



TAMPEREEN
AMMATTIKORKEAKOULU

RAKENTEELISEN TURVALLISUUDEN

ARVIOINTI

Lauri Sand



Opinnäytetyö
Huhtikuu 2016
Rakennustekniikka
Talorakennustekniikka

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikka
Talorakennustekniikka

Lauri Sand
Rakenteellisen turvallisuuden arviointi

Opinnäytetyö 82 sivua, joista liitteitä 8 sivua
Huhtikuu 2016

Insinööriyön tarkoituksena on perehtyä 01.04.2015 voimaan tulleeseen lakiin laajarunkoisten rakennusten rakenteellisen turvallisuuden arvioinnista. Työn tilaajana toimii A-Insinöörit Suunnittelu Oy.

Työn alkuosassa esitellään, miksi laki laajarunkoisten rakennusten rakenteellisesta turvallisuudesta on annettu sekä kerrotaan lain keskeinen sisältö. Opinnäytetyössä käydään myös esimerkkikohteen avulla tarkastus lävitse.

Tarkastustoiminnan esimerkkikohteenä on puurakenteinen maneesi. Työssä perehdytään tämän rakennuksen rakenteelliseen turvallisuuteen ja esitetään mitä korjaustoimenpiteitä maneesiin tulee tehdä. Kuormat ja lujuudet on laskettu eurokoodin mukaisilla varmuuskertoimilla.

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Degree Programme in Civil Engineering
Option of Structural engineering

Lauri Sand
Structural safety inspection

Bachelor's thesis 82 pages, appendices 8 pages
April 2016

The aim of this engineering thesis is to get familiarized with the law concerning the evaluation of safety of wide-bodied structures, which came into effect April 1st 2015. The thesis work was ordered by A-Insinöörit Suunnittelu Ltd.

The thesis begins with an introduction to the core contents of the law concerning the structural safety of wide-bodied structures and an explanation of why it was passed. The thesis will also go through the inspection process with a sample structure.

As the sample structure for the inspection process is a wooden manège. The thesis focuses on the structural safety of said structure and illustrates what repairs it needs. The strength and load values are calculated with safety-margins in accordance to the Euro-codes.

Key words: structural safety inspection, wide-bodied structures

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	8
1.1	Laki tarkastustoiminnasta	8
1.2	Lain asettaminen	9
1.3	Lain keskeinen asiasisältö	10
2	TARKASTUSTOIMINTA	12
2.1	Tarkastusprosessi	12
2.2	Tarkastuksen apuvälineet	14
2.3	Toteuttamisen ongelmakohtia.....	14
3	CASE MANEESI.....	15
3.1	Rakennuksen alkutila	15
4	KUORMAT	19
4.1	Omapaino	19
4.1.1	Maneesin omapaino	19
4.2	Lumi	19
4.2.1	Lumikuorman määrittäminen.....	19
4.2.2	Lumikuorma maneesin katolla.....	21
4.3	Tuuli	21
4.3.1	Tuulikuorman määrittäminen.....	21
4.3.2	Tuulikuorman vaikutus maneesiin.....	27
4.4	Lisävaakavoimat	30
4.4.1	Lisävaakavoimien muodostuminen	30
4.4.2	Maneesissa vaikuttavat lisävaakavoimat	31
5	Puu rakennusmateriaalina.....	33
6	MANEESIN MITOITUS.....	36
6.1	Päätyseinän mitoitus.....	36
6.1.1	Rasitus jäykisteille	36
6.1.2	Jäykisteiden korjaaminen.....	39
6.1.3	Rasitus perustusliitoksille.....	46
6.1.4	Perustuksen ja seinän liitos	49
6.2	Pitkän sivun mitoitus.....	53
6.2.1	Pitkän sivun rasitukset	53
6.2.2	Pitkän sivun jäykistysjärjestelmän valinta.....	53
6.2.3	Tasakerran rasitus tuulesta	55
6.2.4	Rasitus lumikuormasta.....	57
6.2.5	Alajuoksun puristuskestävyys	57
6.2.6	Runkotolpan mitoitus.....	59

6.3 Katon alapaarretaso.....	62
6.3.1 Alapaarretason rasitukset	62
6.3.2 Alapaarretason jäykistäminen.	64
7 POHDINTA	72
LÄHTEET	73
LIITTEET.....	74
Liite 1.....	75
Liite 2.....	79

ERITYISSANASTO

S_k	maanpinnan lumikuorman ominaisarvo
q_k	kattojen ominaislumikuorma
μ_i	lumikuorman muotokerroin
c_f	voimakerroin tuulelle
$q_k(h)$	tuulen nopeuspaine
k_{mod}	muunnoskerroin huomioi kuorman kestoa ja kosteuden vaikutusta
k_{def}	virumaluku
γ_M	materiaalin osavarmuusluku
E_{mean}	kimmomoduuli, syyn suuntaan
$E_{90,mean}$	kimmomoduuli, poikittain
G_{mean}	liukumoduuli
ρ_k	ominaistiheys
C24	eräs puun lujuusluokka
W_{inst}	hetkellinen taipuma
W_{fin}	loppu taipuma
W_{sall}	sallittu taipuma
$k_{c,\perp}$	tukipaine kerroin
i_y	jäyhyysäde y-akselin suuntaan
I_y	neliöhitausmomentti y-akselin suuntaan
λ	hoikkuusluku
A	pinta-ala
V	tilavuus
R_k	liittimen kestävyuden ominaisarvo
R_d	liittimen kestävyuden mitoitusarvo
d	halkaisija
t	vahvuus
k_ρ	puutavaran tiheysvaikutuskerroin
k_t, k_s, k_e	kerroin joka huomioi naulan tunkeumaa
s	liitin väli
$F_{t,Rd}$	yksittäisen liittimen leikkausvoimakestävyuden mitoitusarvo

ominaislujuudet

$f_{m,k}$	taivutus
$f_{t,0,k}$	veto, syyn suuntainen
$f_{t,90,k}$	veto, poikittainen
$f_{c,0,k}$	puristus, syyn suuntainen
$f_{c,90,k}$	puristus, poikittainen
$f_{v,k}$	leikkaus

jännityksen mitoitusarvo

$\sigma_{m,d}$	taivutus
$\sigma_{t,0,d}$	veto, syyn suuntainen
$\sigma_{t,90,d}$	veto, poikittainen
$\sigma_{c,0,d}$	puristus, syyn suuntainen
$\sigma_{c,90,d}$	puristus, poikittainen
$\sigma_{v,d}$	leikkaus

1 JOHDANTO

1.1 Laki tarkastustoiminnasta

Laki laajarunkoisten rakennusten turvallisuuden arvioinnista astui voimaan 01.04.2015. Lakia on lähdetty kehittämään viime vuosien lukuisten laajarunkoisten rakennusten sortumisien tai sortumavaaran takia. Lain asettaminen lähti liikkeelle vasta vuonna 2013 Laukaan ratsastusmaneesin sortuman vaadittua henkilöuhria (KUVA 1). Lain asettamista on kuitenkin suositeltu jo paljon pidemmän aikaa. Onnettomuustutkintakeskus on tutkimusraporteissaan useaan kertaan suosittanut toimia rakennusten rakenteellisen turvallisuuden parantamiseksi. Jo heidän ensimmäisestä rakenteiden sortumaan liittyvästä tutkimuksesta tehdyssä raportissa on suositus, että asianomaisten ministeriöiden tulisi yhdessä käynnistää laaja selvitys, jolla kartoitetaan suomalaisen rakentamisen todellinen turvallisuustaso sekä laatia ja käynnistää työ, jolla vallitsevaa kulttuuria (asenteita ja arvoja, toimintatapoja ja toiminnan pelisääntöjä) voidaan ryhtyä kohentamaan rakenteiden ja rakentamisen turvallisuuden varmistamiseksi ja parantamiseksi (Onnettomuustutkintakeskus, B1/1996Y).



KUVA 1. Laukaan maneesi (<http://www.tekniikkatalous.fi>)

Onnettomuustutkintakeskus on suosittanut tekemissään tutkimusraporteissa 2006, 2010 ja 2011 rakennusten katsastusmenettelyä. Suositus ei ollut uusi asia raporteissa, mutta tässä vaiheessa se oli saanut selkeämmän muodon, katsastusmenettelyyn.

Suosituksena oli, että ympäristöministeriö ja rakennusalan toimijat yhteistyössä kehittäisivät katsastusmenettelyn, jonka keskeisenä sisältönä olisi rakenteiden turvallisuus.

1.2 Lain asettaminen

Talvella 2013 sortui Laukaan ratsastusmaneesi. Onnettomuudessa 10-vuotias ratsastaja menetti henkensä ja maneesi tuhoutui kokonaan korjauskelvottomaksi. Onnettomuustutkintakeskus toisti raportissaan jälleen suosituksen pakollisesta katsastusmenettelystä.

Asuntonministeri Kiuru antoi maneesionnettomuuden jälkeen määräyksen valmistella laki, joka parantaisi hallien turvallisuutta. Huhtikuussa ympäristöministeriön toimeksiannosta perustettiin työryhmä, jonka tehtävänä oli sopia yhtenäisistä toimintamalleista ja käytännöistä sekä antaa tukea lain valmistelulle. Työryhmään kuului monipuolisesti eri alojen asiantuntijoita joita hanke kosketti. Ryhmän toimintakausi jatkui vuoden 2014 loppuun.

Lakiehdotus lähti lausuntokierrokselle syksyllä 2014. Esitys koettiin tärkeäksi, mutta sen kustannusvaikutuksia yksittäisille yrittäjille pidettiin kohtuuttomina. Myös pätevien tarkastajien riittävyys aiheutti kysymyksiä. Lausuntojen vuoksi määräaikoja pidennettiin ja lain vaikutus tarkennettiin koskemaan vain rakennuksen laajarunkoista osuutta.

Hallitus antoi lakiehdotuksen eduskunnalle 04.12.2014. Se päätti laista istunnossaan 21.02.2015, jolloin lakiehdotus meni läpi äänin 150/30. Eduskunta lisäsi siihen kuitenkin lausumat, joilla pyritään kohtuullistamaan tarkastusmenettelyn taloudellisia vaikutuksia yritystoiminnan kannattavuuteen.

Eduskunta edellyttää, että hallitus selvittää mahdollisuudet tuen myöntämiseen osana maatilatalouden perusparannusavustusjärjestelmää maatilatalouden suunnitelmalliseen kiinteistönpitoon liittyvien laajarunkoisten rakennusten perusparannustoimien arvioimiseksi ja toteuttamiseksi tilanteissa, joissa kustannus muodostuisi yksittäisen maaseu-

tuelinkeinonharjoittajan toimeentulon kannalta kohtuuttomaksi (Eduskunta, Eduskunnanvastaus 290/2014 vp).

Hallitus seuraa laista aiheutuvien arviointikustannusten kohtuullisuutta suhteessa maatalouden kannattavuuteen ja ryhtyy tarvittaviin toimenpiteisiin lainsäädännön muuttamiseksi, mikäli kustannukset muodostuvat kohtuuttomiksi (Eduskunta, Eduskunnanvastaus 290/2014 vp).

Kun laki eduskunnassa hyväksyttiin, se siirtyi presidentin hyväksyttäväksi. Tasavallan presidentti vahvisti lain 20.03.2015 ja se tuli voimaan 01.04.2015.

1.3 Lain keskeinen asiasisältö

Laissa laajarunkoisten rakennusten tarkastusmenettelystä määrätään rakennuksiin tehtäväksi tarkastus rakenteellisen turvallisuuden parantamiseksi. Tarkastus koskee rakennuksia, jotka ovat saaneet rakennusluvan ennen lain voimaantuloa. Tämä koskee rakennuksia, joita käytetään pääasiassa urheiluun, virkistykseen tai vapaa-ajantoimintaan, kaupan palveluihin tai muihin vastaaviin kokoontumiseen tai eläinsuojana. Rakennuksessa on toteuduttava myös seuraavat ehdot: sen laajarunkoisen osuuden tulee olla josakin kerroksessa vähintään 1000 neliometriä ja kattokannattajien, jotka on rakennettu paikanpäällä, jänneväli on vähintään 15 metriä, tai tehtaalla esivalmisteltujen kattokannattajien jänneväli on vähintään 18 metriä.

Näihin ehtoihin on kuitenkin olemassa poikkeukset. Tarkastus on tehtävä maneeseille, joissa ehto kattokannattajien jännevälistä toteutuu, vaikka ehto 1000 neliömetrin pinta-alasta jäisikin toteutumatta. Maneeseille on annettu tiukemmat ehdot, koska niissä on havaittu huomattavasti enemmän vakavia puutteita kuin muissa laajarunkoisissa rakennuksissa. Tarkastusmenettelyä ei sovelleta rakennuksiin, joiden kantavien rakenteiden suunnitelmiin ja rakenteiden toteutukseen on suoritettu ulkopuolinen tarkastus tai muu vastaava erityismenettely vapaaehtoisesti ennen lain voimaan tuloa.

Laajarunkoisen rakennuksen omistajan on huolehdittava, että siihen suoritetaan tarkastus rakenteellisen turvallisuuden varmistamiseksi, mikäli se kuuluu edellä mainittujen

ehtojen perusteella tarkastusmenettelyn piiriin. Tarkastuksen suorittavan tahon on osoitettava työn tilaajalle kelpoisuutensa kyseiseen tehtävään.

Tarkastuksen suorittavalla henkilöllä tulee olla vähintään samat pätevyudet, jotka vaadittaisiin kyseisen rakenteen suunnitteluun. Rakennuksen kantavat osat saattavat olla useammasta eri materiaalista. Runko saattaa sisältää betoni-, teräs- ja puurakenteita, jolloin tarkastusryhmästä täytyy löytyä pätevyudet kaikkien kolmen materiaalin suunnitteluun. Tarkastajana ei voi toimia henkilö, joka on alun perin suunnitellut kyseisen kohteen. Tarkastuksen voi suorittaa kuitenkin henkilö, joka työskentelee samassa yrityksessä kuin alkuperäiset suunnitelmat tehnyt henkilö. Tarkastajan on oltava luonnollinen henkilö.

Tarkastuksen suorittamiseen on annettu siirtymäaika, joka on riippuvainen rakennuksen toteutustavasta. Rakenteellisen turvallisuuden arviointi on suoritettava viimeistään neljän vuoden kuluttua lain voimaan tulosta, mikäli rakennesuunnittelun ja rakentamisen ovat suorittaneet toisistaan riippumattomat tahot. Mikäli rakennesuunnittelun ja rakentamisen ovat toteuttaneet toisistaan riippuvaiset tahot, on arviointi suoritettava viimeistään kahden vuoden kuluttua lain voimaan tulosta.

Arviointia suorittavan asiantuntijan on velvollisuus tehdä ilmoitus, mikäli hän havaitsee rakenteissa vakavia virheitä tai puutteita, jotka aiheuttavat rakenteiden sortumavaaran tai muun uhan henkilöturvallisuudelle. Ilmoitus on tehtävä omistajalle, rakennusvalvontaviranomaisille sekä pelastusviranomaisille. Vaikka kohteelle on tehty tarkastusmenettelyn mukainen arviointi, on vastuu rakennuksen turvallisuudesta kuitenkin edelleen sen omistajalla.

2 TARKASTUSTOIMINTA

2.1 Tarkastusprosessi

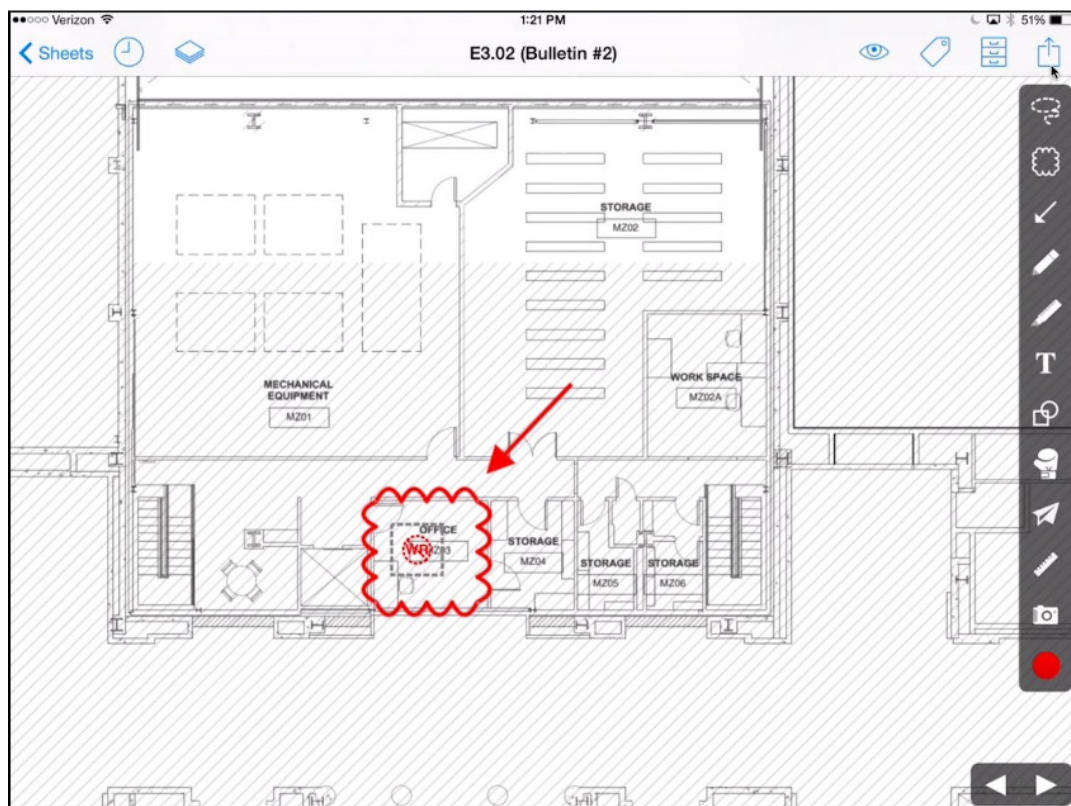
Tarkastusprosessi lähtee käyntiin asiakkaan tehtyä toimeksiannon tarkastajan kanssa. Alkuvaiheessa pyritään saamaan alkuperäiset rakennesuunnitelmat ja rakennesuunnittelijan laskelmat. Lisäksi pyritään selvittämään hankkeen toteutusmuoto ja se, kuinka hyvin yhteistyö on toteutunut hankkeen aikana. Tietoja pyritään saamaan asiakkaalta, kunnan rakennusvalvontaviranomisilta ja alkuperäiseltä rakennesuunnittelijalta. Kaikkia tietoja ei aina ole saatavilla, ne ovat kadonneet tai niitä ei haluta luovuttaa seuraamusten pelossa. Laskelmista tarkastetaan niiden oikeellisuus ja normien mukaisuus. Normien mukaisuus tarkastetaan niiden normien mukaan, joita on käytetty lupaa haettaessa, ei siis aina välttämättä eurokoodien mukaan. Rakennekuvista tarkastetaan, ovatko ne olleet toteutuskelpoiset ja ovatko rakenteet määräysten mukaisia. Tarvittaessa kuvat ja laskelmat täydennetään tarkastuksen havaintojen perusteella.

Kuvien pohjalta tehdään alustava tarkastussuunnitelma. Suunnitelmaan valitaan kokemuksen ja rakenteen tuntemuksen perusteella kriittiset paikat, joiden tarkastamiseen tulee käyttää erityistä tarkkuutta. Pohjakuvaan merkataan tutkittavat paikat. Sen jälkeen pyritään selvittämään ennakkoon, miten tutkimus on suoritettavissa: tarvitaanko nostokalustoa ja jos tarvitaan, miten nostot on toteutettavissa. Nostot ovat usein vaikeasti toteutettavissa, koska maassa saattaa olla paljon kiinteitä esteitä ja ilmassa risteillä useita ripustuslinjoja.

Kenttätutkimukseen osallistuu aina tarvittavat henkilöt henkilöpätevyyksien ja tutkittavan rungon materiaalien mukaan. Tarkastuksen suorittajalla tulee olla kyseiseen runkomateriaaliin vähintään sen suunnitteluun vaadittava pätevyys. Kohteen tarkastus suoritetaan usein ajankohtana, jolloin se on suljettu normaalikäytöltä. Ajankohdan valintaan vaikuttaa se, milloin kohteessa on tilaa suorittaa tutkimusta, mutta tärkein syy ajankohdan valinnalle asiakkaan kannalta on julkisuuskysymys. Vaikka tarkastus on lain määräämä, saattaa se silti vaikuttaa kielteisesti tilaajan asiakkaiden mielikuvaan kyseisestä yrityksestä. Kohteessa verrataan olemassa olevia suunnitelmia ja kohteen todellista toteutusta. Ristiriitaisuudet kirjataan mahdollisimman tarkasti tutkimusraporttiin. Paikan-

päällä pyritään selvittämään haastattelemalla, onko kohteessa ollut havaittavissa ongelmia tai toistuvia vaurioita ja onko kohteessa tehty muutoksia valmistumisen jälkeen. Mikäli kohteessa on havaittu tai epäillään muodonmuutoksia, voidaan näiden laajuutta ja vaikutusta tutkia laserkeilauksella. Toimenpide toistetaan tilanteen vaatimin ajan välein. Pistepilvikuvasta voidaan tarkastaa, kuinka suuria muodonmuutokset ovat kuvauskertojen välillä.

Kohde pyritään kuvaamaan mahdollisimman kattavasti, jotta myöhemmin epäilyttäviä asioita voisi tarkastaa ilman, että kohteeseen tarvitsisi lähteä uudestaan. Kenttätutkimuksessa tehtyjen havaintojen kirjaamisessa voidaan hyödyntää tietokoneohjelmaa, esimerkiksi PlanGrid:ia (KUVA 2), tai vastaavaa. Ohjelmassa saadaan havainnot linkitettyä pohjakuvaan siten, ettei loppuraporttia tai korjaussuunnitelmaa tehdessä tarvitse pohtia, mistä mikäkin havainto on tehty.



KUVA 2. Näkymä PlanGrid ohjelmasta

Kohdekäynnin jälkeen laaditaan raportti, jossa arvioidaan kohteen turvallisuutta. Arvioon vaikuttaa onnettomuuden todennäköisyys ja sen seurausten vakavuus. Raportointia helpottamaan on olemassa valmis Excel-pohja. Pohja toimii tarkastajan muistilistana,

kun tarkastusasiakirjaa laaditaan. Tällöin tulee kirjattua ja käytyä läpi kaikki olennainen. Tarvittaessa kohteesta laaditaan uudet rakennekuvat ja laskennat, joista tarkastetaan rakenteiden asianmukaisuus. Jos alkuperäisiä kuvia ei ole saatu tai ne ovat osoittautuneet virheellisiksi ja rakenteiden todellisesta rakenteesta ei päästä selvyYTEEN, saatetaan joutua tekemään kohteelle koekuormitus.

2.2 Tarkastuksen apuvälineet

Tarkastuksen apuvälineet on valittava tarkastettavan kohteen mukaan. Tärkeimpiä apuvälineitä ovat kamera ja muistiinpanovälineet dokumentointia varten sekä erilaiset mitausvälineet: rakotulkki, laseretäisyys-, rulla- ja työntömitta. Usein tarkastettavat kohteet ovat ahtaissa ja pimeissä nurkkauksissa, jolloin taskulamppu kuuluu välttämättömiin apuvälineisiin. Koska tarkastettavat kohteet ovat hallimaisia, ne ovat yleensä niin korkeita, että tarkastuksessa tarvitaan nostoapuvälineitä.

2.3 Toteuttamisen ongelmakohtia

Eniten haasteita tarkastustoiminnassa aiheuttaa nostojen toteuttaminen. Kohteessa ei ole yleensä nostinta valmiina. Koska tarkastuksen kenttäosuus on hyvin lyhytkestoinen, on nostimen oltava välittömästi käytettävissä eikä voida ottaa riskiä nostinkuljetuksen viivästymisestä. Tästä johtuen tarkastuskohteeseen voidaan mennä vasta, kun nostin on saatu paikan päälle. Tämä puolestaan vaikeuttaa tarkastuskohteiden aikataulutusta. Ongelmasta päästään eroon silloin, kun ei olla riippuvaisia ulkopuolisesta nosturista.

Haasteellisimmat ja samalla yleensä myös tärkeimmät tarkastuskohteet sijaitsevat yleensä korkealla ja ovat hankalasti lattiantasosta tarkastettavia.

Tarkastustoiminnan tavoitteena on tuottaa tieto asiakkaalle rakenteiden turvallisuudesta ja mahdollisista jatkotoimenpiteistä.

3 CASE MANEESI

Ratsastusmaneesin omistaja tilasi A-insinöörit suunnittelu Oy:ltä, rakenteellisen turvallisuuden tarkastuksen. Maneesin rakenteellinen turvallisuus tarkastettiin alkuvuodesta 2016.

3.1 Rakennuksen alkutila

Maneesi on puurakenteinen. Harjakorkeus 7,7 m, pituus 60 m ja leveys 21 m. Molemmissa päädyissä on keskellä suuret oviaukot 4 m*4 m. Rakennus on metsän ympäröimä, mikä suojaa sitä tuulelta.

Ratsastuskenttää kastellaan suolavedellä, jotta se ei pölyäisi. Maneesi on kylmä rakennus ja siellä ei ole järjestetty kunnollista ilmanvaihtoa. Kosteus oli havaittavissa aistinvaraisesti, vaikka ulkona oli kova pakkanen.



KUVA 3. Tarkastettava maneesi.

Kantavat kattorakenteet on toteutettu tehdasvalmisteisilla naulalevyristikoilla, joiden jänneväli on 21 m. Seinät ovat rankarunkoiset, jotka on tehty sahatavarasta 50 * 200 k1200. Seiniä ei ole levytetty, vaan niiden jäykistävänä rakenteena on kolme vinolautaa seinän molemmissa päissä.

Perustukset on toteutettu maanvaraisella seinäanturalla sekä valuharkkosokkelilla. Perustuksista ei ole olemassa suunnitelmia eikä laskelmia. Perustusten toteuttajan kertoman mukaan sokkelissa on vaakaraudoitus joka saumassa sekä pystyraudoitus k1200.

Kuvassa näkyvistä vinolautoista vain kolme menee ylhäältä alas. Muut vinolautoista on ulkoverhouksen kiinnitystä varten. Vaikka ne välittävätkin voimia, on sitä vaikea laskennallisesti osoittaa, joten on varmempaa jättää ne huomioimatta.



KUVA 4 Nurkan vinositeet.



KUVA 5 Poistetut jäykisteet.

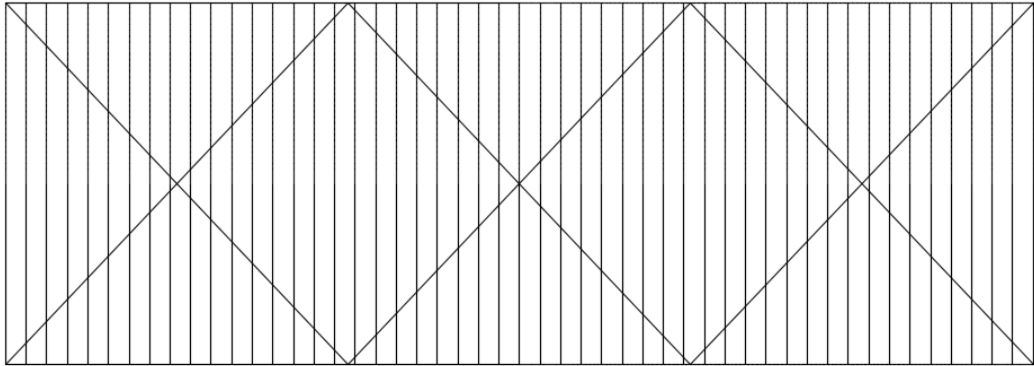
Maneesin kylkeen on tehty myöhemmin pieni laajennus. Oviaukkoa laajennus osaan tehtäessä on katkaistu seinän jäykistävät rakenteet (KUVA 5). Vinositeet eivät jatku kyseisessä nurkassa ylhäältä alas, joten voimien siirtyminen on vaikea osoittaa laskennallisesti.

Kun voimat on saatu siirrettyä seinän alapäähän, on varmistettava että ne välittyvät myös perustuksille. Tässä rakennuksessa voimia pyrittiin siirtämään perustuksille kiinnittämällä seinä perustuksiin 8 mm harjaterästangoilla, jotka on asennettu sokkelinvaluun ja porattu alajuoksusta läpi. Tartuntoja oli noin 2,4 metrin välein.

Ulkoseinille vaikuttava tuuli pyrkii kaatamaan rakennuksen, tämä voima on välitettävä seinältä perustuksille, jotta rakennus pysyisi pystyssä. Koska seinät eivät toimi mastona tässä rakenteessa, on voimat siirrettävä tuulensuuntaisille seinille, joissa ne viedään perustuksille vinositein tai levyjäykistykseen kautta. Tuulen suuntaisille seinille voima saadaan siirrettyä tekemällä katosta ristikko. Katto oli tehty ristikoksi, alapaarretason päälle kiinnitetyillä vinositeillä, joiden solmukohdat on sijoitettu pitkäsivun kolmannespisteisiin (KUVA 6 ja 7).



KUVA 6. Katon vinositeitä



KUVA 7 Periaatekuva vinositeistä.

4 KUORMAT

4.1 Omapaino

4.1.1 Maneesin omapaino

Rakennus on puurakenteinen, joten sillä on melko pieni omapaino, paitsi perustuksien osalta, jotka ovat betonia. Riittävän tarkka varmallalla puolella oleva arvio omapainoista perustuu kokemukseen.

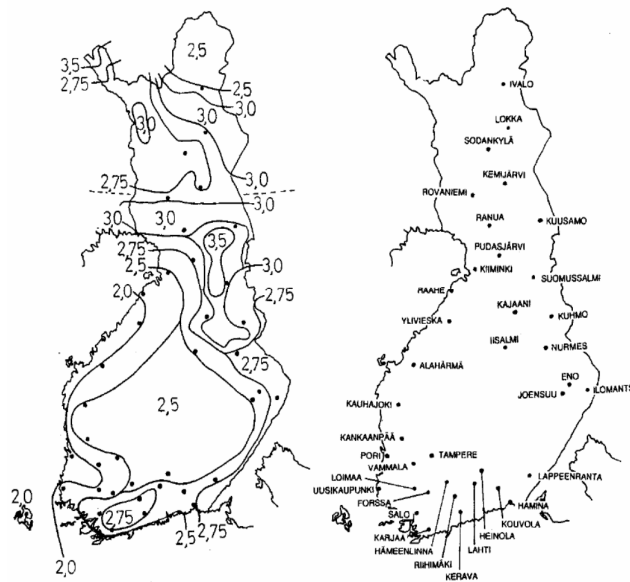
Seinä	0.3 kN/m ²	
Katto	0.3 kN/m ²	(sisältää ristikon painon)
Perustukset	11 kN/m	

4.2 Lumi

4.2.1 Lumikuorman määrittäminen

Lumikuorman suuruuteen vaikuttaa: maantieteellinen sijainti, katon kaltevuus ja muoto sekä mahdollinen kinostuminen. Lumikuorma lasketaan Eurokoodi 1991-1-3 mukaan. Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Lumikuormat.

Katolla olevan lumen kuormaa laskettaessa, käytetään kuorman s_k arvoa, joka on kerran 50 vuodessa maassa olevan lumikuorman ominaisarvo.



KUVA 8. Maanpinnan ominaislumikuormat (RIL 201-1-2011,92)

Katolla oleva ominaislumikuorma q_k saadaan kaavalla 1.

$$q_{s,k} = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (1)$$

$q_{s,k}$ = katon ominaislumikuorma kN/m^2

μ_i = katon muotokerroin (KUVA 9)

C_e = tuulensuojaisuuskerroin (Taulukko 1)

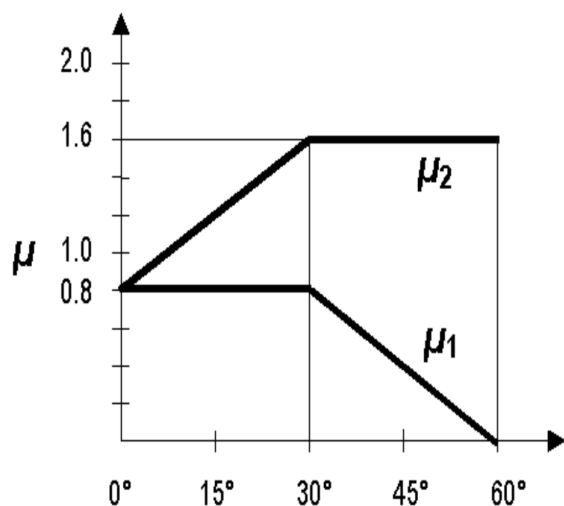
C_t = lämpökerroin 1.0

s_k = maanpinnan lumikuorman ominaisarvo kN/m^2

TAULUKKO 1. Tuulensuojaisuus kerroin. (Eurokoodi 1991-1-3, 28)

Maastotyyppi	C_e
Tuulinen ^a	0,8
Normaali ^b	1,0
Suojainen ^c	1,2

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



KUVA 9. Katon muotokertoimet (RIL 201-1-2011, 95)

Muotokerrointa μ_1 käytetään, mikäli lumi ei pääse kinostumaan katolle ja kerrointa μ_2 käytetään tapauksessa, jossa lumi saattaa kinostua katolle. Kerroin huomioi katon kaltevuutta. Mikäli lappeella on lumiesteet, on käytettävä vähintään arvoa $\mu_1 = 0.8$.

4.2.2 Lumikuorma maneesin katolla.

Tarkastettavassa rakennuksessa on harjakatto, jonka kaltevuus on alle 30° , katolle ei pääse kinostumaan lunta, joten muotokerroin on $\mu_1 = 0.8$. Rakennuksen maantieteellisen sijainnin mukaan lumen ominaisarvo maassa $s_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$. Katolla olevan lumen ominaisarvo saadaan laskemalla kaavalla 1.

$$q_{s,k} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 2,0 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1,6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

4.3 Tuuli

4.3.1 Tuulikuorman määrittäminen

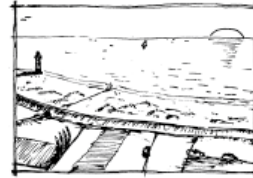
Tuuli aiheuttaa rakennukselle vaakakuormia, minkä takia rakennuksessa täytyy olla jonkinlainen jäykistyssysteemi. Jäykisteiden kautta kuormat siirretään pystyrakenteille ja perustuksille ja sitä kautta maaperään.

Vaakakuormiin on huomioitava myös, lisä vaakavoimat jotka muodostuvat pystykuormista, johtuen pystyrakenteiden vinoudesta.

Eurokoodi jakaa maasto-olosuhteet viiteen eri maastoluokkaan, maaston rosoisuuden mukaan (KUVA 10).

Maastoluokka 0

Meri, avoimen meren äärellä oleva rannikkoalue



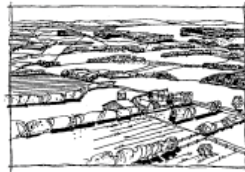
Maastoluokka I

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



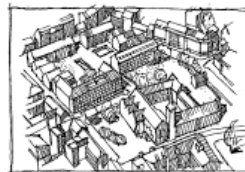
Maastoluokka III

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



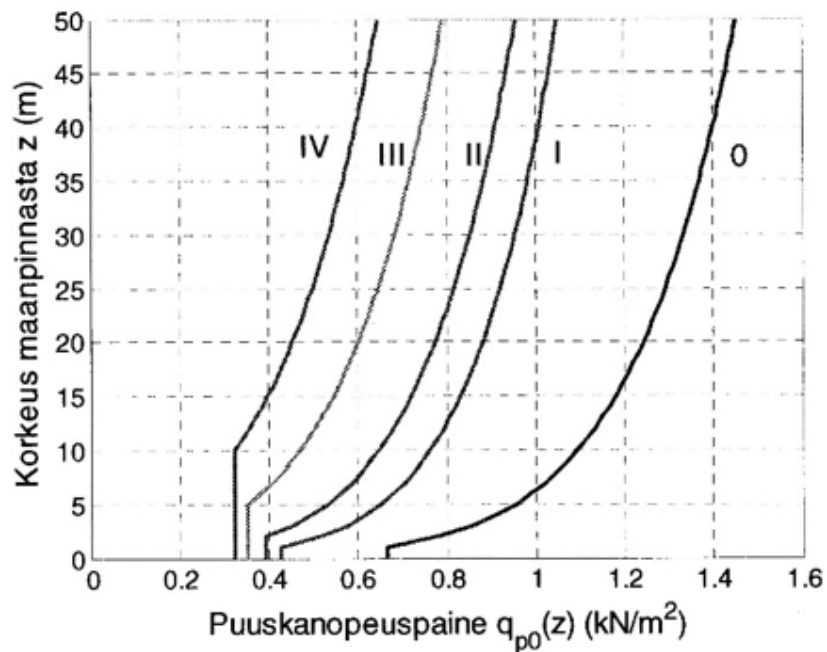
Maastoluokka IV

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



KUVA 10. Maastoluokat. (RIL 201-1-2011, 127)

Tuulikuorman laskenta aloitetaan valitsemalla, olosuhteiden mukainen maastoluokka. Maastoluokkaa vastaavalta käyrältä (KUVA 11) tai sarakkeesta (TAULUKKO 2) valitaan rakennuksen harjakorkeutta vastaava puuskapaine. Puuskapaineen arvot ovat ominisarvoja.



KUVA 11. Puuskanopeuspaine. (RIL 201-1-2011, 132)

TAULUKKO 2. Puuskanopeuspaine. (RIL 201-1-2011, 133)

Taulukko 4.2S. Nopeuspaineen ominaisarvo $q_{p0}(z)$ [kN/m^2] eri maastoluokissa (= $q_p(z)$ tasisessa maastossa).

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

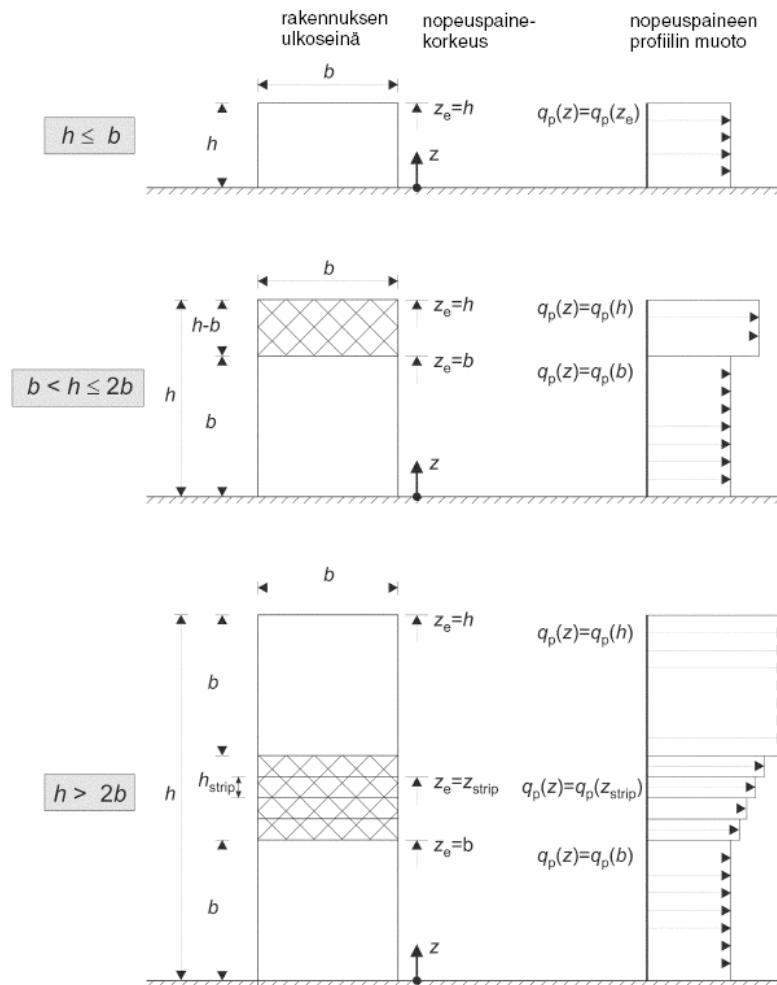
Maaston pinnanmuodoilla on vaikutusta rakennukseen kohdistuvaan tuulenpaineeseen. Jyrkillä rinteillä on suurempi vaikutus kuin loivilla. Rakennuksen sijainnilla rinteessä on myös vaikutusta. Lähellä huippua tuulenpaine on suurempi kuin mäen juurella.

Tuulen vaikutusta rakennukseen voidaan tarkastella kokonaistuulivoima menetelmällä tai pintapainemenetelmällä. Näiden laskenta eroaa toisistaan ja niitä käytetään eri tarkoituksiin.

Pintapainemenetelmää käytetään yksittäisten rakenneosien laskentaan ja pintarakenteiden kiinnityksen tarkastamiseen. Menetelmässä pinnat jaetaan pienempiin osapintoihin, joille on omat kertoimensa. Kertoimet voivat osoittaa joko imua tai painetta.

Kokonaistuulivoimamenetelmä on yksinkertaisempi. Sillä ei voi laskea pintarakenteiden kiinnitystä, vaan sitä käytetään rakennuksen kokonaisstabiiliteetin ja sen saavuttamisen kannalta tärkeiden rakenteiden tarkastamiseen.

Kokonaistuulivoimaa F_w matalille rakennuksille laskettaessa (kaava 2) voidaan käyttää koko rakennuksen korkeudelle samaa arvoa tuulenpaineelle (KUVA 12).



KUVA 12. Rakennuksen korkeuden vaikutus laskentaan.

$$F_{w,k} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(h) \cdot A \quad (2)$$

$F_{w,k}$ = kokonaistuulivoiman resultantti kN

$c_s c_d$ = rakennekerroin (yleensä 1.0)

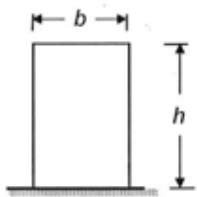
c_f = voimakerroin

$q_p(h)$ = tuulen nopeuspaine kN/m²

A = pystyprojektion pinta-ala m²

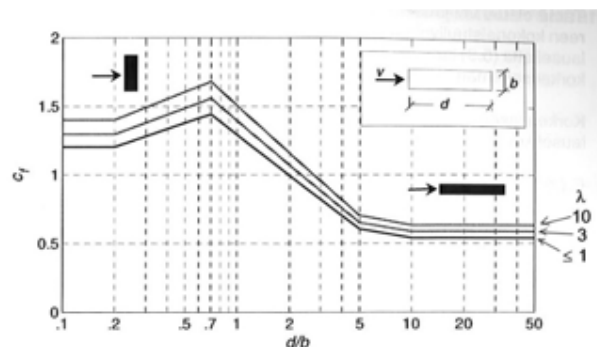
Kaavasta jätetään usein $c_s c_f$ pois, koska ne ovat yleensä ykkösiä. Voimakerroin c_f määrittämiseen vaikuttaa rakennuksen hoikkuus λ (TAULUKKO 3) ja sivusuhte d/b (TAULUKKO 4) tai (KUVA 13). Taulukoiden väliin jäävät arvot interpoloidaan. Sivujen d/b suhdetta laskettaessa b on tuulta vasten oleva sivu ja d on tuulen suuntainen sivu.

TAULUKKO 3. Tehollinen hoikkuus (RIL 201-1-2011, 136)

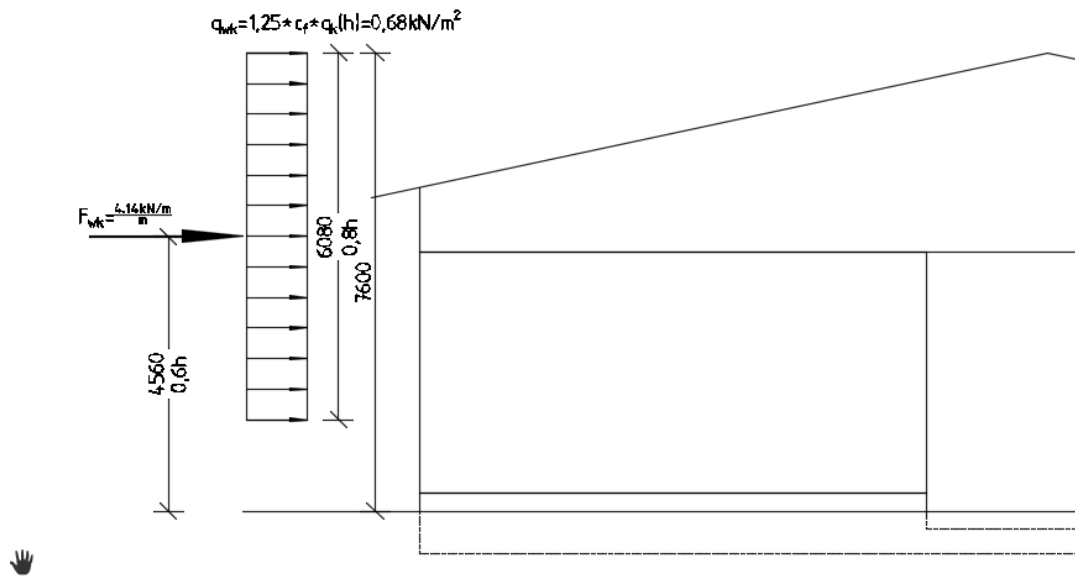
Rakenteen mittasuhteet, tuuli kohtisuoraan tasoa vasten	Tehollinen hoikkuus λ
	kun $h < 15$ m, $\lambda = 2 h/b$ kun $h \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 h/b$
	Välialueella $15 \text{ m} < h < 50 \text{ m}$ sovelletaan interpolointia.
	Huom: Tämä ohje ei koske hyvin hoikkia rakennuksia, joille $\lambda > 10$.

TAULUKKO 4. Kerroin c_f (RIL 201-1-2011, 137)

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



KUVA 13. Sivusuhte d/b (RIL 201-1-2011, 137)



KUVA 14. Tuulen resultantti.

Kokonaistuulikuorman resultantin ominaisarvo $F_{w.k}$, joka sijaitsee korkeudella 0,6h maanpinnasta. Resultantin $F_{w.k}$ sijoittamisella 0,6h korkeudelle otetaan huomioon harjakatolla paikallisesti esiintyvien suurempien tuulenpaineiden ja katon kitkavoimien vaikutus.

Kokonaistuulikuorman resultantti $F_{w.k}$ muutetaan tasaiseksi kuormaksi kertoimen 1,25 avulla. Kerroin 1,25 tulee muunnoksesta, jossa koko projektiopinnalle kohdistuva tuulenpaine korvataan rakennuksen yläosalle sijoitettavalla tasaisella kuormalla (0,8h vyöhyke) Tasaisen kuorman resultantti $F_{w.k}$ vaikuttaa tällöin korkeudella 0,6h[1].

$$q_{w.k} = \frac{F_{w.k}}{0,8 \cdot A} = 1,25 \cdot c_f \cdot q_p(h) \quad (3)$$

4.3.2 Tuulikuorman vaikutus maneesiin

Rakennuksen harjakorkeus on 7,6m. Maastoluokan ja harjakorkeuden perusteella saadaan tuulen nopeuspaineen ominaisarvo $q_{p0(z)}$. Koska tarkasteltava kohde on jo olemassa oleva rakennus ja sen mittasuhteet ja rakenteet ovat sen kaltaiset, että laskennallisesti kohdetta on haastava saada kestävä, pyritään kaikki laskutoimitukset laskemaan siten että saadaan mahdollisimman pienet rasitukset ja mahdollisimman suuret lujuudet ja kestävyudet, kuitenkin eurokoodin sallimissa puitteissa.

Rakennus on metsän ympäröimä, joten se kuuluu maastoluokkaan III (KUVA 10).

Harjakorkeus maasta on 7,6 m. Korkeudelle ei löydy puuskapaineen nopeuden taulukkoarvoa $q_{p,0}(7,6 \text{ m})$, vaan se on interpoloitava (TAULUKON 2) arvoista.

$$q_{p,0}(7,6\text{m}) = 0,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - \left(0,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot \frac{0,4\text{m}}{3\text{m}} = 0,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nopeuspaineen ominaisarvoksi saadaan $0,42\text{kN/m}^2$

Tuulen nopeuspaineen ominaisarvoa on korotettava kertoimella c_f (TAULUKKO 4 ja KUVA 13), joka huomio rakennuksen sivujen mittasuhdetta sekä hoikkuutta λ (TAULUKKO 3).

$$\lambda = 2 \cdot 7,6\text{m} / 21\text{m} = 0,72$$

$$d/b = 21\text{m} / 60\text{m} = 0,35$$

Tuuli pitkälle sivulle

$$d/b = 60\text{m} / 21\text{m} = 2,86$$

Tuuli päätyyn

Sivusuhte d/b huomioi rakennuksen sivujen mittasuhdetta, siten että pitkille ja kapeille rakennuksille tuulen rasitus korostuu entisestään sen vaikuttaessa pitkälle sivulle. Sivusuhteen arvo voidaan ottaa taulukosta (TAULUKKO 4). Sivusuhteen arvolle harvoin löytyy suoraan taulukko arvoa. Arvot muuttuvat kuitenkin paloittain lineaarisesti (KUVA 13), jolloin taulukkoarvojen väliin jäävät tulokset voidaan interpoloida lineaarisesti.

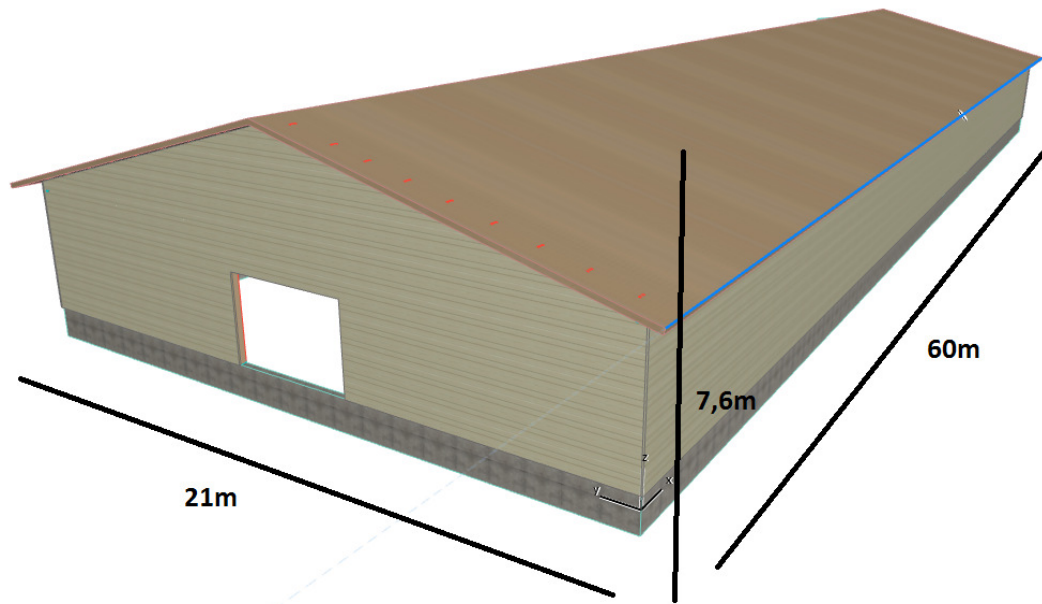
$$c_f = 1,29$$

Tuuli pitkälle sivulle.

$$c_f = 0,88$$

Tuuli päätyyn.

Kokonaistuulivoima $F_{w,k}$ jakautuu pelkästään päätyseinille, koska rakennuksessa ei ole väliseiniä tai pilastereita, jotka pystyisivät vastaanottamaan tuulen aiheuttamaa rasiutusta. Kokonaistuulivoima lasketaan kaavan 2 mukaan pitkälle sivulle ja päädylle.



KUVA 15. Maneesin ulkomitat.

Pitkälle sivulle

$$F_{w,k} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,29 \cdot 0,42 \frac{kN}{m^2} \cdot 60m \cdot 7,6m = 247kN$$

Päädysssä

$$F_{w,k} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,88 \cdot 0,42 \frac{kN}{m^2} \cdot 21m \cdot \frac{7,6m + 4,8m}{2} = 48kN$$

Tuulen neliökuorma $q_{w,k}$, vaikuttaa rakennuksen yläosaan (KUVA 14) ja siinä on huomioitu katon kitkavaikutus. Se lasketaan kaavalla 3. Metrikuormaksi se saadaan muunnettua, kertomalla arvo korkeudella seinän puolestavälistä harjalle, joka on 5,3 m.

Pitkälle sivulle

$$q_{w,k} = 1,25 \cdot 1,29 \cdot 0,42 \frac{kN}{m^2} = 0,68 \frac{kN}{m^2}$$

$$0,68 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,3m = 3,59kN / m$$

$$F_k = 3,59kN / m \cdot 30m = 107,7kN$$

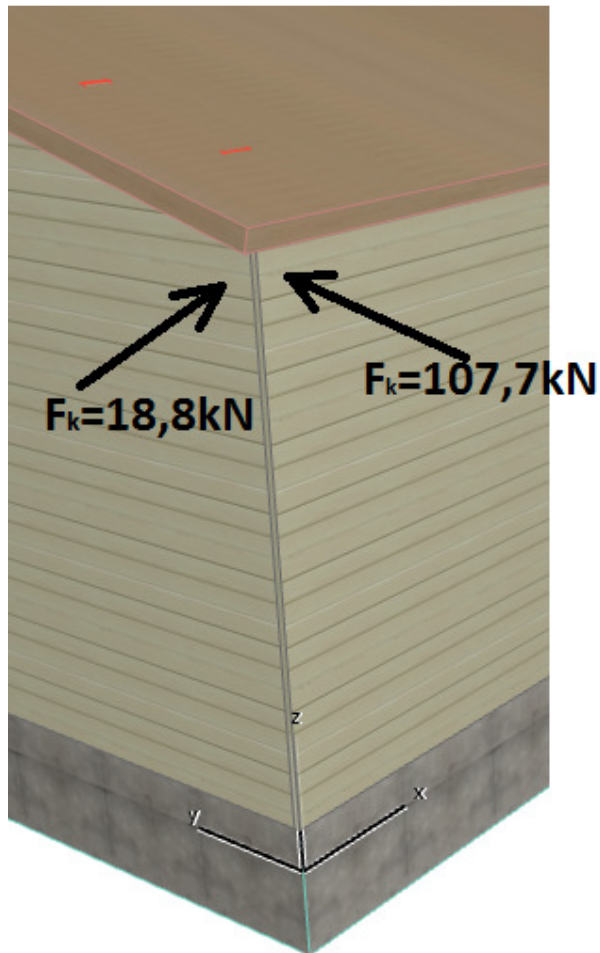
Päädylle

$$q_{w,k} = 1,25 \cdot 0,88 \cdot 0,42 \frac{kN}{m^2} = 0,46 \frac{kN}{m^2}$$

$$0,46 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,9m = 1,79kN / m$$

$$F_k = 1,79kN / m \cdot 10,5m = 18,8kN$$

Koska rakennuksessa ei ole jäykistäviä väliseiniä tai mastopilastereita, jakautuvat kuormat tasan tuulen suuntaisille seinille. Seinät voidaan ajatella yksiaukkoisina palkkeina ja tuulen rasitus seinälle, palkin tasan jakautuneena metri kuormana. Palkin tukivoimat vastaavat tällöin pistevoimaa, joka vaikuttaa nurkkapisteissä tasakerran korkeudella.



KUVA 16 Tuulen rasitus kerättyä nurkkapisteeseen

4.4 Lisävaakavoimat

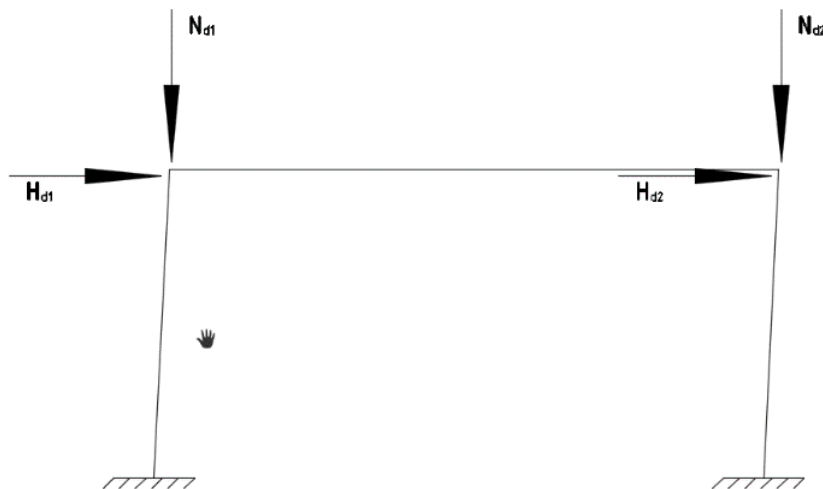
4.4.1 Lisävaakavoimien muodostuminen

Rakenteiden mittatoleransseista johtuvat alkuvinoudet aiheuttavat pystykuormista lisävaakavoimia. Lisävaakavoimia voidaan laskea yksinkertaisella menetelmällä kaavoilla (4 ja 5). Pystyrakenteille on mittatoleranssit, joilla sallitaan tietty alkuvinous. Mittapoikkeamia tulee aina, mutta määrä ja suunta vain vaihtelevat. Pystyrakenteiden lukumäärä vaikuttaa toleranssien tilastolliseen jakaumaan koko rakennuksessa. Vinoutta aiheuttaa myös perustusten epätasainen painuma (RakMK B4).

$$H_{dt} = \frac{Nd}{150} \quad (4)$$

Rakennuksen pidempään suuntaan

$$H_{dt} = \frac{b}{l} \frac{Nd}{150} \geq \frac{Nd}{250} \quad (5)$$



KUVA 14. Lisävaakavoimat.

Mittaepätarkkuuksista johtuva lisävaakavoima voidaan laskea myös standardin SFS-EN-1992-1-1 mukaisella menetelmällä. Epätarkkuudet voidaan esittää vinouden θ_i avulla seuraavasti.

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (6)$$

missä:

θ_0 on perusarvo 1/200

α_h on korkeuteen perustuva pienennyskerroin $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \quad (7)$$

α_m on rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)} \quad (8)$$

l on korkeus [m]

m on kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneseosien määrä.

4.4.2 Maneesissa vaikuttavat lisävaakavoimat

Maneesille lisävaakavoimia aiheuttaa katon omapaino ja lumikuorma katolla. Kuormat on laskettu vaakaprojektiolle, ei lappeen suuntaisesti. Kuormia yhdisteltäessä oletetaan että kerran 50:ssä vuodessa esiintyvä tuulen maksimiarvo ja kerran 50:ssä vuodessa esiintyvä lumen maksimiarvo ei toteudu samanaikaisesti. Koska tuuli on määräävä rasitus, pienennetään lumen aiheuttamaa rasitusta pienennyskerroimella 0,7.

$$N_{d.disä} = (1,15 \cdot 0,3kN/m^2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,6kN/m^2) \cdot 21m \cdot 60m = 2551,5kN$$

Pienennyskerroimet lisävaakavoimille kaavat 7 ja 8

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{4}} = 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/2)} = 1 \quad m \text{ on } 2 \text{ koska seiniä kaksi}$$

Koska molemmat pienennyskerroimet 1 on $\theta_i = \theta_0 = 1/200$

Lisävaakavoima päädylle.

$$H_{d.lisä} = \frac{2551,5kN}{200} = 12,8kN$$

Lisävaakavoima jakautuu molempiin päätyihin, jolloin se on päätä kohden 6,4 kN.

Lisävaakavoima pitkälle sivulle pitkälle sivulle lasketaan kaavan 5 mukaan, jolloin arvo on suurempi seuraavista. Voima jakautuu kahdelle seinälle, joten lisävaakavoima seinää kohden on 5,1kN.

$$H_{d.lisä} = \frac{2551,5kN}{250} = 10,2kN$$

5 Puu rakennusmateriaalina

Puu on painoonsa verrattuna erittäin luja ja kestävä rakennusmateriaali ja sillä voi toteuttaa suuria rakennuksia ja pitkiä jännevälejä. Tämä vaatii kuitenkin suuria poikkileikkausarvoja. Pientaloissa paljon käytetty rankarunkorakenne on dimensioiltaan pieni. Tämän tyyppisessä rakenteessa täytyy kuormitusalueet pitää myös pieninä, jotta rasitukset eivät kasvaisi suuremmiksi kuin rakenteen lujuus.

Puu on luonnontuote ja mitä pienempi on siitä valmistetun tuotteen jalostusaste sitä vähemmän on voitu vaikuttaa sen tasalaatuisuuteen. Tämän vuoksi puulle käytetään suunnittelussa melko suuria osavarmuuslukuja (TAULUKKO 4) $\gamma_M = 1,4$ sahatavaralle. Jos puun lujuusluokka on suurempi kuin C35, voidaan käyttää pienempää osavarmuuslukua $\gamma_M = 1,25$, koska puun lujuutta luokiteltaessa on heikoin aines karsittu pois. Puujalosteissa kuten liimapuu, lvl ja puulevyt on puuta aina useampi viilu tai lamelli päällekkäin. Tällöin mahdollinen heikkokohta ei mene rakenteen läpi, vaan poikkileikkauksesta löytyy aina ehjää puuta joltain kohdin.

TAULUKKO 4. Puun osavarmuusluvut γ_M . (Puurakenteiden suunnittelu lyhennetty suunnitteluohje)

Perusyhdistelmät:	
Sahatavara ja pyöreä puutavara yleensä	1,4
Havusahatavara, jonka lujuusluokka \geq C35	1,25
Liimapuu, LVL	1,2
Puulevyt	1,25
Liitokset	*)
Onnettomuusyhdistelmät	1,0

Puun lujuuteen ja muodon muutokseen vaikuttaa myös kosteusolosuhteet. Rakenteet tulee jakaa kolmeen käyttöluokkaan olosuhteiden mukaan.

Käyttöluokka 1. Rakenne on kuivassa ja lämpimässä eli se on sisällä tai lämmöneristekerroksen sisässä. Palkeissa voidaan huomioida ne palkit, joiden vedetty puoli on näissä olosuhteissa.

Käyttöluokka 2. Rakenne, joka on ulkoilmassa. Rakenteen on oltava sateelta suojassa eikä se saa päästä muutoinkaan kastumaan.

Käyttöluokka 3. Sateelle alttiit rakenteet tai rakenteet, jotka ovat kosteissa tiloissa tai muuten veden kanssa kosketuksissa.

Kosteuden lisäksi mitoitusarvoon vaikuttaa kuorman aikaluokka. Tässä kuormat jaetaan kolmeen aikaluokkaan (TAULUKON 6) mukaan. Taulukossa viisi aikaluokkaa on yhdistetty kolmeksi siten, että pitkäaikainen on yhdistetty pysyvään ja lyhytaikainen keskipitkään. Jos kuormayhdistelmä muodostuu eri aikaluokkiin kuuluvista kuormista, valitaan k_{mod} (TAULUKKO 7) lyhimmän aikaluokan mukaan.

TAULUKKO 6. Aikaluokkien määrittäminen.

Kuorman aikaluokka	Ominaiskuorman vaikutusajan suuruusluokka	Kuormitukset
Pysyvä	yli 6 kuukautta	Omapaino, koneet, laitteet, kevyet väliseinät, varastoitu tavara
Keskipitkä	10 minuuttia - 6 kuukautta	Lumi, hyötykuormat, kosteusrasitukset, asennuskuormat
Hetkellinen	alle 10 minuuttia	Tuuli, onnettomuuskuormat

TAULUKKO 7. k_{mod} kerroin

Materiaali	Käyttöluokka	Kuorman aikaluokka		
		Pysyvä	Keskipitkä	Hetkellinen
Sahatavara, Pyöreä puu, Liimapuu, LVL, Vaneri	1	0,60	0,80	1,10
	2	0,60	0,80	1,10
	3	0,50	0,65	0,90
Lastulevy P4 ³⁾ , OSB/2 ³⁾ , Kova kuitulevy EN 622-2	1	0,30	0,65	1,10
	2	0,20	0,45	0,80
Lastulevy P6 ³⁾ , OSB/3 ja OSB/4	1	0,40	0,70	1,10
	2	0,30	0,55	0,90
Puolikovat kuitulevyt: MBH.LA ³⁾ , MBH.HLS, MDF.LA ³⁾ ja MDF.HLS	1	0,20	0,60	1,10
	2	-	-	0,80

Puun ominaisarvo muutetaan suunnittelu arvoksi kertomalla se k_{mod} kertoimella ja jakamalla osavarmuusluvulla γ_M kaavan 9 mukaan.

(9)

$$x_d = k_{mod} \frac{x_k}{\gamma_M}$$

Puun lujuuteen vaikuttaa oleellisesti se, missä suunnassa syihin nähden sitä kuormitaan. Puu kestää huomattavasti paremmin syiden suuntaista rasitusta kuin kohtisuoraan niitä vastaan tapahtuvaa rasitusta (TAULUKKO 8).

TAULUKKO 8. Puun ominaislujuudet.

Lujuusluokka		Sahatavara			Liimapuu	
		C18 (T1)	C24 (T2)	C30 (T3)	GL28c	GL32c
Ominaislujuudet (N/mm ²)						
Taivutus	$f_{m,k}$	18	24	30	28	32
Veto	$f_{t,0,k}$	11	14	18	16,5	19,5
	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,45
Puristus	$f_{c,0,k}$	18	21	23	24	26,5
	$f_{c,90,k}$	2,2	2,5	2,7	2,7	3,0
Leikkaus	$f_{v,k}$	3,4	4,0	4,0	2,7	3,2
Jäykkyysominaisuudet (N/mm ²)						
Kimmomoduuli	E_{mean}	9000	11000	12000	12600	13700
	$E_{90,mean}$	300	370	400	390	420
Liukumoduuli	G_{mean}	560	690	750	720	780
Tiheydet (kg/m ³)						
Ominaisiäisyys	ρ_k	320	350	380	380	410
Tiheyden keskiarvo	ρ_{mean}	380	420	460	430	470

6 MANEESIN MITOITUS

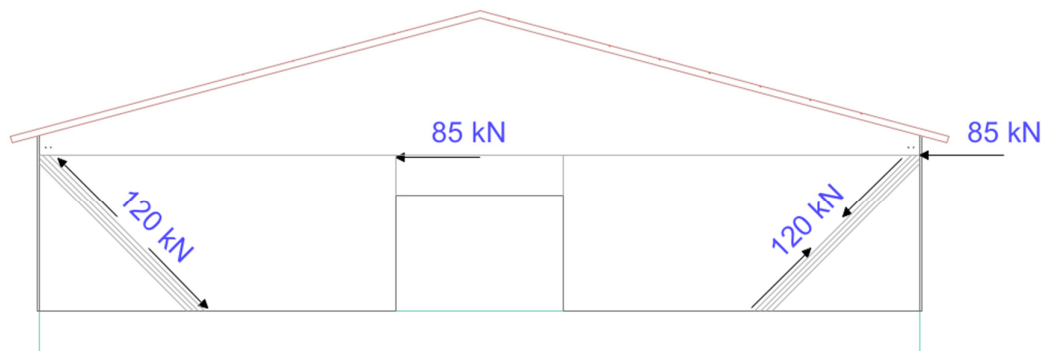
6.1 Päätyseinän mitoitus.

6.1.1 Rasitus jäykisteille

Tuulesta päätyseinälle aiheutuva kuorma 107kN on korotettava vielä erokoodin mukaisella varmuuskertoimella $1.5 \cdot 107,7\text{kN} = 160,5\text{kN}$. Siihen on lisättävä lisävaakavoimien aiheuttama rasitus. Tällöin päätyyn kohdistuva voima on n. 170 kN .

Päätyseinän molemmissa päädyissä on vinositeen siten, että toisen ollessa puristukselle toinen on vedolle (KUVA 15). 170kN rasitus jakautuu molemmille vinositeille, jotka ovat 45 asteen kulmassa voimaan nähden. Rasituksen vinositeen suuntainen komponentti on 120kN . Siteinä on kolme $25\text{mm} \cdot 100\text{mm}$ lautaa.

$$85\text{kN} \cdot \sqrt{2} = 120\text{kN}$$



KUVA 15 Vaakavoimat päätyseinälle.

Vinositeiden rasituskestävyys. Paikanpäällä siteiden puutavara on todettu olevan hyvälaatuista ja kuntoista, joten niille voidaan käyttää arvoja, jotka vastaavat lujuusluokan C24 arvoja. Puun puristuksen ja vetolujuuden arvot saadaan eurokoodin taulukosta (TAULUKKO 8). Puun osavarmuusluku $\gamma_M = 1,4$ ja olosuhteet huomioiva kerroin $k_{\text{mod}} = 1,1$ koska käyttöluokka on 2 ja aikaluokka hetkellinen (TAULUKKO 7). Lujuuksien suunnitteluarvot lasketaan kaavalla 9.

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = \frac{21 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,1}{1,4} = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$300 \text{ mm} \cdot 25 \text{ mm} \cdot 16,5 \text{ N/mm}^2 = 123,8 \text{ kN} \quad \text{Puristuskestävyys}$$

$$f_{t,d} = \frac{14 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,1}{1,4} = 11 \text{ N/mm}^2$$

$$25 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 11 \text{ N/mm}^2 = 82,5 \text{ kN} \quad \text{Vetokestävyys}$$

Vinositeen nurjahdus on estetty molempiin suuntiin, kiinnittämällä ulkoverhous siihen. Puristettuna vinositeen kestävyys on 123,8kN ja vedettynä 82,5kN. Vinositeiden kapasiteetti ei ole riittävä näin suurille rasituksille. Vinositeiden veto ja puristuskestävyyden vaje olisi helppo korjata lisäämällä yksi lauta vinositeisiin. Siteen kestävyudessa itse sidelaudat eivät ole määrääviä vaan liitokset, joilla siteet liittyvät ylä- ja alaohjauspuuhun.

Siteiden liitokset on tehtävä naulaliitoksina. Koska liitoksen pinta-ala on pieni, liitoksiin ei saa montaa naulaa mahtumaan. Siteiden liitokset oli peitetty ulkoverhouksella eikä niistä päässyt tarkistamaan naulojen lukumäärää. Koska rakennus on pysynyt pystyssä voidaan olettaa, että liitokset on naulattu kunnolla. Oletetaan, että jokainen lauta on vähintään viidellä naulalla kiinni, joten vinositeiden molemmissa päissä liitoksessa on $15 \cdot 90 \cdot 3,1$. Yhden naulan kapasiteetti voidaan laskea kaavasta.

$$F_{v,d} = m \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot k_{\rho} \cdot \begin{cases} k_t \\ k_e \end{cases} \cdot 120 \cdot d^{1,7} \quad (10)$$

m = leikkeiden lukumäärä

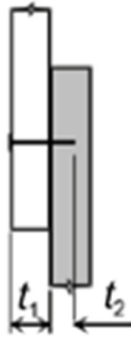
k_{mod} = huomio kuormankeston ja kosteuden vaikutuksen

γ_M = materiaalin osavarmuusluku

k_{ρ} = liitospuiden ominaistiheydestä riippuva kerroin.

k_t ja k_e = naulan tunkeuman ja halkaisijan huomioiva kerroin

d = naulan halkaisija



(a) Yksileikkeinen liitos

KUVA 16. Yksileikkeinen liitos. (eurokoodi 5 lyhennetty suunnittelu ohje).

$$t_1 = 25 \text{ mm}$$

$$t_2 = 90 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 65 \text{ mm}$$

$$d = 3,1 \text{ mm}$$

Kun naulan tunkeumasyvyyks $t_1 > 8d$ ja $t_2 > 12d$ käytetään kerrointa k_t , muutoin käytetään kerrointa k_e . Tässä voidaan käyttää kerrointa k_t , koska tunkeuma on riittävän suuri.

$$25 \text{ mm} > 8 \cdot 3,1 \text{ mm}$$

$$25 \text{ mm} > 24,8 \text{ mm}$$

$$65 \text{ mm} > 12 \cdot 3,1 \text{ mm}$$

$$65 \text{ mm} > 37,2 \text{ mm}$$

$$k_t = \max \begin{cases} 1 + 0,3 \cdot \frac{t_1 - 8d}{8d} \\ 1 + 0,3 \cdot \frac{t_2 - 12d}{6d} \end{cases} \quad (11)$$

$$k_t = \max \begin{cases} 1 + 0,3 \cdot \frac{25 \text{ mm} - 8 \cdot 3,1 \text{ mm}}{8 \cdot 3,1 \text{ mm}} = 1,0 \\ 1 + 0,3 \cdot \frac{65 \text{ mm} - 12 \cdot 3,1 \text{ mm}}{6 \cdot 3,1 \text{ mm}} = 1,45 \end{cases}$$

$$k_t = 1,45$$

Liitoksen kestävyys vaikuttaa myös liitospuun tiheyden ominaisarvo (kg/m^3). Jos liitettävillä kappaleilla on eri tiheydet, käytetään kaavassa niistä pienempää. Eurokoodi

antaa C24 sahatavaran ominaistiheyden arvoksi 350kg/m^3 . Tällöin kerroin $k_\rho = 1,0$ (kaava 12).

$$k_\rho = \sqrt{\frac{\rho_k}{350}} \quad (12)$$

$$k_\rho = \sqrt{\frac{350}{350}} = 1,0$$

$$F_{v,d} = 12 \cdot \frac{1,1}{1,4} \cdot 1 \cdot 1,45 \cdot 120 \cdot 3,1^{1,7} = 936\text{N}$$

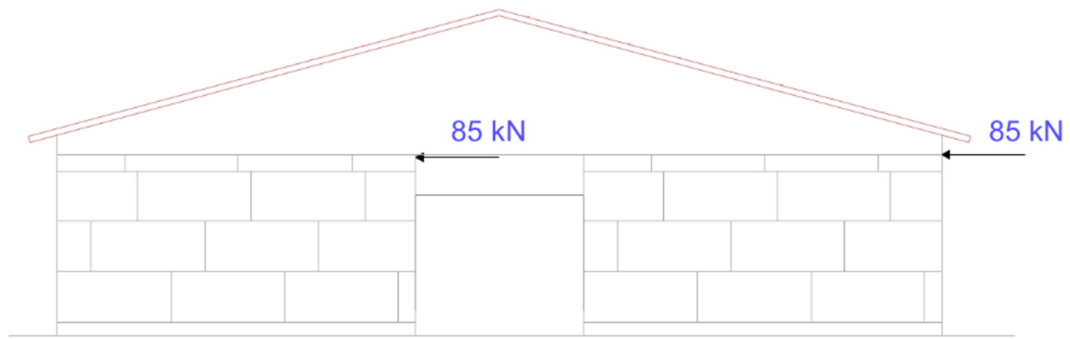
Yhden naulan kapasiteetti on 936N. Rasitus jakautuu kuitenkin 15 naulalle, joten liitoksen kokonaiskapasiteetti on 14,4kN. Rasitus, joka kohdistuu liitokseen on yli kymmenkertainen 120kN.

6.1.2 Jäykisteiden korjaaminen.

Jotta päätyseinien jäykistys järjestelmä saataisiin kestävämmäksi sille kohdistuvat rasitukset, on rasituksia pienennettävä tai jäykistysjärjestelmää vahvistettava.

Rasituksia voidaan pienentää jakamalla pitkälle sivulle kohdistuvat vaakavoimat useammalle seinälle tai mastopilarille. Rakennuksen käyttötarkoituksesta johtuen sinne on mahdotonta tehdä jäykistäviä väliseiniä. Mastopilarit jäivät asiakkaan toiveesta pois vaihtoehdoista. Tällöin ainoaksi vaihtoehdoksi jäi jäykistysjärjestelmän vahvistaminen.

Jäykistysjärjestelmää päädyttiin vahvistamaan päätyseinän levytyksellä. Levytys päädyttiin toteuttamaan 18 mm vanerilla. Vanerointi tehdään koko päädyn alalle. Laskennallisesti levytyksestä huomioidaan ainoastaan oviaukon molemmin puolin olevat lohkot, ei oviaukon yläpuolista osaa.



KUVA 17. Päädyn levyjäykistys

Osaseinän kestävyys voimalle $F_{f,v,Ed} = 85\text{kN}$ voidaan laskea seinälohkon vaakaleikkausvoimakestävyuden kaavalla.

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot c_i}{s} \quad (13)$$

missä

$F_{f,Rd}$ yksittäisen liittimen leikkausvoimakestävyuden mitoitusarvo

b_i seinälohkon leveys

s liitinväli

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{Kun } b_i \geq \frac{h}{2} \\ \frac{2b_i}{h} & \text{Kun } b_i < \frac{h}{2} \end{cases} \quad (14)$$

missä h on seinän korkeus

Yksittäisen naulan leikkauskestävyys puulevyliitoksessa. Liitos on yksileikkeinen ja naulan kanta on puulevyn puolella. Tällöin yksittäisen naulan leikkauskestävyys $R_{v,d}$ lasketaan.

$$R_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot k_l \cdot 120 \cdot d^{1,7} \quad (15)$$

$$k_l = \left(0,5 + \frac{t}{12d}\right) \cdot k_\rho \quad (16)$$

Edellyttäen, että $t \geq 2d$ ja $d \leq 5mm$. Näistä molemmat ehdot toteutuvat koska vanerilevyn vahvuus $t=18mm$ ja naulan halkaisija $d=3,1mm$. Kertoimella k_ρ huomioidaan liitospuiden tiheyttä. Mikäli liitospuiden tiheydet eroavat toisistaan käytetään naulan kärjen puoleisen puun tiheyden arvoa. Sahatavaralla C24 tiheyden arvo on $350kg/m^3$, joten kerroin $k_\rho=1$ (kaava 12).

$$k_\rho = \sqrt{\frac{350}{350}} = 1$$

$$k_l = \left(0,5 + \frac{18mm}{12 \cdot 3,1mm}\right) \cdot 1 = 0,98$$

Yksittäisen naulan leikkauskestävyyttä, yksileikkeiselle puulevyliitokselle laskettaessa käytetään kaavaa 10. Osavarmuuslukuna käytetään liitoskappaleista puun osavarmuuslukua koska se on suurempi kuin levyn. Rasituksen aikaluokka on hetkellinen, joten kerroin $k_{mod} = 1,1$. Kaava on yksikötön, joten tuloksessakaan ei ole yksikköä. Kaavasta saatu tulos on kuitenkin Newtonia.

$$R_{v,d} = \frac{1,1}{1,4} \cdot 0,98 \cdot 120 \cdot 3,1^{1,7} = 632,4N$$

Yksittäisen naulan leikkausvoiman kestävyyttä voidaan korottaa vaneriliitoksessa kertomalla se 1,2. Tällöin yksittäisen naulan leikkauskestävyyden mitoitus arvo on 759N.

$$632,4N \cdot 1,2 = 759N$$

Päädyn jäykistys on tehty 18 mm havuvanerista. Vanerin mitat ovat 2440 mm x 1220 mm. Vanerit on asennettu vaakaan (KUVA 17). Seinän korkeus $h=4000$ mm ja seinälohkon leveys $b_i = 2440$ mm. Kerroin c_i huomioi levynleveyden ja seinän korkeuden suhdetta kaava 8. Koko seinälohkon kestävyys kaava 7, saadaan seinälohkolle vaakavoima kestävyudeksi

$$2440\text{mm} > \frac{4000\text{mm}}{2} \Rightarrow c_i = 1$$

$$F_{v.Rd} = \frac{759\text{N} \cdot 8400\text{mm}}{100\text{mm}} = 63,8\text{kN}$$

Koska $c_i = 1$ levyjäykistyksen kapasiteetin kaava supistuu yllä olevaan muotoon. Nyt kaavasta voidaan havaita, että vaakaan laitettujen levyjen ansiosta seinän kapasiteetti perustuu vaakasaumoissa olevaan naulariviin sekä siinä olevien naulojen määrään ja leikkauskestävyyteen. Mikäli levyt olisi laitettu pystyyn olisi seinän kapasiteetti ollut ainoastaan 60 % vaakaan levytetyn seinän leikkauskapasiteetista.

Todellisuudessa päätyseinän levytyksessä on vaakasaumassa vielä enemmän nauloja. Levyt, joilla jäykistys on tehty, ovat 2,4 m pitkiä ja naulat ovat myös levyjen nurkissa, jolloin vaakasaumalle tulee 89 naulaa. Näin ollessa kapasiteetti on 67,6kN

Alkuperäisen jäykisteen liitosten kestävyys oli 14,4kN vinositeen suuntaiselle rasitukselle. Tämän rasituksen vaakakomponentti on 9,9kN.

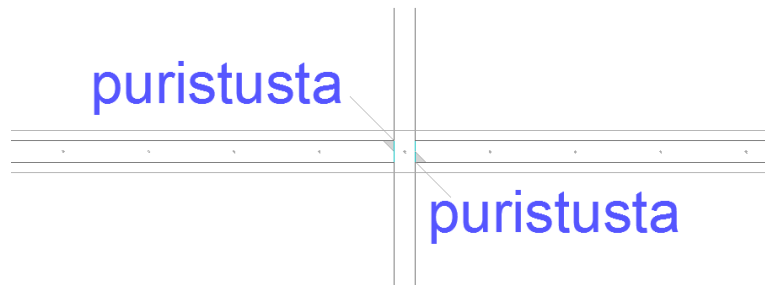
$$\frac{14,4\text{kN}}{\sqrt{2}} = 9,9\text{kN}$$

Seinälle kohdistuva vaakavoima on 85kN. Tästä rasituksesta alkuperäisellä vinositeelle voitiin ottaa 9,9kN ja levy jäykistyksellä saatiin 67,6kN. Näillä jäykisteillä ei kuitenkaan saada vastaanotettua koko rasitusta. Jäljelle jää vielä 9,5kN suurunen rasitus, jolle pitää pystyä osoittamaan laskennallisesti keino ottaa vastaan.

$$85\text{kN} - 67,6\text{kN} - 9,9\text{kN} = 7,5\text{kN}$$

Seinänä vanerointia varten se vaakakoolattiin 32x100mm laudoilla k400. Näiden lautojen asennusta varten runkotolppien väliin kiinnitettiin kakkosneloset. Vaakalaudat on kiinnitetty näihin 3,1x90 nauloilla k200. Näin ollen kakkosnelosen ja laudan liitoksessa on kuusi naulaa. Tälle rakenteelle pystytään momentin avulla määrittämään leikkausvoima kestävyys. Runkotolppien ja niiden väliin asennettujen kakkosnelosten välille muo-

dostuu puristusta, seinälle kohdistuvista vaakavoimista. Tätä voimaa otetaan vastaan vaakakoolauksen kiinnikkeillä.

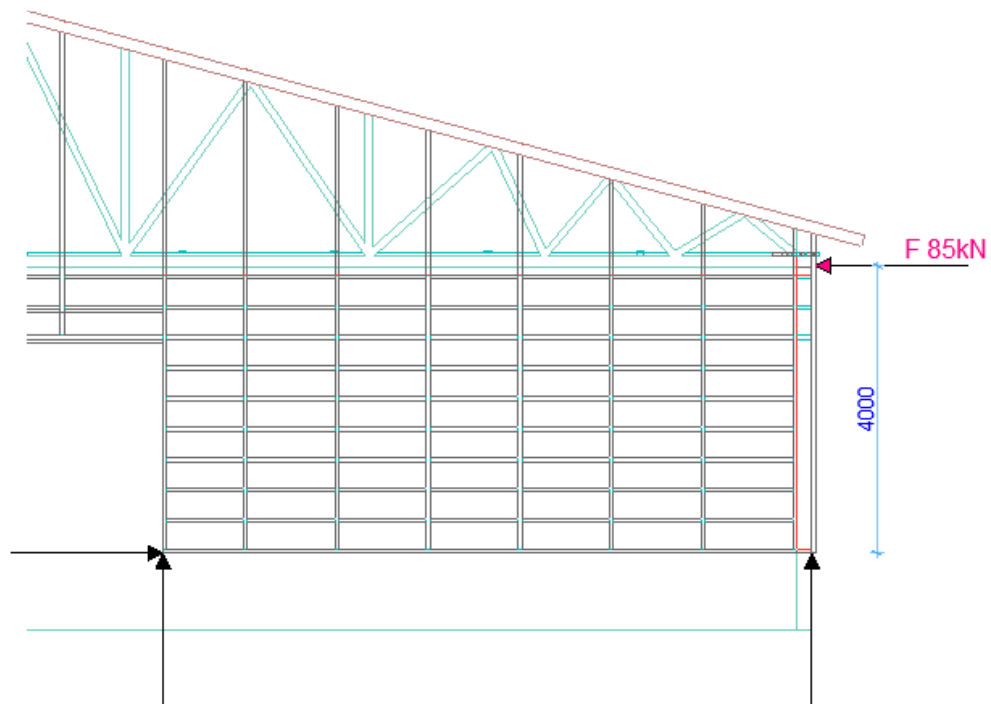


KUVA 18. Yksittäinen liitos

Puun puristuskestävyyttä ei tarvitse tässä tarkastaa, koska naulojen leikkauskestävyys on jälleen määräävä. Naulan leikkauskestävyys on 936N laskettu jo aiemmin. Näin ol-
len yhdelle liitokselle leikkauskestävyys on 5,616kN. Vipuvarsi liitoksessa on 0,025m. Momenttikestävyysliitoksessa on 0,14kNm.

$$0,936kN \cdot 6 = 5,616kN$$

$$5,616kN \cdot 0,025m = 0,1404kNm$$



KUVA 19. Osaseinän välikalikat.

Osaseinällä (KUVA 19) on samanlaisia liitoksia 63kpl. Näiden liitosten yhteenlaskettu momenttikestävyys on 8,845kNm. Vaakavoiman resultantti on neljän metrin korkeudella. Momenttikestävyttä vastaava rasitus resultantin korkeudella on 2,2kN.

$$0,1404kNm \cdot 63 = 8,845kNm$$

$$\frac{8,845kNm}{4,0m} = 2,2kN$$

Ulkoverhoukselle pystytään laskemaan varmalla puolella oleva rasituskestävyys samalla periaatteella kuin välikalikoinnille. Yleensä ulkoverhousta ei lasketa jäykisteeksi koska se saatetaan joutua uusimaan rakennuksen elinkaaren aikana. Koska tässä tapauksessa vahvistetaan olemassa olevaa rakennusta, mahdollisuudet ovat huomattavasti rajalliset kuin uudisrakennuksen suunnittelussa, ja joudutaan hyödyntämään kaikki mahdolliset jäykisteet.

Ulkoverhousta uusittaessa on huomioitava, että koko ulkoverhousta ei pureta kerralla tai muulla tavoin varmistetaan rakennuksen jäykistäminen siksi aikaa.

TAULUKKO 9. Naulan leikkauslujuus. (Eurokoodi5 lyhennetty suunnitteluohje)

Puutavara	Sahatavara C24 - C30; Liimapuu GL24, GL28c						Sahatavara ≥ C35; Liimapuu ≥ GL32; Kertopuu					
	Pysyvä		Keskipitkä		Hetkellinen		Pysyvä		Keskipitkä		Hetkellinen	
Käyttö- luokka	1 ja 2	3	1 ja 2	3	1 ja 2	3	1 ja 2	3	1 ja 2	3	1 ja 2	3
□ d x L												
□ 2,1x50	210	180	280	230	380	310	250	210	340	270	460	380
□ 2,5x60	290	240	380	310	520	420	340	280	450	370	620	510
□ 2,8x75	380	310	500	410	690	560	450	380	600	490	820	670
□ 3,4x100	540	450	720	580	980	800	650	540	860	700	1150	970
□ 4,2x125	770	640	1050	840	1400	1150	920	770	1250	1000	1650	1400
□ 5,1x150	1100	900	1450	1150	1950	1600	1300	1100	1750	1400	2300	1950
□ 5,5x200	1250	1050	1650	1350	2200	1800	1500	1250	2000	1600	2600	2200
□ 6,0x225	1450	1200	1900	1550	2500	2100	1700	1450	2300	1850	3000	2600
∅ d x L												
∅ 2,1x50	200	170	270	220	360	300	240	200	320	260	430	360
∅ 2,5x60	270	230	360	300	490	410	330	270	430	350	580	490
∅ 2,8x75	330	280	440	360	590	490	400	330	520	430	710	590
∅ 3,1x90	390	330	520	420	710	590	470	390	620	510	840	700
∅ 3,4x100	460	380	610	500	830	680	550	460	730	590	990	820
∅ 3,8x120	550	460	730	600	1000	830	660	550	880	720	1200	990
∅ 4,2x130	650	550	870	710	1150	980	780	650	1050	750	1400	1200
∅ 4,6x145	760	640	1050	820	1350	1150	910	760	1250	990	1650	1400
∅ 5,0x160	880	730	1200	950	1600	1350	1100	880	1400	1150	1900	1600

Ulkooverhous on kiinnitetty jokaisessa liitoksessa kahdella 2,5x60 naulalla, siten että naulojen välinen etäisyys toisistaan on 70 mm. Liitoksia seinämetrille tulee 70 kpl. Yhden naulan leikkauskestävyys on 490N (TAULUKKO 9).

Yhden liitoksen momenttikestävyys

$$0,49kN \cdot 0,07m = 0,0343kNm$$

Seinämetrin momenttikestävyys

$$0,0343kNm \cdot 70kpl / m = 2,4kNm / m$$

Seinä lohkon momenttikestävyys

$$2,4kNm / m \cdot 8,4m = 20,17kNm$$

Vaakavoima, jonka liitokset kestävät

$$\frac{20,17kNm}{4m} = 5kN$$

Käyttöaste päätyseinän jäykistejärjestelmälle ylittyy hieman. Ylitys on niin pieni, että rakennesuunnittelija uskaltaa todeta rakenteen kestävän. Rakenteessa on kuitenkin jäykistäviä rakenteita, jotka toimivat ainakin osittain, kuten (KUVA 4) vinositeet, jotka eivät jatku ylhäältä alas asti.

Jäykistysjärjestelmän käyttöaste päätyseinässä

$$\frac{85kN}{84,7kN} = 100,4\%$$

6.1.3 Rasitus perustusliitoksille.

Vaakavoima aiheuttaa itsensä suuruisen rasituksen seinän ja perustusten väliin. Seinä pyrkii liukumaan perustusten päältä rasituksen voimasta, sekä vaakavoiman puoleisesta päästä nousemaan ylös.

Tätä on pyritty estämään 8 mm harjateräsankkuroinnilla 2,4 m välein, eli päädyn puolikkaalla on neljä ankkuria. Mitoituksessa voidaan hyödyntää osaseinien identtisyttä ja laskea rasitukset ja kestävyudet vain toiselle osaseinälle.

Osaseinään kohdistuu 85kN työntävä voima. Tämä voima on siirrettävä perustuksille ja sitä kautta maaperään. Voiman siirtämiseksi täytyy seinän alapään ja perustusten liitoksessa olla tartuntoja.

Rakennuksen omapaino aiheuttaa myös kitkaa seinän alasidepuun ja sokkelin väliin. Omapaino on tässä edullinen kuorma, joten sen ominaisarvoa kerrotaan ykköistä pienemmällä osavarmuusluvulla 0,9. Kitkan vaikutusta voidaan arvioida yksinkertaistetulla menetelmällä, joka antaa riittävän tarkan vastauksen.

Yksinkertaistetussa menetelmässä rakennus kestää kitkan avulla tuulta puolet omasta painostaan. Maneesi on kuitenkin hyvin kevytrakenteinen. Päätyseinä painaa 130N/m² ja katto päätyseinä kohdalla saman verran neliometriä kohden. Päätyseinä metrille tulee kuormaksi 1,2 m² vesikattoa. Päätyseinän paino on 10kN. Koska kuorma on edullinen kuorma, kerrotaan se 0,9. Päätyseinän kitka pystyy vastaanottamaan 9kN voiman. Osaseinälle vaikuttava vaakavoima on 85kN. Kitkan huomioimisen jälkeen jää tartunnoille 76kN leikkausvoima vastaanotettavaksi.

Yhden 8 mm ankkurin poikkileikkaus ala on 50 mm², (85kN-9kN)/4 ankkurilla. Yhtä ankkuria kohden jää 19kN.

$$\frac{500N / mm^2}{1,1} = 454N / mm^2$$

$$454N / mm^2 \cdot 50mm^2 = 22,7kN$$

Harjateräksen suunnittelulujuus.

Yhden teräksen kestävä leikkausvoima.

Harjateräkset kestävät kyllä leikkauksen, mutta liitoksen heikoksi kohdaksi muodostuu puun reunapuristuskestävyys. Reunapuristuskestävyyttä tarkasteltaessa voidaan olettaa, että harjateräkset ovat betonissa kiinni niin, että voidaan laskea liitos pelkän puun osuudelle ja unohtaa teräsbetonin osuus, koska puun puristus lujuus on huomattavasti pienempi kuin betonilla ja teräs on pidemmältä matkalta kiinni betonissa kuin puussa. Puun syynsuuntainen puristus lujuus on 21N/mm^2 (TAULUKKO 8) ja vaikuttava pinta-ala 400mm^2 .

$$8\text{mm} \cdot 50\text{mm} = 400\text{mm}^2$$

$$n \cdot A \cdot \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,k}}{\gamma_M} = 26,4\text{kN}$$

$$4 \cdot 400\text{mm}^2 \cdot \frac{1,1 \cdot 21\text{N/mm}^2}{1,4} = 26,4\text{kN}$$

Voiman, joka aiheuttaa leikkausta on 85kN , tästä kitkan ja ankkureiden avulla voidaan ottaa $26,4\text{kN}$. Rasitus on edelleen yli kolme kertaa liian suuri kestävyydelle.

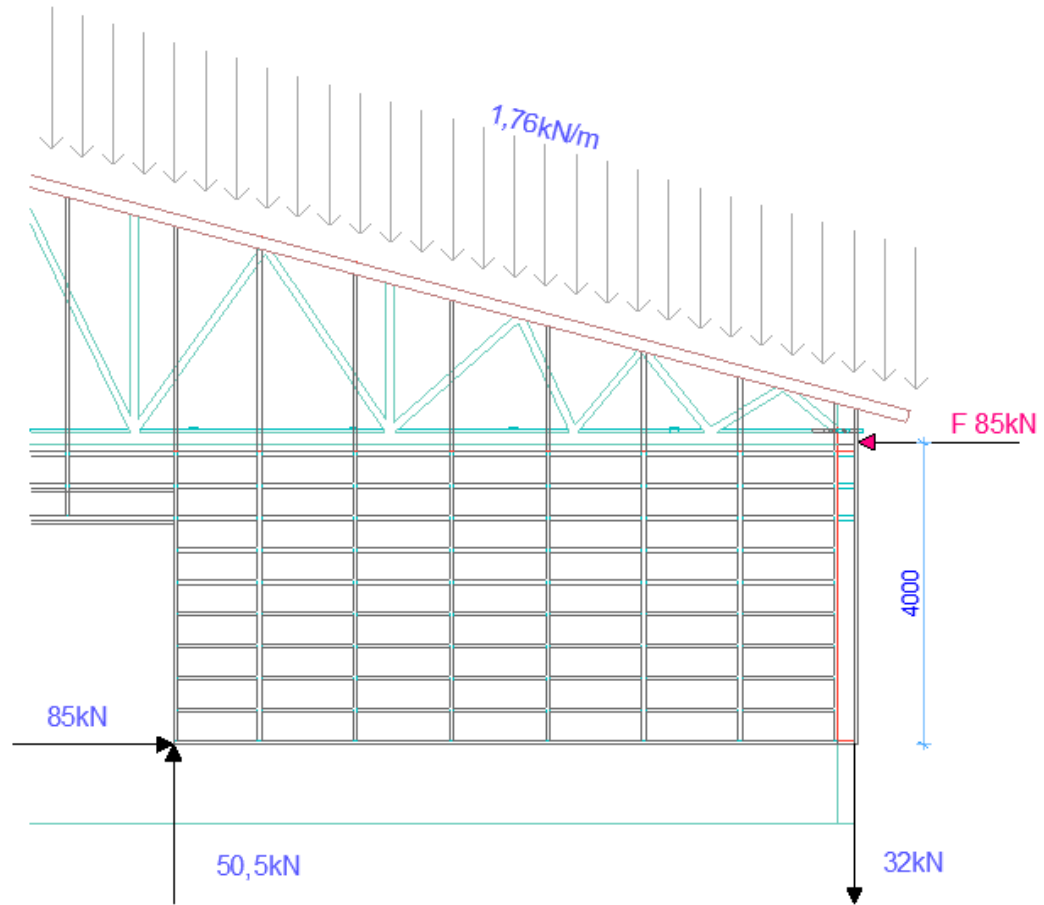
Tuulesta aiheutuva 85kN voima, joka kohdistuu seinän yläpäähän aiheuttaa myös vetoa seinän tuulenpuoleiseen pätyyn, mikä pyrkii irrottamaan seinän perustuksista. Vaaka-voimalla on seinän korkuinen momenttivarsi ja vastaavasti voiman pystykomponentilla on seinän pituuden mittainen momenttivarsi.

$$85\text{kN} \cdot 4\text{m} = 340\text{kNm}$$

$$F_y \cdot 8,4\text{m} = 340\text{kNm}$$

$$F_y = \frac{340\text{kNm}}{8,4\text{m}} = 40,5\text{kN}$$

Ylöspäin repivää voimaa voidaan pienentää vastavoimalla joka muodostuu rakennuksen omasta painosta. Koska omapaino on tässä tapauksessa edullista kuormaa, pienennetään sitä kertoimella $0,9$. Rakennuksen omalla painolla saadaan ainoastaan on 8kN pienennettyä rasiusta.



KUVA 20. Tukireaktiot.

Voima on niin suuri että, voidaan laskematta todetta, ei kestä. Rasitus saadaan 8mm harjateräksellä jaettua vain pienelle pinta-alalle. Teräs leikkautuu puun läpi sekä oikee-nee, sillä liitos on tehty taivuttamalla teräs alasidepuun päälle. Leikkauskestävyyden ominaisarvo on C24 puutavaralla 4N/mm^2 ja harjateräksen vahvuuden ollessa 8mm, täytyisi sen pituus puun päällä olla yli metrin, näin pitkällä momenttivarrella rauta taipuu kuitenkin suoraksi. Pituus jakautuu kyllä parille kiinnikkeelle, mutta voima on edelleen liian suuri.

$$f_{v,d} = \frac{1,1 \cdot 4,0\text{N/mm}^2}{1,4} = 3,14\text{N/mm}^2$$

$$\frac{32\text{kN}}{3,14\text{N/mm} \cdot 8\text{mm}} = 1274\text{mm}$$

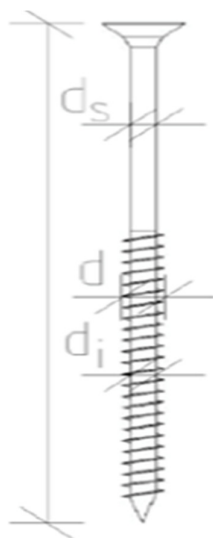
6.1.4 Perustuksen ja seinän liitos

Seinän alapään liitosta perustuksiin ei voida vahvistaa ainoastaan alajuoksun läpi tehtävillä tartunnoilla koska niitä pitäisi olla toista sataa osaseinää kohden, ja niiden olisi sijoitettava pienelle pinta alalle.

Toinen ongelma mikä alajuoksun läpi tehdyillä tartunnoilla muodostuu, on betonin vetolujuus. Sokkelin raudoituksesta ei ole olemassa tarkkaa tietoa, oletettavasti se on minimaalinen. Seinänä tartunnat eivät menisi alajuoksun läpi porattavilla ankureilla kovinkaan syvälle betoniin. Vetovoima saattaisi repiä mukanaan pienen osan sokkeliä. Vetovoiman vastapainoksi tarvittaisiin $1,4\text{m}^3$ betonia.

Tartunta perustuksiin on tehtävä teräslatoilla, jotka ankkuroidaan anturaan ja sokkelin alapäähän. Latan yläpää kiinnitetään runkotolppiin ankkurinauloilla tai ruuvaamalla. Kiinnikkeitä tarvitaan niin monta, että ne kestävät 32kN leikkausvoiman.

Mitoitetaan liitos $5,0 \times 60$ ruuveille, $6,0\text{mm}$ on ruuvin nimellishalkaisija d . Ruuvin varren paksuus d_s on 80% kierteen ulkohalkaisijasta d . Koska leike jota mitoitetaan sijaitsee ruuvin sileällä osuudella, mitoitetaan leikkauskestävyys sen mukaan. Ruuvin lujuus on 500N/mm^2 (TAULUKKO 10).



KUVA 21. Ruuvin mitat

$$R_d = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot k_s \cdot R_k \quad (17)$$

Yhden leikkeen kestävyys lasketaan kaavalla 17.

Missä

$k_s =$ teräslevyn vahvuus $t \geq d_{ef}$

$$R_k = 120 \cdot d_{ef}^{1,7}$$

$$d_{ef} = 0,8 \cdot d$$

$$R_d = \frac{1,1}{1,4} \cdot 1,5 \cdot 120 \cdot 4^{1,7} = 1,49 \text{ kN}$$

$$\frac{32 \text{ kN}}{1,49 \text{ kN}} \approx 22$$

Lattaraudan yläpään kiinnitykseen tarvitaan 22 kpl ruuveja, jotta liitos kestäisi siihen kohdistuvan leikkaus voiman (KUVA 22).

Lattaraudan alapään kiinnitys perustuksiin tehdään kiila-ankkureilla (KUVA 23). Hiltillä löytyy taulukko kiila-ankkureiden veto ja leikkaus lujuudelle (TAULUKKO 10). Lattaraudan alapää täytyy kiinnittää perustuksiin kahdella M10 kiila-ankkurilla joiden efektiivinen tartuntapituus anturaan on vähintään 80mm.

TAULUKKO 10. Kiila-ankkurit. (www.hilti.fi)

Design resistance

Anchor size			M6			M8			M10		
Effective anchorage depth	h_{ef}	[mm]	30	40	60	30	40	70	40	50	80
Tensile N_{Rd}											
HSA, HSA-BW	[kN]		4,0	5,0	6,0	5,5	8,5	10,7	8,5	11,9	16,7
HSA-R2, HSA-R	[kN]		4,0	5,0	6,0	5,5	8,5	10,7	8,5	11,9	16,7
Shear V_{Rd}											
HSA, HSA-BW	[kN]		5,2	5,2	5,2	5,5	8,5	8,5	15,1	15,1	15,1
HSA-R2, HSA-R	[kN]		5,5	5,8	5,8	5,5	9,8	9,8	18,1	18,1	18,1



KUVA 22. Lattaraudan kiinnitys seinään.



KUVA 23. Lattaraudan kiinnitys perustuksiin.

Maneesin ratsastus kentän kasteluun ja pölyntorjuntaan käytetään suolavettä. Suolan käyttö asettaa lattaraudan korroosion kestolle erityisvaatimuksia. Lattaraudaksi valitaan poikkileikkaukseltaan $5\text{mm} \cdot 60\text{mm}$ lattateräs ja materiaaliksi ruostumatonteräs jonka myötölujuus on 355N/mm^2 . Lattaan esiporataan 6mm reiät ruuvi kiinnitystä varten. Reiän kohdalla lattan poikkileikkaus on 270mm^2 .

$$N_{pl.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (18)$$

Eurokoodi EN 1993-1 mukainen vetomurto kestävyys ruuvin kohdalla kaava 18

$$\begin{aligned} N_{pl.Rd} &= \frac{0,9 \cdot 270\text{mm}^2 \cdot 355\text{N/mm}^2}{1,25} = 69\text{kN} \\ F_d &= 1,5 \cdot 18,8\text{kN} = 28,2\text{kN} \\ \frac{2551,5\text{kN}}{250} &= 10,2\text{kN} \\ 28,2\text{kN} + 10,2\text{kN} &= 38,4\text{kN} \\ L &= \frac{38,4\text{kN} \cdot 0,1\text{m}}{0,759\text{kN}} = 5,1\text{m} \end{aligned}$$

Lattaraudoilla saadaan vetovoima hallittua. Kun lattarauta on vedolla, aiheutuu osaseinän toiseen päähän puristusta (KUYVA 20). Seinän ja perustuksen väliin muodostuva puristus kasvattaa kitkavoimaa, puolet itseisarvostaan $50,5\text{kN}/2=25,3\text{kN}$. Kun huomioidaan harjateräs ankkurit, seinän omapainon kitkavaikutus ja lattaraudoilla saatu kitkavaikutus, saadaan osaseinän leikkauskestävyydeksi $59,7\text{kN}$.

Seinän liitosta perustuksiin on vahvistettava, siten että saavutetaan vähintään 85kN leikkauskestävyys. Riittävän leikkauskestävyyden saavuttamiseksi, perustusliitokseen on lisättävä kiila-ankkureita. Niiden mitoitus voidaan tehdä puun reunapuristuskestävyyden mukaan, koska se on huomattavasti pienempi kuin kiila-ankkurin leikkauskestävyys. Valitaan kiila-ankkureiksi neljä M10 rst kiila-ankkuria.

$$\frac{25000\text{N}}{\frac{1,1 \cdot 21\text{N/mm}^2}{1,4} \cdot 50\text{mm} \cdot 10\text{mm}} = 3,03\text{kpl}$$

6.2 Pitkän sivun mitoitus

6.2.1 Pitkän sivun rasitukset

Tuulen kohdistuessa rakennuksen päätyyn, toimii rakennuksen pitkä sivu jäykistävänä rakenteen. Rakennuksen mittasuhteista johtuen, on tuulen kokonaisvoimasta aiheutuva rasitus pienempi pitkille sivuille kuin päätyseinille.

Tuulen kokonaisvoiman resultantti (KUVA 16).

$$F_d = 1,5 \cdot 18,8kN = 28,2kN$$

lisävaakavoima (kaava 5)

$$\frac{2551,5kN}{250} = 10,2kN$$

Kokonaisvaakavoima pitkän sivun jäykistysjärjestelmälle.

$$28,2kN + 10,2kN = 38,4kN$$

6.2.2 Pitkän sivun jäykistysjärjestelmän valinta.

Pitkälle sivulle on helpompi toteuttaa jäykistys kuin päädyille, koska rasitus on siellä pienempi ja pinta-ala suurempi mille rasitus voidaan jakaa. Samalla kaavalla millä levyjäykistys on laskettu, voidaan nyt laskea montako metriä tarvitaan vastaavan kaltaista jäykistettä, että rasitus saadaan hallittua.

$$L = \frac{38,4kN \cdot 0,1m}{0,759kN} = 5,1m$$

Seinän levyjäykistykseen tulee olla yhteensä 5,1 m pitkä. Levyjäykiste suunnitellaan kuitenkin molempiin päihin pitkän sivun seinää. Jäykisteen ollessa molemmissa päissä sei-

nää, rasitus pystytään siirtämään perustuksille välittömästi päätyseinän jälkeen, riippumatta mistä suunnasta tuulee. Jäykisteen sijoittamisella molempiin päihin saadaan estettyä myös jatkuvan sortuman riski.

Seinän liukumataarkastelu. Vaakavoima, joka pyrkii työntämään seinän perustuksien päältä on suurimmillaan tuullessa kohtisuoraan pitkää sivua. Ainoastaan seinän puolenvälin alapuoliselle osuudelle kohdistuva tuuli työntää seinää perustusten päältä, loput siirtyvät päätyseinille. Pitkällä sivulla kitkavoima on seinän ja perustuksen liitoksessa suuri, koska katon omapaino jakautuu ainoastaan rakennuksen pitkille sivuille.

Seinää työntävä voima

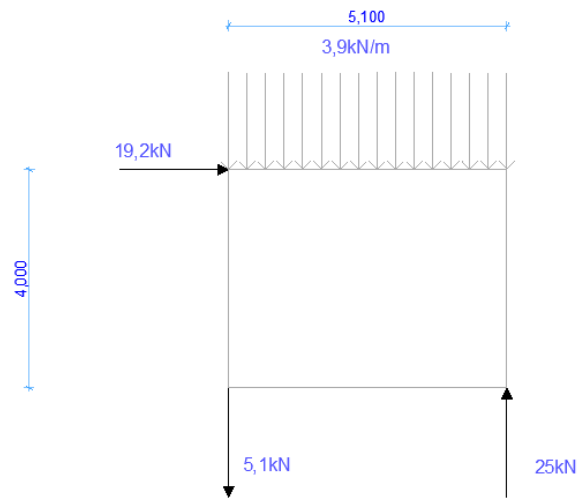
$$F_{\tau,d} = 1,5 \cdot 1,29 \cdot 0,42 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 2 \text{ m} \cdot 60 \text{ m} = 97,5 \text{ kN}$$

Kitkaa aiheuttava kuorma

$$N_{c,d} = 0,9 \cdot (10,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ kN} / \text{m}^2 + 4 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ kN} / \text{m}^2) \cdot 60 \text{ m} = 234,9 \text{ kN}$$

Yksinkertaistetulla, varmallalla puolella olevalla menetelmällä, voidaan olettaa, että kitkalla voidaan ottaa vaakavoimia puolet pystysuuntaisesta kuormasta. Rasitus seinälle on 97,5kN ja kitka pystyy vastaan ottamaan 117kN vaakavoimia, eli liukumataarkastelu on kunnossa.

Vaakavoimista aiheutuva seinää ylöspäin repivä voima. Voima jakautuu seinän molemmissa päissä oleville levy jäykisteille. Kaatavan voiman resultantti jäykistettä kohden on 19,2kN ja sen resultantti vaikuttaa 4 m korkeudella.



KUVA 24. Rasiutukset pitkän sivun jäykisteille

Jäykisteet tarvitsee ankkuroida perustuksiin 5,1kN voimalle. Voima on niin pieni, että se saadaan hyvin hallittua olemassa olevilla harjateräs ankkureilla. Ankkureita on 2,4m välein.

6.2.3 Tasakerran rasiutus tuulesta

Kun pitkää sivua kohti tuulee, aiheutuu sille seinän suuntaista vetorasitusta. Vetorasituksen määrä voidaan laskea momentin avulla. Rakennus voidaan ajatella yksiaukkoina palkkina, jonka kuormana on seinän yläsidepuun tasolla vaikuttava tuulen metrikuorma. Kun momentin ääriarvon jaetaan päätyseinän pituudella, saadaan seinän suuntainen vetorasitus.

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{5,39 \text{ kN/m} \cdot (60 \text{ m})^2}{8} = 2425,5 \text{ kNm}$$

$$F_t = \frac{2425,5 \text{ kNm}}{21 \text{ m}} = 115,5 \text{ kN}$$

Seinän yläsidepuuna on neljä kappaletta $50\text{mm} \cdot 100\text{mm}$ puuta siten, että ne muodostavat $100\text{mm} \cdot 200\text{mm}$ mitoiltaan olevan palkin. Palkissa puiden jatkoskohdat olivat aina niin, että yhtäkään jatkosta ei osunut samalle kohdalle vaan jatkoksen kohdalla oli aina kolme ehjää puuta. Laskettaessa yläsidepuun vetokestävyyttä on laskenta tehtävä kolmelle $50\text{mm} \cdot 100\text{mm}$ puulle, koska jatkos ei välitä vetoa suoraan, vaan se on siirrettävä naulaliitoksella viereisille puille.

$$f_{t,d} = \frac{1,1 \cdot 14\text{N} / \text{mm}^2}{1,4} = 11\text{N} / \text{mm}^2$$

$$3 \cdot 50\text{mm} \cdot 100\text{mm} = 15000\text{mm}^2$$

$$11\text{N} / \text{mm}^2 \cdot 15000\text{mm}^2 = 165\text{kN}$$

Yläsidepuu kestää vedon, joka sille aiheutuu tuulesta. Vielä on tarkastettava liitosten kestävyys. Koska sidepuuta on neljä ja jatkokset on eri kohdilla, voidaan myös rasiitus jakaa niiden kesken, jolloin yhdelle jatkokselle jää neljäsosa $115,5\text{kN}$ rasiituksesta.

$$\frac{115,5\text{kN}}{4} = 28,875\text{kN}$$

Seuraavana lasketaan liitoksen vaatima naulamäärä. Nauloina käytetään pyöreitä $3,1\text{mm} \cdot 90\text{mm}$ runkonaulaimen nauloja. Yksittäisen naulan kapasiteetti voidaan laskea kaavalla.

$$k_t = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3 \cdot \frac{50\text{mm} - 8 \cdot 3,1\text{mm}}{8 \cdot 3,1\text{mm}} = 1,30 \\ 1 + 0,3 \cdot \frac{40\text{mm} - 12 \cdot 3,1\text{mm}}{6 \cdot 3,1\text{mm}} = 1,05 \end{array} \right.$$

$$k_t = 1,3$$

$$F_{v,d} = \frac{1,1}{1,4} \cdot 1,0 \cdot 1,3 \cdot 120 \cdot 3,1^{1,7} = 839\text{N}$$

$$\frac{28,875kN}{0,839kN} = 35$$

Jatkoksen molemmille puolille vaaditaan 35 naulaa. Liitokset tarkistettiin paikanpäällä ja todettiin, että alkuperäinen naula määrä oli riittämätön. Nauloja on lisättävä liitokseen siten, että vähimmäismäärä 35 naulaa toteutuu.

6.2.4 Rasitus lumikuormasta.

Lumen aiheuttama kuorma katolla siirretään naulalevyristikoiden välityksellä ulkoseinille. Ristikot ovat tehdastekoiset ja niistä on olemassa asianmukaiset suunnitelmat (LIITE 1), joten niiden voidaan todeta olevan kunnossa.

Lumikuorma ja rakennuksen omapaino aiheuttaa leimapaineen ristikon ja seinän yläsidepuun liitokseen sekä runkotolpan liitokseen ylä- ja alasidepuuhun. Kattoristikot ovat k1200 jaolla, ja jänneväli 21 m. Ulkoseinän runkotolpat ovat k1200 jaolla siten, että runkotolppa on aina ristikon kohdalla. Kuormitusta alajuoksulle tulee yhdeltä runkotolpalta 37,7kN.

6.2.5 Alajuoksun puristuskestävyys

Alajuoksusta on tarkastettava sen leimapainekestävyys. Mikäli alajuoksu kestää siihen kohdistuvan poikittaisen puristuksen voidaan todeta, että puristuskestävyys toteutuu kaikkialla.

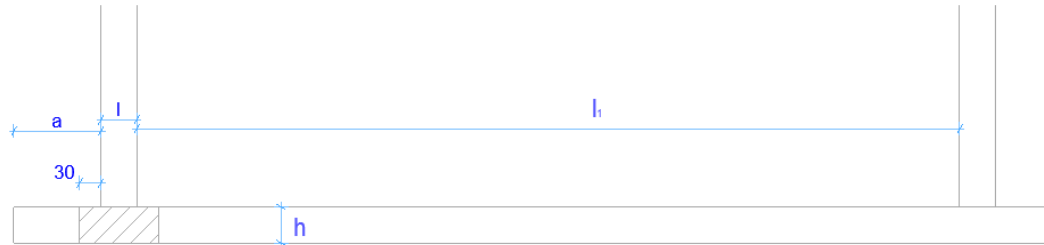
Poikittain syysuuntaan puristuskestävyys.

$$f_{c,90,d} = 0,8 \cdot \frac{2,5N/mm^2}{1,4} = 1,43N/mm^2$$

Puristusjännitys runkotolpan alapäässä

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{37683N}{50mm \cdot 200m} = 3,77N/mm^2$$

Puristus jakautuu todellisuudessa laajemmalle. Puristusvyöhyke voidaan levittää tolpan molempiin suuntiin 30 mm, kuitenkin enintään a , l tai $l_1/2$ (KUVA 25). Vyöhykkeen levitys voidaan tehdä molempiin suuntiin, koska alajuoksussa ei ole saumaa runkotolpan vieressä. Uudiskohteessa levityksen olisi voinut tehdä vain toiselle puolelle tai olisi pitänyt muutoin varmistaa, että alajuoksussa ei tule jatkosta runkotolpan viereen.



KUVA 25. Puristusvyöhykkeen levittäminen.

Tehollisen kosketuspinnan pituus

$$l_{c,90,ef} = 30\text{mm} + 50\text{mm} + 30\text{mm} = 110\text{mm}$$

Tukipainekertoimen $k_{c,\perp}$ arvo lasketaan kaavalla 19:

$$k_{c,\perp} = \frac{l_{c,90,ef}}{l} \cdot k_{c,90} \quad (19)$$

missä

$$k_{c,90} = 1,25 \text{ havupuulle}$$

$$k_{c,\perp} = \frac{110\text{mm}}{50\text{mm}} \cdot 1,25 = 2,75$$

Mitoitusehto poikittaiselle puristukselle kaava 20:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,\perp} \cdot f_{c,90,d} \quad (20)$$

Poikittaisen puristuksen käyttöaste

$$\frac{3,77N/mm^2}{1,43N/mm^2 \cdot 2,75} = 96\%$$

Käyttöaste ei ylitä, joten sille ei tarvitse miettiä korjaustoimenpiteitä.

6.2.6 Runkotolpan mitoitus

Mitoitetaan tolppa nurjahdukselle vahvempaan suuntaan, koska heikompaan suuntaan se on estetty. Nurjahdusmitoitus tehdään murtorajatilan kuormitusyhdistelmille. Tolppaa rasittaa katolta tuleva kuormat, omapaino ja lumikuorma. Seinältä tolppaa rasittaa puolet seinän korkeudesta. Aksiaalinen voima tolppalle on 36 kN. Tolppa on molemmista päistään nivelellisesti kiinni, joten kriittinen nurjahduspituus $l_{crit} =$ tolpan pituus $l = 4000\text{mm}$.

nurjahduskerroin $k_{c,y}$ määritetään kuvaajasta (KUVA 26).

$$i_y = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{200\text{mm}}{\sqrt{12}} = 57,7\text{mm}$$

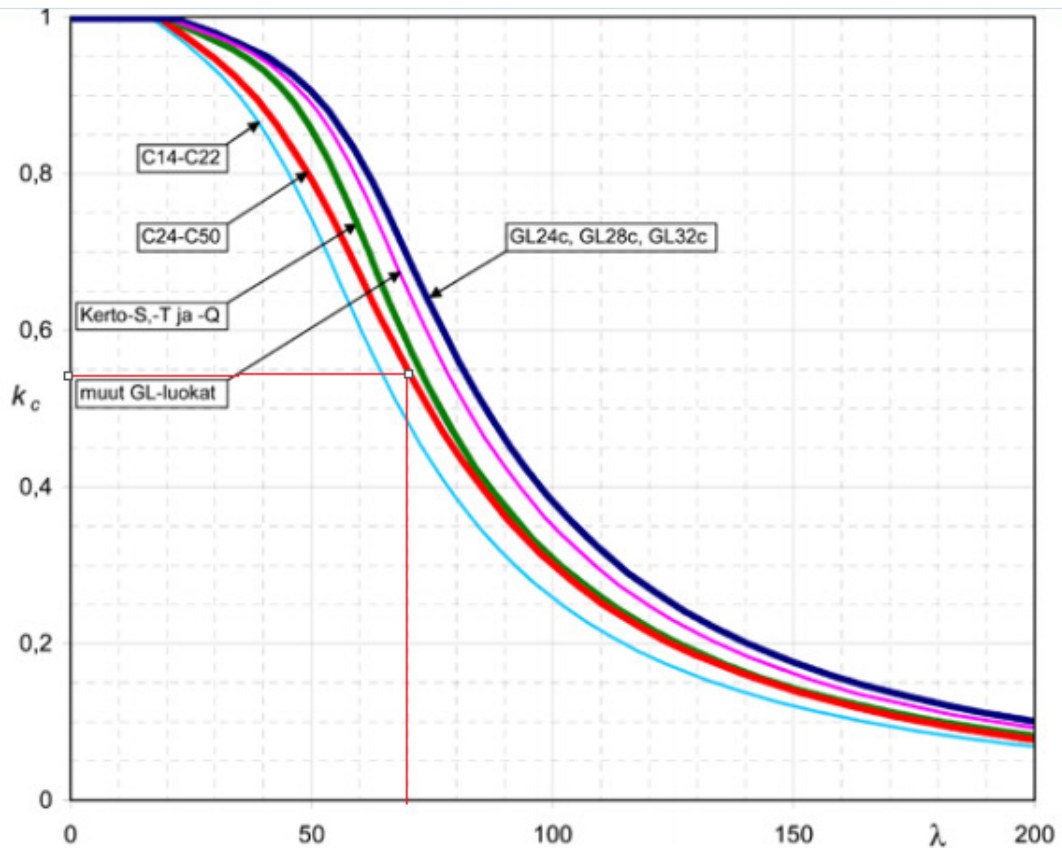
$$\lambda_y = \frac{l_{crit}}{i_y} = \frac{4000\text{mm}}{57,7\text{mm}} = 69,3$$

puristusjännitys runkotolpassa

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{b \cdot h} = \frac{36000\text{N}}{50\text{mm} \cdot 200\text{mm}} = 3,6\text{N/mm}^2$$

mitoitusehto

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{3,6 \text{ N/mm}^2}{0,54 \cdot 12 \text{ N/mm}^2} = 56\%$$



KUVA 26. Kerroin k_c . (Eurokoodi5 lyhennetty suunnitteluohje, 27)

Runkotolppa on tarkastettava myös taipuman suhteen. Taipumamitoitus tehdään käyttörajatilan kuormille. Hetkellinen eli välittömästi tapahtuva taipuma lasketaan (kaava 21).

$$w = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (21)$$

Hetkellinen taipuma tuulikuormasta

$$w_{inst} = \frac{5 \cdot (k \cdot c_{p,net} \cdot q_k(h)) \cdot L^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I_y}$$

missä:

k = alan leveys mistä kuorma kertyy

$c_{p,net} = 1,4$ pintapaine menetelmän kerroin joka huomioi tuulen imun ja paineen

$q_k(h) = 0,42\text{kN/m}^2$ tuulen puuskanopeuspaine

L = tolpan pituus

$E_{0,\text{mean}} = 11000\text{N/mm}^2$ puun C24 kimmomoduuli

I_y = tolpan jäyhyysmomentti

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50\text{mm} \cdot (200\text{mm})^3}{12} = 3,33 \cdot 10^7 \text{mm}^4$$

$$w_{\text{inst}} = \frac{5 \cdot (1,2\text{m} \cdot 1,4 \cdot 0,42\text{kN/m}^2) \cdot (4000\text{mm})^4}{384 \cdot 11000\text{N/mm}^2 \cdot 3,33 \cdot 10^7 \text{mm}^4} = 6,4\text{mm}$$

Runkotolpan lopullinen taipuma kasvaa vielä viruman vaikutuksesta. Viruma on riippuvainen ympäristöolosuhteista. Virumaa laskettaessa käytetään k_{def} kerrointa. Koska maanesisä ilma oli kostea, otetaan viruman kerroin käyttöluokan 2 kohdalta (TAULUKKO 11).

Lopullinen taipuma (kaava 22), missä hetkelliseen taipumaan lisätään, virumasta johtuva taipuma, tulee olla pienempi kuin sallittu taipuma $l/300$.

$$w_{\text{fin}} = (1 + k_{\text{def}}) \cdot w_{\text{inst}} \quad (22)$$

Lopputaipuma

$$w_{\text{fin}} = (1 + 0,8) \cdot 6,4\text{mm} = 11,5\text{mm}$$

sallittu taipuma

$$w_{\text{sall}} = \frac{4000\text{mm}}{300} = 13,3\text{mm}$$

Lopputaipuma on 11,5 mm. Sallitun taipuman ollessa 13,3 mm on taipuma sallituissa rajoissa eikä sille osin tarvitse tehdä korjaus toimenpiteitä.

TAULUKKO 11. Kerroin k_{def} . (eurokoodi 5 lyhyt suunnitteluohje)

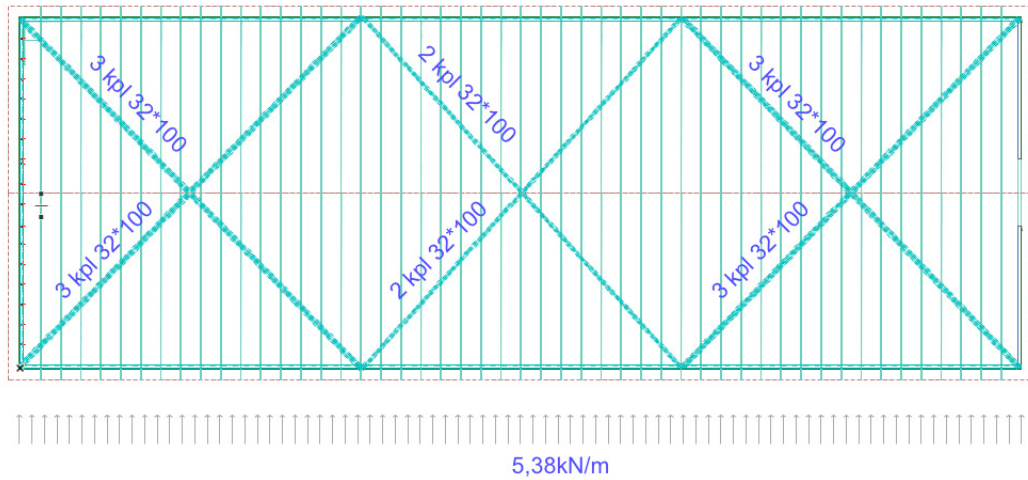
Materiaali	Standardit	Käyttöluokka		
		1	2	3
Sahatavara, Pyöreä puu	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Liimapuu	EN 14080			
LVL	EN 14374, EN 14279			
Vaneri, Kerto-Q lappeella	EN 636, VTT 184/03	0,80	1,00	2,50
OSB-levy	EN 300: OSB/2	2,25	-	-
	EN 300: OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	-
Lastulevy	EN 312: P4	2,25	-	-
	EN 312: P6	1,50	-	-
Kova kuitulevy	EN 622-2: HLA, HHLA	2,25	3,00	-
Puolikova kuitulevy	EN 622-3: MBH.LA, MBH.HLS	3,00	4,00	-
MDF-levy	EN 622-5: MDF.LA, MDF.HLS	2,25	3,00	-

6.3 Katon alapaarretaso

6.3.1 Alapaarretason rasitukset

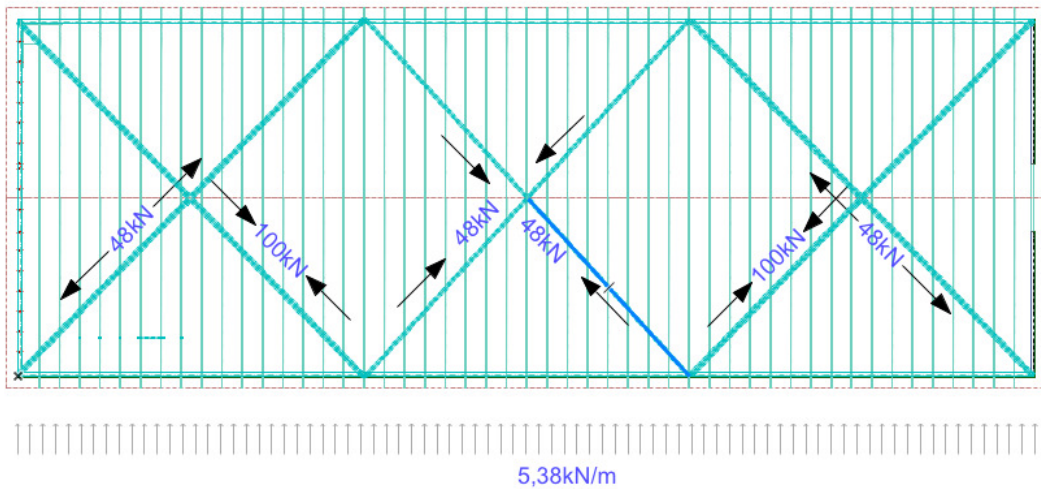
Sisäkattotason suurimmat rasitukset muodostuvat kun tuulee kohtisuoraan pitkää sivua. Tason on tarkoitus toimia levynä ja välittää kohtisuoraa tuulta vasten olevalta sivulta rasitukset tuulen suuntaisille seinille. Näiltä seiniltä kuormat välittyvät perustuksille.

Tasosta on pyritty tekemään ristikko, asentamalla sinne vinositeet. Vinositeet ovat katoissa 32x100 lautaa, reunakentissä kolme vierekkäin ja keskikentässä kaksi vierekkäin (KUVA 27).

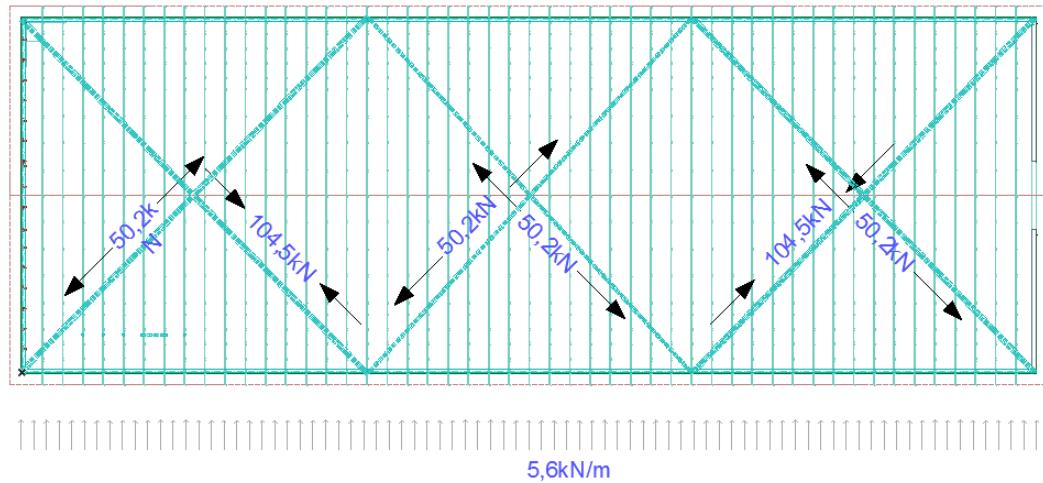


KUVA 27. Sisäkattotason jäykistys

Kohtisuoraa pitkää sivua olevasta tuulesta muodostuu kattotason sivulle viivakuorma suuruudeltaan 5,38kN/m. Riippuen siitä kummalta puolelta rakennusta tuulee on rasitus joko vetoa tai puristusta. Keskikentässä rasitus on kuitenkin aina puristusta. Rasitukset on laskettu kattotasoon muodostuvalle ristikolle statiikkaohjelmalla Forceeffect (Liite 1). Laskentaa on yksinkertaistettu huomioimalla pelkästään seinät ja kattotason vinosiiteet.



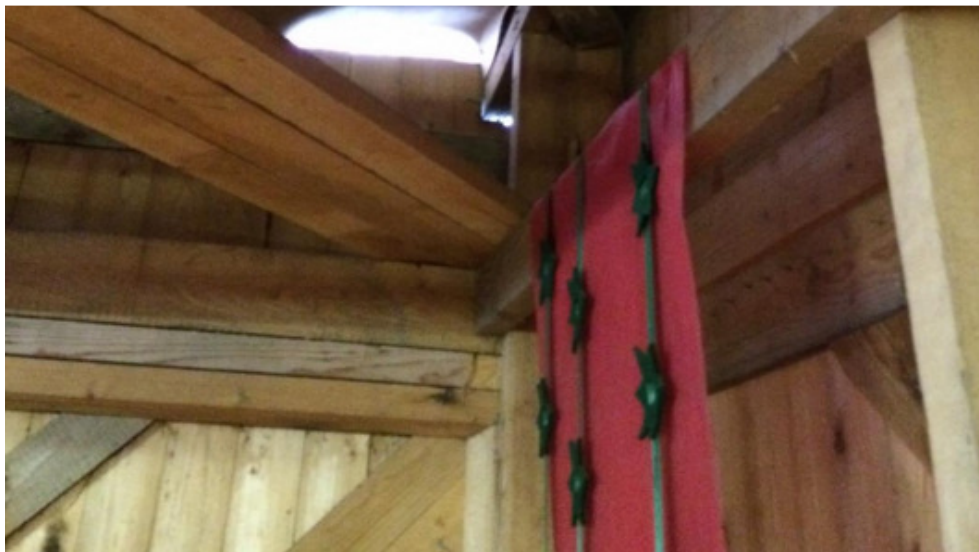
KUVA 28. Vinosiiteiden veto- ja puristusrasitukset, ilman lisävaakavoimia.



KUVA 29. . Vinositeiden veto- ja puristusrasitukset, lisävaakavoimien kanssa.

6.3.2 Alapaarretason jäykistäminen.

Jäykisteet on mitoitettava 38kN vedolle ja reunakentissä lisäksi 100kN puristukselle. Vinositeiden kestävyudessa puun osalta ei ole ongelmaa. Ongelmaksi muodostuu liitosten kapasiteetti. Vektorasitus joudutaan ottamaan aina mekaanisten kiinnikkeiden avulla. Tässä tapauksessa joudutaan myös puristusrasitus ottamaan mekaanisin kiinnikkein, koska puristussauva ei pääse puristumaan mitään vasten. Puristussauva on seinän päällä ja voimat siirretään naulojen leikkauskapasiteetin avulla seinälle (KUVA 30).



KUVA 30. Vinositeen liitos ulkoseinällä



KUVA 31. Katon vinositeiden jatkos

Vinositeiden jatkokset on tehty limittämällä laudat (KUVA 31). Limitetty liitos ei välitä vetoa eikä puristusta, joten koko rasitus on otettava nauloilla. Yhden naulan leikkauskapasiteetti on noin 710N (TAULUKKO 9).

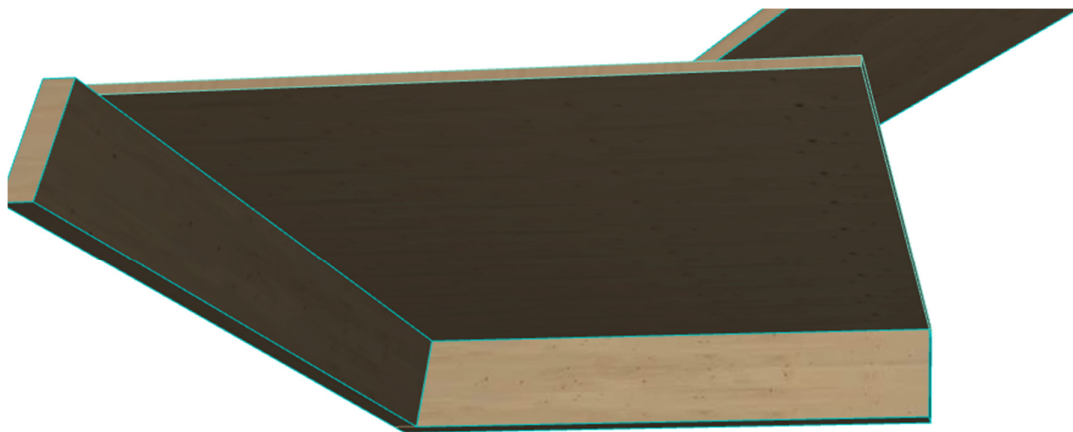
Rasituksen ollessa reunakentissä 100kN vaaditaan liitoksiin 140 naulaa. Side muodostuu kolmesta erillisestä laudasta, joten yhteen liitokseen tulee 47 naulaa. Keskikentässä rasitus on 48kN. Se jakautuu kahdelle laudalle, jolloin riittävä naulaus liitoksessa on 35 naulaa.

Vinosidelinjat eivät olleet katossa suorina, vaan ne kiemurtelivat väistellen ristikonraudoituksia. Jäykistelinjojen epäsuoruudesta johtuen niille aiheutuu normaalivoimien lisäksi taivutusta. Taivutus lisää entisestään naulojen tarvetta liitoksessa.

Naulamäärät liitoksessa kasvavat niin suuriksi, että on vaarana lautojen halkeaminen. Liitosten rasitus saadaan puolitettyä tuplaamalla siteissä olevien lautojen määrä. Naulamäärä on tarkastettava liitoksesta ja sitä on lisättävä tarvittaessa siten, että reunakentissä nauloja 35kpl/liitos ja keskikentissä 20 kpl/liitos.

Vinositeen liitos ulkonurkkaan on tehty seinänpäällä syrjällään olevan $50\text{mm} \cdot 150\text{mm}$ kylkeen. Puun ollessa kyljellään kohdistuu liitoksiin niin suuri momentti, että sitä ei ole mitään mahdollisuuksia hallita naulaliitoksella. Vaikka rakenne saataisiin kestävämmän momenttia, on liitospuiden yhteinen pinta-ala niin pieni, että siihen ei saada mahtumaan 140 naulaa, mitä liitos vaatisi.

Ulkokulmiin päättyvän vinositeen liitos ulkoseiniin täytyy tehdä puulevyn avulla. Levy on ainoa vaihtoehto, jossa saadaan levyn ja vinositeen liitokseen sekä seinän ja levyn liitokseen mahtumaan molempiin 140 naulaa. Levynä käytetään 18 mm vaneria, johon kiinnitetään maassa valmiiksi kertopuut (KUVA 32 ja 33). Kertopuut naulataan levyn läpi syrjästä kiinni vaneriin. Valmis liitoselementti nostetaan kiinni katon jäykistykseen ja naulataan kertopuiden läpi ulkoseinään kiinni. Kiinnitys tehdään myös vinositeeseen 140 naulalla.



KUVA 32. Liitoselementti ulkonurkkaan



KUVA 33. Liitoselementti paikallaan

Liitoselementin naulakiinnitys seinälle tarvitsee mitoittaa vain vedolle, koska puristus välittyy seinälle suoraan ilman naulojakin. Vektorasitus on jaettava komponentteihin, jotta voidaan selvittää vaadittu naulamäärä.

voiman seinänsuuntainen komponentti.

$$\frac{39kN}{\sqrt{2}} = 27,6kN$$

vaadittu naulamäärä

$$\frac{27,6kN}{0,71kN} = 38,8$$

Liitoselementti on kiinnitettävä 39 naulalla molemmille seinille.

Liitoselementissä on tarkastettava vielä naulojen välinen etäisyys. Reunimmaisen katto-tuolin ja seinän välissä on tilaa yksi metri, joten levyn sivumitat on yksi metri. Metrille on saatava mahtumaan 80 naulaa. Naulojen vähimmäisetäisyys puun päästä on 15 mm ja naulojen keskinäinen etäisyys 10 mm. Nauloista kertyy $80 \cdot 3,1mm = 248mm$, joten naulat on sijoitettava kahteen riviin. Kahteen riviin sijoittamalla naulojen välinen etäisyys kasvaa 20 mm toisistaan.

Vastaavanlaiset liitokset ovat maneesin kolmannespisteissä, jossa vinositeet liittyvät toisiinsa. Vinositeet oli kiinnitetty jälleen kyljellään olevaan $50mm \cdot 150mm$ puuhun. Liitos ei välittänyt käytännössä lainkaan voimia. Liitospuu on alkanut rasituksen vaikutuksesta irtoamaan seinästä. Syrjällään oleva puu on poistettava ja korvattava lappeellaan olevilla $200mm \cdot 50mm$ lankun pätkillä siten, että kattoristikoiden välinen kolo seinänpäällä saadaan täytettyä. Puiden päälle asennetaan 18 mm havuvaneri siten, että vanerin yläpinta on alapaarteen yläpinnan kanssa samassa tasossa. Vanerin avulla liitokseen saadaan mahdutettua riittävä naulamäärä. Naulamäärät vastaavat kuin ulkonurkan liitoksessa (KUVA 34).



KUVA 34. Korjatut vinositeet, seinän kolmannespisteessä

Vinositeet, joihin kohdistuu aksiaalinen puristus saattavat nurjahtaa. Katossa oleva vinoside on 29 m pitkä. Se on kiinnitetty aina kattoristikon kohdalta. Ne eivät kuitenkaan pysty estämään nurjahdusta, vaan taipuvat itse.

Jotta vinositeen nurjahdus saataisiin estettyä, on sen nurjahduspituutta pienennettävä. Sallittu nurjahduspituus voidaan selvittää muokkaamalla kaavoja, joilla laskettiin runkotalpan nurjahduskestävyys. Ensin selvitetään paljonko kerroin k_c voi olla, jotta käyttöaste ei ylity.

Kertoimen k_c selvittämiseksi täytyy tietää puristusjännityksen suuruus ja paljonko se saa olla. Rasitus 110kN jakautuu kuudelle $32\text{mm} \cdot 100\text{mm}$ laudalle. Yhtä lautaa kohti jää 18,333kN puristusrasitusta. Puristuskestävyyden suunnittelu arvo $f_{c,d} = 12\text{N/mm}^2$ (C 24).

Puristusjännitys vinositeessä

$$\sigma_{c,d} = \frac{18333\text{N}}{32\text{mm} \cdot 100\text{mm}} = 5,7\text{N/mm}^2$$

kertoimen k_c ratkaiseminen

$$\frac{\sigma_{c,d}}{k_c \cdot f_{c,d}} \leq 1$$

$$k_c = \frac{\sigma_{c,d}}{f_{c,d}} = 0,48$$

Kun kerroin k_c on ratkaistu, voidaan hoikkuusluku λ lukea kuvaajasta (KUVA 24). Hoikkuusluku $\lambda = 74$, tämän ja poikkileikkauksen jäyhyysäteiden avulla voidaan laskea kuinka tiheästi sauva on nurjhdustuettava.

Neliöhitausmomentti

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{32 \text{ mm} \cdot (100 \text{ mm})^3}{12} = 2,667 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

jäyhyysäde

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2,667 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{32 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}}} = 28,9 \text{ mm}$$

kriittinen nurjhduspituus

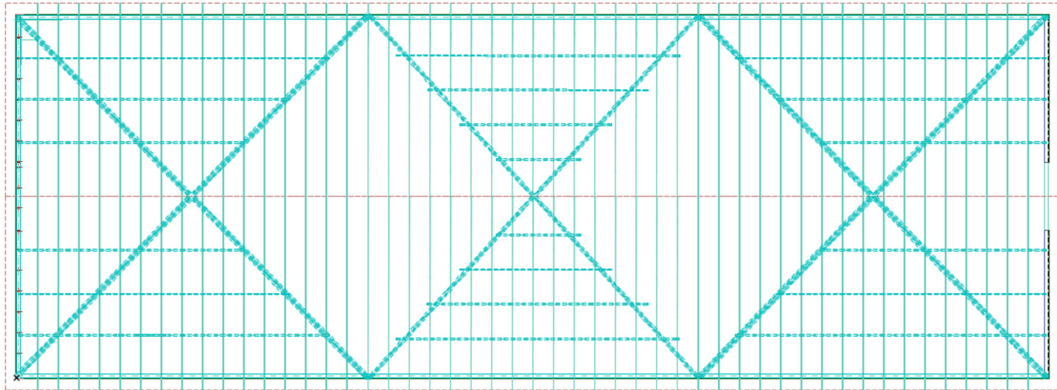
$$\lambda \cdot i = 74 \cdot 28,9 \text{ mm} \approx 2,1 \text{ m}$$

Sauvan kriittinen nurjhduspituus on sama kuin sauvan nurjhdustukien välinen etäisyys $L_c = L$. Kattoristikot ovat 1,2 m välein, joten puristussauva on tuettava niistä jokaiseen.

$$1,2 \text{ m} \cdot \sqrt{2} = 1,7 \text{ m}$$

Puristussauvat saadaan nurjhdustuettua, kun joka toisesta ristikon ja sauvan solmupisteestä vedetään poikittain ristikoihin nähden sauva viereiseen vinositeeseen (KUVA 35). Vaikka poikki puut ovat vain joka toisessa solmussa, muodostuu väliin jäävään

solmuun kolmio: vinositeestä, ristikosta ja nurjahdustuennasta. Muodostunut kolmio toimii myös nurjahdustukena.



KUVA 35. Vinositeiden nurjahdustuenta

Nurjahdustuenta viedään hallin päätyseinälle asti, jolloin se jäykistää myös päätyseinän. Kohtisuoraan päätyä vaikuttava tuuli saadaan siirrettyä näiden avulla sisäkatolle. Alunperin päätyyn osuva tuuli jakautui perustuksille ja vesikatolle. Voimien siirtymistä haittasivat päädyn jatketut runkotolpat (KUVA 36).



KUVA 36. Jatkettu runkotolppa.

7 POHDINTA

Insinööriä tehtessä on päässyt tutustumaan tyypilliseen puurakenteiseen maneesiin. Näitä näkee paljon suomalaisella maaseudulla eikä kyseessä ole mikään poikkeuksellinen yksilö.

Viime aikoina uutisoitujen rakennussortumien johdosta ihmisillä on jonkinlainen käsitys lumen rasituksista rakennuksille. Tuulen vaikutus rakennuksiin on vieraampi maalikoille eikä se välttämättä ole selvä ammattilaisellekaan.

Rakennuksen mittasuhteiden kasvaessa kasvaa myös tuulta vasten oleva pinta-ala ja sitä kautta myös rasitukset. Rakennus sijaitsi metsän suojassa, mutta vastaavan kaltaisia maneesia on paljon myös aukeilla paikoilla, jolloin rasitukset ovat entistä suurempia. Näiden rasitusten vastaanottaminen käy entistä haastavammaksi.

Voidaan todeta, että tämän kokoluokan rakennusta ei saisi tehdä puusta ilman mastopilarijäykistyksiä tai jäykistäviä väliseiniä.

Laki rakenteellisen turvallisuuden tarkastamisesta on erittäin hyvä asia. Kiinteistöjen omistajien on suhtauduttava siihen oikein. Lain tarkoitus ei ole olla rasite vaan palvelu. Kiinteistön omistaja vastaa aina rakennuksen turvallisuudesta. Useinkaan omistajalla ei ole siihen ammattitaitoa, vaan se on ostettava ulkopuolelta. Saavuttaako laki kohderyhmäänsä jää nähtäväksi.

Ongelmallisimpia ovat rakennukset, joissa suunnittelija ja rakennusurakoitsija on sama. Suunnitelmissa mennään ainoastaan rahan ehdoilla. Suunnitelmat ja laskelmat saattavat jäädä hyvin vajavaisiksi, koska ne osataan tehdä ilman kuviakin. Laskennan ja suunnittelun laiminlyönti kasvattaa virheen mahdollisuutta, kun kokonaisuutta ei mietitä valmiiksi.

LÄHTEET

<http://www.turvallisuustutkinta.fi>

<http://www.tekniikkatalous.fi>

http://www.rakennusinsinööri.fi/media/files/2011_2/katsastusmenettelyn-esiselvitysraportti-24-4-2008.pdf

<http://eduskunta.fi> Eduskunta, Eduskunnanvastaus 290/2014 vp

[http://www.ym.fi/fi-FI/Ajankohtaista/Tiedotteet/Lakiehdotus_lausunnoille_Omistajat_jatko\(30812\)](http://www.ym.fi/fi-FI/Ajankohtaista/Tiedotteet/Lakiehdotus_lausunnoille_Omistajat_jatko(30812))

http://www.betonyhdistys.fi/media/normikortit/normikortti_8.pdf

RIL 201-1-2011 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y

RIL 269-2015 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y

<http://www.puuinfo.fi> Puurakenteiden suunnittelu Lyhennetty suunnitteluohje

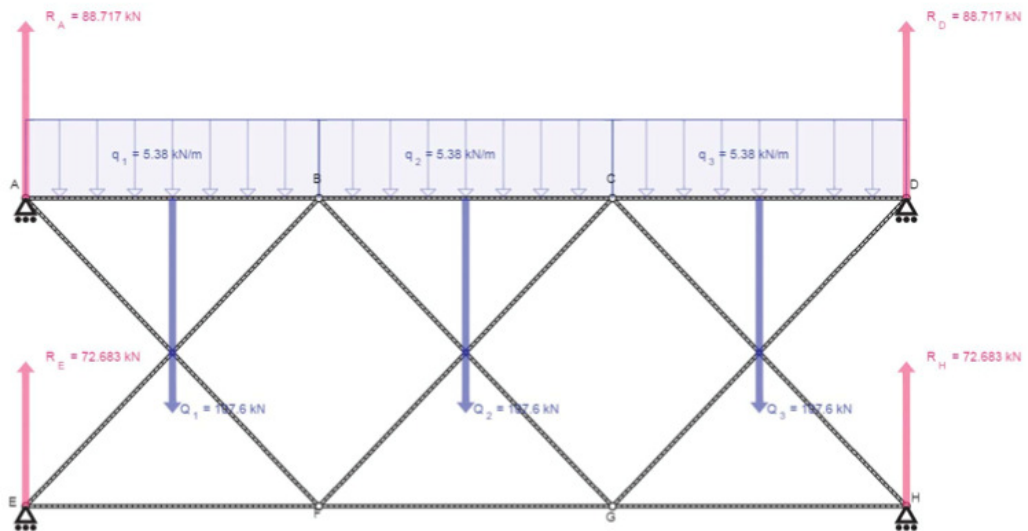
LIITTEET

Liite 1. Tulokset ForceEffect ohjelmasta

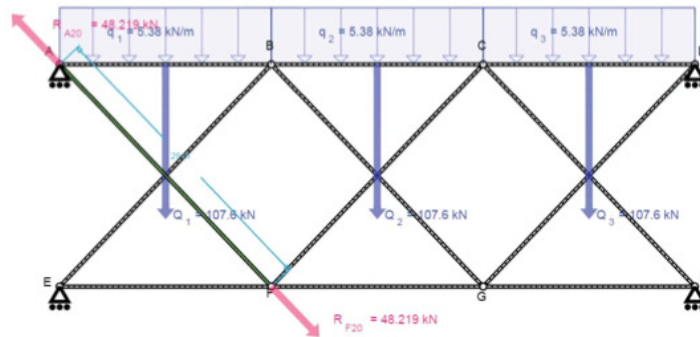
Liite 2. Tulokset ForceEffect ohjelmasta lisävaakavoimien kanssa

Liite 1

1(4)



Element A-F

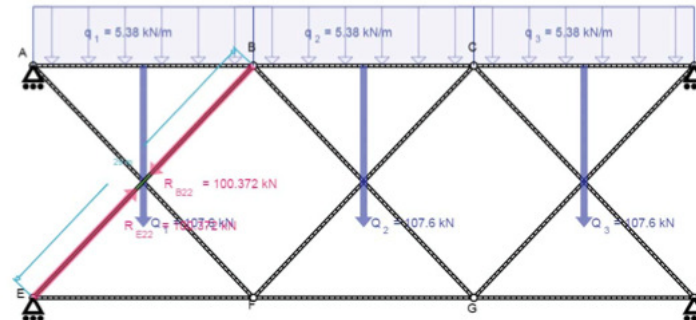


Equations	Results
$\sum M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{F20}(Y) + 21.000 \times R_{F20}(X) = 0$	$R_{A20}(X) = -33.254 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_{A20}(X) + R_{F20}(X) = 0$	$R_{A20}(Y) = 34.917 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_{A20}(Y) + R_{F20}(Y) = 0$	$R_{A8}(X) = 33.254 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_A \times \cos(270.0) - R_{A8}(X) - R_{A20}(X) = 0$	$R_{A8}(Y) = 53.800 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A \times \sin(270.0) - R_{A8}(Y) - R_{A20}(Y) = 0$	$R_{F14}(X) = 69.222 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow -R_{F14}(X) - R_{F16}(X) - R_{F20}(X) - R_{F30}(X) = 0$	$R_{F14}(Y) = 0.000 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_{F14}(Y) - R_{F16}(Y) - R_{F20}(Y) - R_{F30}(Y) = 0$	$R_{F16}(X) = -135.731 \text{ kN}$
	$R_{F16}(Y) = -0.000 \text{ kN}$
	$R_{F20}(X) = 33.254 \text{ kN}$
	$R_{F20}(Y) = -34.917 \text{ kN}$
	$R_{F30}(X) = 33.254 \text{ kN}$
	$R_{F30}(Y) = 34.917 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram



Element B-E

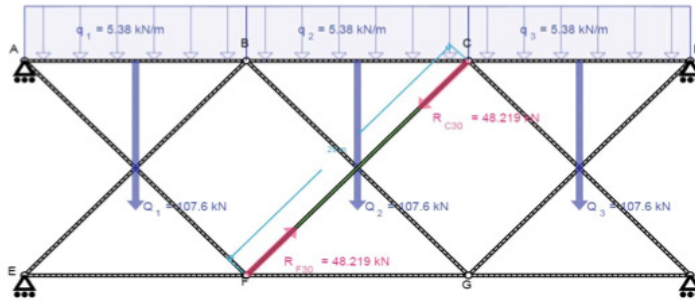


Equations	Results
$\sum M = 0 \Rightarrow -20.000 \times R_{E22}(Y) + 21.000 \times R_{E22}(X) = 0$	$R_{E10}(X) = 69.222 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_{E22}(X) + R_{E20}(X) = 0$	$R_{E10}(Y) = 53.800 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_{E22}(Y) + R_{E20}(Y) = 0$	$R_{E22}(X) = -69.222 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow -R_{E8}(X) - R_{E10}(X) - R_{E22}(X) - R_{E20}(X) = 0$	$R_{E22}(Y) = -72.683 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_{E8}(Y) - R_{E10}(Y) - R_{E22}(Y) - R_{E20}(Y) = 0$	$R_{E20}(X) = 33.254 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_E \times \cos(270.0) - R_{E14}(X) - R_{E22}(X) = 0$	$R_{E20}(Y) = -34.917 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_E \times \sin(270.0) - R_{E14}(Y) - R_{E22}(Y) = 0$	$R_{E8}(X) = -33.254 \text{ kN}$
	$R_{E8}(Y) = 53.800 \text{ kN}$
	$R_{E14}(X) = -69.222 \text{ kN}$
	$R_{E14}(Y) = 0.000 \text{ kN}$
	$R_{E22}(X) = 69.222 \text{ kN}$
	$R_{E22}(Y) = 72.683 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram



Element F-C

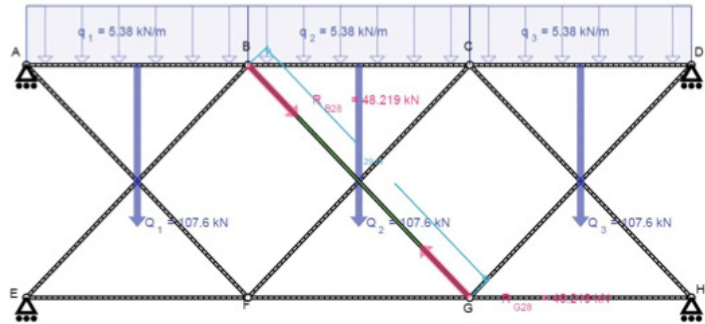


Equations	Results
$\sum M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{C30(Y)} - 21.000 \times R_{C30(X)} = 0$	$R_{F14(X)} = 69.222 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_{F30(X)} + R_{C30(X)} = 0$	$R_{F14(Y)} = 0.000 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_{F30(Y)} + R_{C30(Y)} = 0$	$R_{F16(X)} = -135.731 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow -R_{F14(X)} - R_{F16(X)} - R_{F20(X)} - R_{F30(X)} = 0$	$R_{F16(Y)} = -0.000 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_{F14(Y)} - R_{F16(Y)} - R_{F20(Y)} - R_{F30(Y)} = 0$	$R_{F20(X)} = 33.254 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow -R_{C30(X)} - R_{C32(X)} - R_{C24(X)} - R_{C30(X)} = 0$	$R_{F20(Y)} = -34.917 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_{C30(Y)} - R_{C32(Y)} - R_{C24(Y)} - R_{C30(Y)} = 0$	$R_{F30(X)} = 33.254 \text{ kN}$
	$R_{F30(Y)} = 34.917 \text{ kN}$
	$R_{C10(X)} = -69.222 \text{ kN}$
	$R_{C10(Y)} = 53.800 \text{ kN}$
	$R_{C12(X)} = 33.254 \text{ kN}$
	$R_{C12(Y)} = 53.800 \text{ kN}$
	$R_{C24(X)} = 69.222 \text{ kN}$
	$R_{C24(Y)} = -72.683 \text{ kN}$
	$R_{C30(X)} = -33.254 \text{ kN}$
	$R_{C30(Y)} = -34.917 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram



Element B-G

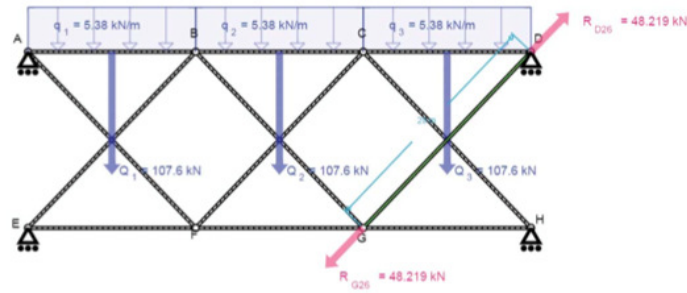


Equations	Results
$\sum M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{G28(Y)} + 21.000 \times R_{G28(X)} = 0$	$R_{B10(X)} = 69.222 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_{B28(X)} + R_{G28(X)} = 0$	$R_{B10(Y)} = 53.800 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_{B28(Y)} + R_{G28(Y)} = 0$	$R_{B22(X)} = -69.222 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow -R_{B8(X)} - R_{B10(X)} - R_{B22(X)} - R_{B28(X)} = 0$	$R_{B22(Y)} = -72.683 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_{B8(Y)} - R_{B10(Y)} - R_{B22(Y)} - R_{B28(Y)} = 0$	$R_{B28(X)} = 33.254 \text{ kN}$
$\sum F_x = 0 \Rightarrow -R_{G16(X)} - R_{G18(X)} - R_{G24(X)} - R_{G28(X)} = 0$	$R_{B28(Y)} = -34.917 \text{ kN}$
$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_{G16(Y)} - R_{G18(Y)} - R_{G24(Y)} - R_{G28(Y)} = 0$	$R_{B8(X)} = -33.254 \text{ kN}$
	$R_{B8(Y)} = 53.800 \text{ kN}$
	$R_{G16(X)} = 135.731 \text{ kN}$
	$R_{G16(Y)} = 0.000 \text{ kN}$
	$R_{G18(X)} = -69.222 \text{ kN}$
	$R_{G18(Y)} = 0.000 \text{ kN}$
	$R_{G24(X)} = -33.254 \text{ kN}$
	$R_{G24(Y)} = -34.917 \text{ kN}$
	$R_{G28(X)} = -33.254 \text{ kN}$
	$R_{G28(Y)} = 34.917 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram

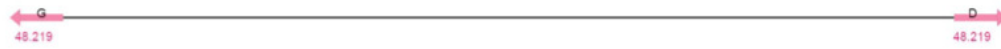


Element D-G

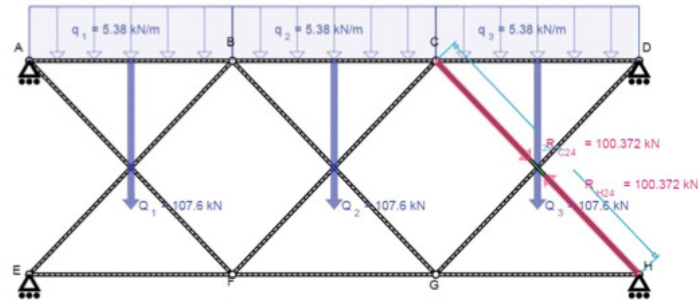


Equations	Results
$\sum M = 0 \Rightarrow -20.000 \times R_{D26}(y) + 21.000 \times R_{G25}(x) = 0$	$R_{D12}(x) = -33.254 \text{ kN}$
$\sum F(x) = 0 \Rightarrow R_{D26}(x) + R_{G26}(x) = 0$	$R_{D12}(y) = 53.800 \text{ kN}$
$\sum F(y) = 0 \Rightarrow R_{D26}(y) + R_{G26}(y) = 0$	$R_{D26}(x) = 33.254 \text{ kN}$
$\sum F(x) = 0 \Rightarrow R_D \times \cos(270.0) - R_{G12}(x) - R_{D26}(x) = 0$	$R_{D26}(y) = 34.917 \text{ kN}$
$\sum F(y) = 0 \Rightarrow R_D \times \sin(270.0) - R_{D12}(y) - R_{D26}(y) = 0$	$R_{D16}(x) = 135.731 \text{ kN}$
$\sum F(x) = 0 \Rightarrow -R_{G16}(x) - R_{G18}(x) - R_{G26}(x) - R_{G28}(x) = 0$	$R_{G16}(y) = 0.000 \text{ kN}$
$\sum F(y) = 0 \Rightarrow -R_{G16}(y) - R_{G18}(y) - R_{G26}(y) - R_{G28}(y) = 0$	$R_{G18}(x) = -69.222 \text{ kN}$
	$R_{G18}(y) = 0.000 \text{ kN}$
	$R_{G26}(x) = -33.254 \text{ kN}$
	$R_{G26}(y) = -34.917 \text{ kN}$
	$R_{G28}(x) = -33.254 \text{ kN}$
	$R_{G28}(y) = 34.917 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram



Element C-H



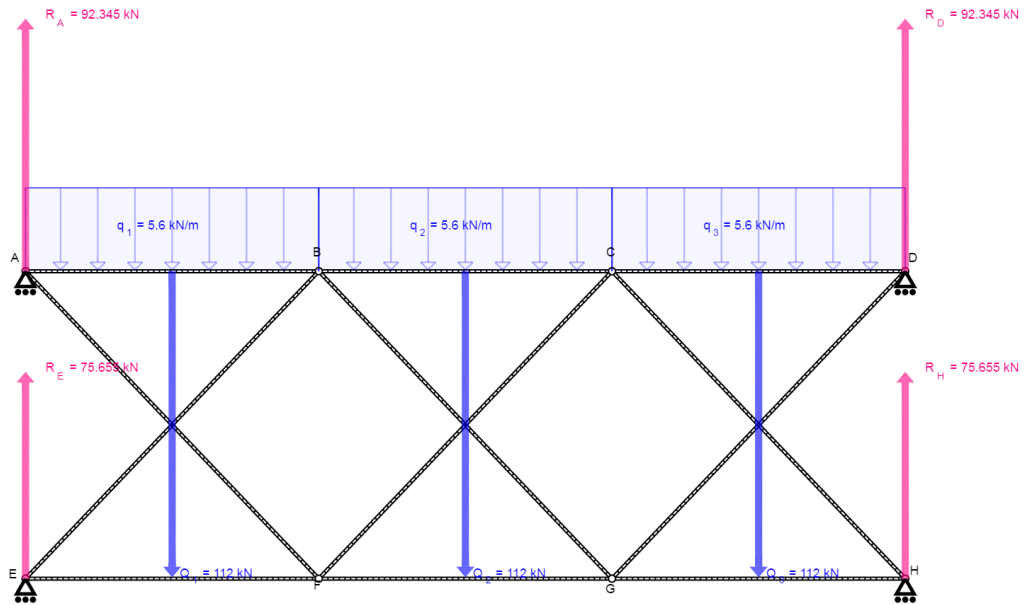
Equations	Results
$\sum M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{C24}(y) + 21.000 \times R_{H24}(x) = 0$	$R_{C10}(x) = -69.222 \text{ kN}$
$\sum F(x) = 0 \Rightarrow R_{C24}(x) + R_{H24}(x) = 0$	$R_{C10}(y) = 53.800 \text{ kN}$
$\sum F(y) = 0 \Rightarrow R_{C24}(y) + R_{H24}(y) = 0$	$R_{C12}(x) = 33.254 \text{ kN}$
$\sum F(x) = 0 \Rightarrow -R_{C10}(x) - R_{C12}(x) - R_{C24}(x) - R_{C30}(x) = 0$	$R_{C12}(y) = 53.800 \text{ kN}$
$\sum F(y) = 0 \Rightarrow -R_{C10}(y) - R_{C12}(y) - R_{C24}(y) - R_{C30}(y) = 0$	$R_{C24}(x) = 69.222 \text{ kN}$
$\sum F(x) = 0 \Rightarrow R_H \times \cos(270.0) - R_{H18}(x) - R_{H24}(x) = 0$	$R_{C24}(y) = -72.683 \text{ kN}$
$\sum F(y) = 0 \Rightarrow R_H \times \sin(270.0) - R_{H18}(y) - R_{H24}(y) = 0$	$R_{C30}(x) = -33.254 \text{ kN}$
	$R_{C30}(y) = -34.917 \text{ kN}$
	$R_{H18}(x) = 69.222 \text{ kN}$
	$R_{H18}(y) = 0.000 \text{ kN}$
	$R_{H24}(x) = -69.222 \text{ kN}$
	$R_{H24}(y) = 72.683 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram

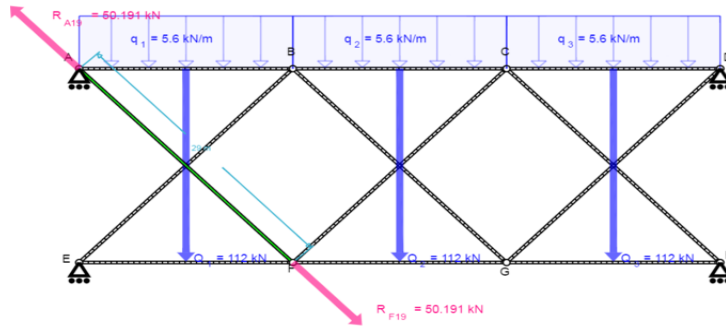


Liite 2

1(4)



Element A-F

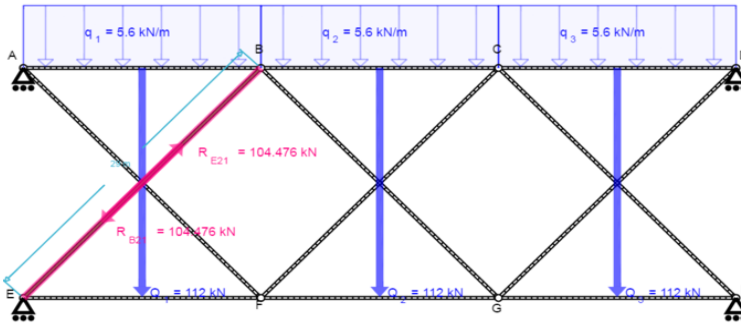


Equations	Results
$\Sigma M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{F19}[V] + 21.000 \times R_{F19}[X] = 0$	$R_{A19}[X] = -34.614 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow R_{A19}[X] + R_{F19}[X] = 0$	$R_{A19}[Y] = 36.345 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow R_{A19}[Y] + R_{F19}[Y] = 0$	$R_{A3}[X] = 34.614 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow R_A \times \cos(270.0) - R_{A3}[X] - R_{A19}[X] = 0$	$R_{A3}[Y] = 56.000 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow R_A \times \sin(270.0) - R_{A3}[Y] - R_{A19}[Y] = 0$	$R_{F13}[X] = 72.053 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow -R_{F13}[X] - R_{F15}[X] - R_{F19}[X] - R_{F25}[X] = 0$	$R_{F13}[Y] = 0.000 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow -R_{F13}[Y] - R_{F15}[Y] - R_{F19}[Y] - R_{F25}[Y] = 0$	$R_{F15}[X] = -141.281 \text{ kN}$
	$R_{F15}[Y] = 0.000 \text{ kN}$
	$R_{F19}[X] = 34.614 \text{ kN}$
	$R_{F19}[Y] = -36.345 \text{ kN}$
	$R_{F25}[X] = 34.614 \text{ kN}$
	$R_{F25}[Y] = 36.345 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram



Element E-B

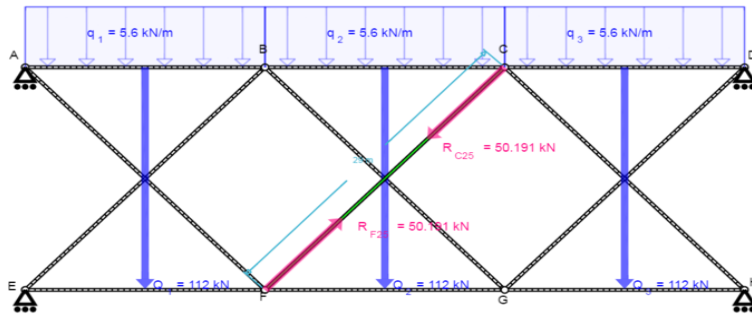


Equations	Results
$\Sigma M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{B21}[Y] - 21.000 \times R_{B21}[X] = 0$	$R_{E13}[X] = -72.053 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow R_{E21}[X] + R_{B21}[X] = 0$	$R_{E13}[Y] = 0.000 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow R_{E21}[Y] + R_{B21}[Y] = 0$	$R_{E21}[X] = 72.053 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow R_E \times \cos(270.0) - R_{E13}[X] - R_{E21}[X] = 0$	$R_{E21}[Y] = 75.655 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow R_E \times \sin(270.0) - R_{E13}[Y] - R_{E21}[Y] = 0$	$R_{B21}[X] = -72.053 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow -R_{B3}[X] - R_{B6}[X] - R_{B21}[X] - R_{B23}[X] = 0$	$R_{B21}[Y] = -75.655 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow -R_{B3}[Y] - R_{B6}[Y] - R_{B21}[Y] - R_{B23}[Y] = 0$	$R_{B23}[X] = 34.614 \text{ kN}$
	$R_{B23}[Y] = -36.345 \text{ kN}$
	$R_{B3}[X] = -34.614 \text{ kN}$
	$R_{B3}[Y] = 56.000 \text{ kN}$
	$R_{B6}[X] = 72.053 \text{ kN}$
	$R_{B6}[Y] = 56.000 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram



Element F-C

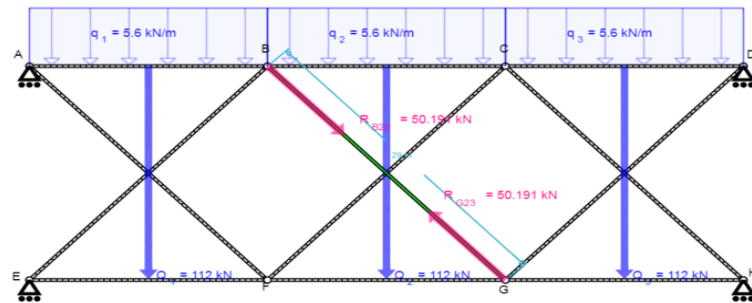


Equations	Results
$\Sigma M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{C25}[Y] - 21.000 \times R_{C25}[X] = 0$	$R_{F13}[X] = 72.053 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow R_{F25}[X] + R_{C25}[X] = 0$	$R_{F13}[Y] = 0.000 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow R_{F25}[Y] + R_{C25}[Y] = 0$	$R_{F15}[X] = -141.281 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow -R_{F13}[X] - R_{F15}[X] - R_{F19}[X] - R_{F25}[X] = 0$	$R_{F15}[Y] = 0.000 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow -R_{F13}[Y] - R_{F15}[Y] - R_{F19}[Y] - R_{F25}[Y] = 0$	$R_{F19}[X] = 34.614 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow -R_{C6}[X] - R_{C8}[X] - R_{C25}[X] - R_{C27}[X] = 0$	$R_{F19}[Y] = -36.345 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow -R_{C6}[Y] - R_{C8}[Y] - R_{C25}[Y] - R_{C27}[Y] = 0$	$R_{F25}[X] = 34.614 \text{ kN}$
	$R_{F25}[Y] = 36.345 \text{ kN}$
	$R_{C25}[X] = -34.614 \text{ kN}$
	$R_{C25}[Y] = -36.345 \text{ kN}$
	$R_{C27}[X] = 72.053 \text{ kN}$
	$R_{C27}[Y] = -75.655 \text{ kN}$
	$R_{C6}[X] = -72.053 \text{ kN}$
	$R_{C6}[Y] = 56.000 \text{ kN}$
	$R_{C8}[X] = 34.614 \text{ kN}$
	$R_{C8}[Y] = 56.000 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram

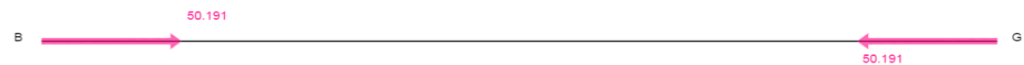


Element B-G

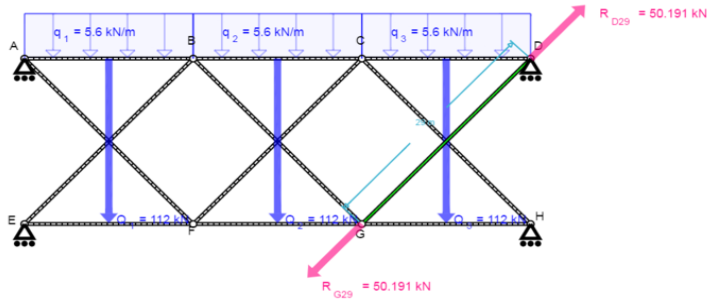


Equations	Results
$\Sigma M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{G23}[Y] + 21.000 \times R_{G23}[X] = 0$	$R_{B21}[X] = -72.053 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow R_{B23}[X] + R_{G23}[X] = 0$	$R_{B21}[Y] = -75.655 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow R_{B23}[Y] + R_{G23}[Y] = 0$	$R_{B23}[X] = 34.614 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow -R_{B3}[X] - R_{B6}[X] - R_{B21}[X] - R_{B23}[X] = 0$	$R_{B23}[Y] = -36.345 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow -R_{B3}[Y] - R_{B6}[Y] - R_{B21}[Y] - R_{B23}[Y] = 0$	$R_{B3}[X] = -34.614 \text{ kN}$
$\Sigma F[X] = 0 \Rightarrow -R_{G15}[X] - R_{G17}[X] - R_{G23}[X] - R_{G29}[X] = 0$	$R_{B3}[Y] = 56.000 \text{ kN}$
$\Sigma F[Y] = 0 \Rightarrow -R_{G15}[Y] - R_{G17}[Y] - R_{G23}[Y] - R_{G29}[Y] = 0$	$R_{B6}[X] = 72.053 \text{ kN}$
	$R_{B6}[Y] = 56.000 \text{ kN}$
	$R_{G15}[X] = 141.281 \text{ kN}$
	$R_{G15}[Y] = -0.000 \text{ kN}$
	$R_{G17}[X] = -72.053 \text{ kN}$
	$R_{G17}[Y] = -0.000 \text{ kN}$
	$R_{G23}[X] = -34.614 \text{ kN}$
	$R_{G23}[Y] = 36.345 \text{ kN}$
	$R_{G29}[X] = -34.614 \text{ kN}$
	$R_{G29}[Y] = -36.345 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram



Element G-D

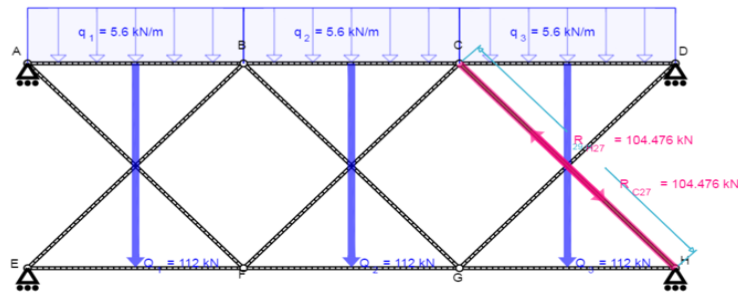


Equations	Results
$\sum M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{D29}[Y] - 21.000 \times R_{D29}[X] = 0$	$R_{G15}[X] = 141.281 \text{ kN}$
$\sum F[X] = 0 \Rightarrow R_{G29}[X] + R_{D29}[X] = 0$	$R_{G15}[Y] = -0.000 \text{ kN}$
$\sum F[Y] = 0 \Rightarrow R_{G29}[Y] + R_{D29}[Y] = 0$	$R_{G17}[X] = -72.053 \text{ kN}$
$\sum F[X] = 0 \Rightarrow -R_{G15}[X] - R_{G17}[X] - R_{G23}[X] - R_{G29}[X] = 0$	$R_{G17}[Y] = -0.000 \text{ kN}$
$\sum F[Y] = 0 \Rightarrow -R_{G15}[Y] - R_{G17}[Y] - R_{G23}[Y] - R_{G29}[Y] = 0$	$R_{G23}[X] = -34.614 \text{ kN}$
$\sum F[X] = 0 \Rightarrow R_D \times \cos(270.0) - R_{D8}[X] - R_{D29}[X] = 0$	$R_{G23}[Y] = 36.345 \text{ kN}$
$\sum F[Y] = 0 \Rightarrow R_D \times \sin(270.0) - R_{D8}[Y] - R_{D29}[Y] = 0$	$R_{G29}[X] = -34.614 \text{ kN}$
	$R_{G29}[Y] = -36.345 \text{ kN}$
	$R_{D29}[X] = 34.614 \text{ kN}$
	$R_{D29}[Y] = 36.345 \text{ kN}$
	$R_{D8}[X] = -34.614 \text{ kN}$
	$R_{D8}[Y] = 56.000 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram



Element C-H



Equations	Results
$\sum M = 0 \Rightarrow 20.000 \times R_{H27}[Y] + 21.000 \times R_{H27}[X] = 0$	$R_{C25}[X] = -34.614 \text{ kN}$
$\sum F[X] = 0 \Rightarrow R_{C27}[X] + R_{H27}[X] = 0$	$R_{C25}[Y] = -36.345 \text{ kN}$
$\sum F[Y] = 0 \Rightarrow R_{C27}[Y] + R_{H27}[Y] = 0$	$R_{C27}[X] = 72.053 \text{ kN}$
$\sum F[X] = 0 \Rightarrow -R_{C6}[X] - R_{C8}[X] - R_{C25}[X] - R_{C27}[X] = 0$	$R_{C27}[Y] = -75.655 \text{ kN}$
$\sum F[Y] = 0 \Rightarrow -R_{C6}[Y] - R_{C8}[Y] - R_{C25}[Y] - R_{C27}[Y] = 0$	$R_{C6}[X] = -72.053 \text{ kN}$
$\sum F[X] = 0 \Rightarrow R_H \times \cos(270.0) - R_{H17}[X] - R_{H27}[X] = 0$	$R_{C6}[Y] = 56.000 \text{ kN}$
$\sum F[Y] = 0 \Rightarrow R_H \times \sin(270.0) - R_{H17}[Y] - R_{H27}[Y] = 0$	$R_{C8}[X] = 34.614 \text{ kN}$
	$R_{C8}[Y] = 56.000 \text{ kN}$
	$R_{H17}[X] = 72.053 \text{ kN}$
	$R_{H17}[Y] = 0.000 \text{ kN}$
	$R_{H27}[X] = -72.053 \text{ kN}$
	$R_{H27}[Y] = 75.655 \text{ kN}$

Shear Force and Moment Diagram

