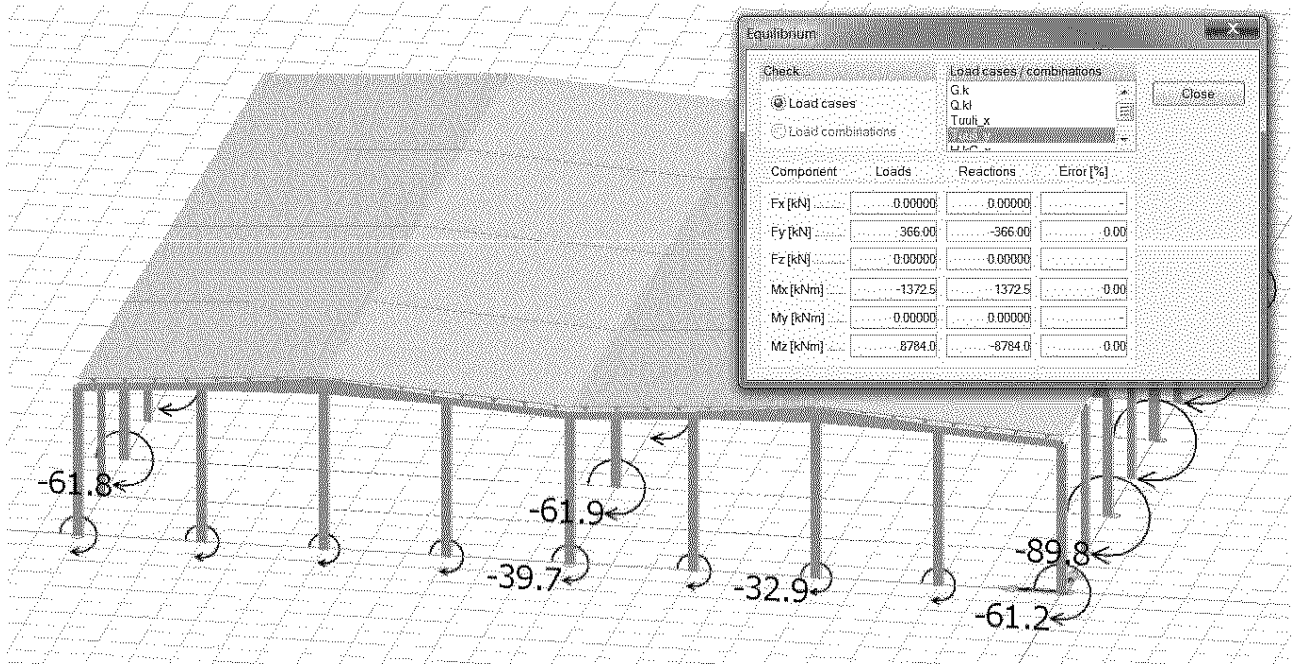
Kuvassa on Pilarien momentit y-suunnan tuulesta voimakertoimella laskettuna. Kokonaisvaakavoima 366kN ja MathCadissa laskettuna 365,6kN eli alle 1kN virhe. Katto on huomioitu kuormanjaossa.



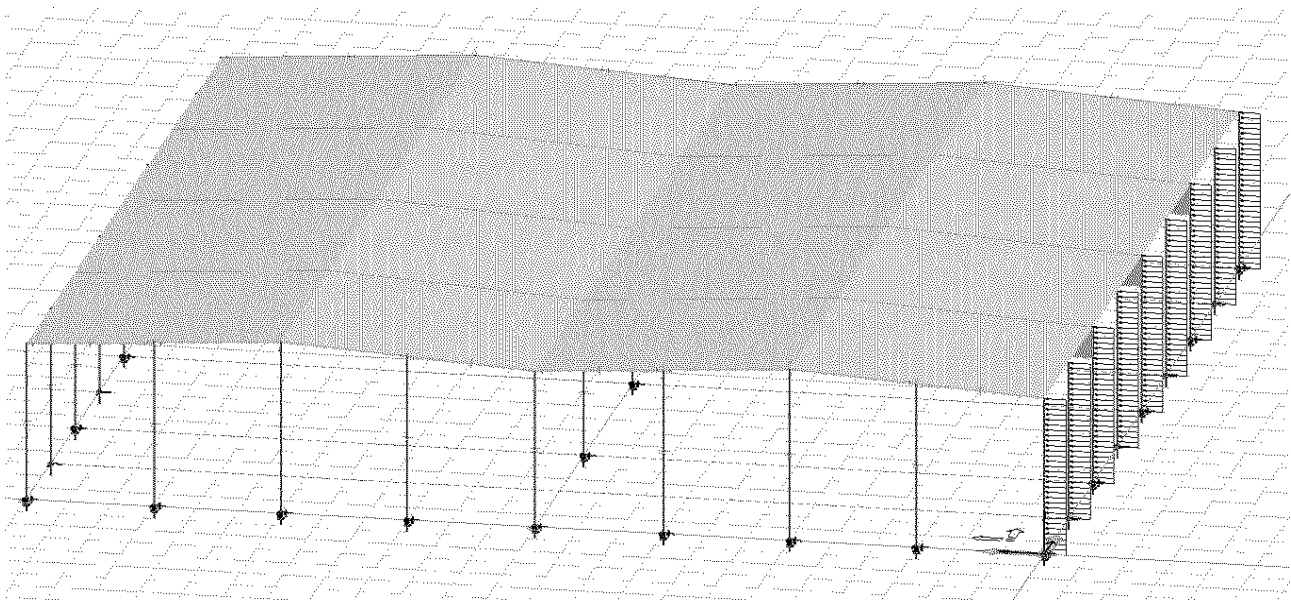
Kuvassa on kuormien jako voimakertoimen mukaisesti paine- sekä imupuolille, mutta kuitenkin ottamalla katon osuus tuulesta huomioon viivakuormalla molemmin puolin. Painepuolen kertoimena 1,0 ja imun 0,3.



4.

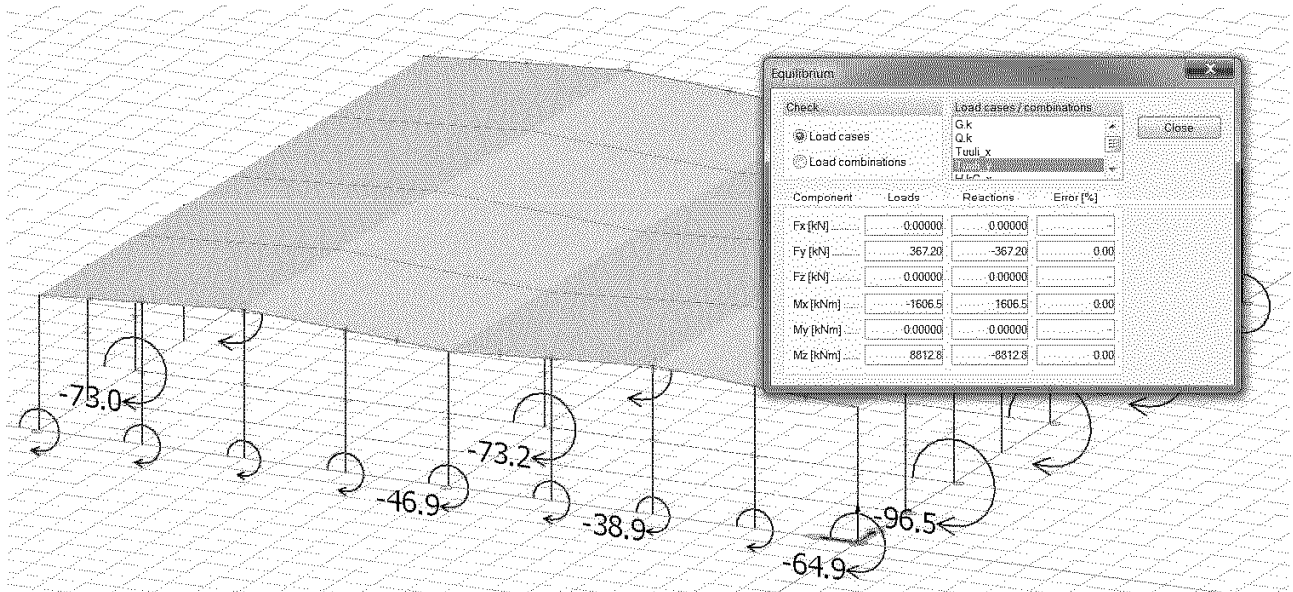


Kuvassa on Pilarien momentit y-suunnan tuulesta voimakertoimella laskettuna. Kokonaisvaakavoima 366kN ja MathCadissa laskettuna 365,6kN eli alle 1kN virhe. Kattoa ei ole huomioitu kuormanjaossa.

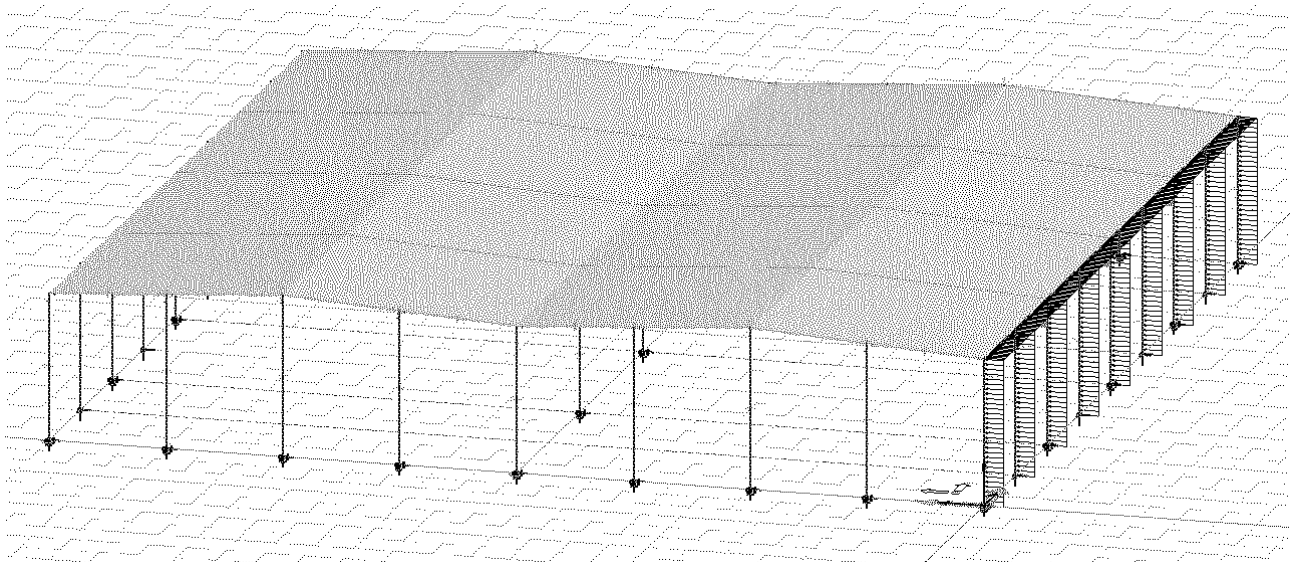


Kuvassa on kuormien jako voimakertoimen mukaisesti ainoastaan painepuolelle huomioimatta kattoa.

5.



Kuvassa on Pilarien momentit y-suunnan tuulesta voimakertoimella laskettuna. Kokonaisvaakavoima 367,2kN ja MathCadissa laskettuna 365,6kN eli hieman yli 1kN virhe. Katto on huomioitu kuormanjaossa.



Kuvassa on kuormien jako voimakertoimen mukaisesti ainoastaan painepuolelle, mutta kuitenkin ottamalla katon osuus tuulesta huomioon viivakuormalla.

## LIITE 10: TUULIKUORMAN VERTAILUA

### Yhteenveto tuulikuorman mallinnuksesta

#### NURKKAPILARI y-suunta

Mallinnustapa	1	2	3	4	5	Keskiarvo
Momentti [kNm]	48,5	56,3	59,6	61,2	64,9	58,1

#### REUNAPILARI y-suunta [MOD A-3]

Mallinnustapa	1	2	3	4	5	Keskiarvo
Momentti [kNm]	73,0	83,3	89,2	89,8	96,5	86,4

#### KESKIPILARI y-suunta [MOD B-3]

Mallinnustapa	1	2	3	4	5	Keskiarvo
Momentti [kNm]	60,6	61,9	70,6	61,9	73,2	65,6

#### PÄÄDYN TUULIPILARI y-suunta [MOD A-B]

Mallinnustapa	1	2	3	4	5	Keskiarvo
Momentti [kNm]	32,1	32,9	37,5	32,9	38,9	34,9

Vaikka osapainemenetelmän mukainen kokonaistuulivoima muodostuikin 72kN pienemmäksi, niin eivät vaikutukset pilarien momentteihin ole loppujen lopuksi kovin suuret. Tämä johtuu suurelta osin myös siitä, että sahakaton minimivaakavoima osapainekertoimelle on isompi kuin ~75kN tässä tapauksessa verrattuna voimakertoimen ~61kN arvoon. Mitä korkeammalle voima asetetaan, niin sitä suurempi on luonnollisesti perustukseen kohdistuva taivutusmomentti. Tähän perustuu myös lisävaakavoimien huomioon ottamisen tarve. Lisäksi yli puolet seinälle kohdistuvasta tuulikuormasta kulkeutuu leikkausvoimana perustuksille. Tällaisia laskentaesimerkkejä on useita, joissa koko seinälle kohdistuva tuulikuorma sekä lisävaakavoimat sijoitetaan pilarien yläosaan rakennuksen keskelle. Tämä kuorma edelleen jaetaan jäykkyyksien suhteessa huomioiden kiertokeskiön paikka. Menetelmällä yliarvioidaan tuulen vaikutusta rajusti. Hyvänä arviona on pitää, että noin 50-60% tuulesta kulkeutuu yläosalle. Tällöin katon osuus kokonaistuulivoimasta tulee huomioitua myös. Tuulenpuoleisten pilarien rasituksia kuitenkin aliarvioidaan helposti näin, koska tuulen tasaisen kuorman aiheuttamaa lisätaivutusta ei huomioida.

Suurin prosentuaalinen ero muodostuu reunapilarille menetelmän 1 ja 5 välille, jolloin menetelmä 5 antaa ~32% suuremman taivutusmomentin. Täytyy huomioida, että rakenneosamitoituksessa osapainemenetelmässäkin pitää ottaa sisäpuolinen paine huomioon, joka tässä tapauksessa olisi 0,3. Menetelmät 1 ja 5 eivät siksi oikeastaan ole verrattavissa vaan pitäisi ennemminkin verrata tapoja 2 sekä 5. Tällöin eroa on enää 16%.

Menetelmää 3 sekä 5 on eniten havaittavissa laskentaesimerkeissä, joista menetelmä 3 on työläämpi – kuitenkin realistisempi. Menetelmän 4 etuna on sen helppo ja nopea käyttö etenkin käsin laskennassa. Tuulen mallintaminen ainoastaan painepuolelle huomioimatta katon osuutta ei ole teoreettisesti oikein, mutta tässä tapauksessa huomataan, että menetelmä antaa kohtuullisen hyviä tuloksia. Imupuolen pilari lasketaan myös paineelle, jolloin sen momentiksi muodostuu tällöin mitoittava tuulen suuntaa muuttamalla 180 astetta.

Menetelmän 5 tulokset ovat varmalla puolen ja laskentatapa on lisäksi suhteellisen nopea käyttää. Menetelmän 3 ja 5 välillä ei ole eroa kuin 8%.

Valitaan laskentatavaksi tähän opinnäytteeseen laskentatapa 5.

## Yläpohjan kokonaisvarmuus

### HI-palkki

HI-palkin kantokestävyys on tarkasteltu taulukosta, jolloin sille on laskettu  $q_{ksall}$  arvo.

#### HI keskipalkille $q_{ksall}$

$$q_{ksall} := (g_{kTT} + g_{kcp}) \cdot b + Q_{k\_keski} = 67.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kantokykytaulukosta valitaan HI-palkiksi HI-480/2250, jonka  $q_{ksall}$  arvo 24m jännevälillä on 71kN/m. HI-palkille jää siis varmuutta tässä tapauksessa vielä  $q_{ksall}$  arvona 3,8kN/m. Lisätään tämä arvo hyötykuormaksi ja lasketaan HI-palkin murtokuorma.

#### Ripustuskuorma

$$q_{kr} := 0.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### TT-laatan paino TT3000-180/400

$$g_{kTT} := 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad b := 12\text{m} \quad \text{TT -laatan pituus}$$

#### HI-palkin omapaino HI-480/2250

$$G_{kHI\_keski} := \frac{33162\text{kg} \cdot g}{24\text{m}} = 13.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k\_keski} := (g_{kTT} + g_{kcp}) \cdot b + G_{kHI\_keski} = 50.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{k\_keski} := (q_{lk} + q_{kr}) \cdot b + Q_{k\_lisävarmuus} = 33.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{k\_keski} := G_{k\_keski} + Q_{k\_keski} = 84.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{d\_keski} := 1.15 \cdot G_{k\_keski} + 1.5 \cdot Q_{k\_keski} = 109.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Pintarakenteet

$$g_{kcp} := 0.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### Lumikuorma

$$\mu_1 := 0.8$$

$$S_k := 2.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{lk} := \mu_1 \cdot S_k = 2.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{k\_lisävarmuus} := 3.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ksall} := (g_{kTT} + g_{kcp}) \cdot b + Q_{k\_keski} = 71 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## LIITE 11: KOKONAISVARMUUS

Arvot ilman lisävarmuuskuormaa ovat:

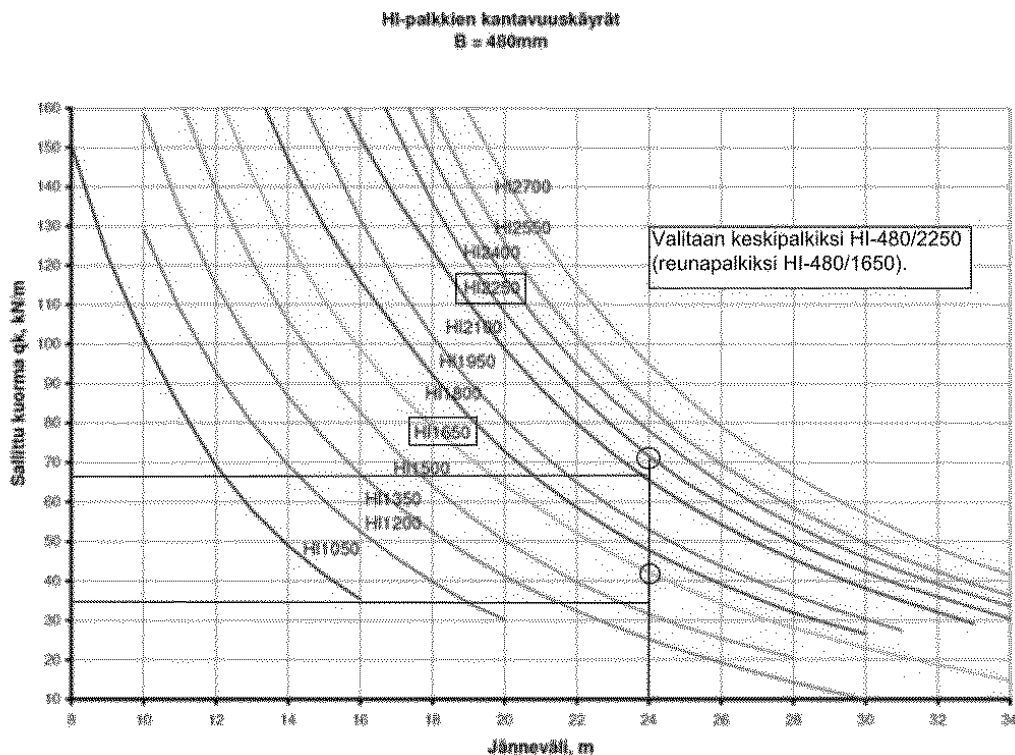
$$P_{k\_keski} := G_{k\_keski} + Q_{k\_keski} = 80,8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{d\_keski} := 1,15 \cdot G_{k\_keski} + 1,5 \cdot Q_{k\_keski} = 103,4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{ksall} := (\xi_{kTT} + \xi_{kp}) \cdot b + Q_{k\_keski} = 67,2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyt voidaan verrata HI-palkin kantokykyä vastaavia käyttörajatilan sekä murtorajatilan kuormia tässä tapauksessa vallitseviin arvoihin. Lisävarmuutta  $KRT = 84,6/80,8 = 1,047$  ja  $MRT = 109,1/103,4 = 1,055$ . Varmuus HI-palkin MRT kapasiteetin ja tapauksen KRT arvon välillä  $109,1/80,8 = 1,35$ . Oman painon osuus KRT kuormista on  $50,75/84,6 = 60\%$  ja MRT kuormista  $1,15 \cdot 50,75/109,1 = 53\%$ . Huomataan, että betonilla kokonaiskuormista yli puolet on omaa painoa. Tällöin pienet ylikuormitukset esimerkiksi mahdollisista kinostumista eivät vaikuta niin radikaalisti kokonaiskuormiin.

Käytetään HI-palkin mitoituksessa standardin SFS-EN 1992-1-1 liitteen A pienennettyjä osavarmuuskertoimia. Oletetaan, että mitoituskestävyys lasketaan pienentäen poikkileikkauksen kokoa sallitun poikkeaman verran ja betonin lujuuden keskihajonnan osoitetaan olevan alle 10%, jolloin voidaan betonille käyttää osavarmuuskerrointa  $\gamma_{c,red3} = 1,35$  ja betoniteräksille osavarmuuskerrointa  $\gamma_{s,red2} = 1,05$ . Jännepunoksille käytetään materiaalin osavarmuuskerrointa  $\gamma_p = 1,10$ . Pienennettyjen materiaalin osavarmuuskerroimien käyttö on elementtirakentamisessa sovittu perusratkaisu.

Oletetaan HI-palkin murtumistavan olevan sitkeä, jolloin vetopuolen jännepunokset myötäävät. Tällöin HI-palkin kokonaisvarmuus olisi Kuormanvarmuuksien sekä jännepunoksen materiaalin osavarmuuksien tulo:  $1,35 \cdot 1,10 = 1,49$ .

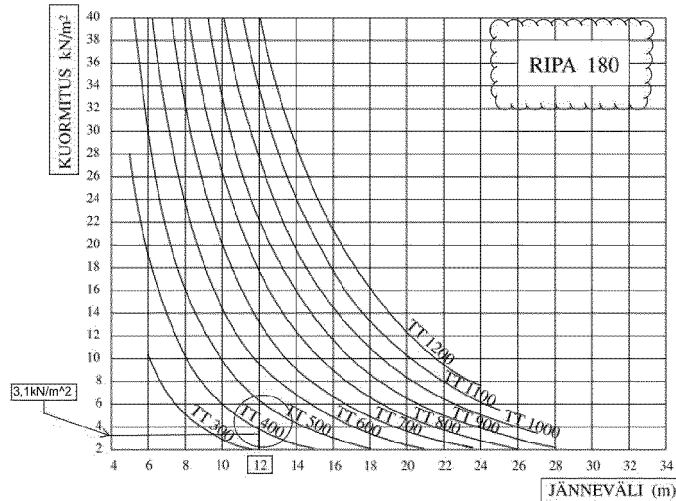


## TT-laatta

### TT laatalle q<sub>ksall</sub>

$$q_{ksall} := g_{kp} + q_{lk2} + q_{kr} = 3.1 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

TT-laataksi valitaan kantokykytaulukosta TT3000-180/400, jonka q<sub>sall</sub> arvo 12m jänneväliillä on noin 3,9kN/m<sup>2</sup>. TT-laatalle jää varmuutta tässä tapauksessa vielä q<sub>sall</sub> arvona 0,8kN/m<sup>2</sup>.



TT 3000/400/		120	180	240
Korkeus	H	400	400	400
Rivan leveys	b <sub>1</sub>	120	180	240
Ripaväli	b <sub>3</sub>	1436	1496	1556
Etäisyys	b <sub>2</sub>	777	747	717
Yläosan mitat	c <sub>1</sub>	144	204	264
	c <sub>2</sub>	705	645	585
	c <sub>3</sub>	1292	1292	1292
Paino	kg/m <sup>2</sup>	215	250	285

Painoa laatalle TT3000-180/400 on 2,5kN/m<sup>2</sup>. Lisätään lisävarmuuden arvo ja lasketaan TT-laatan murtokuorma.

### Ripustuskuorma

$$q_{kr} := 0.3 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

### TT-laatan paino TT3000-180/400

$$g_{kTT} := 2.5 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{k\_TT} := g_{kTT} + g_{kp} = 3.1 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{k\_TT} := q_{lk} + q_{kr} + Q_{k\_lisävarmuus} = 3.3 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{k\_TT} := G_{k\_TT} + Q_{k\_TT} = 6.4 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{d\_TT} := 1.15 \cdot G_{k\_TT} + 1.5 \cdot Q_{k\_TT} = 8.5 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

### Pintarakenteet

$$g_{kp} := 0.6 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

### Lumikuorma

$$\mu_1 := 0.8$$

$$S_k := 2.75 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{lk} := \mu_1 \cdot S_k = 2.2 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{k\_lisävarmuus} := 0.8 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

### TT laatalle q<sub>ksall</sub>

$$q_{ksall} := g_{kp} + q_{lk} + q_{kr} + Q_{k\_lisävarmuus} = 3.9 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

## LIITE 11: KOKONAISVARMUUS

Arvot ilman lisävarmuuskuormaa ovat:

$$P_{k\_TT} := G_{k\_TT} + Q_{k\_TT} = 5,6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

TT laatalle  $q_{ksall}$

$$P_{d\_TT} := 1,15 \cdot G_{k\_TT} + 1,5 \cdot Q_{k\_TT} = 7,3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{ksall} := s_{kp} + q_{ik} + q_{kr} + Q_{k\_lisavarmuus} = 3,1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyt voidaan verrata TT-laatan kantokykyä vastaavia käyttörajatilan sekä murtorajatilan kuormia tässä tapauksessa vallitseviin arvoihin. Lisävarmuutta KRT  $6,4/5,6=1,14$  ja MRT  $8,5/7,3=1,20$ . Varmuus TT-laatan MRT kapasiteetin ja tapauksen KRT arvon välillä  $8,5/6,4=1,33$ . Oman painon osuus KRT kuormista on  $3,1/5,6=55\%$  ja MRT kuormista  $1,15 \cdot 3,1/8,5=42\%$ . Huomataan, että betonilla tässäkin tapauksessa on kokonaiskuormista käyttörajatilassa yli puolet omaa painoa ja murtorajatilassakin vielä 42%.

Käytetään TT-laatan materiaaleille samoja osavarmuuskertoimia kuin HI-palkillekin, koska TT-laatta on myös elementtirakenne. TT-laatan kokonaisvarmuudeksi muodostuu siis myös MRT kapasiteetin ja KRT kuormien varmuuden sekä jännepunoksen pienennetyt materiaaliosavarmuusluvun tulo:  $1,33 \cdot 1,1=1,46$ .

HI-palkin kokonaisvarmuudeksi saatiin laskettua 1,49 ja TT-palkille 1,46. Arvot ovat hyvin lähellä toisiaan. Valitaan yläpohjan kokonaisvarmuudeksi edellisistä lasketuista pienempi arvo eli 1,46.

On huomioitava, että tämä tapa määrittellä rakenneseosan kokonaisvarmuus on hyvin karkea, koska se ei ota huomioon materiaalilujuuksien sekä pysyvien ja muuttuvien kuormien jakautumia. Kuitenkin näin saadaan tietyntasoinen vertailuarvo kokonaisvarmuudelle.





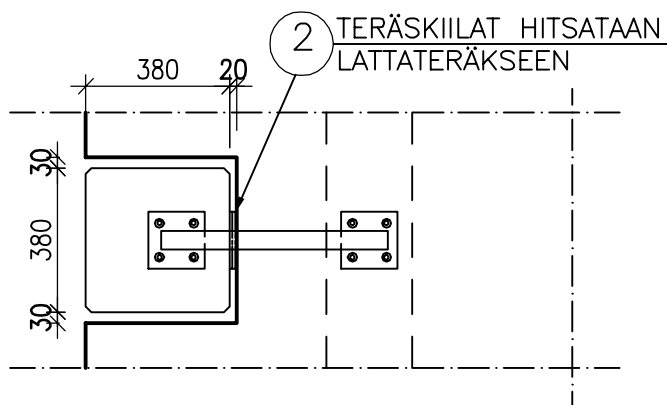
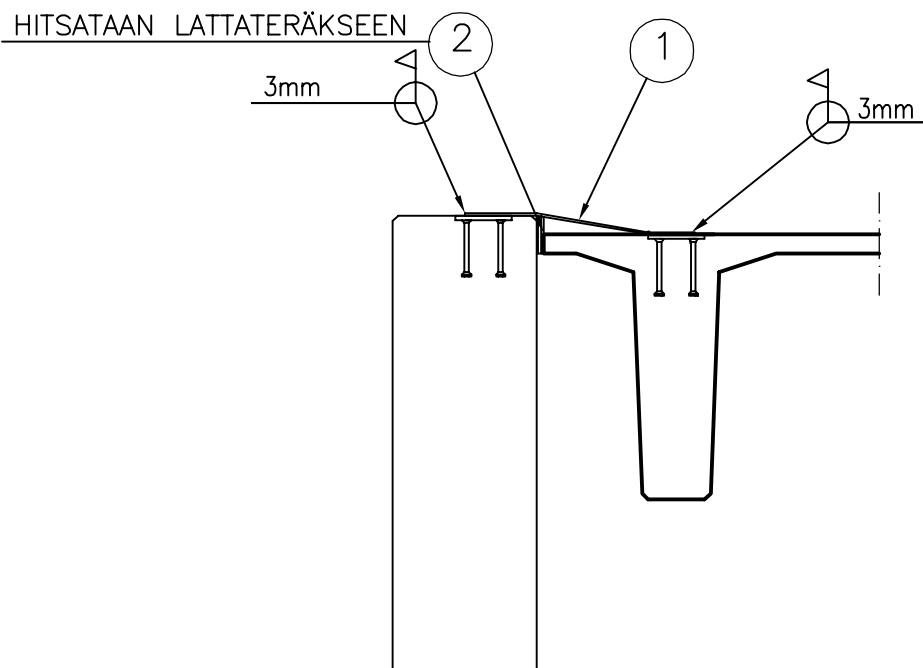




LIITE 15: DET 1, DET 2, DET 3 JA DET 4

		Sisältö	
		TUULIPILARIN JA TT-LAATAN LIITOS	
Suunnittelija Jari Toijonen		Työn nro	
		Päiväys	Tekijä
			DET 1

mittakaava 1:20

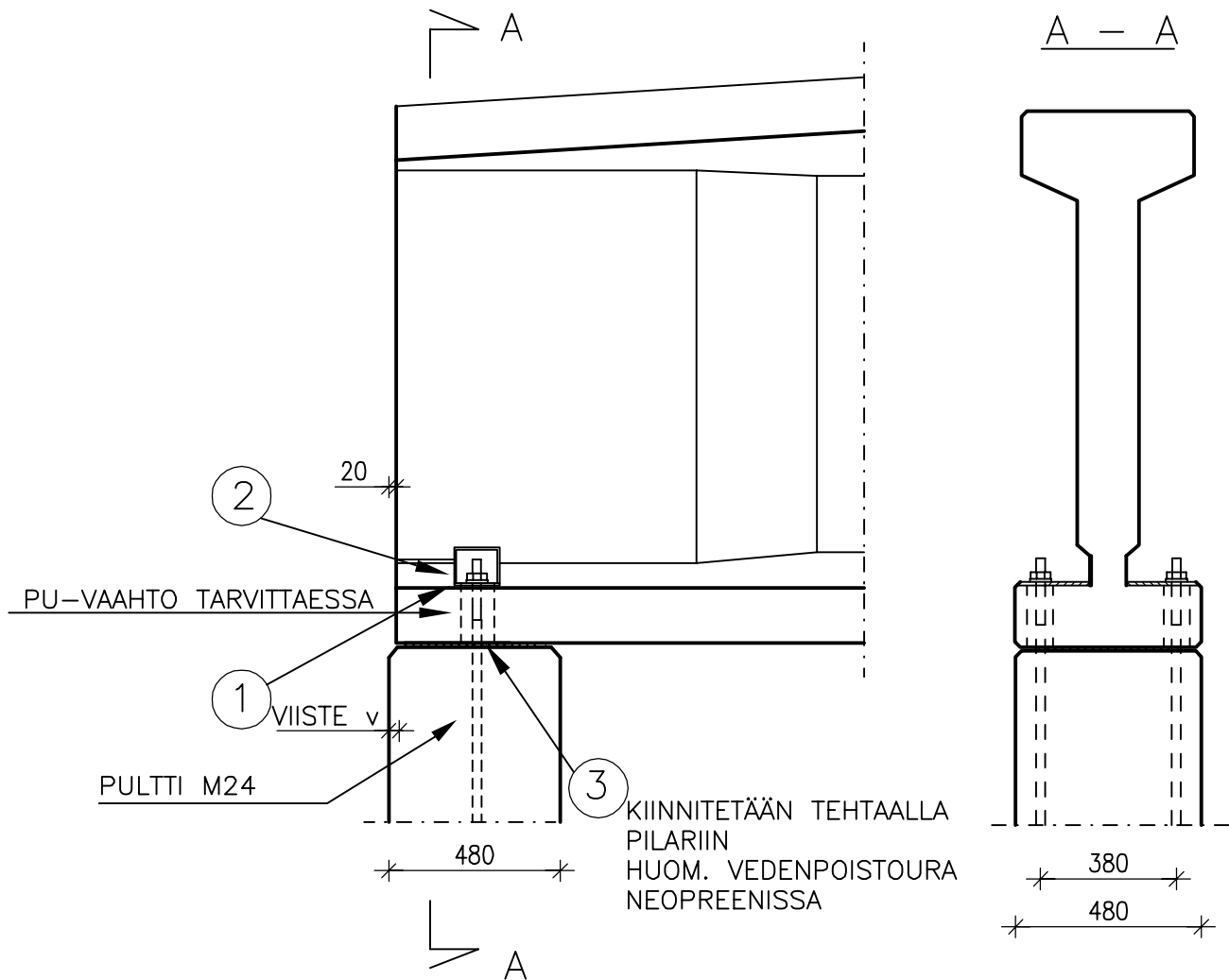


MATERIAALI- JA TARVIKELUETTELO						TUNNUS:	
RY	PO	MAT/TAR	TYYPPI	KOKO	LAATU	MÄÄRÄ	HUOM.
TLA	1	LATTATERÄS		50*6 L	S235J2G3	1 kpl	
VPU	2	TERÄSKIILAT		100*150*..	S235J2G3		

LIITE 15: DET 1, DET 2, DET 3 JA DET 4

		Sisältö I- JA HI-PALKIN LIITOS PILARIIN (2 PULTTIA)	
Suunnittelija Jari Toijonen	Työn nro		DET 2
	Päiväys	Tekijä	

mittakaava 1:20

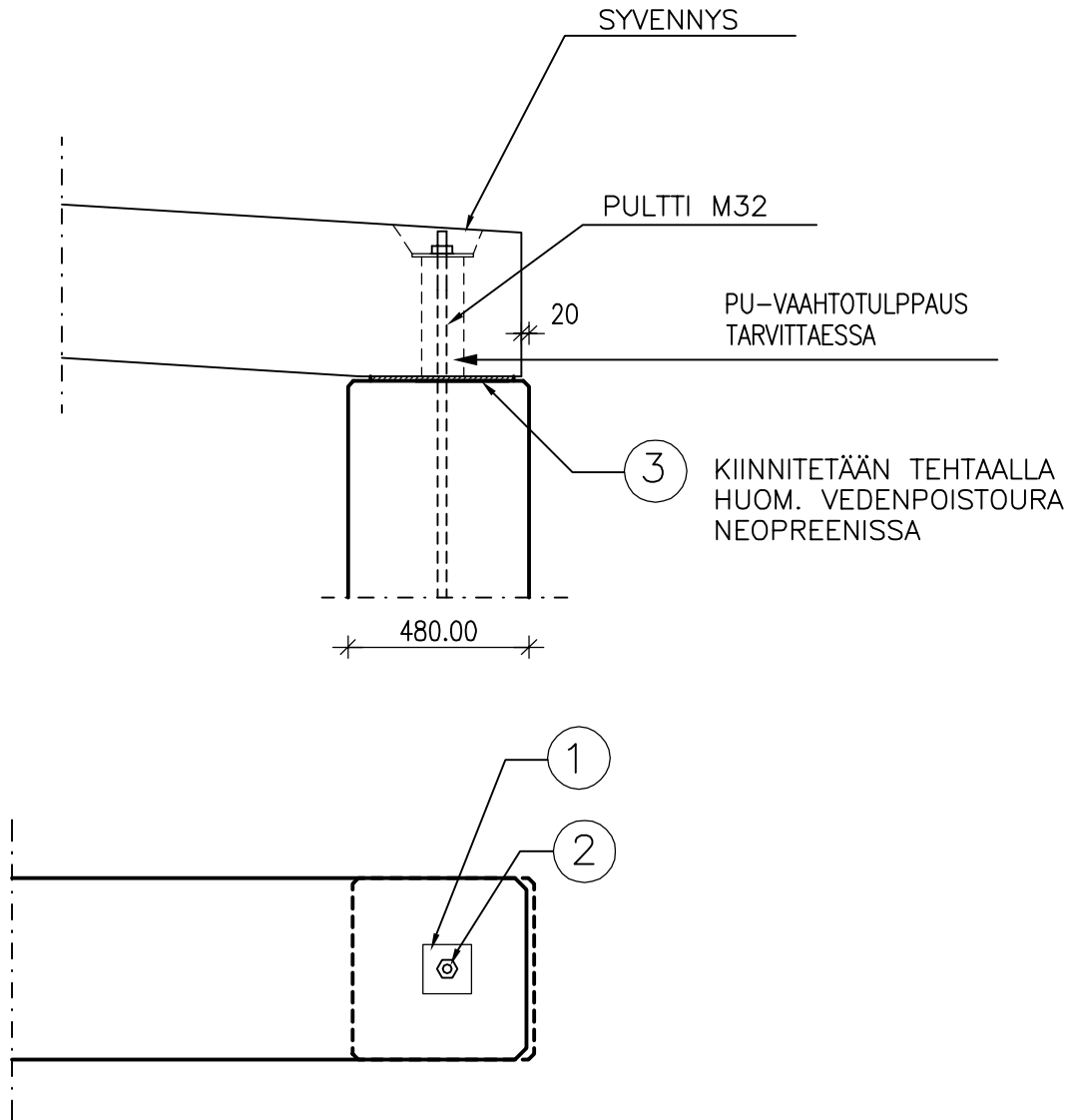


MATERIAALI- JA TARVIKELUETTELO						TUNNUS:	
RY	PO	MAT/TAR	TYYPPI	KOKO	LAATU	MÄÄRÄ	HUOM.
TAL	1	ALUSLEVY		100*100*12	S355J2G3	2 kpl	
TMU	2	KUUSIOMUTTERI		M24	SFS 2067	2 kpl	
VKU	3	KUMILEVY	NEOPREN	10 mm	SHORE 60		

LIITE 15: DET 1, DET 2, DET 3 JA DET 4

		Sisältö SUORAKAIDEPALKIN LIITOS PILARIN PÄÄHÄN REUNAPILARI	
Suunnittelija Jari Toijonen	Työn nro		DET 3
	Päiväys	Tekijä	

mittakaava 1:20



MATERIAALI- JA TARVIKELUETTELO

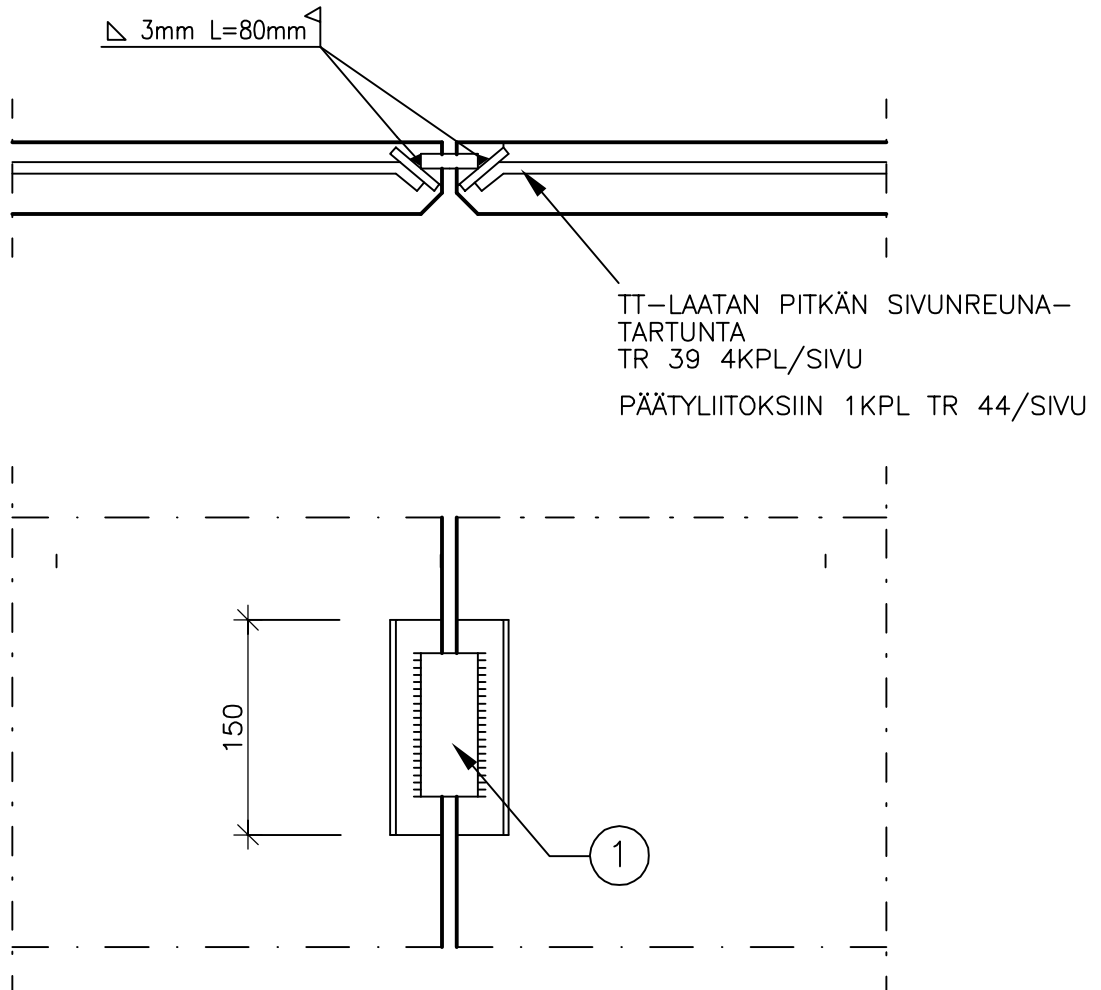
TUNNUS:

RY	PO	MAT/TAR	TYYPPI	KOKO	LAATU	MÄÄRÄ	HUOM.
TAL	1	ALUSLEVY		130*130*10	S235J2G3	1 kpl	
TMU	2	KUUSIOMUTTERI		M32	SFS 2067	1 kpl	
VKU	3	KUMILEVY	NEOPREN	10 mm	SHORE 60		

LIITE 15: DET 1, DET 2, DET 3 JA DET 4

		Sisältö	
		TT-LAATTOJEN LIITOS TOISIINSA	
Suunnittelija		Työn nro	
Jari Toijonen		Päiväys	Tekijä
		DET 4	

mittakaava 1:5



MATERIAALI- JA TARVIKELUETTELO						TUNNUS:	
RY	PO	MAT/TAR	TYYPPI	KOKO	LAATU	MÄÄRÄ	HUOM.
TLA	1	LATTATERÄS		40*8 L=80	S235J2G3	10	