jamk.fi

Teräksisen ristikkokehän vahvistami-nen

Lasse Voutilainen

Opinnäytetyö
Huhtikuu 2019
Yhdyskuntatekniikka
Rakennusinsinööri AMK, Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma

Jyväskylän ammattikorkeakoulu
JAMK University of Applied Sciences

jamk.fi

Kuvailulehti

Tekijä(t)	Julkaisun laji	Päivämäärä
Voutilainen, Lasse	Opinnäytetyö, AMK	04/2019
	Sivumäärä 51	Julkaisun kieli Suomi
		Verkkojulkaisulupa myönnetty: x

Työn nimi
Teräksisen ristikkokehän vahvistaminen

Tutkinto-ohjelma
Rakennustekniikka

Työn ohjaaja(t)
Korpinen, Jussi & Konttinen, Jukka

Toimeksiantaja(t)
Vahanen Jyväskylä Oy

Tiivistelmä

Laajarunkoisten rakennusten lujuuteen on sattuneiden sortumisen vuoksi kiinnitetty viime vuosien aikana entistä enemmän huomiota. 2015 voimaan astunut laki (300/2015) edellyttää tarkastuksia ja toimivuuden arviointia ennen lain voimaan astumista valmistuneille rakennuksille, kun niiden jänneväli ylittää 18m.

Työn toimeksiantaja Vahanen Jyväskylä Oy tarvitsi selvityksen vanhan teräsrunkoisen varastorakennuksen saattamisesta nykypäivän tarpeita vastaavaksi. Tarkastettu halli on valmistettu 1970-luvun alkupuoliskolla ja se sijaitsee Keski-Suomessa ja on pääosin varastokäytössä. Hallin jänneväli oli 30m ja pituutta hallilla oli 77m. Tehtävänä oli selvittää laskennallisesti, täyttääkö halli nykypäivän vaatimukset ja tarvittaessa suunnitella tarvittavat vahvistukset, mikäli puutteita havaittaisiin.

Rakennusmääräyksiä vertailemalla voitiin todeta lumikuorman kasvaneen muutamassa vuosikymmenessä huomattavasti, etenkin pääkaupunkiseudulla. Varmuuskertoimet ja kuormien yhdistely otettiin käyttöön Suomessa vasta 1970-luvun lopulla, ja sekin on osaltaan vaikuttanut laajarunkoisten rakenteiden tarkastuksen tarpeellisuuteen.

Mitoitus toteutettiin tietokoneavusteisesti käyttäen kotimaista lujuuslaskentaohjelmistoa. Ohjelmistosta saadut tulokset muutettiin suunnitelmiksi rakenteiden vahvistamiseksi ja lopulliset suunnitelmat tarkastettiin käsin laskemalla kriittisimmiltä osin.

Tuloksista todettiin hallin olevan huomattavan alimitoitettu nykypäivän mitoituskuormille ja vahvistustarpeen olevan merkittävä. Voitiin myös todeta rakennuksen viereisen laajennuksen osaltaan aiheuttavan ylimääräisiä rasituksia jo entuudestaan alimitoitetulle rakenteelle.

Avainsanat (asiasanat)

rakennusmääräykset, runko, teräsristikko, rakennelaskelmat

Muut tiedot (salassa pidettävät liitteet)

jamk.fi

Description

Author(s)	Type of publication	Date
Voutilainen, Lasse	Bachelor's thesis	April 2019
		Language of publication: Finnish
	Number of pages 51	Permission for web publication: x

Title of publication
Strenghtening of a steel truss frame

Degree programme
Civil engineering

Supervisor(s)
Korpinen, Jussi & Konttinen, Jukka

Assigned by
Vahanen Jyväskylä Ltd

Abstract

Integrity of wide framed buildings has been discussed due to building collapses in the past few years. In 2015, the law (300/2015) about inspection for wide framed buildings came in to effect and all buildings with a free span over 18m needed to be inspected and evaluated.

Employer Vahanen Jyväskylä Oy required a study how to upgrade old storage facility to meet todays building code. The building in question was built in the early 1970s and it is located in central Finland. It is mostly used for storage purposes. The building has a free span of 30m and length of 77m. The task was to calculate if the building meets modern day requirements for structural capacity and if not, to design the required improvements.

A significant increase in snow load could be noticed when the building code from the 1970s was compared to today's code especially in the capital area. Another noticeable fact was that safety factors and load combinations were introduced to Finnish building code as late as late in the 1970s.

Preliminary calculations were made with computer software and transformed to plans to reinforce the steel truss frame. The finished plans were checked by hand calculations for the most critical parts.

The results showed that the building in question was significantly below the required load capacity and reinforcement was necessary. The building expansion on the side of the building was found to be contributing to the excessive loads as well.

Keywords/tags (subjects)
building code, frame, steel truss, structural calculations

Miscellaneous (Confidential information)

Sisältö

1 Keskeiset käsitteet 6

2 Johdanto 7
2.1 Tausta 7
2.2 Tutkimuskysymys, menetelmät ja tavoite 7
2.3 Toteutus, luotettavuuden arviointi ja rajaus 8

3 Toimeksiantaja 8

4 Rakenteiden lumi- ja tuulikuormat ennen ja nyt 9

5 Suunnittelukohteen kuvaus 16
5.1 Yleistä 16
5.2 Kohteen jäykistysjärjestelmän kuvaus 17

6 Rakennuksen jäykistäminen 19

7 Ristikon mitoitus 24
7.1 Yleistä 24
7.2 Kuormitukset 24
7.2.1 Pystykuormat 24
7.2.2 Tuulikuormat 26
7.2.3 Alkuvinous ja toisen kertaluvun vaikutukset 28
7.2.4 Kuormitusyhdistelyt ja rakennusosia mitoittavat voimat 31
7.3 Yläpaarteen mitoitus 33
7.4 Alapaarteen mitoitus 37
7.5 Diagonaalien mitoitus 40
7.5.1 Vedetyn diagonaalin mitoitus 40
7.5.2 Puristetun diagonaalin mitoitus 41
7.6 Pilarin mitoitus 43

8 Pohdinta 45

Lähteet 46

Liitteet 47
Liite 1. Yläpaarteen tietokoneavusteiset mitoitustulokset 47
Liite 2. Pilarin tietokoneavusteiset mitoitustulokset 49
Liite 3. Suunnitelma ristikkokehän vahvistukseksi 51

Kuviot

Kuvio 1. Lumikuormat 1955, RIY A26 (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016) 9
Kuvio 2. Lumikuormat RIL59 (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016.) 10
Kuvio 3. Tuulen nopeuspaine suhteessa rakennuksen korkeuteen, Sisäministeriön päätös 1973 (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016) 11
Kuvio 4. Tuulen nopeuspaine suhteessa rakennuksen korkeuteen (RakMK B1 1983.) 12
Kuvio 5. Lumikuormat (RakMK B1 1998) 13
Kuvio 6. Tuulen nopeuspaine (RakMK B1, 1998) 14
Kuvio 7. Kuormien yhdistely STR, sarja B RIL 201-1-2017 15
Kuvio 8. Lumikuormien arvot ominaisarvot maassa (Asetus 6/16) 15
Kuvio 9. Puuskanopeuspaine RIL201-1-2017 mukaan 16
Kuvio 10. Varastohalli 17
Kuvio 11. Rakennuksen oleva jäykistys 18
Kuvio 12. Varastorakennuksen suunniteltu runkojärjestelmä. 19
Kuvio 13. Runkosysteemin siirtyminen ja kiertyminen (Schodek, Bechthold 2014.) 19
Kuvio 14. Pystyjäykistyksen toiminta (Schodek, Bechthold 2014.) 20
Kuvio 15. Vaakajäykistyksen periaate (Schodek, Bechthold 2014.) 20
Kuvio 16. Erilaisia ristikointitapoja 22
Kuvio 17. Ristikoiden sijoittelu pystyjäykistyksessä (Kinnunen, Saarinen, Tiira, Ulvinen, Väänänen 2001.) 23
Kuvio 18. Ristikoiden sijoittelu vaihtoehtoja vaakajäykistyksessä 23
Kuvio 19. Ristikon rakennemalli 24
Kuvio 20. Sahakaton muotokertoimet RIL 201-1-2017 26
Kuvio 21. Sivusuhteen määrittämien RIL 201-1-2017 27
Kuvio 22. Voimakerroin C_f RIL201-1-2017 27
Kuvio 23. Voimakertoimen taulukkoarvot RIL201-1-2017 27
Kuvio 24. Kuormitusten ominaisarvot 32
Kuvio 25. Yläpaarteen vahvistus 34
Kuvio 26. Yläpaarteen tietokoneavusteisessa mitoituksessa käytetty profiili 37
Kuvio 27. Alapaarteen vahvistus 38
Kuvio 28. Diagonaalin V1 vahvistus 41
Kuvio 29. Diagonaali V2 vahvistus 42

Taulukot

Taulukko 1. Kuormitusyhdistelyt 31
Taulukko 2. Osien mitoittavat voimat..... 33

Lyhenteet

A	Poikkileikkauksen pinta-ala
α_1	katon kaltevuuskulma harjojen välissä
α_2	katon kaltevuuskulma ulkoreunan puolella
α_h	pilareihin sovellettava pienennystekijä
α_m	pienennystekijä joka huomio pilareiden määrän
α_{cr}	kerroin millä F_{Ed} kerrotaan, jotta saavutetaan kokonaisstabiiliuden menetys
C_e	tuulensuojaisuuskerroin
C_t	lämpökerroin, arvo normaalisti
$C_{m,i}$	ekvivalentin momentin kertoimet
E	Kimmokerroin
F_{Ed}	Rakenteen mitoituskuorma
F_{cr}	Kriittinen kuorma, joka vastaa rakenteen kokonaisstabiiliuden menetystä
f_y	Teräksen myötölujuus
G_k	Pysyvän kuorman ominaisarvo
h	rakenteen korkeus [m]
H_{ed}	Vaakakuorman mitoitusarvo
I	Jäyhyysmomentti
k_{yy}, k_{yz}	yhteisvaikutustekijä
L	Sauvan pituus
L_{cr}	Sauvan nurjahduspituus
l_{eff}	sauvan tehollinen nurjahduspituus
m	rivissä olevien pilareiden määrä joiden kantama kuorma on vähintään 50% tarkasteltavassa pystysuuntaisessa tasosa olevan pilarin keskimääräisestä kuormasta
$M_{c,Rd}$	Taivutuskestävyys
$N_{b,Rd}$	Nurjahduskestävyys
M_d	Mitoittava taivutusmomentti
N_{cr}	Nurjahduskuorma
N_d	Normaalivoiman mitoitusarvo

Q_k	Muuttuvan kuorman ominaisarvo
Q_d	Leikkausvoiman mitoitusarvo
s_k	maassa oleva lumikuorman ominaisarvo
μ_i	lumikuorman muotokerroin
$v_{b,0}$	Tuulen nopeuden modifioimaton perusarvo
V_{ed}	Pystykuorman mitoitusarvo
$V_{pl,Rd}$	Leikkauskestävyys
W_{pl}	Plastinen taivutusvastus
λ	Muunnettu hoikkuus
χ	Pienennystekijä
χ_{LT}	Kiepahduksen pienennystekijä

1 Keskeiset käsitteet

Diagonaali = Ristikon paarteiden välissä oleva vino sauva. Diagonaalit ovat sekä puristettu että vedettyjä rakenteita.

Jäykistysjärjestelmä = Järjestelmä millä siirretään rakennukseen kohdistuvat ulkoiset ja sisäiset voimat perustuksille.

Lumikuorma = Lumen rakenteille tai rakennusosalle aiheuttama kuorma. Lumikuorman ominaisarvo maassa on esitetty asetuksessa ympäristöministeriön asetuksessa 6/16.

Paarre = Ristikon ylä- ja alapinnassa olevat vaakarakenteet. Normaalisti yläpaarre toimii puristettuna- ja alapaarre vedettynä rakenteena.

Rakenteen kestävyys = Rakenteen tai rakennusosan kyky kantaa siihen kohdistuvat kuormat ilman murtumista tai liian suuria muodonmuutoksia.

Rakenteen vakavuus = Rakenteen kyky vastustaa sisäisistä ja ulkoisista voimista aiheutuvaa pyrkimystä epästabiliuteen.

Teräsristikko = Hoikista teräksisitä sauvoista, yleensä hitsaamalla, kasattu kevyt rakenne, joka mahdollistaa rakennukselle suuren vapaan jännevälin. Käytetään yleisesti teollisuudessa ja varastorakennuksissa.

Stabiliteetti = Rakenteen tai rakennusosan kyky säilyttää tasapainoasema. Puristetuilla rakenteilla stabiliteetin menetys voi johtua nurjahduksesta, kiepsahduksesta tai lommahduksesta.

Tuulikuorma = Tuulenpaineen rakenteille tai rakennusosalle aiheuttama kuorma. Tarkemmat ohjeet tuulikuorman määritykseen löytyy ohjeesta RIL201-1-2017.

2 Johdanto

2.1 Tausta

Teräsrunkoisten hallien kunto on herättänyt viimevuosina kiivasta keskustelua. Sattuneiden onnettomuuksien vuoksi niiden tarkastukseen ja kuntoon on alettu kiinnittää entistä enemmän huomiota. Vuonna 2015 astui voimaan laki laajanrunkoisten rakennusten rakenteellisen turvallisuuden arvioinnista (L300/2015) joka velvoittaa tarkastukset kaikille ennen lain voimaan tuloa rakennetuille, yli 18 metriä jännevälitään oleville laajarunkoisille rakennuksille, joiden lujuutta ei ole jo suunnittelun tai rakentamisen aikana laskelmin esitetty ja todennettu, kuitenkin tietyin rajauksin. Varastorakennukset, kuten tämän työn kohteena oleva halli, eivät kuulu lain soveltamisalaan, mutta toimeksiantajan toive muuttaa rakennus kylmästä varastohallista puolilämpimäksi varastotilaksi antoi aihetta rakenteiden tarkemmalle tarkastelulle. Alustavassa tarkastelussa todettiinkin rakennuksen kestävän vain noin puolet määräysten mukaisista kuormista.

2.2 Tutkimuskysymys, menetelmät ja tavoite

Työn varsinainen tutkimuskysymys oli selvittää, miten 1970-luvulla rakennettu laajarunkoinen teräksestä valmistettu varastohalli saadaan muutettua puolilämpimäksi siten, että se täyttää nykypäivän rakennusmääräysten sille asettamat vaatimukset.

Työhön tarvittavaa aineistoa kerättiin alan kotimaisesta ja ulkomaisesta kirjallisuudesta, sekä tutkimalla vanhoja rakennusmääräyksiä, asetuksia ja ohjeistuksia. Lisäksi hyödynnettiin Vahanen Jyväskylä Oy:n vankkaa 60 vuoden suunnittelukokemusta rakennesuunnitelusta.

Työn tärkein tutkimisen kohde oli selvittää, mikä rakenteiden kantavuus nykyisellään on, sekä millaisia vahvistuksia se mahdollisesti tarvitsee. Tähän pureuduttiin lujuuslaskennan keinoin tietokoneavusteisesti, sekä käsin laskien. Apuna käytettiin moderneja laskenta- ja suunnitteluohjelmistoja, standardeja ja määräyksiä, sekä fyysisiä mittauksia kohteessa lähtötietojen puutteellisuudesta johtuen.

Tavoitteena oli saada loppuasiakkaalle kustannustehokkaat, turvalliset ja laadukkaat suunnitelmat, joilla tarvittavat muutostyöt pystytään toteuttamaan.

2.3 Toteutus, luotettavuuden arviointi ja rajaus

Työtä lähdettiin toteuttamaan vertailemalla rakennusmääräyksiä 1970 luvulta nykypäivään ja määrittelemällä mitä lisävaatimuksia puolilämpimäksi muuttaminen tuo mukanaan. Lisäksi tutkittiin teräsrunkoisen rakennuksen jäykistysmahdollisuuksia, sekä soveltuvuutta haluttuun kohteeseen. Alkumäärittelyiden jälkeen määriteltiin rakenteisiin kohdistuvat kuormitukset ja luotiin malli lujuuslaskentaa varten. Lopuksi kriittisimmät kohdat tarkastettiin laskemalla ne uudelleen käsin standardin SFS-EN 1993-1-1(Eurokoodi 3) mukaan. Käsin laskennan tarkoituksena oli varmistua konelaskennan tulosten oikeellisuudesta ja näin ollen pyrkiä minimoimaan riskit ja mahdolliset suunnitteluvirheet. Saatujen tulosten pohjalta luotiin suunnitelmat rakennuksen muutostöille.

Työn kirjallisen osuuden ulkopuolelle jätettiin rungon jäykistyksen mitoitus ja siihen liittyvät suunnitelmat niiden suuren laajuuden vuoksi. Jäykistystä käsitellään ainoastaan yleisellä tasolla. Käsin tehdyn tarkastuslaskennan tuloksista on tämän työn kirjallisessa osiossa ainoastaan esitetty yhdelle ristikkokehälle kriittisimmiltä osin.

3 Toimeksiantaja

Vahanen Jyväskylä Oy on osa Vahanen yhtiötä. Vahanen yhtiöt palvelevat asiakkaitaan Suomessa 11 eri paikkakunnalla lähes 400 asiantuntijan voimin. Vahanen Jyväskylä Oy:n toimialana ovat asuin-, liike-, toimisto- ja julkisten sekä teollisuusrakennusten rakenne- ja geotekninen suunnittelu, sekä sisäilma- ja kuntotutkimukset ja korjaussuunnittelu. Vahanen Jyväskylä Oy työllistää 17 alan ammattilaista.

Rakennesuunnittelua ja laadunvarmistusta tukevat myös rakennusfysiikan asiantuntija laboratorio materiaali- ja pintakäsittelytietoineen, ympäristöasiantuntijat sekä kestävän kehityksen asiantuntijat.

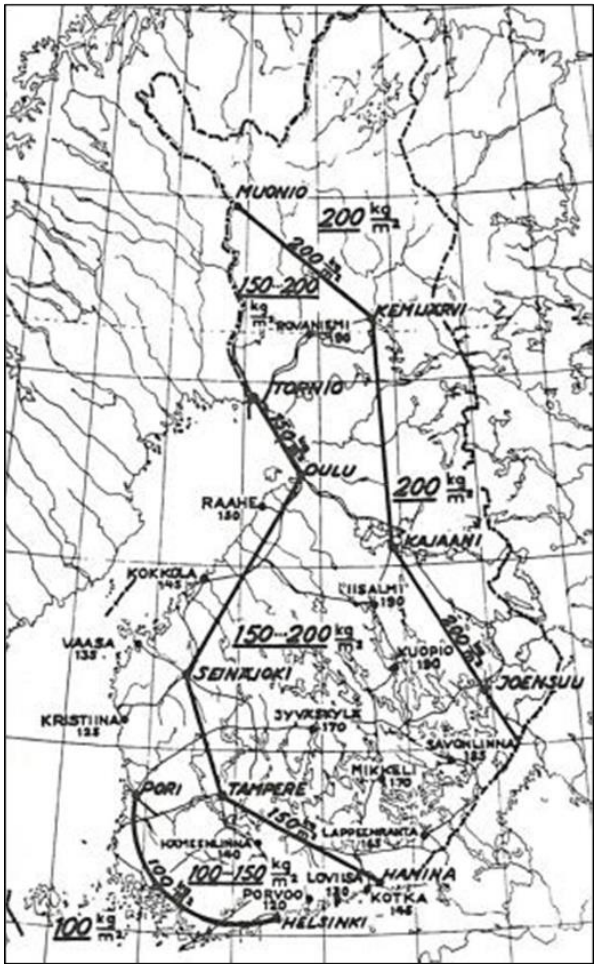
Vahanen Jyväskylä Oy on RALA-sertifioitu yritys. RALA-sertifiointi on rakennusalan yrityksille avoin arviointimenettely, joka perustuu yrityksen toimintajärjestelmän

auditointiin. RALA-sertifiointi varmistaa osaltaan, että organisaation toimintajärjestelmä täyttää määrätyt arviointiperusteiden kriteerit, sovittuja menettelyjä sovelletaan käytäntöön ja organisaation toimintaa kehitetään. RALA-sertifiointi perustuu ISO 9001:2008 -standardiin, jonka pohjalta arviointikriteerit on muokattu vastaamaan suunnittelun, rakentamisen ja rakennuttamisen alan yritysten toimintaa sekä tarpeita.

4 Rakenteiden lumi- ja tuulikuormat ennen ja nyt

1900-luvun alkupuolella koko maan kattavia rakennusnormeja ei ollut vielä olemassa vaan yleisimmin tuolloin käytettiin Helsingin kaupungin rakennustarkastuskonttorin säädöskokoelmia. (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016.)

Ennen vuotta 1955 lumikuorman arvona Uudenmaan sekä Turun ja Porin läänissä oli 1 - 1,5 kN/m^2 ja muualla Suomessa 1,5 - 2 kN/m^2. Tuulikuorma oli puolestaan sisämaassa 1 kN/m^2 ja rannikoilla 1,25 kN/m^2. (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016.)



Kuvio 1. Lumikuormat 1955, RIY A26 (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016)

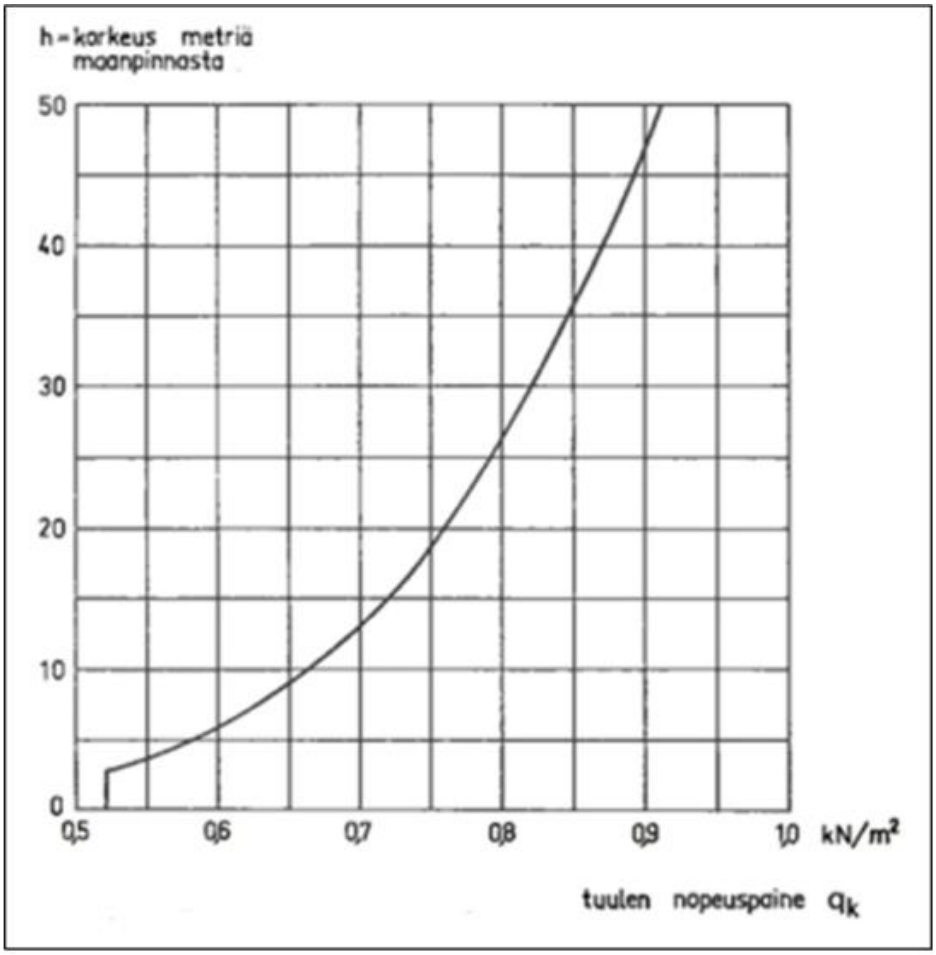
Vuonna 1955 julkaistiin rakenteiden kuormitusmääräykset Rakennusinsinööriyhdistys Ry:n toimesta. Kuviossa 1 on esitetty RIY A26:n esittämät lumikuormien suunnitteluarvot. (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016.)

Sisäministeriön päätös vuodelta 1973 rakennusten vähimmäiskuormista muutti radikaalisti lumikuormien arvoja. Ne perustuivat kattavaan tutkimukseen ja uudet arvot nostivat esimerkiksi Helsingin lumikuorman arvoa 80 prosentilla. Uuden päätöksen kuormat kuitenkin noudattivat pääosin jo vuonna 1969 julkaistun RIL 59 kuormia (kuvio 2). (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016.)

Kuvio 2. Lumikuormat RIL59 (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016.)

Uutena asiana Sisäministeriön vuoden 1973 päätös toi kuormien yhdistelykertoimet. Mikäli rakenteeseen vaikutti yhtä aikaisesti, lumi- ja tuulikuorma sai toisen arvoa pienentää kertoimella 0,5 ja mikäli kuormitusyhdistelmään kuului lisäksi, oleskelu- tai kokoontumiskuorma sai toisen kuorman kertoimena käyttää arvoa 0,8 ja toisen 0,5. (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016.)

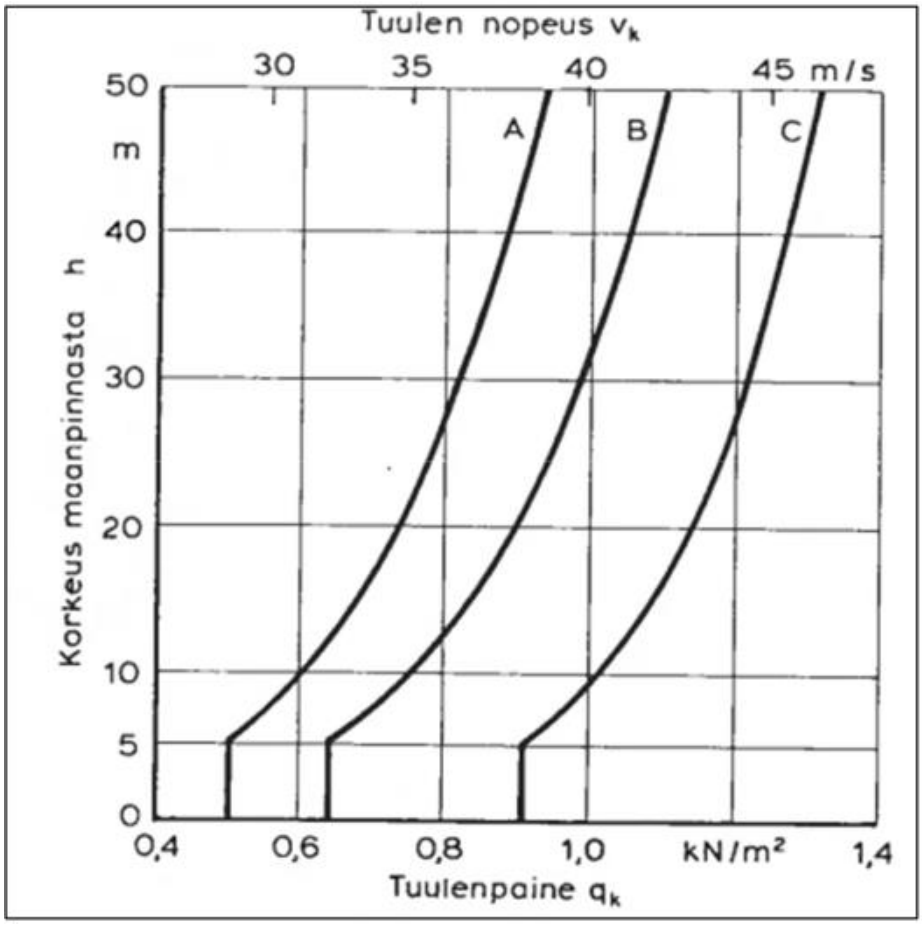
Samaisen vuoden 1973 päätöksen nojalla rakenteisiin kohdistuvat tuulikuormat laskettiin tuulen enimmäisnopeuksien aiheuttaman paineen ja rakennuksen muotokertoimien avulla (Kuvio 3). (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016.)



Kuvio 3. Tuulen nopeuspaine suhteessa rakennuksen korkeuteen, Sisäministeriön päätös 1973 (Mäkiö, Malinen & Neuvonen 2016)

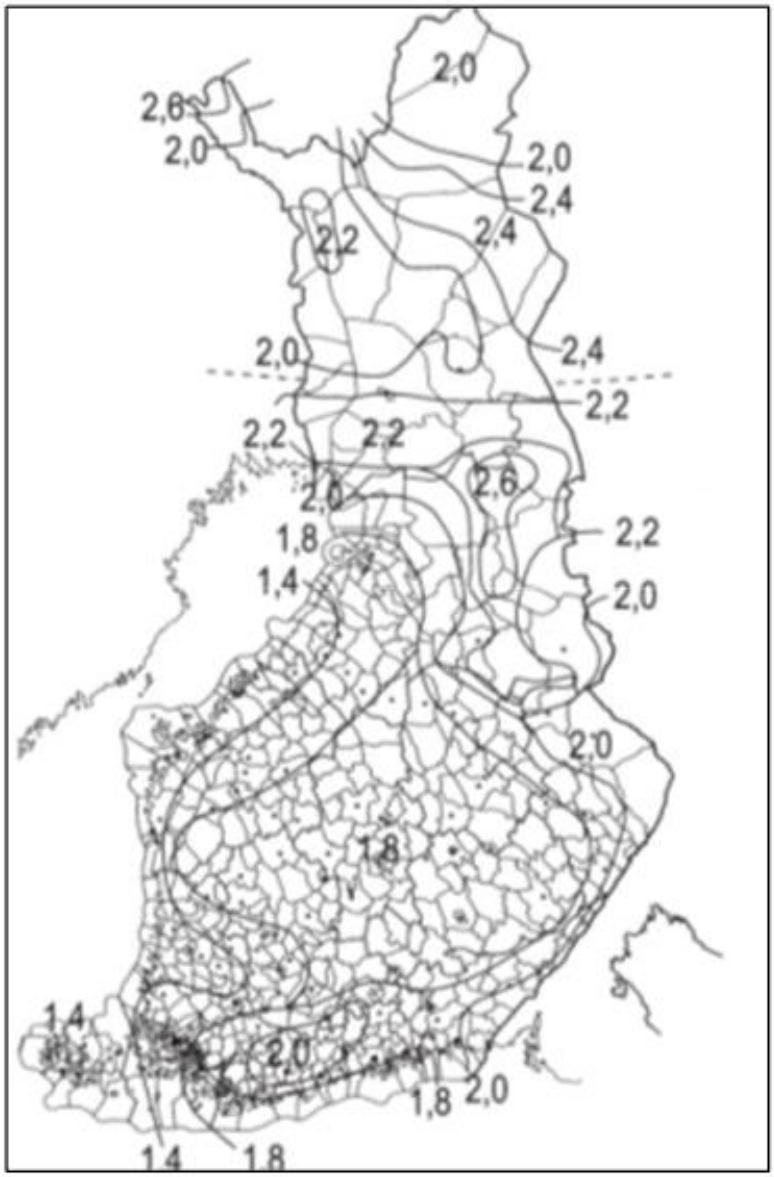
Seuraavan kerran lumi- ja tuulikuormien määritys koki muutoksia vuonna 1978, jolloin rakennusmääräyskokoelman osa B1 päivitettiin. Uudessa päivityksessä oli ensimmäistä kertaa esitetty selkeästi varmuuskertoimet. Osavarmuuskertoimet pysyvälle kuormalle olivat 0,9 tai 1,2 ja hyötykuormalle 1,6. (RakMK B1 1978.)

Vuoden 1983 päivityksessä rakennusmääräyskokoelman osa B1 pysyi muuttumattomana lumikuormien osalta. Tuulikuormien määritykseen tuli kuitenkin uudistusta ja silloin otettiin käyttöön ensimmäistä kertaa maastoluokat (kuvio 4) ja nopeuspaineen määrittämisessä käytettiin alueita A, B ja C. (RakMK B1 1983.)



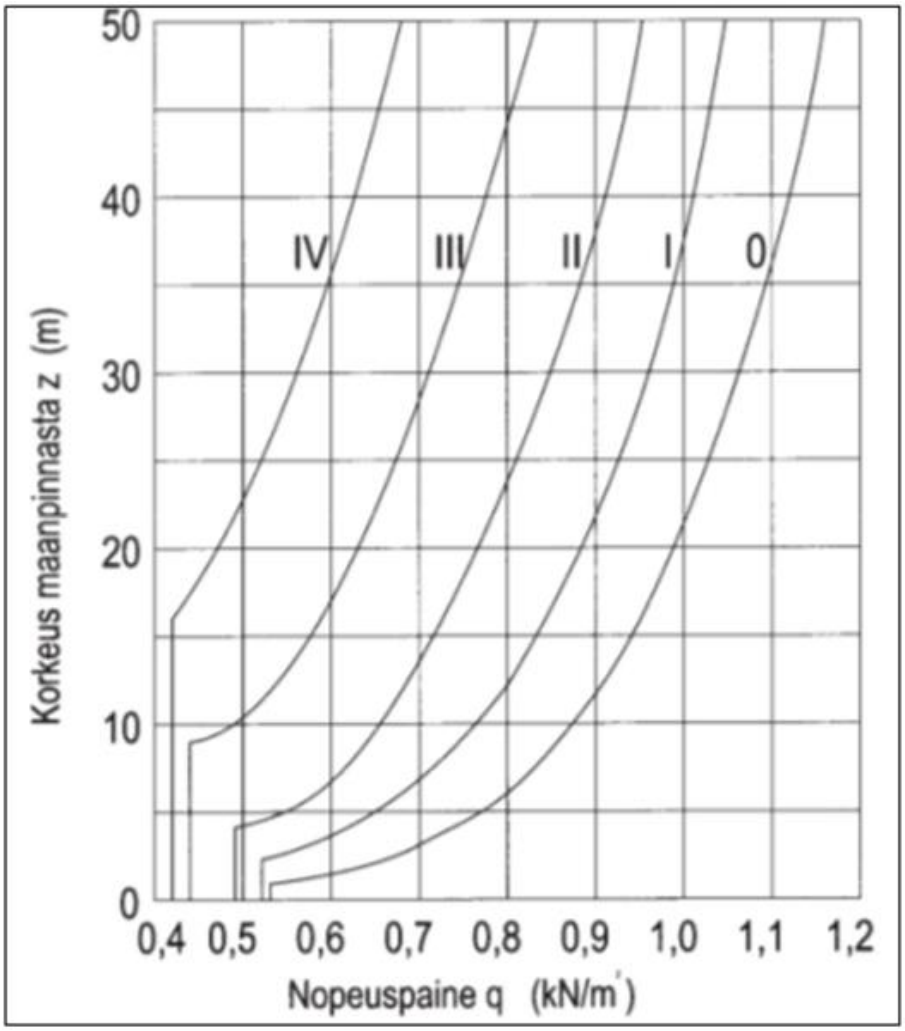
Kuvio 4. Tuulen nopeuspaine suhteessa rakennuksen korkeuteen (RakMK B1 1983.)

Viimeinen päivitys B1: een tuli vuonna 1998, jolloin lumi- ja tuulikuormat kokivat suuria muutoksia. Lumikuormia päivitettiin ja ne nousivat isossa osassa maata edellisen 15 vuoden aikana saatujen kokemusten perusteella ja uusi määritys perustui nyt 30 vuoden keskimääräiseen maassa olevaan lumikuormaan (kuvio 5).



Kuvio 5. Lumikuormat (RakMK B1 1998)

Tuulikuormien osalta maastoluokka-ajattelua kehitettiin ja uudessa määräyksessä päädyttiin viiteen maastoluokkaan, joista maastoluokka 0 käsitti avomeren, luokka I aavat rannikkoalueet, luokka II pelto ja esikaupunkialueet, luokka III kaupunkialueet ja maastoluokka IV kaupunkien keskusta-alueet (kuvio 6). (RakMK B1 1998.)



Kuvio 6. Tuulen nopeuspaine (RakMK B1, 1998)

Eurokoodien voimaantulon myötä vanha rakennusmääräyskokoelma on suurelta osin kumottu ja rakenteiden kuormitukset määritellään nykyisin standardin SFS-EN 1991 mukaisesti. Ympäristöministeriö on antanut asetuksia, joilla em. standardia tulee noudattaa ja soveltaa sekä sitä koskevia kansallisia määräyksiä.

Kuormien yhdistelykertoimet määritellään nykyisellään Ympäristöministeriön asetuksen 4/16 perusteella standardin SFS-EN 1991-1-1 mukaisesti. Ohjeessa RIL 201-1-2011 Rakenteiden kuormitukset on annettu yhtälö 6.10S (kuvio 7) kuormitustapausten muodostamiselle:

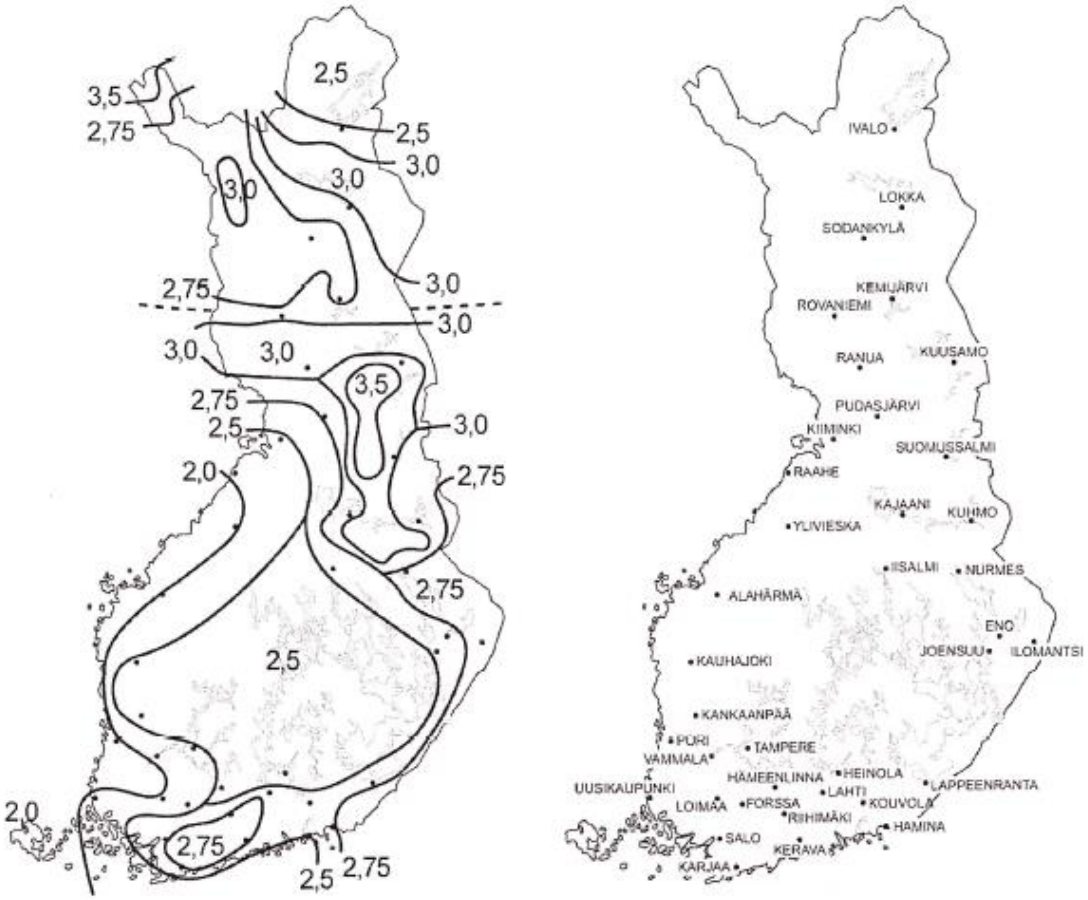
$$\left.\begin{matrix}1{,}15\,K_{FI}\\0{,}9\end{matrix}\right\}\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+\gamma_P P+1{,}5K_{FI}Q_{k,1}+1{,}5K_{FI}\sum_{i>1}\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}$$

kuitenkin vähintään

$$\left.\begin{matrix}1{,}35\,K_{FI}\\0{,}9\end{matrix}\right\}\sum_{j\geq 1}G_{k,j}$$

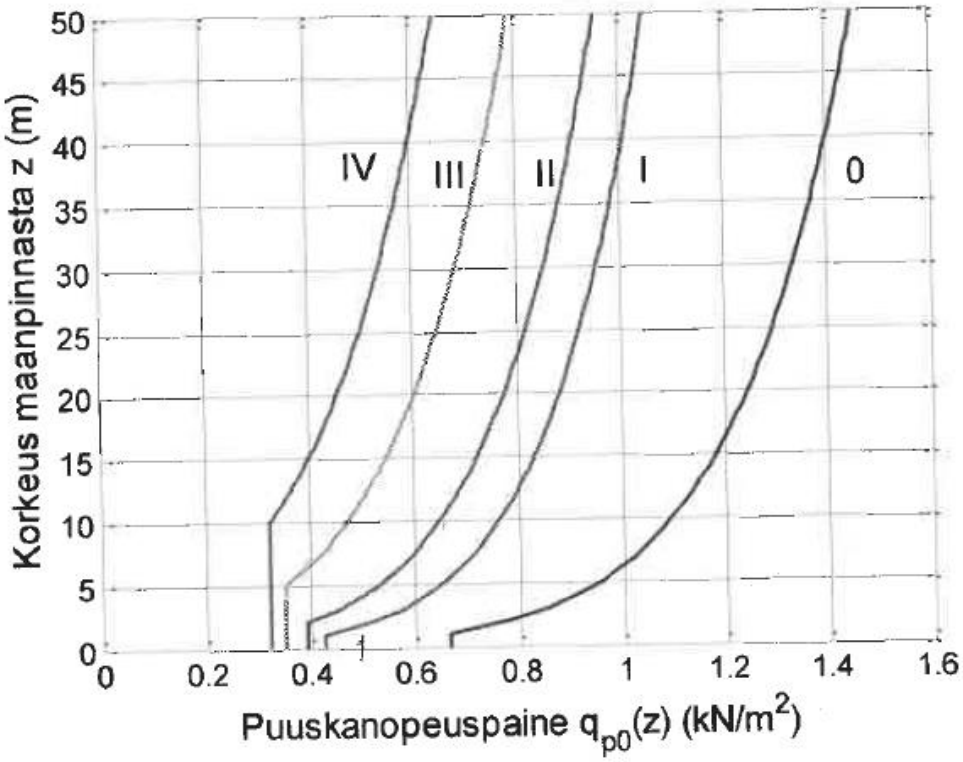
Kuvio 7. Kuormien yhdistely STR, sarja B RIL 201-1-2017

Vuonna 2017 voimaan tulleessa Ympäristöministeriön asetuksessa 6/16 ” Lumikuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-3” esitetään nykyisin käytettävien lumikuormien ominaisarvot (kuvio 8). Kattojen luomikuormien muotokertoimille, sekä kinostumiselle on annettu myös omat kansalliset tulkinnat. (Asetus 6/16)



Kuvio 8. Lumikuormien arvot ominaisarvot maassa (Asetus 6/16)

Rakenteiden tuulikuormat määritetään nykyään standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti ja sitä koskeva Ympäristöministeriön asetus 7/16 ” Tuulikuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-4” määrittää tuulen modifioimattomaksi nopeuden perusarvoksi $v_{b,0}$ = 21m/s koko maassa. (Asetus 7/16, 2016) Julkaisussa RIL201-1-2017 on esitetty Suomessa käytetty puuskanopeuspaine korkeuden funktiona (kuvio 9).



Kuvio 9. Puuskanopeuspaine RIL201-1-2017 mukaan

5 Suunnittelukohteen kuvaus

5.1 Yleistä

Tämän työn varsinaisen suunnittelun kohteena on Keski-Suomessa sijaitseva hallirakennus. Halli on valmistunut 1970-luvun alkupuolella, mutta tarkempaa tietoa valmistumis ajankohdasta tai suunnitelmista tämän työn teko hetkellä ollut saatavilla. Halli on kylmä ja se on varastokäytössä.

Hallin pituus on 77 metriä ja leveys 30 metriä. Vapaa korkeus varastossa on 7m ja harjakorkeus n. 10m. Ristikoiden kehäväli on noin 4.8m. Hallin ulkokuori ja katto on

profiilipeltiä ja kantavana runkona teräspilarit ja -ristikot. Ulkokuori on kiinnitetty kantavaan runkoon puukoolauksella.

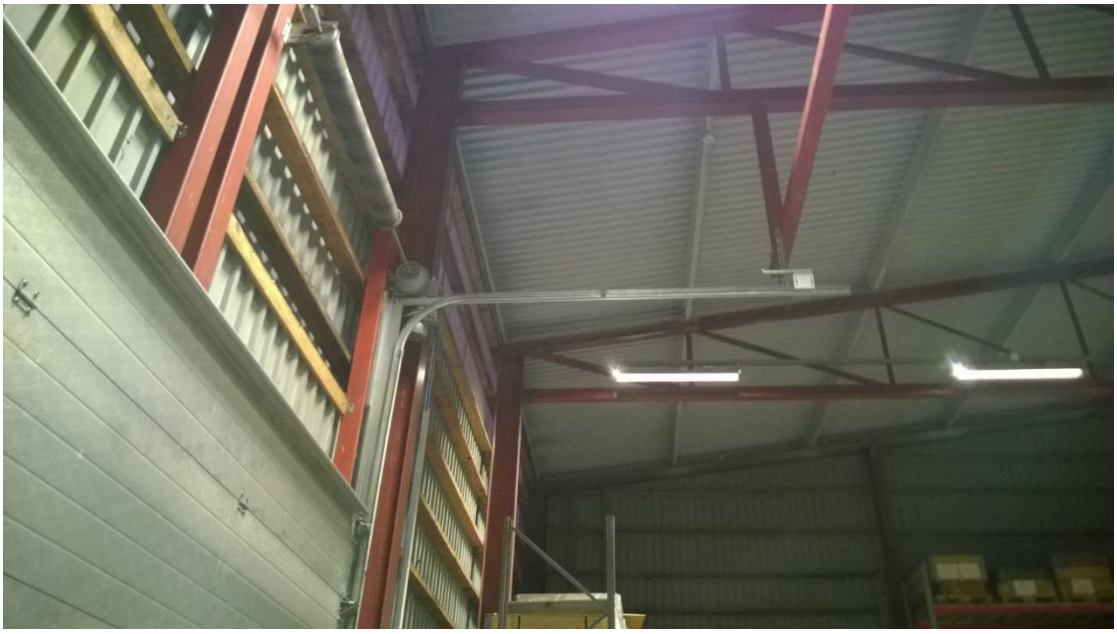
Kuvio 10. Varastohalli

Varastohallin kylkeen on rakennettu uudempi lähes identtinen, mutta lämmin varastohalli (kuvio 10). Suunnittelun kohteena oleva halli on tarkoitus muuttaa vahvistuksen yhteydessä myös lämpimäksi mikä huomioitiin rakenteiden mitoituksessa suunnittelussa.

5.2 Kohteen jäykistysjärjestelmän kuvaus

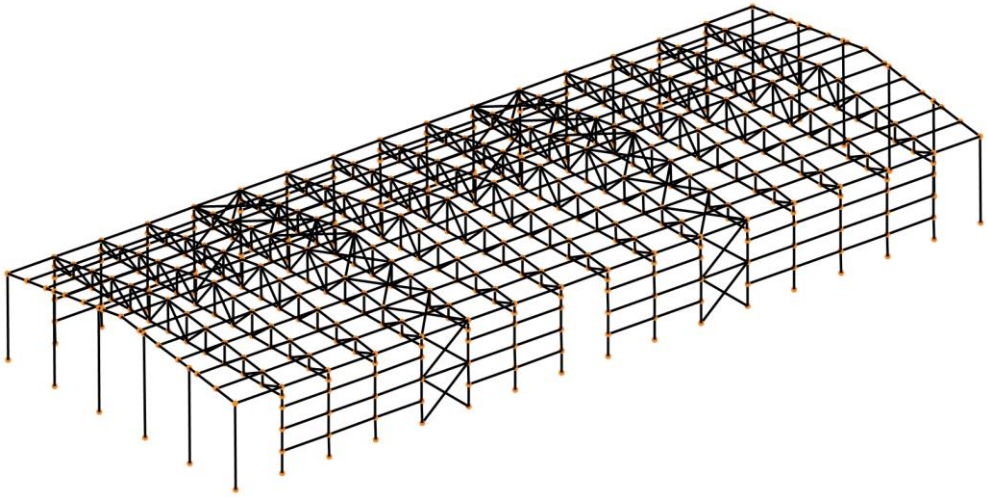
Varastohallin jäykistyksestä ei ole täysin varmaa tietoa. Todennäköisesti rakennuksen jäykistys on alun perin suunniteltu hoidettavaksi levyjäykistyksellä hallin pituussuunnassa ulkoverhouksella ja kehärakenteena poikittaissuunnassa, sillä rakennuksen yläpohjassa tai seinissä ei ole jäykisteristikoita tai erillisiä vetotankoja

(kuvio 11). Pilarit ovat todennäköisesti nivelellisiä molemmista päistään ja pilari – ristikko liitos toimii osittain momenttijäykkänä nurkkana kehärakenteelle.



Kuvio 11. Rakennuksen oleva jäykistys

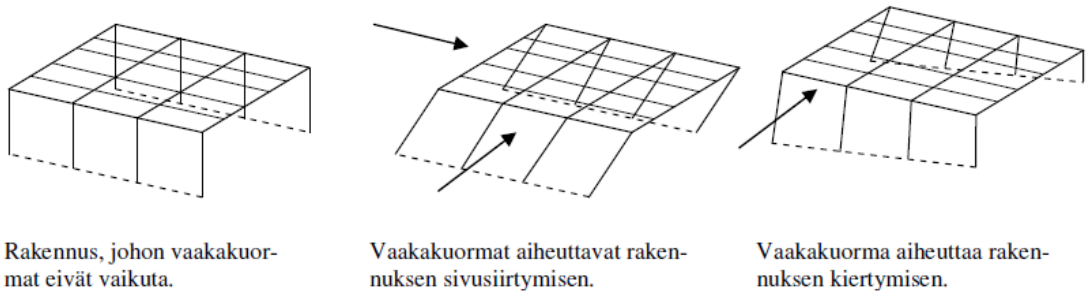
Uudessa suunnitelmassa rakennuksen jäykistys on suunniteltu toimivan rungon poikkisuunnassa ristikolla jäykistettynä kehärakenteena jossa pilarit on olettu nivelillisiksi ja pilari-ristikko liitos osittain momenttijäykäksi. Pituussuuntainen jäykistys suunniteltu hoidettavan mastopilarien ja pääkannattajien väliin asennetuilla jäykisteristikoilla. Jäykisteristikot sijoitetaan lähelle hallin kolmannespisteitä. Päätyseinät tuetaan tuulipilareilla perustuksiin ja kattorakenteen välityksellä jäykisteristikoihin. Päätyseinät jäykistetään rungon poikkisuunnassa nurkkiin sijoitettavilla mastopilareilla. Tuulikuorma välitetään mastopilareille vaakasuuntaisilla seinärakenteilla. Kuviossa 12 on esitetty suunniteltavan hallin jäykistysjärjestelmä.



Kuvio 12. Varastorakennuksen suunniteltu runkojärjestelmä.

6 Rakennuksen jäykistäminen

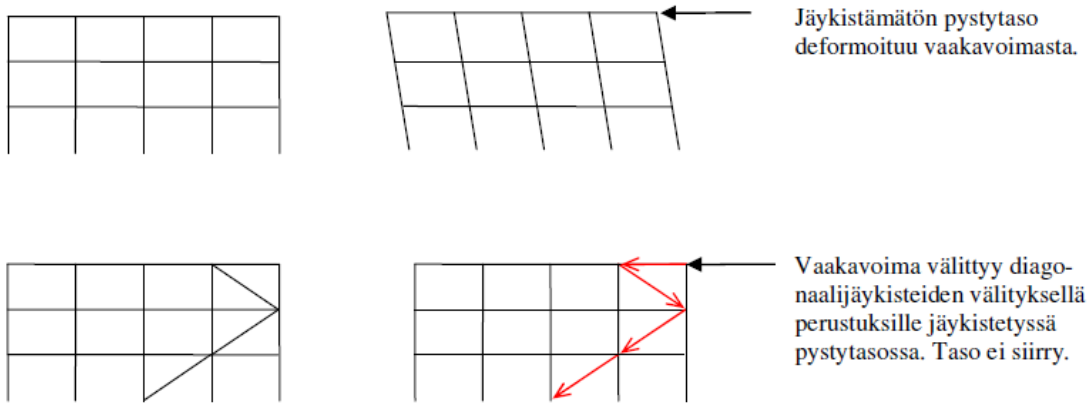
Rakennukseen aiheutuu rasituksia sisäisistä ja ulkoisista voimista ja ne tulee huomioida jäykistyksellä. Ulkoiset voimat kuten lumen ja tuulen paino, hyötykuormat kuten teollisuuden laitekuormat tai ihmisten ja tavaroiden paino, sekä maanpaineesta syntyvät kuormat synnyttävät rakennukseen siirtymiä ja kiertymiä. Sisäiset voimat, kuten osien alkuvinoudesta ja asennuksen epätarkkuuksista johtuvat voimat, sekä rakenteen sisäiset pakkovoimat, kuten lämpöliikkeet, edes auttavat ulkoisten voimien pyrkimystä rakenteen epästabiliuteen (kuvio 13). Jotta näin ei taphtuisi, rakennuksen runkosysteemin vakaus tulee varmistaa, mikä tehdään jäykistämällä runkosysteemi tai sen osat tarkoituksenmukaisesti. (Kinnunen, Saarinen, Tiira, Ulvinen, Väänänen 2001.)



Kuvio 13. Runkosysteemin siirtyminen ja kiertyminen (Schodek, Bechthold 2014.)

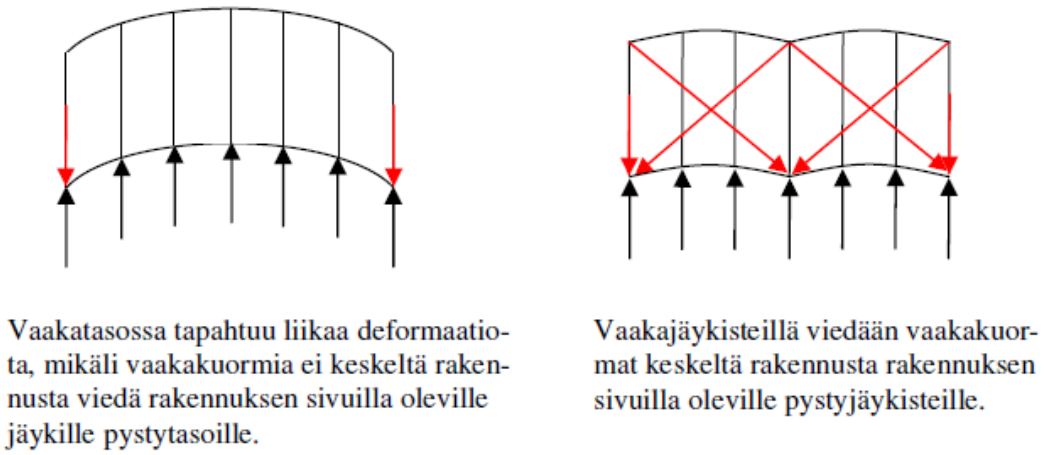
Jäykistetyn rakenteen runkosysteemissä vaakasuuntaiset kuormat viedään jäykistetyn rungon avulla perustuksille, josta ne siirtyvät edelleen maahan. Jotta edellä mainittu olisi mahdollista, tulee runko jäykistää sekä pysty- että vaaka suunnassa.

Pystyjäykisteet ovat pystytasoja, useimmiten rakennuksen seinälinjoja, jotka ovat jäykkiä tason suunnassa. Pystyjäykistykset sijoitetaan rakennuksen runkoon niin, että yhdessä vaakajäykistyksen kanssa niillä estetään rakennuksen siirtymät ja kiertymiset. Kiertymisen estämiseksi jäykistettyjen seinien jatkeilla ei saa olla yhteistä leikkauspistettä. Kuviossa 14 on esitetty pystyjäykisteiden toiminta.



Kuvio 14. Pystyjäykistyksen toiminta (Schodek, Bechthold 2014.)

Vaakajäykistyksellä yleisesti ottaen tarkoitetaan katto- tai välipohjarakenteiden jäykistystä. Niiden avulla rakenteeseen kohdistuvat vaakavoimat siirretään niille pystytasoille, jotka ovat jäykistettyjä (kuvio 15).



Kuvio 15. Vaakajäykistyksen periaate (Schodek, Bechthold 2014.)

Teräsrungon jäykistystä suunniteltaessa tulee huomioida teräkselle ominaisena erikoispiirteinä rakenteen keveys, etenkin korkeissa rakenteissa. Oman painon vaikutus rakenteen stabiliteettiin on pienempi kuin esimerkiksi betonirakenteilla. Lisäksi rakenteet koostuvat yksittäisista hoikista pilareista ja sauvoista mikä vuoksi mitoittavan tekijänä teräsrakenteilla on usein epästabilius ilmiöt kuten nurjahdus tai kiepsahdus. Teräs myös laajenee voimakkaasti lämmetessään, joten lämpötilaeroista mahdollisesti aiheutuvat pakkovoimat on aina muistettava huomioida.

Jäykistys voidaan toteuttaa usealla eri vaihtoehdolla joista tavallisimmin käytettyjä ovat:

- mastojäykistys
- kehäjäykistys
- seinäjäykistys
- ristikkojäykisys
- sydänjäykistys

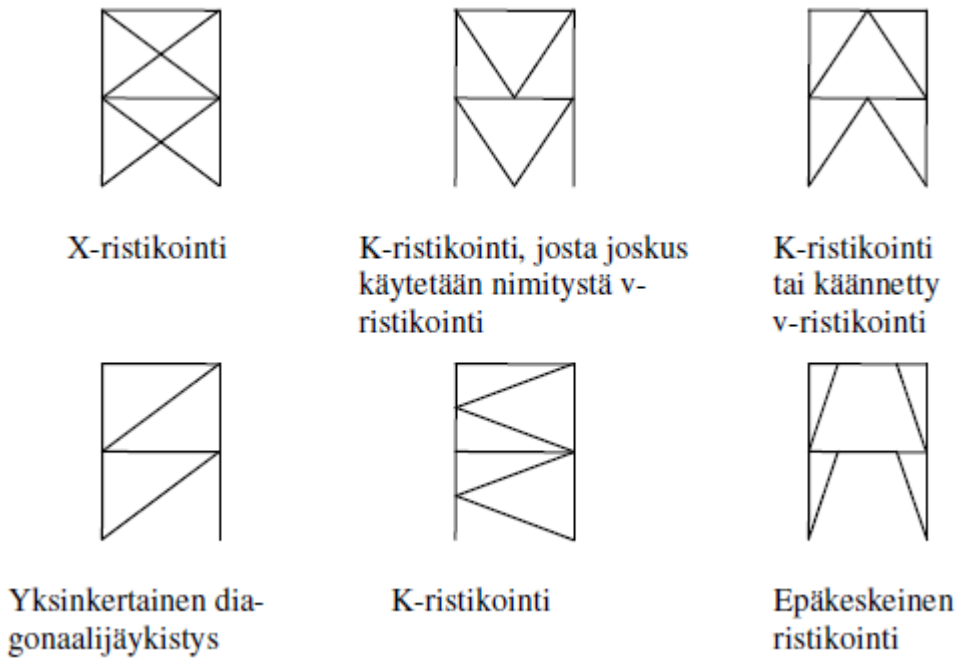
Mastojäykistyksessä rakennuksen ulkokehän pilarit ovat alapäästään jäykkiä joko yhteen tai kahteen suuntaan. Pilari-palkkiliitokset ovat puolestaan nivelellisiä. Vaakakuormat jaetaan tasan jokaiselle pilarille. Tätä ratkaisua voidaan käyttää matalissa rakennuksissa, muutoin pilareille aiheutuvat momenti kasvavat kohtuuttoman suuriksi ja vaarana on pilarin nurjahtaminen.

Kehäjäykistyksessä puolestaan runko jäykistetään tekemällä pilari-palkki liitokset jäykiksi, jolloin ne myös välittävät voimien lisäksi momenttit eteenpäin. Teräsrakenteilla näiden liitosten valmistaminen on työläämpää ja taloudellisesti haastavampaa kuin tavanomaisen nivel liitoksen. Kehäjäykistyksen vakauttava teho ei ole yhtä suuri kuin seinä- tai ristikkojäykistysessä ja siinä siirtymät saattaa kasvaa suuriksi.

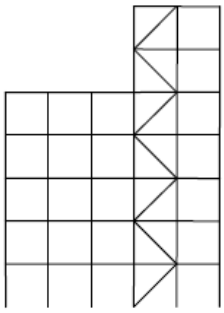
Kun rakennuksen runko sisältää jäykkiä tasoelementtejä, voidaan niitä hyödyntää rakennuksen jäykistämisessä, eli kyseessä on seinäjäykistys. Jäykistävän osan materiaalilla ei ole merkitystä, kuhan se on tarkoitukseen sopiva ja riittävän luja

siirtämään voimat perustuksille. Tätä ratkaisua käytetään yleisesti pientalojen jäykistämiseen.

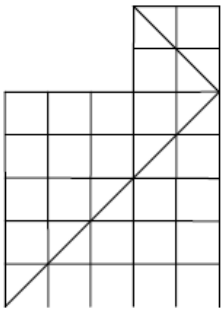
Ristikkojäykistys tarkoittaa rakennuksen jäykistyksen muotoa jossa vaakakuormat viedään perustuksille diagonaaleilla. Diagonaalit ottavat kuormat vastaan joko puristuksena tai vetona. Toteutusvaihtoehtoja on useita ja se on tehokas jäykistyksen muoto. Kuvioissa 16, 17 ja 18 on esitetty erilaisia ritikointitapoja, sekä ristikoiden sijoitteluita.



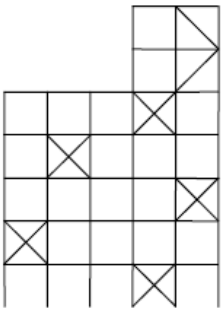
Kuvio 16. Erilaisia ristikointitapoja



Kapea ristikointi aiheuttaa rasituksia pilareille ja palkeilla.

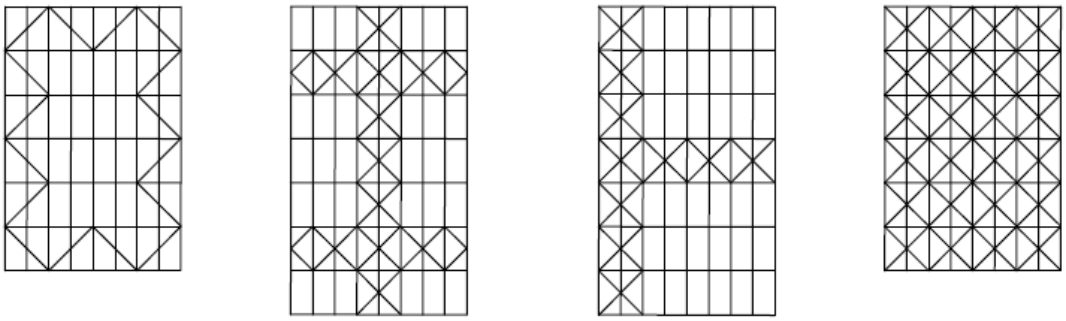


Samalla materiaalimenekillä päästään jäykempään systeemiin kuin kapealla ristikolla vasemmalla.



Tilankäytön takia voidaan ristikko hajottaa osiin. Lämpökuormien vaikutukset on kuitenkin huomioitava.

Kuvio 17. Ristikoiden sijoittelu pystyjäykistyksessä (Kinnunen, Saarinen, Tiira, Ulvinen, Väänänen 2001.)



Kuvio 18. Ristikoiden sijoittelu vaihtoehtoja vaakajäykistyksessä

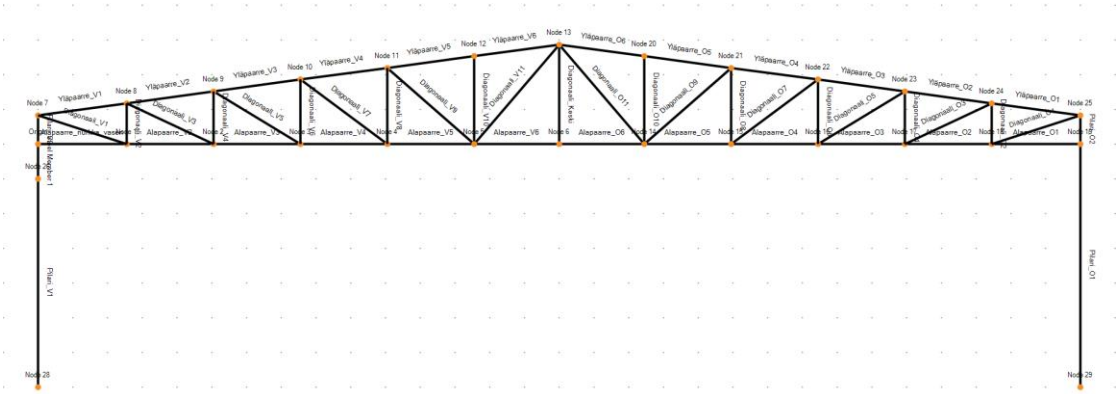
Risikkojäykistyksessä tulee huomioida liitosten epäkeskeisyys ja siitä mahdollisesti aiheutuvat lisärasitukset pilareille ja palkeille, mitkä heikentävät osien kuormankantokykyä varsinkin puristetuissa sauvoissa. Tästä johtuen on suotavaa pyrkiä tekemään liitokset mahdollisimman keskeisesti.

Kun rakennus jäykistetään rakennuksen sisään tulevalla jäykällä mastolla, esimerkiksi betonisella porrastornilla tai hissikuilulla, on kyseessä sydänjäykistys. Yksittäinen torni toimii mastopilarin tavoin ja ei itsessään riitä estämään rakennuksen kiertymistä, vaan lisäksi tarvitaan lisäjäykistystä. Mikäli jäykistävä sydän tehdään betonielementeistä, tulee liitokset mitoittaa vaakavoimista syntyville leikkausrasituksille.

7 Ristikon mitoitus

7.1 Yleistä

Teräsristikon mitoitus suoritettiin tietokoneavusteisesti kotimaisella Jigi Soft Oy:n Jigi statiikka- ja lujuuslaskentaohjelmistolla ja lähtötietojen määritys käsinlaskennalla sekä valmiita Vahanen Oy:n laskentapohjia hyväksi käyttäen. Lisäksi osa tuloksista tarkastettiin varmuuden vuoksi käsinlaskennalla, jotta tietokoneavusteisesti lasketut tulokset voitiin todeta valideiksi. Laskenta suoritettiin standardien EN-1991 ja EN-1993 mukaisesti. Mitoitettavat poikkileikkaukset kuuluivat poikkileikkausluokkiin 1 tai 2, jolloin voidaan käyttää plastisuusteorian mukaista mitoitusta. Poikkileikkausluokkien määritystä ei ole erikseen esitetty tämän työn kirjallisessa osiossa. Ristikon rakennemalli on esitetty kuviossa 19.



Kuvio 19. Ristikon rakennemalli

7.2 Kuormitukset

7.2.1 Pystykuormat

Hallin pystykuormat koostuvat uuden puolilämpimän yläpohjan painosta $G_{k,yp}$ = 0,6kN/m^2 ja pääkannattimien omasta painosta, joka on käsinlaskennassa huomioitu arvolla $G_{k,tr}$ = 1,0kN/m, sekä lumikuormasta. Tietokoneavusteisessa laskennassa

teräsristikon ja pilareiden oma paino on huomioitu tarkasti käytettyjen profiilien mukaan. Lisäksi rakenteen on oletettu kantavan ripustuskuormaa $Q_{k,rip}$ = 0,3kN/m^2.

Pystysuuntaiset kuormat on muutettu pistekuormiksi ja siirretty vaikuttamaan ristikon yläpaarteen solmukohdissa (kuvio 18).

Lumikuorman ominaisarvo laskettiin standardin SFS-EN 1991-1-3 RIL 201-1-2011 laskentakaavaa:

$$Q_{k,lumi} = \mu_i C_e C_t s_k \qquad (5.2)$$

missä

μ_i lumikuorman muotokerroin

s_k maassa oleva lumikuorman ominaisarvo 2,5 [kN/m^2]

C_e tuulensuojaisuuskerroin 1,0

C_t lämpökerroin, arvo normaalisti 1,0

Muotokerroin μ_1 saatiin RIL 201-1-2011 taulukosta 5.1 kun katon kulma $\alpha_1 = \alpha_2 = 18°$ ja sahakaton aiheuttaman kinostumisen muotokerroin μ_2 (kuvio 20) laskettiin kaavoilla:

$$\mu_2 = 0{,}8 + 0{,}8\frac{\alpha}{30} \qquad \text{(RIL 201-1 taul. 5.1)}$$

$$\alpha = \frac{(\alpha_1 + \alpha_2)}{2} \qquad \text{(RIL 201-1 kuva 5.4)}$$

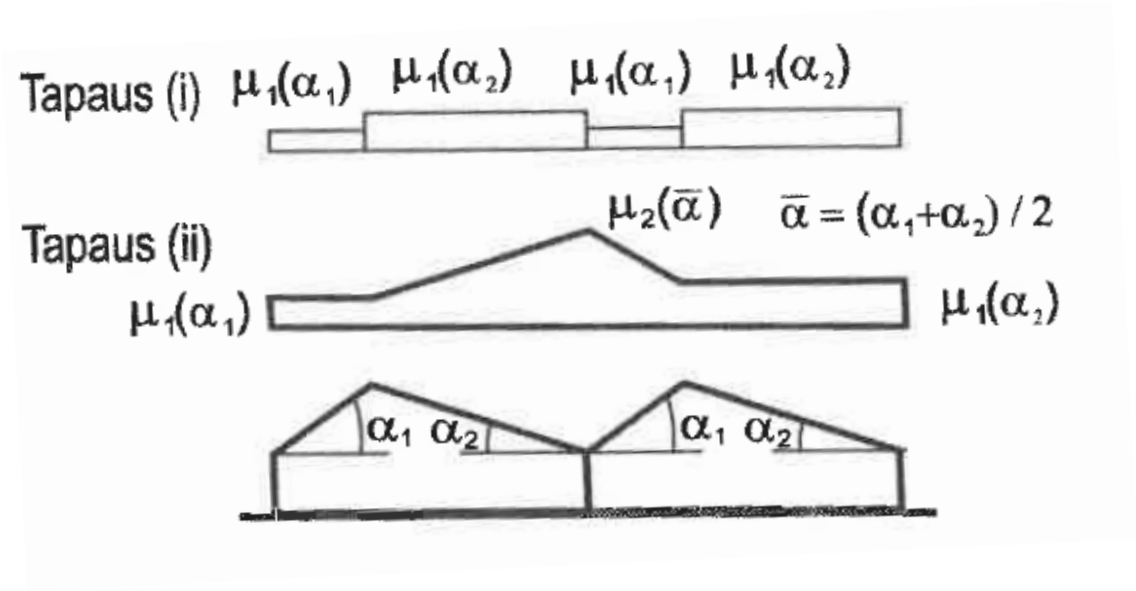
missä

α_1 katon kaltevuuskulma harjojen välissä

α_2 katon kaltevuuskulma ulkoreunan puolella

Muotokertoimien arvoiksi tuli näin ollen μ_1 = 0,8 ja μ_2 = 1,28. Lumikuorman ominaisarvoksi saatiin $Q_{k,kinostus}$ = 3,2kN/m^2 ja $Q_{k,lumi}$ = 2kN/m^2. Kinostuminen vaikuttaa ainoastaan hallin laajennuksen puolella (vasen lape). Kinostumiskuorma on

kolmiokuorma ja sen arvo pienenee nollaan harjalle mentäessä.



Kuvio 20. Sahakaton muotokertoimet RIL 201-1-2017

7.2.2 Tuulikuormat

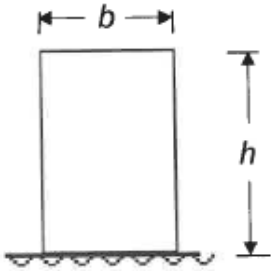
Ristikkokehään vaikuttavat tuulikuormat laskettiin RIL 201-1-2017 osan 1.4 mukaista kokonaisvoimamenetelmää käyttäen. Voimat saatiin laskettua kaavasta:

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(h) A_{ref}$$ (RIL 201-1-2017 kaava 5.3)

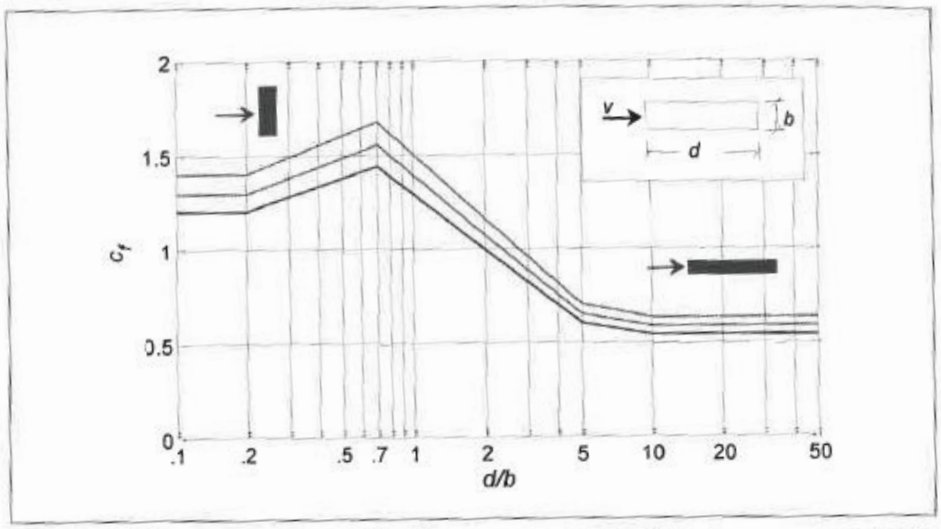
missä

F_w	Kokonaistuulivoima
$c_s c_d$	rakennekerroin 1,0
c_f	voimakerroin
$q_p(h)$	maastonpinnan muodon mukaan modifioitu nopeuspaine harjan korkeudella
A_{ref}	Tuulikuorman vaikutusala

Voimakerroin c_f, joka pitää sisällään tuulen kitkan vaikutukset, saatiin määritettyä rakennuksen tehollisen hoikkuuden ja sivusuhteen avulla (kuviot 21, 22 ja 23).

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

Kuvio 21. Sivusuhteen määrittämien RIL 201-1-2017



Kuva 5.2S. Voimakerroin c_f teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen omaavalle matalalle tai korkealle rakennukselle.

Kuvio 22. Voimakerroin C_f RIL201-1-2017

Taulukko 5.2S. Voimakerroin c_f huomioiden rakennuksen mittasuhteiden ja hoikkuuden vaikutus. Sivumitat b ja d on määritelty kuvassa 5.2S.

	Sivusuhde d/b								
λ	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

Kuvio 23. Voimakertoimen taulukkoarvot RIL201-1-2017

Tehollinen hoikkuus saadaan korkeuden ja leveyden suhteena kun rakennuksen korkeus alle 15m:

$$\lambda = \frac{2h}{b} = 0{,}26$$

Sivusuhde d/b kun huomioidaan mitoitettavan hallin kyljessä oleva laajennus:

$$\frac{d}{b} = \frac{66}{77} = 0{,}86$$

Voimakertoimen arvoksi näin olleen saadaan taulukosta ja kuvaajasta varmalla puolella oleva arvo C_f=1,36

Maastoluokassa III 10m korkealle rakennukselle tuulen nopeuspaine q_p(10m)=0,47kN/m^2. Sijoittamalla lasketut arvot kokonaispaineen kaavaan ja käyttämällä A_{ref} arvona pilariväliä 4,8m saadaan yhdelle kehäkokonaisuudelle vaikuttavan viivakuorman ominaisarvo:

$$F_w = 1 * 1{,}36 * 0{,}47 * 4{,}8 = 3{,}1kN/m$$

7.2.3 Alkuvinous ja toisen kertaluvun vaikutukset

Ylimääräisiä vaakakuormia aiheutuu rakenteen alkuvinoudesta johtuvista epäatarkkuuksista. Niitä ei standardin SFS-EN 1993 mukaan tarvitse ottaa ottaa huomioon, mikäli rakenteeseen muutoin kohidistuvat vaakavoimat ovat riittävän suuria pystykuormiin nähden. (Hitsatut profiilit, 2010)

$$H_{ed} \geq 0{,}15\, V_{ed}$$ (Hitsatut profiilit kaava 7.15)

missä

H_{ed} vaakakuorman mitoitusarvo

V_{ed} vystykuorman mitoitusarvo

Mikäli alkuvinous joudutaan huomioimaan asetetaan kehän nurkkiin ekvivalentit vaakavoimat H_{eq}, jotka ovat suoraan verrannollisia epätarkkuuden ja sauvojen normaalivoimien kanssa.

$$H_{eq} = \theta\ V_{ed}$$ (Hitsatut profiilit kuva 7.5)

missä

$$\theta = \frac{\alpha_h \alpha_m}{200}$$ (Hitsatut profiilit kaava 7.12)

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}\ mutta\ \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1{,}0$$ (Hitsatut profiilit kaava 7.13)

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$ (Hitsatut profiilit kaava 7.14)

missä

h rakenteen korkeus [m]

α_h pilareihin sovellettava pienennystekijä

α_m pienennystekijä joka huomio pilareiden määrän

m rivissä olevien pilareiden määrä joiden kantama kuorma on vähintään 50% tarkasteltavassa pystysuuntaisessa tasosa olevan pilarin keskimääräisestä kuormasta

Tässä tarkastelussa kehän pystysuuntaiset kuormat ovat suuresta jännevälistä johtuen huomattavasti vaakavoimia suuremmat joten epätarkkuude tulee huomioida.

$$H_{ed} = 29{,}5kN \leq 0{,}15\ V_{ed} = 0{,}15 * 340kN = 51kN$$

Näin ollen kehän nurkkiin lisättävät lisävaakavoimat voidaan laskea seuraavasti kun m=2 ja h=10m:

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0{,}866$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{10}} = 0{,}632$$

$$\theta = \frac{0{,}866 * 0{,}632}{200} = 0{,}0027$$

$$\theta V_{ed} = 0{,}0027 * 340kN = 0{,}93\text{kN}$$

Toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse puolestaan huomioida, mikäli kehä on sivusiirtymätön eli seuraava ehto on voimassa kimmoteorian mukaisessa analyysissä:

$$\propto_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$ (Hitsatut profiilit kaava 7.23)

missä

$$F_{cr} = \frac{(\pi^2 E I_y)}{l_{eff.y}^2}$$ (Eurocode 3-oppikirja liite 10.1)

Pilari-palkkityyppisten rakennusten tasokehät voidaan myös vaihtoehtoisesti tarkastella ensimmäisen kertaluvun mukaan mikäli:

$$\propto_{cr} = \frac{H_{ed}}{V_{Ed}} * \frac{h}{\delta_{H.Ed}} \geq 10$$ (Hitsatut profiilit kaava 7.24)

jolloin kehän palkin tulee täyttää ehto:

$$\lambda \leq 0{,}3 * \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}}$$ (Hitsatut profiilit kaava 7.25)

missä

α_{cr}	kerroin millä F_{Ed} kerrotaan, jotta saavutetaan kokonaisstabiiliuden menetys
F_{Ed}	Rakenteen mitoituskuorma
F_{cr}	Kriittinen kuorma, joka vastaa rakenteen kokonaisstabiiliuden menetystä
$l_{eff.y}$	sauvan tehollinen nurjahduspituus
$\delta_{H.Ed}$	kerroksessa pilarin ylä- ja alapään nurkkien vaakasiirtymien ero, kun koko kehää kuormittavat kokonaisvaakakuormat mukaan lukien ekvivalentit vaakavoimat
λ	Sauvan muunnettu hoikkuus joka lasketaan otaksuen sauva päistään nivelellisesti tuetuksi ja pituudeksi oletetaan systeemipituus
N_{Ed}	Puristavan voiman mitoitusarvo

Mikäli toisen kertaluvun vaikutukset tulee huomioida kerrotaan kaikki sivusiirtymiä aiheuttavat voimat kertoimella:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$ (Hitsatut profiilit kaava 7.26)

Toisen kertaluvun tarkastelu kun kehän pilari on IPE300 ja pilarin nurjahdus on määräävä tekijä:

$$F_{cr} = \frac{(\pi^2 * 210\ 000Mpa * \ 11770 * 10^4)}{7700^2 mm} = 4115{,}5kN$$

$$F_{Ed} = 340kN$$

$$\propto_{cr} = \frac{4115{,}5}{340} \geq 10$$

Toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse ottaa huomioon.

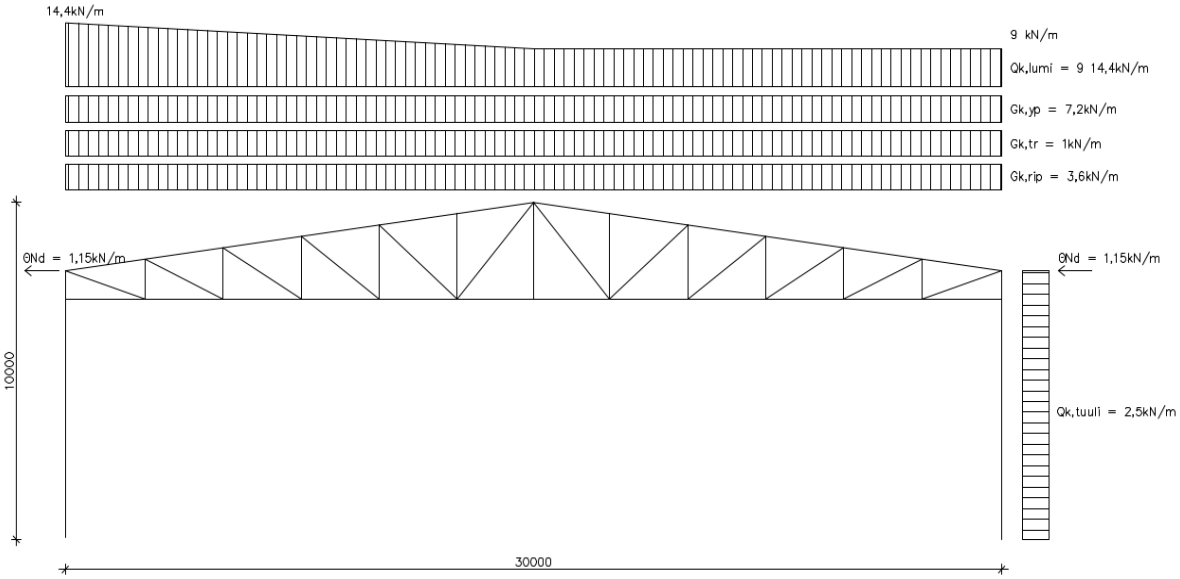
7.2.4 Kuormitusyhdistelyt ja rakennusosia mitoittavat voimat

Kuormitusyhdistelyt määritettiin tarkasteltavalle rakenteelle kuvion 7 mukaisesti ja ne on esitetty alla olevassa taulukossa 1.

Kuormitusyhdis-telyt:	G_k	Lumi		Tuuli	Selitys:
		Vasen lape	Oikea lape		
	ψ_0	ψ_0	ψ_0	ψ_0	
KY1	1,35	0	0	0	G_k
KY2	1,15	1,5	1,5	0	$G_k + Q_{k,lumi}$
KY3	1,15	1,5	1,5	0,7	$G_k + Q_{k,lumi} + Q_{k,tuuli}$
KY4	1,15	1,5	0,5*1,5	0,7	$G_k + Q_{k,lumi} + Q_{k,tuuli}$
KY5	1,15	0,5*1,5	1,5	0,7	$G_k + Q_{k,lumi} + Q_{k,tuuli}$
KY6	1,15	0	0	1,5	$G_k + Q_{k,tuuli}$
KY7	1,15	0,7	0,7	1,5	$G_k + Q_{k,tuuli} + Q_{k,lumi}$
KY8	1,15	0,7	0,5*0,7	1,5	$G_k + Q_{k,tuuli} + Q_{k,lumi}$
KY9	1,15	0,5*0,7	0,7	1,5	$G_k + Q_{k,tuuli} + Q_{k,lumi}$
KY10	0,9	0	0	1,5	$G_k + Q_{k,tuuli}$

Taulukko 1. Kuormitusyhdistelyt

Kuviossa 24 on esitetty kuormitusyhdistelyissä käytettyjen kuormien ominaisarvot. Laskennassa viivakuormat on kuitenkin muunnettu pistekuormiksi yläpaarteen solmukohtiin, mikä vastaa katon orsijakoa ja on lähempänä todellista kuormitustapausta. Määrääviksi kuormitusyhdistelyksi muodostui KY3, KY6 ja KY10. Taulukossa 2 on esitetty rasitetumman puolen, eli hallin laajennoksen puoleisen osan (vasen lape) pilarin ja ristikon sauvojen mitoittavat voimat. Taulukossa normaalivoiman positiiviset arvot ovat vetoa ja negatiiviset puristusta.



Kuvio 24. Kuormitusten ominaisarvot

Osa	Profiili	$N_{d,max}$ [kN]	$Q_{d,max}$ [kN]	$M_{d,max}$ [kNm]
Pilari	IPE3 30	-345	309	259
Yläpaarre	HEA 160	-896	0	10,8
Alapaarre	HEA 140	-339 / 850	0	10,4
Diagonaali V1	RHS 90x90	772	0	0
Diagonaali V2	RHS 60x60	-241	0	0
Diagonaali V3	RHS 60x60	339	0	0
Diagonaali V4	RHS 50x50	-141	0	0
Diagonaali V5	RHS 40x40	129	0	0
Diagonaali V6	RHS 50x50	-70	0	0

Diagonaali V7	RHS 40x40	33	0	0
Diagonaali V8	RHS 50x50	-17	0	0
Diagonaali V9	RHS 70x70	-68	0	0
Diagonaali V10	RHS 50x50	-39	0	0
Diagonaali V11	RHS 40x40	98	0	0
Diagonaali K	RHS 50x50	18	0	0

Taulukko 2. Osien mitoittavat voimat

7.3 Yläpaarteen mitoitus

Yläpaarre (HEA 160) mitoitetaan puristettuna sauvana puristavalle voimalle N_d = -896kN ja momentille M_d = 10,8kNm. Nurjahduspituudeksi oletaan 0,9 x orsiväli minkä oleteaan olevan sama kuin solmuväli 2.5m. Sauvan poikkileikkausluokka on 1. Sauvan nurjahdus tarkastellaan ainoastaan hoikempaan suuntaan.

$$L = 2500mm, \qquad L_{cr} = 0{,}9 * L = 2250mm$$

Profiilin HEA160 poikkileikkausarvot ovat:

$$A = 3877mm^2, \qquad f_y = 235\frac{N}{mm^2}$$

$$W_{pl,y} = 245{,}1 * \ 10^3 mm^3, \qquad I_z = 615{,}6 * \ 10^4 mm^4$$

Nurjahduskuorma saadaan määritettyä kaavasta:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = 2520{,}3kN \qquad \text{(Hitsatut profiilit kaava 2.38)}$$

Kun nurjahduskuorma on tiedossa voidaan määrittää sauvalle muunnettu hoikkuus kaavalla:

$$\lambda = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 0{,}561 \qquad \text{(Hitsatut profiilit kaava 2.36)}$$

Poikkileikkauksen nurjahduskäyrä on c, joten epätarkkuustekijä α = 0,49. (Hitsatut profiilit, 2010) jolloin pienennystekijä χ saadaan laskettua lausekkeista:

$$\Phi = 0{,}5[1 + \alpha(\lambda - 0{,}2) + \lambda^2] = 0{,}746 \qquad \text{(HP kaava 2.35)}$$

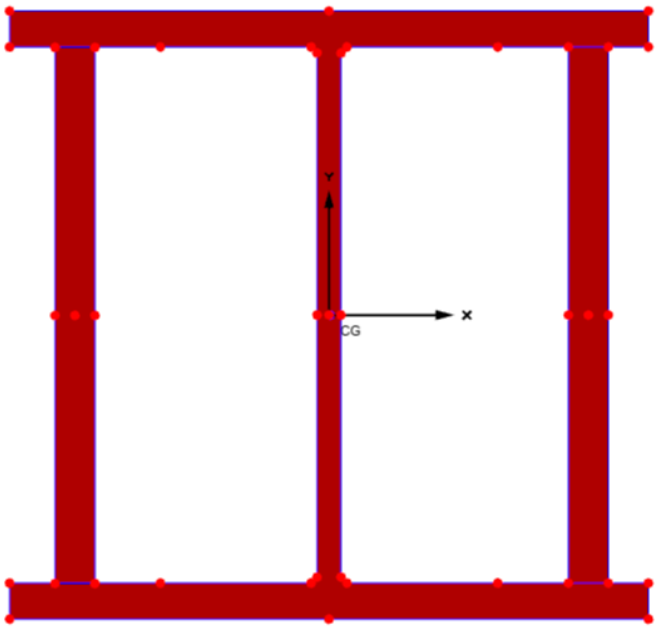
ja

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0{,}808 \qquad \text{(Hitsatut profiilit kaava 2.34b)}$$

Edellä laskettua pienennystekijää käyttäen voidaan määrittää sauvan nurjahduskestävyys kaavasta:

$$\mathrm{N}_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 643{,}1kN \qquad \text{(Hitsatut profiilit kaava 2.32)}$$

Huomataan että sauvan nurjahduskestävyys jäi alle mitoittavan puristusvoiman 896kN, joten sauvaa joudutaan vahvistamaan. Vahvistetaan yläpaarretta kuvion 25 mukaisesti lisäämällä 6mm levyt uuman molemmille puolille. Vahvistuksen jälkeen profiili kuuluu edelleen poikkileikkausluokkaan 1.



Kuvio 25. Yläpaarteen vahvistus

Uudet poikkileikkauksen arvot vahvistuksen jälkeen:

$$A = 5485mm^2, \qquad f_y = 235\frac{N}{mm^2}$$

$$W_{pl,y} = 298{,}9 * 10^3 mm^3, \qquad I_y = 1853{,}46 * 10^4 mm^4$$

$$W_{pl,z} = 225{,}3 * 10^3 mm^3, \qquad I_z = 1336{,}83 * 10^4 mm^4$$

Laskemalla sauvan kestävyys uudestaan aiemmin esitetyillä kaavoilla, saadaan seuraavat tulokset:

$$N_{cr.y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr}^2} = 7588{,}2kN, \qquad N_{cr.z} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr}^2} = 5473{,}1kN$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr.y}}} = 0{,}412, \;\; \lambda_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr.z}}} = 0{,}485$$

$$\Phi_y = 0{,}5\left[1 + \alpha\left(\lambda_y - 0{,}2\right) + \lambda_y^2\right] = 0{,}637$$

$$\Phi_z = 0{,}5[1 + \alpha(\lambda_z - 0{,}2) + \lambda_z^2] = 0{,}687$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{{\Phi_y}^2 - \lambda_y^2}} = 0{,}891, \qquad \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{{\Phi_z}^2 - \lambda_z^2}} = 0{,}852$$

$$\mathrm{N}_{by,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = 1147{,}9kN \geq 896\ kN$$

$$\mathrm{N}_{bz,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = 1098{,}3kN \geq 896\ kN$$

Todetaan sauvan kestävän puristus suunnitellulla vahvistuksella käyttöasteen ollessa noin 82% heikommassa suunnnassa.

Tarkastetaan seuraavaksi sauvan taivutuskestävyys kaavalla:

$$\mathrm{M}_{c,Rd} = W_{pl.y}\frac{f_y}{y_{M0}} = 70{,}24\ kNm$$ (Hitsatut profiilit kaava 2.46)

Vaadittu 10.8kNm taivutuskestävyys saavutetaan vahvistetulla profiililla ja käyttöaste taivutuksen suhteen on vain noin 15%.

Tarkastetaan vielä sauvalle yhdistetty taivutus- ja puristuskestävyys käyttämällä standardin SFS-EN 1993-1-1 kansallisen liitteen menetelmällä 2, millä saadaan varmemmalla puolella olevat tulokset. (Hitsatut profiilit, 2010). Yhteisvaikutuskaava on sievennettynä standardissa esitetyillä arvoilla (Hitsatut profiilit, 2010 taulukko 2.21):

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT}\frac{W_{pl.y}f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$ (HP kaava 2.182)

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \qquad \text{(HP kaava 2.183)}$$

missä

$$k_{yy} = C_{my} \left[1 + \left(\lambda_y - 0{,}2 \right) \frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq \left[1 + 0{,}8 \frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} \right] = 0{,}784 \qquad \text{(HP taulukko 2.22)}$$

$$k_{yz} = 0{,}6 C_{mz} \left[1 + (\lambda_z - 0{,}2) \frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq \left[1 + 0{,}8 \frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} \right] = 0{,}443 \qquad \text{(HP taulukko 2.22)}$$

$$C_{my} = 0{,}6 + 0{,}4\psi \geq 0{,}4 = 0{,}673 \qquad \text{(HP taulukko 2.24)}$$

$$C_{mz} = 0{,}6 \qquad \text{(HP taulukko 2.24)}$$

$$\chi_{LT} = 1$$

Sijoittamalla aiemmin lasketut arvot yllä oleviin kaavoihin saadaan tulokseksi:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M1}}} = 0{,}90 \leq 1$$

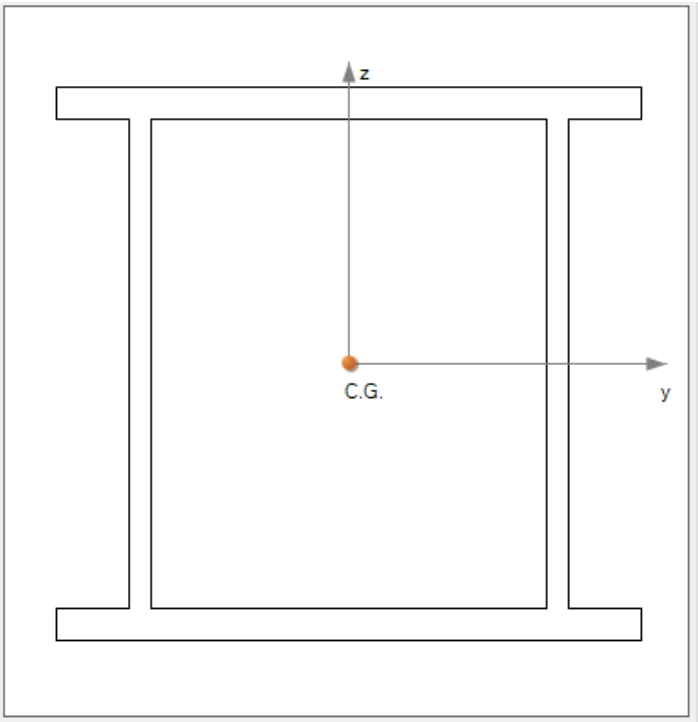
$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M1}}} = 0{,}88 \leq 1$$

Voidaan todeta yläpaarteen vahvistuksen olevan riittävä myös taivutuksen ja puristuksen yhdistelylle.

Yläpaarteen mitoituksen tarkastelu käsinlaskennalla antaa paarteelle hieman pienemmän käyttöasteen kuin tietokoneavusteinen laskenta (liite 1), koska tietokoneavusteisessa laskennassa on käytetty yksinkertaistettua profiilia jonka

poikkileikkauksen arvot eivät täsmää täysin käsinlaskennassa käytetyn profiilin kanssa (kuvio 25).

Property	Value	Description
wg	35,4552	Weight [kg / m]
ls	0,704	Perimeter [m]
h	0,152	Height [m]
w	0,16	Width [m]
w2	0,16	Width [m]
g	0,02	gap [m]
tw	0,006	Web / sidewall thickness [n
tf	0,009	Flange / topwall thickness [
a	0,004...	Area [m2]
ix	1,516...	Torsion constant [m3]
iy	1,714...	Second Moment of area, m
iz	1,137...	Second moment of area, mi
wpc	0	Warping constant [m6]
epy	0,08	Edge y+ distance from cent
eny	0,08	Edge y- distance from centr
epz	0,076	Edge z+ distance from cent
enz	0,076	Edge z- distance from centr
wply	0,000...	Plastic section modulus, ma
wplz	0,000...	Plastic section modulus, mir
alp	0	Angle of pricipal system [de



Kuvio 26. Yläpaarteen tietokoneavusteisessa mitoituksessa käytetty profiili

7.4 Alapaarteen mitoitus

Alapaarre on ristikkokehän muodosta johtuen (kuvio 19), sekä vedetty että puristettu sauva. Vetoa sauvassa esiintyy ristikon uloimmaisten diagonaalien välisellä alueella ja puristusta ristikon uloimmaisten diagonaalien ja pilarin välisellä alueella. Tästä johtuen alapaarre tulee mitoittaa, vedolle, puristukselle, taivutukselle, sekä puristuksen ja taivutuksen yhdistelylle.

Alapaarteen profiili on HEA 140 ja siihen kohdistuvat mitoittavat voimat ovat N_d = -339 / 850kN ja M_d = 10,8kNm. Paarteen poikkileikkauksen arvot ovat:

$$A = 3142mm^2, \qquad f_y = 235\frac{N}{mm^2}$$

$$W_{pl,y} = 173{,}5 * 10^3 mm^3, \qquad I_y = 1033 * 10^4 mm^4$$

$$W_{pl,z} = 84{,}8 * 10^3 mm^3, \qquad I_z = 389{,}3 * 10^4 mm^4$$

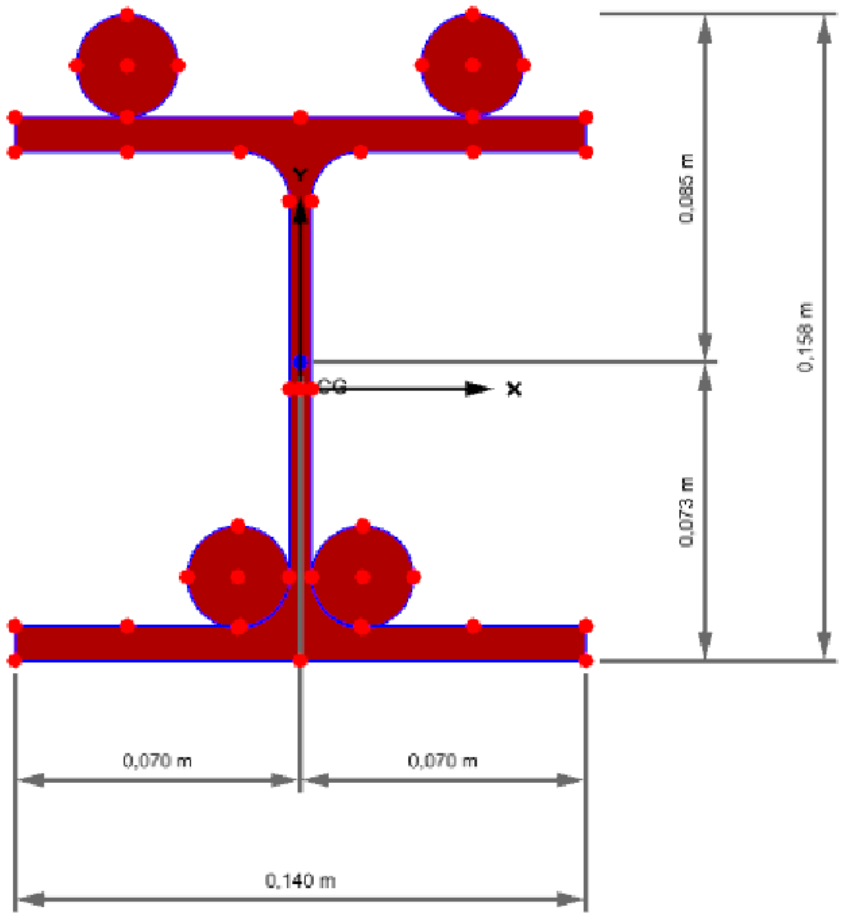
Tarkastetaan paarteen vetokestävyys kaavalla:

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = 738{,}3kN \qquad \text{(Hitsatut profiilit kaava 2.20)}$$

Vetokestävyys jää alle vaaditun, joten tarkastetaan paljonko poikkileikkausta tulee kasvattaa, jotta se kestää mitoituskuorman N_d vedolle.

$$A_{lisäys} = \frac{850kN * 1{,}0}{235\ MPa} - 3142mm^2 = 475mm^2$$

Vahvistetaan paarre käyttämällä neljää terästankoja joiden halkaisija on 25mm ($A=490mm^2$) jolloin uudeksi poikkipinta-alaksi saadaan $A_{vah}=5102mm^2$ (kuvio 27) ja käyttöasteeksi vedolle N_d vahvistetulla poikkileikkauksella 70%.



Kuvio 27. Alapaarteen vahvistus

Taivutusmitoitus tehdään kappaleessa 5.3 esitetyllä kaavalla ja paarteen voidaan todeta kestävän vahvistamattomana sille kohdistuvat taivutusrasitukset:

$$\mathrm{M}_{c,Rd} = W_{pl.y}\frac{f_y}{y_{M0}} = 40{,}77\ kNm \geq 10{,}8kNm$$

Alapaarteen reuna-alue pilarin ja ensimmäisen diagonaalin välissä on sauvan puristettu osuus. Puristava voima tällä alueella on N_d = -339kN. Mitoitetaan alapaarre puristukselle ja puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutukselle kappaleen 7.3 mukaisesti ilman vahvistusta:

$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = 4229{,}2kN$ Nurjahuskuorma, y

$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = 1592{,}6kN$ Nurjahuskuorma, z

$\lambda_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 0{,}418$ Muunnettu hoikkuus, y

$\lambda_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 0{,}681$ Muunnettu hoikkuus, z

$\Phi_y = 0{,}5[1 + \alpha(\lambda - 0{,}2) + \lambda^2] = 0{,}640$

$\Phi_z = 0{,}5[1 + \alpha(\lambda - 0{,}2) + \lambda^2] = 0{,}849$

$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0{,}887$ Pienennystekijä, y

$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0{,}736$ Pienennystekijä, z

$\mathrm{N}_{b,Rd,y} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 655{,}6kN \geq 339kN$ Nurjahduskestävyys, y

$\mathrm{N}_{b,Rd,z} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 543{,}8kN \geq 339kN$ Nurjahduskestävyys, z

$k_{yy} = C_{my}\left[1 + \left(\lambda_y - 0{,}2\right)\frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}}\right] \leq \left[1 + 0{,}8\frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}}\right] = 0{,}668$ (HP taulukko 2.22)

$k_{yz} = 0{,}6C_{mz}\left[1 + (\lambda_z - 0{,}2)\frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}}\right] \leq \left[1 + 0{,}8\frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}}\right] = 0{,}464$ (HP taulukko 2.22)

$C_{my} = 0{,}6 + 0{,}4\psi \geq 0{,}4 = 0{,}6$ (HP taulukko 2.24)

$C_{mz} = 0{,}6$ (HP taulukko 2.24)

$\chi_{LT} = 1$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M1}}} = 0{,}69 \leq 1$$ Yhdistelykestävyys, y

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M1}}} = 0{,}75 \leq 1$$ Yhdistelykestävyys, z

Edellä esitetyistä laskuista voidaan todeta alapaarteen kestävän vahvistamattomana, joten tehdään vahvistus ainoastaan vedolle kuvion 27 mukaisesti.

7.5 Diagonaalien mitoitus

Diagonaalien mitoitus noudattaa samaa kaavaa ala- ja yläpaarteen mitoituksen kanssa. Vedetyt sauvat mitoitetaan ainoastaan vedolle ja puristetut sauvat puristukselle. Sauvat oletetaan päistään nivelellisiksi, joten niihin ei oleteta syntyvän taivutusjännityksiä, joten paarteille tehtyä puristuksen ja taivutuksen yhdistelmäkestävyyttä ei tarvitse tarkastaa.

Ristikon diagonaaleissa käytetään nykyisin normaalisti ainoastaan muutamaa eri tyyppistä profiilia sen koko matkalla työkustannusten karsimiseksi. Mitoitettavan ristikon diagonaaleissa on kuitenkin käytetty viittä eri profiilia, joten jokaisen eri poikkileikkauksen kestävyys tulee tarkastaa erikseen.

Mitoitettavan ristikon diagonaalien paksuuksista ei ollut tietoa ja niitä ei koeporattu ainevahvuuden selvittämiseksi. Tarkastuslaskennan oletuksena poikkileikkauksille on käytetty 4mm ainevahvuutta.

7.5.1 Vedetyn diagonaalin mitoitus

Vetorasitukselle mitotetuista diagonaaleista suurimmat rasitukset kohdistuivat diagonaaliin V1 (RHS 90x4), jonka mitoittavaksi voimaksi tuli N_d = 772kN. Profiilin poikkileikkauksen tiedot ja vetokestävyys ilman vahvistusta:

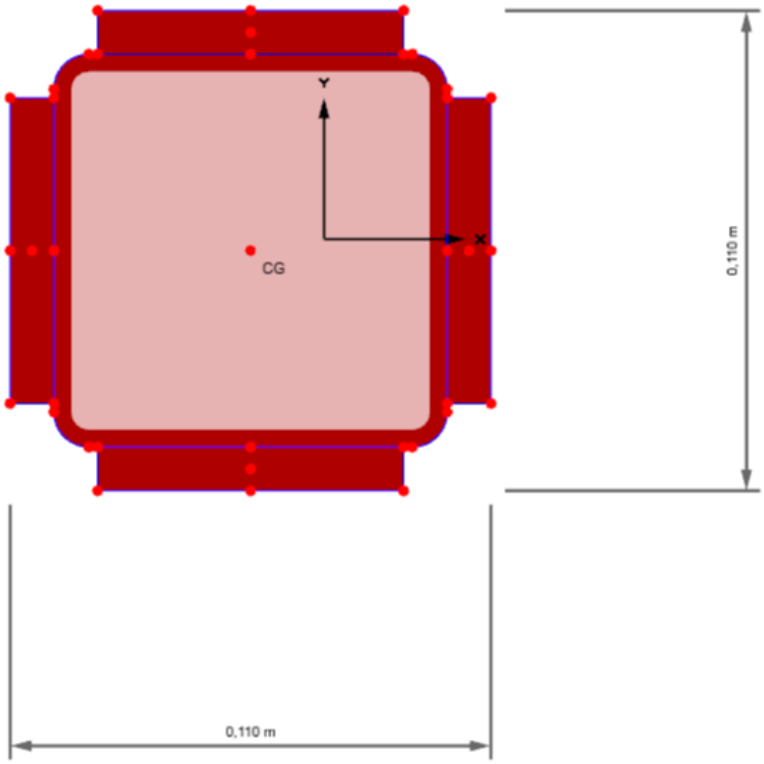
$$A = 1335mm^2, \qquad f_y = 235 \frac{N}{mm^2}$$

$$\mathrm{N}_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = 313{,}7kN \leq 772kN$$

Mitoittavan voiman vaatima poikkileikkauksen pinta-ala lasketaan kohdan 7.4 mukaisesti:

$$A_{vaad} = \frac{772kN\ x\ 1{,}0}{235\ MPa} = 3285mm^2$$

Vahvistetaan diagonaali neljällä 70x10mm teräslevyllä kuvion 28 mukaisesti, jolloin uudeksi poikkipinta-alaksi tuli 4135mm^2, mikä täyttää edellä lasketun vaatimuksen ja poikkileikkauksen käyttöasteeksi tuli näin ollen 79%.



Kuvio 28. Diagonaalin V1 vahvistus

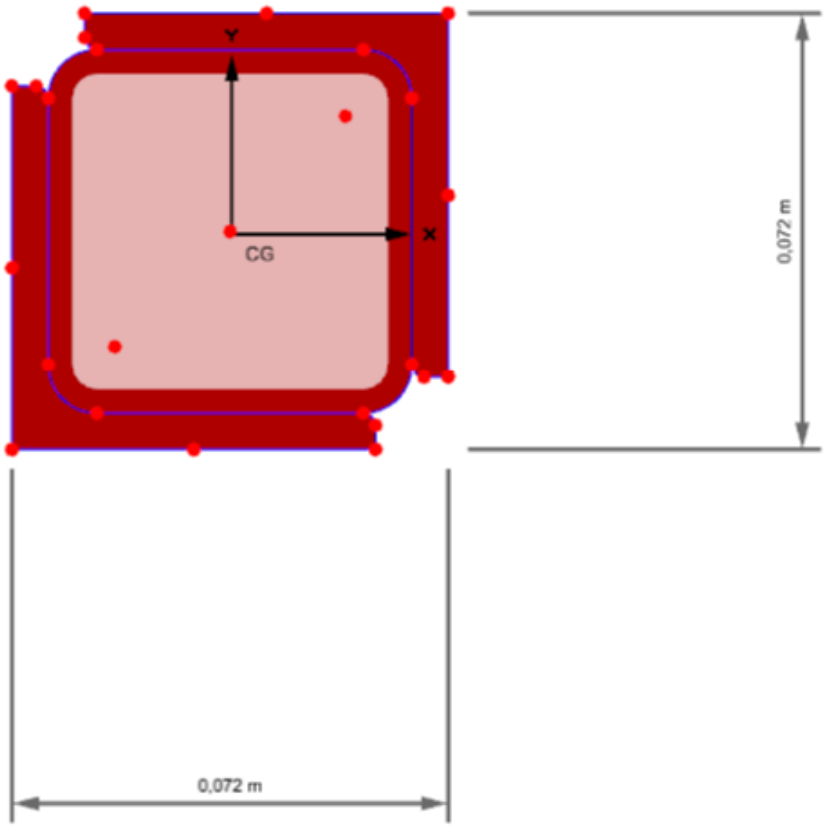
7.5.2 Puristetun diagonaalin mitoitus

Puristetuista diagonaaleista kovimalle rasitukselle joutui diagonaali V2 (RHS 60x4) jolle puristusta tuli N_d = -241kN. Tietokoneavusteisen laskennan tuloksena todettiin että diagonaali ei ole riittävä siihen kohdistuville rasituksille, vaan sitä tulee vahvistaa. Profiilia vahvistettiin kuvion 29 mukaisesti lisäämällä profiilin reunoille kulmateräkset 60x60x6, jolloin uusiksi poikkileikkausarvoiksi saatiin:

$$A = 2235mm^2, \qquad f_y = 235\frac{N}{mm^2}$$

$$L = 1184mm, \qquad L_{cr} = 0{,}9 * L = 1066mm$$

$$W_{pl,yz} = 50{,}9 * \ 10^3 mm^3, \qquad I_{yz} = 140 * \ 10^4 mm^4$$



Kuvio 29. Diagonaali V2 vahvistus

Nurjahduskestävyys laskettiin kuten kappaleissa 7.3 ja 7.4:

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = 2558{,}3kN$ Nurjahuskuorma

$\Phi = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 0{,}453$ Muunnettu hoikkuus

$\Phi = 0{,}5[1 + \alpha(\lambda - 0{,}2) + \lambda^2] = 0{,}664$

$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0{,}868$ Pienennystekijä

$\mathrm{N}_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 456{,}3kN \geq 241kN$ Nurjahduskestävyys

Sauvan suunnitellun vahvistuksen voidaan näin ollen todeta olevan riittävä. Muut diagonaalit, jotka tietokoneavusteisen laskennan avulla todettiin alimitoitetuiksi, tarkastettiin vastaavasti ja vahvistukset suunniteltiin sen mukaisesti.

7.6 Pilarin mitoitus

Ristikkoa kannattelevien pilareiden (IPE330) kestävyys tarkastettiin muun rakenteen tavoin tietokoneavusteisesti. Alustavassa mitoituksessa todettiin myös pilarin olevan alimitoitettu ja siihen suunniteltiin liitteen 3 mukainen vahvistus.

Vahvistettu poikkileikkaus tarkastettiin tietokoneavusteisesti (liite 2), sekä varmistettiin vielä laskemalla käsin vahvistetun pilarin kestävyys puristukselle, taivutukselle sekä puristuksen ja taivutuksen yhdistelylle kohdan 7.3 ja 7.4 mukaisesti:

$$f_y = 235\frac{N}{mm^2}$$

$$A = 13761mm^2,\ \ A_v = 6495mm^2$$

$$W_{pl,y} = 1657{,}2 * \ 10^3mm^3, \qquad I_y = 22011{,}9 * \ 10^4mm^4$$

$$W_{pl,z} = 303{,}7 * \ 10^3mm^3, \qquad I_z = 1235{,}8 * \ 10^4mm^4$$

$$L_{cr,y} = 7000\ mm, \qquad L_{cr,z} = 2000\ mm$$

$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = 9310kN$ Nurjahuskuorma, y

$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = 6403kN$ Nurjahuskuorma, z

$\lambda_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 0{,}589$ Muunnettu hoikkuus, y

$\lambda_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 0{,}710$ Muunnettu hoikkuus, z

$\Phi_y = 0{,}5[1 + \alpha(\lambda - 0{,}2) + \lambda^2] = 0{,}593$

$\Phi_z = 0{,}5[1 + \alpha(\lambda - 0{,}2) + \lambda^2] = 0{,}877$

$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0{,}844$ Pienennystekijä, y

$\chi_z = \frac{1}{\Phi+\sqrt{\Phi^2-\lambda^2}} = 0{,}718$ Pienennystekijä, z

$\mathrm{N}_{b,Rd,y} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 2728kN \geq 345kN$ Nurjahduskestävyys, y

$\mathrm{N}_{b,Rd,z} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 2321kN \geq 345kN$ Nurjahduskestävyys, z

$k_{yy} = C_{my}\left[1 + \left(\lambda_y - 0{,}2\right)\frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}}\right] \leq \left[1 + 0{,}8\frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}}\right] = 0{,}944$ (HP taulukko 2.22)

$k_{yz} = 0{,}6C_{mz}\left[1 + (\lambda_z - 0{,}6)\frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}}\right] \leq \left[1 + 1{,}4\frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}}\right] = 0{,}914$ (HP taulukko 2.22)

$C_{my} = 0{,}9$ (HP taulukko 2.24)

$C_{mz} = 0{,}9$ (HP taulukko 2.24)

$\chi_{LT} = 1$

$\frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT}\frac{W_{pl.y}f_y}{\gamma_{M1}}} = 0{,}754 \leq 1$ Yhdistelykestävyys, y

$\frac{N_{ed}}{\chi_z \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT}\frac{W_{pl.y}f_y}{\gamma_{M1}}} = 0{,}756 \leq 1$ Yhdistelykestävyys, z

$\mathrm{M}_{c,Rd} = W_{pl.y}\frac{f_y}{y_{M0}} = 389{,}4\ kNm \geq 259kNm$ Taivutuskestävyys

Pilarin ja ristikon alapaarteen kohdalle pilariin syntyy leikkausvoimaa. I-profiileilla plastisessa leikkausmitoituksessa leikkausta ottaa vastaan ainoastaan profiilin uuma, jolloin profiilin tehollinen pinta-ala A_v on huomattavasti koko poikkileikkausta pienempi. Leikkaus kestävyys lasketaan kaavasta:

$\mathrm{V}_{pl,Rd} = A_v\frac{f_y/\sqrt{3}}{y_{M0}} = 881\ kNm \geq 259kNm$ (HP kaava 2.101)

Tarkastelun tuloksena voidaan todeta pilarin vahvistuksen olevan riittävä ja yhtenevä tietokonelaskennasta saatujen tulosten kanssa (liite3).

8 Pohdinta

Työ osoittautui ennakko-odotusten mukaisesti erittäin mielenkiintoiseksi ja haastavaksi. Erityisen haastavan työstä teki tietokoneavusteisesta laskennasta saatujen tulosten pohjalta tarvittavan vahvistuksen suunnittelu ja suunnitellun vahvistuksen riittävyyden toteaminen käsinlaskennalla.

Ongelmana olivat ohjelmiston rajoitteet uusien poikkileikkausten luomisessa. Jigiin pystyi luomaan ainoastaan yleisesti käytössä olevia profiileja (I-, U- ja kotelo-profiilit) vapaasti valituilla mitoilla. Ongelman johdosta vahvistuksen suunnittelu seurasi kaikkien vahvistettavien sauvojen kohdalla seuraavaa kaavaa:

1) Haettiin profiilikirjastosta kokeilemalla riittävän suuri poikkileikkaus joka täytti mitoitusehdot.
2) Tarkastettiin valitun profiilin poikkileikkausarvot A, I ja W.
3) Suunniteltiin sauvalle vahvistus annettujen arvojen perusteella.
4) Laskettiin sauvalle suunnitellun vahvistuksen uudet poikkileikkausarvot A, I ja W.
5) Tarkastettiin käsinlaskennalla kriittisimmät mitoitusehdot (taivutus,puristus, ja yhdistetty rasitus) lasketuilla arvoilla tietokonelaskennasta saaduille rasituksille N_d, Qd ja M_d.

Tietokoneavusteisenlaskennan ja käsinlaskennan tuloksia vertaamalla voidaan todeta niiden olevan yhteneviä. Erot käsin lasketuissa ja tietokoneella saaduistta tuloksissa johtuvat tietokonelaskennassa käyteyistä profiilivalinnoista, jotka eroavat osittain käsinlaskennassa käytetyistä arvoista. Suunnitellut vahvistukset ovat kuitenkin tietokonelaskentaan nähden pääosin varmalla puolella.

Mielenkiintoisen työstä teki myös rakennusmääräysten vertailu nykypäivän ja hallin rakennusajankohdan välillä. Vaikkakaan tarkkaa rakennusajankohtaa tai laskelmia ei ollut käytössä, voitiin määräyksiä vertailemalla todeta vaatimusten kasvaneen vuosien saatossa etenkin lumikuorman kasvun ja varmuuskertoimien tulon myötä.

Lähteet

A 4/16. Ympäristöministeriön asetus rakenteiden tilavuuspainoa, omaa painoa ja rakennusten hyötykuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-1. Viitattu 8.4.2016. www.finlex.fi, ajantasainen lainsäädäntö.

A 6/16. Ympäristöministeriön astus lumikuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-3. Viitattu 8.4.2016. www.finlex.fi, ajantasainen lainsäädäntö.

A 7/16. Ympäristöministeriön asetus tuulikuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-4. Viitattu 8.4.2016. www.finlex.fi, ajantasainen lainsäädäntö.

Hitsatut profiilit EN 1993-käsikirja. 2010. Keuruu: Rautaruukki Oyj

Kinnunen, J., Saarinen, E., Tiira, S. Ulvinen, S., Väänänen, E. Teräsrakenteiden suunnittelu. 2001. Helsinki: Rakennustieto Oy

L300/2015. Laki laajanrunkoisten rakennusten rakenteellisen turvallisuuden arvioinnista. Viitattu 8.4.2016. www.finlex.fi, ajantasainen lainsäädäntö.

Mäkiö, E., Malinen, M., Neuvonen, P. 2016. Kerrostalot 1940-1960. Helsinki: Rakennustieto Oy

Mäkiö, E., Malinen, M., Neuvonen, P. 2016. Kerrostalot 1960-1975. Helsinki: Rakennustieto Oy

Mäkiö, E., Malinen, M., Neuvonen, P. 2016. Kerrostalot 1880-1940. Helsinki: Rakennustieto Oy

RakMk B1. 1978. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset. Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto.

RakMk B1. 1983. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset. Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto.

RakMk B1. 1998. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset. Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto.

Rakentajain kalenteri 1969. 1969. Helsinki: Rakentajain kustannus OY

Rakentajain kalenteri 1971. 1971. Helsinki: Rakentajain kustannus OY

RIL201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. 2017. Helsinki: RIL Ry

Schodek, D., Bechthold, M. Structures. 2014. New Jersey: Pearson Education Inc. Teräsrakenneyhdistys, Teräsrakenteiden suunnittelu / Eurocode 3 oppikirja (toinen painos), Forssa Print, 2014.

Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 3-oppikirja. 2014. Helsinki: Teräsrakenneyhdistys

Liitteet

Liite 1. Yläpaarteen tietokoneavusteiset mitoitustulokset

EN 1993-1-1 Teräsmitoitus

Sauvan tiedot

Nimi: Yläpaarre_V4

Pituus: 2523 mm

Profiili: HEA160_6mm_vahvistus_2

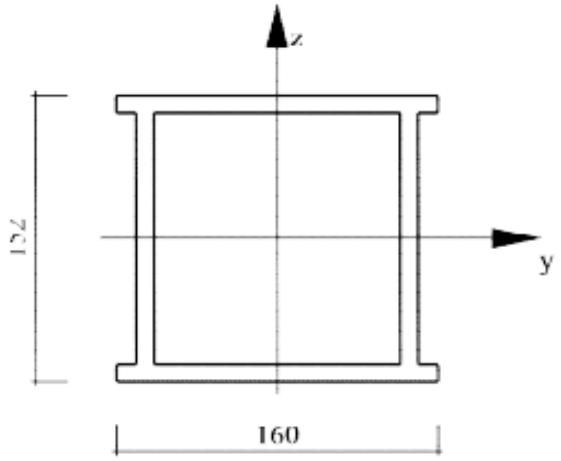
Materiaali: S235

Poikkileikkaus

I_y = 1,8351876E-05 m^4

I_z = 1,6508364E-05 m^4

A_x = 0,005292 m^2



Mitoitus

Poikkileikkausluokka kohdassa 0 mm Yhdistelyn kanssa 4: ULS: 1.5 Lumi > 2.7	Luokka: 1 ✓
Normaalivoima kohdassa 0 mm Yhdistelyn kanssa 4: ULS: 1.5 Lumi > 2.7	Käyttö: 0,73 ✓
Leikkauskestävyys Z kohdassa 2523 mm Yhdistelyn kanssa 4: ULS: 1.5 Lumi > 2.7	Käyttö: 0,01 ✓
Leikkauskestävyys Y kohdassa 2523 mm Yhdistelyn kanssa 8: ULS/EQU, Tuuli-X	Käyttö: 0,00 ✓
Vääntömomentti pisteessä 2523 mm Yhdistelyn kanssa 4: ULS: 1.5 Lumi > 2.7	Käyttö: 0,01 ✓
Taivutuskestävyys Y kohdassa 0 mm Yhdistelyn kanssa 4: ULS: 1.5 Lumi > 2.7	Käyttö: 0,33 ✓
Taivutuskestävyys Z kohdassa 2523 mm Yhdistelyn kanssa 8: ULS/EQU, Tuuli-X	Käyttö: 0,00 ✓

Kaksiaksiaalinen taivutus kohdassa 0 mm Yhdistelyn kanssa 5: ULS: 1.5 Lumi > 2.7 + Tuuli-X	Käyttö: 0,01 ✓
Nurjahdus y kohdassa 0 mm Yhdistelyn kanssa 4: ULS: 1.5 Lumi > 2.7	Käyttö: 0,82 ✓
Nurjahdus z kohdassa 0 mm Yhdistelyn kanssa 4: ULS: 1.5 Lumi > 2.7	Käyttö: 0,83 ✓
Vääntönurjahdus 0 mm Yhdistelyn kanssa 4: ULS: 1.5 Lumi > 2.7	Käyttö: 0,82 ✓
Kiepahdus Yhdistelyn kanssa 5: ULS: 1.5 Lumi > 2.7 + Tuuli-X	Käyttö: 0,17 ✓
Taivutuksen ja puristuksen yht. vaikutus yhd. 4: ULS: 1.5 Lumi > 2.7	Käyttö: 0,91 ✓
Siirtymä Z kohdassa 1171,2 mm ominaisyhd. kanssa 12: SLS Kar. 1.0 Lumi > 2.7 + Tuuli-X	δ = -1 / 8 mm
Siirtymä Y kohdassa 2522,6 mm ominaisyhd. kanssa 13: SLS Kar. 1.0 Tuuli-X	δ = 0 / 8 mm

✓ *HYVÄKSYTTY: Terässauvan mitoitus hyväksytty. Suurin käyttöaste on 90,7 % Mitoitusstandardi EN 1993-1-1 Finland. Heikoin komponentti on Yhdistetty stabiliteetti.*

Liite 2. Pilarin tietokoneavusteiset mitoitustulokset

EN 1993-1-1 Teräsmitoitus

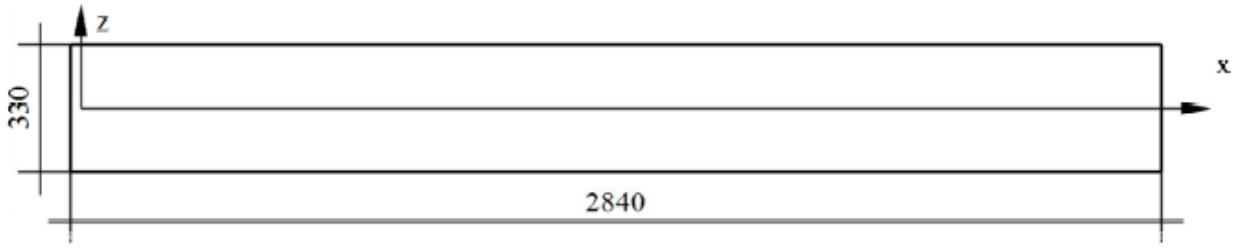
Sauvan tiedot

Nimi: Pilari_V3

Pituus: 2840 mm

Profiili: IPE330_vahvistettu

Materiaali: S235

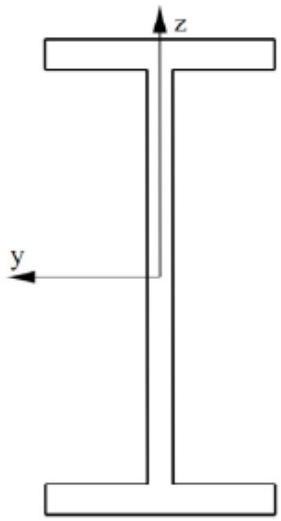


Poikkileikkaus

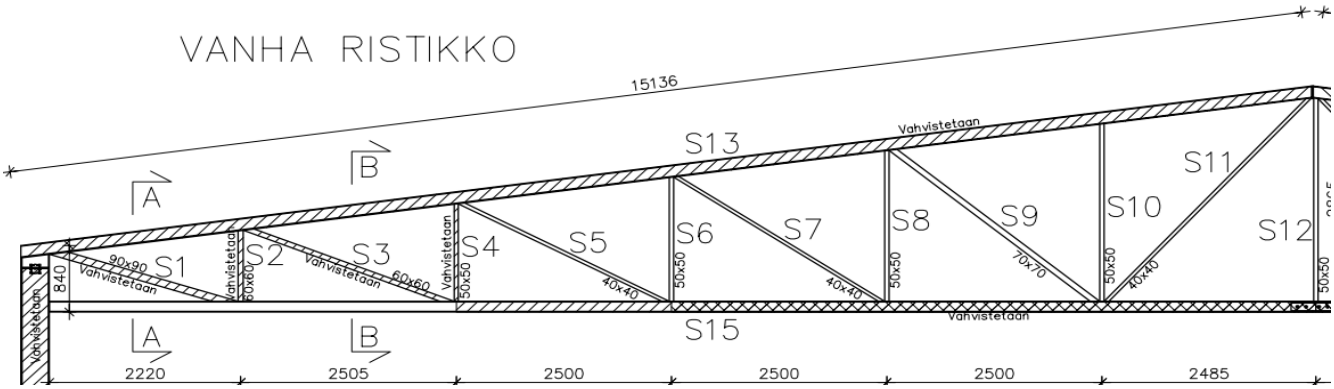
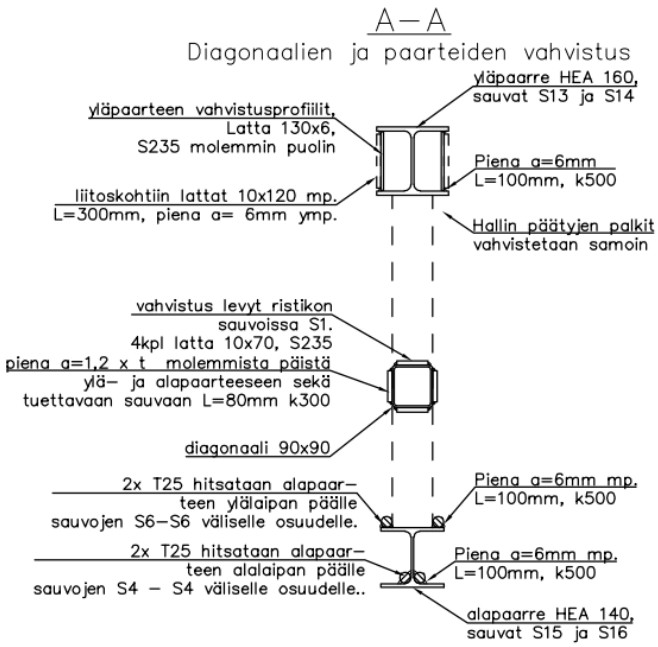
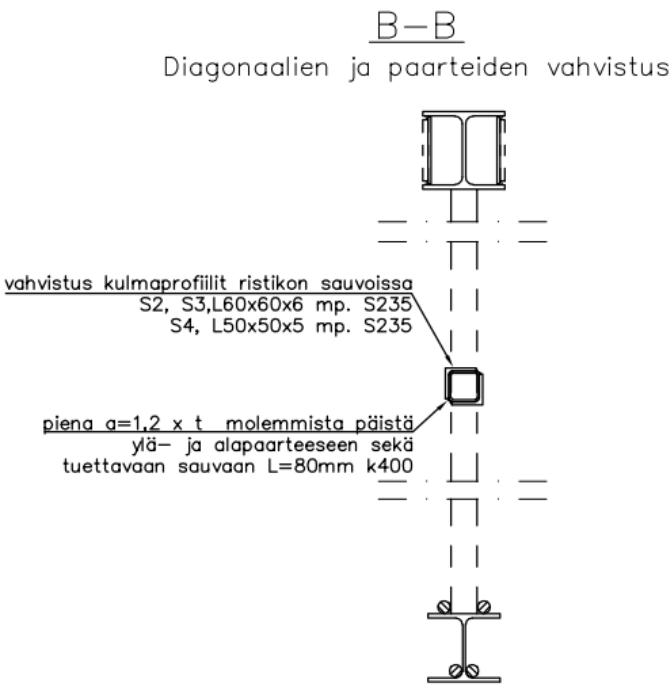
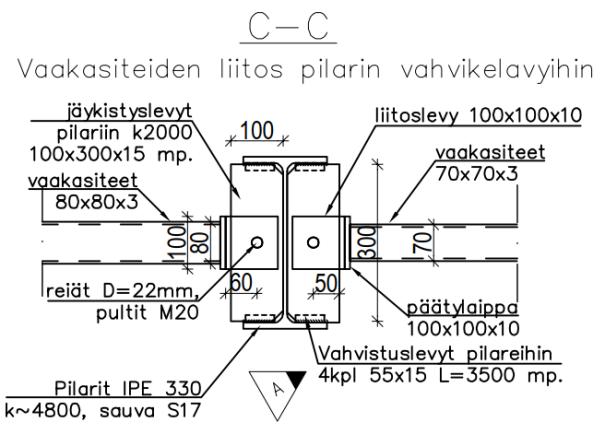
I_y = 0,000198436151875 m^4

I_z = 1,48247161458333E-05 m^4

A_x = 0,0119025 m^2



Poikkileikkausluokka kohdassa 2637 mm Yhdistelyn kanssa 4: ULS: 1.5 Snow	Luokka: 1 ✓
Normaalivoima kohdassa 0 mm Yhdistelyn kanssa 5: ULS: 1.5 Snow + Wind-X	Käyttö: 0,12 ✓
Leikkauskestävyys Z kohdassa 2840 mm Yhdistelyn kanssa 6: ULS: 1.5 Wind-X	Käyttö: 0,37 ✓
Leikkauskestävyys Y kohdassa 2840 mm Yhdistelyn kanssa 8: ULS/EQU, Wind-X	Käyttö: 0,00 ✓
Vääntömomentti pisteessä 2840 mm Yhdistelyn kanssa 6: ULS: 1.5 Wind-X	Käyttö: 0,37 ✓
Taivutuskestävyys Y kohdassa 1999 mm Yhdistelyn kanssa 6: ULS: 1.5 Wind-X	Käyttö: 0,72 ✓
Taivutuskestävyys Z kohdassa 2840 mm Yhdistelyn kanssa 8: ULS/EQU, Wind-X	Käyttö: 0,00 ✓
Kaksiaksiaalinen taivutus kohdassa 1999 mm Yhdistelyn kanssa 6: ULS: 1.5 Wind-X	Käyttö: 0,52 ✓
Nurjahdus y kohdassa 0 mm Yhdistelyn kanssa 5: ULS: 1.5 Snow + Wind-X	Käyttö: 0,14 ✓
Nurjahdus z kohdassa 0 mm Yhdistelyn kanssa 5: ULS: 1.5 Snow + Wind-X	Käyttö: 0,16 ✓
Vääntönurjahdus 0 mm Yhdistelyn kanssa 5: ULS: 1.5 Snow + Wind-X	Käyttö: 0,15 ✓
Kiepahdus Yhdistelyn kanssa 6: ULS: 1.5 Wind-X	Käyttö: 0,74 ✓
Taivutuksen ja puristuksen yht. vaikutus yhd. 6: ULS: 1.5 Wind-X	Käyttö: 0,88 ✓
Siirtymä Z kohdassa 1420,0 mm ominaisyhd. kanssa 13: SLS Kar. 1.0 Wind-X	δ = 4 / 9 mm
Siirtymä Y kohdassa 2840,0 mm ominaisyhd. kanssa 13: SLS Kar. 1.0 Wind-X	δ = 0 / 9 mm

✓ *HYVÄKSYTTY: Terässauvan mitoitus hyväksytty. Suurin käyttöaste on 88,3 % Mitoitusstandardi EN 1993-1-1 General. Heikoin komponentti on Yhdistetty stabiliteetti.*

Liite 3. Suunnitelma ristikkokehän vahvistukseksi