

Joonas Koivumäki

Varastohallin rungon mitoitus

Opinnäytetyö

Kevät 2015

SeAMK Tekniikka

Rakennustekniikan koulutusohjelma



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU
SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

Opinnäytetyön tiivistelmä

Koulutusyksikkö: Tekniikan yksikkö

Tutkinto-ohjelma: Rakennustekniikka

Suuntautumisvaihtoehto: Talonrakennustekniikka

Tekijä: Joonas Koivumäki

Työn nimi: Varastohallin rungon mitoitus

Ohjaaja: Martti Perälä

Vuosi: 2015

Sivumäärä: 76

Liitteiden lukumäärä:4

Opinnäytetyössä mitoitettiin teräsrunkoisen varastohallin kantavat rakenteet eurokoodin mukaisesti. Työssä on käyty läpi mitoituksen eri vaiheet kuormien määrittämisestä kantavien rakenteiden mitoitukseen. Tämän opinnäytetyön kannalta oleellisia eurokoodin mukaisia mitoitusohjeita on käyty läpi työn kirjallisessa osuudessa.

Kirjallinen osuus alkaa rajatilamitoituksen esittelyllä ja lumi- ja tuulikuorman määrityksen ohjeiden läpikäymisellä opinnäytetyön tapauksessa. Kirjallisessa osuudessa käsitellään myös teräspilareihin ja teräspalkkeihin liittyviä sellaisia laskentäsääntöjä, jotka ovat merkityksellisiä tämän opinnäytetyön kannalta. Teoriaosuuden lopussa on käsitelty perustusten mitoitukseen liittyvää teoriaa. Opinnäytetyön liitteissä on esitetty varsinainen mitoituslaskenta välivaiheineen.

Avainsanat: teräsrakenteet, mitoitus, kuormat, pilarit, palkit, perustukset, runkorakenteet

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Thesis abstract

Faculty: The School of Technology

Degree programme: Construction Engineering

Specialisation: Building Construction

Author: Joonas Koivumäki

Title of thesis: Designing a warehouse frame

Supervisor: Martti Perälä

Year: 2015

Number of pages: 76

Number of appendices: 4

The idea of the thesis was to design a steel frame for a warehouse according to the Eurocode regulations. The theoretical part of the thesis dealt with calculating loads and the theory of designing steel and concrete structures and presenting Eurocode regulations that are essential to the thesis.

The theoretical part of the thesis began with presenting the limit state analysis and presenting the theory behind defining snow and wind loads in the case of the thesis. The theoretical part also dealt with calculation regulations which are linked to steel columns and beams and are relevant to the thesis. The end of the theoretical part was about the theory behind designing foundations. All the design calculations related to the thesis were presented in the appendices -part.

Keywords: steel structures, designing, loads, column, beam, foundations, framework

SISÄLTÖ

Opinnäytetyön tiivistelmä.....	2
Thesis abstract.....	3
SISÄLTÖ.....	4
Kuva-, kuvio- ja taulukkoluettelo.....	6
Käytetyt termit ja lyhenteet.....	8
1 JOHDANTO.....	13
2 RAJATILAMITOITUS.....	16
2.1 Murtorajatilamitoitus.....	16
2.2 Käyttörajatilamitoitus.....	17
3 KUORMAT.....	18
3.1 Mitoittava kuormitusyhdistelmä murtorajatilassa.....	18
3.2 Lumikuorma.....	19
3.2.1 Katon muotokertoimet.....	22
3.2.2 Lumikuorman määrittäminen kohteessa.....	25
3.3 Tuulikuorma.....	25
3.3.1 Maastoluokka.....	25
3.3.2 Tuulen nopeuspaine.....	27
3.3.3 Kokonaistuulivoima.....	27
3.3.4 Tuulikuorma osapinnoille.....	29
3.4 Kohteen kuormat.....	34
4 TERÄSRAKENTEET.....	36
4.1 Teräspalkki.....	36
4.1.1 Poikkileikkausluokka.....	36
4.1.2 Taivutuskestävyys.....	39
4.1.3 Leikkauskestävyys.....	40
4.1.4 Taivutuksen ja leikkauksen yhteisvaikutus.....	41
4.1.5 Kiepahduskestävyys.....	41
4.2 Teräspilari.....	44
4.2.1 Puristuskestävyys.....	44
4.2.2 Taivutuksen ja leikkauksen yhteisvaikutus.....	45

4.2.3 Nurjahduskestävyys.....	46
4.3 Seinien jäykistys	50
4.4 Kattoristikoiden välinen jäykistys.....	50
5 PERUSTUKSET	52
5.1 Raudoitettun seinänturan mitoitus.....	52
5.2 Vetorausoituksen mitoitus.....	53
5.3 Leikkauskestävyys	55
6 YHTEENVETO.....	56
LÄHTEET	57
LIITTEET	58

Kuva-, kuvio- ja taulukkoluetelo

Kuvio 1. Hallin pohjapiirustus.....	14
Kuvio 2. Yksinkertaistettu leikkaus jossa mitat.....	15
Kuvio 3. Lumikuorman muotokertoimet (RIL 201-1-2011, 95)	23
Kuvio 4. Pulpettikaton lumikuorman kuormituskaavio (RIL201-1-2011, 96).....	23
Kuvio 5. Harjakaton kuormituskaaviot ((RIL201-1-2011, 96).	24
Kuvio 6. Sahakaton kuormituskaaviot. (RIL201-1-2011, 97).....	24
Kuvio 7. Maastoluokat (SFS-EN 1991-1-4 2005, 156).....	26
Kuvio 8. Nopeuspaineen ominaisarvoja eri maastoluokissa (RIL201-1-2011, 132).	27
Kuvio 9. Ulkoisen paineen riippuvuus kuormitusalueelta (RIL 201-1-2011, 144).	30
Kuvio 10. Pystyseiniä vyöhykekaaviot ja ulkopuolisen paineen kertoimet seinille (RIL 201-1-2011, 146).....	31
Kuvio 11. Cpe–kertoimet, kun tuuli pitkälle sivulle.	32
Kuvio 12. Cpe–kertoimet, kun tuuli päätyyn.....	32
Kuvio 13. Ulkopintoihin ja sisäpintoihin vaikuttavan tuulen yhteisvaikutus, kun tuuli päätyseinään.....	33
Kuvio 14. Ulkopintoihin ja sisäpintoihin vaikuttavan tuulen yhteisvaikutus, kun tuuli puhaltaa sivuseinään.	34
Kuvio 15. Havainnollistava kuvio hallin rakenteista.....	36
Kuvio 16. Teoreettisia nurjahduspituuksia (Ongelin & Valkonen 2012, 396).....	47
Kuvio 17. Hallin pituussuuntainen jäykistys.	50

Kuvio 18. Hallin poikkisuuntainen jäykistys	50
Taulukko 1. Seuraamusluokat ja kuormakertoimet (SFS EN-1990, 136–139).....	17
Taulukko 2. Yhdistelykertoimet eri rakennuksille (RIL 201-1-2011).	19
Taulukko 3. Maassa olevan lumikuorman ominaisarvot kunnittain (RIL 205-1-2007, 245).....	21
Taulukko 4. Voimakertoimet	28
Taulukko 5. Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 5.2).....	38
Taulukko 6. Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet 2 (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 5.2).	39
Taulukko 7. Kiepahduskäyrän valitseminen poikkileikkauksen mukaan (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 6.4).....	43
Taulukko 8. Kiepahduskäyrien epätarkkuustekijät (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 6.3).....	43
Taulukko 9. Nurjahduskäyrien epätarkkuustekijät (SFS-EN 1993-1-1, 62).....	48
Taulukko 10. Nurjahduskäyrän valinta poikkileikkauksen mukaan (SFS-EN 1993-1-1, 63).	49

Käytetyt termit ja lyhenteet

K_{FI}	Kuormakerroin, joka riippuu seuraamusluokasta.
$G_{k,j}$	Pysyvien kuormien ominaisarvo.
$Q_{k,1}$	Muuttuvan kuorman ominaisarvo.
$Q_{k,i}$	Toisen muuttuvan kuorman ominaisarvo.
$\Psi_{0,i}$	Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin.
Ψ_0	Yhdistelykerroin ominaisyhdistelmässä.
Ψ_1	Tavallinen yhdistelykerroin.
Ψ_2	Muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin.
S_k	Maassa olevan lumikuorman ominaisarvo.
s	Katolla oleva lumikuorma.
μ_i	Kattokulmasta riippuva lumikuorman muotokerroin.
c_e	Tuulensuojaisuuskerroin.
c_t	Lämpökerroin.
F_w	Kokonaistuulivoima.
$C_s C_d$	Rakennekerroin.
C_f	Voimakerroin.
$q_p(h)$	Tuulen nopeuspaine korkeudella h.
A_{ref}	Tuulikuorman vaikutusalue.
λ	Tehollinen hoikkuus.

w_e	Tietyllä korkeudella yksittäiseen pintaan vaikuttava ulkopuolinen paine.
$q_p(z_e)$	Puuskanopeuspaine $q_p(z_e) = q_p(h)$.
C_{pe}	Ulkoisen paineen painekerroin.
z_e	Nopeuspainekorkeus.
w_i	Rakenteen sisäpintaan vaikuttava tuulenpaine.
$q_p(z_i)$	Puuskanopeuspaine $q_p(z_i) = q_p(h)$.
C_{pi}	Sisäisen paineen painekerroin.
z_i	Nopeuspainekorkeus.
M_{Ed}	Taivutusmomentin mitoitusarvo.
$M_{c,Rd}$	Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo.
$M_{pl,Rd}$	Plastisen taivutuskestävyyden mitoitusarvo.
W_{pl}	Plastinen taivutusvastus taivutetun akselin suhteen.
f_y	Rakenneteräksen myötöraja.
γ_{M0}	Poikkileikkauksen kestävyden osavarmuusluku.
V_{Ed}	Leikkausvoiman mitoitusarvo.
$V_{c,Rd}$	Leikkauskestävyyden mitoitusarvo.
$V_{pl,Rd}$	Plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys.
A_v	Leikkauspinta-ala.
$M_{b,Rd}$	Kiepahduskestävyyden mitoitusarvo.
W_y	Taivutusvastus.

X	Nurjahduskestävyyden pienennystekijä.
X_{LT}	Kiepahduskestävyyden pienennystekijä.
Y_{M1}	Poikkileikkauksen kestävyyden osavarmuusluku stabiilius-tarkasteluissa.
Φ	Apusuure nurjahduksessa.
Φ_{LT}	Apusuure kiepahduksessa.
α	Epätarkkuustekijä nurjahduksessa.
α_{LT}	Epätarkkuustekijä kiepahduksessa.
λ	Muunnettu hoikkuus nurjahduksessa.
λ_{LT}	Muunnettu hoikkuus kiepahduksessa.
M_{cr}	Kimmeteorian mukainen kiepahduksen kriittinen momentti.
C₁	Palkin kuormituksesta ja päiden tuennasta riippuva vakio.
I_z	Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti z-akselin suhteen.
I_t	Vääntöjäyhyysmomentti.
I_w	Käyristymisjäyhyysmomentti.
G	Liukukerroin.
E	Teräksen kimmokerroin.
L	Kiepahdustukien välinen etäisyys.
N_{Ed}	Puristusvoiman mitoitusarvo.
N_{c,Rd}	Puristuskestävyyden mitoitusarvo.
A	Poikkileikkauksen pinta-ala.

$M_{y,v,Rd}$	Leikkausvoiman vaikutuksen vuoksi pienennetty taivutuskestävyyden mitoitusarvo.
ρ	Pienennyskerroin.
t	Poikkileikkauksen seinämän paksuus.
$N_{b,Rd}$	Nurjahduskestävyyden mitoitusarvo.
L_{cr}	Nurjahduspituus.
N_{cr}	Nurjahduskuorma.
I	Jäyhyysmomentti.
b_f	Anturan leveys.
σ_{gd}	Pohjapaineen mitoitusarvo.
σ_{gRd}	Perusmaan mitoituskestävyys.
h_f	Anturan korkeus.
a	Kuormitusalueen reunan etäisyys anturan reunasta.
e	Etäisyys kuormitusalueen keskeltä anturan keskelle.
f_{sd}	Betoniteräksen mitoituslujuus.
f_{sk}	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo.
γ_s	Teräksen osavarmuusluku.
α_{cc}	Puristuslujuuden kerroin.
γ_c	Betonin osavarmuusluku.
μ	Suhteellinen momentti.
b	Leveys vetoraudoituksen suuntaan.
β	Puristusvyöhykkeen korkeus.

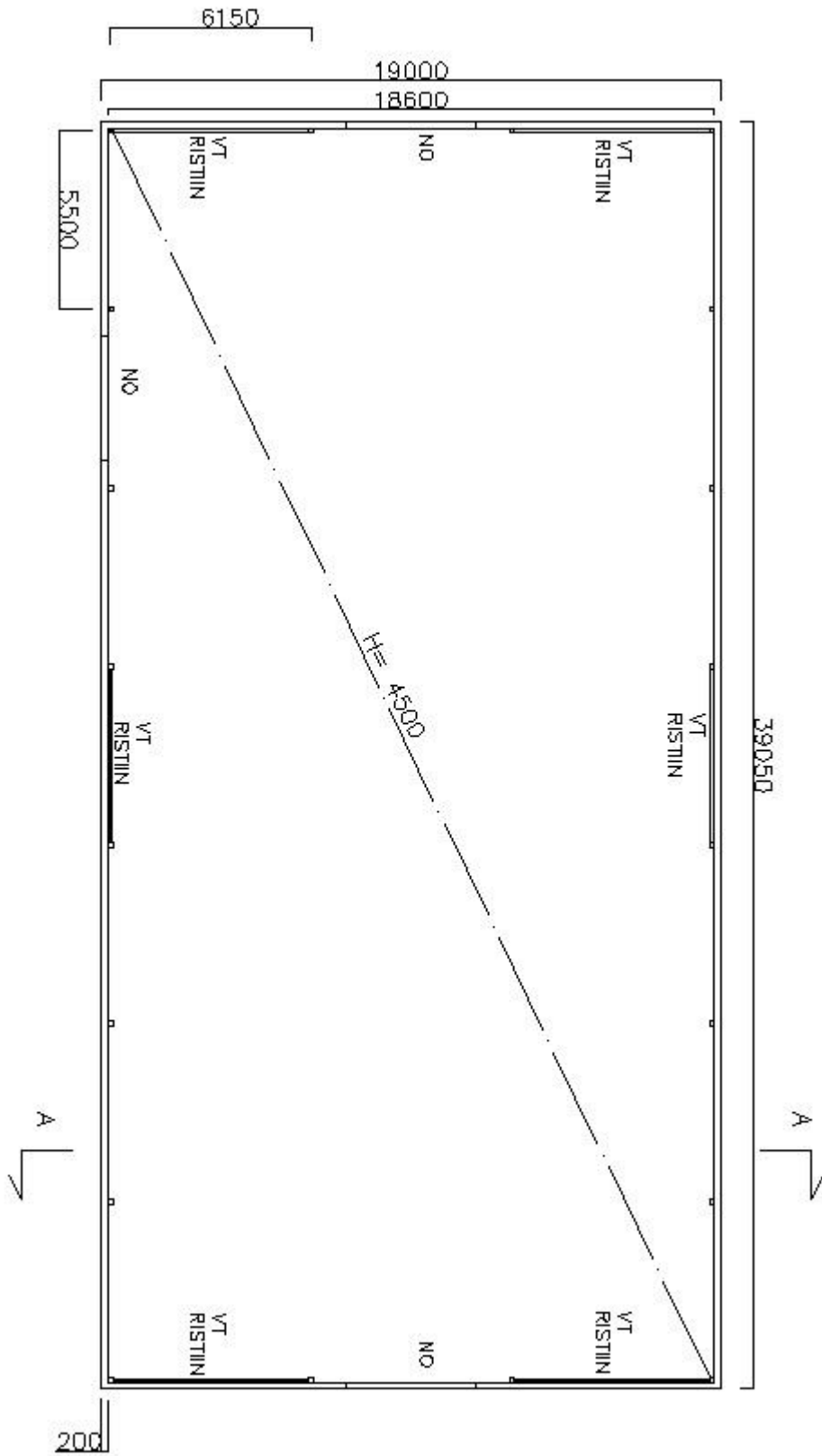
A_s	Vetoraudoituksen pinta-ala.
z	Sisäinen momenttivarsi.
V_{co}	Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti.
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo.
α_{ct}	Vetolujuuden kerroin.
$f_{ctk,0.05}$	Betonin vetolujuuden ominaisarvo.

1 JOHDANTO

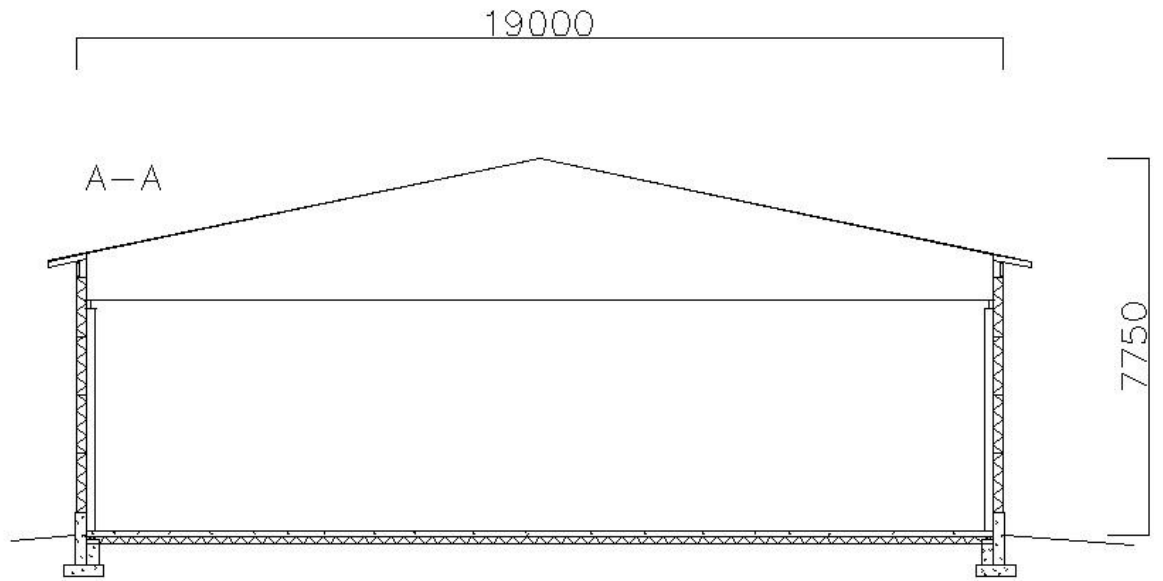
Opinnäytetyön toimeksiantajana oli Keski-Pohjanmaalla Vetelissä toimiva rakennusliike KaPe Oy. Yrityksen toimialaan kuuluu uudis- ja korjausrakentaminen. Uudisrakentamispuolella yrityksellä on ollut kohteina halleja, rivitaloja, omakotitaloja ja eläinsuojia. Liiketoiminnan kasvamisen ja kunnollisten varastotilojen puutteen vuoksi yritys haluaa rakentaa lähitulevaisuudessa hallin koneiden, työkalujen ja materiaalin varastointia varten.

Opinnäytetyön tavoitteena oli mitoittaa tilaajan varastohalliin teräksinen runko jäykistyksineen ja anturat. Laskelmien pohjalta voidaan tehdä rakennepiirustukset, kun projektia aletaan viedä eteenpäin.

Varastohallissa rungossa käytetään puisia kattoristikkoita, jotka tukeutuvat sivuilta teräspalkkeihin, joiden alla on 5,5 metrin välein teräspilarit. Hallin ulkomitat ovat 19 m x 39 m, harjakorkeus 7,75 m ja sisäkorkeus 4,5 m. (kuvio 1 ja 2).



Kuvio 1. Hallin pohjapiirustus.



Kuvio 2. Yksinkertaistettu leikkaus jossa mitat.

2 RAJATILAMITOITUS

2.1 Murtorajatilamitoitus

Murtorajatiloiksi katsotaan rakenteen tasapainon menetys, murtuminen tai vaurioituminen tai rakenteen väsymisestä aiheutuva vaurioituminen. Murtorajatilat liittyvät rakenteiden varmuuteen ja ihmisten turvallisuuteen. Joissain tapauksissa murtorajatilat liittyvät myös tavaran ja materiaalin suojaamiseen. (RIL 201-1-2011, 27.)

Murtorajatiloja ovat

- jäykän kappaleen tai sen sisältävän osan tapapainon menettäminen
- liian laaja siirtymätila
- rakenteen katkeaminen
- rakenteen tai rakenteen osan stabiiliuden menettäminen
- rakenteen väsyminen
- rakenteen osan tai koko rakenteen muuttuminen mekanismiksi. (RIL 201-1-2011,27-28.)

Opinnäytetyössä käytetään murtorajatiloista seuraavia: SRT, GEO, EQU.

SRT tarkoittaa kantavan rakenteen murtumista tai rakenneosan murtumista tai suurta muodonmuutosta, joka voi johtaa kantokyvyn menetykseen.

GEO tarkoittaa maaperän murtumista tai muodonmuutosta.

EQU rakenne menettää tasapainonsa. (Betoniteollisuus 2011, 1.)

Seuraamusluokka. Murtorajatilamitoituksen alussa tulee rakenteelle valita K_{FI} eli kuormakerroin rakennuksen seuraamusluokan mukaan. Seuraamusluokka voidaan määrittää taulukon 1 mukaisesti. Opinnäytetyön kohteena olevan rakennuksen seuraamusluokaksi valitaan CC2, jolloin K_{FI} kertoimeksi saadaan 1,0. (RIL 201-1-2011, 52.)

Taulukko 1. Seuraamusluokat ja kuormakertoimet (SFS EN-1990, 136–139).

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

Seuraamusluokka	Kertoimen K_{FI} arvot
CC3	1,1
CC2	1
CC1	0,9

2.2 Käyttörajatilamitoitus

”Käyttörajatiloiksi luokitellaan rajatilat, jotka liittyvät rakenteen tai rakennosien toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen tai rakennuskohteen ulkonäköön” (RIL-201-2011, 28).

Käyttörajatilan tarkoituksena on tarkastella rakenteen siirtymät, värähtelyt ja vauriot, jotka voivat vaikuttaa rakenteen toimivuuteen ja säilyvyyteen, käyttäjien mukavuuteen ja rakenteen ulkonäköön (RIL-201-2011, 28).

3 KUORMAT

Kuormat jaetaan eri luokkiin ajallisen vaihtelun perusteella (RIL-201-2011, 29):

- pysyviin kuormiin (G) eli rakenteiden ja rakennuksen kiinteiden laitteiden oma paino.
- muuttuviin kuormiin (Q) eli hyötykuormat, tuulikuormat ja lumikuormat
- onnettomuuskuormiin (A)

3.1 Mitoittava kuormitusyhdistelmä murtorajatilassa

Murtorajatilan SRT mitoittava kuormitusyhdistelmä saadaan kaavasta 1. Yhdistelykertoimia on esitetty taulukossa 2.

$$1,15 \cdot K_{FI} \cdot \sum G_{k,j} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot \sum \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

tai vähintään

$$1,35 \cdot K_{FI} \cdot \sum G_{k,j} \quad (2)$$

jossa

$G_{k,j}$ pysyvien kuormien ominaisarvo eli rakenteen omapaino

$Q_{k,1}$ määrävän muuttuvan kuorman ominaisarvo (tuuli-, hyöty- tai lumikuorma)

$Q_{k,i}$ muun muuttuvan kuorman ominaisarvo (tuuli-, hyöty- tai lumi kuorma)

$\Psi_{0,i}$ muuttuvan kuorman yhdistelykerroin. Ψ_0 on yhdistelykerroin ominaisyhdistelmässä (murtorajatila tai palautumaton käyttörajatila). Ψ_1 tavallinen yhdistelykerroin. Ψ_2 on muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

K_{FI} kuormakerroin (ks taulukko 1).

Taulukko 2. Yhdistelykertoimet eri rakennuksille (RIL 201-1-2011).

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_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 ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) ^{*)} kun $s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ^{**)}	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
^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ huokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. ^{**)} Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

3.2 Lumikuorma

Lumikuorman määrittäminen aloitetaan valitsemalla paikkakuntaa vastaava maassa olevan lumikuorman ominaisarvo S_k .

”Maassa olevan lumikuorman ominaisarvo perustuu vuosittaisen ylittymisen keskimääräiseen todennäköisyyteen 0,02 (keskimäärin 50 vuoden toistumis- tai ylittymisaika)” (RIL 201-1-2011, 92).

Tässä opinnäytetyössä S_k on määritetty paikkakuntaakohtaisen lumikuorman ominaisarvon ilmaisevan taulukon avulla (ks. taulukko 3). Opinnäytetyön kohde sijaitsee Vetelissä, joten lumikuorman ominaisarvona voidaan käyttää $S_k = 2,3 \text{ kN/m}^2$. (RIL 205-1-2007, 245.)

Taulukko 3. Maassa olevan lumikuorman ominaisarvot kunnittain (RIL 205-1-2007, 245).

kunta	S_k (kN/m ²)	kunta	S_k (kN/m ²)	kunta	S_k (kN/m ²)
Rautalampi	2,50	Taivassalo	2,20	Virrat	2,50
Rautavaara	3,00	Tammela	2,75	Vuolijoki	3,00
Rautjärvi	2,75	Tammisaari	2,75	Vårdö	2,00
Reisjärvi	2,50	Tampere	2,50	Vähäkyrö	2,10
Renko	2,65	Tarvasjoki	2,60	Västernärjed	2,50
Riihimäki	2,75	Tervo	2,50	Vöyri	2,10
Ristiina	2,50	Tervola	3,00	Yli-Ii	2,75
Ristijärvi	3,50	Teuva	2,50	Ylihärmä	2,20
Rovaniemi	3,00	Tohmajärvi	2,75	Ylikliminki	2,65
Ruokolampi	2,75	Toholampi	2,25	Ylistaro	2,30
Ruotsinsyhtää	2,60	Toijala	2,30	Ylitornio	3,00
Ruovesi	2,50	Toivakka	2,50	Ylivieska	2,15
Rusko	2,50	Tornio	3,00	Ylämaa	2,75
Ruukki	2,25	Turku	2,50	Yläne	2,30
Rymättylä	2,30	Tuuslos	2,50	Ylöjärvi	2,50
Rääkkylä	2,60	Tuusniemi	2,50	Ypäjä	2,60
Saarijärvi	2,50	Tuusula	2,75	Äetsä	2,10
Salla	3,00	Tyrnävä	2,40	Ähtäri	2,50
Salo	2,70	Töysä	2,50	Äänekoski	2,50
Saltvik	2,00	Ullava	2,20		
Sammatti	2,75	Ulvila	3,00		
Sauvo	2,60	Urijala	2,40		
Savitaipale	2,65	Utajärvi	2,85		
Savonlinna	2,50	Utsjoki	2,50		
Savonranta	2,50	Uurainen	2,50		
Savukoski	3,00	Uusikaarlepyy	2,00		
Seinäjoki	2,50	Uusikaupunki	2,10		
Sievi	2,35	Vaala	2,75		
Siekainen	2,50	Vaasa	2,00		
Siekkajoki	2,25	Vahto	2,50		
Sillinjärvi	2,50	Valkeakoski	2,40		
Simo	3,00	Valkeala	2,60		
Sipoo	2,75	Valtimo	3,00		
Siuntio	2,75	Vammala	2,30		
Sodankylä	3,00	Vampula	2,00		
Soini	2,50	Vantaa	2,75		
Somero	2,75	Varkaus	2,50		
Sonkajärvi	3,00	Varpaisjärvi	2,70		
Sotamo	3,40	Vehmaa	2,20		
Sottunga	2,00	Velkua	2,20		
Sulkava	2,50	Vesanto	2,50		
Sund	2,00	Vesilahti	2,30		
Suodenniemi	2,50	Veteli	2,30		
Suomenniemi	2,50	Vieremä	2,85		
Suomusjärvi	2,75	Vihanti	2,25		
Suomussalmi	3,50	Vihti	2,75		
Suonenjoki	2,50	Viiala	2,30		
Sysmä	2,50	Vitasaari	2,50		
Säkylä	2,10	Viljakkala	2,50		
Särkisalo	2,60	Vilppula	2,50		
Taipalsaari	2,70	Vimpeli	2,45		
Taivalkoski	3,50	Virolahti	2,75		

Katolla oleva lumikuorma s voidaan määrittää kaavalla:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (3)$$

jossa

μ_i lumikuorman kattokulmasta riippuva muotokerroin

s_k lumikuorman ominaisarvo maassa

c_e tuulensuojaisuuskerroin (1,0 tai 0,8)

c_t lämpökerroin, tavallisesti 1,0 (RIL 201-1-2011, 94).

C_e :n arvona voidaan käyttää 0,8:aa jos rakennus sijaitsee paikalla, joka on tuulinen ja jossa rakennuskohdetta eivät suojaa puut eivätkä muut rakennukset (RIL 201-1-2011, 94).

Yleensä kaava (3) voidaan pelkistää muotoon:

$$s = \mu_i \cdot S_k \quad (4)$$

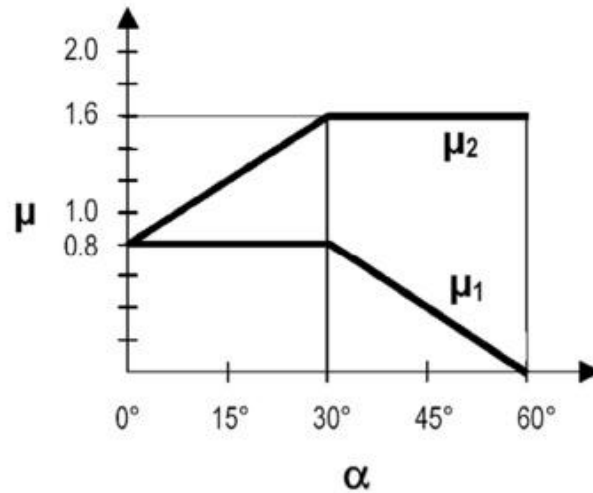
Näin voidaan menetellä myös tässä tapauksessa, koska rakennuskohde sijaitsee metsän keskellä.

3.2.1 Katon muotokertoimet

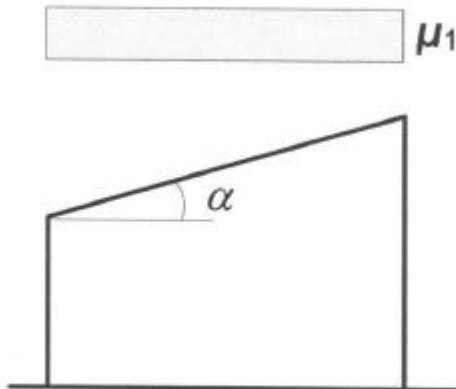
Katon muotokerroin μ_1 saadaan kuvioista 3. Muotokertoimeen vaikuttaa suoraan katon kaltevuuskulma. Kuorman vaikutusalue saadaan kuvioista 4–6 sen mukaan, mikä kattotyyppi on kyseessä. (RIL 201-1-2011, 95 -97.)

Tässä tapauksessa katon kaltevuuskulma on väliltä $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$. Lumikuorman vaikutusalue saadaan kuvioista 5, koska kyseessä on harjakatto. Opinnäytetyön tapauksessa katon molemmilla lappeilla on sama kaltevuuskulma, jolloin $\alpha_1 = \alpha_2$. Tästä seuraa, että työssä käytettävä μ_1 :n arvo on 0,8 kuvion 3 mukaisesti.

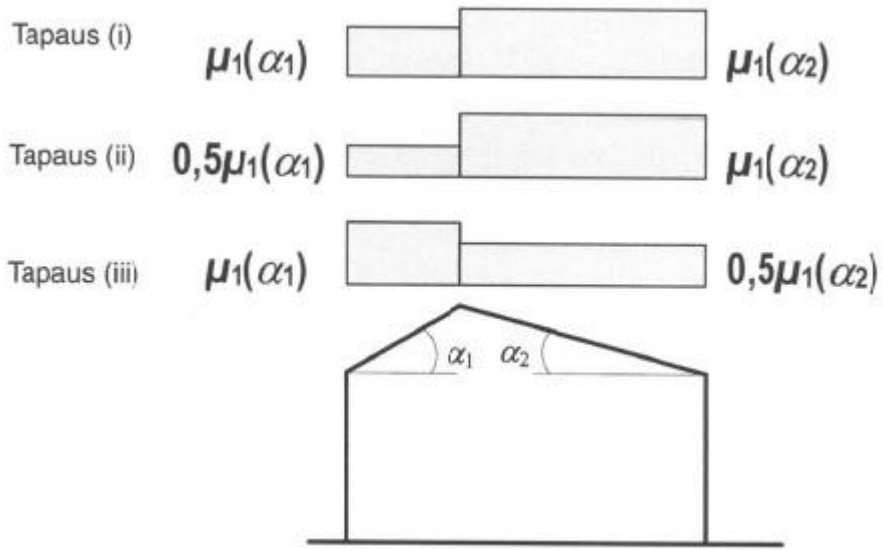
Katon kaltevuuskulma α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	-



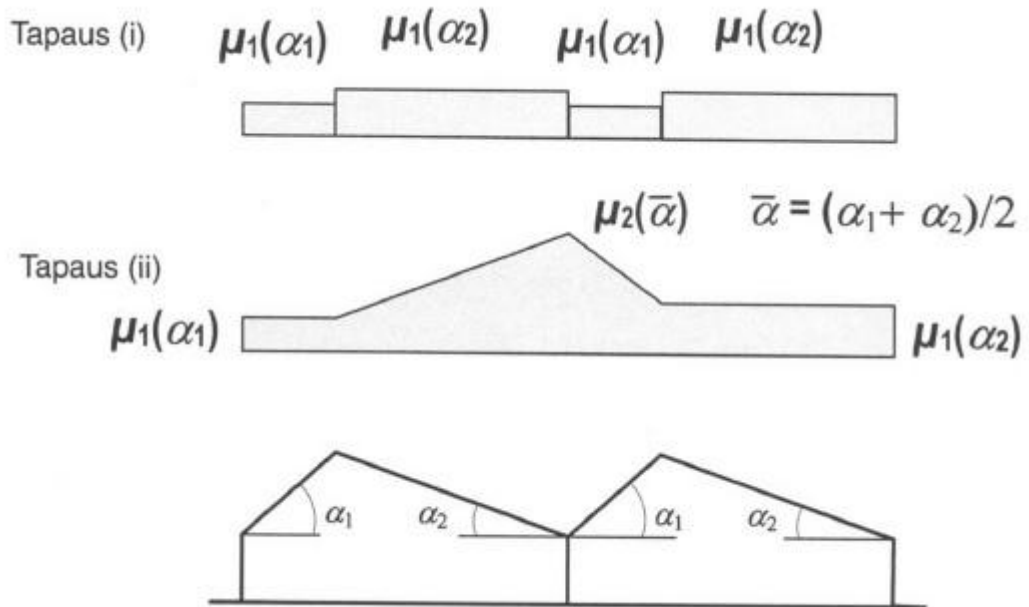
Kuvio 3. Lumikuorman muotokertoimet (RIL 201-1-2011, 95)



Kuvio 4. Pulttikatton lumikuorman kuormituskaavio (RIL201-1-2011, 96).



Kuvio 5. Harjakaton kuormituskaaviot ((RIL201-1-2011, 96).



Kuvio 6. Sahakaton kuormituskaaviot. (RIL201-1-2011, 97).

3.2.2 Lumikuorman määrittäminen kohteessa

Katolla oleva lumikuorma kohteessa voidaan nyt määrittää aiempien tietojen perusteella.

$$s = \mu_i \cdot S_k \quad (4)$$

$$s = 0,8 \cdot 2,3 \text{ kN/m}^2 = 1,84 \text{ kN/m}^2$$

3.3 Tuulikuorma

Tuulikuormat aiheuttavat suoraan painetta rakenteiden ulkopintoihin ja ulkopinnan ollessa huokoinen, myös välillisesti sisäpintoihin. Jos rakenne on avoin, tuulikuormat voivat vaikuttaa suoraan myös sisäpintaan. Tuulenpaine aiheuttaa rakenteen pintaan tai verhouksien pintaan kohtisuoria voimia. Rakenteen pinnan alan ollessa suuri myös pinnan suuntaan voi muodostua merkittäviä kitkavoimia. Tuulikuormat luokitellaan kiinteiksi muuttuviksi kuormiksi. (SFS-EN 1991-1-4 2005, kohta 3.)

”Tuulikuorma esitetään yksinkertaistettuna paineiden tai voimien joukossa, jonka vaikutukset ovat samat kuin tuulenpuuskien suurimmat vaikutukset” (SFS-EN 1991-1-4 2005, kohta 3.2.).

Tuulen vaikutus otetaan huomioon laskemalla erikseen (RIL 201-1-2011, kohta 5.1):

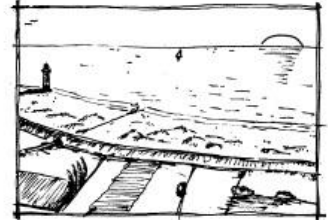
- rakennukseen vaikuttava tuulen aiheuttama kokonaisvoima
- osapintoihin kohdistuvia tuulenpaineita käyttämällä painekerrointa.

3.3.1 Maastoluokka

Tuulikuorman laskeminen alkaa valitsemalla rakennukselle maastoluokka kuvion 7 mukaan. Opinnäytetyössä käytettävä maastoluokka on III, koska rakennus tulee sijaitsemaan pysyvän metsän keskellä.

Maastoluokka 0

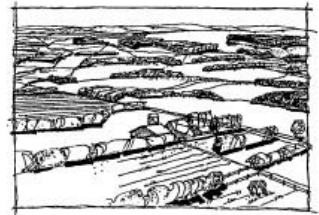
Meri, avoimen meren äärellä oleva rannikkoalue

**Maastoluokka I**

Järvi tai alue, jolla on vähäistä kasvillisuutta eikä esteitä

**Maastoluokka II**

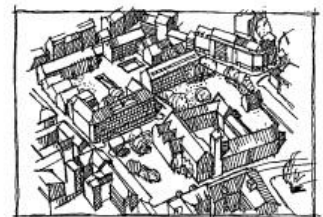
Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta, kuten heinää tai ruohoa ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), jotka ovat vähintään esteen 20-kertaisen korkeuden etäisyydellä toisistaan

**Maastoluokka III**

Alue, jolla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä esteitä, jotka ovat esteen 20-kertaista korkeutta lähempänä toisiaan (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä)

**Maastoluokka IV**

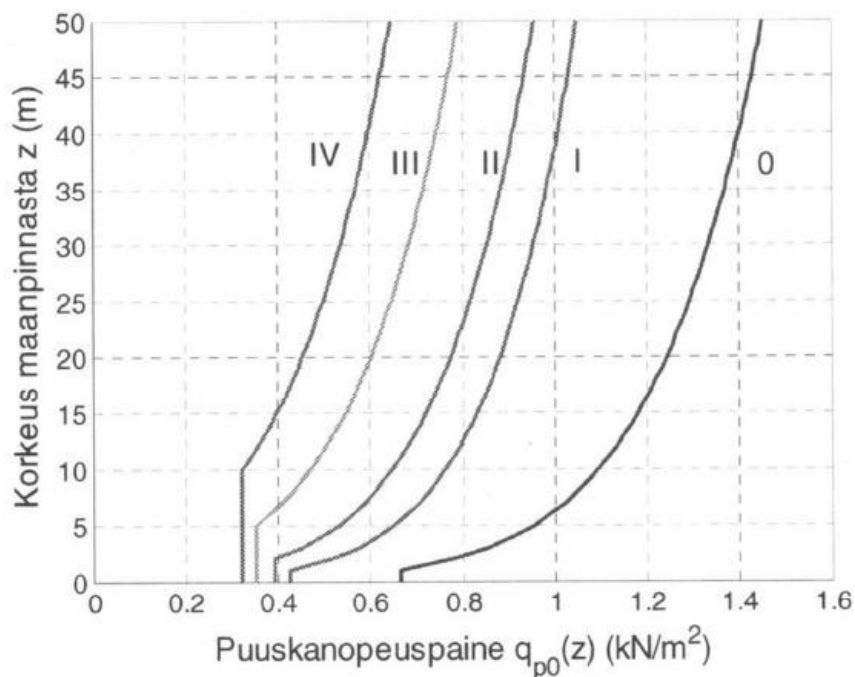
Alue, jolla vähintään 15 % alasta on rakennusten peitossa ja joiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m



Kuvio 7. Maastoluokat (SFS-EN 1991-1-4 2005, 156).

3.3.2 Tuulen nopeuspaine

Maastoluokan määrittämisen jälkeen selvitetään tuulen nopeuspaineen ominaisarvo q_{p0} . Nopeuspaineen ominaisarvo saadaan kuviosta 8, kun tiedetään rakennuksen korkeus z ja maastoluokka, jossa rakennus sijaitsee. Opinnäytetyön tapauksessa rakennuksen harjakorkeus on 7,75 m ja sen avulla saatava puuskanopeuspaine $q_{p0} = 0,42 \text{ kN/m}^2$.



Kuvio 8. Nopeuspaineen ominaisarvoja eri maastoluokissa (RIL201-1-2011, 132).

3.3.3 Kokonaistuulivoima

Tässä tapauksessa kokonaistuulivoima on laskettu voimakertoimen C_f avulla. Rakennuksen korkeuden ollessa pienempi kuin sen leveyden, oletetaan tuulenpaineen arvon olevan joka korkeudella sama kuin rakennuksen harjalla oleva arvo. Tässä tilanteessa rakennukseen kohdistuva kokonaistuulivoima saadaan seuraavasta kaavasta. (RIL 201-1-2011, 136.)

$$F_w = C_s C_d \cdot C_f \cdot q_p(h) \cdot A_{ref} \quad (5)$$

F_w kokonaistuulivoima

$C_s C_d$ rakennekerroin, matalilla rakennuksilla voidaan käyttää kerrointa 1,0, joka on varmalla puolella.

C_f voimakerroin, joka saadaan taulukosta 4.

$q_p(h)$ tuulen nopeuspaine.

A_{ref} tuulikuorman vaikutusalue ($b \cdot h$), missä rakennuksen leveys b on leveys tuulen tulosuunnasta katsottuna (pääty tai pitkä sivu) (RIL 201-1-2011, 136).

Taulukko 4. Voimakertoimet

λ	Sivusuhte d/b								
	0,1	0,2	0,5	0,7	1	2	5	10	50
≤ 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

Voimakertoimen C_f määrittämisessä tarvittava tehollinen hoikkuus (λ) saadaan kaavasta (6), kun rakennuksen korkeus on alle 15 m (RIL 201-1-2011, 136).

$$\lambda = 2 \cdot \frac{h}{b} \quad (6)$$

Tuuli vaikuttaa rakennuksen päätyä kohti:

$$\lambda = 2 \cdot \frac{7,75\text{m}}{19,0\text{m}} = 0,816$$

sivusuhte

$$\frac{d}{b} = \frac{39,050\text{m}}{19,00\text{m}} \approx 2$$

taulukon 4 mukaan $C_f = 0,99$

Tuuli vaikuttaa rakennuksen pitkää sivua kohti

$$\lambda = 2 \cdot \frac{7,75m}{39,050m} = 0,397$$

sivusuhte

$$\frac{d}{b} = \frac{19,0m}{39,050m} \approx 0,5$$

taulukon 4 mukaan $C_f = 1,37$

Tässä tapauksessa saatiin seuraavat kokonaistuulivoimat.

$$F_{w,pääty} = 53,347 \text{ kN} (A_{ref} = 128,3m^2) (0,416 \text{ kN}/m^2)$$

$$F_{w,sivu} = 139,117 \text{ kN} (A_{ref} = 214,775m^2) (0,648 \text{ kN}/m^2)$$

3.3.4 Tuulikuorma osapinnoille

Osapinnoille laskettavaa tuulikuormaa käytetään rakenteen osia mitoittaessa. Painekertoimien avulla saaduilla eri rakenneosien tuulenpaineilla voidaan laskea myös kokonaistuulivoima. (RIL 201-1-2011, 134.)

Rakenteen ulkopintaan vaikuttava tuulen aiheuttama paine saadaan kaavasta

$$w_e = q_{p(z_e)} \cdot C_{pe} \tag{7}$$

jossa

w_e korkeudella z_e yksittäiseen pintaan vaikuttava ulkopuolinen paine

$q_{p(z_e)}$ puuskanopeuspaine, tässä tapauksessa $q_{p(z_e)} = q_{p(z)}$

C_{pe} ulkoisen paineen painekerroin

z_e nopeuspainekorkeus

Rakenteen sisäpintaan vaikuttava tuulen aiheuttama paine saadaan kaavasta

$$w_i = q_{p(z_i)} \cdot C_{pi} \tag{8}$$

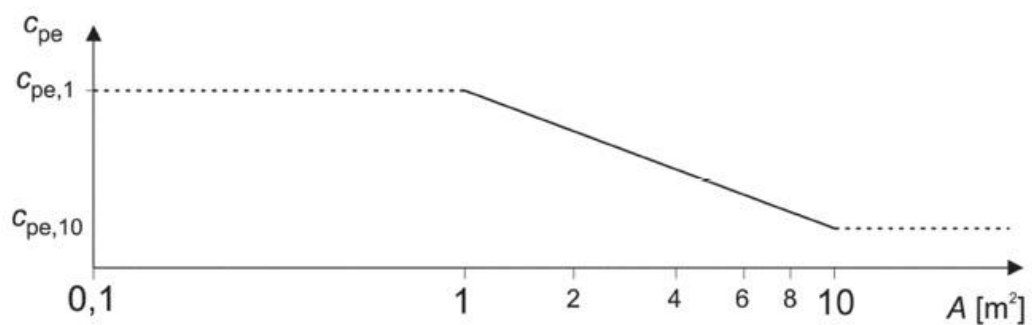
jossa

$q_p(z_i)$ puuskanopeuspaine, tässä tapauksessa $q_p(z_i) = q_p(z)$

C_{pi} sisäisen paineen painekerroin

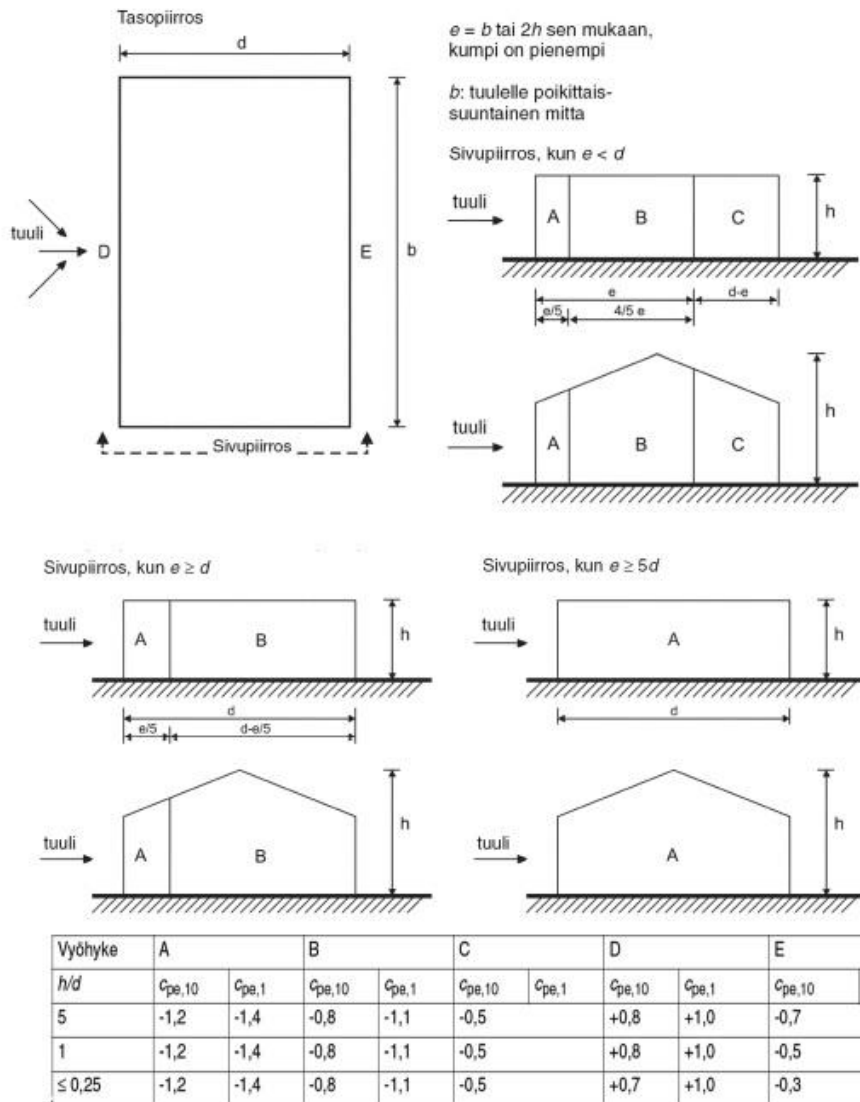
z_i nopeuspainekorkeus

Ulkopuolisen paineen huomioon ottavat kertoimet C_{pe} riippuvat tarkastellun alueen pinta-alasta. C_{pe} -kertoimet on esitetty kuviossa 10 pinta-aloille (A) kooltaan 1 m^2 ja 10 m^2 . $C_{pe,1}$ vastaa 1 m^2 :n kokoisen alueen kerrointa ja $C_{pe,10}$ vastaa 10 m^2 :n kokoisen alueen kerrointa. Jos tarkasteltava pinta-ala on kooltaan väliltä $1 \text{ m}^2 \leq A \leq 10 \text{ m}^2$, saadaan C_{pe} -kerroin logaritmiseen interpolaatioon perustuen (kuvio 9). Kuviossa 10 on esitetty pystyseiniä vyöhykkeet, joita mitkään C_{pe} -kertoimet koskevat ja niiden alueiden ulkoisen paineen kertoimet. (RIL 201-1-2011, 143–146.)



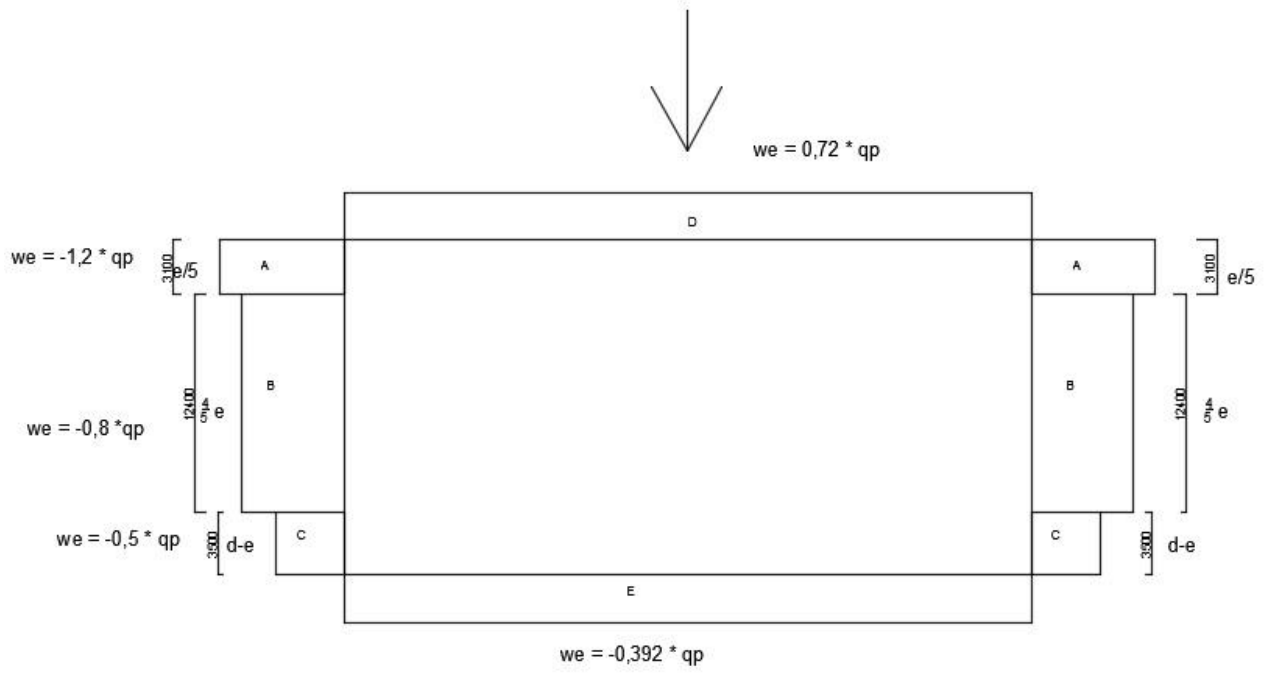
$$C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \lg A$$

Kuvio 9. Ulkoisen paineen riippuvuus kuormitusalueesta (RIL 201-1-2011, 144).

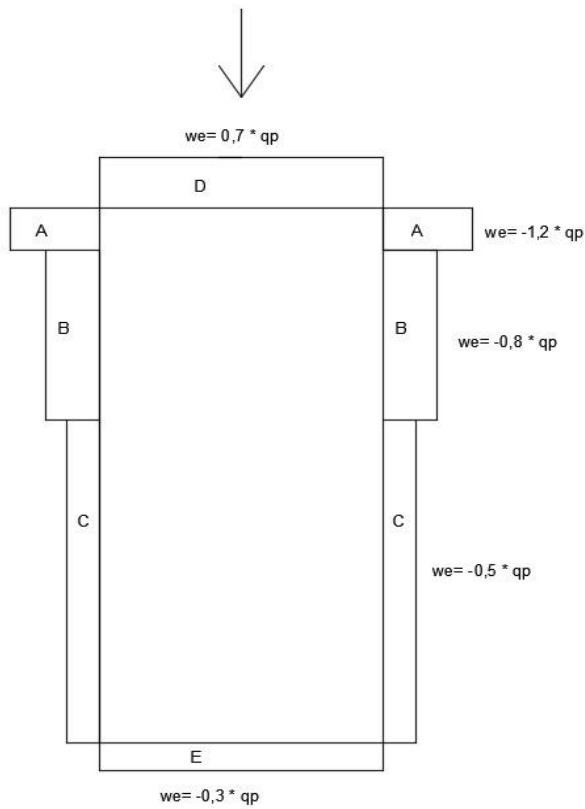


Kuvio 10. Pystyseinen vyöhykekaaviot ja ulkopuolisen paineen kertoimet seinille (RIL 201-1-2011, 146).

Kuviossa 11 on esitetty opinnäytetyön tapauksessa pitkälle sivulle puhaltavan tuulen eri osapinnoille aiheuttamat C_{pe} -kertoimet. Käytetään apuna kuviossa 10 esiintyvää sivupiirrosta. $e < d$, koska $e=15,5$ m ja $d=19,0$ m.



Kuvio 11. Cpe-kertoimet, kun tuuli pitkälle sivulle.

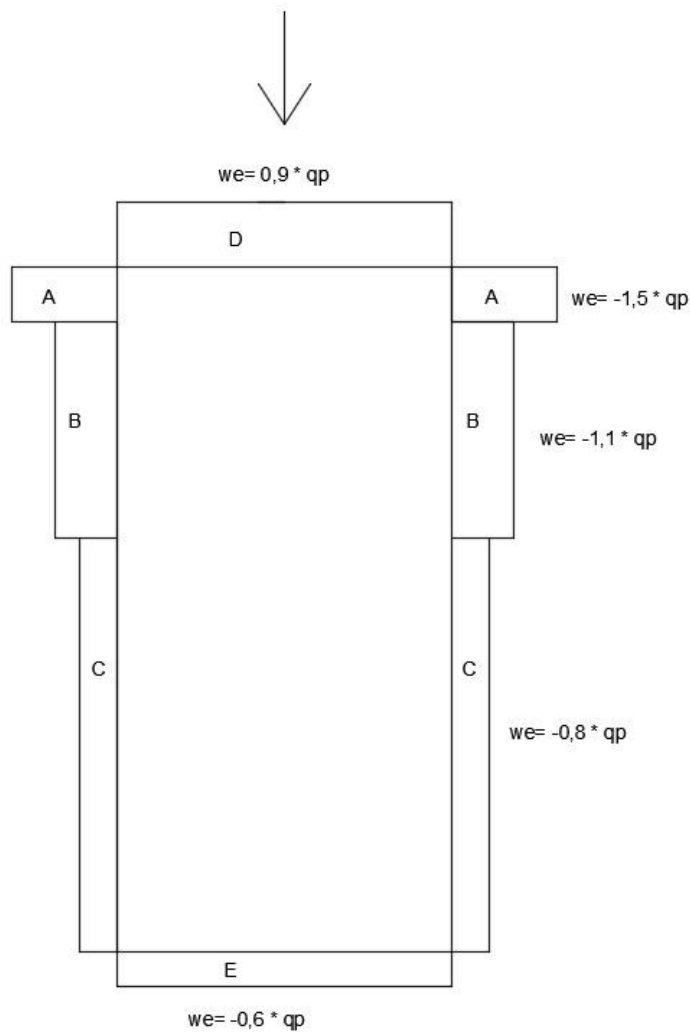


Kuvio 12. Cpe-kertoimet, kun tuuli pätyyn.

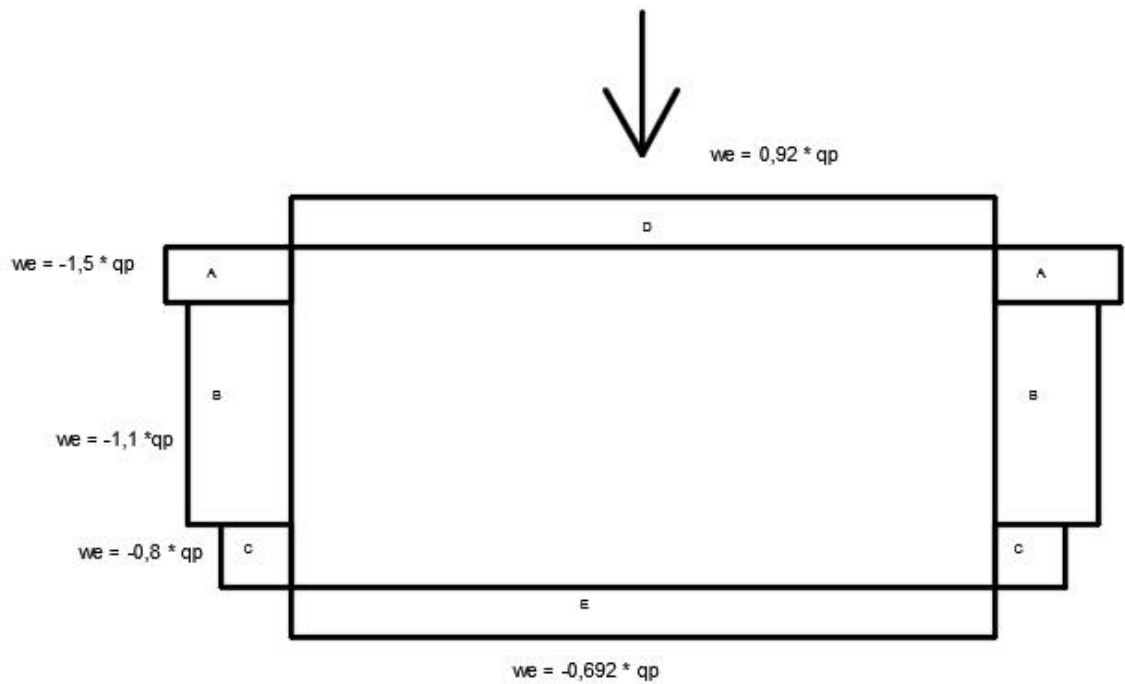
Kuviossa 12 on esitetty, kun tuuli puhaltaa rakennuksen päätyä kohti. Tässä tapauksessa $d = 39,05$ m ja $e = 15,5$ m, jolloin $e < d$, joten käytetään samaa sivupiirrosta kuten yllä.

Sisäpuolisen paineen kerroin C_{pi} on riippuvainen siitä, miten suuria aukkoja rakennuksen vaipassa on ja miten aukot ovat rakennuksessa jakautuneet. Kun rakennus on neliömäinen ja aukkosuhdetta on vaikea arvioida, voidaan C_{pi} :lle käyttää arvoa $C_{pi} = -0,3$ tai $C_{pi} = +0,2$ riippuen siitä, kumpi tuottaa vaarallisemman arvon. (RIL 201-1-2011, 158-159.)

Kuvioissa 13 ja 14 on otettu huomioon sisäpintoihin ja ulkopintoihin vaikuttavan tuulenpaineen pahin vaikutus.



Kuvio 13. Ulkopintoihin ja sisäpintoihin vaikuttavan tuulen yhteisvaikutus, kun tuuli päätyseinään.



Kuvio 14. Ulkopintoihin ja sisäpintoihin vaikuttavan tuulen yhteisvaikutus, kun tuuli puhaltaa sivuseinään.

3.4 Kohteen kuormat

Alla on listattu kohteen kuormien laskennassa saatuja kuormien ominaisarvoja.

$$\text{Lumikuorma } s = 1,84 \text{ kN/m}^2$$

Voimakerron menetelmällä lasketut tuulikuormat.

$$F_{w,päätty} = 53,347 \text{ kN}$$

$$F_{w,sivu} = 139,117 \text{ kN}$$

Rakennuksen eri seinävyöhykkeisiin aiheutuva tuulikuorma.

Tuulen puhalttaessa päätyseinään:

$$A: -1,5 \cdot q_{p(z)} = -1,5 \cdot 0,42 \text{ kN/m}^2 = -0,63 \text{ kN/m}^2$$

$$B: -1,1 \cdot q_{p(z)} = -0,462 \text{ kN/m}^2$$

$$C: -0,8 \cdot q_{p(z)} = -0,336 \text{ kN/m}^2$$

$$D: 0,9 \cdot q_{p(z)} = 0,378 \text{ kN/m}^2$$

$$E: -0,6 \cdot q_{p(z)} = -0,252 \text{ kN/m}^2$$

Tuulen puhaltaessa sivuseinään:

$$A: -1,5 \cdot q_{p(z)} = -1,5 \cdot 0,42 \text{ kN/m}^2 = -0,63 \text{ kN/m}^2$$

$$B: -1,1 \cdot q_{p(z)} = -0,462 \text{ kN/m}^2$$

$$C: -0,8 \cdot q_{p(z)} = -0,336 \text{ kN/m}^2$$

$$D: 0,92 \cdot q_{p(z)} = 0,386 \text{ kN/m}^2$$

$$E: -0,692 \cdot q_{p(z)} = -0,291 \text{ kN/m}^2$$

Katon omapainon ominaisarvo:

$$G_{k,1} = 0,414 \text{ kN/m}^2$$

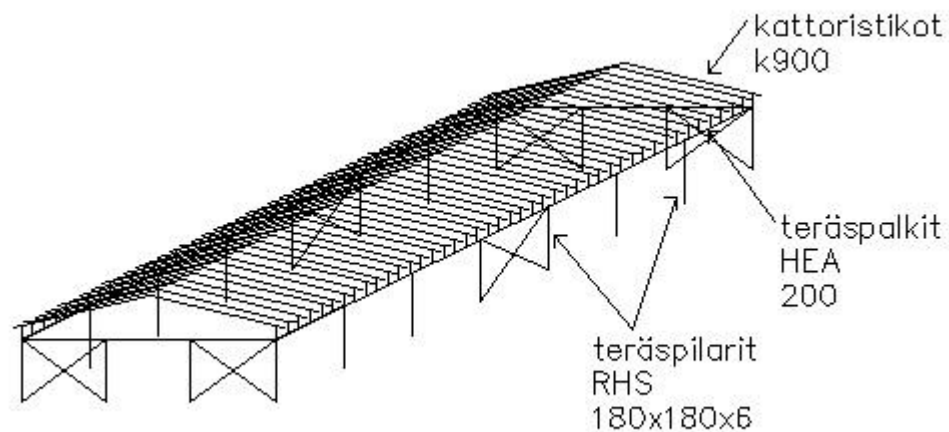
Puisen kattoristikon omapainon ominaisarvo:

$$G_{k,2} = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

4 TERÄSRAKENTEET

4.1 Teräspalkki

Kohteessa puiset kattoristikot tukeutuvat sivuseinillä pilarien päällä oleviin teräspalkkeihin. Teräspalkit toteutetaan yksiaukkoisina ja 5,5 m pitkinä. Palkin teräsprofiiliksi kohteessa on valittu profiili HEA 200 liitteessä 1 tehtyjen mitoituslaskelmien perusteella. Alla havainnollistava kuvio rakennekokonaisuudesta.



Kuvio 15. Havainnollistava kuvio hallin rakenteista.

4.1.1 Poikkileikkausluokka

Poikkileikkausluokitusten perusajatuksena on tunnistaa, miten laajasti poikkileikkauksen paikallinen lommahdus tulee rajoittamaan poikkileikkauksen kestävyyttä ja kiertymiskykyä (SFS-EN 1993-1-1, kohta 5.5.1). Poikkileikkausluokat jaetaan neljään osaan 1, 2, 3 ja 4.

Poikkileikkausluokka 1: "plastisuusteorian vaatima, riittävän kiertymiskyvyn omaava nivel voi syntyä ilman, että poikkileikkauksen kestävyyttä tarvitsee pienentää" (SFS EN-1993-1-1, kohta 5.5.2).

Poikkileikkausluokka 2: ”ovat niitä joissa voi kehittyä plastisuusteorian mukainen sauvan taivutuskestävyys, mutta joilla paikallinen lommahdus rajoittaa kiertymiskykyä” (SFS EN-1993-1-1, kohta 5.5.2).

Poikkileikkausluokka 3: ”ovat niitä, joissa sauvan äärimmäisessä puristetussa reunassa laskettu jännitys voi saavuttaa myötörajan, mutta paikallinen lommahdus estää plastisuusteorian mukaisen momentti-kestävyyden kehittymisen” (SFS EN-1993-1-1, kohta 5.5.2).

Poikkileikkausluokka 4: ”ovat niitä, joissa paikallinen lommahdus esiintyy ennen kuin myötöraja saavutetaan poikkileikkauksen jossakin pisteessä” (SFS EN-1993-1-1, kohta 5.5.2).

Poikkileikkausluokka voidaan valitulle profiilille määrittää taulukon 5 ja taulukon 6 avulla. Poikkileikkausluokitus riippuu puristuksessa olevien osien leveys-paksuussuhteista. Poikkileikkauksen puristettuun osaan kuuluvat kaikki osat, johon kuorman vaikutuksesta syntyy täysi tai osittainen puristus. Poikkileikkausluokka määritetään sekä laipalle että uumalle, ja poikkileikkausluokka koko profiilille valitaan sen perusteella, kumpi (laippa vai uuma) antaa isomman poikkileikkausluokan.

Taulukko 5. Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 5.2).

Kahdelta reunalta tuetut puristetut taso-osat						
				Taivutus ko. akselin suhteen		
				Taivutus ko. akselin suhteen		
Poikkileik-kausluokka	Taivutetut taso-osat	Puristetut taso-osat	Taivutetut ja puristetut taso-osat			
Taso-osan jännitys-jakautuma (puristus positiivinen)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	$\text{kun } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ $\text{kun } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	$\text{kun } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ $\text{kun } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Taso-osan jännitys-jakautuma (puristus positiivinen)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$ ¹⁾	$c/t \leq 42\epsilon$ ²⁾	$\text{kun } \psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ ³⁾ $\text{kun } \psi \leq -1^3): c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Taulukko 6. Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet 2 (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 5.2).

Ulokkeelliset laipat						
Valssatut profiilit			Hitsatut profiilit			
Poikkileikkauksluokka	Puristetut taso-osat	Puristetut ja taivutetut taso-osat				
		Vapaa reuna on puristettu		Vapaa reuna on vedetty		
Taso-osan jännitys-jakautuma (puristus positiivinen)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Taso-osan jännitys-jakautuma (puristus positiivinen)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$ ⁴⁾	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ ⁵⁾ k_σ ks. EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

4.1.2 Taivutuskestävyys

Opinnäytetyössä yksi tarkasteltava palkille tuleva rasitus on taivutus. Taivutuskestävyyden mitoitusehto on seuraava. (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.2.5.)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (9)$$

M_{Ed} palkkia rasittava taivutusmomentti

$M_{c,Rd}$ poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo

Poikkileikkauksluokissa 1 ja 2 taivutuskestävyys voidaan laskea seuraavasta kaavasta (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.2.5).

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (10)$$

jossa

W_{pl} poikkileikkauksen plastinen taivutusvastus taivutetun akselin suhteen.

f_y rakenneteräksen myötöraja

γ_{M0} poikkileikkauksen kestävyuden osavarmuusluku

4.1.3 Leikkauskestävyys

Leikkausvoiman mitoitusarvon V_{Ed} pitää täyttää seuraava ehto kaikissa poikkileikkauksissa (SFS EN-1993-1-1, kohta 6.2.6):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (11)$$

missä

V_{Ed} Leikkausvoiman mitoitusarvo

$V_{c,Rd}$ Leikkauskestävyyden mitoitusarvo

Kun mitoitus tehdään plastisuusteorian mukaan (PL1 ja PL2) $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd}$ (SFS EN-1993-1-1, kohta 6.2.6). Kaavaa voidaan käyttää sellaisenaan, jos leikkauslommahdus ei rajoita leikkauskestävyyttä.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (12)$$

missä

A_v on leikkauspinta-ala

Leikkauslommahdusta ei tarvitse huomioida, jos seuraava ehto täyttyy.

$$\frac{h_w}{t_w} < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (13)$$

Tässä tapauksessa leikkauslommahdus ei rajoita leikkauskestävyyttä.

$$\frac{170\text{mm}}{6,5\text{mm}} < 72 \cdot \frac{0,81}{1} \Rightarrow 26,15 < 58,32$$

4.1.4 Taivutuksen ja leikkauksen yhteisvaikutus

Mitoituksessa leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen on otettava huomioon. Kun mitoittavan leikkausvoiman arvo on pienempi kuin puolet plastisuusteorian mukaan lasketusta leikkauskestävyydestä voidaan leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen jättää huomioimatta, paitsi sellaisessa tapauksessa, jossa leikkauslommahdus pienentää poikkileikkauksen kestävyyttä. Opinnäytetyön tapauksessa leikkausvoima on pienempi kuin puolet leikkauskestävyydestä (kaava 14) ja leikkauslommahdus ei pienennä poikkileikkauksen kestävyyttä (kaava 13). (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.2.8.)

$$V_{ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd} \quad (14)$$

$$106,99 \text{ kN} \leq 0,5 * 370,57 \text{ kN}$$

$$106,99 \text{ kN} \leq 185,285 \text{ kN}$$

4.1.5 Kiepahduskestävyys

Kiepahduskestävyyden mitoitusehto on seuraava (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.3.2.1).

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (15)$$

missä

M_{Ed} taivutusmomentin mitoitusarvo

$M_{b,Rd}$ kiepahduskestävyyden arvo

Kiepahduskestävyyden mitoitusarvo lasketaan seuraavasta kaavasta:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (16)$$

missä

$W_y = W_{pl,y}$ Poikkileikkausluokissa 1 ja 2. (HEA 200 profiilissa PL2.)

χ_{LT} kiepahduskestävyyden pienennystekijä.

γ_{M1} poikkileikkauksen kestävyden osavarmuusluku

Kun kyseessä on vakiopoikkileikkauksinen taivutettu sauva, saadaan pienennystekijä χ_{LT} laskettua kaavasta (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.3.2.2).

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (17)$$

missä

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) \quad (18)$$

α_{LT} on epätarkkuustekijä

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \text{ muunnettu hoikkuus} \quad (19)$$

M_{cr} kimmoteorian mukainen kiepahduksen kriittinen momentti

Epätarkkuustekijä α_{LT} määräytyy sitä vastaavan kiepahduskäyrän mukaan. Kiepahduskäyrä voidaan määrittää seuraavasta taulukosta. (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.3.2.2.(2).)

Taulukko 7. Kiepahduskäyrän valitseminen poikkileikkauksen mukaan (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 6.4).

Poikkileikkaus	Rajat	Kiepahduskäyrä
Valssatut I-profiilit	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Hitsatut I-profiilit	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Muut profiilit	-	d

Tässä tapauksessa, kun palkiksi on valittu profiili HEA 200, saadaan korkeuden ja leveyden suhteeksi:

$$\frac{h}{b} = \frac{190\text{mm}}{200\text{mm}} = 0,95 < 2$$

Kun kyseessä on valssattu I-profiili, kiepahduskäyräksi saadaan taulukon 7 mukaan a. Määritetyn kiepahduskäyrän mukaan saadaan arvo epätarkkuustekijälle α_{LT} taulukosta 8.

Taulukko 8. Kiepahduskäyrien epätarkkuustekijät (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 6.3).

Kiepahduskäyrä	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Kimmoiteorian mukainen kiepahduksen kriittinen momentti M_{cr} voidaan laskea kaavasta (Ongelin & Valkonen 2010, 143):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2}{\pi^2} * \frac{G I_t}{E I_z} + (C_2 * z_g)^2} - C_2 * z_g \right) \quad (20)$$

Kaava voidaan pelkistää muotoon (21), kun käytetään laskennassa seuraavia arvoja, jotka antavat varmalla puolella olevan tuloksen.

$$C_1 = 1,0$$

$$C_2 = 0$$

$$k_z = k_w = 1$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left(\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2}{\pi^2} * \frac{G I_t}{E I_z}} \right) \quad (21)$$

missä

C_1 kuormituksesta riippuva vakio, pahimmassa tapauksessa momentti on tasainen, joten käytetään arvoa 1,0

I_z poikkileikkauksen neliomomentti z-akselin suhteen

I_t vääntöneliomomentti

I_w käyristymisjäyhyys

G liukukerroin

E teräksen kimmokerroin

L kiepahdustukien välinen etäisyys

4.2 Teräspilari

Opinnäytetyön kohteena olevassa hallissa teräspalkit tukeutuvat niiden alla oleviin teräspilareihin. Teräspilareiden korkeus on 4,55 m ja teräsprofiiliksi on valittu rakenneputkiprofiili 180x180x6 liitteessä 2 tehtyjen laskelmien perusteella. Pilarin teräslaji on S355. Pilari on tuettu alapäästään nivelellisesti ja pilarin yläpäässä on sivusiirtymä estetty. Teräspilarin kestävyyslaskelmat on esitetty liitteissä.

4.2.1 Puristuskestävyys

Kaikissa poikkileikkausluokissa puristusvoiman mitoitusarvon tulee täyttää seuraava ehto (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.2.4):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (22)$$

Kun kyseessä on tasainen puristus, lasketaan poikkileikkauksen puristuskestävyys poikkileikkausluokissa 1, 2 ja 3 seuraavalla kaavalla (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.2.4):

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (23)$$

missä

A poikkileikkauksen pinta-ala

4.2.2 Taivutuksen ja leikkauksen yhteisvaikutus

Jos leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} on suurempi kuin puolet plastisesta leikkauskestävyydestä $V_{pl,Rd}$, täytyy leikkausvoiman vaikutus taivutusmomenttiin ottaa huomioon (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.2.8).

Tässä tapauksessa:

$$239,77kN = V_{Ed} > 209,2kN = 0,5 * V_{pl,Rd}$$

Leikkausvoiman vaikutuksen vuoksi pienennetty taivutuskestävyys voidaan laskea jokaisella poikkileikkausluokalla pienennetyn plastisen taivutuskestävyyden arvon avulla seuraavasta kaavasta. Kaavaa käyttäessä pitää kuitenkin tarkistaa, ettei laskettu arvo ylitä aiemmin laskettua taivutuskestävyyttä $M_{c,Rd}$. (Ongelin & Valkonen 2012, 114.)

$$M_{V,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{8t} \right] \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \quad (24)$$

missä

W_{pl} poikkileikkauksen plastinen taivutusvastus

ρ pienennyskerroin

A_v leikkaus pinta-ala

t poikkileikkauksen seinämän paksuus

$$M_{V,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

Mitoitusehto:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{V,Rd}} \leq 1,0 \quad (25)$$

4.2.3 Nurjahduskestävyys

Puristettu sauva täytyy mitoittaa niin, että seuraavaksi esitetty nurjahdusehto täyttyy (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.3.1.1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (26)$$

missä

N_{Ed} sauvaa puristavan voiman mitoitusarvo

$N_{b,Rd}$ nurjahduskestävyyden mitoitusarvo

Nurjahduskestävyyden mitoitusarvo voidaan laskea seuraavasta kaavasta, kun kyseessä on poikkileikkausluokka 1, 2 tai 3 (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.3.1.1(3)). Tässä tapauksessa poikkileikkausluokka on 2.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (27)$$

missä

χ nurjahduskestävyyden pienennystekijä

Nurjahduskestävyyden pienennystekijä saadaan laskettua kaavasta (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.3.1.2):

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \quad (28)$$

missä

$$\text{apusuure } \Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) \quad (29)$$

α epätarkkuustekijä

λ muunnettu hoikkuus

Poikkileikkausluokassa 1, 2 ja 3 muunnettu hoikkuus λ voidaan laskea kaavasta (SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.3.1.2):

$$\lambda = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad (30)$$

missä

N_{cr} Nurjahduskuorma

Nurjahduskuorman laskukaava:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (31)$$

missä

L_{cr} nurjahduspituus

E teräksen kimmomoduuli

I jäyhyysmomentti

Pilarin nurjahduspituuteen vaikuttaa sen päiden kiinnitystapa ja pilarin todellinen pituus (Ongelin & Valkonen 2012, kohta 7.2.1). Tässä tapauksessa pilari on alapäästä nivelellisesti kiinnitetty ja yläpäästä nivelellisesti tuettu. Eri nurjahduspituuksia on esitetty seuraavassa kuviossa.

Molemmista päistä niveleily pilari	Toisesta päästä jäykästi kiinnitetty pilari	Molemmista päistä jäykästi kiinnitetty pilari	Molemmista päistä jäykästi kiinnitetty pilari, toinen kiinnityskohta sivusiirtävä	Toisesta päästä jäykästi kiinnitetty ja toisesta päästä niveleily pilari
$L_{cr} = 1,0 L$	$L_{cr} = 2,0 L$	$L_{cr} = 0,5 L$	$L_{cr} = 1,0 L$	$L_{cr} = 0,7 L$

Kuvio 16. Teoreettisia nurjahduspituuksia (Ongelin & Valkonen 2012, 396).

Muunnetun hoikkuuden laskun jälkeen valitaan epätarkkuustekijälle α arvo nurjahduskäyrän mukaan. Seuraavissa taulukoissa on esitetty nurjahduskäyrän valinnan kriteerit ja epätarkkuustekijän arvo eri nurjahduskäyrille.

Taulukko 9. Nurjahduskäyrien epätarkkuustekijät (SFS-EN 1993-1-1, 62).

Nurjahduskäyrä	a_0	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Taulukko 10. Nurjahduskäyrän valinta poikkileikkauksen mukaan (SFS-EN 1993-1-1, 63).

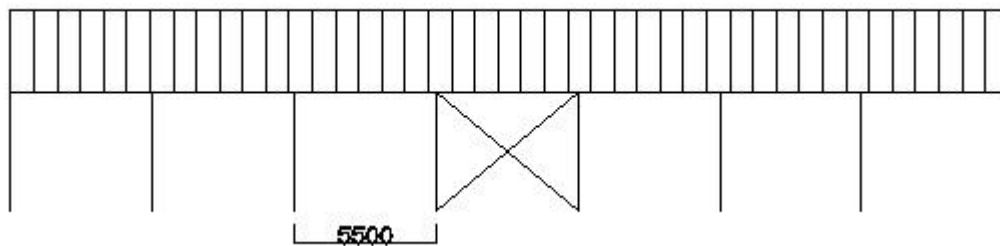
Poikkileikkaus		Rajat	Nurjahdus ko. akselin suhteen	Nurjahduskäyrä	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Valssatut profiilit		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Hitsatut I-profiilit		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	
Rakenneputket		Kuumamuovattu	Kaikki	a	
		Kylmämuovattu	Kaikki	c	
Hitsatut kotelo-profiilit		Yleensä (poikkeus, ks. alla)	Kaikki	b	
		Paksut hitsit: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Kaikki	c	
U-, T- ja umpiprofiilit			Kaikki	c	
L-eräiset			Kaikki	b	

Tämän opinnäytetyön tapauksessa pilarina on kylmämuovattu neliön muotoinen rakenneputki, joten taulukon 10 mukaan nurjahduskäyräksi valitaan c ja sitä vastaava epätarkkuustekijän α arvo on 0,49.

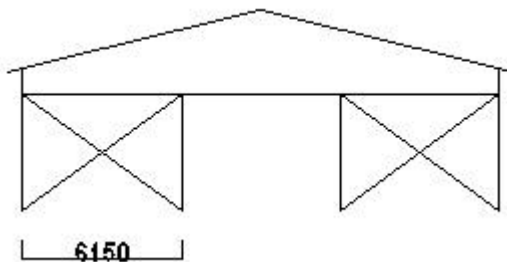
4.3 Seinien jäykistys

Rakennuksen rungon täytyy säilyttää stabiiliutensa kuormien vaikuttaessa siihen. Rungon stabiilius tarkoittaa, että sen rakenneosat eivät kiepahda, nurjahda, lomahda tai ettei rakenne kierry tai siirry jäykkänä kappaleena. (Teräsrakenneyhdistys 2010, 117.)

Tässä opinnäytetyössä seinien jäykistystavaksi valittiin ristikkojäykistys. Ristikkojäykistys tehdään sekä pituus- että poikkisuunnassa. Jäykistys tehdään niin, että molemmilla pitkillä sivuilla on jäykistystangot ristikkäin pilarien keskivälissä (Kuvio 17) ja päädyissä on jäykistysristikot ristikkäin molemmissa reunimmaisissa väleissä (Kuvio 18). Jäykisteristikoiden mitoitus on esitetty liitteessä 3.



Kuvio 17. Hallin pituussuuntainen jäykistys.



Kuvio 18. Hallin poikkisuuntainen jäykistys.

4.4 Kattoristikoiden välinen jäykistys

Kattoristikoiden välinen jäykistys on toteutettu niin, että hallin yläpohjassa yläpaarteen alapinnassa kulkee ristiin 25x125 lauta. Lisäksi päädyissä päädyn keskimäisten pilarien takana neljän ensimmäisen ristikkorivin välissä on pituussuunnassa

25x125 laudoitus ristiin. Alapaarteen alapinnassa jäykistyksenä on koolaus ja kipsilevy ruuvikiinnityksellä.

5 PERUSTUKSET

Perustusten tarkoituksena on siirtää rakennuksen kaikki kuormat perustusten kautta rakennuspohjaan (Leskelä 2008, 445).

Perustukset täytyy suunnitella sillä tavalla, että rakenteista aiheutuvat kuormat eivät ylitä maaperän kestävyyttä (Betoniteollisuus 1992, 1).

Opinnäytetyön tapauksessa hallin perustukset tehdään raudoitettuna seinäanturana jonka päälle tukeutuu sokkelielementit ja 5,5 metrin välein olevat teräspilarit. Anturan mitoituslaskelmat on esitetty liitteessä 4.

5.1 Raudoitetun seinäanturan mitoitus

Anturan koko täytyy määrittää sen mukaan, ettei sallittu pohjapaine ylitä. Pohjapaine ei saa ylittää perusmaan mitoituskantavuutta. Seuraavalla kaavalla pystytään määrittää anturan leveys, kun tiedetään perusmaan mitoituskantavuus ja mitoituskuorma.

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{b_f \cdot 1m} \leq \sigma_{gRd} \quad (32)$$

missä

N_{Ed} mitoituskuorma pituusyksikköä kohden

b_f anturan leveys

σ_{gd} pohjapaineen mitoitusarvo

σ_{gRd} perusmaan mitoituskantavuus

Anturan korkeus määritetään seuraavalta väliltä (Leskelä 2008, 447).

$$h_f = \frac{b_f}{3} \dots \frac{b_f}{4} \quad (33)$$

missä

h_f anturan korkeus

Epäkeskeisesti kuormitetun ja keskeisesti kuormitetun seinäanturan tapauksessa antura mitoitetaan seuraavalle momentille (Leskelä 2008, 447).

$$M_{I,Ed} = \frac{\sigma_{gd} \cdot a^2}{2} \quad (34)$$

missä

a kuormitusalueen reunan etäisyys anturan reunasta

Epäkeskeisesti kuormitetussa seinäanturassa anturan ja seinän liittymä täytyy mitoitaa epäkeskisyysmomentille (kaava 35) ja normaalivoimalle N_{Ed} (Leskelä 2008, 448).

$$M_{eEd} = e \cdot N_{Ed} \quad (35)$$

missä

e etäisyys kuormitusalueen keskeltä anturan keskelle.

5.2 Vetoraidoituksen mitoitus

Kun mitoitusmomentti on tiedossa täytyy vielä vetoraidoituksen mitoituksen alussa määrittää betoniteräksen mitoituslujuus, betonin puristuslujuuden mitoitusarvo ja poikkileikkauksen tehollinen korkeus (Leskelä 2008, 203). Niiden laskukaavat on esitetty seuraavaksi.

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (36)$$

missä

f_{sd} betoniteräksen mitoituslujuus

f_{sk} betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo

γ_s teräksen osavarmuusluku

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (37)$$

missä

f_{cd} betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

α_{cc} puristuslujuuden kerroin

f_{ck} betonin lieriöpuristuslujuuden ominaisarvo

γ_c betonin osavarmuusluku

Tarkasteltavan poikkileikkauksen tehollinen korkeus d on etäisyys puristuspuolen reunasta raudoituksen painopisteen kohdalle.

Kun yllä olevista kaavoista saadut arvot, tehollinen korkeus ja mitoitusmomentti on tiedossa voidaan laskea suhteellinen momentti μ seuraavasta (Leskelä 2008, 203).

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (38)$$

missä

M_{Ed} mitoitusmomentti

b leveys vetoraudoituksen suuntaan

Kun suhteellinen momentti on laskettu, saadaan puristusvyöhykkeen korkeus β kaavasta 39.

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \quad (39)$$

Vetoraudoituksen pinta-alan A_s määrittämiseen tarvitaan vielä sisäisen momentti-varren arvo z (40).

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (40)$$

Vetoraudoituksen pinta-ala saadaan seuraavasta kaavasta.

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} \quad (41)$$

5.3 Leikkauskestävyys

Seinäanturoissa täytyy tarkistaa poikkileikkauksen leikkauskestävyys (Betoniteollisuus 2010, 6).

Kun ehto $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ toteutuu, ei leikkausraudoitusta tarvita (SFS EN-1992-1-1, 84).

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkaukskapasiteetti voidaan laskea seuraavasta kaavasta (Ympäristöministeriö 2004, 17).

$$V_{Rd,c} = V_{co} = 0,3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (42)$$

missä

$$k = 1,6 - d$$

$$\rho = \frac{A_s}{B_w \cdot d}$$

f_{ctd} betonin vetolujuuden mitoitusarvo

b leveys vetoraudoituksen suunnassa

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta 43.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (43)$$

missä

α_{ct} vetolujuuden kerroin

$f_{ctk,0.05}$ betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctk,0.05} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (44)$$

6 YHTEENVETO

Opinnäytetyön teko alkoi tapaamisella tilaajan kanssa, jossa sovittiin varastohallin mitat ja mitä materiaaleja rungossa ja muissa osissa haluttiin käyttää. Halli oli aluksi tarkoitus toteuttaa sellaisena rakenteena, jossa kattoristikot tukeutuvat sivuilla oleviin liimapuupalkkeihin, jotka taas tukeutuvat teräspilareihin. Mitoituksen edetessä huomattiin, että liimapuupalkki vaati kestävyytensä kannalta liian suurta poikkileikkauksen kokoa, joten päätimme muuttaa liimapuupalkin tilalle teräksisen I-profiilin. Tämä rakennemalli toimi lopullisena mallina.

Työ varsinaisesti alkoi laskemalla kohteelle kuormat ja ensimmäisenä mitoitettiin teräspalkit ja sen jälkeen teräspilarit. Työssä mitoitettiin myös seinärungon jäykistystangot ja seinäanturat.

Laskelmien perusteella päädyttiin siihen, että seuraavaksi esiteltävät rakenteet ovat sopivat hallirakennuksen rungoksi kestävyytensä ja mittojensa kannalta.

Kattoristikoiden tukena toimivat palkit

HEA 200, S355. Yhteensä 14kpl, 5,5m.

Seinäpilarit

RHS 180x180x6, S355. Yhteensä 20kpl, 4,55m.

Jäykistysristikoiden sauvat

RHS 80x80x5, S355. Yhteensä 8kpl.

Seinäantura

Leveys: $b_f = 0,8\text{m}$

Korkeus: $h_f = 0,25\text{m}$

Rauditus: 4T12 (452mm^2), A500HW

LÄHTEET

- Betoniteollisuus. 26.5 2011. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 6: Perustukset. [Verkkosivu]. [Viitattu 1.4.2015]. Saatavana: http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_6_Perustukset.pdf
- B4 Suomen rakentamismääräyskokoelma. 2005. Betonirakenteet Ohjeet 2005: Ympäristöministeriön asetus betonirakenteista. Helsinki: Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto.
- Leskelä, M.V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008: by 210. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.
- Ongelin, P & Valkonen, I. 2010. Hitsatut profiilit EN 1993 –käsikirja. [Verkkokirja]. Hämeenlinna: Rautaruukki Oyj. [Viitattu 10.2.2015]. Saatavana: http://software.ruukki.com/Handbooks+and+Guides/Ruukki-Hitsatut-Profiilit-Kasikirja-2010_PDF-versio.pdf
- Ongelin, P & Valkonen, I. 2012. Rakenneputket EN 1993 –käsikirja. [Verkkokirja]. Hämeenlinna: Rautaruukki Oyj. [Viitattu 22.2.2015]. Saatavana: https://software.ruukki.com/Ruukki-Rakenneputket-Kasikirja-2012_PDF-versio.pdf
- RIL 201-1-2011. 2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- SFS-EN 1990. 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- SFS-EN 1993-1-1. 2005. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- Teräsrakenneyhdistys ry. 2010. Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus: Eurocode 3 -oppikirja. Helsinki: Teräsrakenneyhdistys ry.

LIITTEET

Liite 1. Teräspalkin mitoituslaskelmat

Liite 2. Teräspilarin mitoituslaskelmat

Liite 3. Jäykistysristikoiden laskelmat

Liite 4. Perustusten mitoitus

LIITE 1 Teräspalkin mitoituslaskelmat

Mitoitetaan 5,5m pitkä yksiaukkoinen palkki.

Omapainon aiheuttama pistekuorma ristikolta palkille

$$(0,564 \text{ kN/m}^2 * 0,9\text{m} * 19\text{m}) / 2 = 4,8222 \text{ kN}$$

Lumikuorman aiheuttama pistekuorma ristikolta palkille

$$(1,84 \text{ kN/m}^2 * 0,9\text{m} * 20,336\text{m}) / 2 = 16,838 \text{ kN}$$

Omapainon ja lumikuorman aiheuttama pistekuorma palkille murtorajatilassa

$$1,15 * 1,0 * 4,8222 \text{ kN} + 1,5 * 1,0 * 16,838 \text{ kN} = 30,803\text{kN}$$

k900 jaolla oleva ristikko aiheuttaa 900mm:n välein 30,803kN:n suuruisen pistekuorman palkille.

Lisäksi kuormaan täytyy laskea mukaan palkin omapaino. HE-A 200 palkin paino on noin 42,3 kg/m

$$42,3\text{kg/m} * 9,81\text{m/s}^2 = 414,963 \text{ N/m} = 0,415 \text{ kN/m}$$

$$0,415\text{kN/m} * 1,15 = 0,477\text{kN/m}$$

Jos muutetaan kattotuolilta palkille tuleva kuorma muotoon kN/m saadaan seuraava kuormitus:

$$30,803 \text{ kN} / 0,9\text{m} = 34,23\text{kN/m}$$

Lisätään tulokseen palkin omapaino

$$34,23\text{kN/m} + 0,477\text{kN/m} = 34,71\text{kN/m}$$

Työssä laskettiin Autodesk Robot Structural Analysis Professional ohjelmalla pahimmat mahdolliset rasitukset yksiaukkoiselle palkille. Leikkausvoima ja taivutusmomentti laskettiin tapauksissa jossa käytettiin koko palkille tulevaa tasaista kuormaa ja 0,9m:n välein olevalla pistekuormalla. Palkin mitoituksessa on käytetty tuloksista saatuja pahimpia arvoja.

Taivutusmomentin arvo on suurimmillaan keskellä aukkoa

$$M_{Ed} = 132,79 \text{ kNm}$$

Leikkausvoiman arvo

$$V_{Ed} = 106,99 \text{ kN}$$

Valitaan palkiksi HEA 200 profiili jonka teräslaji on S355.

Poikkileikkausluokan määrittäminen

HEA 200 profiilin poikkileikkausluokka on 2 teräslajin ollessa S355.

Palkin taivutuskestävyys

Mitoitusehto:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Poikkileikkausluokassa 1 taivutuskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{429500 \cdot 355}{1,0} = 152,47 \text{ kNm}$$

$$132,79 \text{ kNm} \leq 152,47 \text{ kNm} \quad \text{Käyttöaste } 87,09\% \text{ OK!}$$

Palkin leikkauskestävyys

Leikkauskestävyyden mitoitusehto on

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Kaikissa poikkileikkausluokissa leikkauskestävyys lasketaan plastisuusteorian mukaan seuraavalla kaavalla, jos leikkauslommahdus ei rajoita leikkauskestävyyttä.

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

Leikkauslommahdusta ei tarvitse ottaa huomioon, jos

$$\frac{h_w}{t_w} < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \Rightarrow \frac{170}{6,5} < 72 \cdot \frac{0,81}{1} \Rightarrow$$

$$26,15 < 58,32$$

Leikkauslommahdus ei rajoita leikkauskestävyyttä.

$$V_{pl,Rd} = \frac{1808 \text{ mm}^2 \left(\frac{355}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 370,57 \text{ kN}$$

$$106,99 \text{ kN} \leq 370,57 \text{ kN} \quad \text{Käyttöaste } 28,8\% \text{ OK!}$$

Jos

$$V_{ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd}$$

ei leikkauksen ja taivutuksen yhteisvaikutusta tarvitse huomioida.

Tässä tapauksessa:

$$106,99 \text{ kN} \leq 0,5 * 370,57 \text{ kN}$$

$$106,99 \text{ kN} \leq 185,285 \text{ kN}$$

Leikkauksen ja taivutuksen yhteisvaikutusta ei huomioida.

Palkin kiepahdustarkastelu

Palkin kiepahdus on tarkasteltu yksiaukkoisen palkin tapauksessa.

Kiepahdustarkastelun mitoitusehto on:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

Jos muunnetun hoikkuuden arvo on

$$\lambda_{LT} \leq 0,2$$

tai

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$$

Ei kiepahdustarkastelua tarvitse tehdä.

Kiepahdusmomentti saadaan seuraavasta kaavasta, kun $k_z = 1$.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left(\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2}{\pi^2} * \frac{GI_t}{EI_z} + (C_2 * z_g)^2} - C_2 * z_g \right)$$

Käytetään $C_1=1,0$ ja $C_2=0$, jolloin ollaan varmalla puolella.

$$M_{cr} = 1,0 \frac{\pi^2 * 210000 * 13360000}{900^2} \left(\sqrt{\frac{108000000000}{13360000} + \frac{900^2}{\pi^2} * \frac{81000 * 209800}{210000 * 13360000}} \right) =$$

$$3166707126 Nmm = 3166,707 kNm$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{429500 * 355}{3166707126}} = 0,2194 > 0,2$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{132,79}{3166,707} = 0,0419 > 0,04$$

Koska ehdot eivät täyty, jatketaan kiepahdustarkastelua.

Pienennystekijä χ_{LT} määritetään kaavasta

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

apusuure

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2)) + \lambda_{LT}^2$$

kiepahduskäyrä a, joten epätarkkuustekijä $\alpha_{LT} = 0,21$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,2194 - 0,2)) + 0,2194^2 = 0,526$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,526 + \sqrt{0,526^2 - 0,2194^2}} = 0,9959$$

Kiepahduskestävyys $M_{b,Rd}$ saadaan kaavasta

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M1}} = 0,9959 \cdot \frac{429500 * 355}{1,0} = 151,847 kNm$$

$$132,79 kNm \leq 151,847 kNm \quad \text{Käyttöaste } 87,45 \% \text{ OK!}$$

Palkin taipuma

Taipuman mitoitus on käyttöraja-tilamitoitusta.

Ristikolta palkille tuleva pistekuorma käyttöraja-tilassa:

$$16,838kN + 4,8222kN = 21,66kN$$

Yksiaukkoiselle palkille jolla on useampi pistekuorma saadaan maksimi taipuma kaavasta

$$v_{max} = \frac{19}{384} \cdot \frac{FL^3}{EI} = \frac{19}{384} \cdot \frac{21660 \cdot 5500^3}{210000 \cdot 36920000} = 22,99mm \approx 23mm$$

Kyseessä ei ole pääkannattaja joten käytetään taipuman raja-arvoa

$$\frac{L}{200} = \frac{5500}{200} = 27,5mm$$

$$23mm < 27,5mm \text{ OK!}$$

LIITE 2. Teräspilarin mitoituslaskelmat

Mitoitetaan 4,55 m pitkä sivuseinällä oleva pilari. Pilari on tuettu alapäästään nivellisesti ja yläpäästään sivuttaistuettu. Valitaan rakenneputki profiili 180x180x6.

Pilarin päähän vaikuttava pistekuorma on saatu pilarin päällä olevien palkkien tukireaktioiden kautta. Tukireaktiot on määritetty Robot Structural Analysis –ohjelmalla.

Pilarin päähän vaikuttava pistekuorma:

$$N_{Ed} = 238,18 \text{ kN}$$

Lasketaan pilarin sivuun vaikuttava tasainen kuorma sivuun vaikuttavan kokonais-tuulivoiman avulla, koska se antaa paremman tuloksen, kuin sivuseinälle tuleva pahin tuulen osapaine.

$$0,648 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,5 \text{ m} = 3,564 \text{ kN/m}$$

$$3,564 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 5,346 \text{ kN/m}$$

Kattoon vaikuttavan tuulikuorman vaikutus pilarin päähän

$$5,5 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m} \cdot 0,648 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 = 17,11 \text{ kN}$$

Kuormien aiheuttamat rasitukset pilarille laskettiin Robot Structural Analysis ohjelman avulla.

Pilarissa vaikuttava pahin momentti

$$M_{Ed} = 13,83 \text{ kNm}$$

Pilarissa vaikuttava suurin leikkausvoima

$$V_{Ed} = 239,77 \text{ kN}$$

Poikkileikkausluokka

Puristetut taso –osat:

PL1:

$$\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon$$

$$\frac{c}{t} = \frac{180\text{mm} - 6\text{mm} - 6\text{mm}}{6} = 28$$

$$33\varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73 \Rightarrow 28 < 26,73 \text{ Ei PL1.}$$

PL2:

$$\frac{c}{t} \leq 38\varepsilon \Rightarrow 28 < 30,78 \text{ PL2!}$$

taivutetut taso -osat:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon \Rightarrow 28 < 58,32 \text{ PL1!}$$

Valitun profiilin poikkileikkausluokka **PL2**.

Pilarin puristuskestävyys

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{Ed} = 238,18\text{kN}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4083\text{mm}^2 \cdot 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,0} = 1449,46\text{kN}$$

$$238,18\text{kN} \leq 1449,46\text{kN} \text{ OK! käyttöaste } 16,4\%$$

Pilarin taivutuskestävyys

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{Ed} = 13,83\text{kNm}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{264350\text{mm}^3 \cdot 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,0} = 93,84\text{kNm}$$

$$13,83\text{kNm} < 93,84\text{kNm} \text{ OK! Käyttöaste } 14\%$$

Pilarin leikkauskestävyys

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{Ed} = 239,77kN$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{2041,5 \cdot \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1,0} = 418,4kN$$

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b+h} = \frac{4083mm^2 \cdot 180mm}{180mm+180mm} = 2041,5mm^2$$

$$239,77kN < 418,4kN \quad \text{OK! Käyttöaste 57,3\%}$$

Taivutuksen ja leikkauksen yhteisvaikutus

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$$

$$239,77kN > 209,2kN$$

Yllä oleva ehto ei toteudu.

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 239,77}{418,4} - 1\right)^2 = 0,02135$$

Leikkausvoiman pienentämä taivutuskestävyyden mitoitusarvo saadaan laskettua seuraavasta kaavasta.

$$M_{V,Rd} = \left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{8 \cdot t} \right] \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) = \left[264350 - \frac{0,02135 \cdot 2041,5^2}{8 \cdot 6} \right] \cdot \left(\frac{355}{1} \right) = 63,02kNm$$

$$M_{V,Rd} \leq M_{c,Rd} \Rightarrow 63,02kNm < 93,84kNm$$

$$M_{Ed} \leq M_{V,Rd}$$

$$13,83kNm < 63,02kNm \quad \text{OK! Käyttöaste 21,9\%}$$

Pilarin nurjahdustarkastelu

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2)) + \lambda^2$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$$

Koska pilari on alapäästä nivelellisesti tuettu ja yläpäässä sivusiirtymä estetty saadaan on nurjahduspituus

$$L_{cr} = L = 4,55m = 4,55m$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 210000 \cdot 20365200}{4550^2} = 2038848,36N$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{4083 \cdot 355}{2038848,36}} = 0,84316 > 0,2 \Rightarrow \text{Jatketaan tarkastelua}$$

Kylmämuovattu \Rightarrow Nurjahduskäyrä c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (0,843 - 0,2)) + 0,843^2 = 1,368$$

$$\chi = \frac{1}{1,368 + \sqrt{1,368^2 - 0,843^2}} = 0,4089$$

$$N_{b,Rd} = 0,4089 \cdot \frac{4083 \cdot 355}{1,0} = 592,69kN$$

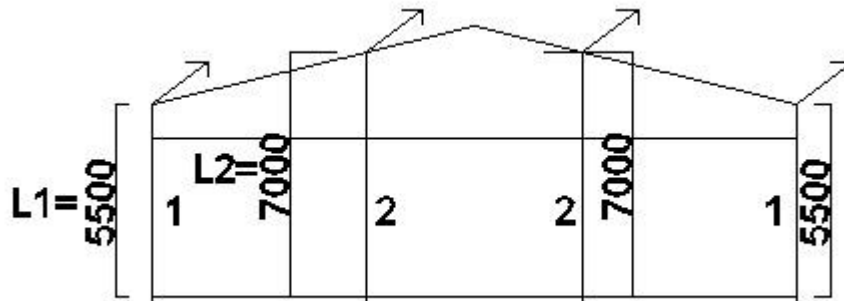
Mitoitusehto:

$$\frac{238,18kN}{592,69kN} \leq 1,0$$

0,401 < 1,0 **OK! Käyttöaste 40,1%**

LIITE 3. Jäykistysristikoiden laskelmat

Jäykistyskuormat seinän pituussunnassa



Käytetään kuormituksenä tuulen osapinnalle pahimman tapauksen aiheuttamaa kuormaa.

Kuormitukset

$$q_p(z) = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

Osapinnalle aiheutuva pahin tuuli

$$1,5 \cdot 0,42 \text{ kN/m}^2 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

Murtorajatilassa:

$$q_{wd} = 1,5 \cdot 0,63 \text{ kN/m}^2 = 0,945 \text{ kN/m}^2$$

pilarien väli $k = 6,15 \text{ m}$

Pilareiden yläpään tukireaktiot

$$F_{d1} = \left(\frac{3}{8}\right) \cdot q_{wd} \cdot \frac{k}{2} \cdot L_1 = \left(\frac{3}{8}\right) \cdot 0,945 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{6,15 \text{ m}}{2} \cdot 5,5 \text{ m} = 6 \text{ kN}$$

$$F_{d2} = \left(\frac{3}{8}\right) \cdot q_{wd} \cdot k \cdot L_2 = \left(\frac{3}{8}\right) \cdot 0,945 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,15 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} = 15,26 \text{ kN}$$

Päädystä on neljä pilaria, joten pilarien päädystä pituussuuntaisille seinille jakautuva jäykistyskuorma on seuraava.

$$\frac{6kN \cdot 2 + 15,26kN \cdot 2}{2} = 21,26kN$$

Kun räystään korkeudella vaikuttava voima on 21,26kN saadaan jäykistyssauvas-
sa vaikuttava jäykistyskuorma seuraavasta kaavasta:

$$\frac{21,26kN}{\cos 52^\circ} = 34,53kN$$

Vinotuen pituus on 7020mm.

Valitaan vinotueksi profiili RHS 80x80x5, S355.

Tarkastellaan vinotuen nurjahduskestävyys.

$$A = 1436mm^2$$

$$W_{pl} = 39740mm^3$$

$$f_y = 355N/mm^2$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{L_{cr}^2} = \pi^2 \cdot 210000N/mm^2 \cdot \frac{2178300mm^4}{(7020mm)^2} = 91,6kN$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{1436mm^2 \cdot 355}{91600}} = 2,36$$

$$\alpha = 0,49$$

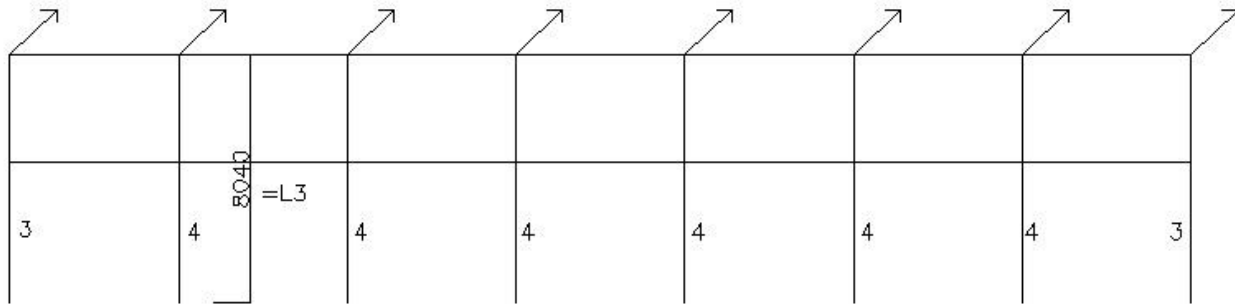
$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (2,36 - 0,2) + 2,36^2) = 3,814$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{3,814 + \sqrt{3,814^2 - 2,36^2}} = 0,1468$$

$$N_{by,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,1468 \cdot \frac{1436 \cdot 355}{1,0} = 74,83kN$$

74,83kN > 34,53kN **OK!**

Jäykistyskuormat hallin poikkisuunnassa



Kuormitukset

Reunimmaisilla pilareilla on tuulen puhaltaessa päätyyn tuulen pahin vaikutus seuraava:

$$-1,5 \cdot q_p(z) = -1,5 \cdot 0,42 \text{ kN/m}^2 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

Keskialueen pilareilla pahin tuulikuorma on:

$$-0,8 \cdot q_p(z) = -0,8 \cdot 0,42 \text{ kN/m}^2 = 0,34 \text{ kN/m}^2$$

Murtorajatilassa:

$$q_{wd,3} = 1,5 \cdot 0,63 \text{ kN/m}^2 = 0,945 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wd,4} = 1,5 \cdot 0,34 \text{ kN/m}^2 = 0,51 \text{ kN/m}^2$$

pilarien väli $k = 5,5 \text{ m}$

Pilareiden yläpään tukireaktiot

$$F_{d3} = \left(\frac{3}{8}\right) \cdot q_{wd,3} \cdot \frac{k}{2} \cdot L_1 = \left(\frac{3}{8}\right) \cdot 0,945 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{5,5 \text{ m}}{2} \cdot 8,04 \text{ m} = 7,83 \text{ kN}$$

$$F_{d4} = \left(\frac{3}{8}\right) \cdot q_{wd,4} \cdot k \cdot L_2 = \left(\frac{3}{8}\right) \cdot 0,51kN/m^2 \cdot 5,5m \cdot 8,04m = 8,46kN$$

Sivuseinällä on 8 pilaria, joten pilarien päädyistä päätyseinille seinille jakautuva jäykistyskuorma on seuraava.

$$\frac{8,46kN \cdot 6 + 7,83kN \cdot 2}{2} = 33,21kN$$

Kun räystäään korkeudella vaikuttava voima on 33,21kN saadaan jäykistyssauvoissa vaikuttava jäykistyskuorma seuraavasta kaavasta:

$$\frac{33,21kN}{\cos 55^\circ} = 57,9kN$$

Koska päädyssä vinotuet on ristikkäin kahdessa välissä, saadaan yhdelle sauvalle tuleva kuormitus seuraavasti.

$$\frac{57,9kN}{2} = 29kN$$

Vinotuen pituus on 7540mm.

Valitaan vinotueksi profiili RHS 80x80x5, S355.

Tarkastellaan vinotuen kestävyys.

$$A = 1436mm^2$$

$$W_{pl} = 39740mm^3$$

$$f_y = 355N/mm^2$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{L_{cr}^2} = \pi^2 \cdot 210000N/mm^2 \cdot \frac{2178300mm^4}{(7540mm)^2} = 79,41kN$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{1436mm^2 \cdot 355}{79410}} = 2,534$$

$$\alpha = 0,49$$

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (2,534 - 0,2) + 2,534^2) = 7,49$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{7,49 + \sqrt{7,49^2 - 2,534^2}} = 0,0687$$

$$N_{by,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,0687 \cdot \frac{1436 \cdot 355}{1,0} = 35,02 \text{ kN}$$

35,02 kN > 29 kN **OK!**

LIITE 4. Perustusten mitoitus

Oletetaan että maapohjana moreeni, jolloin maapohjan geoteknisenä kantavuutena käytetään $\sigma_{GRd} = 350 \text{ kN/m}^2$. Valitaan perustamissyvyudeksi 900mm.

Yläpuolelta anturalle tulevat kuormat:

Pilarilta anturalle tuleva kuorma:

$$238,18 \text{ kN/1m} = 238,18 \text{ kN/m}$$

Anturan omapaino:

$$0,8 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 5 \text{ kN/m}$$

Maan paino anturan päällä:

$$(0,8 \text{ m} - 0,48 \text{ m}) \cdot 0,9 \text{ m} \cdot 17 \text{ kN/m}^3 = 4,9 \text{ kN/m}$$

Pilarin sokkelin paino:

$$0,25 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = \frac{1 \text{ kN}}{1 \text{ m}} = 1 \text{ kN/m}$$

Sokkelielementin paino:

$$1,08 \text{ m} \cdot 0,23 \text{ m} \cdot 5,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 34,155 \text{ kN}$$

$$\frac{34,155 \text{ kN}}{5,5 \text{ m}} = 6,21 \text{ kN/m}$$

200mm peltivillaelementin paino:

$$22,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{22,2 \text{ kg}}{\text{m}^2} \cdot 4,65 \text{ m} = 103,23 \text{ kg/m}$$

$$103,23 \text{ kg/m} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 1012,69 \text{ N/m} = 1,012 \text{ kN/m}$$

1m:n osalle anturaa tuleva kuorma yhteensä:

$$N_{Ed} = \frac{238,18kN}{m} + (5kN/m + 4,9kN/m + 1kN/m + 6,21kN/m + 1,012kN/m) \cdot 1,15 = 259,02kN/m$$

$$\sigma_{gd} = \frac{n_{ed}}{b_f \cdot 1m} \leq \sigma_{gRd}$$

$$\sigma_{gd} = \frac{259,02kN/m}{0,8m \cdot 1m} = 323,775kN/m$$

$$\sigma_{gRd} = 350kN/m^2$$

$$\sigma_{gd} < \sigma_{gRd} \text{ OK!}$$

Anturan leveys $b_f = 0,8m$

Anturan korkeus valitaan väliltä $\frac{b_f}{3} \dots \frac{b_f}{4}$

$$\frac{0,8m}{3} = 0,266m$$

$$\frac{0,8m}{4} = 0,2m$$

Valitaan anturan korkeus $0,25m$

Seinäantura on kuormitettu epäkeskeisesti, joten se mitoitetaan momentille.

$$M_{I,Ed} = \frac{\sigma_{gd} \cdot a^2}{2} = \frac{323,775kN/m \cdot (0,45m)^2}{2} = 32,78kNm$$

Seinäanturan ja pilarituen liitos mitoitetaan momentille

$$M_{eEd} = e \cdot N_{Ed} = 0,14m \cdot 259,02kN = 36,26kNm$$

Seinäanturan raudoitus

Valitaan betonin lujuus C25/30

Teräs A500HW

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{25N/mm^2}{1,5} = 14,167N/mm^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500N/mm^2}{1,15} = 434,8N/mm^2$$

$$d = 250mm - 50mm - \frac{8mm}{2} = 196mm$$

Suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{I,Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{32780000Nmm}{1000mm \cdot (196mm)^2 \cdot 14,167N/mm^2} = 0,06023$$

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06023} = 0,06216$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 196mm \cdot \left(1 - \frac{0,06216}{2}\right) = 189,91mm$$

Vetorausoituksen pinta-ala

$$A_s = \frac{M_{I,Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{32780000nmm}{189,91mm \cdot 434,8N/mm^2} = 396,98mm^2$$

Valitaan raudoitukseksi **4T12 (452mm²)**

Leikkauskestävyys

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti

$$V_{co} = 0,3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

Leikkausvoima

$$V_{Ed} = (a - d) \cdot b_{gd} = (0,45m - 0,196m) \cdot 323,775kN/m = 82,24kN$$

Leikkauskapasiteetti

$$V_{co} = 0,3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,196 = 1,404$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{452mm^2}{1000mm \cdot 196mm} = 0,0023061$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{1,795}{1,5} = 1,2$$

$$f_{ctk,0.05} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,21 \cdot 25^{2/3} = 1,795$$

$$V_{co} = 0,3 \cdot 1,404 \cdot (1 + 50 \cdot 0,0023061) \cdot 1,2 \cdot 1000mm \cdot 196mm = 110,49kN$$

$$V_{Ed} < V_{co} \text{ OK!}$$