

Saimaan ammatikorkeakoulu  
Tekniikka Lappeenranta  
Rakennustekniikka  
Rakennesuunnittelu

Anna Laitinen

# **PÄÄTEARKISTON RAKENNESUUNNITTELU**

Opinnäytetyö 2011

## TIIVISTELMÄ

Anna Laitinen

Päätearkiston rakennesuunnittelu

85 sivua ja 7 liitettä

Saimaan ammattikorkeakoulu, Lappeenranta

Tekniikka, Rakennustekniikan koulutusohjelma

Rakennesuunnittelu

Opinnäytetyö 2011

Ohjaajat: Lehtori Petri Himmi, Saimaan ammattikorkeakoulu

Toimitusjohtaja Jyri Laurinanti, RI-Plan Oy

Opinnäytetyön tarkoituksena oli mitoittaa Päätearkisto-niminen rakennus eurokoodin mukaan. Raportin tuli sisältää ohjeet laskentaan sekä esimerkkilaskelmat kohteesta. Työhön ei laadittu piirustuksia vaan vanhoja piirustuksia käytettiin havainnollistamiseen.

Työssä tutustutaan kuormien laskentaperiaatteisiin. Betonielementeistä koostuva runko mitoitettiin eurokoodien mukaisesti. Mikäli eurokoodi ei ollut määritellyt ilmiötä, mitoitettiin se Suomen Rakennusmääräyskokoelman voimassa olevien osien mukaisesti.

Rakenneosille tehtiin murtoraja- ja käyttörajatilamitoitus. Rakennusrungolle suoritettiin myös palomitoitus. Rakennusrungon jäykistyksessä tutustuttiin ontelolaattojen sitomiseen laatastoksi ja seinän stabiiliteetin tarkasteluun jäykisteosana.

Mitoitusmenetelmät ovat pysyneet samantyyppisinä. Suurin muutos on käytettävissä kertoimissa, jotka muuttuvat. Kuormitusten laskennasta tulee tarkempaa ja siihen tulee enemmän vaihtoehtoja. Kuitenkin lopputulos pysyy useimmiten samana kuin Suomen Rakennusmääräyskokoelmallakin mitoitettuna.

Asiasanat: Uudisrakennus, eurokoodi, rakennesuunnittelu, kuormien laskenta, mitoitusmenetelmät.

## **ABSTRACT**

Anna Laitinen

Structural design of Archium

85 pages, 7 appendices

Saimaa University of Applied Sciences, Lappeenranta

Civil and Construction Engineering

Structural Engineering

Final Year Project 2011

Instructors: Senior lecturer Petri Himmi, Saimaa University of Applied Sciences

Managing director Jyri Laurinantti, RI-Plan Oy, Kouvola

The purpose of this scholarly thesis was to carry out preliminary structural design of Archium. The written part of the thesis includes description of different phases in the structural design of new Archium building. The report also includes example calculations. Archium was recently designed using Finnish Standards. The goal was to find out how designing with Eurocode affects the structures.

At the beginning of the process loads of the new building had to be calculated. Archium's framework is made up with precast concrete units. The framework is designed by eurocodes.

Fire design of the new structures is performed and the design working life of concrete structures is implied by the thickness of the concrete cover.

The written part sorts out the most suitable way to stiffen the building. Hollow core slabs are reinforced to work as a plate structure along with the concrete walls. Those components create vertical and horizontal stiffening system.

Methods of dimensioning do not vary from from the Finnish Standards. The biggest differences are in factors. Calculations of loads become more specific. After all the outcome will stay the same as designing with Finnish Standards.

Key words: structural design, actions, design methods, new building, eurocode, design.

## Sisältö

1 JOHDANTO .....	6
2 EUROKOODI .....	7
3 KUORMITUKSET .....	8
3.1 Kuormien mitoitusarvot, kuormien yhdistely ja hyötykuormat .....	9
3.2 Kuormavähennykset .....	13
3.2.1 Välipohjien, palkkien ja yläpohjien pienennyskerroin .....	13
3.2.2 Pilareiden ja seinien pienennyskerroin .....	15
3.3 Lumikuormien laskenta .....	16
3.4 Tuulikuormat .....	19
4. RAKENNEOSIEN MITOITUS .....	25
4.1 Pilarin mitoitus .....	25
4.2 Palkin mitoitus .....	31
4.3 Seinän mitoitus .....	34
4.4 Perustusten mitoitus .....	37
5 RUNGON JÄYKISTYS .....	37
5.1 Levyjäykistys .....	39
5.2 Ontelolaataston sitominen levyrakenteeksi .....	40
6 PÄÄTEARKISTON RAKENNESUUNITTELU .....	42
6.1 Arkiston suunnittelu yleisesti .....	42
6.2 Arkkitehtisuunnitelmat .....	43
6.3 Mitoitusmenetelmät ja niiden soveltaminen .....	47
6.4 Päätearkiston sijoitus ja tilasuunnittelu .....	48
6.5 Kuormitukset .....	51
6.5.1 Lumi .....	51
6.5.2 Tuuli .....	51
6.5.3 Kuormien mitoitusarvot sekä kuormitusyhdistelyt .....	52
6.6 Pilarin mitoitus .....	53
6.7 Palkin mitoitus .....	60
6.8 Seinän mitoitus .....	63
6.9 Ontelolaattojen mitoitus .....	67
6.10 A-palkkien mitoitus .....	68
6.11 Maaperä ja perustusten sallittu pohjapaine .....	70
6.11.1 Pilarianturoiden pohjapaineen tarkistus .....	71
6.11.2 Seinäanturoiden pohjapaineen tarkistus .....	71
6.12. Jäykistys .....	71
6.12.1 Betonielementtiseiniä stabiliteettitarkastelu jäykistävinä osina .....	72

6.12.2 Ontelolaataston sitominen levyrakenteeksi.....	76
7 YHTEENVETO JA POHDINTA.....	79
LÄHTEET.....	84

LIITE 1 Merkkien selitykset

LIITE 2 Pilarin mitoitus, laskenta-alusta

LIITE 3 Pilarin mitoitus, vuokaavio

LIITE 4 Palkin mitoitus, laskenta-alusta

LIITE 5 Palkin mitoitus, vuokaavio

LIITE 6 Kohteessa käytetty pilarielementti

LIITE 7 Kohteessa käytetty alapohjapalkkielementti

# 1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön aihe on arkistorakennuksen rakennesuunnittelu. Työn toinen tavoite on laatia tilaajalle eurokoodiin pohjautuvat Excel-laskenta-alustat.

Tässä työssä tutkitaan siirtymistä Suomen Rakennusmääräyskokoelmasta (SRakMK) eurokoodiin. Tavoitteena on selvittää, vaikuttaako normimuutos kuormituksiin, raudoitusmääriin ja poikkileikkauksiin. Esimerkkirakennus on olemassa oleva, ja se on suunniteltu SRakMK:n mukaisesti.

Opinnäytetyössä rakennuksen kuormitukset ja mitoitus lasketaan eurokoodin mukaan. Mikäli eurokoodi-pohjaista ohjetta ei ole, noudatetaan niiltä osin SRakMK:a. Tällaisia tilanteita on kuitenkin aika vähän. Työssä keskitytään teräsbetonirakenteisiin. Lisäksi perustellaan, miksi rakennukseen on valittu teräsbetonirunko sekä muita rakenteisiin ja tilasuunnitteluun käytettyjä ratkaisuja. Tehtyjä laskelmia verrataan aiemmin tehtyihin piirustuksiin.

Opinnäytetyön kirjallinen osuus koostuu arkiston rakentamisen ja eurokoodin analysoinnista, jossa mitoitusperiaatteet ja kaavat selvitetään rakennekohtaisten esimerkkien avulla. Laskentaesimerkit on laadittu siten, että ne täyttävät arkistolaitokselle asetetut määräykset.

## 2 EUROKOODI

Eurokoodi on Euroopan laaja normisto, jolla pyritään luomaan Euroopan kattava, yhteneväinen rakennesuunnittelunormisto. Eurokoodistandardit ovat olleet voimassa 1.11.2007 alkaen kaikissa Euroopan Unionin maissa sekä lisäksi Norjassa, Islannissa ja Sveitsissä. Tällöin alkoi rinnakkaiskäyttökausi (vuodet 2007 - 2010). Tavoite on, että rinnakkaiskauden loputtua eurokoodin kanssa päällekkäiset säännöt poistetaan SRakMK:sta. Rinnakkaiskäyttökauden aikana yhtenä kokonaisuutena toimivat rakenneosat on mitoitettava jompaakumpaa suunnittelujärjestelmää käyttäen.

Eurokoodin historia alkaa jo vuonna 1975, kun ensimmäisen kerran päätettiin aloittaa eurooppalaisten suunnittelunormien yhtenäistäminen. Tämän seurauksena ensimmäiset suunnittelunormistot syntyivät 1980-luvulla Euroopan jäsenmaita edustaman komitean julkaisemina.

Eurokoodi koostuu kymmenestä osasta:

- 0 suunnittelun perusteet (SFS- EN 1990)
- 1 rakenteiden kuormat (SFS- EN 1991)
- 2 teräsbetonirakenteiden suunnittelu (SFS- EN 1992)
- 3 teräsrakenteiden suunnittelu (SFS- EN 1993)
- 4 liitorakenteiden suunnittelu (SFS- EN 1994)
- 5 puurakenteiden suunnittelu (SFS- EN 1995)
- 6 muuratut rakenteet (SFS-EN 1996)
- 7 geotekninen mitoitus (SFS- EN 1997)
- 8 maanjäristysmitoitus (SFS- EN 1998)
- 9 alumiinirakenteiden suunnittelu (SFS- EN 1999).

Eurokoodiin suunnitellaan kahta uutta osaa, jotka koskevat lasi- ja FRP- eli kuituvahvisteisten polymeerirakenteiden suunnittelua (eurokoodi helpdesk.fi)

Eurokoodiin siirtymisen etuja on paljon, mutta on haittojakin. Uusi eurokoodi-standardi edustaa viimeisintä teknologiaa sekä kehitystä suunnitteluohjeissa, jotka eivät ole niin rajoittavia, kuin monet nykyisistä normeista. Suunnittelijat saavat mahdollisuuden toimia koko Euroopan alueella. Myös Euroopassa tehtävä tutkimus on suoraan vertailukelpoista Suomessa.

Haittapuolena on, ettei kaikkia asiakirjaliitteitä ja standardin osia ole vielä julkaistu suomeksi, jolloin täytyy käyttää Suomen Rakentamismääräyskokoelmaa sekä eurokoodia päällekkäin. Se voi aiheuttaa sekaannusta ja jopa suoranaisia virheitä. Myöskään kaikilla tuotteilla ei ole CE-merkintää tai tuotemerkinnät eivät ole eurokoodin mukaisia.

### **3 KUORMITUKSET**

Kuormat lasketaan eurokoodissa käyttörajatilassa, murtorajatilassa ja onnettomuusrajatilassa. Lisäksi tarkistetaan staattinen tasapaino ja geotekninen kantavuus.

Käyttörajatilamitoituksessa (KRT) tutkitaan taipuma, värähtely, halkeilu sekä onnettomuustilanne.

Murtorajatilamitoituksessa (MRT) selvitetään, ettei rakenne menetä kantokykyään eli rasitus ei ylitä kapasiteettia. Kuormia kasvatetaan kuormitusosavarmuuskertoimella sekä seuraamusluokkakertoimella, jolloin huomioidaan kuormitusvaihtelut sekä laskentamallipoikkeamat. Materiaaliosavarmuuskertoimella huomioidaan materiaalin laadun vaihtelu sekä poikkileikkauksen muodon ja koon vaihtelu.

Murtomekanismit ovat teräsbetonirakenteissa taivutus, leikkaus ja stabiliteetin menetys eli nurjahdus, kiepahdus, puristus, veto ja vääntö.

Kuormien ominaisarvot lasketaan kerroksittain, aloittaen yläpohjasta siirtyen kohti perustuksia. Kuormien ominaisarvojen laskennassa ja tarkastelussa ei



käytetä varmuuskertoimia. Käyttörajatilatarkastelut suoritetaan aina ominaiskuormien kolmella eri yhdistelmällä (pitkäaikainen, tavanomainen ja hetkellinen).

Isommissa kohteissa erillisten kuormitustapausten käyttö on edullista. Tällöin laskenta pysyy loogisena ja hallittavampana.

Rakenteiden kuormitusten laskennassa käytetään eurokoodin osia EN 1990 sekä EN 1991-1 ja niille määritettyjä kansallisia liitteitä. Apuna käytetään myös teosta RIL 201-1-2008 "Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat". Julkaisu on Suomen Rakennusinsinöörien liiton, joka on puolueeton asiantuntijaorganisaatio Suomessa. Teos perustuu yllämainittuihin eurokoodeihin.

### **3.1 Kuormien mitoitusarvot, kuormien yhdistely ja hyötykuormat**

Kuormien mitoitusarvot ja niiden kuormitusyhdistelyt saadaan Eurokoodien EN 1990 "Suunnitteluperusteet" ja EN 1991-1 "Kuormat" sekä niihin liittyvien kansallisten liitteiden perusteella.

Rakennukselle määritetään käyttöluokka, seuraamusluokka sekä luotettavuusluokka taulukon 3.1 ja taulukon 3.2 avulla. Käyttöluokan perusteella saadaan taulukosta 3.3 hyötykuormat. Seuraamusluokka ja luotettavuusluokka saadaan taulukosta 3.2.

Taulukko 3.1 Seuraamusluokkien CC määrittely ja luotettavuusluokat  
(RIL 201-1-2008, 24)

Taulukko 2.0S. Seuraamusluokkien CC määrittely ja luotettavuusluokat RC/kuormakerroin.		
Seuraamusluokan (CC) kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	Luotettavuusluokka/ kuormakerroin $K_{FI}$
CC3 Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko <sup>1)</sup> jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten - yli 8-kerroksiset <sup>2)</sup> asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näytelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esim. suuret mastot ja tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä.	RC3 $K_{FI} = 1,1$
CC2 Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.	RC2 $K_{FI} = 1,0$
CC1 Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksellisten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esim. varastot. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana - standardin EN 1993-1-3:n rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet - standardin EN 1993-1-3:n rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille <sup>3)</sup> .	RC1 $K_{FI} = 0,9$

Taulukkoon 2.0S liittyviä huomautuksia:  
<sup>1)</sup> ylä- ja välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2, elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena. Rakennuksen koostuessa erilaisista toisistaan riippumattomista rakennusosista määritetään kunkin osan seuraamusluokka erikseen.  
<sup>2)</sup> kellarikerrokset mukaan luettuina.  
<sup>3)</sup> ei koske kuormituksia, jotka syntyvät, kun muotolevyrakenteita käytetään siirtämään levytason suuntaisia leikkausvoimia (levyvaikutuksen hyväksikäyttö) tai normaalivoimia.

Taulukko 3.2 Käyttöluokkien määrittely (SFS EN 1991-1-1, 30)

Luokka	Käyttötarkoitus	Esimerkki
A	Asuin- ja majoitusilat	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 pöytä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruckasalit, 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. yleisötapahtumien rakennuksissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit mukaan luettuina katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatiealaturit.</p>
D	Myyvälätilat	<p><b>D1:</b> Tavallisten vähittäiskauppojen tilat.</p> <p><b>D2:</b> Tavaratalojen tilat.</p>
<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.</p> <p>HUOM. 1 Aiotusta käyttötarkoituksesta riippuen tilat, jotka todennäköisesti sijoitettaisiin luokkaan C2, C3 tai C4, voidaan tilaajan päätöksellä tai kansallisen liitteen perusteella sijoittaa luokkaan C5.</p> <p>HUOM. 2 Kansallisessa liitteessä luokat A, B, C1 ... C5, D1 ja D2 voidaan jakaa alaluokkiin.</p> <p>HUOM. 3 Varasto- ja teollisuustiloja tarkastellaan kohdassa 6.3.2.</p>		

Taulukko 3.3 Välipohjien, parvekkeiden ja portaiden kuormat (SFS EN 1991-1-1, 30)

Kuormitettujen tilojen luokat	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Luokka A</b>		
– Välipohjat	2,0	2,0
– Portaat	2,0	2,0
– Parvekkeet	2,5	2,0
<b>Luokka B</b>	2,5	2,0
<b>Luokka C</b>		
– C1	2,5	3,0
– C2	3,0	3,0
– C3	4,0	4,0
– C4	5,0	4,0
– C5	6,0	4,0
<b>Luokka D</b>		
– D1	4,0	4,0
– D2	5,0	7,0

Käytettävät kuormitusyhdistelyt saadaan kaavoista 3.1 - 3.5. Kuormia käytetään siten, että saadaan aikaan epäedullisin vaikutus. Onnettomuustilanteessa muuttuvien kuormien maksimiarvojen ei oleteta esiintyvän samanaikaisesti. Pysyvät kuormat ovat ominaisarvoja ja muut samaan aikaan vaikuttavat kuormitukset pienennetään kertoimilla  $\psi_1$  (pääasialliset) ja  $\psi_2$  (muut).

Taulukossa 3.7 esitettäviä kaavoja saa ainoastaan käyttää rakenteiden lujuuden ja geoteknisten kuormien laskentaan.

Rakennuksen tai rakenteen (jäykkä) staattinen tasapaino

$$\frac{1,15K_{FI}}{0,9} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{j > 1} \psi_{0,i} Q_{k,j} \right\} \text{ kaava 3.1}$$

Rakenteen tai rakenneosien kestävyys/ geotekninen kantavuus

$$\frac{1,15K_{FI}}{0,9} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right\} \text{ kaava 3.2}$$

Geotekninen kantavuus

$$\frac{1,0K_{FI}}{1,0} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p P + 1,3K_{FI} Q_{k,1} + 1,3K_{FI} \sum_{j > 1} \psi_{0,1} Q_{k,j} \right\} \text{ kaava 3.3}$$

Onnettomuustilanne

Kun pääasiallinen kuorma on lumi-, jää- tai tuulikuorma

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,j} \text{ kaava 3.4}$$

Kun pääasiallinen kuorma on muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \text{ kaava 3.5}$$

P esijännitysvoimat

Q<sub>k,1</sub> määräävä muuttuva kuorma

## 3.2 Kuormavähennykset

Eurokoodi EN 1991-1-2 antaa mahdollisuuden pienentää kuormia pienennyskertoimilla. Kertoimet huomioivat mahdollisuuden, ettei laajoilla kuormitetuilla alueilla ole täyttä mitoituskuormaa. Menetelmää ei suositella käytettäväksi varistorakennuksissa.

Mahdollisuus kuormien pienentämiseen kuitenkin esitellään periaatetasolla seuraavaksi. Pienennyskertoimia käyttämällä voitaisiin saada aikaan kustannussäästöjä.

### 3.2.1 Välipohjien, palkkien ja yläpohjien pienennyskerroin

Välipohjien, palkkien ja yläpohjien kohdalla voidaan käyttää kuormituspinta-alavähennykseen perustuvaa kaavaa 3.6, jota voidaan käyttää luokissa A...E.

$$\alpha_A = \left(\frac{5}{7}\right)\psi_0 + \left(\frac{A_0}{A}\right) \leq 1,0 \text{ kuitenkin vähintään } \alpha_A \geq 0,7 \text{ kaava 3.6}$$

jossa

$\psi_0$  taulukon 3.4 mukainen kerroin

$A_0$  vertailuuala 10 m<sup>2</sup>

$A$  kuormitusala

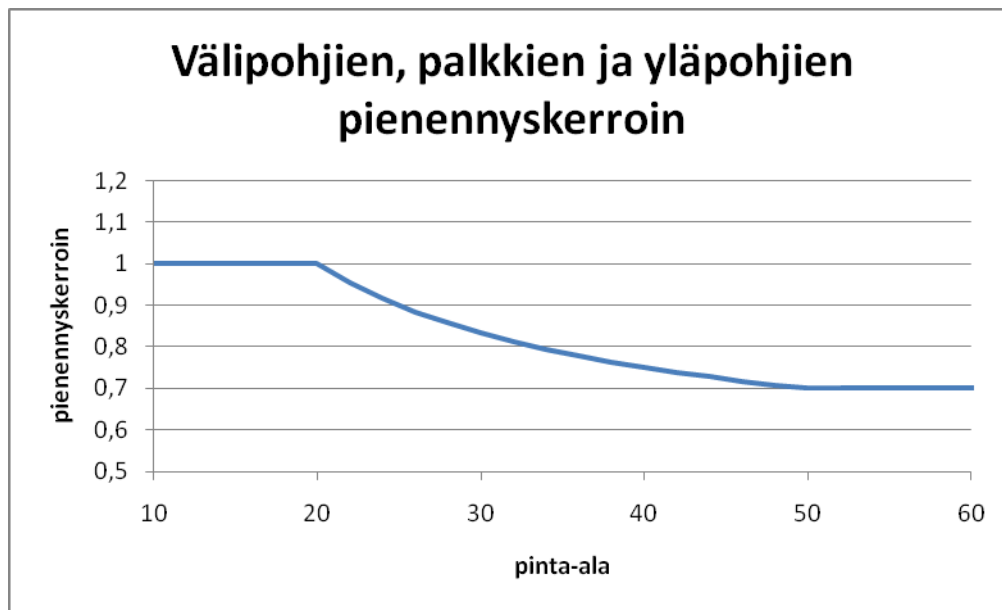
Taulukko 3.4 Kertoimien  $\psi$  arvot rakennuksille (RIL 201-1-2008, 49)

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-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	0,3
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
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) <sup>*)</sup> , kun			
$s_k < 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma <sup>**)</sup>	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

<sup>\*)</sup> Ulkotasoilla ja parvekkeilla  $\psi_0 = 0$  luokkien A, B, F ja G yhteydessä.  
Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään  $\psi$ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen.  
<sup>\*\*)</sup> Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.

Selostus: Jääkuormien ominaisarvoja on esitetty mm. standardissa ISO 12494:2001.

Kuvasta 3.1 nähdään, milloin pienennyskerrointa kannattaa alkaa hyödyntää. 22 m<sup>2</sup> kerroin pysyy 1:nä, mutta sen jälkeen kerroin alkaa pienemään. Esimerkiksi 30 m<sup>2</sup> kohdalla kerroin voidaan graafisesti arvioida olevan kuvan 3.2 mukaan 0,8.



Kuva 3.1 Välipohjien, palkkien ja yläpohjien pienennyskerroin

### 3.2.2 Pilareiden ja seinien pienennyskerroin

Pilarien ja seinien kohdalla oletetaan, että kerroksista kerääntyvä kuorma on tasaisesti jakautunut kaikissa kerroksissa. Kun pilareihin tai seiiniin vaikuttavat useammasta kerroksesta tulevat hyötykuormat, voidaan kokonaishyötykuormaa pienentää käyttämällä pienennyskerroimen kaavaa 3.5 kuormaluokissa A – D.

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} \quad \text{Kaava 3.8}$$

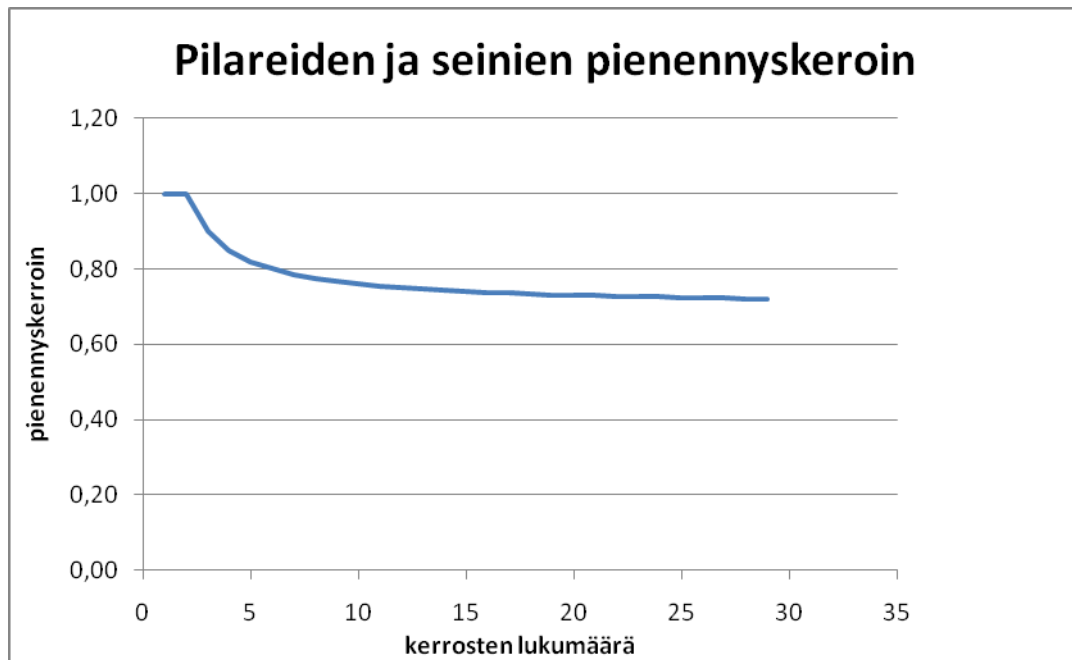
jossa

$n$  kuormitettujen kantavien osien yläpuolella olevien kerrosten lukumäärä (>2), jossa kuormat kuuluvat samaan luokkaan

$\psi_0$  Eurokoodin 1990, taulukko 3.10 mukainen kerroin.

Yllämainittua kaavaa voidaan soveltaa myös seinä- ja pilarianturoiden mitoittamisessa. Jos anturoiden sallittu pohjapaine ylittyy, kannattaa kuormat laskea uudelleen kuormavähennyksillä ja tarkastaa pohjapaineet uudelleen.

Kuvasta 3.2 nähdään, milloin pienennyskerrointa kannattaa alkaa hyödyntää. Kun kuormitettujen kantavien osien yläpuolella olevien kerrosten lukumäärä (jossa kuormat kuuluvat samaan kuormaluokkaan) on 3 tai suurempi, pienennyskerroin alkaa pienetä. Esimerkiksi jos kerroksia on 5, voidaan graafisesti arvioida pienennyskerroimen olevan kuvan 3.2 mukaan 0,8.

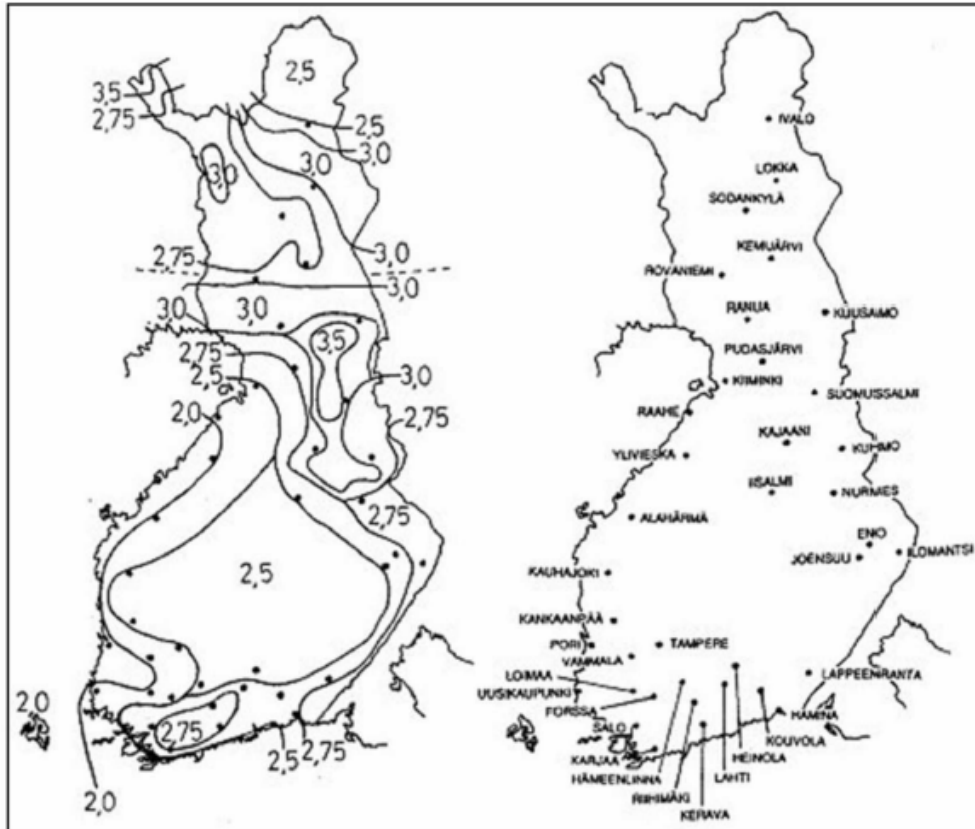


Kuva 3.2 Pilareiden ja seinien pienennyskerroin

### 3.3 Lumikuormien laskenta

Luomikuormien laskenta tapahtuu eurokoodi EN 1991-1-3 "Lumikuormat" ja kansallisen liitteen NA SFS-EN-1-3-YM mukaisesti. RILiä 201-1-2008 on käytetty apuna laskennassa.





Kuva 3.3 Lumen ominaisarvot maan pinnalla Suomessa

(RIL 201-1-2008, 92)

Lumikuorman ominaisarvo maanpinnalla perustuu vuosittaisen ylittymisen keskimääräiseen todennäköisyyteen 0,02, mikä vastaa 50 vuoden toistumis- ja ylittymisaikaa, kuva 3.3. Käytettävät arvot ovat ilmoitettu minimiarvoina, joita voidaan suurentaa tarvittaessa.

Katolla oleva lumikuorman määrittäminen riippuu kinostumista aiheuttavista tekijöistä, katon kaltevuuskulmasta, katon lämpöominaisuuksista ja katon tuulensuojaisuuskertoimesta. Ne huomioidaan normaalisti vallitsevissa olosuhteissa kaavan 3.9 mukaisesti.

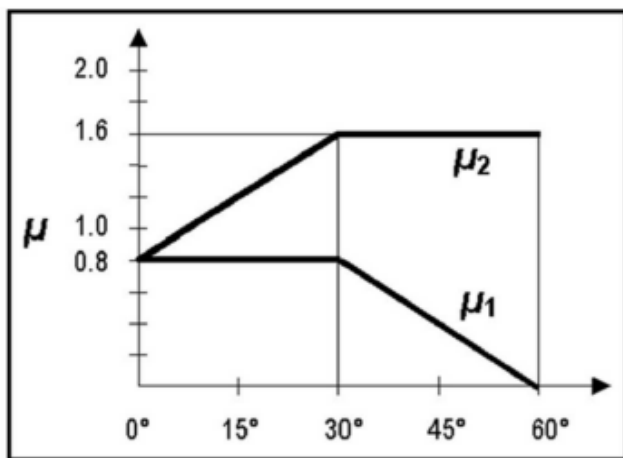
Lumikuorma katolla

$$s = \mu_i C_e C_t S_k \quad \text{kaava 3.9}$$

jossa

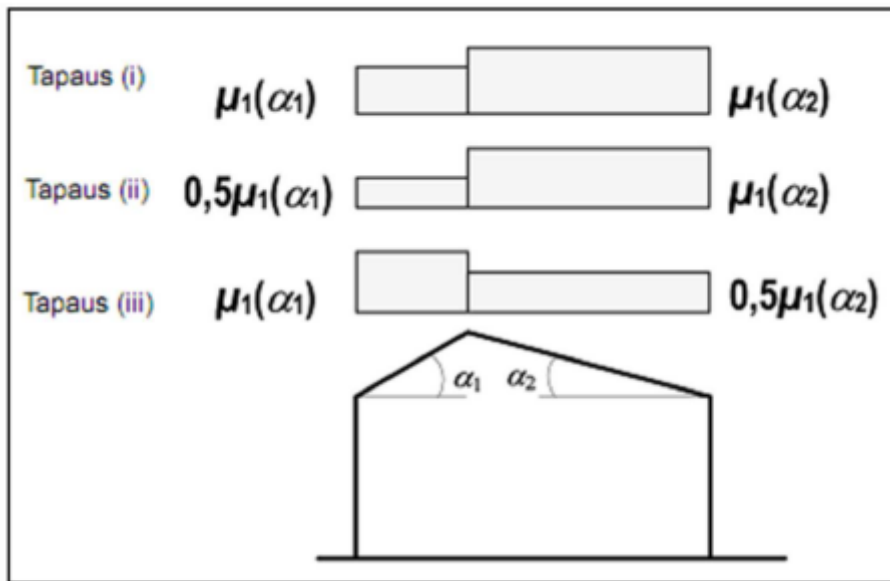
- $\mu_i$  on lumikuorman muotokerroin
- $s_k$  on maanpinnan lumikuorman ominaisarvo
- $c_e$  on tuulensuojaiskerroin (1,0 tai 0,8)
- $c_t$  on lämpökerroin jonka arvo yleensä 1,0

Laskemalla katon kaltevuuskulma, saadaan Kuvasta 3.4 määritettyä lumikuorman muotokerroin  $\mu$ . Jos kyseessä on harjakatto tai pulpettikatto, otetaan muotokertoimen arvo kuvasta 3.4  $\mu_1$ . Tällöin yläpohjassa ei ole tasoeroja eikä vie-reisiä korkeampia rakenteita joten lumen kinostumista ei tapahdu.



Kuva 3.4 Lumikuorman muotokertoimen  $\mu$  määrittäminen (RIL 201-1-2008, 95)

Lumen oletetaan jakautuvan katolla kolmen eri kuormitustapauksen mukaisesti, kuva 3.5.



Kuva 3.5 Harjakaton lumikuorman kuormituskaaviot (RIL 201-1-2008, 97)

Tapaus i: mallintaa kinostumatonta lunta, joka on jakautunut tasaisesti molemmille kattolappeille

Tapaus ii + iii: mallintaa kinostunutta lunta, missä toinen kattolapteen lumikuorma on täynnä toisen ollessa puolet täydestä lumikuormasta

Käytännön tapauksissa (tapaus iii) kannattaa tutkia myös tapaus, jossa toinen kattolape on tyhjillään ja toinen kattolape täydessä lumikuormassa. Tällainen tilanne on mahdollinen esimerkiksi silloin, kun lunta tyhjennetään katolta.

### 3.4 Tuulikuormat

Tuulikuorma määritetään eurokoodin EN 1991-1-4 "Tuulikuormat" ja sen kansallisen liitteen NA SFS-EN- 1991-1-4-YM mukaan. Seinärungon ja rakennusrungon jäykistämiseen vaikuttavat tuulikuormat ovat vaihtelevia. Voimakkuuden määräävät maastoluokka, pinnanmuodot ja tuulen puuskanopeuspaine.

Tuulikuorman laskeminen tapahtuu RIL 201-2008- kirjan yksinkertaistetulla menetelmällä. Saatuja arvoja voidaan käyttää rakennusrungon jäykistämisen ja perustusten mitoituksessa sekä rakenneosien mitoituksessa.

Rakennukseen kohdistuva kokonaisvoima voidaan laskea kaavasta 3.10, kun rakennuksen korkeus on pienempi kuin sen leveys eli  $h < b$ . Tällöin oletetaan, että tuulenpaineella on kaikissa korkeusasemissa rakennuksen harjalla vallitseva arvo.

$$F_{w,k} = c_s c_d c_f q_p(z) A_{ref} \quad \text{kaava 3.10}$$

$F_w$  kokonaistuulikuorma

$c_s c_d$  rakennekerroin 1,0, kun rakennus alle 15 m korkea

$c_f$  voimakerroin

$q_p(z)$  maaston pinnan muodon mukaan modifioitu nopeuspaine, joka määritetään rakennuksen harjan korkeudella  $z = h$

$A_{ref}$  tuulikuorman vaikutusala

Laskennan vaiheet:

- I. Valitaan maastoluokka
- II. Arvioidaan pinnan muotojen vaikutus
- III. Määritetään puuskanopeuspaine
- IV. Määritetään voimakerroin
- V. Lasketaan tuulen kokonaispaine
- VI. Määritetään kuormituksen sijainti.

Maasto-olosuhteet jaetaan eurokoodin mukaan viiteen luokkaan 0 - IV kuvan 3.6 määrittelemällä tavalla (EN 1991-1-4, liite A). Jos rakennus sijaitsee lähellä maaston rosoisuuden muutoskohtaa, pitää käyttää sileämmän maastoluokan tuulusuusparametreja, kuva 3.4, ohjeen EN 1991-1-4, A.2 mukaisesti.

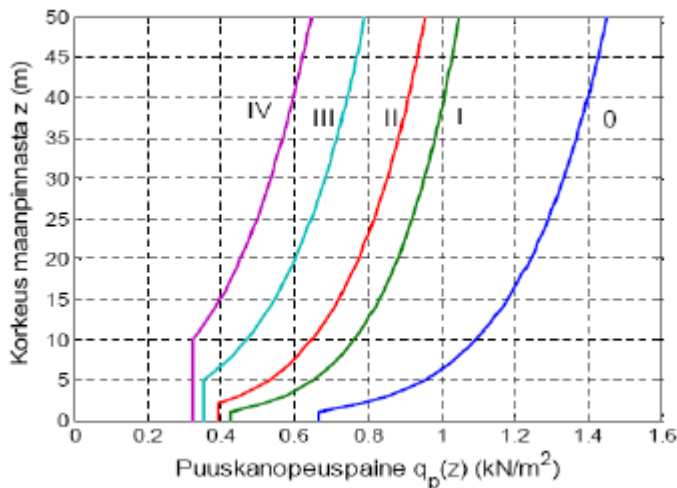


Kuva 3.6 Maastoluokkien kuvaukset (RIL 201-1-2008, 127)

Tämän jälkeen voidaan määrittää nopeuspaineen ominaisarvo taulukosta 3.1. Arvon voi myös halutessaan interpoloida korkeuden suhteen.

Taulukko 3.5 Nopeuspaineen ominaisarvo  $q_p(z)$  [kN/m<sup>2</sup>] (RIL 201-1-2008, 133)

z (m)	Maastoluokka				
	0	I	II	III	IV
0	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
1	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
2	0,78	0,52	0,39	0,35	0,32
5	0,96	0,65	0,53	0,35	0,32
8	1,05	0,73	0,61	0,43	0,32
10	1,09	0,76	0,65	0,47	0,32
15	1,18	0,83	0,72	0,55	0,40
20	1,24	0,88	0,77	0,60	0,45
25	1,29	0,92	0,82	0,65	0,50
30	1,33	0,95	0,85	0,68	0,54
35	1,37	0,98	0,88	0,72	0,57
40	1,40	1,01	0,91	0,74	0,60



Kuva 3.7 Puuskanopeuspaineen arviointi graafisesti (RIL 201-1-2008, 132)

Tutkitaan maaston pinnanmuotojen vaikutukset. Jos maaston kaltevuus ylittää arvon 0,05 tulee rakenteeseen kohdistuvan tuulen nopeuspainetta lisätä mäen tai harjanteen kaltevuudesta riippuvalla kertoimella. Yleensä rinnekerrointa ei huomioida laskennassa, joten se jätetään yksinkertaistuksen takia pois, mutta laskentatapa selostetaan alla.

Modifioidun puuskapaineen suurennuskertoimen voi laskea kaavasta 3.11.

$$\gamma_D = 1 + 2,8 * \Phi * \left(1 - 0,33 * \frac{x}{L_u}\right), \text{ kun } x \geq 0 \text{ kaava 3.11}$$

jossa

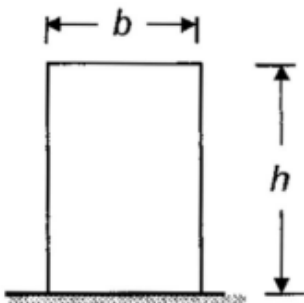
$\Phi$  kaltevuus  $H/L_u$  tuulenpuolella, tuulen suunnassa

$L_u$  tuulenpuoleisen rinteentpituus tuulen suunnassa

$x$  rakennuspaikan vaakasuora etäisyys harjasta

Kokonaistuulikuorman voimakerron (taulukko 3.7) määritetään hoikkuusluvun (taulukko 3.6) ja rakennuksen sivusuhteiden avulla (kuva 3.8).

Taulukko 3.6 Tehollinen hoikkuus  $\lambda$  suorakulmaisen poikkileikkauksen omaaville matalille ja korkeille rakennuksille (RIL 201-1-2008, 136)

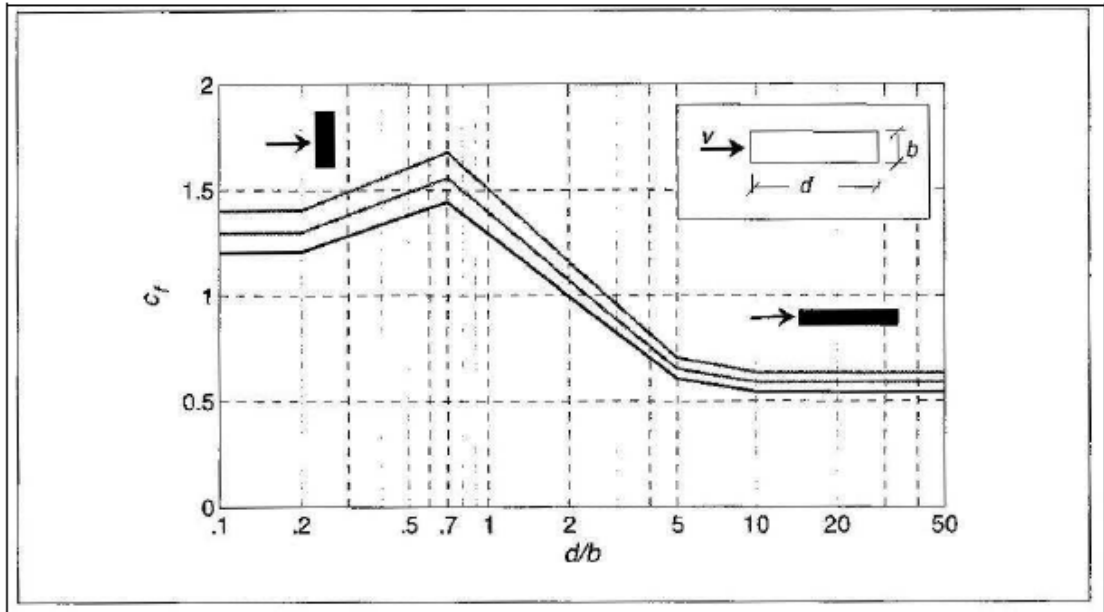
Rakenteen mittasuhteet, tuuli kohtisuoraan tasoa vasten	Tehollinen hoikkuus $\lambda$
	<p>kun <math>h &lt; 15</math> m, <math>\lambda = 2 h/b</math>            kun <math>h \geq 50</math> m, <math>\lambda = 1,4 h/b</math></p> <p>Välialueella <math>15</math> m <math>&lt; h &lt; 50</math> m sovelletaan interpolointia.</p> <p>Huom: Tämä ohje ei koske hyvin hoikkia rakennuksia, joille <math>\lambda &gt; 10</math>.</p>

Taulukko 3.7 Voimakerron  $c_f$  rakennuksen mittasuhteiden ja hoikkuuden vaikutus huomioiden (RIL 201-1-2008, 137)

$\lambda$	Sivusuhte $d/b$								
	0,1	0,2	0,5	0,7	1	2	5	10	50
$\leq 1$	1,2	1,2	1,37	1,44	1,28	0,99	0,60	0,54	0,54
3	1,29	1,29	1,48	1,55	1,38	1,07	0,65	0,58	0,58
10	1,40	1,40	1,60	1,68	1,49	1,15	0,70	0,63	0,63

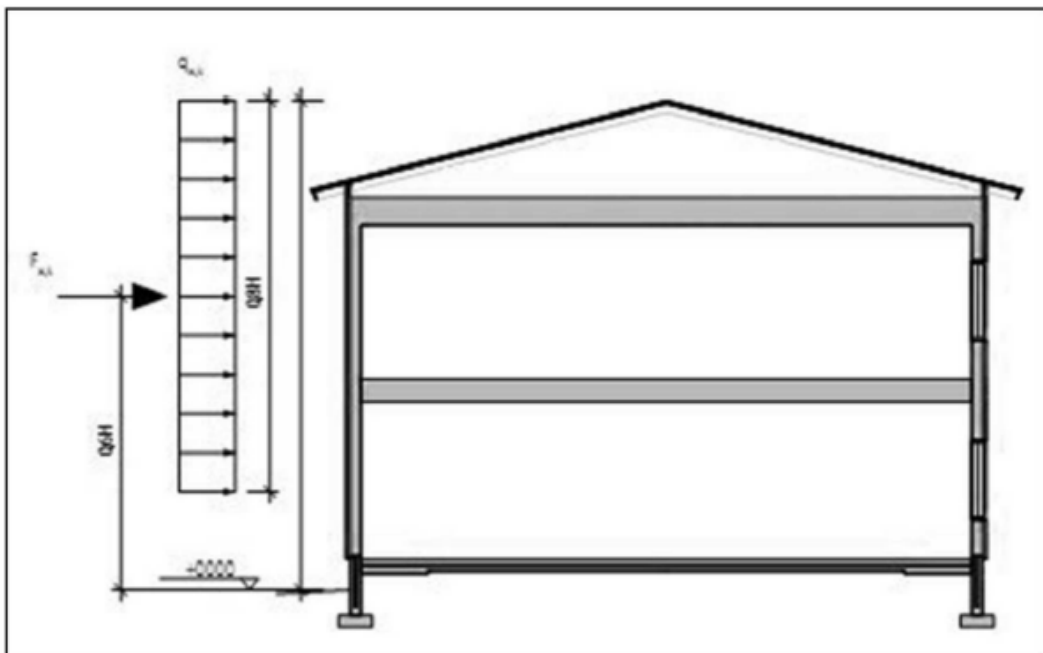
Kun rakennuksen korkeus on pienempi kuin sen leveys, oletetaan tuulenpainella olevan kaikissa korkeusasemissa rakennuksen harjalla vallitseva arvo.

Katsotaan voimakerron  $c_f$  taulukosta 3.7 käyttäen hoikkuuslukua ja rakennuksen  $d/b$  suhdetta.



Kuva 3.8 Rakennuksen sivusuhteiden määrittäminen,  $V$  on vaakavoima (RIL201-1-2008, 137)

Saatu kokonaistuulikuorman resultantti sijoitetaan  $0,6 H$  korkeudelle. Näin huomioidaan katolla mahdollisesti esiintyvät suuremmat tuulenpainet ja katon pintamateriaaleista sekä muodoista aiheutuvat kitkavoimat, kuva 3.9



Kuva 3.9 Tuulikuorman sijainti matalissa rakennuksissa



Koko tuulenpaineen vaikutusalalle kohdistuva tuulenpaine korvataan rakennuksen yläosalle ( $0,8 * H$ ) sijoitettavalla tasaisella kuormalla, kaava 3.12.

$$q_{w,k} = \frac{F_{w,k}}{0,8 * A_{ref}} \quad \text{Kaava 3.12}$$

$A_{ref}$  projektiopinta-ala

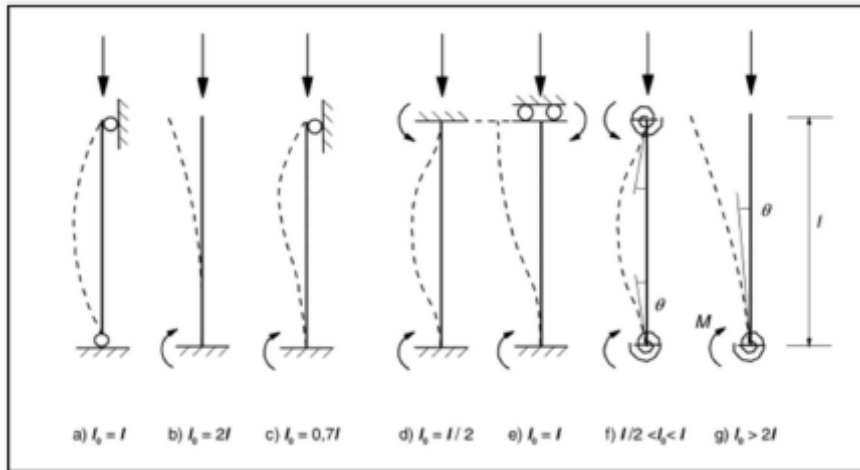
Saaduilla kokonaistuulikuorman resultantilla sekä tasaisen kuorman arvoilla voidaan laskea rakennusrungon jäykistys ja perustukset. Arvot ovat kalibroituja yksinkertaistuksia eurokoodin EN 1994-1-1 mukaisesta menetelmästä, jossa kokonaistuulivoima lasketaan rakennukseen kohdistuvien painevoimien vektorisummana.

## 4. RAKENNEOSIEN MITOITUS

### 4.1 Pilarin mitoitus

Kun pilaria mitoitetaan, valitaan käytettävä betonilaatu, rasitusluokka, suunniteltu käyttöikä ja betonipeitepaksuus rasitusluokan, käyttöiän ja palonkestävyyden perusteella.

Valitaan pilarin tuentapa kuvasta 4.1. Pilari voi olla mallinnettu päistään nivelellisenä, jäykkänä tai jousikiinnitettynä tai toisesta päästään kokonaan vapaana.



Kuva 4.1 Pilarin nurjahduspituudenkerroin  $l_0$  (SFS EN 1992-1-1, 65)

Nurjahduspituus  $l_0$  määritetään kuvasta 3.6 saadun kertoimen avulla.

Seuraavaksi määritetään jäyhyysäteen  $i$  laskemiseksi vaaditut parametrit  $A_c$  sekä  $I_c$ , kaavat 4.1 ja 4.2.

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{bh^3}{12} \\ A &= bh \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{suorakaidepoikkileikkaus} \\ \text{Kaava 4.1} \end{array}$$

$$\left. \begin{aligned} I &= \pi \frac{r^4}{4} \\ A &= \pi r^2 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{ympyräpoikkileikkaus} \\ \text{Kaava 4.2} \end{array}$$

jolloin jäyhyysäteeksi  $i$  saadaan, kaava 4.3

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad \text{kaava 4.3}$$

Saaduilla parametreilla voidaan laskea rakenteen hoikkuus kaavalla 4.4.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad \text{kaava 4.4}$$

Usein pilari on hoikka. Yleisillä poikkileikkausmitoilla ja pilarinkorkeuksilla  $\lambda$ :n arvoksi tulee usein jotain 20...30 välille ja rajahoikkuudeksi tulee usein jotain 9...12.

Pilari on hoikka, jos hoikkuus  $\lambda$  on suurempi kuin raja-arvo  $\lambda_{lim}$ , kaava 4.5.

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 * C}{\sqrt{n}} \quad \text{kaava 4.5}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad \text{kaava 4.6}$$

C            0,7

Jos pilari on hoikka, on tutkittava pilariin kohdistuva lisäepäkeskisyys  $e_2$  ja lisättävä se mitoitus epäkeskisyyteen  $e_d$ , joka lasketaan kaavasta 4.7. Toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse myöskään huomioida, jos ne ovat alle 10 % ensimmäisen kertaluvun vaikutuksista.

$$e_0 = e_2 + e_i + e_0 \quad \text{kaava 4.7}$$

$e_0$             alkuperäinen epäkeskisyys  $M_{Ed}/N_{Ed}$

$e_i$             perusepäkeskisyyden yksinkertaistettu arvo staattisesti määrättyjen kehien jäykistettyjen kehien erillispilareille  $l_0/400$

$e_2$             pilarin geometrisen epälineaarisuuden huomioiva epäkeskisyys.

Tarvittavat parametrit määritetään kaavoista 4.8, 4.9 ja 4.10, jotta saadaan laskettua  $e_2$ .

$$K_r = \frac{1 + \omega - n}{1 + \omega - 0,4} \leq 1,0 \quad \text{Kaava 4.8}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad \text{Kaava 4.9}$$

$$\omega = \frac{A_{s,est} f_{sd}}{A_c f_{cd}} \quad \text{Kaava 4.10}$$

$K_r$             normaalivoimasta riippuva korjauskerroin

$K_{\Phi}$  betonin virumisen huomioiva kerroin

$\omega$  mekaaninen raudoitussuhde

Virumisaste lasketaan kaavalla 4.11

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} \quad \text{Kaava 4.11}$$

$\varphi(\infty, t_0)$  virumaluku, kuva 4.2.

$M_{0,Eqp}$  momentti käyttörajatilassa pitkäaikaisyhdistelmällä, kaava 4.12.

$M_{0,Ed}$  taivutusmomentti murtorajatilassa, kaava 4.13.

$$M_{0,Ed} = N_{ED} * e_f$$

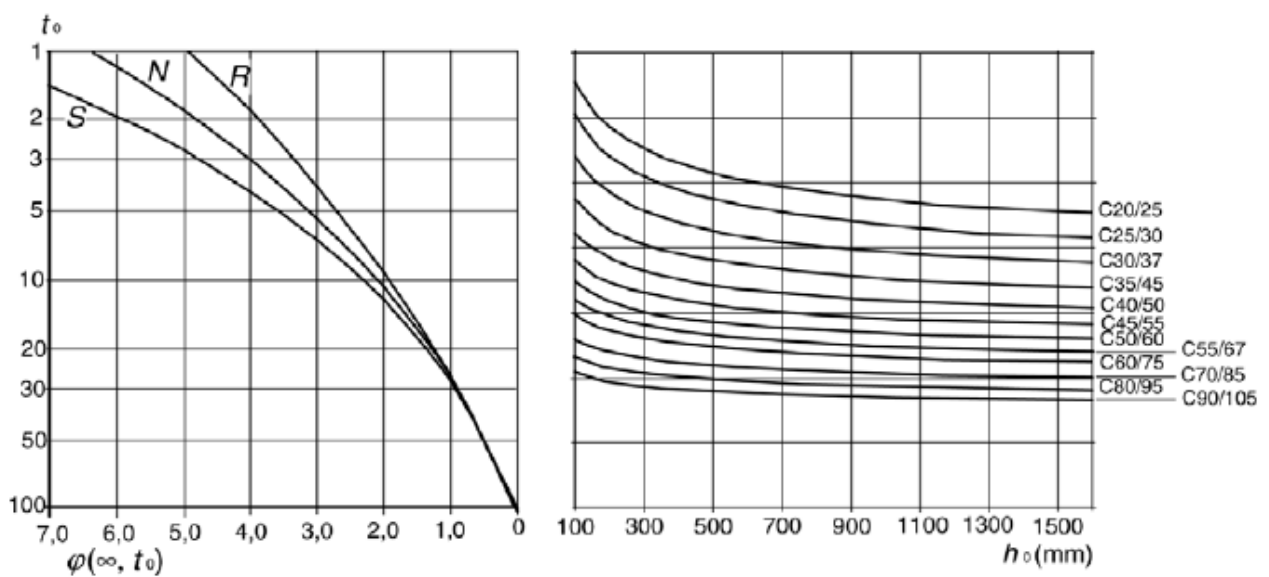
Kaava 4.12 ja 4.13

$$M_{0,Eqp} = ((g_k + \psi_2 q_k) + g_{pilari} * n) * e_f$$

$\psi_2$  = taulukon 3.4 mukainen kerroin

$\psi_2$  eurokoodi 1990 taulukon 3.1 mukaan

$$h_0 = 2 * \frac{A_c}{U_c} \quad \text{kaava 4.14}$$



Kuva 4.2 Virumaluku (eurokoodi helpdesk.fi)

Lasketaan epäkeskisyydestä aiheutuva momentti, kaava 4.15.

$$M_{Ed,mitoitava} = N_{Ed} * e_{d,mitoitava} \quad \text{kaava 4.15}$$

Määritetään mitoitava momentti, kaava 4.16

$$M_{Ed} = M_{end} + N_{Ed} * e_i + N_{Ed} e_2 \quad \text{Kaava 4.16}$$

Teräsmäärä  $A_s$  määritetään yhteisvaikutusdiagrammista  $N_{Ed}$ :n ja  $M_{Ed}$ :n avulla, kaavat 4.17 ja 4.18 sekä 4.19. Ensin määritetään  $d'/h$ .

$d'$  etäisyys poikkileikkauksen reunasta pääteräksen keskelle

$h$  poikkileikkauksen korkeus

$$\frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \quad \text{Kaava 4.17}$$

$$\frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad \text{Kaava 4.18}$$

$$M_{\min} = \max \begin{cases} N_{Ed} * h / 30 \\ N_{Ed} * 20mm \end{cases} \quad \text{Kaava 4.19}$$

Parametrin avulla valitaan oikea yhteisvaikutuskäyrästä.

Käyrästä määritetään  $\omega$ :n arvo. Vaadittu lasketaan teräsmäärä kaavan 4.20 avulla.

$$A_s = \frac{\omega bh f_{cd}}{f_{sd}} \quad \text{Kaava 4.20}$$

Normaalivoimakapasiteetti tarkastetaan, kaava 4.21.

$$N_{Rd} = f_{cd} A_c \left(1 - 2 * \frac{e_{d,mitoitava}}{h}\right) \quad \text{Kaava 4.21}$$

Tarkistetaan, että minimiteräsmäärä ylittyy, kaava 4.22.

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,10 \frac{N_{ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 A_c \end{cases} \quad \text{Kaava 4.22}$$

Tarkastetaan, että  $A_{s,\text{req,d}} \geq A_{s,\text{est}}$ .

Tarkastetaan, ettei maksimiraudoitusmäärä ylitä.

$$A_{\max} = 0,06 * A_c$$

Tarkastetaan jakoväliä ja- määrää koskevat määräykset, kaava 4.23 ja 4.24.

hakojen halkaisija

$$\Phi_h = \max \begin{cases} 6mm \\ 0,25 * \Phi_{\text{pääteräs}} \end{cases} \quad \text{Kaava 4.23}$$

Hakaväli

$$s_{cl,t \max} = \min \begin{cases} 15\Phi_{\text{pääteräs}} \\ \text{pilarin \_ pienin \_ sivumitta} \\ 400mm \end{cases} \quad \text{Kaava 4.24}$$

Tarkastetaan, ettei pääraudoituksen enimmäisala ylitä  $0,06 * A_c$ .

Palomitoitus tehdään taulukkomitoituksella eurokoodin EN 1992-1-2 mukaan, taulukko 4.1.

Taulukko perustuu suositusarvoon  $\alpha_{cc} = 1,0$ . Varmalla puolella oleva palomitoitus tapahtuu, kun käytetään  $\mu_{fi} =$  arvoa 0,7. Pilari altistuu palolle useammalta kuin yhdeltä sivulta.

Taulukko 4.1 Pilarien vähimmäismitat ja –keskiöetäisyydet palonkestävyyden kannalta menetelmällä A (SFS EN 1992-1-2. 41)

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Pilarin leveys $b_{min}$ / pääterästen keskiöetäisyys $a$			
	Pilarin altistus useammalta kuin yhdeltä sivulta			Pilarin altistus yhdeltä sivulta
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40 <sup>a</sup>	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45 <sup>a</sup> 450/40 <sup>a</sup>	350/57 <sup>a</sup> 450/51 <sup>a</sup>	175/35
R 180	350/45 <sup>a</sup>	350/63 <sup>a</sup>	450/70 <sup>a</sup>	230/55
R 240	350/61 <sup>a</sup>	450/75 <sup>a</sup>	—	295/70

**Huomautukset**  
Tämä taulukko on sama kuin eurokoodin SFS-EN 1992-1-2 taulukko 5.2a (menetelmä A) ja on voimassa seuraavilla ehdoilla:  
1 Sivusiirtymättömän (=jäykistety) pilarin nurjahduspituus palotilanteessa  $l_{0,fi} \leq 3$  m. Arvona  $l_{0,fi}$  voidaan pitää 50 % todellisesta pituudesta välikerroksille ja 50...70 % todellisesta pituudesta ylimmän kerroksen pilarille  
2 Ensimmäisen kerraluvun epäkeskisyys palotilanteessa tulisi olla  $\leq 0,4b$  (tai h). Vaihtoehtoisesti käytetään menetelmää B (ks. eurokoodi EN 1992 osa 1-2, taulukko 5.2b). Epäkeskisyys palotilanteessa voidaan pitää samaa arvoa kuin mitoitusarvo normaalilämpötilassa.  
3 Raudoituksen poikkileikkauksen pinta-ala limityskohtien ulkopuolella on korkeintaan 4 % betonin poikkileikkauksen pinta-alasta.  
4  $\mu_{fi}$  on normaalivoiman mitoitusarvo palotilanteessa jaettuna pilarin kestävyuden mitoitusarvolla normaalilämpötilassa. Varmalla puolella olevaksi  $\mu_{fi,n}$  arvoksi voidaan ottaa 0,7.  
**Merkinnät**  
**a** Vähintään 8 tankoa

Pilarin murtorajatilien mitoitus voidaan suorittaa liitteessä 2 olevalla laskentalustalla ja käsintarkistus voidaan tehdä liitteessä 3 olevalla vuokaaviolla.

## 4.2 Palkin mitoitus

Palkit mitoitetaan eurokoodin EN 199-1-1:n mukaisesti teräsbetonipalkkeina, joiden päihin tulee varaukset seinille ja perustuksille, nostolenkit.

Poikkileikkauksen mitat valitaan siten, että rakennuskustannukset ovat mahdollisimman pienet sekä mitoituskestävyydet ovat riittävät ja sitkeys murto- ja käyttörajatilassa on riittävä. Jos tehdään momenttien siirtoja, on tarkastettava muodonmuutoskyky jokaisessa kriittisessä kohdassa.

Rakenteen murtorajatilán tarkastelut tehdään liitteessä 4 olevalla Excel-pohjaisella laskenta-alustalla. Tarkistamisen voi tehdä käsin liitteessä 5 olevan vuokaavion avulla. Laskenta-alustaa ei saa käyttää C50/60 tai suuremmille lujuusluokan betoneille.

Määritetään käytettävän betonin ja betoniteräksen lähtötiedot sekä palkille kohdistuvat rasitukset  $M_{Ed}$  sekä  $V_{Ed}$ . Arvioidaan tehollinen korkeus  $d$ .

Lasketaan suhteellinen momentti kaavasta 4.28.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * bd^2} \quad \text{Kaava 4.28}$$

Tarkistetaan, että suhteellisen momentin arvo on pienempi kuin  $\mu_{max} = 0,324$ . Jos näin ei ole kasvatetaan poikkileikkauksen korkeutta, leveyttä tai käytetään lujempaa betonia. Lasketaan puristuspinnan suhteellinen korkeus kaavasta 4.29

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \text{Kaava 4.29}$$

Lasketaan sisäinen momenttivarsi, kaava 4.30

$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad \text{Kaava 4.30}$$

Lasketaan vaadittava teräspinta-ala, kaava 4.31 ja 4.32

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_y} \quad \text{Kaava 4.31}$$

$$A_{s,min} = 0,5 * A_c * \frac{f_{ctk,0.5}}{f_{yk}} \quad \text{Kaava 4.32}$$

Raudoituksen suunnitteluun vaikuttaa murtorajatilavaatimusten lisäksi käyttörajatilan mitoitussehtojen toteutuminen.

- Useiden erilaisen tankojen käyttöä tulee välttää.
- Teoreettisesti tarkka raudoituksen määrä ei useimmiten ole taloudellinen.



- Säilyvyssyistä on varmistettava riittävästä betonipeitteestä.

Palomitoitus tehdään taulukkomitoituksella, taulukko 4.2

Taulukko 4.2 Teräsbetonipalkkien vähimmäismitat ja –keskiöetäisyydet palonkestävyyden kannalta (SFS-EN 1992-1-2 taulukko 5.5 ja 5.6)

Standardipalonkestävyys		Vähimmäismitat (mm)							
		Mahdolliset yhdistelmät a ja $b_{min}$ , jossa a on keskimääräinen keskiöetäisyys ja $b_{min}$ on palkin leveys							
		Vapaasti tuetut palkit				Jatkuvat palkit			
		A	B	C	D	E	F	G	H
R 60	$b_{min} =$ $a =$	120 40	160 35	200 30	300 25	120 25	200 12 <sup>a</sup>		
R 90	$b_{min} =$ $a =$	150 55	200 45	300 40	400 35	150 35	250 25		
R 120	$b_{min} =$ $a =$	200 65	240 60	300 55	500 50	200 45	300 35	450 35	500 30
R 240	$b_{min} =$ $a =$	280 90	350 80	500 75	700 70	280 75	500 60	650 60	700 50

**Huomautukset**

1 Tämä taulukko on sama kuin eurokoodin SFS-EN 1992-1-2 taulukot 5.5 ja 5.6.

2 Keskiöetäisyys  $a_{ed}$  palkin sivupinnasta nurkkatankoon tulee olla a +10 mm, paitsi kun  $b_{min}$  on suurempi kuin sarakkeissa C ja F esitetyt arvot tai rauditus on useammassa kerroksessa.

3 Taulukko pätee vain, jos on noudatettu yksityiskohtien suunnitteluvaatimuksia (ks. huomautus 4) ja kun tavanomaisessa lämpötilassa taivutusmomenttien uudelleen jakautuminen on korkeintaan 15 %.

4 Kun standardipalonkestävyyttä koskeva vaatimus on vähintään R90, edellytetään yläpinnan raudituksen poikkileikkausalaa olevan jokaisen välituen kohdalla tuen keskiviivalta etäisyyteen  $0,3l_{eff}$  asti vähintään seuraavan kaavan mukainen:  

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0)(1 - 2,5(x/l_{eff}))$$
jossa:  
x on poikkileikkauksen etäisyys tuen keskilinjasta.  
 $A_{s,req}(0)$  on poikkileikkauksessa murtorajatilassa vaadittava teräspinta-ala normaaliämpötilamitoituksessa.  
 $A_{s,req}(x)$  on poikkileikkauksessa murtorajatilassa vaadittava teräspinta-ala, kuitenkin vähintään normaaliämpötilamitoituksessa vaadittava teräspinta-ala.  
 $l_{eff}$  on tehollinen jännemitta. Jos viereisten jänteiden tehollinen jännemitta on suurempi, käytetään tätä arvoa.

5 Palonkestävyysluokissa R120 – R240 palkin leveyden ensimmäisen välituen kohdalla tulee olla vähintään sarakkeessa F esitetyn suuruisen, jos kumpikin seuraavista ehdoista on voimassa:  
a reunatuilla ei ole kiinnitysmomenttia ja  
b tavanomaisessa lämpötilassa  $V_{Ed} > 0,67 V_{Rd,max}$ .

6 Palkkeille, joiden uuman leveys vaihtelee,  $b_{min}$  tarkoittaa leveyttä vetoraudituksen painopisteessä

**Merkintä**  
a Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä betonipeitteen paksuus on määräävä.

### 4.3 Seinän mitoitus

Betonirungossa kantavat seinät ovat yleensä puristettuja rakenteita, jolloin niitä ei tarvitse erikseen raudoittaa. Jos seinän kuormat ovat erityisen isoja tai huomattavan epäkeskeisiä, voi raudoitus olla tarpeellinen. Raudoitus rajoittaa myös halkeilua.

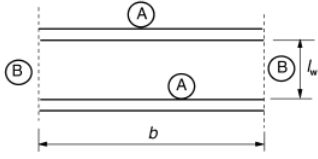
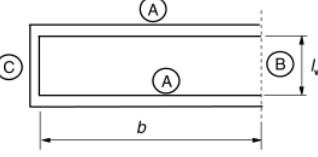
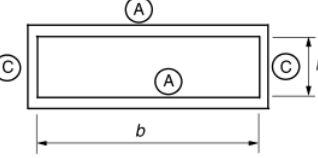
Aukkojen yläosat mitoitetaan palkkeina. Pielien kohdalla tutkitaan paikallinen puristuskestävyys. Aukkojen ympärille laitetaan pieliteräksiä, jotka jäykistävät aukon ympäryksen sekä samalla estävät halkeilua. Pieliteräkset ympäröidään haoilla, jotka vastaavat minimiraudoitusta palkille.

Elementin sivuilla kiertää leikkausvaarnat, jotka sitovat seinät yhtenäiseksi jäykäksi levyrakenteeksi. Elementin alalaidassa olevat leikkausvaarnat toimivat katastrofiteräksinä onnettomuuden sattuessa. Ne sitovat seinärakenteen ja estävät jatkuvan sortuman.

Raudoituksen tulee vastata eurokoodissa määriteltyä minimiraudoitusta, mikäli rakennetta käytetään jäykistykseen.

Seinässä vaikuttavan voiman epäkeskisyyden arvo lasketaan samalla tavalla kuin pilareissa. Yleisesti tarkastellaan elementtiä yhden metrin kaistaleena. Erona on nurjahduspituuden määrittäminen, joka riippuu tuettujen sivujen määrästä, taulukko 4.3.

Taulukko 4.3. Nurjahduskerroin tuettujen seinien mukaan (SFS EN 1991-1-1, 192).

Poikittaissiirtymä estetty	Kaavio	Kaava	Kerroin $\beta$																		
kahdella reunalla			$\beta = 1,0$ kaikilla suhteen $l_w/b$ arvoilla																		
kolmella reunalla		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>b/l_w</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,26</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,59</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,76</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,85</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,90</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,95</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,97</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>1,00</td></tr> </tbody> </table>	$b/l_w$	$\beta$	0,2	0,26	0,4	0,59	0,6	0,76	0,8	0,85	1,0	0,90	1,5	0,95	2,0	0,97	5,0	1,00
$b/l_w$	$\beta$																				
0,2	0,26																				
0,4	0,59																				
0,6	0,76																				
0,8	0,85																				
1,0	0,90																				
1,5	0,95																				
2,0	0,97																				
5,0	1,00																				
neljällä reunalla		<p>Jos <math>b \geq l_w</math></p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>Jos <math>b &lt; l_w</math></p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>b/l_w</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,10</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,20</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,30</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,40</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,50</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,69</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,80</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>0,96</td></tr> </tbody> </table>	$b/l_w$	$\beta$	0,2	0,10	0,4	0,20	0,6	0,30	0,8	0,40	1,0	0,50	1,5	0,69	2,0	0,80	5,0	0,96
$b/l_w$	$\beta$																				
0,2	0,10																				
0,4	0,20																				
0,6	0,30																				
0,8	0,40																				
1,0	0,50																				
1,5	0,69																				
2,0	0,80																				
5,0	0,96																				

(A) – Välipohjalaatta
(B) – Vapaa reuna
(C) – Poikittainen seinä

Seinän puristuskestävyys pituusyksikköä kohti, kaava 4.33.

$$N_{RD} = \eta f_{cd} h \left(1 - 2 \frac{e_d}{h}\right) \quad \text{Kaava 4.33}$$

$$\eta = 1,0$$

Rakenne on teräsbetonirakenne eurokoodin mukaan, kun siinä on pystysuuntainen raudoitus, kaava 4.44.

$$0,002 \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 0,06 \quad \text{Kaava 4.44}$$

Raudoitus jaetaan kumpaakin pintaan, tankovälit saa olla, kaava 4.45.

$$\max \begin{cases} 3h \\ 400\text{mm} \end{cases} \quad \text{Kaava 4.45}$$

h seinän paksuus

Vaakaraudoitus, kaava 4.46

$$\max \begin{cases} 0,25 * pystyraudoitus \\ 0,001A_c \end{cases} \quad \text{Kaava 4.46}$$

Tankoväli saa olla enintään 400 mm.

Kantavilla teräsbetonielementtiseinillä voidaan olettaa olevan riittävä palonkestävyys, kun noudatetaan eurokoodin SFS EN1992-1-2 mukaista taulukkomitotusta, taulukko 4.4.

Taulukko 4.4 Kantavien betoniseinien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot (SFS EN 1992-1-2, 44)

Standardi-palonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Seinän paksuus / keskiöetäisyys			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	altistus toiselta puolelta	altistus molemmilta puolin	altistus toiselta puolelta	altistus molemmilta puolin
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

\* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä betonipeitteen paksuus on määräävä.  
Ks. kohdasta 5.3.2 (3) hyväksikäyttöasteen  $\mu_{fi}$  määritelmää.

Palomitoitus on varmalla puolella kun käytetään  $\mu_{Fi}$ :n arvoa 0,7.

#### **4.4 Perustusten mitoitus**

Maalajin lujuus määritellään joko liukupinta- analyysillä tai murtorajatilaan perustuvilla kantavuuskaavoilla.

Liukupintamenettelyä käytetään monimutkaisissa tapauksissa ja eritoten maa- rakenteiden vakavuuden laskennassa. Menetelmä on monimutkainen ja työläs käyttää, koska menetelmää soveltaessa on tunnettava maapohjan rakenne ja ominaisuudet todella tarkasti.

Murtorajatilan kaavat edellyttävät tasalaatuisia maaperäolosuhteita. Käytännös- sä aina anturaperustusten geotekninen kantavuus määritellään kantavuuskaa- voilla, jos maapohjan kantavuus määräytyy maapohjan murtumisvaaran mu- kaan. Menetelmä on yksinkertaisempi kuin liukupintamenettely, koska yksinker- taisten pohjatutkimusten tulosten perusteella tehdyt päätelmät maaperän laa- dusta ja lujuudesta riittävät.

Pilarianturoiden pohjapaine lasketaan jakamalla pohjapinnassa vaikuttava pys- tysuuntainen normaalivoima anturan pohjan pinta-alalla (Rantamäki, Jääskeläi- nen& Tamminne. 2008, 175).

### **5 RUNGON JÄYKISTYS**

Rakennuksen tulee olla stabiili myös vaakakuormien aiheuttaman rasituksen suhteen. Kuormat tulee siirtää hallitusti perustuksille rakennusrungon avulla, jolloin liian suuria siirtymiä tai kiertymiä ei pääse syntymään. Kuormien siirto tapahtuu vaaka- ja pystytasossa olevilla jäykistävillä rakenteilla.

Merkittävimpiä rakennukseen kohdistuvia vaakakuormia ovat tuulikuorma sekä epäkeskisyydestä, rakenteiden vinoudesta ja käyryydestä aiheutuva lisävaaka- voima. Rakenteita voivat rasittaa myös dynaamiset kuormat, kuten nosturit teol- lisuushalleissa.

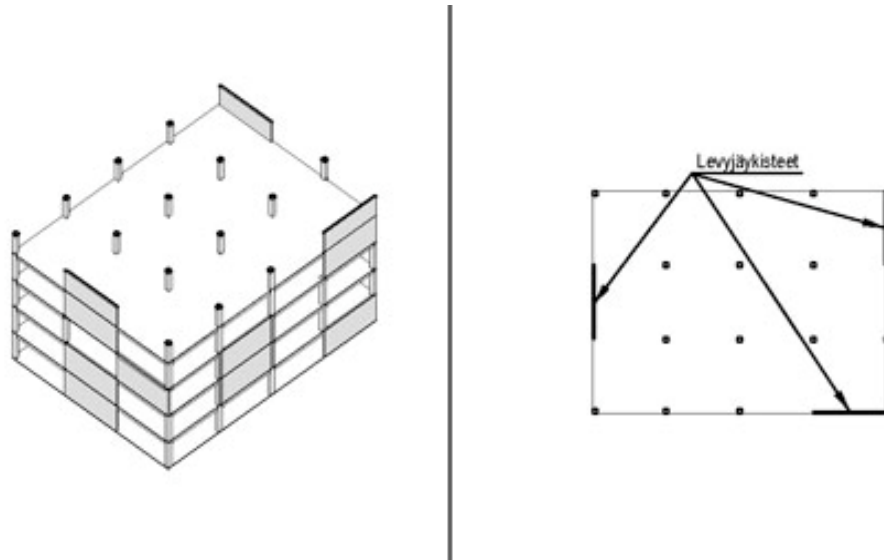
Jäykistystapoja on monia, esimerkiksi levy-, masto-, mastopilari-, kehä-, ristikojäykistys ja näiden yhdistelmät. Työssä tutkitaan lähemmin levyjäykistystä. Jäykistysmenetelmää valittaessa huomioidaan rungon toimintaperiaate ja siihen käytetyt materiaalit, jolloin jäykistys pystytään tekemään mahdollisimman huomaamattomasti, jolloin sillä ei ole suurta vaikutusta arkkitehtuuriin tai tilankäyttöön.

Jäykistävät pystyrakenteet saavat kuormaa jäykkyyksiensä suhteessa kultakin tasolta. Rakenteiden tuentatapa ja aukot vaikuttaa jäykkyyteen huomattavasti, joten ne on huomioitava laskennassa. Jäykistävät vaakarakenteet siirtävät kuorman jäykistäville pystyrakenteille. Jäykistävien osien vaakarakenteet mitoitetaan vaakavoimalle ja niiden liitokset pystyrakenteisiin on mitoitettava niiden tukireaktioille (elementtisuunnittelu.fi).

Rakennuksen jäykistäminen pyritään toteuttamaan käyttäen pystykuormitettuja rakennusosia, koska rakennuksen omapaino parantaa stabiiliutta. Pystykuormitetuilla jäykistävillä seinillä pystytään usein myös välttämään hankalat vetoliitokset. Tavoitteena olisi mahdollisimman symmetrinen jäykistys, mikä on nykypäivänä haastavampaa, koska arkkitehdit suosivat mitä monimutkaisempia ja epäsymmetrisempiä rakennuksia. Nykyisin on myös suunniteltu paljon suuria tiloja, jolloin jäykistävät väliseinät ovat harvassa. Jos käytettävissä on vain vähän jäykistäviä seiniä, on ne sijoitettava mahdollisemman etäälle toisistaan vääntöjäykkyyden varmistamiseksi. Rakennuksen jäykistävät pystyrakenteet eivät saa leikata toisiaan samassa pisteessä (Kuusjärvi 2006, 6-19).

## 5.1 Levyjäykistys

Levyjäykistys tapahtuu käyttämällä rakennuksen seiniä ja laattarakenteita rungon jäykistämiseksi. Rakenteet sidotaan toisiinsa niin, että ne toimivat yhdessä tasoina, kuva 5.1.



Kuva 5.1 Levyjäykistysperiaate. (elementtisuunnittelu.fi)

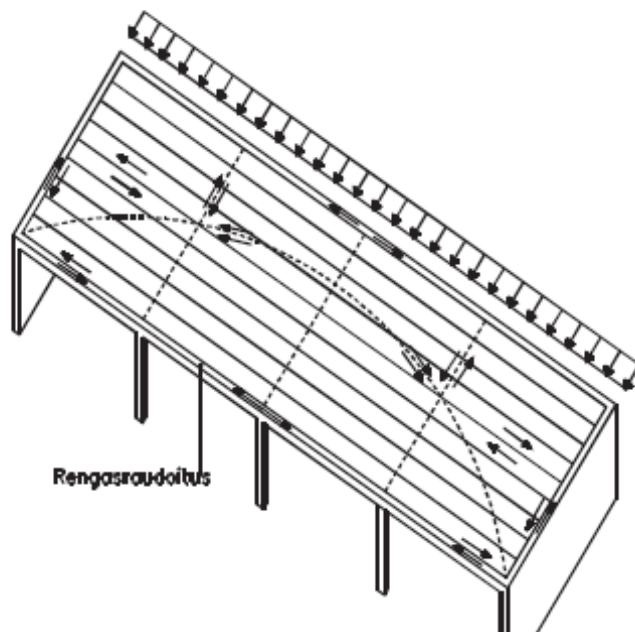
Levyjäykistys rajoittaa tilojen käyttöä, jos niitä ei saada sijoitettua rakennuksen ulkoseiniksi. Poikkeus on tietenkin huoneistojen väliset seinät. Hajautettu levyjäykistys soveltuu erityisesti pitkiin ja kapeisiin rakennuksiin.

Seinäelementtien tai ontelolaattojen saumojen tulee ottaa vastaan vaakavoimista aiheutuvat leikkausvoimat sekä momenttirasitus. Vaakasunnassa jäykistävien rakenteiden tulee olla siirtymättömiä. Elementtirakentamisessa tämä täytyy huomioida erillisellä raudoituksella saumakohtassa (Kuusjärvi 2006, 6-19).

## 5.2 Ontelolaataston sitominen levyrakenteeksi

Ontelolaatoista koostuva välipohja on saatava toimimaan yhtenäisenä levyrakenteena eli laatastona. Laatat laatastoksi sitova rengasraudoitus siirtää laattojen suuntaiset voimat jäykistäville rakenteille. Jatkuva sortuma sekä laattojen putoaminen estetään myös, kun sidotaan laatat laatastoksi.

Laataston staattisena mallina käytetään ulokepalkkia tai kaksitukista palkkia. Rengasraudoitus, joka kiertää laataston ympäri valun jälkeen muodostuvassa rengaspalkissa, mitoitetaan vaakakuormille kuva 5.2



Kuva 5.2 Ontelolaataston staattinen toimintamalli ja rengasraudoituksen sijainti (ParmaParel Ontelolaattojen suunnittelohje, 40)

Tuulenpaine lasketaan yläpohjalle kaavasta 6.1

$$q_{kv,yp} = F_{w,k} \left( a + \frac{h}{2} \right) \quad \text{Kaava 6.1}$$

jossa

$F_{w,k}$  tuulenpaineen aiheuttama neliökuorma  $0,8H$  alueelle



a levyosan yläpuoleinen projektio, eli katon korkeus

h kerroskorkeus

Tuulenpaine välipohjassa saadaan kaavasta 6.2.

$$q_{kv,vp} = F_{w,k} * h$$

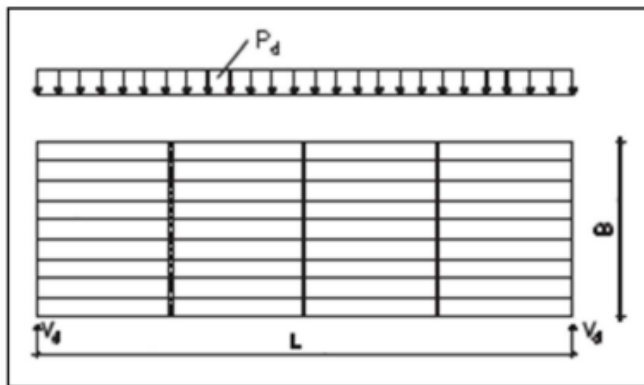
Kaava 6.2

$F_{w,k}$  tuulenpaineen aiheuttama neliökuorma 0,8H alueelle

h kerroskorkeus

Tähän lisätään vielä lisävaakavoima, joka on yksinkertaistetun laskentamene-  
telmän mukaan 1/150-osa rakenteiden pystykuormituksista rakennuksen lyhy-  
emmässä suunnassa.

Rengasteräkset mitoitetaan määräävämmän eli pidemmän sivun mukaan. Ren-  
gasteräsmäärä sijoitetaan koko laataston ympäri kiertävään reunapalkkiin, kuva  
5.3 (Parmaparel Ontelolaattojen suunnitteluohje).



Kuva 5.3 Ontelolaataston mitoitusmalli (Parmaparel Ontelolaattojen suunnitteluohje, 40)

## 6 PÄÄTEARKISTON RAKENNESUUNNITTELU

Kohteen suunnittelu alkoi kesällä 2010. Etelä- Suomessa sijaitsevan rakennuksen rakennuttajana toimii Archium ja päävuokralaiseksi rakennukseen on tulossa kaupunki.

Rakennus suunniteltiin Arkistolaitoksen Määräyksiä ja ohjeita arkistotiloista mukaisesti. Rakennesuunnittelijana toimi Ahti Oinonen RI-plan Oy:stä.

### 6.1 Arkiston suunnittelu yleisesti

Arkistointilain (831/1994) 12 § mukaan asiakirjoja on säilytettävä niin, että ne ovat suojassa tuhoutumiselta, vahingoittumiselta sekä asiattomalta käytöltä. Arkistotilojen on suojattava aineistoa

- vedeltä ja haitalliselta kosteudelta
- tuulelta ja pakokaasuilta
- liialta lämpenemiseltä ja valolta
- ilman epäpuhtauksilta
- ilkevallalta, vahingonteolta ja luvattomalta käytöltä
- poikkeusoloissa.

Sijainnin ja käytön kannalta arkistomuodostajan asiakirja-aineistot jaetaan kolmeen ryhmään. Ne tarkoittavat itse aineistokokonaisuutta sekä tiloja joissa nämä aineistot säilytetään:

- käsiarkistot
- lähiarkistot
- päätearkistot.

Käsiarkistoon kuuluvat päivittäisessä käytössä olevat asiakirjat, joita säilytetään työtilojen yhteydessä. Lähiarkistoon kuuluvat asiakirjat, joita tarvitaan työtilojen läheisyydessä, mutta joiden säilytysturvallisuudelle asetetaan käsiarkistoa suuremmat vaatimukset, kuten esimerkiksi potilaskertomusarkistot.

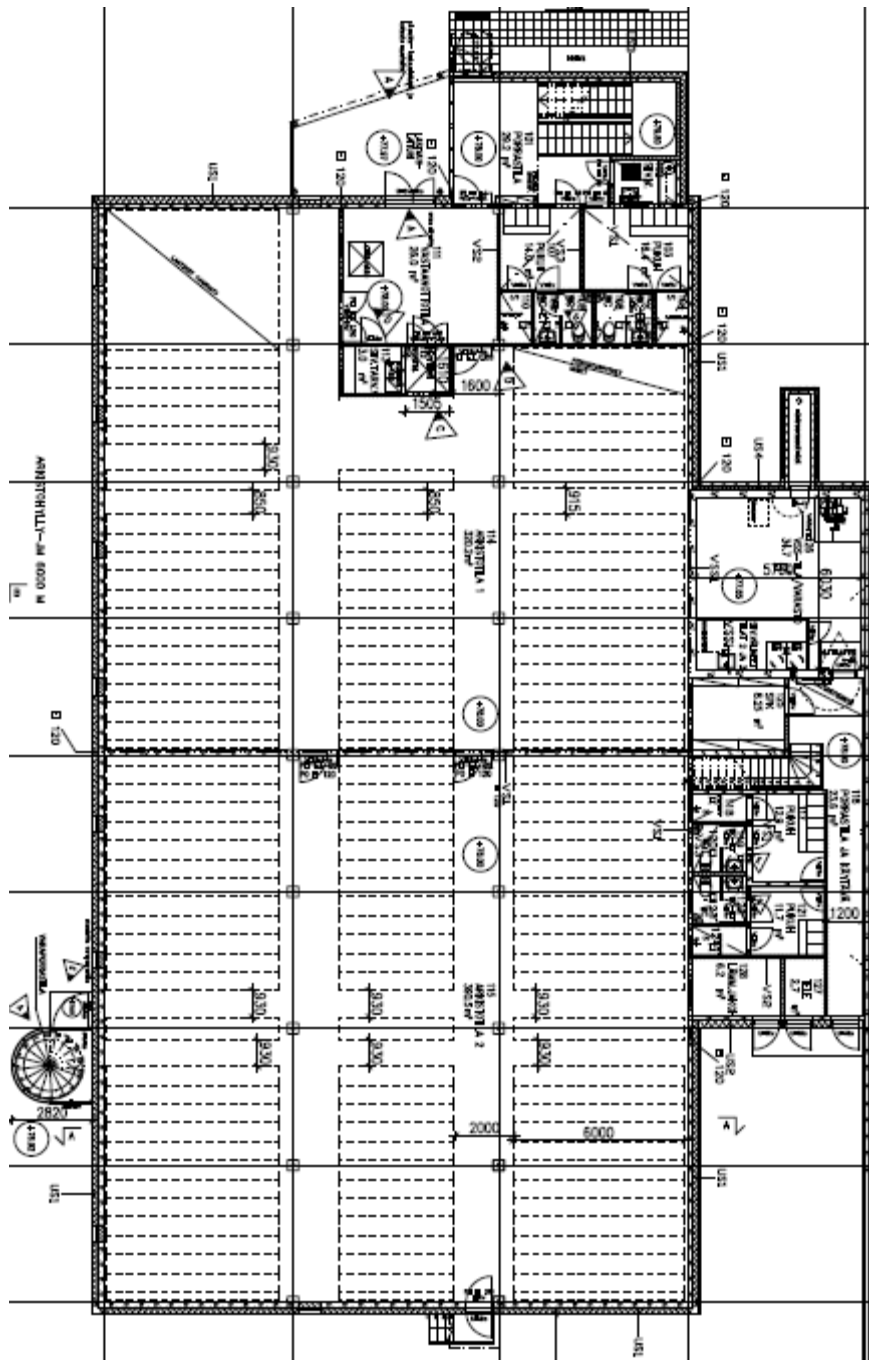
Opinnäytetyössä oleva kohde on päätearkisto. Päätearkistoon kuuluvat arkistomuodostajan pysyvästi säilytettävät asiakirjat, joita täydennetään ja käytetään hyvin harvoin (Määräys ja ohjeet arkistointitiloista, 4-9).

## **6.2 Arkkitehtisuunnitelmat**

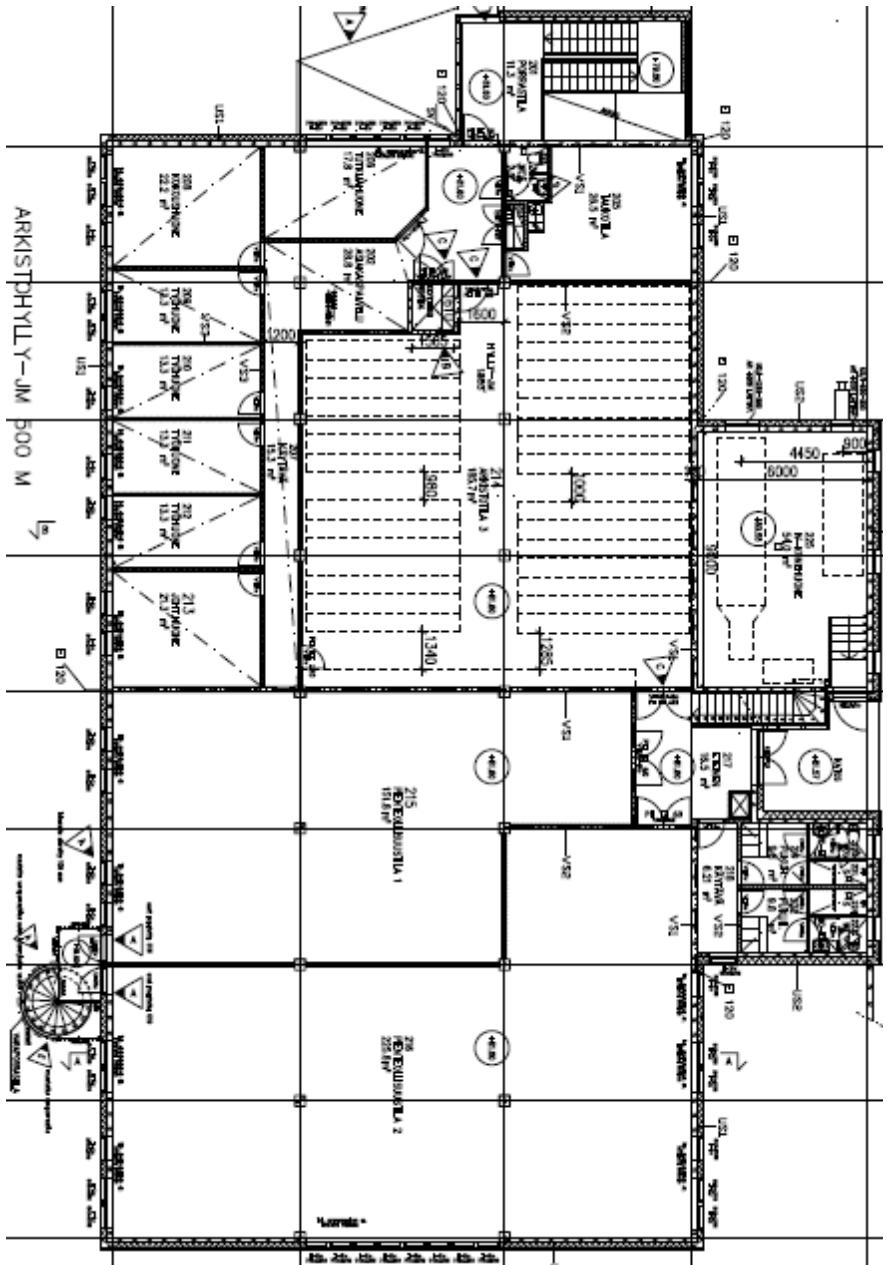
Kaupungin yleisesti käyttämä arkkitehtitoimisto teki alustavat luonnokset päätearkistoon. Arkkitehdiltä saatu piirustussarja koostuu muun muassa kahdesta pohjapiirustuksesta (Kuvat 6.1 ja 6.2) ja kahdesta yleisleikkauksesta (Kuvat 6.3 sekä 6.4).

Ensimmäisen kerroksen pohjasta näkyy, että tila on varattu lähestulkoon kokonaan arkistointitiloiksi. Kerroksesta sijaitsee myös vastaanottotila, porrastila, käytäviä ja väestönsuoja, jossa on naisten pukuhuonevaraus (Kuva 6.1). Toinen kerros on varattu osittain arkistotilaksi. Kerroksessa on myös teollisuustilaa, käytäviä, porraskäytäviä, toimistohuoneita ja IV-konehuone (Kuva 6.2).

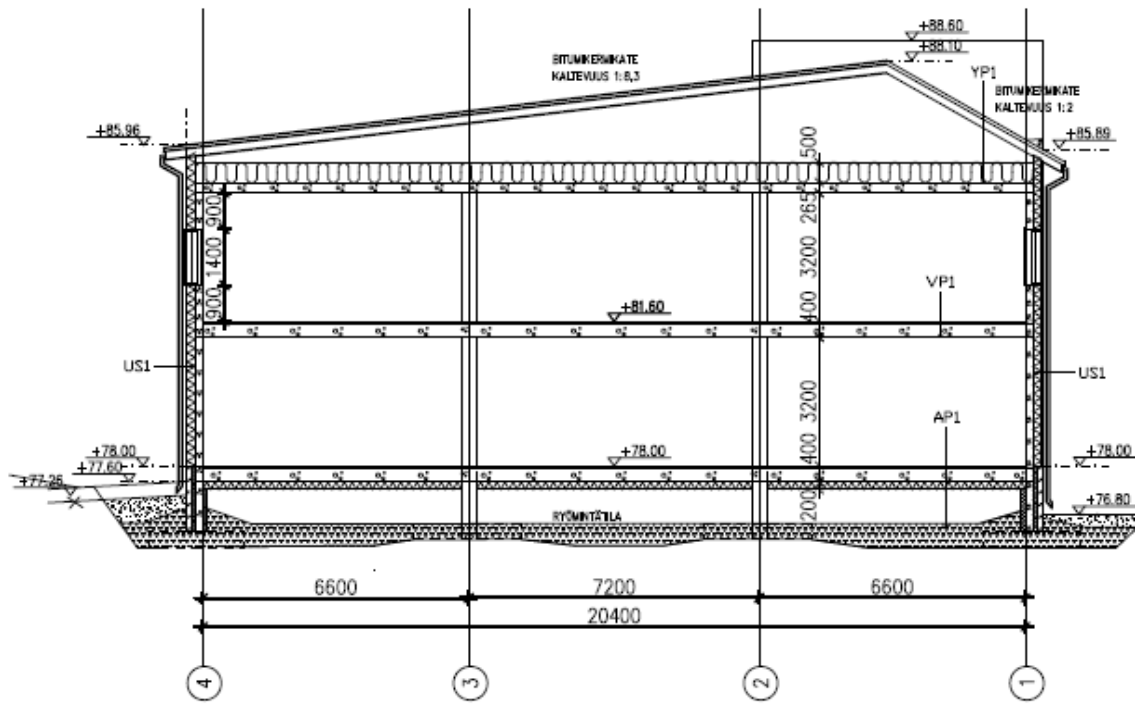
Yleisleikkauksista käy ilmi rakennuksen periaate (Kuva 6.3 ja 6.4). Arkistotalo on kokonaan teräsbetonirunkoinen, mikä on kantavilla teräsbetoniväliseinillä jaettu palo-osastoiksi. Rakennuksessa tulee olemaan ryömintätilallinen alapohja.



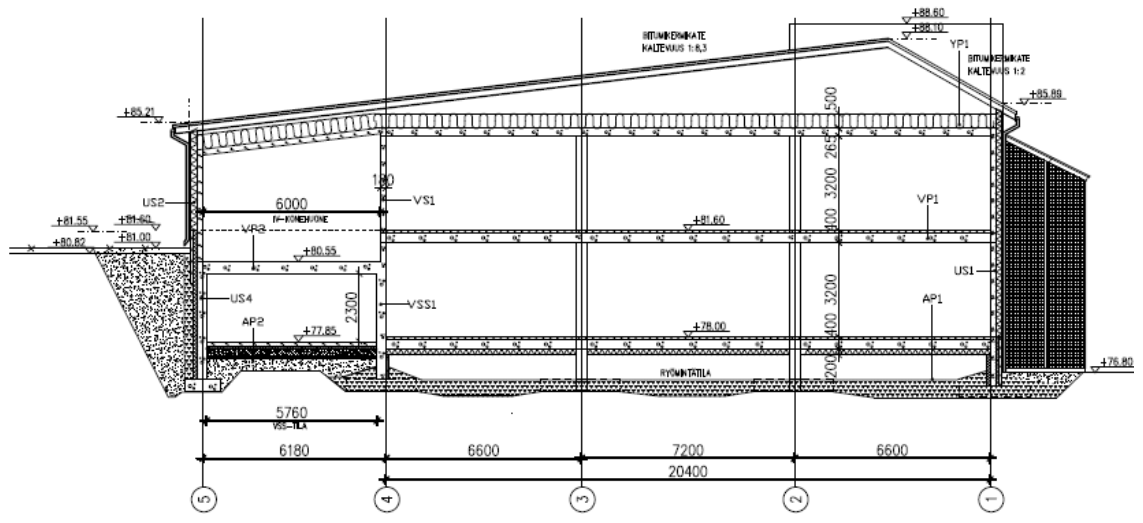
Kuva 6.1 Arkkitehtiluonnos 1. kerroksen pohjapiirros



Kuva 6.2 Arkkitehtiluonnos 2. kerroksen pohjapiirros



Kuva 6.3 Arkkitehdin yleisleikkaus A - A



Kuva 6.4 Arkkitehdin yleisleikkaus B - B

### 6.3 Mitoitusmenetelmät ja niiden soveltaminen

Rakennesuunnittelu toteutetaan 1.4.2010 voimaan tulleiden eurokoodien mitoitusmenetelmillä sekä Suomen rakennusmääräyskokoelman voimassa olevilla osilla. Toissijaisina asiakirjoina ovat alan yleisesti hyväksytyt julkaisut.

Mitoitus suoritetaan käyttämällä seuraavia eurokoodin osia.

- EN 1990: Rakenteiden suunnitteluperusteet
- EN 1991-1-1: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, omapaino ja rakenteiden hyötykuormat.
- EN 1991-1-3: Eurocode 3: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat.
- EN 1991-1-4: Eurocode 3: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat.
- EN1992-1-2: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.
- EN 1992-1-2: Eurocode2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteellinen palomitoitus

Koska suunnittelutyön tarkoitus on vain selvittää, kuinka eurokoodi vaikuttaa rakenteissa käytettäviin poikkileikkauksiin ja teräsmääriin, voidaan mitoitus tehdä määrävimmän kuormitustapauksen perusteella. Myös huomioiden kohteen koko on otettava huomioon. Näin tullaan siihen, että muissa rakenteissa päädytään varmalle puolelle. Menetelmän suuri etu on rakenteiden yksinkertaistus sekä mitoitus työn väheneminen huomattavasti, haittana taas materiaalimenekki ylimitoitettujen rakenteiden muodossa.

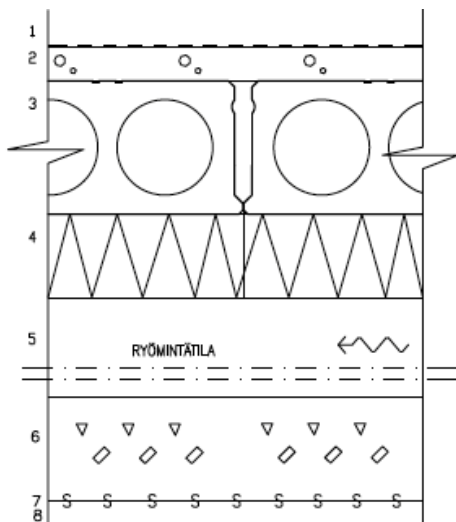
Tämän kokoisessa uudisrakentamisessa haittapuolista aiheutuvat kustannukset tulevat pysymään pieninä. Näin suunnittelutyö tulee jäämään vähäisemmäksi ja betoniosien valmistus on edullisempaa, kun on paljon samanlaisia poikkileikkauksia. Kustannushäviöt saattavat näin jopa kumoutua. Varsinaisessa suunnittelutyössä tätä menetelmää on käytettävä harkiten. Mahdollisuus kuormitusten määrittämisessä kasvaa ja se voi johtaa pahimmillaan rakenteiden ylikuormitukseen ja sortumiseen.

## 6.4 Päätearkiston sijoitus ja tilasuunnittelu

Koko rakennuksen pääkäyttökohteena on arkistotila. Toisessa kerroksessa on myös pienteollisuustiloja. Rakennuksen sijoittelussa on huomioitu vaaratekijät.

Päätearkistoon on suunniteltu myös teräsbetoninen väestönsuoja, jonka rauhanajan käyttötarkoitus on olla naisten pukuhuone ja sosiaalitilat (Arkistolaitos Arkiverkhet. KA1386/40/2007, Määräys ja ohjeet arkistotiloista, 5-6. 21.8.2007).

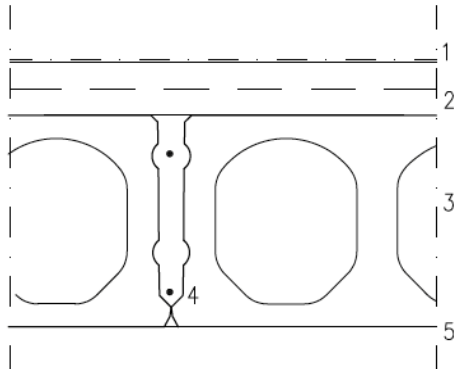
Päätearkisto suunniteltiin REI120 mukaiseksi, tämä luokka tulee arkistomääräyksestä. Virheellisesti kuitenkin suunnittelun lähtötiedoissa oli lukenut REI60, mikä aiheutti ongelmia, kun Arkistolaitos tarkasti rakenteita. Ulkoseinissä oli riittävä betonipeite, kantavuus palotilanteessa oli riittävä. Alapohja täytti vaatimukset yläpuolista paloa vastaan, koska eristetyn ontelolaatan päällä on 80 mm:n pintavalu. Alapuolista paloa vastaan rakenne ei täyttänyt vaatimuksia. Alapohjan palokuorman muodostaa eriste. Rakenteen hyväksymistä edesauttoi myös se että alapohjan ontelolaatat oli asennettu sekä alapohjapalkit valettu, kuva 6.5



Kuva 6.5 Arkistolaitoksen hyväksymä alapohjatyyppi



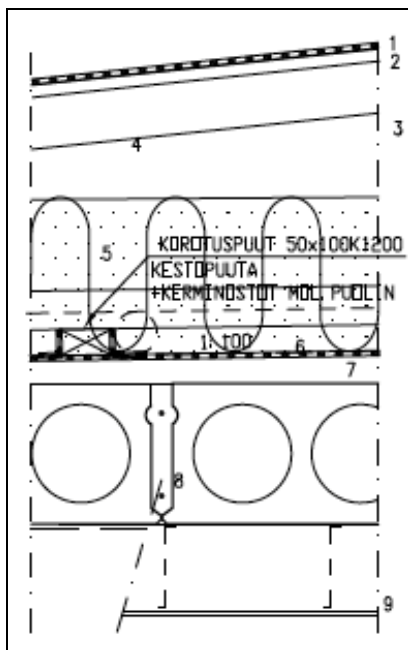
Välipohjassa ontelolaattoja kannattelevat Anstarin A-liittopalkit vaativat palosuojauksen alalaippaan. Ontelolaattojen päälle oli myös valettu 80 mm pinta-valu, jolloin se saavutti kantavuuden R120, kuva 6.6.



Kuva 6.6 Arkistolaitoksen hyväksymä välipohjatyyppi

Ensimmäisen ja toisen kerroksen pilarit tuli palosuojata, koska betonipeitepaksuus  $c$  ei ollut riittävä. Palosuojaus toteutettiin 10 mm betonitasoitteella, jolloin minimibetonipeitepaksuus saavutetaan.

Vesikattorakenne on ontelolaattarakenne, kuva 6.7.



Kuva 6.7 Arkistolaitoksen hyväksymä yläpohjatyyppi

Kouvolan arkistossa on vierekkäin kaksi palo-osastoa joiden palokuorma on yli  $1200 \text{ MJ/m}^2$ , mutta palo- osastojen väliin on tehty väliseinä joka on R120. Välissä on myös palo-ovi PO120 eikä ole läpivientejä.

Rakenteille tulleet vaatimukset:

- REI120, jos arkisto rajautuu palo-osastoon, jonka palokuorma on yli  $1200 \text{ MJ/m}^2$  tai varastoitu tavara on palovaarallista. Läpivientejä palovaarallisiin tiloihin ei sallita.

tämän takia betonipeitepaksuus  $c = 55 \text{ mm}$

Arkistotilassa on automaattinen paloilmoitinlaitteisto, joka on liitetty pelastustoimen hätäkeskukseen. Palokunnan toimintavalmius kohteeseen on enintään 10 min. Tämä mahdollistaa kunkin arkistohuoneen maksimipinta-alaksi  $400 \text{ m}^2$ . Arkistohuoneiden väliset palo-ovet varustetaan automaattisilla savunilmaisimien ohjaamalla sulkijalaitteistoilla, koska ovia joudutaan käytännössä pitämään auki.

Arkistotilan pintakerrosten vaatimukset:

- seinät ja katto: A2- s1, d0
- lattiat: A2<sub>FL</sub>-s1

Tiloissa ei saa käyttää palavia sisusteita

Arkistotilassa tullaan säilyttämään paperiasiakirjoja, kuten karttoja. Tämä aiheuttaa suhteellisen kosteuden vähimmäisvaatimukseksi 60 %. Ohjearvona pidetään 45 %:a .

## 6.5 Kuormitukset

### 6.5.1 Lumi

Yläpohjan kuorma koostuu lumikuormasta sekä yläpohjarakenteen omasta painosta. Kouvolan pääarkisto sijaitsee Suur-Kouvolassa, jossa maanpinnan lumikuorman ominaisarvoksi saadaan  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , kuva 3.1.

Päätearkistossa loivemman lappeen kaltevuuskulma on  $6,7^\circ$  ja jyrkemman lappeen kaltevuuskulma on  $26,6^\circ$ . Lumikuorman muotokertoimeksi  $\mu$  määräytyy kummassakin tapauksessa 0,8, kuvan 3.2 mukaan. Näin ollen katolla oleva lumikuorma  $s = 2,0 \text{ kN/m}^2$ .

Kuvan 3.3 mukaisissa kuormitustapauksissa muodostuu seuraavat lumikuorman arvot

Tapaus i:  $2,0 \text{ kN/m}^2$

Tapaus ii + iii:  $1 \dots 2 \text{ kN/m}^2$

Tapaus iii:  $0 \dots 2 \text{ kN/m}^2$ .

### 6.5.2 Tuuli

Rakennuksen läheisyydessä on kasvillisuutta, korkeita puita sekä muita rakennuksia. Suunniteltavan ja mitoitettavan uudisrakennuksen pituus on 43,5 m, leveys 27,3 m ja korkeus 11,8 m.

Rakennus kuuluu kuvan 3.4 mukaan maastoluokkaan III. Rakennuksen korkeus  $z = h = 11,8 \text{ m}$ . Taulukosta 3.1 saadaan tuulen nopeuspaineen ominaisarvoksi  $q_p(z) = 0,55 \text{ kN/m}^2$ . Arvo on 15 m:n korkeudessa, mutta se on varmalla puolella oleva arvo.

Pinnanmuotojen vaikutuksia ei oteta huomioon pääarkiston suunnittelussa, joten nopeuspainetta ei kasvateta erillisellä kertoimella.

Kokonaistuulikuorman voimakerron määritetään taulukon 3.2 mukaan. Koska rakennuksen korkeus on alle 15 m, lasketaan hoikkuusluku  $\lambda$ :

$$\lambda = 2h/b = (2 * 11,8 \text{ m}) / 43,5 \text{ m} = 0,54$$

$$\text{Sivusuhte } d / b = 43,5 \text{ m} / 11,8 \text{ m} = 3,69$$

Voimakerron  $c_f$  taulukosta 3.3 josta saadaan  $c_f = 0,99$

Jolloin kokonaistuulikuorman resultantti  $F_{w,k}$

$$F_{w,k} = 0,99 * 0,55 \text{ kN/m}^2 * 513,3 \text{ m}^2 = 279,5 \text{ kN}$$

Saatu resultantin arvo sijoitetaan  $0,6 * h$  korkeudelle kuvan 3.6 mukaisesti,

$$h_{res} = 0,6 * h = 0,6 * 11,8 = 7,1 \text{ m}$$

Kokonaistuulikuorman resultantti muutetaan tasaiseksi kuormaksi, joka sijoitetaan rakennuksen yläosalle  $0,8 H = 0,8 * 9,5 \text{ m}$

$$q_{w,k} = F_{w,k} / (0,8 * A_{ref}) = 279,5 \text{ kN} / (0,8 * 513,3 \text{ m}^2) = 0,68 \text{ kN/m}^2.$$

### 6.5.3 Kuormien mitoitusarvot sekä kuormitusyhdistelyt

Arkistorakennus kuuluu taulukon 3.4 mukaan käyttöluokkaan B, joka on määritetty toimistotilaksi. Käyttöluokan perusteella, taulukko 3.5, saadaan hyötykuormaksi  $2,5 \text{ kN/m}^2$  ja pistekuormaksi  $2,0 \text{ kN}$ . Koska kuitenkin on kyseessä arkistorakennus, arkistolaitos on määrännyt hyötykuormaksi  $12 \text{ kN/m}^2$ . Koko välipohja mitoitetaan tälle hyötykuormalle. Koska kyseessä on vuokrattava rakennus, varaudutaan vuokraaman koko tila arkistokäyttöön, vaikka näin ei vielä ole (kuva 6.1 ja 6.2). Rakennus kuuluu seuraamusluokkaa CC2 ja luotettavuusluokkaan RC2, jolloin  $K_{FI}$  -kertoimen arvoksi tulee 1,0, taulukko 3.6.

Tässä kohteessa ei käytetä pienennyskertoimia. Esimerkiksi päätearkiston pienennyskerroin on 1, koska rakennuksessa on vain kaksi kerrosta kuormitettujen rakenneosien yläpuolella, jolloin kuormavähennyksiä ei tehdä seinien ja pilarien osalta.

## 6.6 Pilarin mitoitus

Pilarille kohdistuvat kuorma nähdään taulukosta 6.1 ja 6.2.

Taulukko 6.1 Pilarien kuormat käyttörajatilassa sekä kuormat anturoille

Vesikatto	$6,9 \text{ m} * 4,8 \text{ m} * (3,8 \text{ kN/m}^2 + 1,25 \text{ kN/m}^2 + 2,0 \text{ kN/m}^2)$	238,5 kN
Kuormitus: ontelolaatta 320 mm, kallistusvalu 50 mm, vesikaton rakenteet, lumikuorma		
2. krs	$6,9 \text{ m} * 4,8 \text{ m} * (6 \text{ kN/m}^2 + 12 \text{ kN/m}^2)$	596,2 kN
Kuormitus: ontelolaatta 320 mm, pintavalu 80 mm, hyötykuorma		
1. krs	$6,9 \text{ m} * 4,8 \text{ m} * (6 \text{ kN/m}^2 + 12 \text{ kN/m}^2)$	596,2 kN
Kuormitus: ontelolaatta 320 mm, pintavalu 80 mm, hyötykuorma		
Perustus	$25 \text{ kN/m}^3 * 2,6 \text{ m} * 2,4 \text{ m} * 0,4 \text{ m} + 25 \text{ kN/m}^3 * 0,3 \text{ m} * 0,5 \text{ m}$	75,9 kN
Kuormitus: Anturan omapaino, alapohjapalkit		
Yhteensä: Ilman perustusta		1376,9 kN
Perustus mukana (geotekninen mitoitus)		1425,8 kN

Taulukko 6.2 Pilarien kuormat murtorajatilassa sekä kuormat anturoille

Vesikatto	$6,9 \text{ m} * 4,8 \text{ m} * (1,15 * 1,0 * 3,8 \text{ kN/m}^2 + 1,15 * 1,0 * 1,25 \text{ kN/m}^2 + 1,15 * 2,0 \text{ kN/m}^2)$	297,4 kN
Kuormitus: ontelolaatta 320 mm, kallistusvalu 50 mm, vesikaton rakenteet, lumikuorma		
2. krs	$6,9 \text{ m} * 4,8 \text{ m} * (1,15 * 1,0 * 6 \text{ kN/m}^2 + 12 \text{ kN/m}^2)$	824,7 kN
Kuormitus: ontelolaatta 320 mm, pintavalu 80 mm, hyötykuorma		
1. krs	$6,9 \text{ m} * 4,8 \text{ m} * (1,15 * 1,0 * 6 \text{ kN/m}^2 + 12 \text{ kN/m}^2)$	824,7 kN

Kuormitus: ontelolaatta 320 mm, pintavalu 80 mm, hyötykuorma		
Perustus	1,15 * 25 kN/m <sup>3</sup> * 2,6 m * 2,4 m * 0,4 m + 1,15 * 25 kN/m <sup>3</sup> * 0,3 m * 0,5 m	87,3 kN
Kuormitus: Anturan omapaino, alapohjapalkit		
Yhteensä: Ilman perustusta		1946,8 kN
Perustus mukana (geotekninen mitoitus)		2034,1 kN

Määritetään pilarin alustava koko. Arkiston tapauksessa arkkitehti oli määrännyt pilarikooksi 380 x 380 mm.

Paloluokka R120

Rasitusluokka:

Suunniteltu käyttöikä 50 vuotta

Pilarille kohdistuvat kuormat

$N_{EK} = 1430,8 \text{ kN}$  normaaliavoima käyttörajatilassa

$N_{Ed} = 1946,8 \text{ kN}$  normaaliavoima murtorajatilassa

Pilariin ei kohdistu ulkoisten voimien aiheuttamaa momenttia koska se on osa ontelolaattoja jäykistämää rakennetta eli  $M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$ .

## Lähtötietoja

### 1.1 MATERIAALI

#### Betoni

C35/45



$f_{ck} =$	37 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	21,0 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd} =$	1,6 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk, 0,05} =$	2,3 N/mm <sup>2</sup>
$E =$	34545,1 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0,85
$\gamma_c =$	1,5 N/mm <sup>2</sup>

A500HW

$f_{sk} =$	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{sd} =$	434,8 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$	1,15

Tiedot pilarista.

### 2.4 Pilaripoikkileikkaus

$b =$	380 mm	poikkileikkauksen leveys
$h =$	380 mm	poikkileikkauksen korkeus
$H =$	3 m	pilarin arvioitu korkeus
$A =$	144400 mm <sup>2</sup>	poikkileikkauksen ala
$c =$	55 mm	betonipeitepaksuus
$G =$	10,83 kN	omapaino
$d =$	329 mm	tehollinen korkeus
$d' =$	71 mm	

Pilarin rasitukset

$N_{ed} =$	1953,3 kN
$N_{ed, pilari} =$	14,5 kN

**3. Nurjahduspituus  $l_0$ =** 3500 mm

$M_{01}$ = 0 kNm

$M_{02}$ = 0 kNm

$e_0$ = 0 mm

Lasketaan rakenteen hoikkuus. Pilarin nurjahduspituus  $l_0 = 3500$  mm, koska rakenne mallinnetaan päistään nivelellisenä, jolloin nurjahduspituudenkerroin on 1,0 kuva 3.7 mukaisesti. Pilari on osa ontelolaataston ja seinien jäykistämää kenttää, jolloin alkuepäkeskisyys  $e_0 = 0$  kNm.

#### **4. PILARIN MITOITUS**

$e_i$ = 8,75 mm

##### **4.1 Tarkastetaan rakenteen hoikkuus**

$\lambda$ = 31,9

##### **4.2 Tarkastetaan ylittyykö rajahoikkuus**

$\lambda_{lim}$ = 13,42

$n$ = 0,64517806

$C$ = 0,7

Rakenne on hoikka, huomioidaan  $e_2$  laskennassa

Lähes aina, kuten nytkin saadun tuloksen perusteella voidaan todeta pilarin olevan hoikka koska  $\lambda \leq \lambda_{lim}$ . Tämän takia pilariin kohdistuva lisäepäkeskisyys  $e_2$  tulee tutkia ja lisätä mitoitusepäkeskisyteen  $e_d$ .

Lasketaan seuraavat suureet:



### 4.3 Määritetään kertoimet $K_r$ ja $K_\phi$

$K_r$ =	0,79
$n$ =	0,645
$n_U$ =	1,541
$n_{bal}$ =	0,4
$\omega$ =	0,541
$A_{s,est}$ =	3770 mm <sup>2</sup>

Virumisaste:

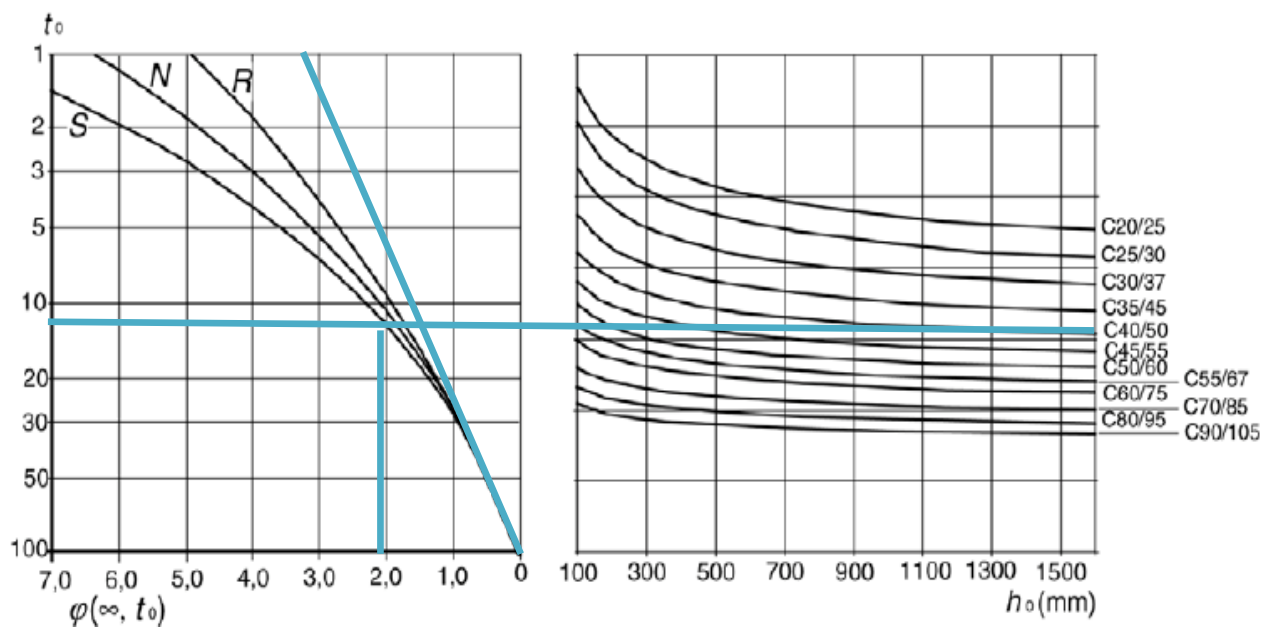
Ulkoisten voimien aiheuttama momentti  $M_{ED} = 0 \text{ kNm}$ . Pilaria saa kuormittaa neljän vuorokauden eli 96 tunnin ikäisenä.

Virumaluku

Kuormitushetki  $t_0 = 96 \text{ h}$  hetki jolloin voi kuormittaa  
n sementti

$h_0 = 190 \text{ mm}$

$\phi(\infty, t_0) = 1,8$



Kuva 6.8 Virumaluku

$$M_{0,end} = 17,1 \text{ kNm}$$

$$M_{0,Eqp} = 6,7 \text{ kNm}$$

$$\phi_{ef} = 0,71$$

$$\beta = 0,323$$

$$K_{\phi} = 1,23$$

jolloin epäkeskisyys  $e_2$   
on

$$e_2 = 24,4 \text{ mm}$$

$$M_{ED,e2} = 48,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 65,6 \text{ kNm}$$

#### 4.4 yhteisvaikutusdiagrammi

$$d'/h = 0,19$$

$$\text{joten käytetään käyrää } \omega = 0,1$$

$$y\text{-akseli} = 0,65$$

$$x\text{-akseli} = 0,0450$$

$$\text{Saadaan } \omega \text{ arvoksi käyrältä } 0,2$$

#### 4.5 Lasketaan vaadittu teräsmäärä

$$A_s = 348,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 288,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 8664 \text{ mm}^2$$

käytettävä pääteräksen halkaisija

10 ▼

Jolloin poikkileikkauksessa terästä

4 T 10 (valittu teräsmäärä 348,172467 mm<sup>2</sup>)

Haat 6 mm

Hakaväli 400 mm

Valitaan teräsmääräksi 8T10 (696,4 mm<sup>2</sup>)

Koska palomääräykset vaatii poikkileikkaukseen vähintään 8 tankoa

Valitaan teräsmääräksi 8T10 (696,4 mm<sup>2</sup>)

Normaalivoimakapasiteetti

$$N_{Rd} = f_{cd} A_c \left(1 - 2 * \frac{e_{d,mitoitava}}{h}\right) = 21 * 380 * 380 \left(1 - 2 * \frac{52}{380}\right) = 2202,5 kN$$

*käyttöaste*

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1946,8 kN}{2202,5 kN} = 0,88$$

Poikkileikkauksen palomitoitus:

Lähtötiedot:

- Pilari altistuu palolle useammalta kuin yhdeltä sivulta
- Suunnittelussa ollaan varmalla puolella kun otetaan  $\mu_{FI}$ :n arvoksi 0,7

Taulukon 3.9 mukaan pilarin minimileveys ja pääterästen keskiöetäisyyden vähimmäismitat palonkestoluokassa R120 on 350 mm ja 57 mm. Sekä poikkileikkaukseen vaaditaan vähintään kahdeksaan tankoa. Mitoitetun poikkileikkauksen katsotaan täyttävän palonkestovaatimus.

Kohteessa käytetty pilari liitteessä 6.

## 6.7 Palkin mitoitus

Palkille tulevat kuormat ovat taulukossa 6.3.

Taulukko 6.3 Palkille tulevat kuormat käyttö ja murtorajatilassa.

Vesikatto		
2. krs		
1. krs	$19,2 \text{ m} * (6 \text{ kN/m}^2 + 12 \text{ kN/m}^2)$	345,6 kN/m
Kuormitus: ontelolaatta 320 mm, pintavalu 80 mm, hyötykuorma		
Yhteensä:		345,6 kN/m

Vesikatto		
2. krs		
1. krs	$19,2 \text{ m} * (1,15 * 1,0 * 6 \text{ kN/m}^2 + 12 \text{ kN/m}^2)$	478,1 kN/m
Kuormitus: ontelolaatta 320 mm, pintavalu 80 mm, hyötykuorma		
Yhteensä:		

## Kuormituksen aiheuttama momentti

### Voimasuureet

$$M_k = \frac{qL^2}{8} = \frac{345,6 \text{ kN/m} * (4,5 \text{ m})^2}{8} = 874,8 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = \frac{478,1 \text{ kN/m} * (4,5 \text{ m})^2}{8} = 1210,2 \text{ kNm}$$

$$k_k = 779,9 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 1095,9 \text{ kN}$$

## 1. LÄHTÖTIEDOT

### 1.1 MATERIAALI

C35/45



A500HW

$$f_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 21,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sd} = 434,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1,55 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 34545,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk, 0,05} = 2,33 \text{ N/mm}^2$$

Betonilaaduksi valitaan C35/45, jonka lieriölujuuden ominisarvo  $f_{ck}$  on 37 N/mm<sup>2</sup> sekä  $f_{cd}$  on 21 N/mm<sup>2</sup>. Betonipeitepaksuudeksi valitaan 30 mm, rakenteet mitoitetaan 50 vuoden käyttöiälle.

Rakenneteräs on A500HW, jonka laskennallinen vetolujuus  $f_{sd}=434,8$  N/mm<sup>2</sup>. Hakaterästen halkaisijaksi valitaan 8 mm ja pääterästen halkaisijaksi 20 mm, jolloin saadaan teholliseksi korkeudeksi  $d=1180 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 20 / 2 \text{ mm} = 1132 \text{ mm}$ .

### 1.3 KUORMITUSOSAVARMUUSKERTOIMET

$\gamma_G=$	1,15	Pysyvien kuormien osavarmuusluku
$\gamma_Q=$	1,5	Muuttuvien kuormien osavarmuusluku

### 1.4 HYÖTYKUORMIEN YHDISTELYKERTOIMET

$\psi_0=$	0,7
$\psi_1=$	0,5
$\psi_2=$	0,3

### 3.1 TAIVUTUSMITOITUS

Rasitus	$M_{ed}=$	2821,435	
Suhteellinen momentti	$\eta=$	0,3513	$\eta < \eta_{max}=0,358$
Purist. suht. korkeus	$\eta=$	0,455	
Sis. momenttivarssi	$z=$	873,1 mm	
Vaadittu teräsmäärä	$A_s=$	7432,2 mm <sup>2</sup>	

valitaan pääteräkset: 24 T 20

Pääterästen pinta-alaksi tulee 7539,8 mm<sup>2</sup>. Kuitenkin on tarkistettava, että valittu teräsmäärä ylittää minimiraudoitusvaatimuksen.

$$A_{s,min}= 825,45 \text{ mm}^2$$

Vaadittu teräsmäärä tulee olemaan sama, mutta Suomen Rakentamismääräyskokoelman mukaan mitoitettu alapohjapalkki P2 on pienempi poikkileikkaukseltaan kuin mitä eurokoodi antaa. Eurokoodin tiukempi vaatimus  $\mu:n$  suhteen lisää elementin rakennekorkeutta.

Lopuksi määritetään vetoterästen ankkurointipituus.

#### 4. ANKKUROINTIPITUUDEN MITOITUSARVO

$l_{bd} =$	724,7 mm
$\alpha_1 =$	1 $\alpha_{1-5}$ taul 1/7.1
$\alpha_2 =$	1
$\alpha_3 =$	1
$\alpha_4 =$	1
$\alpha_5 =$	1,5
$\rho_1 =$	100 prosenttiosuus jatkettavista teräksistä

#### 3. ANKKUROINTIPITUUDEN PERUSARVO

$l_{b,min} =$	144,9	vähimmäisankkurointipituus
$l_{bd,rqd} =$	483,1 mm	
teräksen halkaisija	12	mm
$\eta_1 =$	1	tartuntaolosuhteet
$\eta_2 =$	1	
$f_{ctd} =$	1,2	N/mm <sup>2</sup>

Ankkurointipituuden mitoitusarvoksi  $l_{bd}$  saadaan 724,7 mm ja vähimmäisankkurointipituudeksi  $l_{bd,min}$  saadaan 144,9 mm.

Koko laskelma on esitetty liitteessä 4.

#### 6.8 Seinän mitoitus

Kuorielementti: Rakenne on 120 mm paksu ja keskeinen teräsverkko.

Väliseinäelementti: Rakenne 180 mm paksu, verkot molempiin pintoihin.

Vaijerilenkit PVL80 kiertävät elementin sivuilla sitoen elementit yhtenäiseksi rakenteeksi, jäykäksi levyksi. Alalaidassa toimii leikkaustapit katastrofiteräksinä. Nämä sitovat seinärakenteen onnettomuustilanteessa ja estävät jatkuvan sortuman.

Seinäelementin varusteluun kuuluvat nostolenkit, jotka sijoitetaan lähelle elementin keskilinjaa. Nostolenkit sijoitetaan niin, että seinäelementti pysyy noston

aikana suorassa. Nostolenkin sijainti on lähellä sisäkuoren keskilinjaa, koska elementissä ei ole ulkokuorta.

Pystytystilannetta varten elementti varustetaan Semtu Oy:n VEMO-valuankkureilla, joihin voi asentaa työnaikaiset tuentasauvat. Sauvojen alapää voidaan kiinnittää alapohjan tai välipohjan betonivaluun ankkuripulteilla.

Elementtien mitat määräytyvät elementti- ja ontelolaattakaavion perusteella. Seinäelementin korkeus määräytyy kerroskorkeuden perusteella ja leveys haluttujen saumakohtien perusteella.

Seinärakenteeksi on valittu kuvan 6.9 mukainen rakenne.

Ulkoseinärakenne täyttää paloluokan REI 120 vaatimukset sekä ilmajäneneristävyyden  $R'_{w} \geq 55$  dB. Lämmöneristeet voidaan vaihtaa, mutta niiden eristävyyden tulee olla yhteneväinen suunnitelmassa ilmoitettuihin eristeisiin.

Lasketaan seinässä vaikuttava epäkeskisyyden arvo. Tarkastellaan seinäelementtiä yhden metrin kaistaleena.

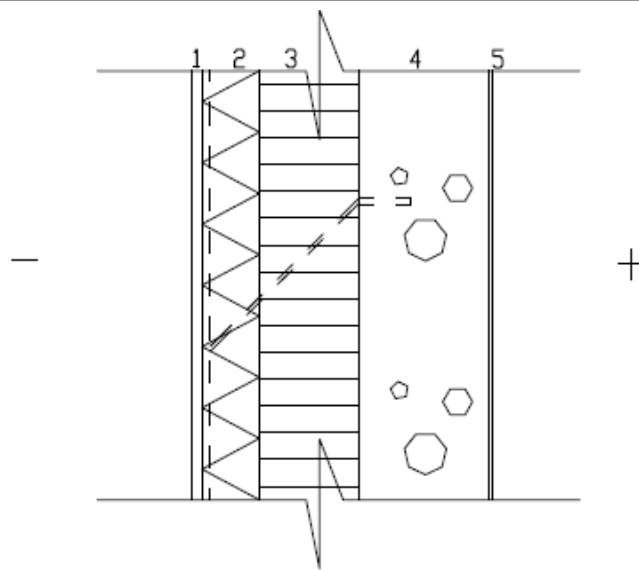
Seinän puristuskestävyys

$$N_{Rd} = \eta f_{cd} h \left(1 - 2 \cdot \frac{e_d}{h}\right)$$

$$\eta = 1,0$$

Teräsbetonielementtiseinä kuuluu luokkaan REI 120. Seinän altistuessa palolle toiselta puolelta saadaan paksuudelle vähimmäisarvoksi 160 mm ja keskiöetäisyydelle vähimmäisarvoksi 35 mm. Seinä täyttää molemmat vaatimukset. Seinän julkisivupinnan tulee olla myös palamaton. Kuvassa 6.9 on yksi käytetty ulkoseinän rakennetyyppi.





PINTAKÄSITTELY HUONESELOSTUKSEN MUKAAN

- 1 ERISTERAPPAUS ~20 mm  
–KUUMASINKITTY VERKKO 1#19, KIINNIKEMÄÄRÄ >3kpl/m<sup>2</sup>  
KIINNITYS VÄLTANGOILLA JA SEINÄKIINNIKEILLÄ  
KAIKKI RAPPAUKSEEN LIITTYVÄ VALMISTAJAN OHJEEN MUKAAN!
- 2 ROCKWOOL FACADE 1 RAPPAUKSEN ALUSLEVY 80 mm  $\lambda=0.036$  W/mK
- 3 POLYURETAANILEVY SPU–AL PUOLIPONTTI 140MM  $\lambda=0.023$  W/mK  
KIINNITYS BETONIIN HILTI X–IE 6–140mm 3KPL/LEVY
- 3 SISÄKUORI TERÄSBETONI 180 mm  
pinta by40 mukaan
- 4 KOSTEUSSULKU: MAALAUSSÄITTELYT

Kuva 6.9. Valittu ulkoseinän rakennetyyppi.

Elementtien saumakohtien välinen leikkausvoima otetaan vaijerilenkeillä, jotka on sijoitettu elementtien sivuille, jotka betonoidaan sauman sisään. Päätearkiston sopii Peikon PVL-80-vaijerilenkki. Se voidaan korvata toisen valmistajan tuotteella, jos tuotteen leikkaukaskapasiteetti pysyy samana.

Leikkaukaskapasiteetti riippuu saumassa käytettävästä betonista ja lenkkijaosta (taulukko. 6.4). Saumoissa käytetään betonia C25/30 ja lenkkijakoa K600, joten leikkausvoiman laskentakapasiteetiksi tulee 78 kN/m. Tämä täyttää katastrofi-raudoituksen vaatimuksen 20 kN/m. Elementille tehdään stabiliteettitarkastelu.

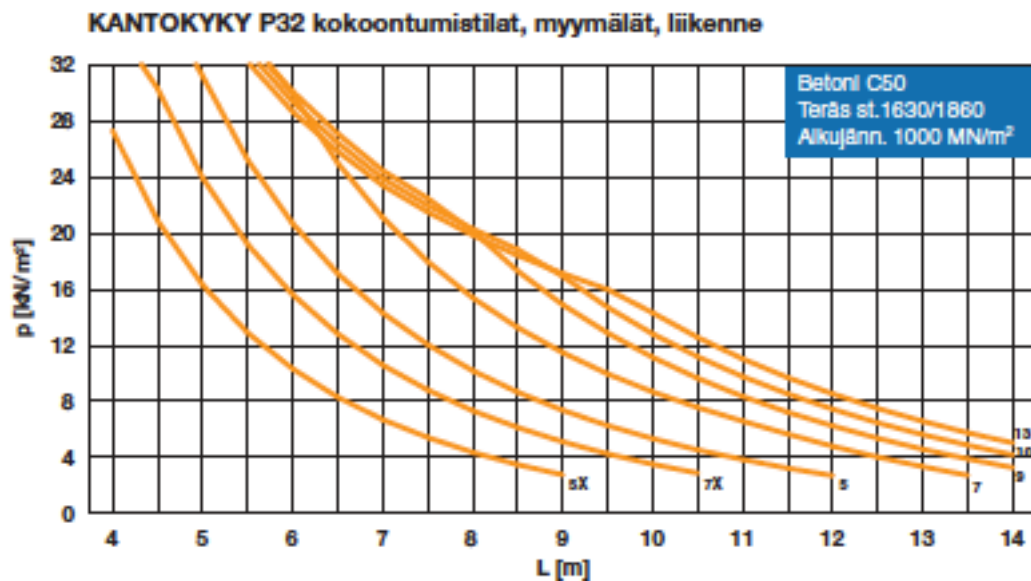
Taulukko 6.4 Vaijerilenkkiliitoksen pystysuuntaisen sauman leikkausvoiman laskentakapasiteetit  $V_{Rd}$  (Peikko group. tuotekansio, PVL-vaijerilenkit, 5)

k/k lenkkijako [mm]	betoniluokka					
	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
250	153	156	158	162	165	168
300	132	134	137	141	144	146
350	116	119	122	126	128	131
400	105	107	110	114	117	120
450	96	99	101	105	108	111
500	89	91	94	98	101	104
550	83	86	88	92	95	98
600	78	81	83	88	90	93
650	74	77	79	83	86	89
700	70	73	76	80	83	85
750	67	70	73	77	80	82

## 6.9 Ontelolaattojen mitoitus

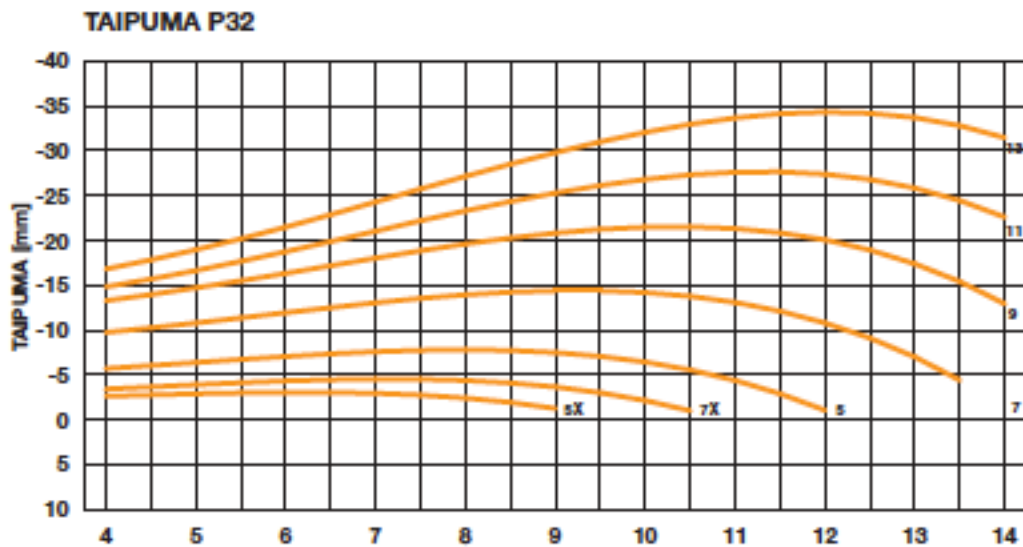
Ontelolaatat ovat betonisia valmislaattoja, joiden leveys on yleensä 1200 mm, laattojen omapainoa on kevennetty laatan pituussuuntaisilla onteloilla. Valmistaja suunnittelee jännevälien ja kuormitusten perusteella ontelolaattaan esijännitetyt vetoteräkset ja muut laatan sisään tulevat raudoitukset rakennesuunnittelijan laatimien asiakirjojen perusteella.

Suurimmaksi murtorajatilan neliökuormaksi tulee arkiston välipohjassa  $0,08 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 14 \text{ kN/m}^2$ . Suunnitteluohjeesta nähdään, kuva 6.10, että 265 mm korkea P27 ontelolaatta vaatii jännevälillä 7,2 m vähintään 8 kappaletta 12,5 mm paksuisia punoksia, jotta paloluokka REI60 täytyisi onnettomuusrajatilan kuormilla.



Kuva 6.10 Ontelolaatan P27 kantokyky (ParmaParel Ontelolaattojen suunnitteluohje, 35)

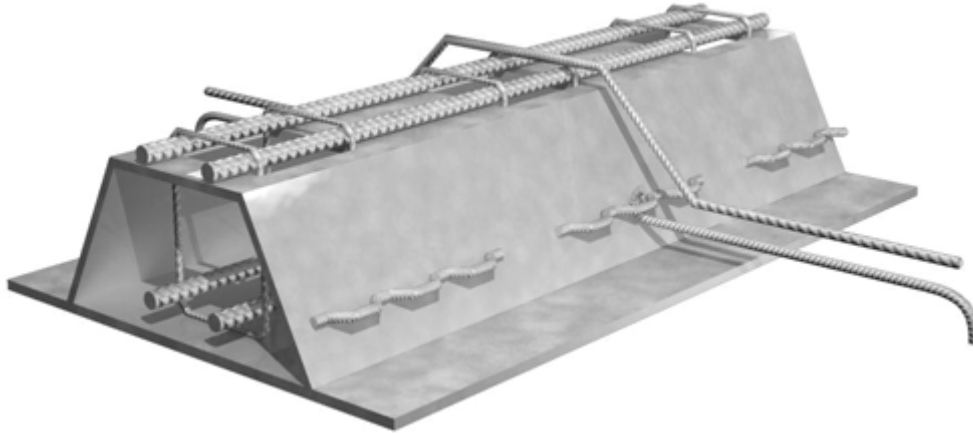
Taipumaksi muodostuu -5 mm, kuvan 6.11 mukaan, joka johtuu laatan esikoro-  
tuksesta.



Kuva 6.11 Ontelolaatan P27 taipuma (ParmaParel Suunnitteluohje, 36)

## 6.10 A-palkkien mitoitus

A-palkki (kuva 7.10) on Anstarin vastine Peikko Oy:n deltapalkille. Se valmistetaan teräslevyistä hitsaamalla koteloprofiili, joka valetaan tehtaalla täyteen betonia. A-palkin jäykkyys riittää asennuksen aikaisille kuormille ilman asennustuenta ja käyttötilanteessa palkki toimii liittorakenteena ontelolaatan ja pintavalun kanssa.



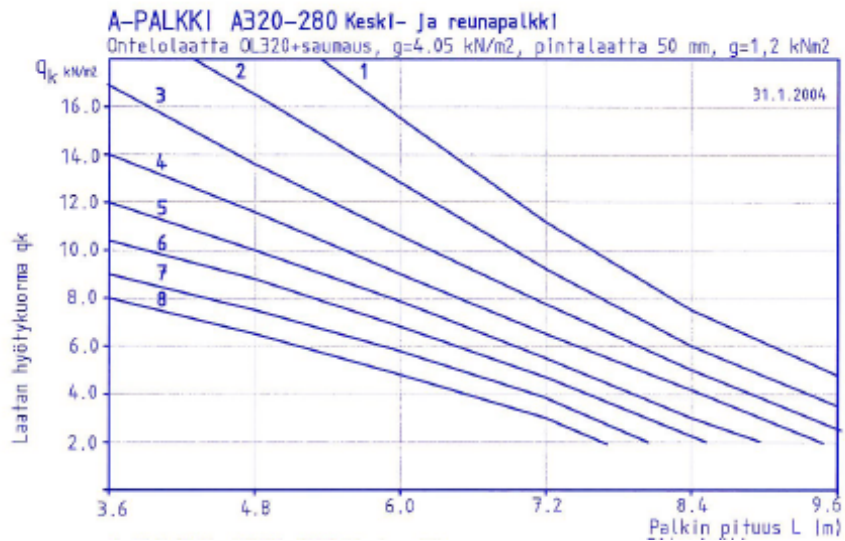
Kuva 6.12 Anstarin A-palkki (Anstar)

Palkin suurin etu on huomaamaton liitos pilarin tai seinän kylkeen piilo-konsolein. Lisäksi palkki ei rajoita huonekorkeutta. Rakenne ei myöskään tarvitse erillistä palosuojaa. Suuri etu verrattuna Peikon Deltapalkkiin on se, se että A-palkki valetaan täyteen betonia jo tehtaalla jolloin rakenne on riittävän jäykkä ottamaan vastaan asennusaikaiset kuormat ilman asennustuenta.

Tulipalotilanteessa oletetaan, että alalevy sulaa pois kokonaan lujuuden tai stabiiliteetin vaarantumatta. A-palkin sisäpuoliset paloteräkslet teräsluuma, haat ja betoniydin toimivat yhdessä liittovaikutuksessa pintalaatan kanssapalotilanteen kuormaa kantavana rakenteena. Palotilanteessa ripustusteräkslet siirtävät ontelolaatan kuormat palkin yläpintaan.

A-palkin tyyppi valitaan ontelolaatan korkeuden ja pilarin leveyden mukaan. Palkin kestävyys tarkastetaan pikamitoitustaulukon, taulukko 6.5, avulla. Valittu palkkiin tulee kantamaan taulukon mukaiset kuormat.

Taulukko 6.5 A-palkin palkin pikamitoitus (Anstar, A-palkki käyttöohje),



A-palkin valinta tapahtuu seuraavasti:

1. Ontelolaatan valinta
2. A-palkin poikkileikkauksen valinta
3. Piilokonsolin valinta
4. Tuotesakirjojen laadinta

Anstarin oman A-palkin mitoitusohjelman ja taulukon perusteella valitaan A320-380.

### 6.11 Maaperä ja perustusten sallittu pohjapaine

Pohjatutkimuksen, jonka on tehnyt Ramboll, mukaan suurin sallittu pohjapaine on  $300 \text{ kN/m}^2$ . Maaperä on karkea hiekkaista soraa.

### 6.11.1 Pilarianturoiden pohjapaineen tarkistus

Pilarianturoille tuleva kuorma taulukosta 7.1 sivulta 50 1428,8 kN

$$\frac{P}{P_{sall}} = \frac{V}{P_{sall}} = \frac{1428,8kN}{300kN / m^3} \approx 0,76 \rightarrow \text{toimii, koska } p / p_{sall} \leq 1,0.$$

### 6.11.2 Seinänturoiden pohjapaineen tarkistus

Seinänturoille tulevaa kuormaa tutkitaan 1 metrin levyisellä kaistaleella.

Perustuksen pohjan ala

$$A_{\text{seinämäinen, antura}} = 1,5 \text{ m} * 1 \text{ m} = 1,5 \text{ m}^2$$

$$p_{sall} = 300 \text{ kN/m}^2$$

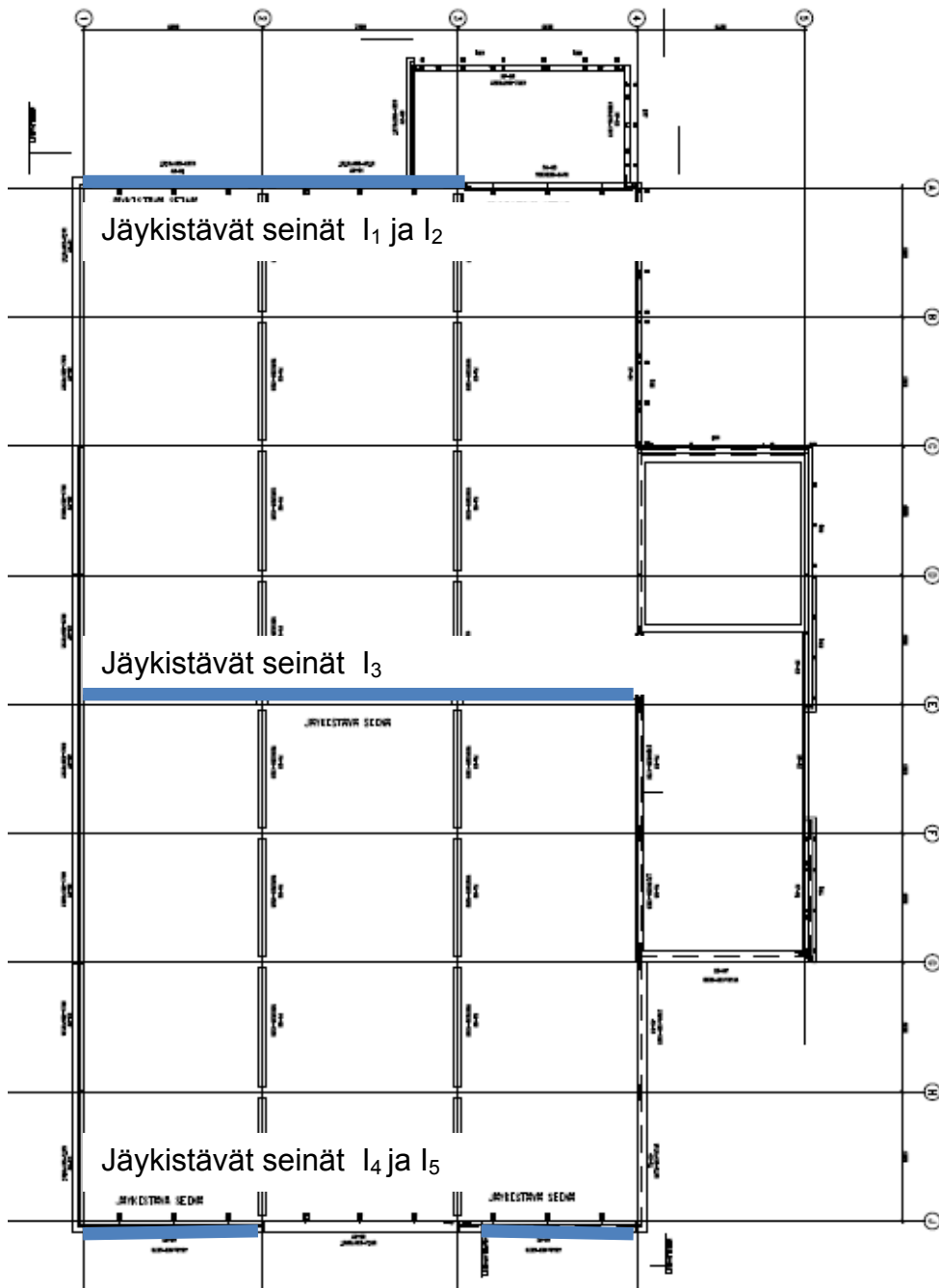
$$\frac{P}{P_{sall}} = \frac{V}{P_{sall}} = \frac{303,5kN}{300kN / m^2} = 0,67$$

Rakenne ok, koska  $P / P_{sall} < 1,0$

## 6.12. Jäykistys

Arkistorakennus on matala ja kantava runko koostuu betonielementeistä, joten rungon jäykistys tapahtuu levyjäykistykseen avulla. Seinäelementtien väliset saumat mitoitetaan leikkausrasitukselle ja ontelolaatat sidotaan laatastoksi sauma- ja rengasteräksillä. Tästä muodostuvat jäykistävät levyrakenteet vaakaa pystysuuntaan.

Jäykistävät rakenteet on sijoitettu kuormaresultantin suhteen symmetrisesti, jolloin kiertymää ei pääse syntymään. Kiertokeskiö sijaitsee täten keskellä rakennusta (kuva 6.13).



Kuva 6.13 Jäykistävät seinät

### 6.12.1 Betonielementtiseinien stabiiliteettitarkastelu jäykistävinä osina

Rakennuksen seiniin vaikuttaa tuulenpaine, jonka laskettiin aiemmin olevan  $0,68 \text{ kN/m}^2$ . Tämän lisäksi huomioidaan lisävaakavoima  $H$ , joka on 1/150-osa tarkasteltavalle rakenneosalle tulevasta kuormista.



Saumaraudoituksen tulee kestää katastrofikuorman minimiarvo 20 kN/m.

Kuormat lasketaan käyttörajatilassa, sillä elementeille tehdään tasapainotarkastus, jolla selvittää, onko poikkileikkaus kokonaan puristettu.

Päätyseinän jäykkyys

$$I_{0,1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,18m * (6,6m)^3}{12} = 4,3m^4$$

$$I_{0,2} = 4,3m^4$$

Keskiseinän jäykkyys

$$I_{0,1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,18m * (7,2m)^3}{12} + \frac{0,18m * (6,6m)^3}{12} * 2 = 14,2m^4$$

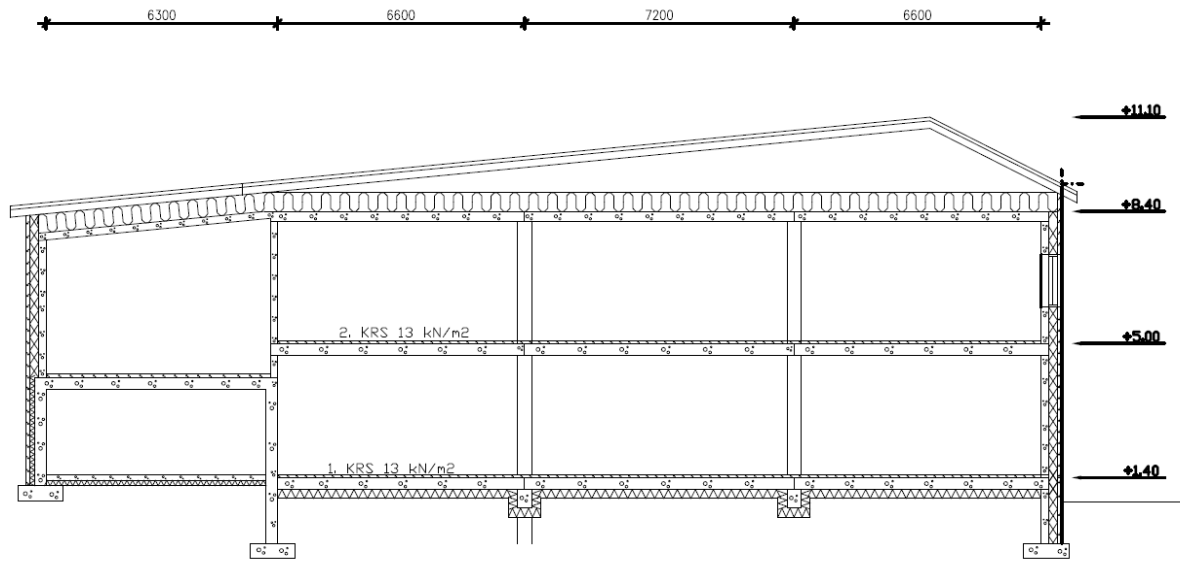
Keskiseinä on jäykin seinä, mutta kiertokeskiöön nähden se on huonossa paikassa.

Saatu tuulikuorman kokonaisvaakavoima  $F_{w,k} = 279,5$  kN jakautuu jäykkyyksien suhteessa.

Osa	Jäykkyys $m^4$	osuus koko jäykkyydestä	
$I_1 + I_2$	$4,3 + 4,3 = 8,6$	27 %	$0,27 * 279,5 = 75,5$ kN
$I_3$	14,2	46 %	$0,46 * 279,5 = 128,6$ kN
$I_4 + I_5$	8,6	27 %	$0,27 * 279,5 = 75,5$ kN

Keskiseinä ottaa noin 2 / 3 kuormasta.

Leikkausvoima jaetaan myös jäykkyyksien suhteessa. Kuvasta 7.14 saadaan rakennuksen mitat ja korkeusasemat.



Kuva 6.14 Rakennuksen mitat ja korkeusasemat jäykistyslaskentaan.

### Kuormat

omat painot	ol+ pv / taso	hyötykuorma
1 krs	6 kN/m <sup>2</sup>	12 kN/m <sup>2</sup>
2 krs	6 kN/m <sup>2</sup>	12 kN/m <sup>2</sup>
yläpohjan taso	5 kN/m <sup>2</sup>	2,0 kN/m <sup>2</sup>
tuulikuorma 0,63 kN/m <sup>2</sup>		

yläpohjan taso  $p_k = 2,7 \text{ m} * 19,5 \text{ m} * 0,63 \text{ kN/m}^2 = 33,2 \text{ kN}$

$$p_d = 1,5 * K_{FI} * p_k = 49,8 \text{ kN}$$

2. kerroksen lattia  $p_k = (3,4 \text{ m} + 2,7 \text{ m}) * 19,5 \text{ m} * 0,63 \text{ kN/m}^2 = 74,9 \text{ kN}$

$$p_d = 1,5 * K_{FI} * p_k = 112,4 \text{ kN}$$

1 kerroksen lattia  $p_k = 9,7 \text{ m} * 19,5 \text{ m} * 0,63 \text{ kN/m}^2 = 119,2 \text{ kN}$

$$p_d = 1,5 * K_{FI} * p_k = 178,7 \text{ kN}$$

Kun kuormat jaetaan jäykkyyksien suhteessa murtorajatilassa

seinä	$l_1 + l_2$	$l_3$	$l_4 + l_5$
yläpohjantaso kN	$0,27 * p_d = 13,4$ kN	22,9 kN	13,4
kerros 2 kN	30,4 kN	52,8 kN	30,4
kerros 1 kN	48,2 kN	84 kN	48,2

Leikkausvoima rasittaa kaikkia jäykistäviä seiniä, mutta vetoa ei tule keskiseinälle lainkaan. Laskennassa ei tehdä kuormavähennyksiä omasta painosta. Käytännössä veto kumoutuu omapainon vaikutuksesta ja vaakasaumaa rasittaa vain leikkausrasitus.

Vaadittava leikkaustapitus

$$M_{Ed, I_{3,2} \text{ kerros}} = F * z = 22,9N * 1,35m + 1,7m * 52,8kN = 120,7kNm$$

$$M_{Ed, I_{3,1} \text{ kerros}} = 84kN * 1,8m = 151,2kNm$$

$$M_{Ed, I_{1,2,4,5,2} \text{ kerros}} = 13,4kN * 1,35m + 1,7m * 30,4kN = 69,8kNm$$

$$M_{Ed, I_{1,2,4,5,1} \text{ kerros}} = 1,8m * 48,2kN = 86,8kNm$$

2. kerroksen lattiataso keskiseinällä:

Veto ilman seinän omaa painoa  $F_1$ :

$$F_{1,ed} = \frac{M_{Ed}}{e} = \frac{120,7kNm}{16700mm} = 7,2kN$$

e            16 700 mm voimaparin välinen etäisyys

Leikkaus jaetaan kolmelle tapille T16.

1. kerroksen lattia-taso keskiseinällä:

Veto ilman omaa painoa  $F_2$ :

$$F_{2,Ed} = \frac{M_{Ed}}{e} = \frac{151,2kNm}{16700mm} = 9,1kN$$

Leikkaus jaetaan neljälle tapille

$$\rightarrow \frac{128,6kN}{4} = 32,2kN$$

$$\rightarrow \frac{32,2kN}{f_{sd}} = 73,9mm^2$$

→ T16 OK!!

Ankkurointipituus

Rakenne ankkuroidaan täydelle voimalle.

### 3. ANKKUROINTIPITUUDEN PE- RUSARVO

$l_{b,min}$ =	144,9	vähimmäisankkurointipituus
$l_{bd,reqd}$ =	374,0	mm
teräksen halkaisija	12	mm
$\eta_1$ =	1	tartuntaolosuhteet
$\eta_2$ =	1	
$f_{ctd}$ =	1,55	N/mm <sup>2</sup>

Päädyt tehdään samalla tavalla kuin keskiseinä.

### 6.12.2 Ontelolaataston sitominen levyrakenteeksi

Päätearkisto on matala (alle 15 m korkea) rakennus, jonka kantava runko koostuu betonielementeistä, joten rakennuksen jäykistys tapahtuu mastoseiniä avulla. Seinäelementtien väliset liitokset mitoitetaan leikkausrasitukselle ja ontelolaatat sidotaan laatastoksi sauma- ja rengasteräksillä. Muodostuu jäykistävät rakenteet vaaka- ja pystysuuntaan.

Laatastoon kohdistuvasta kokonaistuulivoimasta aiheutuva neliökuorma muunnetaan viivakuormaksi

$$P_d = 0,68 \text{ kN/m}^2 * 11,8 \text{ m} = 8,1 \text{ kN/m}$$

Tuulenpaineen laskenta yläpohjan levyrakenteelle

$$q_{kv,yp} = F_{w,k} a_+ (h/2)$$

Lisätään vielä lisävaakavoima, joka on yksinkertaistetun menetelmän mukaan 1/150-osa rakenteiden pystykuormista yläpohjan tason koko kuormasta.

$$(20,4 \text{ m} * 32,64 \text{ m}) * (1,15 * 1,0 * 5 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 1,0 * 2,0 \text{ kN/m}^2) = 5826,2 \text{ kN}$$

jolloin lisävaakavoiman arvoksi saadaan

$$5826,2 \text{ kN} * (1/150) = 38,8 \text{ kN}$$

jolloin viivakuorman arvoksi saadaan

$$38,8 \text{ kN} / 32,64 \text{ m} = 1,19 \text{ kN/m}$$

jolloin kokonaisviivakuorman arvoksi saadaan

$$P_d = 1,19 \text{ kN/m} + 5,05 \text{ kN/m} = 6,24 \text{ kN/m}$$

Mitoitetaan rengasteräkset määrävän sivun eli pidemmän sivun, mukaan yksiaukkoisena mallina. Saatu rengasteräsmäärä sijoitetaan laatastons ympärille kierteävään reunapalkkiin.

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z_{fd}} = \frac{830,9 \text{ kNm} * 10^6}{0,6 * 20,4 \text{ m} * 434,8 \text{ N/mm}^2} = 156,2 \text{ mm}^2$$

$$M_{Ed} = \frac{P_d L^2}{8} = \frac{6,24 \text{ kN/m} * (32,64 \text{ m})^2}{8} = 830,9 \text{ kNm}$$

Rengasraudoituksen määräksi saadaan 156,2 mm<sup>2</sup> eli 2T12 (226,2 mm<sup>2</sup>).

Tarkistetaan, että rengasraudoitus kestää saumoissa vaikuttavat leikkausjännitykset, joiden raja-arvo on 0,1 MPa.

$$T_{\max} = \frac{V_{d,\max}}{Bt} = \frac{101,1 \text{ kN}}{20,4 \text{ m} * 0,265 \text{ m}} = 18,7 \text{ kN}$$

$$V_{d,\max} = 0,5 * L * P_d = 0,5 * 32,64 \text{ m} * 6,24 \text{ kN/m} = 101,1 \text{ kN}$$

$$t = 265 \text{ mm}$$

Leikkausjännityksen maksimiarvo  $T_{\max}$  alittaa ParmaParel-ontelolaattojen suunnitteluohjeessa annetun raja-arvon 0,1 MPa. Saumat pystyvät siirtämään syntyvät leikkausjännitykset ilman erikseen vaadittavaa saumaraudoitusta.

Tarkistetaan jatkuvan sortuman estäminen.

Pituussuuntaiseksi minirauδοitukseksi 1200 mm leveille ontelolaatoilla ja A500HW-raudoituksella saadaan 20 kN/m vähimmäisarvolla:

$$A_{s,sauma} = \frac{\frac{20 \text{ kN/m}}{1,2 \text{ m}} * 10^3}{\frac{500 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}}} \approx 57,7 \text{ mm}^2$$

Tarkistetaan laatan vaakasuunnassa pituusyksikköä kohti vähintään tukireaktion ominaisarvon suuruinen kuorman vaatima raudoitus

$$A_{s,sauma} = \frac{\frac{6 \text{ kN/m}^2 + 2,0 \text{ kN/m}^2}{7,2 \text{ m}} * 10^3}{\frac{500 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}}} = 76,9 \text{ mm}^2$$

Saumaraudoituksen vaadittu arvo saavutetaan 1T12 harjaterästangolla, jonka pinta-ala 113,1 mm<sup>2</sup>. Arvo olisi myös saavutettu harjaterästangolla 1T10, mutta koska laskennallinen arvo jäi hyvin lähelle asetettua vähimmäisrajaa, valittiin kokoluokkaa suurempi harjaterästanko.

ParmaParel suunnitteluohjeen mukaan saumaraudoituksen pituuden minimiarvo on  $L = 2000$  mm, jolloin ankkurointipituuden oletetaan jatkuvan 1000 mm tuen molemmille puolille. Valitaan tangon pituudeksi  $L = 2500$  mm, joka on valmistajan vaatimusta suurempi.

## 7 YHTEENVETO JA POHDINTA

Insinööriyön tavoitteena oli tutkia, vaikuttaako siirtyminen Suomen Rakentamismääräyskokoelmasta eurokoodiin poikkileikkausten kokoon tai raudoitusmääriin. Kohderakennus oli kuitenkin sinänsä huono, koska Arkistolaitokselta tuli sille niin suuret vaatimukset, kuten R120. Pelkästään palonkestovaatimus kasvatti poikkileikkaukseen 380 x 380 mm ja vaati poikkileikkaukseen vähintään 8 tankoa.

Opinnäytetyö oli suhteellisen laaja, mikä johti siihen, ettei kaikki kaikkiin ilmiöihin, joita rakenteissa tapahtuu, voitu perehtyä tarpeeksi. Raporttiosasta muotoutui suppea läpileikkaus siitä, millainen on arkistorakennuksen suunnitteluprosessi. Ongelmaksi muodostui työn rajaaminen riittäviin mittasuhteisiin, jotta siitä tuli samalla riittävän laaja sekä siinä oli riittävästi syvyyttä.

Opinnäytetyöprosessin aikana monille ilmiöille- pilari, palkki, jatkospituus yms. tehtiin laskenta-alustan Excel-ohjelmalla. Laskenta-alustojen ulkonäköä on muokattava myöhempää käyttöä varten, jos tarpeellista. Osa mitoituksista tehtiin vain paperille. Mitoitukset pyrittiin yksinkertaistamaan niin, että suunnittelussa pysyttäisiin koko ajan varmallalla puolella.

Lopullisessa tilanteessa olisi tarkastettava myös työnaikaiset kuormitusolot sekä suunniteltava purku- ja pystytysvaiheet.

Arkiston suunnittelussa rakennusviraston, rakennesuunnittelijan ja arkkitehdin sekä työmaan yhteydenpidon tulisi olla saumatonta, koska Arkistolaitos hyväksyy kaikki käytettävät rakenteet ja muutokset joita esimerkiksi työmaa haluaa rakenteisiin tehdä.

Toisaalta arkistorakennuksen suunnittelu ei poikkea kerrostalon suunnittelusta. Mutta toisaalta siitä tulee mieleen väestönsuoja, kun sillä on niin paljon vaatimuksia, kuten edellä mainittu palovaatimus, RH- vaatimukset yms. Yleensä arkistoja tehdään pienemmässä mittakaavassa, jonkun rakennuksen sisään. Ennen kuin pystyisi oikeasti suunnittelemaan arkistorakennuksen, pitäisi olla si-

säistänyt ne vaatimukset joita Arkistolaitos asettaa sekä tuntee rakenteiden toimintaa enemmänkin, jotta osaisi käyttää mahdollisimman edullisia ja työmaan kannalta helposti toteutettavia rakenteita.

Opinnäytetyöprosessi sijoittui ajanjaksoon, joka edeltää siirtymistä kokonaan eurokoodin ja Suomen Rakennusmääräyskokoelma jää kokonaan pois käytöstä. Suureksi ongelmaksi muodostui, se että rakennusosien valmistajien mitoitus- taulukot eivät ole päivittyneet eurokoodin mukaisiksi. Myös eurokoodia selventävän tiedon hankinta oli suhteellisen haasteellista sen vähäisen määrän vuoksi.

Lopullinen siirtymä Suomen Rakennusmääräyskokoelmasta eurokoodiin tulee olemaan haasteellinen, koska vanhemmat suunnittelija eivät hallitse uutta suunnittelunormistoa eivätkä valmistuvat insinöörit eivät välttämättä hahmota kokonaiskuvaa, jota esimerkiksi suunnittelussa tarvitaan. Vaikeutta tuo myös se, että eurokoodi tuo mukanaan paljon kertoimia, jolloin puhdas käsinlaskenta, ilman apuohjelmia, jää kokonaan pois. Se saattaa hämärtää rakennesuunnittelijan ymmärtämystä ja havainnollistamista.

Ajatuksia heräsi myös eurokoodista:

- Miksi halkeamaleveydet pienenevät kun käytetään EC2:n kaavoja? Kun tutkittiin tarkemmin, huomattiin, että erot kasvavat, kun varioidaan laatan paksuutta. Mitä ohuempi laatta oli, sitä suuremmat olivat halkeamat.
- Miksi lisäepäkeskisyyksien laskenta muuttuu niin paljon?
- Miksi eurokoodi ei anna hyötykuormaa arkistotilalle, kun taas Suomen Rakentamismääräyskokoelma antaa?
- Miksi läpileikkautumismitoitus on Suomessa niin paljon erilaisempi kuin muualla Euroopassa?

Kun tehtiin useampia laskelmia pilareista eurokoodilla, huomattiin, että eurokoodi vaatii pienempiä rauditusmääriä kuin Suomen Rakennusmääräyskokoelma. Kuitenkin ennen kuin näin voi väittää varmasti, pitäisi tehdä paljon enemmän laskelmia erilaisista kohteista ja olla täysin varma siitä ettei missään kohdassa tule laskuvirheitä.



Opinnäytetyöprosessi oli mielestäni hyvin opettavainen ja se syvensi koulussa opittua näkemystä rakennesuunnittelusta ja sen eri osa-alueista. Samalla se lisäsi eurokoodin tuntemusta. Samalla huomasin, että joitain asioita koulussa oli painotettu vähemmän ja opinnäytetyötä tehdessä sain opetella asioita itse, mikä taas oli hyvä, koska silloin tapahtui oivalluksia.

## Kuvat

Kuva 3.1 Välipohjien, palkkien ja yläpohjien pienennyskerroin, s. 15

Kuva 3.2 Pilareiden ja seinien pienennyskerroin, s.16

Kuva 3.3 Lumikuorman muotokertoimen  $\mu$  määrittäminen, s. 17

Kuva 3.5 Lumikuorman muotokertoimen  $\mu$  määrittäminen, s. 18

Kuva 3.5 Harjakaton lumikuorman kuormituskaaviot, s. 19

Kuva 3.6 Maastoluokkien kuvaukset, s. 18

Kuva 3.7 Puuskanopeuspaineen arviointi graafisesti, s. 19

Kuva 3.8 Rakennuksen sivusuhteiden määrittäminen,  $V$  on vaakavoima, s. 21

Kuva 3.9 Tuulikuorman sijainti matalissa rakennuksissa, s. 23

Kuva 4.1 Pilarin nurjahduspituuskerroin  $I_0$ , s. 24

Kuva 4.2 Virumaluku, s. 26

Kuva 5.1 Levyjäkistyksen periaate, s. 39

Kuva 5.2 Ontelolaataston staattinen toimintamalli ja rengasraudoituksen sijainti, s.40

Kuva 5.3 Ontelolaataston mitoitusmalli, s. 41

Kuva 6.1 Arkkitehtiluonnos 1. kerroksen pohjapiirros, s. 44

Kuva 6.2 Arkkitehtiluonnos 2. kerroksen pohjapiirros, s. 45

Kuva 6.3 Arkkitehdin yleisleikkaus A-A, s. 46

Kuva 6.4 Arkkitehdin yleisleikkaus B-B, s.46

Kuva 6.5 Arkistolaitoksen hyväksymä alapohjatyypin, s. 48

Kuva 6.6 Arkistolaitoksen hyväksymä välipohjatyypin, s. 49

Kuva 6.7 Arkistolaitoksen hyväksymä yläpohjatyypin, s. 50

Kuva 6.8 Virumaluku, s. 57

Kuva 6.9 Valittu ulkoseinän rakennetyypin, s. 65

Kuva 6.10 Ontelolaataston P27 Kantokyky, s. 67

Kuva 6.11 Ontelolaataston P27 Taipuma, s.68

Kuva 6.12 Anstarin A- palkki, s. 69

Kuva 6.13 Jäykistävät seinät, 74

Kuva 6.14 Rakennuksen mitat ja korkeusasemat jäykistyslaskentaan, s.74

## Taulukot

Taulukko 3.1 Seuraamusluokkien CC määrittely ja luotettavuusluokat, s. 10

Taulukko 3.2 Käyttöluokkien määrittely, s.11

Taulukko 3.3 Välipohjien, parvekkeiden ja portaiden kuormat, s.11

Taulukko 3.4 Kertoimien  $\psi$  arvot rakennuksille, s14

Taulukko 3.5 Nopeuspaineen ominaisarvo  $q_p(z)$ , s.22

Taulukko 3.6 Tehollinen hoikkuus  $\lambda$  suorakulmaisen poikkileikkauksen omaaville matalille ja korkeille rakennuksille, s.23

Taulukko 3.7 Voimakerroin  $c_f$  rakennuksen mittasuhteiden ja hoikkuuden huomioiden, s. 23

Taulukko 4.1 Pilarien vähimmäismitat- ja keskiöetäisyydet palonkestävyyden kannalta menetelmällä A, s. 31

Taulukko 4.2 Teräsbetonipalkkien vähimmäismitat ja –keskiöetäisyydet palonkestävyyden kannalta menetelmällä A, s.33

Taulukko 4.3 Nurjahduskerroin tuettujen seinien mukaan, s.35

Taulukko 4.4 Kantavien betoniseinien vähimmäismitat ja – keskiöetäisyyden vähimmäisarvot, s.35

Taulukko 6.1 Pilarien kuormat käyttörajatilassa sekä kuormat anturoille, s.55

Taulukko 6.2 Pilarien kuormat murtorajatilassa sekä kuormat anturoille, s.55

Taulukko 6.3 Palkille tulevat kuormat käyttö- ja murtorajatilassa, s.60

Taulukko 6.4 Vaijerilenkkiliitoksen pystysuuntaisen sauman leikkausvoiman laskentakestävyydet  $V_{Rd}$ , s.66

Taulukko 6.5 Delta- palkin pikamitoitus, s.70

## LÄHTEET

Anstar tuotekansio

Arkistointilaitos Arkiverkhet. KA1386/40/2007, Määräys ja ohjeet

Arkistotiloista. 9. 21.8.2007.

Kuusjärvi M. 2006. Betonirungon stabiliteetin määrittäminen. Tampereen ammattikorkeakoulu. Rakennustekniikan koulutusohjelma. Opinnäytetyö.

NA SFS-EN 1991-1-1-YM Kansallinen liite standardiin SFS 1991-1-1; Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat.

NA SFS-EN 1991-1-3-YM Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-3: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat.

NA SFS-EN 1991-1-3-YM Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-4: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat.

NA SFS 1992-1-1-YM Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.

NA SFS 1992-1-1-YM Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteellinen palomitoitus.

Parma Oy. 2003. Parmaparel- ontelolaatat: Suunnitteluohje

Rantamäki M., Jääskeläinen R. & Tamminne M. 2008. Geotekniikka 464 Helsinki: Hakapaino Oy.

Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry RIL 2001-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2008. Hansaprint Oy.

SFS-EN 1990: Eurocode 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet.

SFS-EN 1991-1-1: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat.

SFS-EN 1991-1-3 Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat.

SFS-EN 1992-1-1: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

SFS-EN 1992-1-1: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteellinen palomitoitus.

Suomen Betoniyhdistys ry BY203 Betonirakenteiden perusteiden suunnittelu, 1995. Jyväskylä: Gummerus kirjapaino Oy.

<http://www.eurocodes.fi/> luettu 6.2.2011

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat#>, luettu 20.3.2011

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat#>  
luettu 20.3.20