

Saimaan ammattikorkeakoulu
Tekniikka Lappeenranta
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Ville Ängeslevä

TERÄKSISTEN AVOKATOSTEN JÄYKISTÄMINEN

TIIVISTELMÄ

Ville Ängeslevä

Teräksisten avokatosten jäykistäminen, 66 sivua, 8 liitettä

Saimaan ammattikorkeakoulu, Lappeenranta

Tekniikka, Rakennustekniikan koulutusohjelma

Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Opinnäytetyö 2011

Työn ohjaaja:

DI Petri Himmi, Saimaan ammattikorkeakoulu

Hallituksen puheenjohtaja RI Jouko Tanskanen, Insi-
nööri-toimisto Tanskanen Oy

Tässä opinnäytetyössä tutkittiin avokatosten jäykistämistä sekä katosten suunnittelun erityispiirteitä.

Opinnäytetyössä esitetään eri jäykistysmenetelmät ja menetelmien edut ja käyttökohteet. Lisäksi käydään läpi tuulikuormien määrittäminen eurokoodin SFS-EN 1991-1-4 mukaan katoksille niin, että rakenteen mahdollinen resonanssi tuulen turbulenssin kanssa otetaan huomioon. Kokonaistuulikuorman määrittäminen käydään läpi painekertoimista laskettuna.

Opittua teoriaa sovellettiin teräksisen polttoainekatoksen suunnittelussa. Katokseen jouduttiin tekemään korjaussuunnitelma, koska se nurjahti sivulle lumi-kuorman painosta. Opinnäytetyössä käydään läpi katoksen jäykistyksen suunnittelun vaiheet. Kuormien laskennan jälkeen vertailtiin ohjaajien kanssa erilaisia jäykistysvaihtoehtoja ja valittiin paras vaihtoehto. Stabiilius tarkastettiin kehäohjelma STAAD.Pro:lla ja kuormien laskennat sekä liitosten mitoitus toteutettiin käsin laskennalla. Piirustukset tehtiin AutoCAD:lla.

Suunnitelmien perusteella valittu jäykistystapa olisi toimiva ratkaisu ja toteutuu-kin muilta osin paitsi liitokset vaihdetaan hitsiliitoksista pulttiliitoksiin. Syynä tähän on työmaalla hitsaamisen vaikeus.

Työn valmistumisen aikaan rakennustöitä ei ollut vielä aloitettu.

Asiasanat: katokset, jäykistäminen, tuulikuorma

ABSTRACT

Ville Ängeslevä

Stiffening of steel open canopy roofs, 66 pages, 8 appendices pages

Saimaa University of Applied Sciences, Lappeenranta

Civil and Construction Engineering

Specialization in Structural engineering

Instructors: Mr Petri Himmi, M.Sc.Eng, Saimaa University of Applied Sciences

Mr Jouko Tanskanen, B. Eng, Chairman of the Board, Insinööritoimisto Tanskanen Oy

In this thesis stiffening of canopy roofs was studied taking into account their special features.

The thesis presents different methods of stiffening a canopy roof as well as the benefits and applications of these methods. In addition, the determination of wind loads on canopy roofs is explained according to the European Standard EN 1991-1-4. In this determination, the structure's possible resonance with wind turbulence is taken into account. The determination of wind loads is done by using pressure coefficients.

The learned theory was applied in designing a steel framed gas station canopy. The canopy needed to be fixed since it buckled on the side due to big snow load. The thesis goes over the steps of designing the stiffening. After calculating the loads, different methods of stiffening were compared and the best option was chosen. Stability of the structure was checked with a frame software called STAAD.Pro and the calculation of loads as well as dimensioning the joints was done by hand. Drawings were done with AutoCAD.

The chosen stiffening method would be a working solution and is done as designed except that the joints are going to be bolt joints instead of welded joints. The reason for this is the difficulties of welding on site.

By the time this thesis was finished, the construction work had not begun.

Keywords: canopy roofs, wind loads, stiffening

SISÄLTÖ

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

1	JOHDANTO	5
2	KATOKSET	6
3	JÄYKISTÄMINEN	8
3.1	Jäykistämisen tarve	8
3.2	Jäykistämisen periaatteita	9
3.3	Teräsrungon jäykistämistavat	11
3.3.1	Kehäjäykistys	12
3.3.2	Ristikkojäykistys	15
3.3.3	Mastojäykistys	19
3.3.4	Levyjäykistys	20
4	TUULIKUORMAT SFS-EN 1991-1-4:N MUKAAN	22
4.1	Yleistä kuormista	22
4.2	Tuulennopeus ja nopeuspaine	23
4.2.1	Maaston rosoisuus ja maastoluokat	26
4.2.2	Maaston pinnanmuodostus	28
4.2.3	Puuskanopeuspaine	30
4.3	Tuulikuorman määrittäminen katokselle	32
4.3.1	Rakennekerroin c_{sC_d}	34
4.3.2	Katoksen voimakkeroin c_f ja nettopaineen kerroin $C_{p,net}$	41
4.3.3	Kitkakertoimet c_{fr}	48
5	CASE: LINJA-AUTOYHTIÖ S. KOSOSEN POLTTOAINEKATOS, KERIMÄKI	49
5.1	Lähtökohdat	49
5.2	Kuormat	51
5.3	Jäykistäminen	52
5.4	Stabiilius	54
5.5	Liitokset	55
5.6	Anturat	59
6	POHDINTA	60
	KUVAT	63
	TAULUKOT	64
	LÄHTEET	65

LIITTEET

LIITE 1 Mitoitus

LIITE 2 Vesikattopiirustus ja leikkaukset

LIITE 3 Liitosdetaljit

LIITE 4 Osapiirustukset

LIITE 5 STAAD.Pro raportti lopullisesta rakenteesta

LIITE 6 STAAD.Pro raportti rakenteesta kolmella pilarilla

LIITE 7 STAAD.Pro raportti rakenteesta nivelellisellä perustuksella

LIITE 8 Peikko designer tuloste peruspulttien mitoituksista

1 JOHDANTO

Kerimäellä on teräsrakenteinen polttoainekatos, joka on nurjahtanut lumen painosta, mutta on silti vielä käytössä. Opinnäytetyön aiheena on jäykistää katos niin, ettei se enää nurjahda.

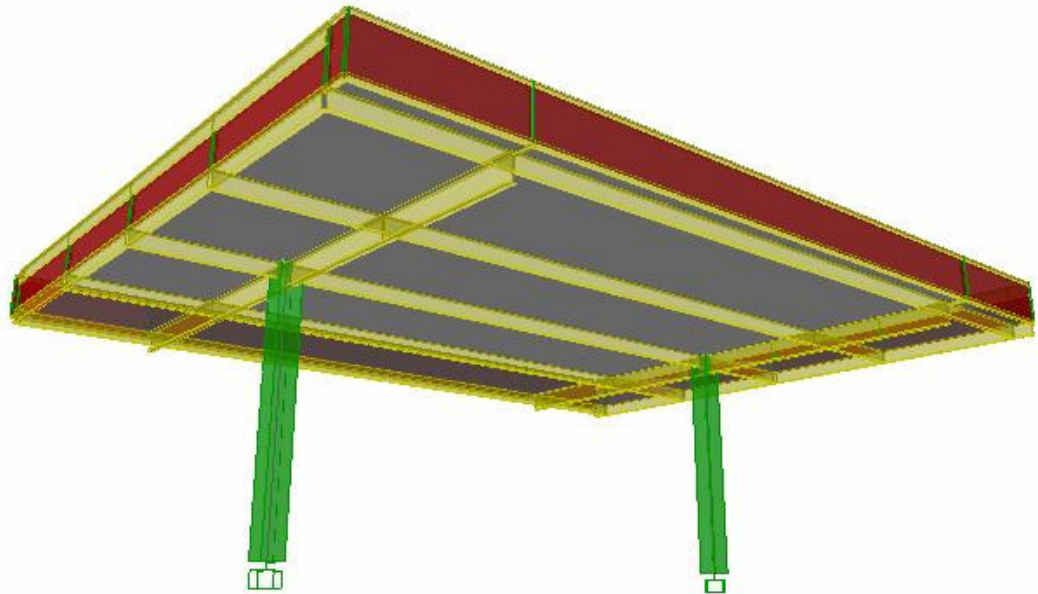
Jäykistämisen tapoja on monenlaisia ja monesti useampi tapa käy samaan tilanteeseen. Silti rakennuksen jäykistystä mietittäessä on hyvä vertailla eri malleja.

Opinnäytetyön kaikessa suunnittelussa käytetään eurokoodien mukaista laskentaa. Katosten suunnittelu ei juuri eroa muiden teräsrakenteisten rakennusten suunnittelusta. Eurokoodin standardissa SFS-EN 1991-1-4 kuitenkin on erikseen osio katoksen tuulikuorman laskennasta. Tämä laskentatapa käydään raportissa läpi.

2 KATOKSET

Katokseksi määritellään sellaisen rakenteen katto, jolla ei ole pysyviä seiniä (SFS-EN 1991-1-4, 90).

Avokatoksia käytetään usein julkisen rakentamisen kohteissa joko suurempien rakennusten osana tai itsenäisinä rakennuksina. Jälkimmäisen tapauksen esimerkkinä voidaan pitää huoltoasemia ympäri maailman, joissa katos suojaa bensiinipumppuja ja ajoneuvoja. Pienillä huoltoasemilla katokset on tuettu vain yhdellä pilarilinjalla (kuva 2.1), kun taas suuremmilla asemilla katos on tuettu kahdella pilarilinjalla. Kattorakenne muodostuu pitkittäis- ja poikittaispalkeista, jotka kannattelevat kattolevyjä. Joissain tapauksissa levyt ovat pelkästään mastopilarien varassa. (Poitevin, Natalini & Godoy 2009, 1-2.)



Kuva 2.1 Kolmiulotteinen malli tyypillisestä huoltoaseman avokatoksesta (Poitevin ym. 2009, 1)

Katoksen muodon ja ulkonäön määräävät useimmiten käytännöllisyys ja taloudellisuus. Katos voi silti olla arkkitehtonisesti näyttävä. Yleisin runkosysteemi koostuu pilareista, ristikoista ja palkeista. Kehärakenteita ja teräskaaria on myös

käytössä, kuten kuvassa 2.2. (RIL 1992, 286.) Materiaaleissa teräs ja puu ovat johtavassa asemassa lujutensa ja esteettisyytensä vuoksi.



Kuva 2.2 Miamin lentokentän metroaseman pääkatoksen teräskaaret (Byers 2010)

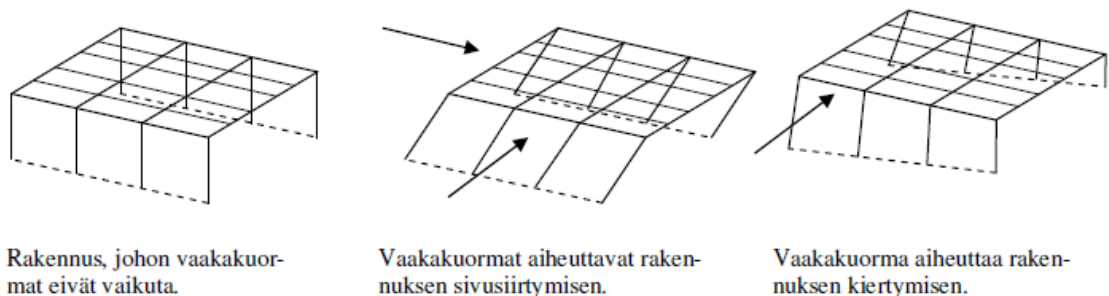
Teräksisten katosten mitoitus ei juuri eroa teräshallien mitoituksesta. Teräshalli on katoksen tapaan enimmäkseen sääsuoja (RIL 1992, 286). Seinien puuttumisen takia tuulikuormien laskenta ja mallintaminen on kuitenkin varsin erilaista. Eurokoodi antaa yksiselitteiset ohjeet mitoitukseen.

Muuttuvien kuormien aiheuttamat rasitukset ovat mitoituksessa ratkaisevia. Siirtymät kuormituksista rakenteen sivusuunnassa, varsinkin vesikaton tasossa, saattavat olla suuria. (RIL 1992, 286.)

3 JÄYKISTÄMINEN

3.1 Jäykistämisen tarve

Rakennuksen rungon on säilytettävä stabiiliutensa eli vakavuutensa koko rakennuksen käyttöajan kuormitusten vaikuttaessa siihen. Rungon vakavuuden eli tasapainotilan varmistaminen edellyttää, etteivät sen rakenneosat nurjahda, kiepahda tai lommahda, eikä rakenne siirry tai kierry jäykkänä kappaleena kuten kuvassa 3.1. Runkosysteemin osat ja osien väliset liitokset on siis mitoitettava riittävän jäykiksi ja kestäviksi. Erityisesti teräsrakenteet on hoikkuutensa vuoksi tarvittaessa jäykistettävä stabiiliuden saavuttamiseksi. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 117.)



Kuva 3.1 Runkosysteemin siirtyminen ja kiertyminen vaakakuormista (Tuomi-
nen 2008, 2, Schodekin 2004, 492 mukaan)

Rakennuksen on siis kannettava kuormia niin pysty- kuin vaakasuunnassakin riippumatta rakennuksen muodosta tai korkeudesta. Stabiiliuden kannalta vaakakuormat ovat määrääviä: niistä voi aiheutua runkosysteemiin liiallisia siirtymiä ja kiertymiä sekä rungon osiin epästabiiliusilmiöitä etenkin teräksisissä rakennuksissa. Pahimmassa tapauksessa vaakakuormat voivat aiheuttaa rakennuksen sortumisen. Jotta tältä vältyttäisiin, on sekä rakennuksen runkosysteemi että sen rakenneosat jäykistettävä tarkoituksenmukaisesti. Vaakasuurtaisia kuormia syntyy rakennuksiin muun muassa:

- tuulesta
- maanpaineesta
- erilaisista laitekuormista teollisuudessa
- maanjäristyksistä

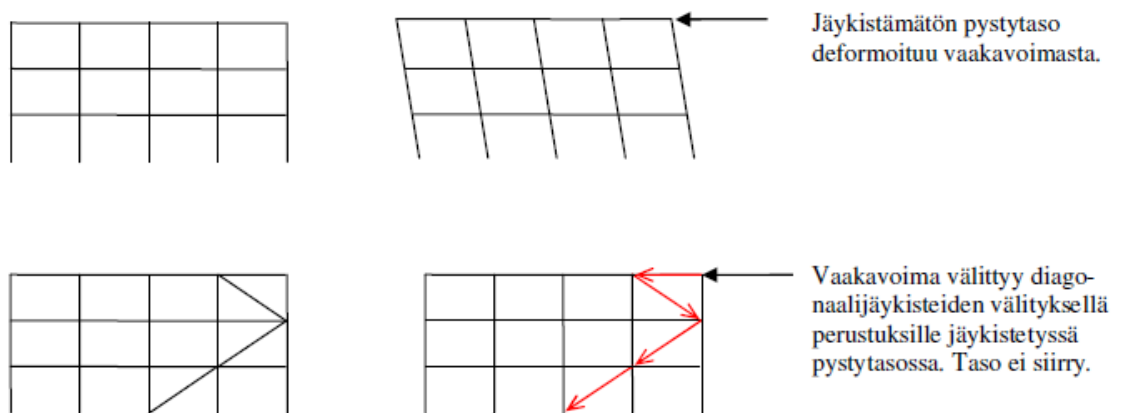
- lisävaakavoimista, joita aiheutuu rakenteiden epäkeskisyydestä ja vinoudesta
- onnettomuuskuormista. (Tuominen 2008, 2)

Suomessa seismologisten olosuhteiden vuoksi ei maanjäristyskuormia tarvitse rakennuksia mitoitettaessa huomioida. Täällä tuulikuormat ja lisävaakavoimat ovat tärkeimmät vaakakuormat rakennuksia mitoitettaessa. (Tuominen 2008, 2.)

3.2 Jäykistämisen periaatteita

Jäykistetyssä rakennuksessa vaakakuormista syntyvät voimat viedään jäykistetyn rungon avulla perustuksille, josta ne siirtyvät edelleen maahan. Tämä edellyttää, että rakennus on jäykistetty sekä vaaka- että pystysuunnassa. (Tuominen 2008, 3.)

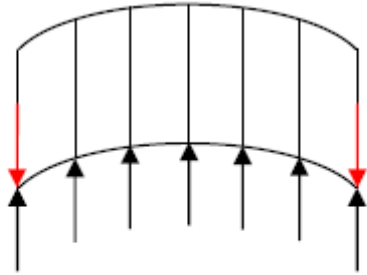
Pystyjäykisteet sijoitetaan rakennuksen runkoon pystytasojen suuntaisesti siirtämään vaakavoimat maahan. Kuvassa 3.2 on kuvattuna jäykistetyn ja jäykistämättömän pystytason toiminta.



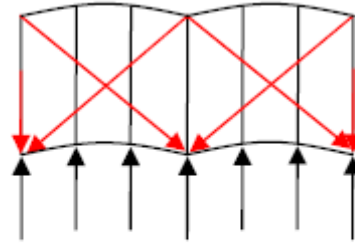
Kuva 3.2 Rakennusrungon pystytason deformatuminen ja jäykistäminen (Tuominen 2008, 3)

Pystyjäykisteet voidaan sijoittaa runkoon monella eri tavalla. Jäykisteiden sijoitteluun ja jäykistystapaan vaikuttaa moni asia, kuten tilojen käyttö ja rakennuksen ulkonäölliset seikat.

Vaakajäykisteiden tehtävä on viedä niille tulevat voimat jäykistetyille pystytasoille. Kuvassa 3.3 on esitetty, miten vaakajäykisteet välittävät kuormia ja vähentävät vaakatason muodonmuutoksia.



Vaakatasossa tapahtuu liikaa deformaatiota, mikäli vaakakuormia ei keskeltä rakennusta viedä rakennuksen sivuilla oleville jäykille pystytasoille.



Vaakajäykisteillä viedään vaakakuormat keskeltä rakennusta rakennuksen sivuilla oleville pystyjäykisteille.

Kuva 3.3 Vaakajäykistysen toimintaperiaate (Tuominen 2008, 4, Schodekin 2004, 493 mukaan)

Yleensä suorakaiteen muotoisessa rakennuksessa pyritään jäykistämään vähintään kolme sivua ja katto (kuva 3.4). Tällöin rakenne on staattisesti määrätty ja jäykistetyille pystytasoille voidaan laskea kuormat statiikan keinoin katon ollessa täysin jäykkä. (Tuominen 2008, 4.)



Kuva 3.4 Esimerkkejä toimivasta ja toimimattomasta jäykistyksestä (Kinnunen, Saarinen, Tiira, Ulvinen & Väänänen 2001, 148)

Kuvassa 3.4 vaakatason voisi jäykistää esimerkiksi levyllä tai ristikolla. Pystytasossa eli seinissä jäykisteenä voisi taas käyttää esimerkiksi levyä, ristikkoa tai kehäjäykistystä.

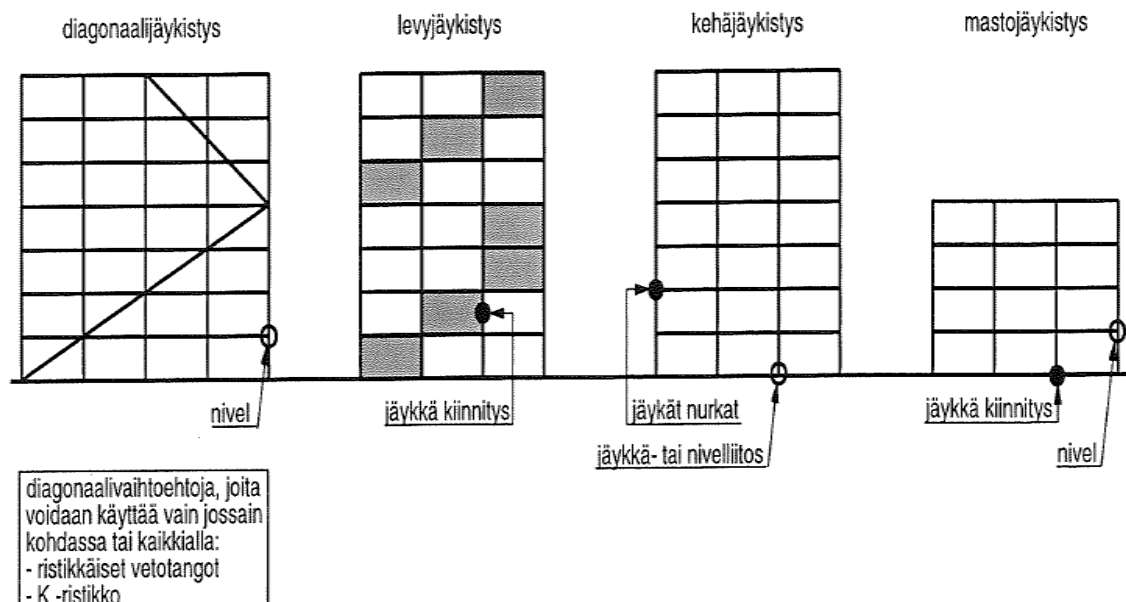
3.3 Teräsrungon jäykistämistavat

Teräsrungon jäykistämistavat perustuvat seuraaviin komponentteihin:

- leikkausvoimia ottava levy
- vaaka- ja pystyrakenteiden välinen jäykkä nurkka
- diagonaalisauvojen muodostama ristikko.

Näistä komponenteista muodostetaan rakennusten eri jäykistämistavat, esimerkiksi:

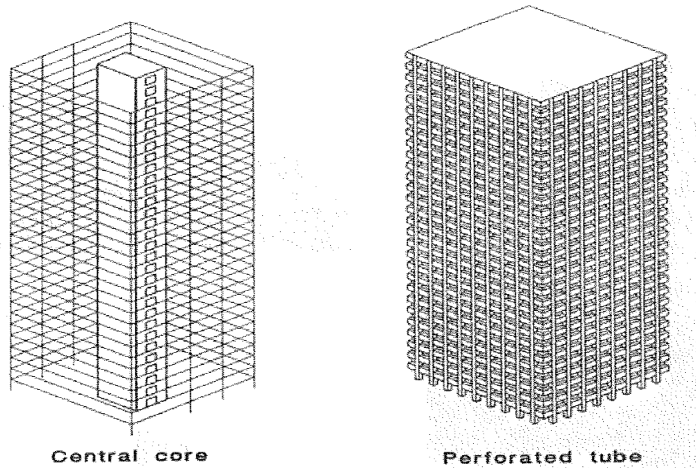
- kehäjäykistys eli jäykistys taivutetuilla rakenteilla (kuva 3.5)
- ristikkojäykistys (kuva 3.5)
- levyjäykistys eli seinäjäykistys (kuva 3.5)
- mastojäykistys (kuva 3.5)
- sydänjäykistys eli kuilutornijäykistys (kuva 3.6)
- putkijäykistys (kuva 3.6).



Kuva 3.5 Rungon jäykistysvaihtoehtoja (Teräsrakentaminen. 1996, 77)

Kuvassa 3.5 on esitelty eri jäykistystapojen toimintaperiaatteita. Kehäjäykistys, levyjäykistys ja ristikkojäykistys ovat yleisimmät teräsrakenteissa käytettävät jäykistystavat. Kerrostaloissa käytetään usein mastojäykistystä, kun taas kor-

keissa rakennuksissa, kuten pilvenpiirtäjissä käytetään sydän- ja putkijäykistystä. Kuvassa 3.6 on esitetty näiden jäykistystapojen toimintaperiaatteet. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 117.)



Kuva 3.6 Sydän- ja putkijäykistys (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson 2005, 199)

Sydänjäykistyksessä jäykistävänä osana toimivat tavallisesti porraskäytävien ja/tai hissi- ja/tai hissikulujen seinien muodostamat betoniset sydänmastot. Putkijäykistyksessä taas rakennuksen ulkovaippa toimii reiällisenä putkenä, joka jäykistää rakennuksen. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 117-118.)

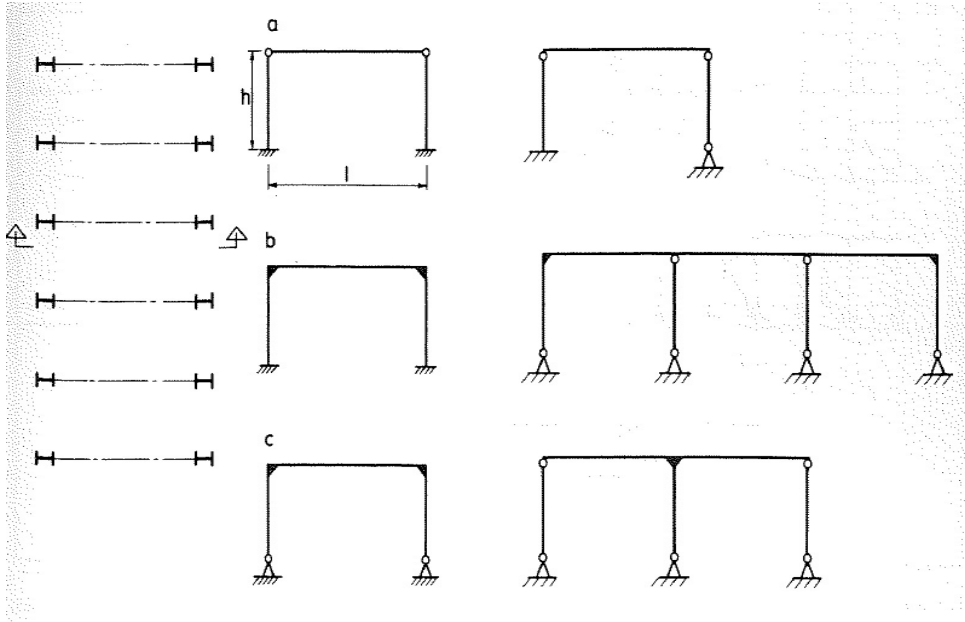
Tässä työssä käydään yksityiskohtaisemmin läpi kehä-, ristikko-, masto ja levyjäykistäminen, koska näitä jäykistystapoja voidaan käyttää avokatosten jäykistämiseksi.

3.3.1 Kehäjäykistys

Kun pilarien ja palkkien liitokset tehdään jäykiksi tai osittain jäykiksi, voidaan rakennusrungon jäykistys hoitaa pilarilinjojen muodostamilla kehillä (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 119). Jäykät liitokset eivät kierry vaan ne välittävät momenttia rakennusosalta toiselle. Kehäjäykistystä käytetään lähinnä matalissa yksikerroksisissa rakennuksissa, koska monikerroksisissa rakennuksissa alimpaan keheeseen kohdistuvat rasitukset kasvavat kohtuuttomiksi. Kehätyypit voidaan jaotella seuraavasti:

- mastokehät

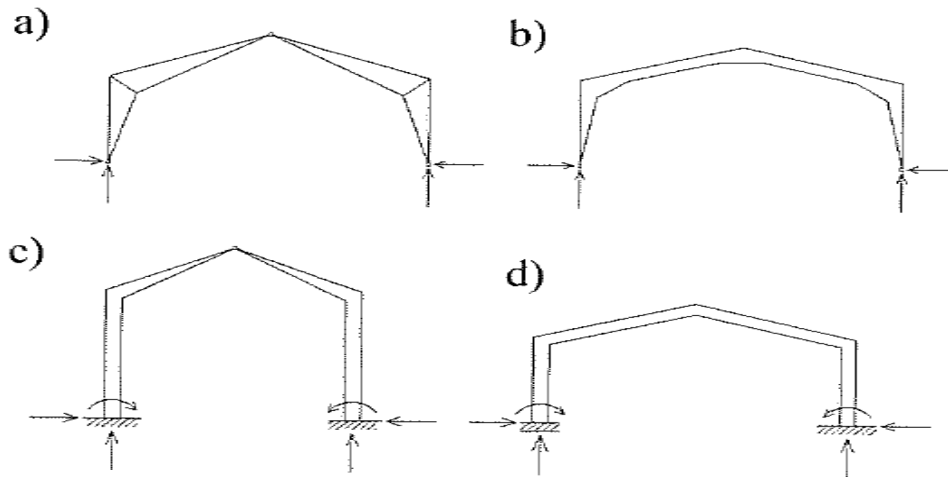
- nivelkantaiset kehät
- jäykkäkantaiset kehät
- jäykkänurkkaiset kehät.



Kuva 3.7 Erilaisia kehärakenteita (RIL 1988, 147)

Kuvassa 3.7 rakenne a on mastokehä. Siinä jäykästi maahan kiinnitetyt mastopilarit on kytketty nivelellisesti yhteen palkilla. Tällaisen ratkaisun etuna on helppo ja halpa asennus. Rakenne b on jäykkäkantainen kehä, siinä pilarit ovat molemmista päistään jäykästi kiinnitetty. Etuina tässä ratkaisussa on pienet muodonmuutokset, pieni materiaalimenekki ja suuri murtovarmuus, haittoina taas herkkyyys perustusten painumille, hankala asennus ja perustuksille tulevat suuret vaakavoimat. Rakenne c on kaksinivelkaari tai nivelkantainen kehä. Siinä pilarin ja palkin liitos on jäykkä, kun taas perustus on nivelellinen. Etuna voidaan pitää perustusten kiinnitysmomenttien puuttumista, haittoina taas perustuksille tulevia suuria vaakavoimia ja asennuksen hankaluutta. (RIL 1988, 147.)

Yksilaivaisissa halleissa käytetään usein rakennejärjestelmänä kolmi- ja kaksinivelkehiä (kuva 3.8).

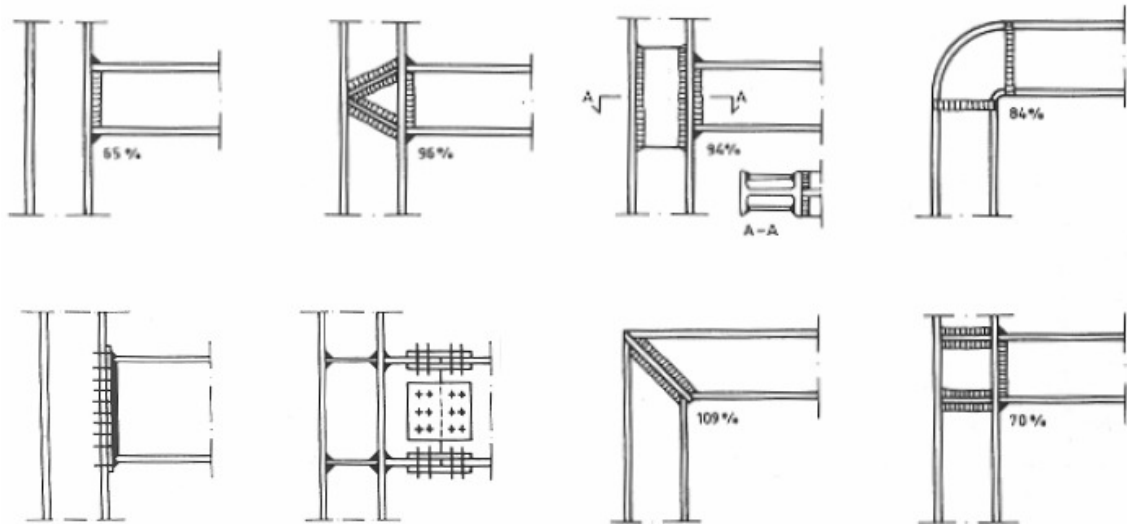


Kuva 3.8 Yksilaivaisen hallin jäykkänurkkaisia kehiä: a) kominivelkehä, b) kaksinivelkehä, c) jäykkäkantainen kehä lakinivelellä, d) jäykkäkantainen kehä (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 119)

Viistämällä pilarit ja palkit momenttikuvion mukaisesti saadaan kehälle materiaalin käytön kannalta edullinen muoto. Viistäminen helpottaa myös nurkka- ja jatkosliitosten muotoilua. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 119.)

Eurokoodin mukaan liitokset jaetaan jäykkiin, puolijäykkiin ja nivelliitoksiin. Kehäjäykistyksessä pilarin ja palkin liitos pyritään tekemään mahdollisimman jäykäksi (pois lukien mastokehä). Mitä jäykempi liitos, sitä vähemmän deformaatio tapahtuu. Momenttijäykä liitos on usein isotoinen ja kallis toteuttaa, koska se vaatii lähes poikkeuksetta hitsaamista työmaalla. Hitsaaminen rakennuspaikalla voi olla hankalaa sääolosuhteiden sekä ahtaiden ja vaikeiden hitsauskohteiden vuoksi. (Tuominen 2008, 8.)

Kuvassa 3.9 on erilaisia kehänurkan liitoksia ja niiden suhteellisia taivutuskestävyksiä verrattuna täysin jäykkään liitokseen.



Kuva 3.9 Kehänurkkaliitoksia. Hitsatuissa liitoksissa on esitetty prosentteina taivutusjäykkyys suhteessa taivutettuun kehäsauvaan. (Tuominen 2008, 9, Kinnunen ym. 2001, 152 mukaan)

Usein teräskehissä käytetään korkeauumaisia ja leveälappaisia palkkeja ja pilaireita. Jäykässä liitoksessa suuret momentit synnyttävät suuria puristusjäännityksiä, jolloin on vaara, että hoikat rakenneosat lommahtavat. Tällöin pitää käyttää erillisiä jäykistyslevyjä estämään epästabiliusilmiöt. (Tuominen 2008, 8.)

3.3.2 Ristikkojäykistys

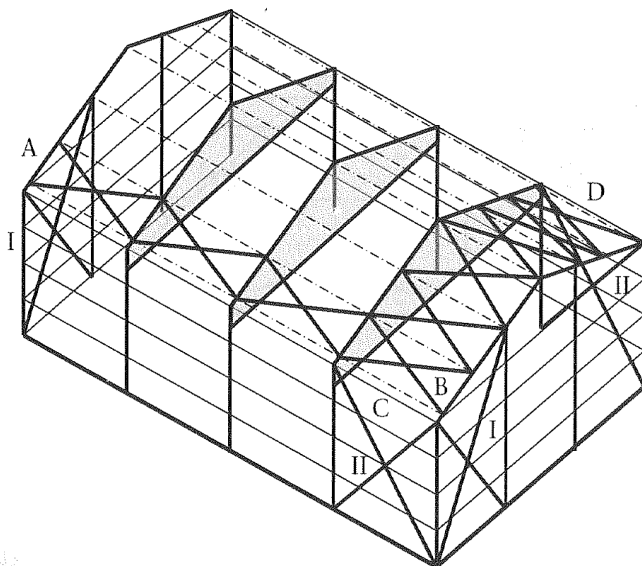
Ristikkojäykistysperusideana on viedä voimat hallitusti vinosauvojen eli diagonaalien avulla perustuksille ja maahan. Diagonaalit kiinnitetään nivelellisesti, joten ne välittävät vain vetoa ja/tai puristusta. Ristikkojäykistystä käytetään varsinkin teollisuusrakentamisessa, joissa koko rakennusrunko on terästä, koska teräsrakenteissa liitoksen saaminen jäykäksi on haasteellista. Se sopii hyvin myös korkeisiin rakennuksiin, joissa tuulesta aiheutuva vaakavoima on usein määräävä. (Tuominen 2008, 11.)

Ristikointitavasta riippuen diagonaalit suunnitellaan yleensä ottamaan sekä vetoa että puristusta tai pelkästään vetoa. Jos sauvoihin kohdistuu molempia voimia, on hyvä, että materiaalin ominaisuudet ovat sekä puristuksen että vedon suhteen lähellä toisiaan. Tästä johtuen ristikot ovat yleensä terästä, joskus myös puuta. Betoniset ristikot ovat harvinaisuus; ne täytyy suunnitella siten, että täysin puristetut sauvaparit kantavat koko kuorman. (Tuominen 2008, 11.)

Kun ristikon sauvat suunnitellaan ottamaan vastaan sekä puristusta että vetoa, täytyy sauvan hoikkuuden olla pieni ($\lambda \leq 100$). Näin sauvan käyttäytyminen molemmissa tilanteissa on yhdenmukaista. Usein puristusrasitus saa sauvan kuitenkin nurjahtamaan. Tällöin on mahdollista tehdä liitos diagonaalien risteyskohdan, jolloin vaakakuorman rasittaessa ristikköä vedetty sauva toimii tukena puristetun sauvan jäykkyyden heikommassa suunnassa. (Tuominen 2008, 11, Ballio & Mazzolanin 1983, 43 ja Merrittin 1972, 9-26 mukaan.)

Jos ristikon sauvat suunnitellaan ottamaan vastaan vain vetoa, saadaan sauvan poikkileikkauksesta enemmän irti, kun nurjahdus ei enää rajoita profiilin valintaa. Vetosauvojen pitää olla hoikkia ($\lambda \geq 200$), koska kun kuormituksen suunta vaihtuu, sauvasta tulee puristettu ja sen tulee säilyttää elastisuutensa, vaikka se nurjahtaisi. Sauvaan ei siis saa tulla pysyviä muodonmuutoksia. Ajoittainen nurjahdus rajoittaa ratkaisun käyttöä esimerkiksi julkisivuissa ja väliseinissä. Vedettyjen diagonaalien kapasiteettia voidaan käyttää esimerkiksi matalissa rakennuksissa, joissa vaakakuormat ovat usein pieniä. (Tuominen 2008, 11, Ballion ym 1983, 43 mukaan.)

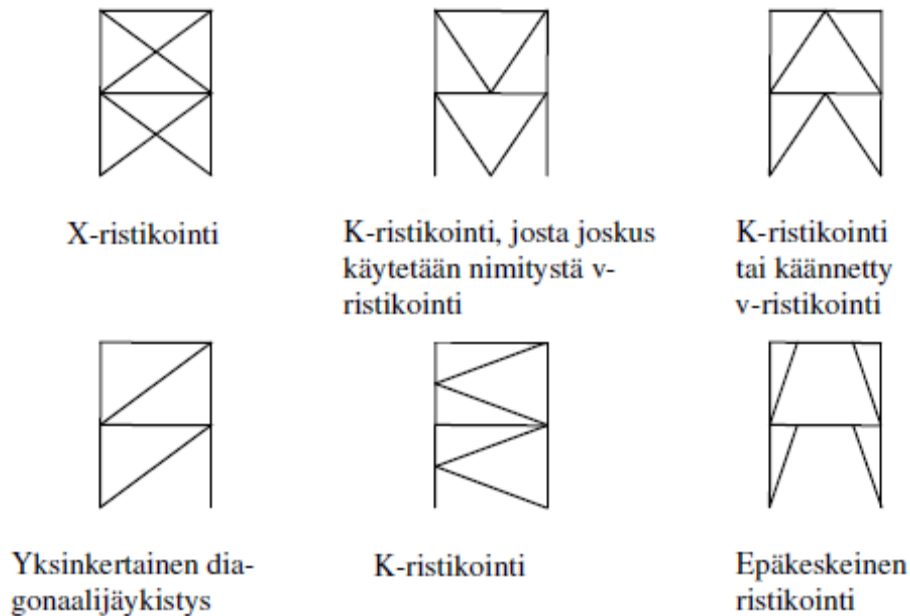
Rakennus voidaan jäykistää ristikoilla kokonaan eli pituus-, poikittais- ja vaakasuunnassa, kuten kuvassa 3.10.



Kuva 3.10 Hallirakennuksen jäykistäminen ristikoilla (Isaksson ym. 2005, 167)

Kuvassa 3.10 ristikot A-B ottavat poikittaissuuntaiset voimat ja lähettävät ne päätyihin, joista ristikot (I) ohjaavat ne perustuksille ja sieltä maahan. Samalla tavalla ristikot C-D ohjaavat pitkittäissuuntaiset voimat pitkällä sivuilla oleville ristikoille (II), jotka välittävät ne perustuksille ja maahan.

Ristikointi voidaan tehdä muutenkin kuin kulmasta kulmaan x-ristikoinnilla. Kuvassa 3.11 on esitetty eri ristikointitapoja.

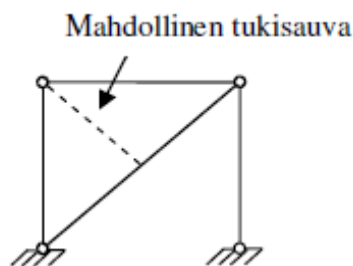


Kuva 3.11 Erilaisia ristikointitapoja (Tuominen 2008, 10)

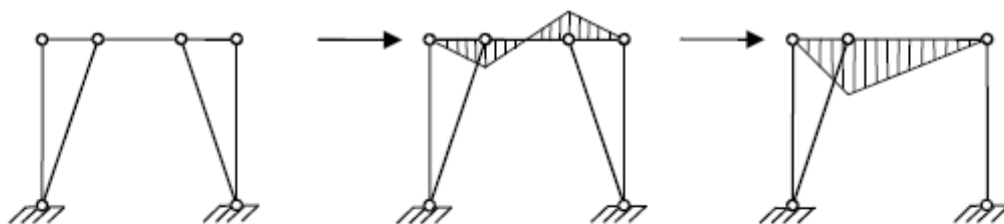
Ristikointitavan eli ristikkotyypin valintaan vaikuttavat yleisesti ovi- ja ikkuna-aukkojen sijainti, kanavat ja muut tilakysymykset. Staattisen toiminnan ja sauvavoimien kannalta ristikointitavalla ei ole suurta merkitystä. K-ristikoinnilla on se etu, että pilareiden kokoonpuristuminen ei aiheuta vaakasuuntaisia siirtymiä, kuten esimerkiksi yksinkertaisessa diagonaalijäykistyksessä tai voimia diagonaaleihin, kuten x-ristikoinnissa. (RIL 1992, 323-324.)

X-ristikoinnissa tosin voidaan monipuolisesti suunnitella diagonaalit ottamaan vastaan puristus- ja vetojännityksiä tai pelkästään vetojännityksiä. Diagonaalijäykistyksessä jokaisen sauvan pitää toimia vedettynä ja puristettuna, ja se on herkkä rakenne nurjahtamaan. Nurjahduspituus voidaan tosin puolittaa mahdollisella tukisauvalla kuvan 3.12 mukaisesti. Tällöin sauvan jäykistysteho lisääntyy huomattavasti. K-ristikoinnissa tulee ottaa huomioon palkilta tai pilarilta tuleva

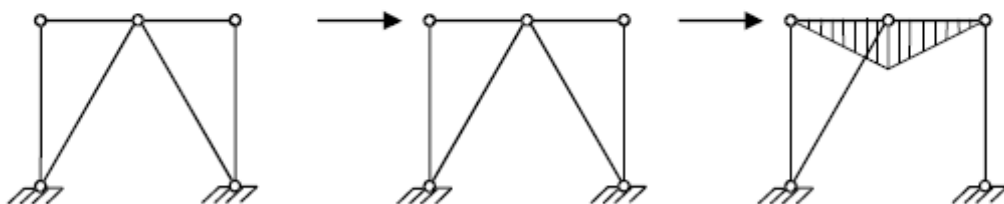
kuorma, sen mukaan, miten päin ristikko on. Puristusjäykkyydet voivat siis kasvaa varsinkin käännetyssä v-ristikoinnissa merkittäviksi ilman vaakakuormiakin. Epäkeskeisessä ristikoinnissa diagonaalit voivat lisätä tai vähentää primäärirakenteille tulevia rasituksia. Tässä ristikointitavassa myös diagonaalien rasitukset kasvavat suuriksi. Mitä pystymmät diagonaalit, sitä suuremmat rasitukset vaakakuormat niille aiheuttavat. Kuva 3.13 esittää primääripalkille tulevia momenttirasituksia epäkeskeisen ja käännetyn v-ristikon tapauksissa. (Tuominen 2008, 12; Tuominen 2008,12, Merrittin 1972, 9-26 mukaan.)



Kuva 3.12 Diagonaalien tuenta (Tuominen 2008, 12)



Yllä epäkeskeiset jäykisteet aiheuttavat palkkiin momenttirasituksia vaakakuormasta. Keskimmäisessä kuvassa sekä puristus- että vetosauva ovat jäykistämässä rakennetta. Oikealla olevassa rakenteessa on toiminnassa vain vetosauva.



Käännetyssä v-ristikoinnissa diagonaalit ovat keskellä palkkia, eikä niistä aiheudu momenttirasituksia palkille vaakakuormasta. Kun pelkkä vetosauva on toiminnassa, syntyy palkille momenttia.

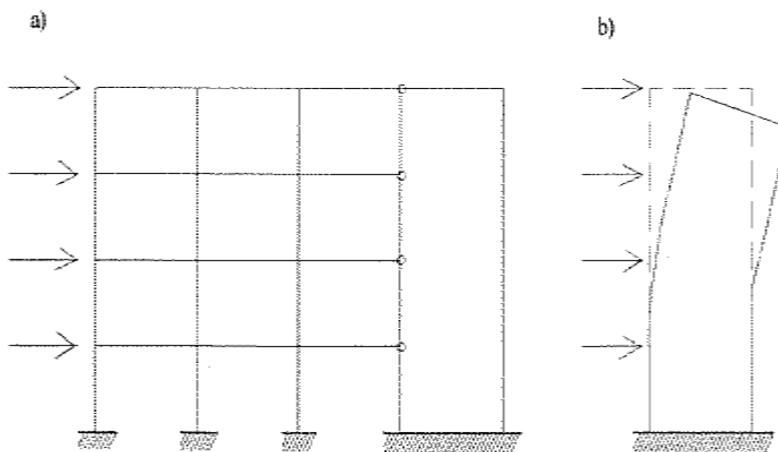
Kuva 3.13 Ristikkojäykistämisestä voi aiheutua momenttirasituksia primäärirakenteille. (Tuominen 2008, 13, Ballion ym 1983, 44 mukaan)

K- ja v-ristikoinnista ei aiheudu rasituksia palkille. Monesti pystykuormat aiheuttavat diagonaaleille vetorasituksia, mikä lisää niiden kapasiteettia, koska usein diagonaalien mitoittava tekijä on nurjahdus. (Tuominen 2008,12, Merrittin 1972, 9-26 mukaan.)

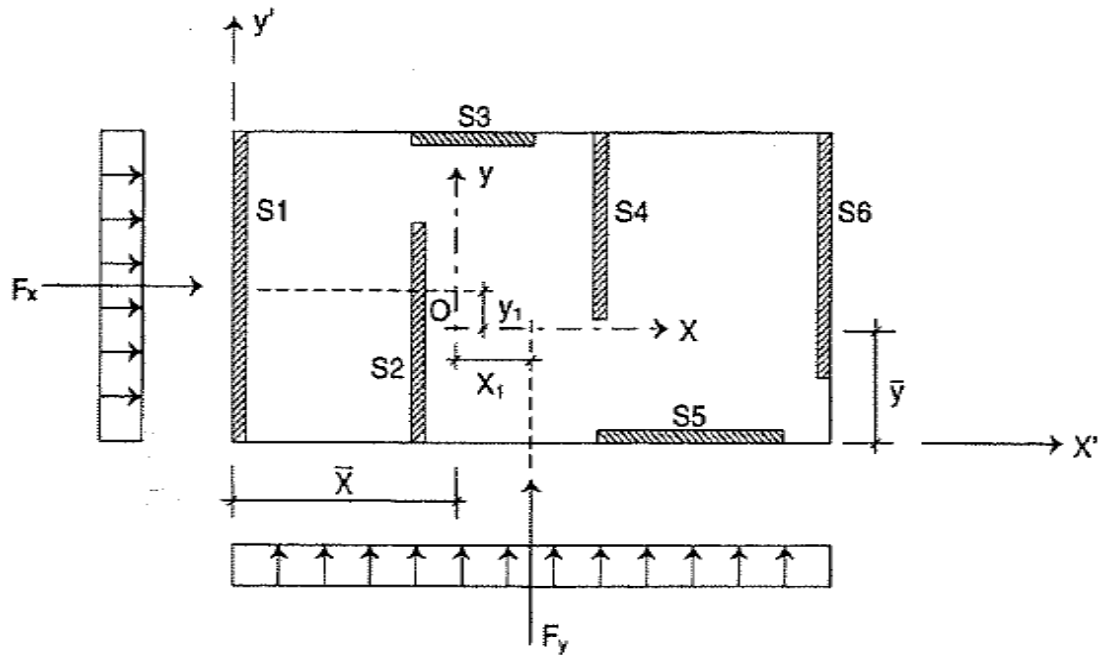
3.3.3 Mastojäykistys

Mastojäykistyksessä kaikki rungolle tulevat vaakavoimat otetaan vastaan jäykästi perustuksiin kiinnitetyillä mastopilareilla, jotka toimivat ulokkeina (kuva 3.14). Palkit ovat pilareissa kiinni nivelellisesti, muussa tapauksessa kyse olisi kehäjäykistyksestä (Tuominen 2008, 16). Mastot ovat joko seinä- tai pilarimastoja. Seinämastoja käytettäessä tarvitaan vähintään kolme seinää, joiden keskilinjat eivät leikkaa, jotta runko olisi stabiili (kuva 3.15) (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 121).

Mitä korkeampi rakennus, sitä suuremmat momentit mastoille tulee vaakavoimista. Tämän lisäksi mastojen tulee kantaa vielä pystykuormat. Nurjahduksen vaara ja liian suurien tukimomenttien syntyminen rajoittavat mastojäykistyksen käyttöä. Yleisesti mastojäykistystä onkin käytetty yksi- tai kaksikerroksisissa rakennuksissa. (Tuominen 2008, 17.)



Kuva 3.14 Mastojäykistys: a) Rakennemalli, b) Seinämaston toimintatapa (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 121)



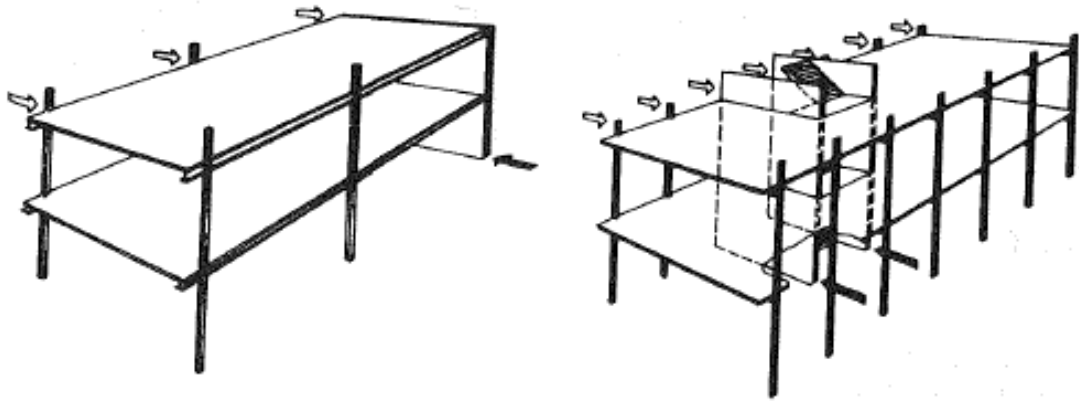
Kuva 3.15 Mastoseinäsystemi (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 121)

Seinämastot on hyvä sijoittaa symmetrisesti mahdollisimman kauas rakennuksen massakeskipisteestä ulkoseinille paremman vakavuuden saavuttamiseksi ja kiertymän estämiseksi. Mastoseinäinä käytetään joko paikalla valettavia levyseiniä tai teräsrakenteisia seiniä, jotka voivat ottaa seinän pinnan suuntaisia vaakakuormia tai teräsbetonielementtejä. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 121.)

3.3.4 Levyjäykistys

Jos rakennuksen runkoon kuuluu jäykkiä vaaka- tai pystytasoelementtejä (kuva 3.16), voidaan niitä usein käyttää rakennuksen jäykistämässä. Elementit voivat olla betonia, tiiltä, terästä tai muuta vastaavaa hyvin voimia siirtävää ja kestävä materiaalia. Levyjäykisteet kuuluvat usein runkoon ja siksi se on edullinen tapa jäykistää rakennus. (Tuominen 2008, 15.)

Levyjäykistyksellä tarkoitetaan vaaka- tai pystytasoelementtejä, jotka jäykistävät rakenteen. Jos pystytasoelementti on jäykästi kiinnitetty perustuksiin, se on mastoseinä, eli seinäjäykiste on esimerkiksi teräsrungossa jäykästi kiinni oleva teräsbetonielementti, joka ei kuitenkaan ole jäykästi liitetty perustuksiin.



Kuva 3.16 Levyrakenteiden käyttöä jäykistävinä elementteinä (RIL 1988, 153)

Kuvassa 3.16 vasemmalla betoniset laattaelementit jäykistävät rakenteen vaakatasossa ja välittävät tuulikuormat pilareille ja päätyelementille. Pädyn mastoseinäelementti taas välittää maanpaineen ja tuulikuorman rasitukset perustuksille. Oikealla taas porraskuilun mastoseinät yhdessä laatastojen kanssa jäykistävät rakenteen.

Seinäjäykisteen tulee täyttää tiettyjä vaatimuksia vaakakuormien suhteen, jotta sitä voidaan käyttää jäykistävänä seinänä (Tuominen 2008, 15-16, Ambrosen 1988, 594 mukaan.):

- Englanninkielinen seinäjäykistystä tarkoittava sana "shear wall" on vapaasti suomennettuna leikkausseinä, joka kuvaa hyvin sitä, että seinän täytyy kestää hyvin leikkausrasituksia. Tavallisesti tämä tarkoittaa kykyä siirtää seinän yläosaan tulevat voimat seinän alaosaan.
- Seinän täytyy kestää momenttirasituksia. Monesti vaikuttava voima tulee epäkeskeisesti pystytason reunaan, saaden aikaan puristus- ja vetojäännityksiä seinän eri puolille.
- Seinä ei saa liukua tultaan vaakavoiman vaikutuksesta.

Välipohjat tehdään yleensä teräsbetonilaatoista, jotka valetaan yhteen tehden siitä jäykän laataston. Tällainen laatasto toimii hyvin tässä tarkoituksessa, eikä vaakavoimien siirtämisessä pystyjäykisteille pitäisi olla ongelmia (Tuominen 2008, 16, Schodekin 2004, 501 mukaan).

Matalammissa rakennuksissa, kuten katoksissa voidaan kuitenkin luottaa vaakajäykistyksen suhteen esimerkiksi kantavaan teräksiseen poimulevyyn. Jos vain levyjen saumoissa on riittävästi kiinnikkeitä ja kun reunaorsi ja poimulevy ovat riittävän vahvat, katto toimii palkkina, jossa reunaorret ovat palkkeina ja poimulevy uumana. On myös mahdollista kiinnittää levy pilarilinjoilla kulkeviin palkkeihin. (RIL 1992, 297.)

4 TUULIKUORMAT SFS-EN 1991-1-4:N MUKAAN

4.1 Yleistä kuormista

Rakenteiden kuormat aiheutuvat eri vaikutuksista. Kuormat voivat olla välittömiä, kuten gravitaatio- ja olosuhdekuormat, joita ovat lumikuorma ja tuulikuorma. Lisäksi kuormat voivat olla välillisiä, kuten tuen painumisesta tai lämpölaajenemisesta johtuvat deformaatiot. (ESDEP.)

Vallitsevien kuormien ominaisarvoa ei ole mahdollista määrittää tarkasti. Jotkut kuormat, esimerkiksi omapaino, voidaan määrittää kohtalaisen tarkasti, kun taas toiset, kuten tuulikuormat, voidaan määrittää vain suuruusluokaltaan. Arvio perustuu havaintoihin aikaisemmista olosuhteista, joihin sovelletaan todennäköisyysperiaatetta rakenteen käyttöaikana esiintyvän suurimman vaikutuksen ennustamiseksi. (ESDEP)

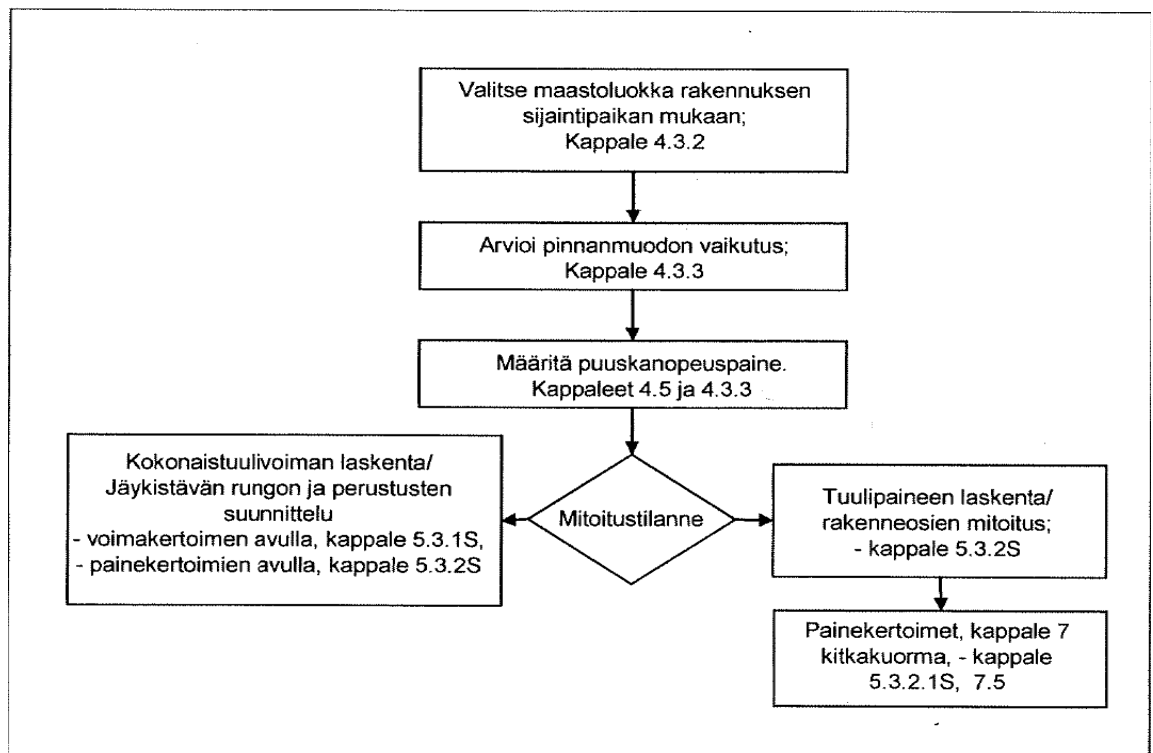
Rakenteita mitoitettaessa määräävimmit kuormitustapaukset syntyvät, kun rakenteen kaikkia osia ei ole kuormitettu täydellä kuormalla samanaikaisesti ja koska riski kaikkien kuormien samanaikaisesta esiintymisestä on häviävän pieni. Tämän vuoksi kuormat jaetaan erilaisiin luokkiin. Näille kuormille annetaan erilaisia varmuuskertoimia ja niitä sovelletaan erilaisina yhdistelminä. Eurokoodit luokittelevat kuormat pysyviin, muuttuviin ja onnettomuuskuormiin. (ESDEP.)

Ominaisarvot ovat kaiken perusta, ja ne ylittyvät rakenteen käyttöaikana vain pienellä todennäköisyydellä. Murtorajatilamitoituksessa ominaisarvot kerrotaan vielä osavarmuuskertoimilla, niin saadaan suunnitteluarvot. Kertoimien suuruu-

det riippuvat epävarmuuden asteesta tai tietyn vaikutuksen vaihtelusta. (ES-DEP.)

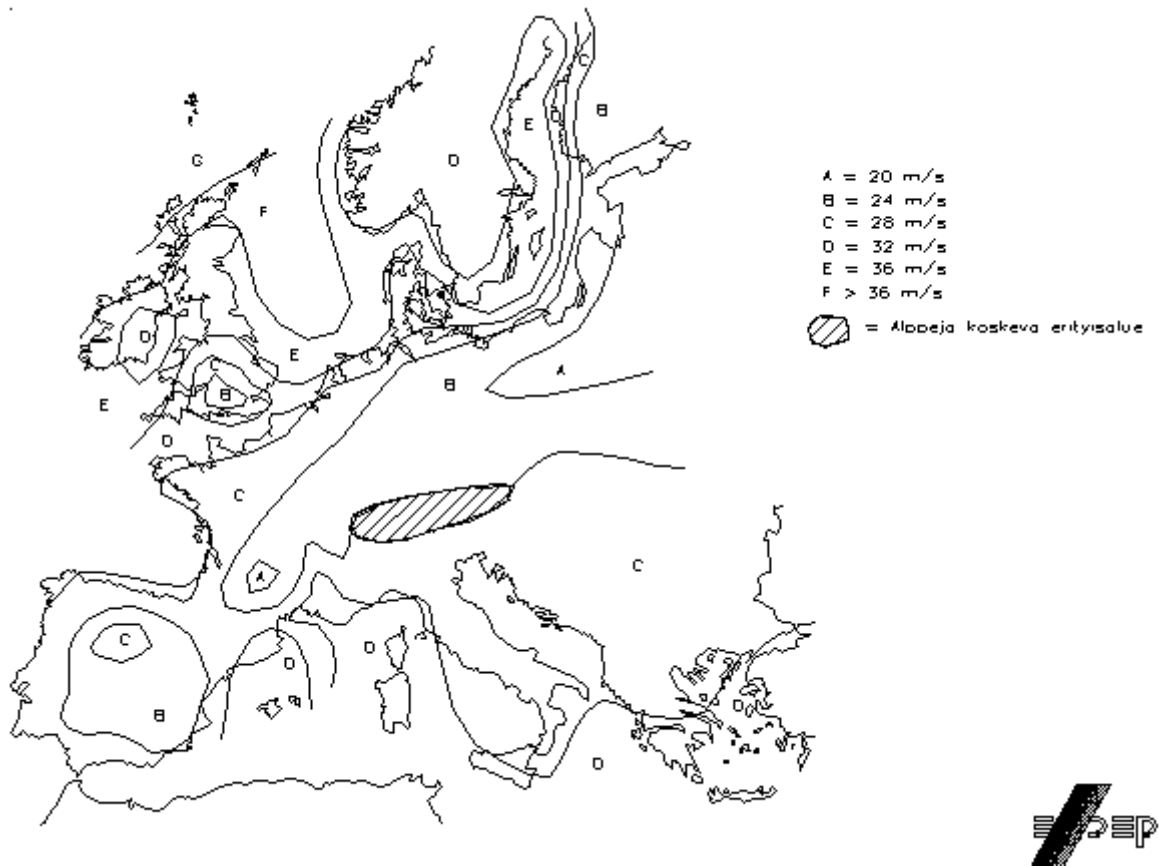
4.2 Tuulennopeus ja nopeuspaine

Luvussa 4.2 on esitetty tuulivoiman laskenta mitoitustilanteeseen asti (kuva 4.1). Tässä vaiheessa otetaan huomioon kaikki rakennuksesta riippumattomat tekijät. Kaikki luvussa käytetyt kaavat ja kuvat on määritelty SFS-EN 1991-1-4:n mukaan, ellei toisin mainita.



Kuva 4.1 Vuokaavio tuulivoiman laskentaa varten (RIL 2008, 124)

Tärkein tuulikuormien määrittelyperuste on tuulennopeus. Suunnittelussa käytetään rakenteen käyttöaikana esiintyvää suurinta tuulennopeutta. Maantieteellinen sijainti vaikuttaa tuulen perusnopeuteen. Kuvassa 4.2 on Euroopan perusnopeuksia.



Kuva 4.2 Euroopan tuulikartta (ESDEP)

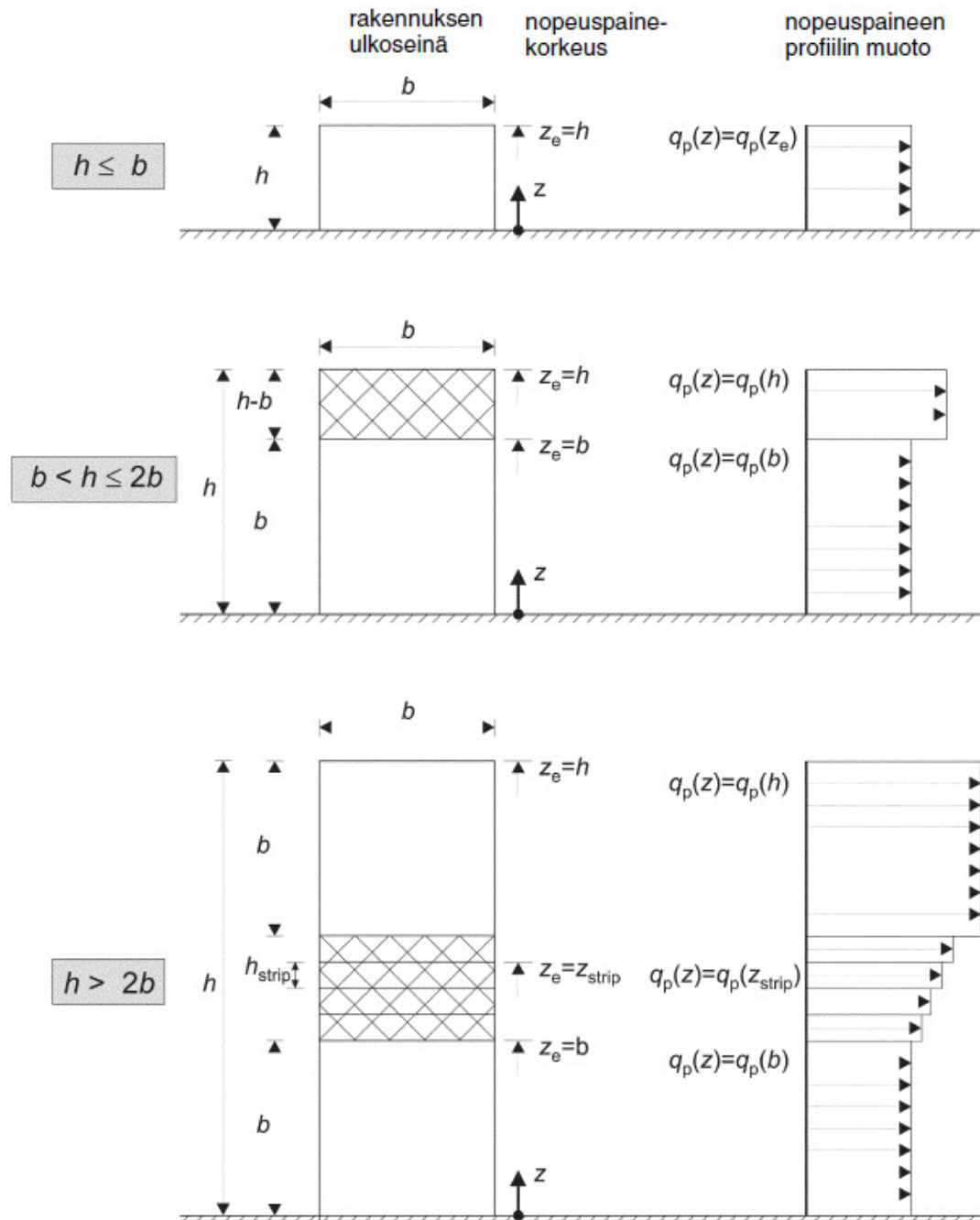
Eurokoodin mukaan tuulennopeuden perusarvo määritellään tuulennopeuden 10 minuutin keskiarvona 10 metrin korkeudella maanpinnasta toistumisjakson ollessa 50 vuotta. Suomessa tuulen modifioimaton perusarvo on 21 m/s koko maassa (SFS-EN 1991-1-4 kansallinen liite 2010, 2).

Tuulennopeus ja nopeuspaine muodostuvat keskimääräisen ja vaihtelevan komponentin summana. Keskimääräinen komponentti, tuulennopeuden modifioitu perusarvo v_m (kaava 4.1), muodostuu tuulennopeuden perusarvon v_b lisäksi maaston rosoisuudesta ja pinnanmuodostuksesta. Tuulen vaihteleva komponentti esitetään tuulenpuuskien intensiteettien avulla.

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \quad (4.1)$$

jossa $c_r(z)$ = rosoisuuskerroin, kaava 4.2
 $c_0(z)$ = pinnanmuotokerroin, kaava 4.4
 v_b = tuulennopeuden perusarvo

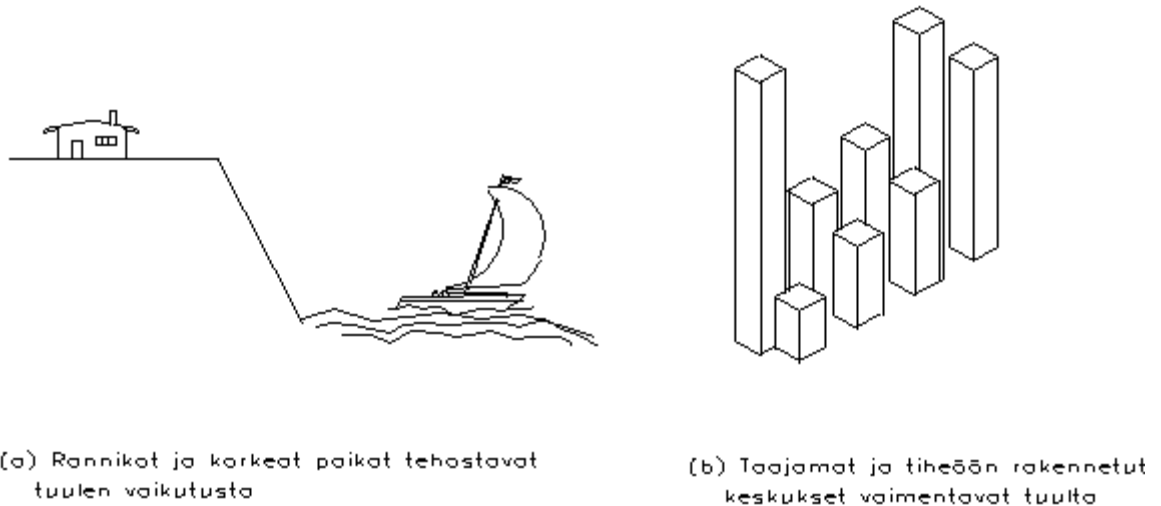
Kaavassa 4.1 esiintyvää z kuvaa korkeusasemaa, jossa tuulikuorma saavuttaa suurimman arvon. Yleensä z on rakennuksen korkeus, mutta riippuen rakennuksen muodosta, nopeuspainekorkeus z_e : n sijainti voi vaihdella. Kuvassa 4.3 on esitetty esimerkkinä pohjaltaan suorakaiteen muotoisen rakennuksen nopeuspaineen jakaumista.



Kuva 4.3 Rakennuksen seinien tuulikuormakaistat

4.2.1 Maaston rosoisuus ja maastoluokat

Alueellinen sijainti vaikuttaa luonnollisesti tuulennopeuksiin. Rannikoilla ja pelloilla syntyy suurempia nopeuksia kuin taajamassa tai metsässä, koska rakennukset, puut ja kaikenlaiset esteet vähentävät tuulien pintaanopeuksia. Tämä tekijä otetaan huomioon maastoluokilla (taulukko 4.1 ja kuva 4.5).



Kuva 4.4 Rakennuksen paikan vaikutus tuulikuormaan (ESDEP)

Rosoisuus kertoimen määrittely perustuu logaritmiseen nopeusprofiiliin ja sen määrittäminen korkeudella z esitetään kaavassa 4.2. Arvot z_0 ja z_{\min} riippuvat maastoluokasta.

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r * \ln(z / z_0) & \text{kun} & & z_{\min} \leq z \leq z_{\max} & (4.2) \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) & \text{kun} & & z \leq z_{\min} \end{aligned}$$

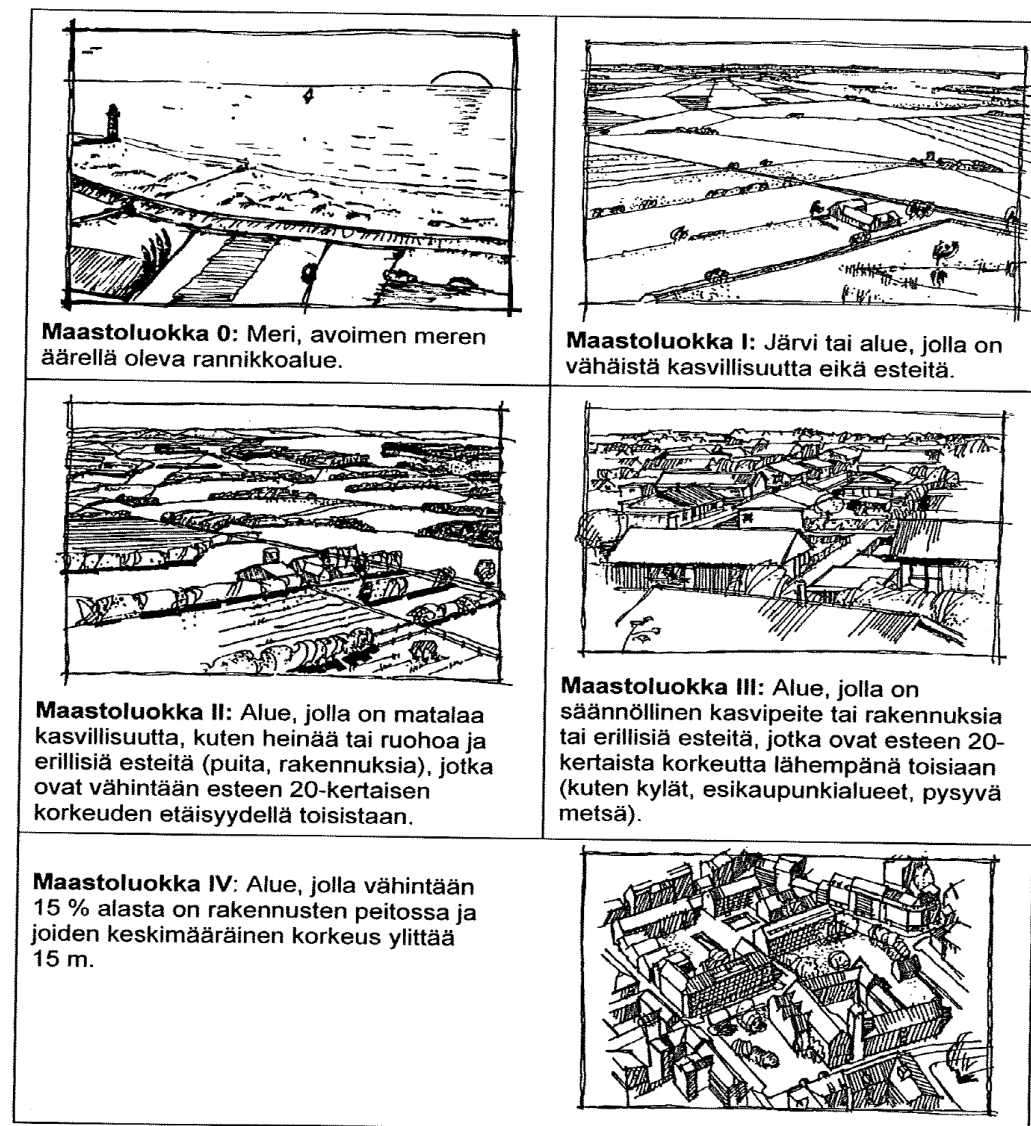
jossa z_0 = rosoisuusmitta, taulukko 4.1
 k_r = maastokerroin, kaava (4.3)
 z_{\min} = minimikorkeus, taulukko 4.1
 z_{\max} = maksimikorkeus, käytetään arvoa 200 m.

$$k_r = 0,19 * (z_0 / z_{0,II})^{0,07}, \text{ kuitenkin maastoluokassa 0 } k_r = 0,18 \quad (4.3)$$

jossa $z_{0,II}$ = 0,05 m (maastoluokka II, taulukko 4.1) vakio
 z_0 = rosoisuusmitta, taulukko 4.1

Taulukko 4.1 Maastoluokat ja tuuliparametrit tuulikuormien laskentaan (Heinistö 2008, 69)

Maastoluokka	k_r	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
0 – Avomeri tai merelle avoin rannikko (kerroin k_r NA:n mukaan)	0.18	0.003	1
I – Järvet tai tasanko, jolla on enintään vähäistä kasvillisuutta eikä tuuliesteitä	0.17	0.01	1
II – Alueet, joilla on matalaa heinää tai siihen verrattavaa kasvillisuutta ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), joiden etäisyys toisistaan on vähintään 20 kertaa esteen korkeus	0.19	0.05	2
III – Alueet, joilla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä tuuliesteitä, joiden keskinäinen etäisyys on enintään 20 kertaa esteen korkeus (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä)	0.22	0.3	5
IV – Alueet, joiden pinta-alasta vähintään 15% on rakennusten peitossa ja niiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m	0.24	1.0	10

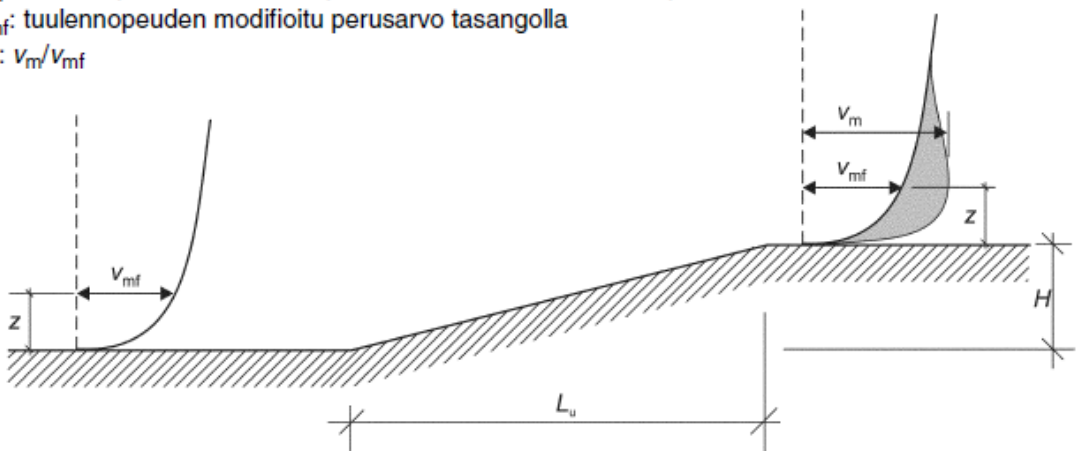


Kuva 4.5 Maastoluokkien graafiset kuvaukset (RIL 2008, 127)

4.2.2 Maaston pinnanmuodostus

Pinnanmuodostus, kuten mäet ja harjanteet, aiheuttaa tuulen nopeuspaineen kasvun, jota ei oteta huomioon maastoluokittelussa (kuva 4.6). Tämän takia mäellä tai harjanteella olevaan rakennukseen kohdistuvaa nopeuspainetta tulee lisätä mäen tai harjanteen kaltevuudesta ja rakennuspaikasta riippuvalla kertoimella. Tämä korjaus vaaditaan, jos kaltevuus ylittää arvon 0,05. Tuulennopeuden kasvu on suurinta lähellä rinteiden yläpäästä ja se huomioidaan pinnanmuoto-kerroimen c_0 avulla (kaava 4.4).

v_m : tuulennopeuden modifioitu perusarvo korkeudella z maanpinnasta
 v_{mf} : tuulennopeuden modifioitu perusarvo tasangolla
 c_0 : v_m/v_{mf}



Kuva 4.6 Pinnanmuodostuksesta riippuvan tuulennopeuden kasvun kuvaus

$$\begin{aligned}
 c_0 &= 1 && \text{kun} && \Phi < 0,05 && (4.4) \\
 c_0 &= 1 + 2 * s * \Phi && \text{kun} && 0,05 < \Phi < 0,3 \\
 c_0 &= 1 + 0,6 * s && \text{kun} && \Phi > 0,3
 \end{aligned}$$

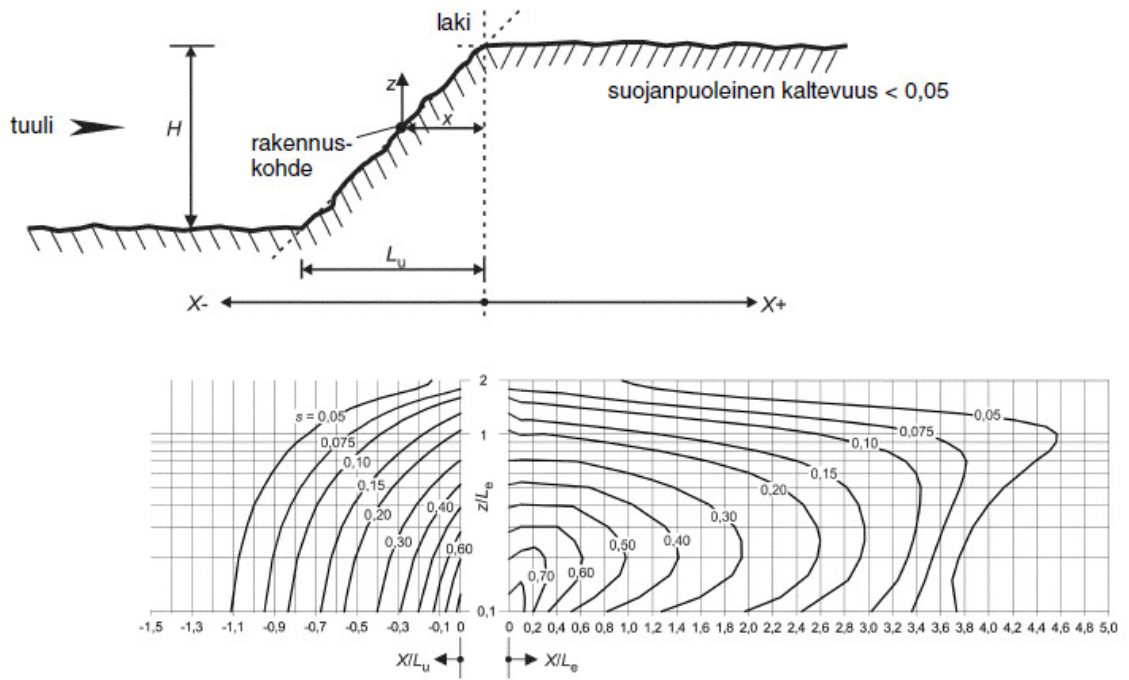
jossa s = pinnanmuodostukseen liittyvä sijaintikerroin, kuva 4.7 tai kuva 4.8

Φ = tuulenpuoleisen, tuulensuuntaisen rinteiden kaltevuus H / L_u

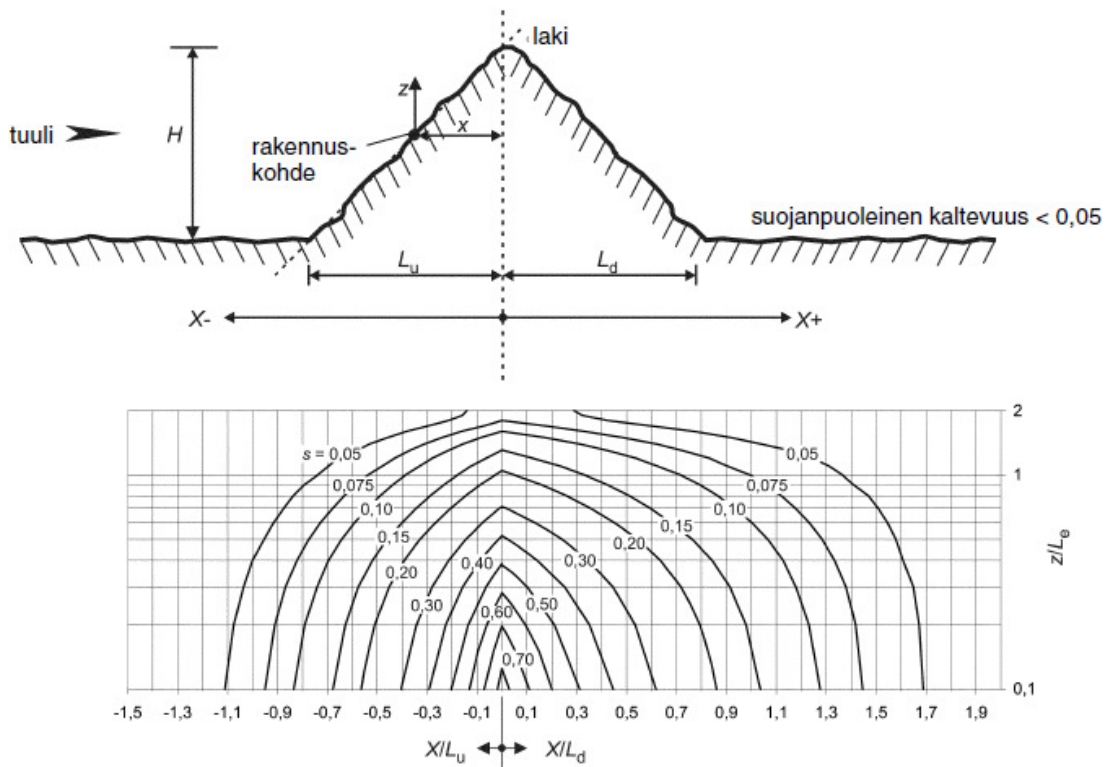
L_e = tuulenpuoleisen rinteiden tehollinen pituus, taulukko 4.2

L_u = tuulenpuoleisen rinteiden tuulensuuntainen todellinen pituus

H = maastokohteen tehollinen korkeus



Kuva 4.7 Toispuolisten maastonkohoumien sijaintikerroin s



Kuva 4.8 Molemmipuolisten maastonkohoumien sijaintikerroin s

Taulukko 4.2 Tehollisen pituuden L_e arvot.

Rinteen tyyppi ($\Phi = H / L_u$)	
Loiva ($0,05 < \Phi < 0,3$)	Jyrkkä ($\Phi > 0,3$)
$L_e = L_u$	$L_e = H / 0,3$

Laaksoissa pinnanmuodostuskertoimelle voidaan antaa arvo 1,0, jos odotettavissa ei ole ahtautumisvaikutuksesta johtuvaa virtauksen nopeutumista. Solissa ahtautumisvaikutus otetaan huomioon. (Viklund 2009, 17.)

Käytännössä Suomessa pinnanmuotokerroin c_0 on lähes aina yksi. Varsinkin jyrkän rinteen yläpäähän rakentaminen on harvinaista.

4.2.3 Puuskanopeuspaine

Puuskanopeuspaine, joka sisältää tuulennopeuden modifioidun perusarvon, lyhytaikaisten nopeusvaihteluiden vaikutukset sekä pinnanmuodostuksen vaikutukset, määritetään kaavalla 4.5.

$$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \quad (4.5)$$

jossa ρ = ilman tiheys, joka riippuu maantieteellisestä korkeusasemasta, lämpötilasta ja ilmanpaineesta, joka alueella on odotettavissa myrskyn aikana. Suositusarvo $1,25 \text{ kg/m}^3$

$I_v(z)$ = tuulenpuuskien intensiteetti, kaava (4.6)

$v_m(z)$ = tuulennopeuden modifioitu perusarvo, kaava (4.1)

Kun maaston kaltevuus on pieni, voidaan $q_p(z)$ arvona käyttää nopeuspaineen ominaisarvoa $q_{p0}(z)$. Arvon saa maastoluokan perusteella suoraan kuvasta 4.9.

Tuulenpuuskien intensiteetti $I_v(z)$ korkeudella z määritellään turbulenssin keskihajontana jaettuna tuulennopeuden modifioidulla perusarvolla.

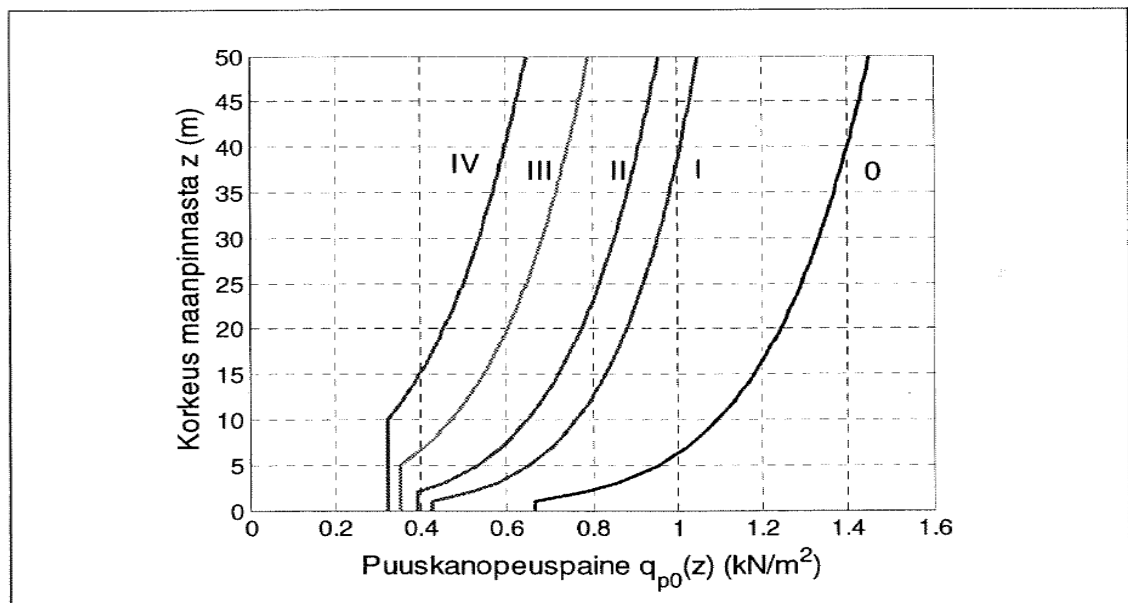
$$I_v(z) = \sigma_v / v_m(z) \quad \text{kun} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.6)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{kun} \quad z < z_{\min}$$

jossa σ_v = tuulennopeuden pyörteiden keskihajonta, kaava (4.7)
 $v_m(z)$ = tuulennopeuden modifioitu perusarvo, kaava (4.1)

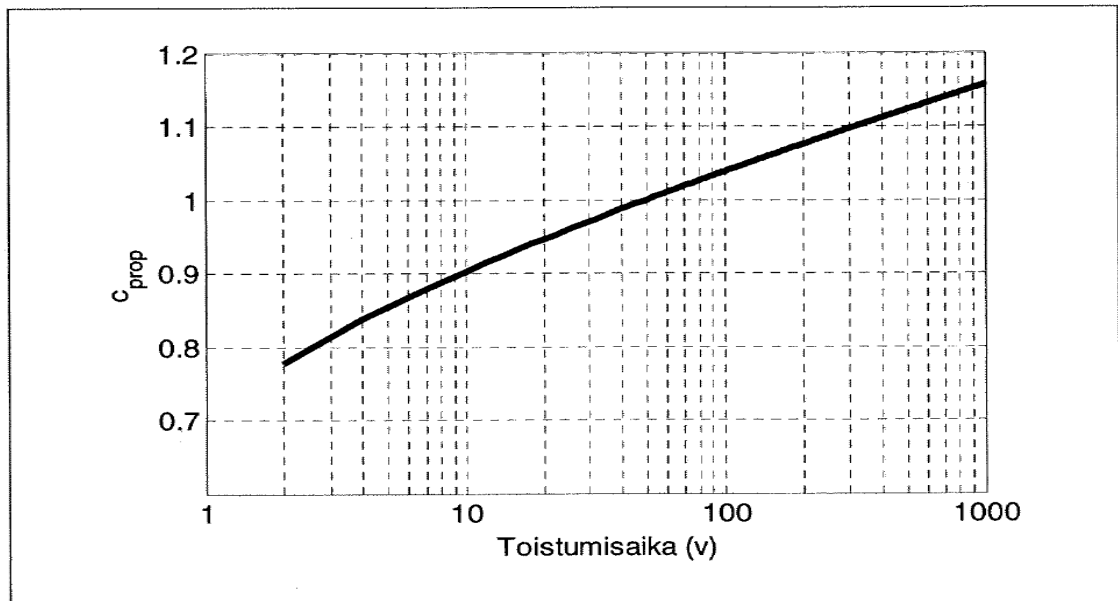
$$\sigma_v = k_r * v_b * k_l \quad (4.7)$$

jossa k_r = maastokerroin, kaava (4.3)
 k_l = pyörteisyyskerroin, suositusarvo 1,0
 v_b = tuulennopeuden perusarvo



Kuva 4.9 Nopeuspaineen ominaisarvo $q_{p0}(z)$ eri maastoluokissa ($=q_p(z)$) tasaisessa maastossa) (RIL 2008, 132)

Puuskanopeuspaineen arvojen määrittämisessä on otettu huomioon, että tuulen nopeudet kasvavat ilmastonmuutoksen myötä. Laskennasta saatavat arvot ovat arvioiden mukaan varmallalla puolella vuoteen 2035 asti. Jos rakennuksen käyttöikä ylittää 50 vuotta, voidaan puuskanopeuspaine $q_p(z)$ kertoa kuvasta 4.10 saatavalla kertoimella c_{prob} .



Kuva 4.10 Todennäköisyyskertoimen c_{prob} riippuvuus tuulivoiman ääriarvon toistumisajasta (RIL 2008, 133)

4.3 Tuulikuorman määrittäminen katokselle

Luvussa 4.3 on esitetty kokonaistuulivoiman laskenta painekertoimien avulla (kuva 4.1). Kaikki luvussa käytetyt kaavat ja kuvat on määritelty SFS-EN 1991-1-4 mukaan, ellei toisin mainita.

Rakenteeseen tai rakenneosaan vaikuttava tuulikuorma F_w , voidaan määrittää muodostamalla ulkopuolisista ja sisäpuolisista paineista (kuva 4.11) laskettujen kuormien $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ sekä tuulen kitkasta kaavan (4.11) avulla lasketun ulkopintojen suuntaisen kitkakuorman F_{fr} vektorisumma (kaava 4.8).

Koska katoksissa ei ole seiniä, rakenteeseen ei muodostu sisäpuolisia paineita. Täten kaavasta (4.8) voidaan poistaa tekijä $F_{w,i}$.

$$F_w = \gamma_e * F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr} \quad (4.8)$$

jossa γ_e = tuulenpuoleisen ja suojanpuoleisen riippumattomuuden huomioon ottava kerroin: $\gamma_e = 1,0$, jos $h/d \geq 5$ tai $\gamma_e = 0,85$, jos $h/d \leq 1$. Mitatusuhteen h/d väliarvoilla voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota.

Pintoihin vaikuttava ulkopuolinen kuorma määritetään kaavalla (4.9).

$$F_{w,e} = c_s c_d * \sum W_e * A_{ref} \quad (4.9)$$

jossa $c_s c_d$ = rakennekerroin, kohta 4.3.1
 w_e = yksittäiseen pintaan korkeudella z_e vaikuttava ulkopuolinen paine, kaava (4.10)
 A_{ref} = tuulikuorman vaikutusala, $(b * h)$ rakennuksen leveys kertaa korkeus

Rakenteen ulkopintoihin vaikuttava tuulen paine w_e saadaan kaavasta (4.10)

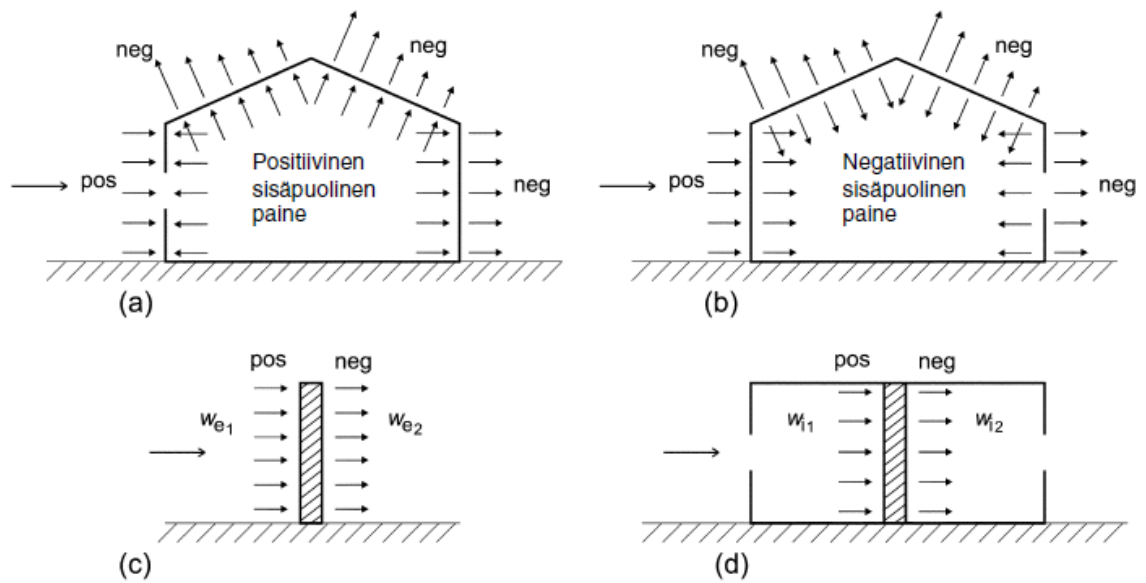
$$w_e = q_p(z_e) * C_{pe} \quad (4.10)$$

jossa $q_p(z_e)$ = puuskanopeuspaine, kaava (4.5)
 C_{pe} = ulkoisen paineen paine kerroin, kohta 4.3.2
 z_e = ulkoisen paineen nopeuspaine korkeus, katoksilla räystäskorkeus h . Kuvat 4.14 - 4.16.

Katosten tuulikuorman määrittämisessä on aina otettava huomioon kitkan vaikutus. Pinnan suuntaisesti vaikuttava kitkakuorma F_{fr} saadaan lausekkeesta (4.11)

$$F_{fr} = c_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr} \quad (4.11)$$

jossa c_{fr} = kitkakerroin, kohta 4.3.3
 $q_p(z_e)$ = puuskanopeuspaine, kaava (4.5)
 A_{fr} = kitkakuorman vaikutusalue, kuva 4.17



Kuva 4.11 Pintoihin kohdistuva paine

Seinään tai elementtiin vaikuttava tuulen nettopaine on ulko- ja sisäpinnan paineiden ero ottaen etumerkit huomioon. Paine, joka suuntautuu pintaa kohti, on positiivinen ja paine, joka suuntautuu pinnasta poispäin (imu), on negatiivinen. Esimerkkejä esitetään kuvassa 4.11. Katoksille annetaan suoraan nettopainekertoimet (taulukot 4.2 ja 4.3). (RIL 2008, 135.)

4.3.1 Rakennekerroin $c_s c_d$

On harvinaista, että rakennekerroin tulee merkitykselliseksi. Tämä johtuu alempana olevista määrittelyehdoista. Suunnittelija voi kuitenkin haluta ottaa laskelmissaan huomioon rakenteen värähtelyn, vaikka joku määrittelyehdoista toteutuisi ja kerroin jäisi ykköseeseen. Tällöin rakennekerroimen määrittelyyn käytetään kaavoja 4.12, 4.13 ja 4.14.

Rakennekerroin muodostuu kahdesta tekijästä. Kerroin c_s on rakennuksen koon vaikutuskerroin. Sen avulla otetaan huomioon se, että tuulenpaineen huippuarvot eivät vaikuta samanaikaisesti eri kohdissa rakennusta. Kerroin c_d taas puolestaan ottaa huomioon tuulen turbulenssista aiheutuvan värähtelyn. Rakennekerroin $c_s c_d$ määritetään seuraavasti:

- a) Rakennuksille, joiden korkeus on alle 15 metriä, voidaan käyttää arvoa 1.

- b) Ulkoseiniä ja vesikaton rakenneosille, joiden ominaistajuus on yli 5 Hz, voidaan käyttää arvoa 1.
- c) Rakennuksille, joiden rungossa on kantavat seinät ja joiden korkeus on alle 100 m ja samalla pienempi kuin 4 kertaa rakennuksen tuulensuuntainen mitta, voidaan käyttää arvoa 1.
- d) Savupiipuille, joiden poikkileikkaus on pyöreä ja joiden korkeus on alle 60 m ja 6,5 kertaa halkaisija, voidaan käyttää arvoa 1.
- e) Maa- ja vesirakennuskohteille sekä edellisten kohtien c) ja d) rajoitusten ulkopuolelle jääville savupiipuille ja rakennuksille rakennekertoimen $c_s c_d$ arvo määritetään joko kaavan (4.12) mukaisesti tai käytetään SFS-EN 1991-1-4 standardin liitteen D taulukoiden mukaisia arvoja.
- f) Vaihtoehtoisesti rakennekerroin voidaan määrittää tarkemmin kaavan (4.12) mukaan:

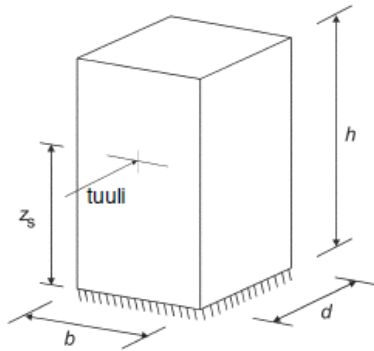
$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (4.12)$$

Kaavaa 4.8 saa käyttää vain jos seuraavat ehdot toteutuvat:

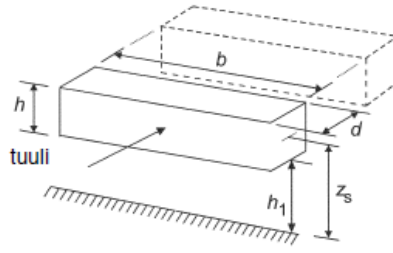
- rakenne vastaa jotain kuvan 4.12 yleisistä muodoista
- vain alimman ominaismuodon mukainen tuulen suuntainen värähtely on merkittävää, ja tämän ominaismuodon etumerkki on kaikkialla sama.

Muussa tapauksessa rakennekerroin lasketaan kaavoilla 4.13 ja 4.14.

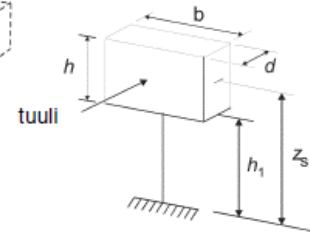
a) pystyrakenteet, kuten rakennukset jne.



b) vaakasuuntaiset värähtelevät rakenteet, kuten palkit jne.



c) sivumitoitetaan pienet rakenteet, kuten ilmoituskilvet jne.



HUOM. Rajoituksia esitetään myös kohdassa 1.1 (2)

$$z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{\min}$$

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

Kuva 4.12 Mitoitusmenetelmän kattamien rakenteiden yleiset muodot. Rakenteiden mitat ja käytettävä nopeuspainekorkeus on myös osoitettu

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (4.13)$$

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}} \quad (4.14)$$

joissa I_v = tuulenpuuskien intensiteetti, kaava (4.6)

z_s = rakennekertoimen määrittämiseen käytettävä nopeuspainekorkeus kuvan 4.12 mukaan; rakenteille, joille kuva 4.12 ei sovellu, nopeuspainekorkeuden z_s arvona voidaan käyttää rakenteen korkeutta h .

k_p = huippuarvokerroin, kaava (4.15)

B^2 = taustapyörteiden vaikutusparametri, kaava (4.18)

R^2 = resonanssivasteen vaikutusparametri, kaava (4.20)

Tässä työssä käydään läpi SFS-EN 1991-1-4 luvun 6 rakennekertoimen $c_s c_d$ määrittämisen yksityiskohtainen menettelytapa kaavoilla 4.13 ja 4.14.

Huippuarvokerroin k_p on määritelty vasteen vaihtelevan osan suhteena vasteen keskihajontaan. Huippuarvokerroin saadaan kaavasta (4.15), arvoista valitaan suurempi.

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad (4.15)$$

tai $k_p = 3$ sen mukaan, kumpi on suurempi

jossa v = resonanssitaajuus, (4.16)

$T = 600$ sekuntia, tuulennopeuden modifioitua perusarvoa määritettäessä käytetty mittausaika

Resonanssitaajuus määritetään kaavalla (4.16).

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad ; \quad v \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (4.16)$$

jossa $n_{1,x}$ = rakenteen ominaistaajuus, kaava (4.17). Raja $v \geq 0,08$ Hz vastaa huippuarvokerroimen arvoa 3.

Kaavalla 4.13 saadaan yli 50 metriä korkeiden rakennuksen ominaistaajuuden likimääräinen arvo, mutta sillä saadaan myös yksikerroksisten rakennusten ja tornimaisten rakenteiden suuntaa-antava arvo.

$$n_1 = 46 / h \text{ [Hz]} \quad (4.17)$$

jossa h = rakenteen korkeus [m]

Taustapyörteiden vaikutusparametrilla B^2 otetaan huomioon rakenteen pinnalla vaikuttavan paineen osittain riippumaton jakautuminen. Se voidaan laskea kaavalla (4.18). Arvo $B^2 = 1$ on varmalla puolella oleva vaihtoehto.

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} \quad (4.18)$$

jossa b = rakenteen tuulensuuntainen leveys

h = rakenteen korkeus

$L(z_s)$ = tuulenpyörteen ulottuvuus, kaava (4.19)

Tuulenpyörteen ulottuvuus $L(z)$ kuvaa luonnollisen tuulen keskimääräistä puuskan kokoa. Rakennuksen korkeuden ollessa alle 200 metriä voidaan tuulenpyörteen ulottuvuus laskea kaavalla (4.19).

$$L(z) = L_t \cdot (z / z_t)^\alpha \quad \text{kun} \quad z \geq z_{\min} \quad (4.19)$$

$$L(z) = L(z_{\min}) \quad \text{kun} \quad z \leq z_{\min}$$

jossa $z_t = 200$ m, vertailukorkeuden arvo

$L_t = 300$ m, ulottuvuuden vertailuarvo

$\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$, jossa rosoisuusmitta z_0 on metreinä

z_{\min} = korkeuden minimiarvo, taulukko 4.1

z = korkeus maanpinnasta

Resonanssivasteen vaikutusparametrin R^2 avulla otetaan huomioon rakenteen tarkastellun värähtelymuodon kanssa resonanssissa esiintyvä turbulenssi. Vaikutusparametrin arvo saadaan kaavalla (4.20)

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (4.20)$$

jossa δ = kokonaisvaimennuksen logaritminen dekrementti, kaava (4.21)

S_L = dimensioton tehospektrin tiheysfunktio, kaava (4.27)

R_h, R_b = aerodynaamiset siirtokerroinfunktiot, kaavat (4.29 ja 4.30)

Vaimennuksen logaritminen dekrementti voidaan määrittää likimäärin kaavalla (4.21).

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (4.21)$$

jossa δ_s = sisäisen vaimennuksen dekrementti, joka on terärakennuksille

$\delta_s = 0,05$, teräsbetonirakennuksille $\delta_s = 0,10$

δ_a = aerodynaamisen vaimennuksen logaritminen dekrementti alimmassa ominaisuudessa, kaava 4.22 tai 4.23

δ_d = erityislaitteista aiheutuvan vaimennuksen logaritminen dekrementti (viritetyt massavaimentimet, nestesäiliöt jne.). Lasketaan asianmukaisia teoreettisia tai kokeellisia menetelmiä käyttäen.

Aerodynaamisen vaimennuksen logaritminen dekrementti δ_a tuulen suuntaisen taivutusvärähtelyn alimmassa ominaisuudessa voidaan määrittää likimäärin kaavasta (4.22). Kuitenkin useimmissa tapauksissa ominaisuuden mukaiset taipumat $\Phi(y,z)$ ovat vakioita kullakin korkeudella z , ja kaavan (4.22) sijaan aerodynaamisen vaimennuksen logaritminen dekrementti δ_a tuulensuuntaisessa värähtelyssä voidaan määrittää likimäärin kaavalla (4.23).

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot \mu_e} \quad (4.22)$$

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad (4.23)$$

joissa c_f = tuulikuorman voimakkeroin, kohta 4.3.2
 ρ = ilman tiheys, suositusarvo 1,25 kg/m³
 $v_m(z_s)$ = tuulennopeuden modifioitu perusarvo korkeudella z_s
 n_1 = rakenteen ominaistuujuus, kaava (4.17)
 μ_e = rakenteen ekvivalentti massa pinta-alayksikköä kohti, kaava (4.24)
 b = rakenteen tuulensuuntainen pituus
 m_e = rakenteen ekvivalentti massa pituusyksikköä kohti, (4.26)

Ekvivalentti massa rakenteen pinta-alayksikköä kohti saadaan kaavasta suorakaidepinnoille kaavasta (4.24).

$$\mu_e = \frac{\int_0^h \int_0^b \mu(y,z) \cdot \Phi_1^2(y,z) dydz}{\int_0^h \int_0^b \Phi_1^2(y,z) dydz} \quad (4.24)$$

joissa $\mu(y,z)$ = massa rakenteen pinta-alayksikköä kohti
 $\Phi_1(y,z)$ = taivutusvärähtelyn alin ominaisuusmuoto, kaava (4.25)

Taivutusvärähtelyn alin ominaismuoto $\Phi_1(z)$ maan varaan perustettuina ulokeina toimiville rakennuksille, tornimaisille rakenteille ja savupiipuille voidaan määrittää likimäärin käyttämällä kaavaa (4.25).

$$\Phi_1(z) = (z / h)^\zeta \quad (4.25)$$

jossa h = rakennuksen korkeus
 z = korkeus maanpinnasta
 $\zeta = 0,6$ hoikille kehärakenteille, joilla ei ole kuormaa jakavia seiniä eikä verhousta
 $\zeta = 1,0$ rakennuksille, joiden jäykisteenä on joko keskusydin ja ulokehän pilarit tai suurehkot pilarit ja leikkausjäykisteet
 $\zeta = 1,5$ hoikille mastojäykistetyille rakennuksille ja rakennuksille, joita jäykistävät keskellä olevat teräsbetoniytimet
 $\zeta = 2,0$ torneille (paitsi teräsristikkorakenteisille) ja savupiipuille
 $\zeta = 2,5$ teräsristikkorakenteisille tornimaisille rakenteille (torneille, mastoille, pylväille).

Ekvivalentti massa ominaismuodon pituusyksikköä kohti saadaan kaavasta (4.26).

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \cdot \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds} \quad (4.26)$$

jossa m = massa pituusyksikköä kohti
 l = rakenteen tai rakenneosan korkeus tai jännemitta
 $i = 1$ on ominaismuodon järjestysluku
 Φ = taivutusvärähtelyn alin ominaismuoto (4.25)

Tuulen taajuusjakauma otetaan huomioon dimensiottoman tehospektrin $S_L(z,n)$ avulla, joka määritetään kaavalla (4.27).

$$S_L(z,n) = \frac{n \cdot S_v(z,n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z,n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z,n))^{5/3}} \quad (4.27)$$

jossa $f_L(z,n) =$ dimensioton taajuus, kaava (4.28)

$$f_L(z,n) = (n \cdot L(z)) / v_m(z) \quad (4.28)$$

jossa $n = n_{1,x}$ [Hz], rakenteen ominaistajuus, kaava (4.17)

$L(z) =$ tuulenpyörteen ulottuvuus, kaava (4.19)

$v_m(z) =$ tuulennopeuden modifioitu perusarvo, kaava (4.1)

Alinta ominaismuotoa vastaavat siirtokerroinfunktiot R_h ja R_b saadaan likimain kaavoista 4.29 ja 4.30. Ominaismuodoille, joissa on sisäisiä käännepeisteitä, käytetään tarkempia laskelmia.

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}); \quad R_h = 1 \text{ kun } \eta_h = 0 \quad (4.29)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}); \quad R_b = 1 \text{ kun } \eta_b = 0 \quad (4.30)$$

joissa $\eta_h =$ muuttuja, kaava (4.31)

$\eta_b =$ muuttuja, kaava (4.32)

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (4.31)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (4.32)$$

joissa $h =$ rakennuksen korkeus

$b =$ rakennuksen leveys tuulen suunnassa

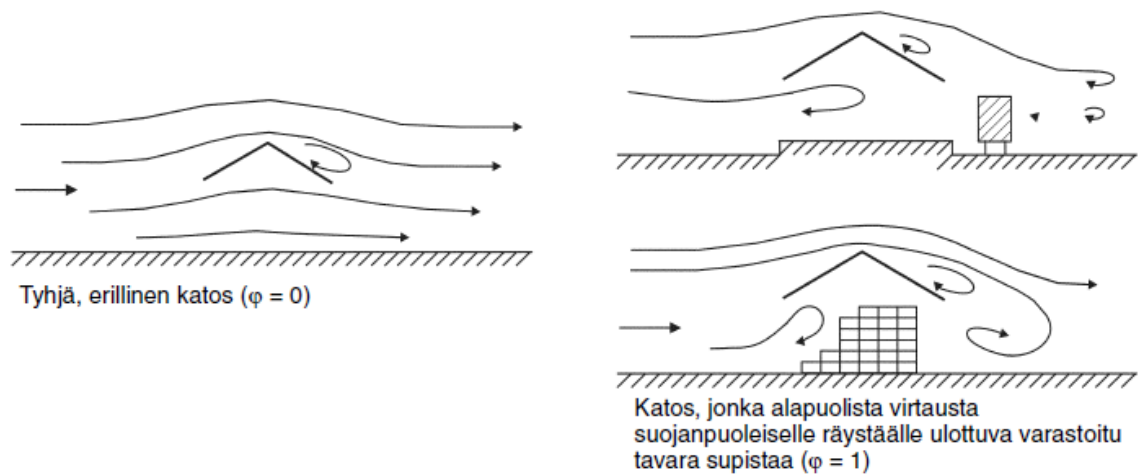
$L(z_s) =$ tuulenpyörteen ulottuvuus, kaava (4.19)

$f_L(z,n) =$ dimensioton taajuus, kaava (4.28)

4.3.2 Katoksen voimakerroin c_f ja nettopaineen kerroin $c_{p,net}$

Voimakertoimella c_f otetaan huomioon rakennuksen muodosta aiheutuva lisävastus ilman virtaukseen. Paine kertoimia $c_{p,net}$ käytetään lähinnä mitoitettaessa rakenteen osia, mutta niitä voidaan käyttää myös kokonaistuulikuorman laskentaan. Tällöin kokonaistuulikuorma lasketaan paikallisten paine- ja imukuormien

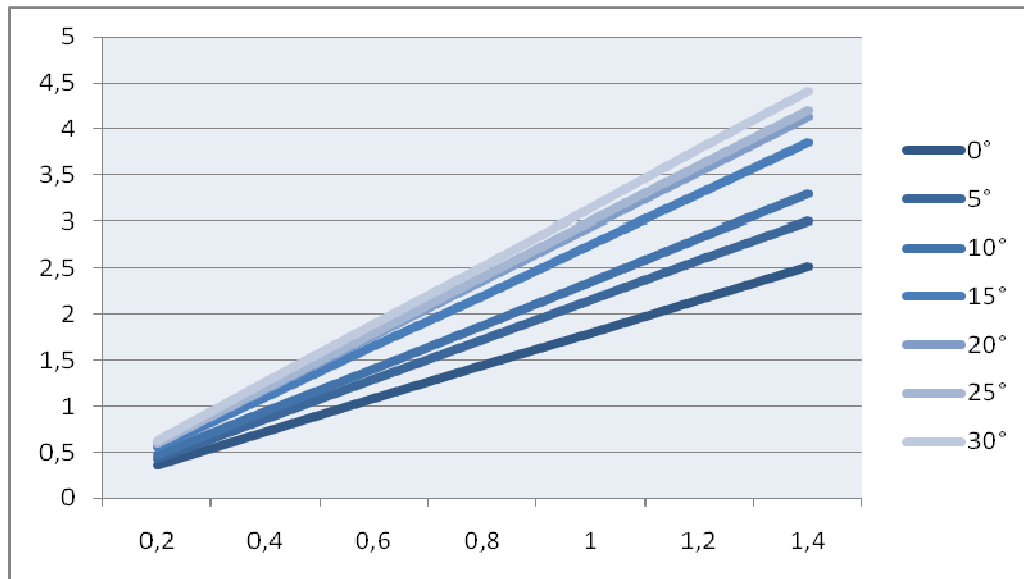
vektorisummana. Molemmat kertoimet saadaan suoraan taulukoista 4.3 ja 4.4 katon muodon sekä katoksen tukkeutumistasen perusteella (kuva 4.13).



Kuva 4.13 Ilmavirtaus katoksen kohdalla

Tukkeutumistas φ on katoksen alla olevien mahdollisten esteiden pinta-ala jaettuna katoksen alapuolisella poikkipinta-alalla; kumpikin pinta-ala on kohtisuoraan tuulen suuntaa vastaan. $\varphi = 0$ edustaa tyhjää katosta ja $\varphi = 1$ edustaa täysin tukittua katosta. Taulukoissa 4.2 ja 4.3 tukkeutumistasien väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

Katokselle tuleva paine riippuu katoksen tuulikuorman lisäksi kaltevuudesta ja tukkeutumistasesta. Kuvassa 4.14 on esitetty viivakaavio esimerkkitapauksesta, jossa suora katos on puoliksi tukossa ($\varphi = 0,5$). Nettopaineet on otettu taulukon 4.2 mukaisesti vyöhykkeeltä C.



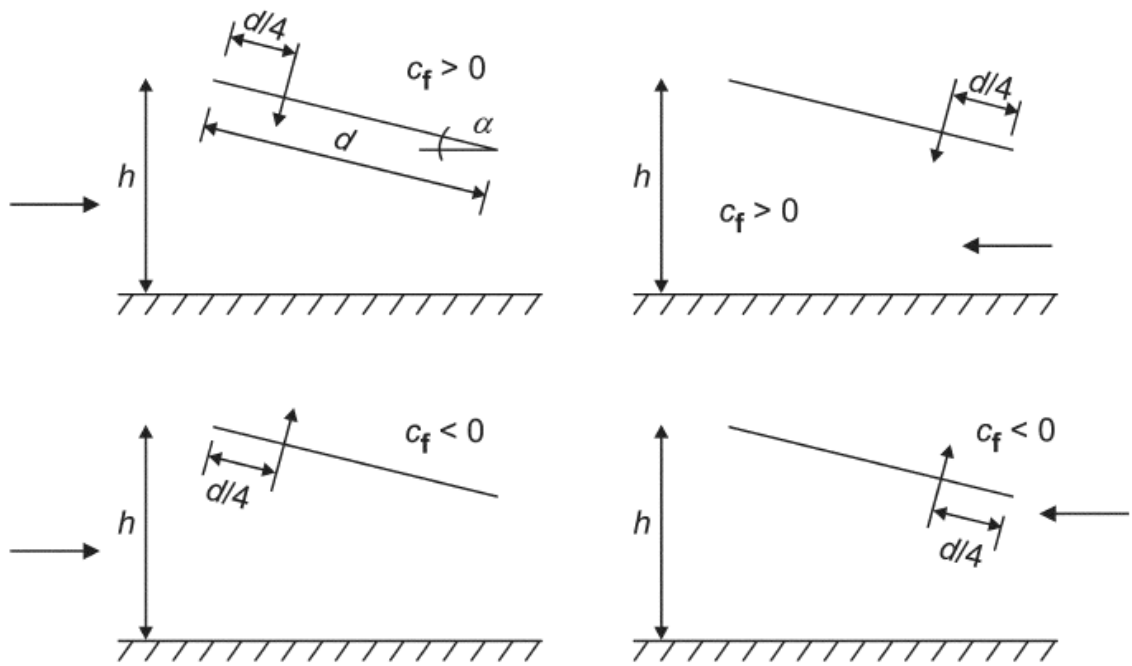
Kuva 4.14 Kaavio katoksen kaltevuuden vaikutuksesta tuulenpaineeseen

Kuvassa 4.14 vaak-akselin arvot ovat tuulen nopeuspaineen $q_p(z)$ arvoja ja pystyakselin arvot ovat katokseen vaikuttavia tuulenpaineita. Kaaviosta voidaan havaita, että kaltevuutta korotettaessa tuulenpaine nousee tasakatosta 15° kaltevuuteen melko jyrkästi, mutta siitä eteenpäin paineen nousu on maltillisempaa.

Taulukko 4.2 Nettopaineen kertoimien $c_{p,net}$ ja voimakertoimien c_f arvot suoralle katokselle

		Nettopaineen kertoimet $c_{p,net}$			
		Vyöhykekaavio			
Kaltevuuskulma α	Umpinaisuussuhde φ	Kokonaisvoimakerroin c_f	Vyöhyke A	Vyöhyke B	Vyöhyke C
0°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,2 - 0,5 - 1,3	+ 0,5 - 0,6 - 1,5	+ 1,8 - 1,3 - 1,8	+ 1,1 - 1,4 - 2,2
5°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,4 - 0,7 - 1,4	+ 0,8 - 1,1 - 1,6	+ 2,1 - 1,7 - 2,2	+ 1,3 - 1,8 - 2,5
10°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,5 - 0,9 - 1,4	+ 1,2 - 1,5 - 2,1	+ 2,4 - 2,0 - 2,6	+ 1,6 - 2,1 - 2,7
15°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,7 - 1,1 - 1,4	+ 1,4 - 1,8 - 1,6	+ 2,7 - 2,4 - 2,9	+ 1,8 - 2,5 - 3,0
20°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,8 - 1,3 - 1,4	+ 1,7 - 2,2 - 1,6	+ 2,9 - 2,8 - 2,9	+ 2,1 - 2,9 - 3,0
25°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 1,0 - 1,6 - 1,4	+ 2,0 - 2,6 - 1,5	+ 3,1 - 3,2 - 2,5	+ 2,3 - 3,2 - 2,8
30°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 1,2 - 1,8 - 1,4	+ 2,2 - 3,0 - 1,5	+ 3,2 - 3,8 - 2,2	+ 2,4 - 3,6 - 2,7
HUOM. Merkintä $\forall \varphi$ tarkoittaa kaikkia suhteen φ arvoja Etumerkki + ilmaisee, että nettotuulikuorma vaikuttaa alaspäin Etumerkki - ilmaisee, että nettotuulikuorma vaikuttaa ylöspäin.					

Taulukoissa 4.2 ja 4.3 kokonaisvoimakerroin edustaa kuormaresultanttia. Suoralle katokselle (taulukko 4.2) kuormaresultantin paikaksi otaksutaan etäisyys $d/4$ tuulenpuoleisesta reunasta (d = tuulensuuntainen mitta, kuva 4.15)



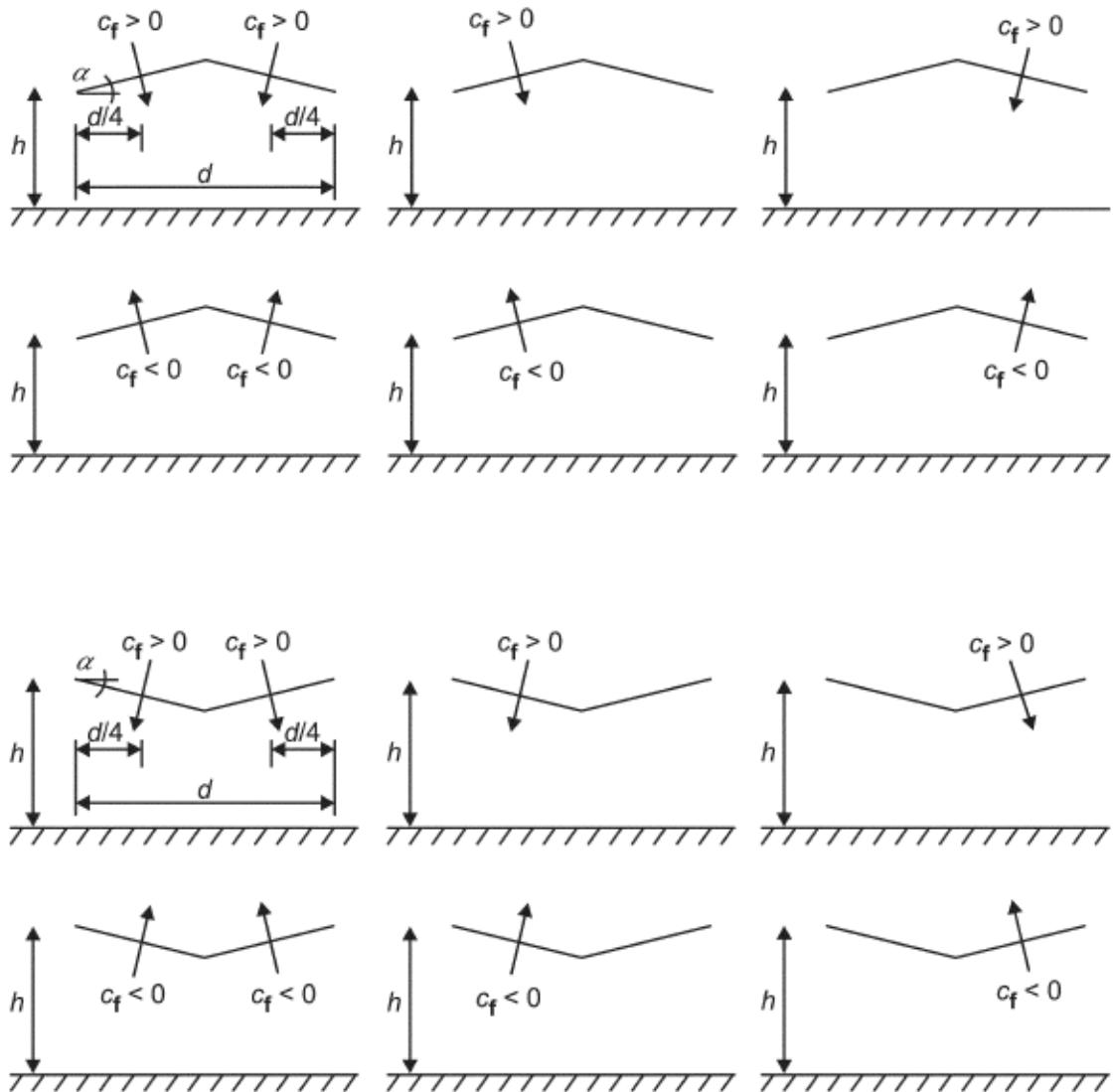
Kuva 4.15 Suorien katosten tuulikuormaresultantin paikka

Kuvien 4.15 ja 4.16 mukaisesti nopeuspainekorkeutena z_e katosten suunnittelussa toimii katoksen räystääskorkeus h .

Taulukko 4.3 Nettopaineen kertoimien $c_{p,net}$ ja voimakertoimien c_f arvot taitteisille katoksille

			Nettopaineen kertoimet $c_{p,net}$			
Kaltevuuskulma α	Umpinaisuussuhde φ	Kokonaisvoimakerroin c_f	Vyöhyke A	Vyöhyke B	Vyöhyke C	Vyöhyke D
- 20°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,7 - 0,7 - 1,3	+ 0,8 - 0,9 - 1,5	+ 1,6 - 1,3 - 2,4	+ 0,6 - 1,6 - 2,4	+ 1,7 - 0,6 - 0,6
- 15°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,5 - 0,6 - 1,4	+ 0,6 - 0,8 - 1,6	+ 1,5 - 1,3 - 2,7	+ 0,7 - 1,6 - 2,6	+ 1,4 - 0,6 - 0,6
- 10°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,4 - 0,6 - 1,4	+ 0,6 - 0,8 - 1,6	+ 1,4 - 1,3 - 2,7	+ 0,8 - 1,5 - 2,6	+ 1,1 - 0,6 - 0,6
- 5°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,3 - 0,5 - 1,3	+ 0,5 - 0,7 - 1,5	+ 1,5 - 1,3 - 2,4	+ 0,8 - 1,6 - 2,4	+ 0,8 - 0,6 - 0,6
+ 5°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,3 - 0,6 - 1,3	+ 0,6 - 0,6 - 1,3	+ 1,8 - 1,4 - 2,0	+ 1,3 - 1,4 - 1,8	+ 0,4 - 1,1 - 1,5
+ 10°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,4 - 0,7 - 1,3	+ 0,7 - 0,7 - 1,3	+ 1,8 - 1,5 - 2,0	+ 1,4 - 1,4 - 1,8	+ 0,4 - 1,4 - 1,8
+ 15°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,4 - 0,8 - 1,3	+ 0,9 - 0,9 - 1,3	+ 1,9 - 1,7 - 2,2	+ 1,4 - 1,4 - 1,6	+ 0,4 - 1,8 - 2,1
+ 20°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,6 - 0,9 - 1,3	+ 1,1 - 1,2 - 1,4	+ 1,9 - 1,8 - 2,2	+ 1,5 - 1,4 - 1,6	+ 0,4 - 2,0 - 2,1
+ 25°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,7 - 1,0 - 1,3	+ 1,2 - 1,4 - 1,4	+ 1,9 - 1,9 - 2,0	+ 1,6 - 1,4 - 1,5	+ 0,5 - 2,0 - 2,0
+ 30°	Maksimi $\forall \varphi$ Minimi $\varphi = 0$ Minimi $\varphi = 1$	+ 0,9 - 1,0 - 1,3	+ 1,3 - 1,4 - 1,4	+ 1,9 - 1,9 - 1,8	+ 1,6 - 1,4 - 1,4	+ 0,7 - 2,0 - 2,0
HUOM. Merkintä $\forall \varphi$ tarkoittaa kaikkia umpinaisuussuhteen φ arvoja Etumerkki + ilmaisee, että nettotuulikuorma vaikuttaa alaspäin Etumerkki - ilmaisee, että nettotuulikuorma vaikuttaa ylöspäin.						

Taitteiselle katokselle (taulukko 4.3) kuormaresultantin paikaksi otaksutaan kunkin lappeen keskipiste (kuva 4.15). Lisäksi taitteinen katos tarkistetaan kuormitustapaukselle, jossa toinen lape on maksimi- tai minimikuormalla kuormitettu toisen lappeen ollessa kuormittamaton.



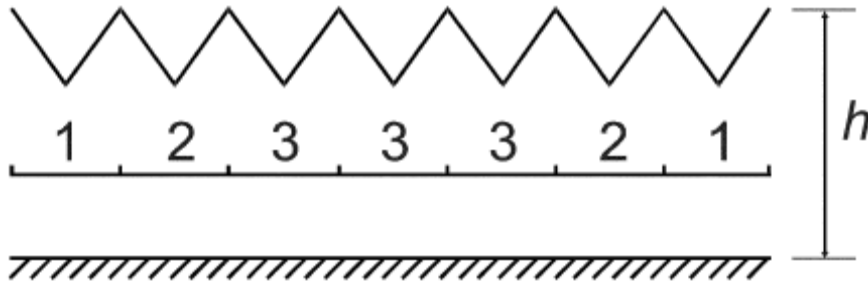
Kuva 4.15 Taitteellisten katosten voimakertoimista saadut kuormituskaaviot

Monitaitteiselle katokselle kuhunkin taitteeseen liittyvien lappeiden kuorma voidaan laskea kertomalla taulukon 4.3 mukaiset nettopaineen kertoimet $c_{p,net}$ taulukon 4.4 mukaisilla pienennyskertoimilla ψ_{mc} .

Taulukko 4.4 Monitaitteisten katosten pienennyskertoimet ψ_{mc}

Lapepari	Sijainti	Kaikilla umpinaisuussuhteen ϕ arvoilla pätevät pienennyskertoimet ψ_{mc}	
		suurimman voimakertoimen ja painekertoimen yhteydessä (kuorma alaspäin)	pienimmän voimakertoimen ja painekertoimen yhteydessä (kuorma ylöspäin)
1	Reunimmaiseen taitteeseen liittyvät lappeat	1,0	0,8
2	Seuraavaan taitteeseen liittyvät lappeat	0,9	0,7
3	Muut lappeat	0,7	0,7

Kuvan 4.17 mukaisten monitaitteisten katosten kunkin lappeen kuorma määritetään kertomalla kokonaiskuorma taulukon 4.4 mukaisella pienennyskertoimella ψ_{mc} ja käyttämällä erillisille taitteellisille katoksille tarkoitettuja nettopaineen kertoimia.



Kuva 4.16 Monitaitteiset katokset

Kuvan 4.17 mukaisissa monitaitteisissa katoksissa reunimmaisat lappeat ottavat vastaan eniten rasituksia. Sisempien lappeiden voimat kerrotaan taulukon 4.4 mukaisilla kertoimilla.

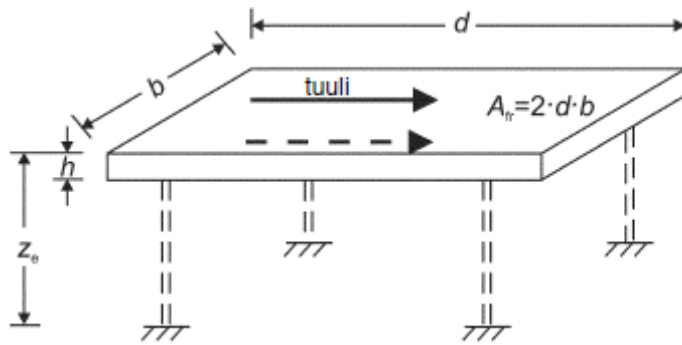
4.3.3 Kitkakertoimet c_{fr}

Katosten tuulikuorman mitoituksessa kitkakertoimet otetaan aina huomioon. Kattopinnan kitkakertoimelle c_{fr} käytetään taulukon 4.5 mukaisia arvoja.

Taulukko 4.5 Kitkakertoimet c_{fr} seinille kaiteille ja kattopinnoille

Pinta	Kitkakerroin c_{fr}
Sileä (eli teräs, sileä betoni)	0,01
Karhea (eli karhea betoni, bitumihuopa)	0,02
hyvin karhea (eli aalto-, ripa- tai poimuprofilointi)	0,04

Kitkakuorman vaikutusala A_{fr} katokselle esitetään kuvassa 4.18. Kitkakuormat asetetaan vaikuttamaan tuulen suuntaisille ulkopintojen osille, joiden etureuna on tuulenpuoleisesta räystäästä tai tuulenpuoleisista nurkista etäisyydellä, joka on pienempi arvoista $2 \cdot b$ ja $4 \cdot h$.



Kuva 4.17 Katoksen kitkakuorman vaikutusala A_{fr}

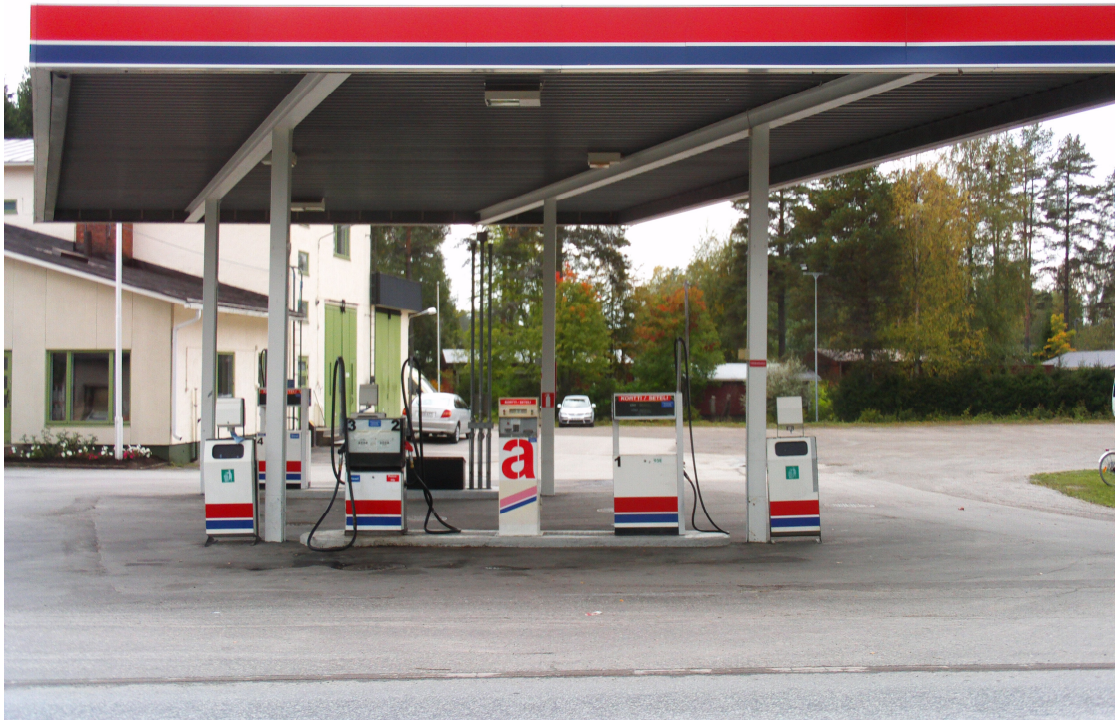
Kuvan 4.18 mukaisissa suorissa katoksissa kitka vaikuttaa koko katon alalla molemmin puolin. Nopeuspainekorkeutena z_e käytetään katoksen korkeutta maanpinnasta.

5 CASE: LINJA-AUTOYHTIÖ S. KOSOSEN POLTTOAINEKATOS, KERIMÄKI

Luvussa 5 käydään läpi Kerimäellä sijaitsevan kylmäaseman korjaussuunnittelun kulku. Työhön tuotettavat asiakirjat ovat vesikattopiirustus, leikkaukset kahden suuntaan ja detaljit. Lisäksi tuli tehdä laskelmat kuormista, liitosten mitoitus sekä perustusten mitoitus. Stabiiliustarkastelut suoritettiin kehäohjelma STAAD.Pro:lla.

5.1 Lähtökohdat

Rakennus on arviolta rakennettu 1970-luvulla. Sen aikaiset piirustukset eivät olleet saatavilla projektia aloitettaessa. Vuonna 2008 katosta korotettiin noin 600 mm (kuva 5.2) suurempien ajoneuvojen tankkauksen mahdollistamiseksi. Tästä syystä ja suuren lumikuorman takia vuosien 2009 ja 2010 välisenä talvena katos nurjahti sivusuunnassa noin 2 metriä. Katos suoristettiin kuormaliinoilla alkuperäiseen asentoonsa ja pysyy nyt pystyssä ilman apua. Kuva 5.1 on Kerimäentien suunnasta syksyllä 2010 otettu valokuva. Kuvassa pilareissa näkyy pientä käyryyttä oikealle.



Kuva 5.1 Katos Kerimäen tien suunnasta



Kuva 5.2 Pilareiden 600 mm:n korotus

5.2 Kuormat

Suunnittelun lähtötietoina olivat katoksen omistajan itse mitaamat dimensiot, joiden pohjalta suunnittelu alkoi. Ensimmäinen asia oli määrittää kuormat katokselle. Pystykuormat eli lumikuorma s (kaava 5.1) ja omapaino määritettiin ensin katon poimulevyille ja siitä kuormat johdettiin pitkittäispalkeille. Poimulevyn mitoitusta ei tarvinnut suorittaa, koska se ei ollut lommahtanut tai muutenkaan vaurioitunut.

$$s = \mu_i * s_k \quad (5.1)$$

jossa μ_i = lumikuorman muotokerroin, pulpettikatto, kaltevuus $< 30^\circ = 0,8$
 s_k = maassa olevan lumikuorman ominaisarvo, Kerimäki = $2,5 \text{ kN/m}^2$

Katoksille tärkeimmän kuormituksen, tuulikuorman, määrittäminen oli kuormien mallinnuksen haastavin vaihe. Tilaajalta oli vaatimuksena, että värähtely tulee tarkistaa, vaikka eurokoodin mukaan se ei välttämättä olisikaan. Niinpä tuulikuorman vaikuttava rakennekerroin $c_s c_d$ (kohta 4.3.1) määritettiin tarkasti värähtelyn huomioon ottamiseksi. Tuulikuorma johdettiin vesikaton sivulevyiltä pitkittäispalkeille. Tuulikuorman kuormitusleveyden määrittelyssä otettiin huomioon katolle talvella kertyvän lumen määrä.

Tuulikuorman lisäksi vaakakuormana oli kehän epätarkkuudesta johtuva lisävaakavoima. Kehän epätarkkuus otettiin huomioon alkuvinouden \square avulla. Alkuvinous määritetään eurokoodin SFS-EN 1993-1-1 mukaan seuraavasti:

$$\square = k_c k_s / 200 \quad (5.2)$$

jossa $k_c = \sqrt{0,5 + 1 / n_c}$, mutta $k_c \leq 1,0$ (5.3)

$$k_s = \sqrt{0,2 + 1 / n_s}, \quad \text{mutta} \quad k_s \leq 1,0 \quad (5.4)$$

n_c = pilarien lukumäärä tasoa kohti

n_s = kerrosten lukumäärä

Alkuvinouteen lisättiin vielä mitaamalla todettu kehien vinous. Mittaus suoritettiin luotilangalla niin, että lankaa riiputettiin pilarin yläpäästä ja poikkeama mitattiin maan tasossa. Suurimmaksi poikkeamaksi tuli 80 mm, jota käytettiin las-

kennassa. Vaakavoima saatiin, kun vinous kerrottiin pilarin päähän kohdistuvala normaalivoiman suunnitteluarvolla N_d .

Rakenne mitoitettiin myös onnettomuuskuormalle. Rakennus sijaitsee tien varressa, eikä välissä ole esteitä, joten rakenne mitoitettiin törmäyskuormalle. Eurokoodin SFS-EN 1991-1-7 mukaan taajamatien viereiselle rakenteelle kuormatiensuuntaisesta törmäyksestä on 500 kN 0,5 metrin korkeudella maasta.

Laskelmissa käytettiin neljää kuormitusyhdistelmää:

$$KY1 = 1,15 * Omapaino + 1,5 * Lumikuorma + 0,9 * Vaakakuorma$$

$$KY2 = 1,15 * Omapaino + 1,5 * Vaakakuorma + 0,9 * Lumikuorma$$

$$ACC1 = 1,0 * Omapaino + 1,0 * Onnettomuuskuorma + 0,4 * Lumikuorma$$

$$ACC2 = 1,0 * Omapaino + 1,0 * Onnettomuuskuorma + 0,2 * Lumikuorma + 0,2 * Vaakakuorma$$

5.3 Jäykistäminen

Saadut kuormat ja kuormitusyhdistelmät syötettiin kehäohjelma STAAD.Pro:hon, josta saatiin rakenneosille tulevat rasitukset. Ensin piti kuitenkin päättää jäykistystapa. Alun perin rakenne oli mastojäykistetty. Nyt kuitenkin, kun rakenne nurjahti, se ei enää riittänyt. Eri jäykistysmalleja tuli esille, ja helpoutensa vuoksi kehäjäykistys oli ilmeinen vaihtoehto.

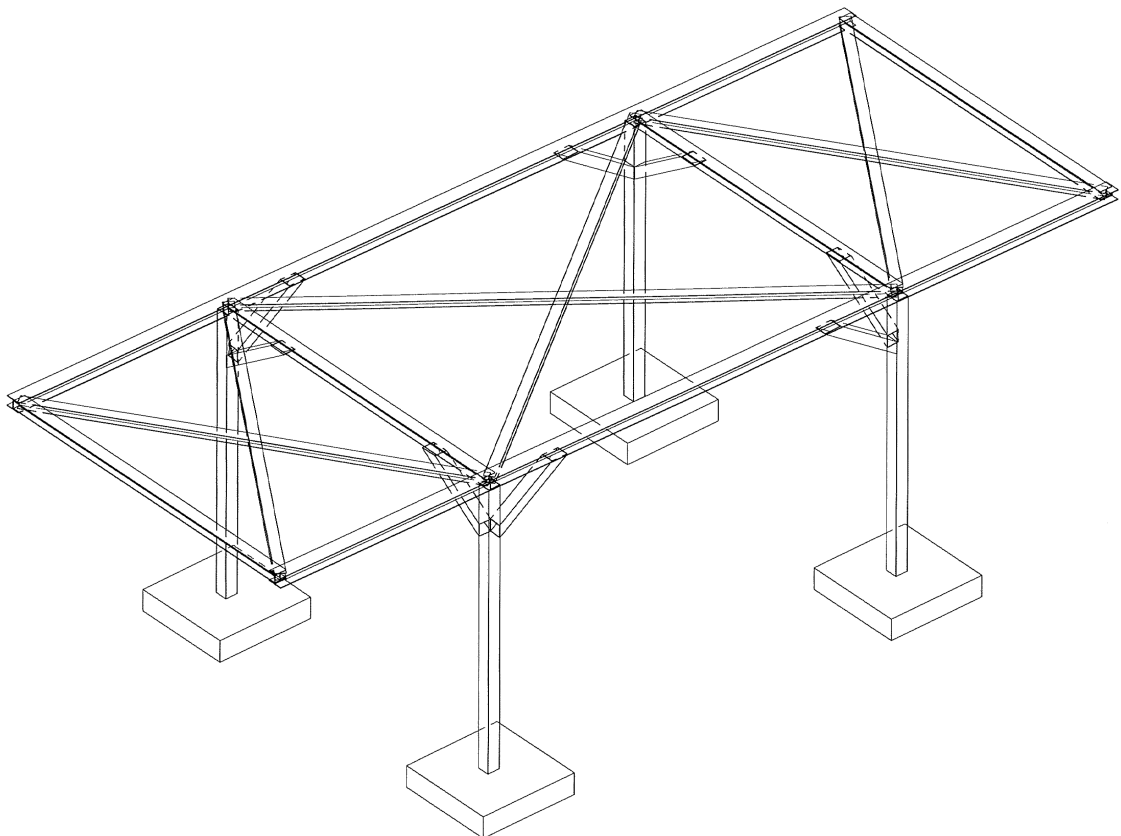
Selvää oli, että vain poimulevyllä toisissaan kiinni olleet pitkittäiskehät tuli liittää toisiinsa. Helpoin tapa oli pilarien väliin jäykästi liitettävät poikittaispalkit. Toisin sanoen, poikittaissuunnan jäykistys tapahtuisi kehäjäykistyksellä, tai tarkemmin ottaen jäykkäkantaisilla kehillä.

Pituussuunnassa tarvittiin myös lisää jäykkyyttä, nyt kun mastojäykistys oli riittämätön. Pituussuuntaisen kehän nurkat piti jäykistää, jotta ne siirtäisivät kuormia pilareille tehokkaasti ja hoitaisivat täten jäykistyksen pituussuunnassa. Nurkkien liitoksiin lisättiin jäykistelevyjä.

Kehäjäykistyksen tueksi suunniteltiin vielä ristikkoratkaisuja. Vaihtoehdoista valittiin kehän nurkkiin tulevat vinosauvat eli epäkeskeinen ristikointi (kuva 3.11). Suurin syy valintaan oli, ettei katoksessa ollut juuri mahdollisuuksia muille risti-

kointimalleille. Pituussuunnassa ajoneuvot estivät ristikoinnin kokonaan, ja poikittaissuunnassa mittarit estivät ristikoinnin alas asti viemisen.

Vaakasuunnassa kattoon suunniteltiin ristikkojäykistystä poimulevyn alle, kuvan 5.3 tapaan. Vaakasuunnan jäykistys kuitenkin hylättiin kalliina ja hankalana toteuttaa. Keskivälillä pilarilta pilarille tulevien ristikkosauvojen jänneväli olisi ollut yli 10 metriä, joten esimerkiksi halkaisijaltaan 25 mm pyöröterästangot olisivat roikkuneet pelkästään omasta painosta 1,25 metriä. Pelkästään vetoa välittävät jäykisteet eli vaijerit taas hylättiin, koska jäykisteille tuli myös puristusvoimia, joten kaapelit olisivat roikkuneet myös. Lisäksi poimulevy jäykisti rakennetta riittävästi vaakasuunnassa.



Kuva 5.3 Luonnos jäykistyksestä

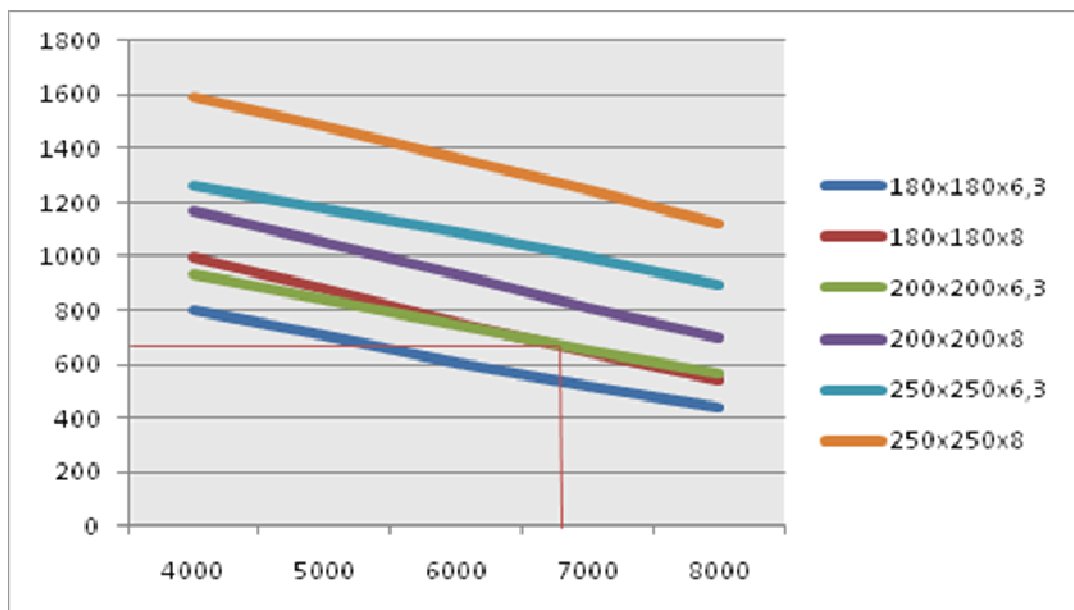
Kuvan 5.3 luonnoksesta otettiin vaakajäykisteiden lisäksi pois vielä pituussuunnan epäkeskeiset ristikoinnit. Syynä olivat suuret ajoneuvot, jotka vaativat koko pilarien välin vapaaksi tankatessaan. Lopullinen malli löytyy liitteestä 1.

5.4 Stabiilius

STAAD.Pro on elementtimenetelmää (Finite Element Method, FEM) käyttävä laskentaohjelmisto, jolla rakennesuunnittelija voi mallintaa, analysoida ja mitoittaa rakenteen todellisen muotoisena kolmiulotteisena rakennemallina.

Ohjelmalla mallinnettiin katoksen muoto, pois lukien poimulevy, ja asetettiin kuormat yhdistelykertomineen sekä määritettiin rakenneosien profiilit. Tämän jälkeen tarkasteltiin rakenteen reagointia kuormiin eri tapauksissa.

Ohjelmasta saatiin rakenteen siirtymät ja rakenneosien rasitukset eri kuormitustapauksissa. Mielenkiintoista oli, että tarkasteltaessa jo olemassa olevaa katoksen mallia ilman mitään muutoksia rakenne ei nurjahtanut kuormista. Tämä herätti epäilykset ohjelman luotettavuudesta. Vertailtaessa pilarien nurjahduskestävyyttä, kävi kuitenkin ilmi, että ne eivät normaaleilla lumikuormien laskenta-arvoilla ylittyneetkään (kuva 5.4). Rakenteen ei siis olisi pitänyt nurjahtaa. Tämän ajateltiin johtuvan kenties siitä, että perustuksille oli tapahtunut jotain. Perustukset olivat ehkä pettäneet, murtuneet tai jollain muulla tavalla muuttuneet osittain nivelellisiksi. Tämän tapauksen huomioon ottamiseksi katoksen stabiiliutta tarkasteltiin myös niin, että perustukset ovat nivelellisiä. Saadut siirtymät ovat liitteessä 7.



Kuva 5.4 RHS-profiilien nurjahduskapasiteetteja

Kuvassa 5.4 on esitetty RHS putkipalkkien nurjahduskapasiteetteja. Vaaka-akselilla on pilarien pituuksia (mm) ja pystyakselilla nurjahduskapasiteetti (kN). Kerimäen katoksen pilarien pituus on perustuksilta noin 6700 mm ja profiilina on RHS 200x200x6,3. Kuormien laskennassa suunnittelukuorma pilaria kohti oli noin 150 kN ja kuvassa 5.4 on punaisella viivalla osoitettu, että kyseisen pilarin nurjahduskapasiteetti on jopa 670 kN.

Onnettomuuskuorma mitoitettiin niin, että puolen metrin korkeudella maasta yhteen pilariin kohdistuu aiemmin tapahtuneen nurjahduksen suuntaan 500 kN törmäyskuorma. Tästä kuormituksesta koituivatkin mitoituksen kannalta suurimmat rasitukset rakenneosille. Tilaaja halusi myös tarkasteltavan tapausta, jossa katos seisoo kolmella pilarilla, eli yksi pilareista pettäisi törmäyksen voimasta kokonaan. Katos saatiin pysymään pystyssä pilarittoman nurkan notkah- taessa ohjelman mukaan suurimmillaan vähän yli metrin. Liitteessä 6 näkyvät siirtymät, kun katos seisoo kolmella pilarilla ja onnettomuuskuormitustapaukset ACC1 tai ACC2 vaikuttavat siihen.

5.5 Liitokset

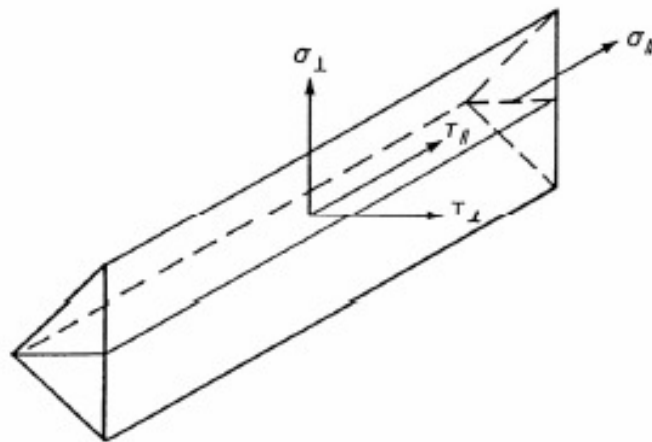
Työmaalla tehtäviä hitsejä tulisi välttää aina kuin mahdollista. Kuitenkin, jos kyse on korjausrakennuskohteesta eli vanhoihin rakenteisiin tulisi liittää uusia rakenteita ja liitoksista pitää tehdä jäykkiä, eli ruuviliitokset eivät tule kysymykseen, on miltei mahdotonta välttää työmaahitsauksia. Näistä syistä tässäkin kohteessa päädyttiin työmaahitseihin. Luvun 5.5 kaavat on eurokoodista SFS-EN 1993-1-8.

Ensimmäiseksi piti mitoittaa poikittaiset HEA-palkit ja niiden liitokset pitkittäis-palkkeihin. Rakenneosien kuormat saatiin suoraan kehäohjelmasta ja liitokset mitoitettiin käsin. Ensin vertailtiin palkin taulukoituja kestävyysarvoja rasituksiin nähden. Mitoituksessa kävi hyvin, koska palkki, joka mahtui jo olemassa olevien palkkien uumaa vasten laippojen väliin, kesti myös sille tulevat rasitukset.

Liitokset mitoitettiin pienahitseinä kaavan (5.3) mukaan. Pienahitsin kestävyys on riittävä, jos seuraavat ehdot toteutuvat.

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (T_{\perp}^2 + T_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \text{ ja } \sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad (5.3)$$

jossa σ_{\perp} = laskentapintaa vastaan kohtisuora normaalijännitys, kuva 5.5
 τ_{\perp} = hitsin akselia vastaan kohtisuora leikkausjännitys (laskentapinnan tasossa), kuva 5.5
 τ_{\parallel} = hitsin akselin suuntainen leikkausjännitys (laskentapinnan tasossa), kuva 5.5
 f_u = heikomman liitettävän osan vetomurtolujuuden nimellisarvo
 β_w = korrelaatiokerroin, teräslajin mukaan: 235 N/mm² = 0,8 ja 355 N/mm² = 0,9
 γ_{M2} = osavarmuusluku, suositeltava arvo 1,25

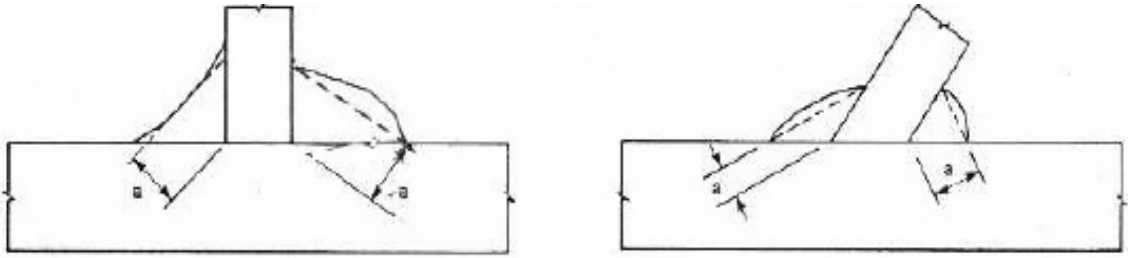


Kuva 5.5 Pienahitsin laskentapoikkipinnan jännitykset (SFS-EN 1993-1-8, 46)

Hitsin akselin suuntaista normaalijännitystä σ_{\parallel} ei käsitellä laskettaessa hitsin kestävyyttä. Jännitykset saadaan, kun hitsiin vaikuttava voima jaetaan hitsin pinta-alan mitoitusarvolla, kaava (5.4).

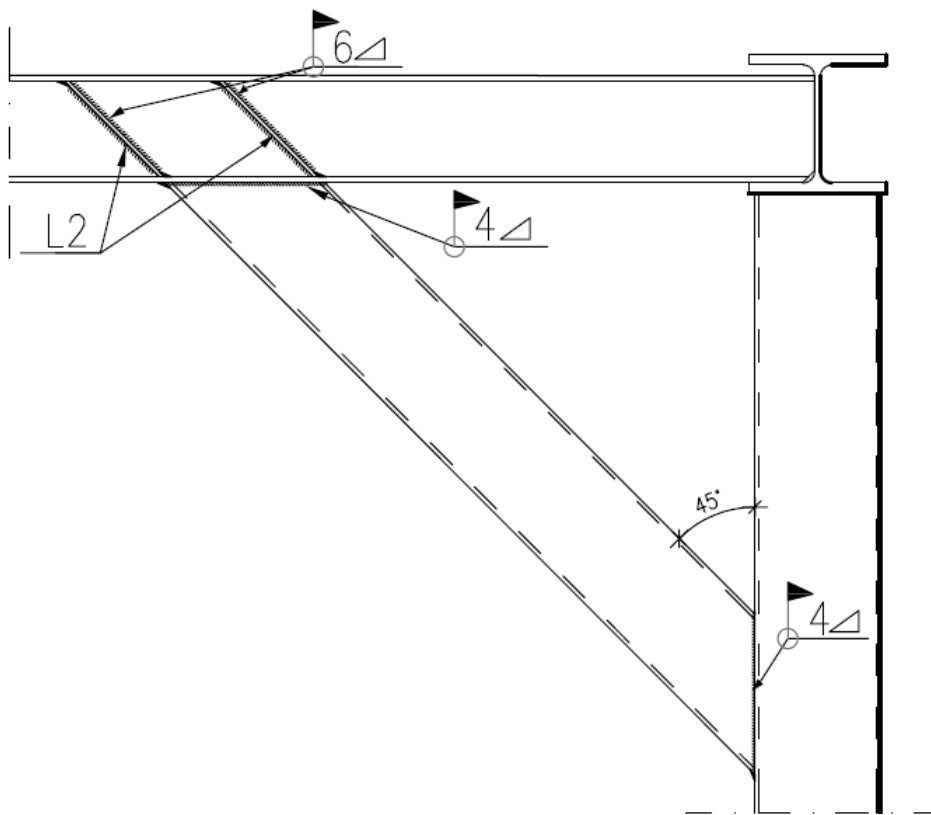
$$A_w = \sum a * l_{\text{eff}} \quad (5.4)$$

jossa a = efektiivinen a-mitta, kuva 5.5
 l_{eff} = hitsin kokonaispituus – 2a



Kuva 5.6 Pienahitsin efektiivinen a-mitta (SFS-EN 1993-1-8, 45)

Toinen rakenneosia oli epäkeskeisen ristikoinnin vinot RHS-palkit (kuva 5.7). Määrävimäksi kuormaksi näille sauvoille muodostui 150 kN vetokuorma.



Kuva 5.7 Epäkeskeinen ristikointi

Kuvan 5.7 ylä- ja alaliitoksien pienahsit mitoitettiin kaavalla 5.3. Epäkeskeisen ristikoinnin yläpäässä RHS-sauva liitetään HEA-palkkiin. Palkin uuma ei kuitenkaan välitä voimia koko hitsin matkalta, joten uumalle on laskettava tehollinen leveys ennen hitsin mitoitusta (kaava 5.5).

$$b_{\text{eff}} = t_w + 2 * s + 7 * k * t_f \quad (5.5)$$

jossa t_w = uuman paksuus, kuva 5.7

s = mitta, lasketaan kaavoista: valssatut I- ja H-profiilit: $s = r$, hitsatut I- ja H-profiilit: $s = 2 * a$

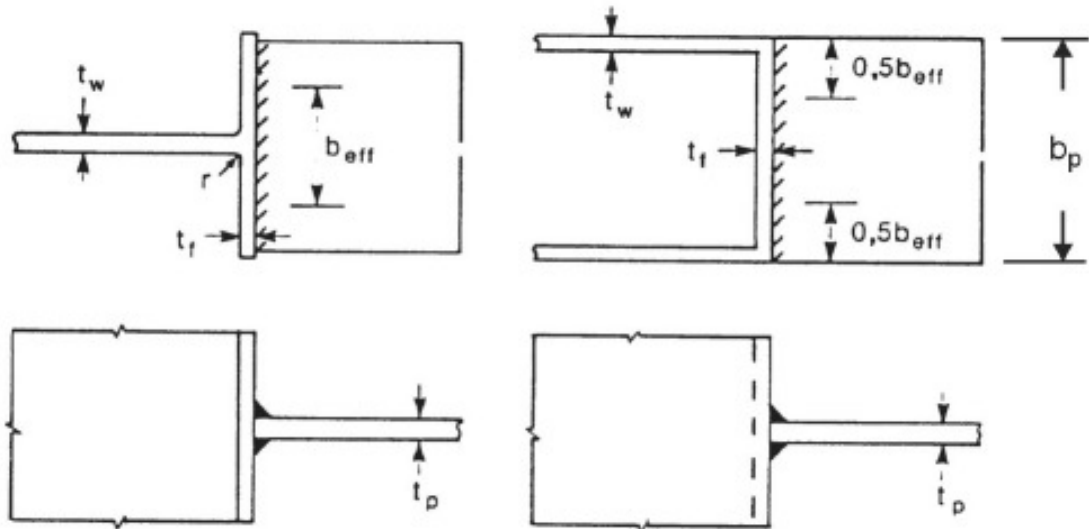
$$k = (t_f / t_p) * (f_{y,f} / f_{y,p}), \text{ mutta } k \leq 1 \quad (5.6)$$

t_f = laipan paksuus, kuva 5.8

t_p = hitsatun levyn paksuus, kuva 5.8

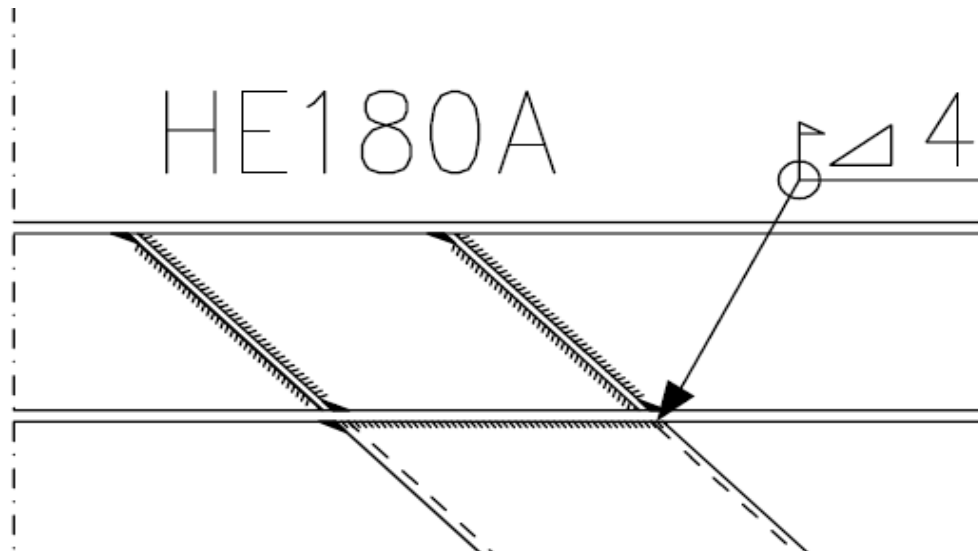
$f_{y,f}$ = I- tai H-profiilin laipan myötöraja

$f_{y,p}$ = I- tai H-profiiliin hitsatun levyn myötöraja



Kuva 5.8 Jäykistämättömän T-liitoksen tehollinen leveys (SFS-EN 1993-1-8, 50)

Yläliitos olisi nyt vaatinut 6 mm hitsin ja kun yli 5 mm hitsit pitää tehdä vähintään kahdessa kerroksessa ja koska liitokseen haluttiin lisää varmuutta ja jäykkyyttä, päätettiin yläliitokseen lisätä vinosauvojen suuntaiset jäykistelevyt (kuva 5.9).



Kuva 5.9 Epäkeskeisen ristikoinnin yläpään liitoksen jäykistelevyt

Jäykistelevyt suunniteltiin kestäväksi niille tulevat kuormitukset ja niiden hitsit mitoitettiin niin, että levy pettää ennen hitsiä kaavalla (5.7).

$$a \geq (\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot t) / [f_u \cdot \sqrt{(2 \cdot \sigma_z^2)}] \quad (5.7)$$

jossa a = hitsin efektiivinen mitta, kuva 5.5

β_w = korrelaatiokerroin, teräslaji 235 = 0,8, 355 = 0,9

γ_{M2} = osavarmuuskerroin, suositusarvo 1,25

t = ohuemman kappaleen paksuus

f_u = heikomman kappaleen vetomurtolujuuden nimellisarvo

$\sigma_z = f_u / \gamma_{M2}$

Jäykistelevyjen mitoituksen ja jäykistelevyjen hitsien mitoituksen jälkeen mitoitettiin pitkittäispalkkien ja pilarien jäykistelevyt ja niiden liitokset.

5.6 Anturat

Tilaaajan vaatimuksena oli heti alusta, että katoksen perustukset mitoitetaan varmuuden varalta. Jos anturat kaivettaisiin esiin, voitaisiin niiden kapasiteetin riittävyys ja kunto tarkastaa. Koska kohteesta ei ollut piirustuksia, piti puuttuvat tiedot arvioida. Anturoille suoritettiin geotekninen mitoitus, eli määritettiin niiden koko. Lisäksi mitoitettiin pohjalevy sekä peruspultit.

Alueen maaperän tiedettiin olevan moreenia, ja sallittu pohjapaine p_{sall} määritettiin varman päälle 100 kN/m^2 . Anturalle tulevat kuormat saatiin suoraan kehäohjelmasta.

Geotekninen mitoitus aloitettiin määrittämällä epäkeskisyydet. Epäkeskisyys saadaan, kun anturalle tuleva momentti jaetaan normaalivoimalla. Anturalle tuleva paine saadaan kaavalla (5.7).

$$P_k = N_k / (L - 2 * e_R) < p_{sall} \quad (5.7)$$

jossa N_k = normaalivoiman mitoitusarvo [kN/m]

L = anturan sivumitta

e_R = epäkeskisyyden mitoitusarvo [m]

Kaavata saadaan kokeilemalla neliön muotoisen anturan sivumitaksi 1,6 metriä. Kun koko on määritelty, saadaan selville momentin suunnitteluarvo m_d (kaava 5.8), jonka avulla määritellään pohjalevyn paksuus (kaava 5.9).

$$m_d = (P_d * L^2 / 8) * (1 - 0,2 * L) \quad (5.8)$$

$$t = \sqrt{(6 * m_d / f_y)} \quad (5.9)$$

jossa f_y = teräksen myötöraja

Anturoiden peruspultit mitoitettiin siihen tarkoitukseen suunnitellulla Peikko designer-ohjelmalla. Ohjelman tuloste on liitteessä 8.

6 POHDINTA

Opinnäytetyön tavoitteena oli tuottaa toimiva ratkaisu rakenteen jäykistämiseksi sekä mitoittaa se. Tähän tavoitteeseen päästiin, ja ratkaisu on toteuttamiskelpoinen.

Omasta mielestäni opinnäytetyö onnistui hyvin. Sain rakennesuunnittelusta tärkeää kokemusta, jota ei koulutuksella saa. Ohjaajien kanssa yhteistyö sujui hy-

vin: sain neuvoja ja ohjausta, kun niitä tarvitsin. Kohteen suunnitteluun oli vaikeaa löytää aikaa, koska tein sitä opiskelun ohella. Lisäksi vaikeuksia tuotti se, että aloitin työn kiireen vuoksi ennen kuin olin tutkinut työssä tarvittavaa teoria-tietoa. Kun tutkin teoriaa, löysin vastauksia ongelmiin, joita oli ollut suunnittelu-vaiheessa. Niinpä opinnäytetyön ohjeistus suoritusjärjestyksestä - teoria ennen käytäntöä - on täysin oikea. Oli hankalaa aloittaa ikään kuin tyhjästä, ilman kokemusta tai riittävää tietoa. Tässä ohjaajilta saamani neuvot olivat todella tarpeen.

Opinnäytetyössäni huomasin, kuinka vaikeaa on huomata kaikki rakennuksen mitoitettavat ja huomioon otettavat tekijät. Alkuun varsin yksinkertaiselta vaikuttanut rakenne vaatikin paljon erilaisia tarkasteluja. Saavutin kuitenkin tavoitteeni, ja suunnitelma on toteutettavissa oleva ja perusteltu ratkaisu. Katoksen tuuli-kuorman mitoitus eurokoodien mukaan on selitetty luvussa 4, ja mielestäni sitä voidaan käyttää jatkossa muissakin kohteissa.

Käyttämästäni kehäohjelma STAAD.Pro:sta oli paljon hyötyä työssäni. Ohjelmasta saa helposti siirtymät ja rasiukset, joiden perusteella rakenteen mitoitus suoritetaan. Ohjelman luotettavuus on hyvä. Mahdolliset laskelmien virheet tulevat aina käyttäjän virheistä, ja tämä onkin ohjelman suunnittelemisen heikkous. Kun suunnittelija tuottaa ohjelman raporttiosan, siitä ei yleensä saa selville, onko suunnittelussa käytetty malli oikein. Toki raporttiin voi sisällyttää aivan kaikki tiedot ja tulokset, mutta tällöin raportista tulee erittäin vaikeaselkoinen ja hankalasti hahmotettava sekä ennen kaikkea pitkä. Nytkin työni tarkastajan tulee luottaa siihen, että ohjelmaan syöttämäni malli on oikein. Onneksi pahat epäkohdat kokenut rakennesuunnittelija näkee heti silmällä. Tarkastajalla on myös jo ennen tarkastusta tietty mielikuva rakenteen suuruusluokista.

Tekemiäni suunnitelmia ei sellaisenaan päätetty käyttää lopullisessa rakenteessa, vaan suunnittelemani hitsiliitokset piti muuttaa pulttiliitoksiksi, koska hitsaaminen ei jostain syystä onnistunut työmaalla. En päässyt osallistumaan tämän uuden suunnitelman tekoon. Pulttiliitokset tarkoittavat käytännössä, ettei liitoksista saada jäykkiä. Tästä johtuen kehäjäykistys ei enää tule kysymykseen vaan luultavasti jäykistys tehdään jonkinlaisilla ristikkorakenteilla. Tässä kohteessa tärkein jäykistyssuunta on poikittain, eli suunta, johon rakenne nurjahti alun pe-

rinkin. Yksi mahdollinen ratkaisu olisi suunnittelemani jäykistys sillä muutoksella, että poikittaiskehän palkin liitokset tehdään nivelellisenä ja siihen suunnitelman mukaisesti liitetään epäkeskeinen ristikointi. Voi olla, että tämäkin ratkaisu riittää rakenteen jäykistämiseksi. Nivelellinen liitos ei kuitenkaan välitä momenttia ja kiertyminen voi olla mahdollista. Tämä kiertyminen voitaisiin estää vaaka- ja pitkittäissuuntaisilla jäykisteillä. Pitkittäisjäykisteet eivät mahdu ainakaan pilaarien väliin, joka on pidettävä vapaana tankattavia ajoneuvoja varten. Vaaka-jäykistys hoidettiin poimulevyllä, joka voisi kestää kiertymistäkin, mutta jonkinlainen vaakaristikko voisi tulla kysymykseen.

Jatkossa rakenteen siirtymiä tulisi seurata tarkasti varsinkin talvisin. Jo 200 mm siirtymissä tulisi ottaa yhteyttä rakennesuunnittelijaan. Vaikka suunnittelussa kaikki tehtiin varman päälle, tapahtuneen stabiiliuden menetyksen takia seurantaan tulisi kiinnittää erityistä huomiota.

KUVAT

Kuva 2.1 Kolmiulotteinen malli tyypillisestä huoltoaseman avokatoksesta (Poitevin ym. 2009, 1)	6
Kuva 2.2 Miamin lentokentän metroaseman pääkatoksen teräskaaret (Byers 2010)	7
Kuva 3.1 Runkosysteemin siirtyminen ja kiertyminen vaakakuormista (Tuominen 2008, 2, Schodekin 2004, 492 mukaan)	8
Kuva 3.2 Rakennusrungon pystytason deformatioituminen ja jäykistäminen (Tuominen 2008, 3)	9
Kuva 3.3 Vaakajäykistykseen toimintaperiaate (Tuominen 2008, 4, Schodekin 2004, 493 mukaan)	10
Kuva 3.4 Esimerkkejä toimivasta ja toimimattomasta jäykistyksestä (Kinnunen, Saarinen, Tiira, Ulvinen & Väänänen 2001, 148)	10
Kuva 3.5 Rungon jäykistysvaihtoehtoja (Teräsrakentaminen. 1996, 77)	11
Kuva 3.6 Sydän- ja putkijäykistys (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson 2005, 199)	12
Kuva 3.7 Erilaisia kehärakenteita (RIL 1988, 147)	13
Kuva 3.8 Yksilaivaisen hallin jäykkänurkkaisia kehiä: a) kominivelkehä, b) kaksinivelkehä, c) jäykkäkantainen kehä lakinivelellä, d) jäykkäkantainen kehä (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 119)	14
Kuva 3.9 Kehänurkkaliitoksia. Hitsatuissa liitoksissa on esitetty prosentteina taivutusjäykkyys suhteessa taivutettuun kehäsauvaan. (Tuominen 2008, 9, Kinnunen ym. 2001, 152 mukaan)	15
Kuva 3.10 Hallirakennuksen jäykistäminen ristikoilla (Isaksson ym. 2005, 167)	16
Kuva 3.11 Erilaisia ristikointitapoja (Tuominen 2008, 10)	17
Kuva 3.12 Diagonaalien tuenta (Tuominen 2008, 12)	18
Kuva 3.13 Ristikojäykistämisestä voi aiheutua momenttirasituksia primäärirakenteille. (Tuominen 2008, 13, Ballion ym 1983, 44 mukaan)	18
Kuva 3.14 Mastojäykistys: a) Rakennemalli, b) Seinämaston toimintatapa (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 121)	19
Kuva 3.15 Mastoseinäsystemi (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2010, 121)	20
Kuva 3.16 Levyrakenteiden käyttöä jäykistävinä elementteinä (RIL 1988, 153)	21
Kuva 4.1 Vuokaavio tuulivoiman laskentaa varten (RIL 2008, 124)	23
Kuva 4.2 Euroopan tuulikartta (ESDEP)	24
Kuva 4.3 Rakennuksen seinien tuulikuormakaistat	25
Kuva 4.4 Rakennuksen paikan vaikutus tuulikuormaan (ESDEP)	26
Kuva 4.5 Maastoluokkien graafiset kuvaukset (RIL 2008, 127)	27
Kuva 4.6 Pinnanmuodostuksesta riippuvan tuulennopeuden kasvun kuvaus	28
Kuva 4.7 Toispuolisten maastonkohoumien sijaintikerroin s	29
Kuva 4.8 Molempipuolisten maastonkohoumien sijaintikerroin s	29
Kuva 4.9 Nopeuspaineen ominaisarvo $q_{p0}(z)$ eri maastoluokissa ($=q_p(z)$ tasaisessa maastossa) (RIL 2008, 132)	31
Kuva 4.10 Todennäköisyyskerroimen c_{prob} riippuvuus tuulivoiman ääriarvon toistumisajasta (RIL 2008, 133)	32
Kuva 4.11 Pintoihin kohdistuva paine	34
Kuva 4.12 Mitoitusmenetelmän kattamien rakenteiden yleiset muodot. Rakenteiden mitat ja käytettävä nopeuspaine korkeus on myös osoitettu	36

Kuva 4.13 Ilmavirtaus katoksen kohdalla	42
Kuva 4.14 Kaavio katoksen kaltevuuden vaikutuksesta tuulenpaineeseen	43
Kuva 4.15 Suorien katosten tuulikuormaresultantin paikka	45
Kuva 4.16 Taitteellisten katosten voimakertoimista saadut kuormituskaaviot	47
Kuva 4.17 Monitaitteiset katokset	48
Kuva 4.18 Katoksen kitkakuorman vaikutusala A_{fr}	49
Kuva 5.1 Katos Kerimäen tien suunnasta	50
Kuva 5.2 Pilareiden 600 mm:n korotus	50
Kuva 5.3 Luonnos jäykistyksestä	53
Kuva 5.4 RHS-profiilien nurjahduskapasiteetteja	54
Kuva 5.5 Jäykistämättömän T-liitoksen tehollinen leveys (SFS-EN 1993-1-8, 50)	58
Kuva 5.6 Epäkeskeisen ristikoinnin yläpään liitoksen jäykistelevyt	59

TAULUKOT

Taulukko 4.1 Maastoluokat ja tuuliparametrit tuulikuormien laskentaan (Heinisuo 2008, 69)	27
Taulukko 4.2 Nettopaineen kertoimien $c_{p,net}$ ja voimakertoimien c_f arvot suoralle katokselle	43
Taulukko 4.3 Nettopaineen kertoimien $c_{p,net}$ ja voimakertoimien c_f arvot taitteisille katoksille	45
Taulukko 4.4 Monitaitteisten katosten pienennyskertoimet ψ_{mc}	47
Taulukko 4.5 Kitkakertoimet c_{fr} seinille kaiteille ja kattopinnoille	48

LÄHTEET

Ambrose, J. 1988. Building structures. New York, NY, USA: John Wiley & Sons

Ballio, G & Mazzolani, F. M. 1983. Theory and design of steel structures. Lontoo, Englanti: Chapman and Hall

Byers, D. 2010. Design of canopy structures for Miami Central Station http://www.lusas.com/case/civil/miami_central_station.html (Luettu 28.02.2011)

ESDEP. Luento 1B.3. Kuormitukset. <http://www.terasrakenneyhdistys.fi/Esdep/> (Luettu 28.02.2011)

Isaksson, T., Mårtensson, A. & Thelandersson, S. 2005. Byggkonstruktion. Lund, Ruotsi: Studentlitteratur.

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

Merritt, F. S. 1972. Structural steel designer's handbook. Lontoo, Englanti & New York, NY, USA: McGraw-Hill

Poitevin, A., Natalini, B. & Godoy L.A.. 2009. Wind pressures in canopies with parapets. 22-26.5.2009. <http://www.iawe.org/Proceedings/11ACWE/11ACWE-Poitevin.pdf> (Luettu 25.02.2011)

SFS-EN 1991-1-4 Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat. Suomen standardisoimisliitto SFS. 2005.

SFS-EN 1991-1-4 Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat. Kansallinen liite. Ympäristöministeriö 2010.

SFS-EN 1993-1-8 Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus. Suomen standardisoimisliitto SFS. 2005.

RIL 167-1-Teräsrakenteet I. 1988. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y.

RIL 167-1-Teräsrakenteet II. 1992. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y.

Schodek, D. L. 2004. Structures. 5. painos. New Jersey, USA: Prentice-Hall

Teräsrakentaminen. 1996. 3. täydennetty ja tarkistettu painos. Tampere: Rakennustieto Oy

Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 2010. Eurocode 3 -oppikirja. Helsinki: Teräsrakenneyhdistys ry

Tuominen, M. 2008. Teräsrakenteisen rakennusrungon jäykistäminen. Teknillinen korkeakoulu. Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta. Kandidaatintyö

Viklund, S. 2009. Rakennuksen tuulikuormat eurokoodin E 1991-1-4 mukaan. Etelä-Karjalan ammattikorkeakoulu. Rakennustekniikka. Opinnäytetyö.