

SAIMAAN AMMATTIKORKEAKOULU
Tekniikka, Lappeenranta
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Petri Ahonen

MASTOKEHÄHALLIN TERÄSRUNGON MITOITUS

Opinnäytetyö 2010

TIIVISTELMÄ

Petri Ahonen

Mastokehähallin teräsrungon mitoitus, 98 sivua, 5 liitettä

Saimaan ammattikorkeakoulu, Lappeenranta

Tekniikka, Rakennustekniikan koulutusohjelma

Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Opinnäytetyö. 2010

Ohjaajat: lehtori Petri Himmi, Saimaan ammattikorkeakoulu

toimitusjohtaja Matti Pitkänen, KCC Kouvolan Konsulttikeskus Oy

Opinnäytetyön tavoitteena oli luoda teräsrakenteisen mastokehähallin mitoitusohje ja -alusta sekä tutustua teräsrakenteiden mitoitukseen eurokoodeilla.

Työn tilaajana toimi KCC Kouvolan Konsulttikeskus Oy. Tilaajan toiveena oli saada nopea ja yksinkertainen teräsrakenteisen mastokehähallin Mathcad/Excel-mitoituslaskenta, jolla voidaan mitoittaa halliin tulevat keskipilarit sekä pilarin ja anturan liitos, johon kuuluvat peruspultit sekä aluslevy.

Mitoituslaskenta on tehty Excel-tilukkolaskentaohjelmalla hyödyntäen Mathcad-laskentaohjelman visuaalisia kaavoja. Mitoituslaskentatarkastukset on tarkastettu tilaajan vanhalla mastokehähallin Excel-laskentatietokoneella sekä Winstatik frame analysis-mitoitusohjelmalla, jotta laskemien tulosten suuruusluokat ovat oikeat.

Raporttiosio toimii teräsrakenteisen mastokehähallin mitoitusohjeena, jossa käsitellään yleisiä asioita teräsrakentamisesta ja käydään läpi suunnittelun perusteet ja kuormitukset eurokoodin mukaan. Kuormitusten jälkeen kerrotaan rakenteiden mitoituksen kulku ja lopuksi tehdään päätelmiä käsitellyistä asioista. Raportin liitteissä on tehty joitakin selventäviä esimerkkejä kuormien laskemisesta ja rakenteiden mitoittamisesta sekä kuvia tilaajalle tehdystä mitoituslaskentatietokoneesta.

Avainsanat: rakennesuunnittelu, mastokehähalli, pilari, eurokoodi, teräsrakenteet

ABSTRACT

Petri Ahonen

Engineering design of a steel mast frame, 98 pages, 5 appendices

Saimaa University of Applied Sciences, Lappeenranta

Technology, Civil and Construction Engineering

Structural Engineering

Final Year Project 2010

Instructors: Lecturer Petri Himmi, Saimaa University of Applied Sciences

General manager Matti Pitkänen, KCC Kouvola Consult Center Ltd

The purpose of this project was to make a design guide of a steel structural mast ring hall and a calculation sheet for it and learn to use the Eurocode of steel structure design.

The work was commissioned by KCC Kouvola Central Consult Ltd. The aim was to get a fast and simple calculation sheet for a steel structural mast ring hall to design the middle columns of the hall and connection of column and foundation which include baseplate and basebolts.

The calculation sheet was made to Excel-spreadsheet software using visual formulas of the Mathcad calculation program. The result of the calculation sheet was checked with the customer`s old calculation sheet of mast ring hall and Winstatik frame analysis design software so that the results of calculation magnitude were right.

The report is used as a guide for a steel structural mast ring hall design which deals with general information about steel structures and goes through the basics of structural design and structural loads according to the Eurocodes. After the loads the report describes how the structure design goes and lastly makes a conclusion on the matters. The appendices of the report give some clarifying examples of loads and structure design as well as some pictures of the calculation sheet.

Keywords: Structural design, mast ring hall, column, Eurocode, steel structures

SISÄLTÖ

LYHENTEIDEN JA MERKKIEN SELITYKSET	7
1 JOHDANTO	9
2. MASTOKEHÄHALLI.....	10
2.1 Hallin runkojärjestelmä	10
2.3 Teräksen markkinaosuudet (vuosi 2008).....	13
3 SUUNNITTELUN VAATIMUKSET	14
3.1 Perusvaatimukset.....	14
3.1.1 Perusvaatimusten täyttäminen	14
3.2 Rakenteiden luotettavuuden hallinta.....	14
3.2.1 Seuraamusluokka	15
3.2.2 Kuormakerroin K_{FI}	17
3.3 Suunniteltu käyttöikä	17
3.4 Säilyvyys	18
3.5 Rajatilamitoitus	18
3.5.1 Käyttörajatilat	18
3.5.2 Murtorajatilat	18
4 TARKASTELTAVAN HALLIN YLEISKUVAUS.....	19
5 KUORMAT	20
5.1 Kuormien luokitus.....	21
5.2 Kuormien ominaisarvot.....	21
5.2.1 Pysyvien kuormien ominaisarvot.....	21
5.2.2 Muuttuvien kuormien ominaisarvot	22
5.4 Kuormien mitoitusarvot.....	22
5.5 Pysyvät kuormat.....	23
5.5.1 Omat painot	23
5.6 Muuttuvat kuormat.....	24
5.6 Tuulikuorma.....	24
5.6.1 Maastoluokka.....	25
5.6.2 Tuulen nopeuspaine	25
5.6.3 Painekerroin menetelmä	27
5.6.3.1 Rakenteeseen vaikuttava tuulikuorma	27
5.6.3.2 Sisäpuolinen tuulikuorma	28
5.6.3.3 Ulkopuolinen tuulikuorma	28
5.6.3.4 Tuulen aiheuttama kitkakuorma	34
5.6.3.5 Rästään tuulikuorma.....	35
5.6.4 Mitoitusalustassa käytetty tuulikuorman yksinkertaistus	36
5.7 Lumikuorma.....	36
5.7.1 Tuulensuojakerroin C_e	37
5.7.2 Lämpökerroin C_t	37
5.7.3 Muotokerroin μ_i	38
5.7.4 Lumen ominaisarvo s_k	39
5.8 Muut kuormat	40
5.8.1 Lisävaakavoimat (H_d)	40
5.8.2 Nosturikuorma.....	41
5.8.3 Hyötykuorma.....	41
5.9 Kuormitusyhdistely	42
5.9.1 Murtorajatilan kuormitusyhdistely.....	44

5.9.1.1 Nosturikuormat	45
5.9.2 Hallin kuormien laskenta murtorajatilassa	46
5.9.3 Käyttörajan kuormitusyhdistelmät	48
5.9.4 Onnettomuusrajan kuormitusyhdistelmät	48
6 MATERIAALIT	49
6.1 Rakenneteräs	49
6.1.1 Teräksen mitoitusarvot	50
6.1.2 Materiaalivakioiden mitoitusarvot	51
6.1.3 Teräksen lujuuden valinta	51
6.1.4 profiilin valinta perusteet	54
6.2 Kiinnikkeet	55
7 MITOITUS	56
7.1 Pilari	56
7.1.1 Poikkileikkausluokka	57
7.1.1.1 Poikkileikkausluokan määrittäminen	58
7.1.2 Poikkileikkauksen kestävyys	61
7.1.2.1 Taivutus	61
7.1.2.2 Leikkaus	62
7.1.2.3 Puristus	64
7.1.2.4 Vääntö	65
7.1.2.5 Taivutus ja leikkaus yhdessä	65
7.1.2.6 Taivutus ja normaalivoima yhdessä	65
7.1.2.7 Taivutus, leikkaus ja normaalivoima yhdessä	66
7.1.3 Sauvan kestävyys	67
7.1.3.1 Nurjahdus	67
7.1.3.2 Kiepahdus	70
7.1.3.3 Taivutus ja aksiaalinen puristus	72
7.2 Peruspulttiliitos	76
7.2.1 Peruspultit	77
7.2.1.1 pulttien sijainnit	77
7.2.2 Pohjalevyn mitoitus	78
7.2.2.1 Pohjalevyn tehollisen pinta-alan määrittäminen	79
7.2.2.2 Taivutuskestävyys	82
7.2.2.3 Vetopuolen kestävyys	83
7.2.2.4 Pohjalevyn palamurto	83
7.2.2.5 Reunapuristuskestävyys	84
7.2.3 Pienahitsin mitoitus	85
7.2.3.2 Yksinkertaistettu pienahitsin kestävyden laskentamenetelmä ..	86
7.2.3.1 Hitsin efektiivinen a-mitta	87
7.3 Siirtymät	88
8 PÄÄTELMÄT	89
8.1 Eurokoodit	89
8.2 Mitoitus eurokoodeilla	90
8.3 Mitoitusalue	91
8.4 Rakenne	92
8.5 Opinnäytetyö prosessi	92
KUVAT	93
TAULUKOT	95
LÄHTEET	97

LIITTEET

Liite 1 Tuulikuorman määrittäminen painekerroinmenetelmällä

Liite 2 Mastopilarin mitoitus

Liite 3 Pilarin ja pohjalevyn välisen pienahitsin mitoitus

Liite 4 Kuvia tilaajalle tehdystä mitoituslaskusta

Liite 5 Mastokehärakenteen momentin ja siirtymien laskentakaavat

LYHENTEIDEN JA MERKKIEN SELITYKSET

A_{eff}	poikkileikkauksen tehollinen pinta-ala
A_v	leikkauspinta-ala
E	kimmokerroin
f_y	teräksen myötölujuus
f_u	teräksen murtolujuus
γ_M	osavarmuusluku (yleensä)
γ_{M0}	poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku
γ_{M1}	sauvojen kestävyden osavarmuusluku
γ_{M2}	poikkileikkausten kestävyys vetomurtuman suhteen
b	poikkileikkauksen kokonaisleveys
h	poikkileikkauksen kokonaiskorkeus
t_w	uuman paksuus
t_f	laipan paksuus
r	laipan ja uuman välinen pyöristyssäde
i	hitaussäde
λ	muunnettu hoikkuus
ε	f_y :stä riippuva tekijä
γ_G	pysyvien kuormien osavarmuusluku
G_k	pysyvän kuorman ominaisarvo
γ_Q	muuttuvien kuormien osavarmuusluku
Q_k	muuttuvan kuorman ominaisarvo
N_{Ed}	aksaalisen normaalivoiman mitoitusarvo
M_{Ed}	taivutusmomentin mitoitusarvo
V_{Ed}	leikkausvoiman mitoitusarvo
M_{Rk}	kriittisen poikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyden ominaisarvo
N_{Rk}	kriittisen poikkileikkauksen normaalivoimakestävyden ominaisarvo
N_{Rd}	normaalivoimakestävyden mitoitusarvo
$N_{c,Rd}$	poikkileikkauskestävyyden mitoitusarvo tasaiselle puristukselle
$M_{c,Rd}$	poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo
$V_{c,Rd}$	leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$N_{b,Rd}$	puristetun sauvan nurjahduskestävyyden mitoitusarvo

$V_{pl,Rd}$	plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$M_{b,Rd}$	kiepahduskestävyyden mitoitusarvo
N_{cr}	brutto-poikkileikkauksen ominaisuuksiin perustuva kyseeseen tulevan nurjahdusmuodon kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma
M_{cr}	kimmoteorian mukainen kiepahduksen kriittinen momentti
W_{pl}	plastisuusteorian mukainen taivutusvastus
W_{el}	kimmoteorian mukainen taivutusvastus
α	epätarkkuustekijä
σ	jännitys
d_0	reiän halkaisija
S	staattinen momentti
I	jäyhyysmomentti
η	muunnoskerroin
L_{cr}	nurjahduspituus
χ	nurjahduskestävyyden pienennystekijä
Φ	pienennystekijän χ määrittämisessä tarvittava muuttuja
λ_1	muunnetun hoikkuuden määrittämisessä tarvittava hoikkuuden arvo
χ_{LT}	kiepahduskestävyyden pienennystekijä
Φ_{LT}	pienennystekijän χ_{LT} määrittämisessä tarvittava muuttuja
α_{LT}	kiepahduksen epätarkkuustekijä
λ_{LT}	muunnettu hoikkuus kiepahduksessa
$\lambda_{LT,0}$	myötötason pituus kiepahduskäyrällä valssatuille ja hitsatuille profiileille
β	kiepahduskäyrien korjaustekijä valssatuille ja hitsatuille profiileille
k_{yy}	yhteisvaikutustekijä
k_{yz}	yhteisvaikutustekijä
k_{zy}	yhteisvaikutustekijä
k_{zz}	yhteisvaikutustekijä
C_{my}	tekijä, joka vastaa ekvivalenttia tasan jakautunutta momenttia

Yleisesti käytetyt alaindeksit:

eff	tehollinen arvo
Rd	kestävyys, mitoitusarvo
Ed	rasitus, mitoitusarvo

1 JOHDANTO

Euroopassa on ollut pyrkimyksenä jo 1970-luvulta asti saada Euroopan maille yhteiset kantavien rakenteiden suunnitteluohjeet. Ensimmäiset Eurocode-esistandardit (ENV) alkoivat valmistua 1990-luvulla. Niiden tarkoituksena oli kerätä suunnittelijoilta käytännön kokemuksia, joiden pohjalta varsinainen Eurocode (EN) voitaisiin viimeistellä. Suomessa ENV otettiin käyttöön Suomen liittyttyä Euroopan unioniin vuonna 1995. ENV ei saavuttanut koskaan suurta suosiota Suomessa vaikka Euroopan unionin komissio kehotti unionin maita käyttämään sitä suunnittelukokemusten saamiseksi. Varsinainen Eurocode julkaistiin vuosien 2006-2007 aikana. Suomessa nykyiset eurokoodistandardit astuivat voimaan vuonna 2007. Siitä asti Suomessa on ollut käytössä saamaan aikaan kolme erilaista suunnittelunormistoa: Suomen rakentamismääräyskokoelma (RakMK), eurokoodin esistandardi (ENV) ja varsinainen eurokoodi (EN). Vuonna 2007 tehtiin päätös, että vanhasta Suomen rakentamismääräyskokoelmasta ja Eurokoodin esistandardista luovuttaisiin kokonaan vuonna 2010 huhtikuun ensimmäisenä päivänä. Kuitenkin maaliskuussa 2010 tehtiin vielä päätös, että siirtymisaikaa jatketaan eteenpäin, joten tällä hetkellä ei ole varmuutta, koska suunnittelussa siirrytään kokonaan eurokoodiaikaan.

Opinnäytetyön tavoitteena on tehdä eurokoodiin perustuva teräsrakenteisen mastokehähallin mitoitusohje sekä tilaajalle nopea ja yksikertainen mitoitusaluusta mastokehähallin mitoittamiseen.

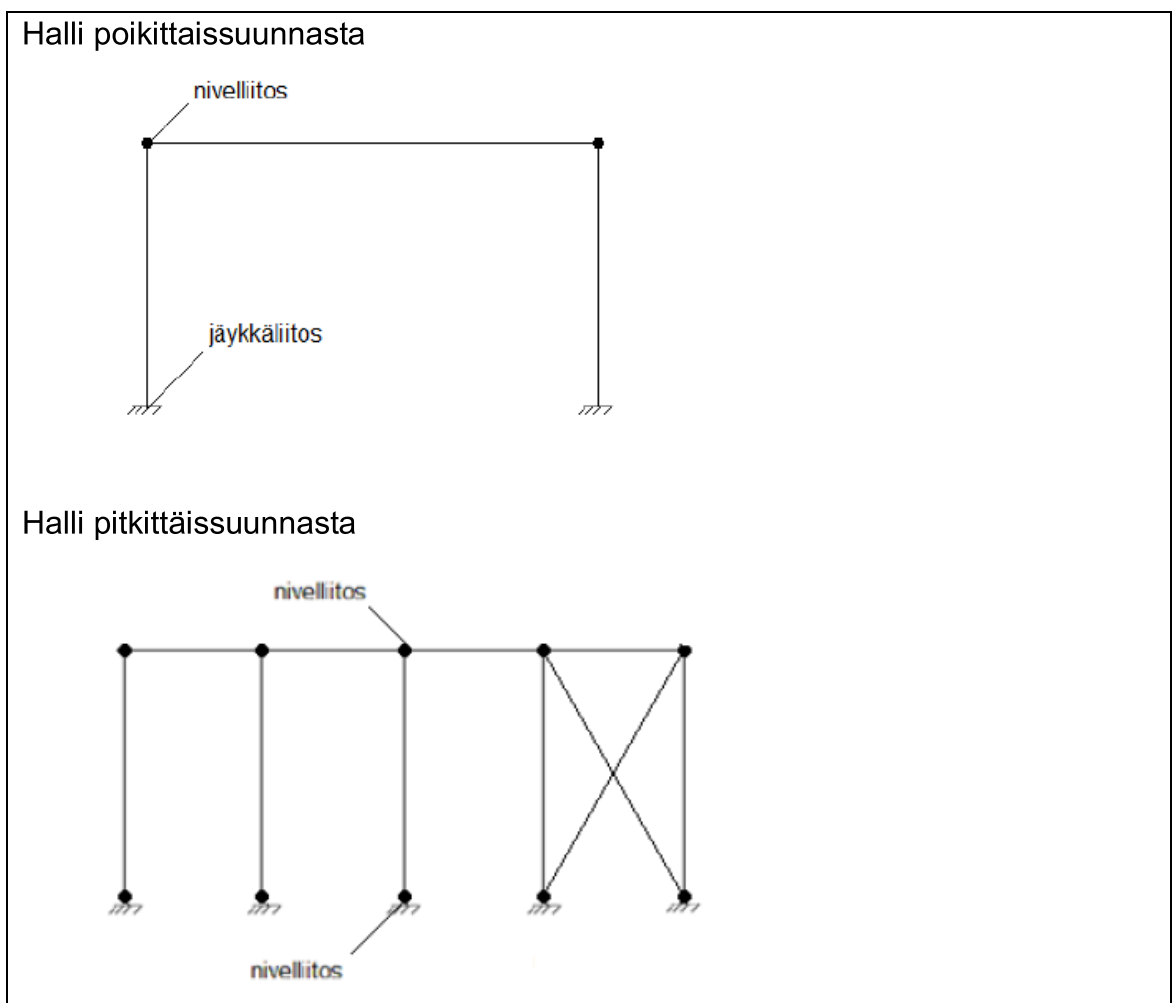
Aloituskokouksessa sovittiin, että kaikista hallin rakenteista ei kannata käydä tekemään mitoitusaluustoja, koska työmäärä tulisi liian suureksi. Opinnäytetyö päätettiin siksi rajata koskemaan vain mastokehähallin pilaria ja pilarin ja perustuksen liitosta.

Työssä käydään läpi suunnittelun perusteet, kuormien määrittäminen sekä rakenteiden mitoitus. Kuormat on määritetty RIL 201-1-2008 ohjeiden mukaan joka perustuu normeihin SFS-EN 1990, 1991-1-1, 1991-1-3 ja 1991-1-4 sekä Suomen kansallisiin liitteisiin.

2. MASTOKEHÄHALLI

2.1 Hallin runkojärjestelmä

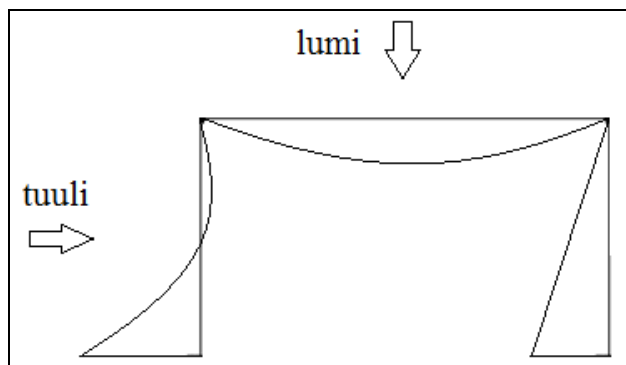
Mastokehä koostuu periaatteessa kahdesta palkilla tai ristikolla yhteen kytketystä mastopilarista. Jäykästi perustuksiin liittyvät pilarit jäykistävät rakennuksen sekä pituus- että poikkisuunnassa. Yleensä suunnittelussa kuitenkin ajatellaan, että hallin pitkittäisessä suunnassa pilarit ovat nivelellisiä kuvan 1 mukaan. Siksi pilareiden välissä käytetään yleensä jäykistäviä vinositeitä. Poikkisuuntaiset palkit tai ristikot ja pituussuuntaiset orret liittyvät pilareihin nivelellisesti. Ne eivät toimi jäykisteinä vaan yhdistävät pilarien yläpäät toisiinsa ja tasaavat niiden siirtymiä ja estävät pilarin nurjahtamisen heikompaan suuntaan.



Kuva 1 Mastokehän teoreettinen staattinen malli.

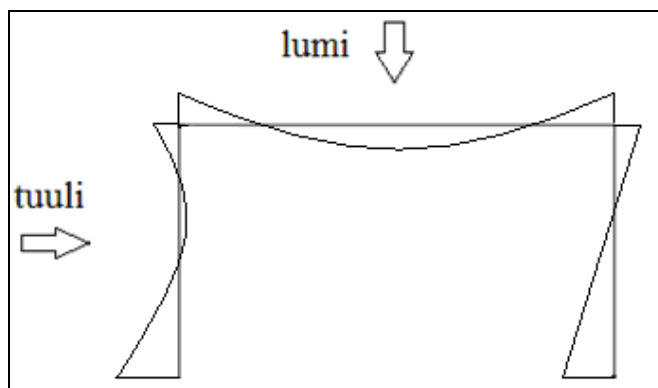
Mastopilarikehää käytetään yleensä yksikerroksisissa hallirakennuksissa ja sen etuina ovat helppo ja nopea asennettavuus.

Mastopilarikehän huonona puolena on, että pilareista tulee suurikokoisia, koska mastopilarin nurjahduspituus on suuri ($L_c = 2,0 \cdot L$). Lisäksi myös perustuksista ja peruspulteista tulee suuria, koska pilarin ja perustuksen liitos on jäykkä ja se aiheuttaa suuria momenttirasituksia perustuksille kuvan 2 mukaan.



Kuva 2 Mastokehän teoreettinen momenttikuvio.

Kuvassa 1 ja 2 esitetyt teoreettinen staattinen malli ja teoreettinen momenttikuvio eivät kuitenkaan vastaa todellista tilannetta, koska todellisuudessa pilarin ja palkin liitos välittää aina jonkin verran momenttia. Tästä seuraa, että pilarin alapäähen vaikuttava taivutusmomentti pienenee jopa 20 - 40 %, jolloin pilareita ja perustuksia voidaan pienentää [Mastopilari kehärakenteessa (suunnitteluohje) johdanto]. Tätä vaikutusta ei kuitenkaan huomioida tässä työssä. Kuvassa 2.1 on esitetty mastokehärakenteentodellinen momenttikuvio, jossa oletetaan, että pilarin ja palkin liitos välittää jonkin verran momenttia.



Kuva 2.1 Mastokehän todellinen momenttikuvio.

Olennainen piirre kehärakenteissa on, että rakenteen osat saavat yhtä aikaa sekä taivutusta että normaalivoimia. Kehärakenteissa suurimmat taivutusrasitukset kohdistuvat yleensä rakenteiden nurkkiin. Kuitenkin mastokehärakenne on siinä mielessä erilainen, että siinä rakennuksen ylänurkkiin ei synny lainkaan taivutusrasituksia vaan suurimmat taivutusrasitukset kohdistuvat pilareita yhdistävien palkkien tai ristikoiden keskelle ja pilareiden juureen.

2.2 Teräksen ominaisuudet

Eri teräsrakenneteollisuuden toimijat ovat tehneet vuosien ajan tiivistä yhteistyötä, jotta teräsrakentaminen olisi taloudellisesti mahdollisimman tehokasta. Tehokkuuden ovat mahdollistaneet teräsrakenteiden suuri esivalmistusaste sekä teräksen keveydestä johtuva helppo siirreltävyys ja asennettavuus.

Teräsrakentamisen hyvät puolet :

- erittäin korkea esivalmistusaste
- rakenteiden keveys
- helppo muunneltavuus jopa asennusvaiheessa
- kantavan materiaalin pieni tilantarve
- erittäin nopea rungon pystytys
- pieni asennuksen aikainen aputilantarve työmaalla
- materiaalin laatu => pieni materiaalin osavarmuusluku

Palotilanne

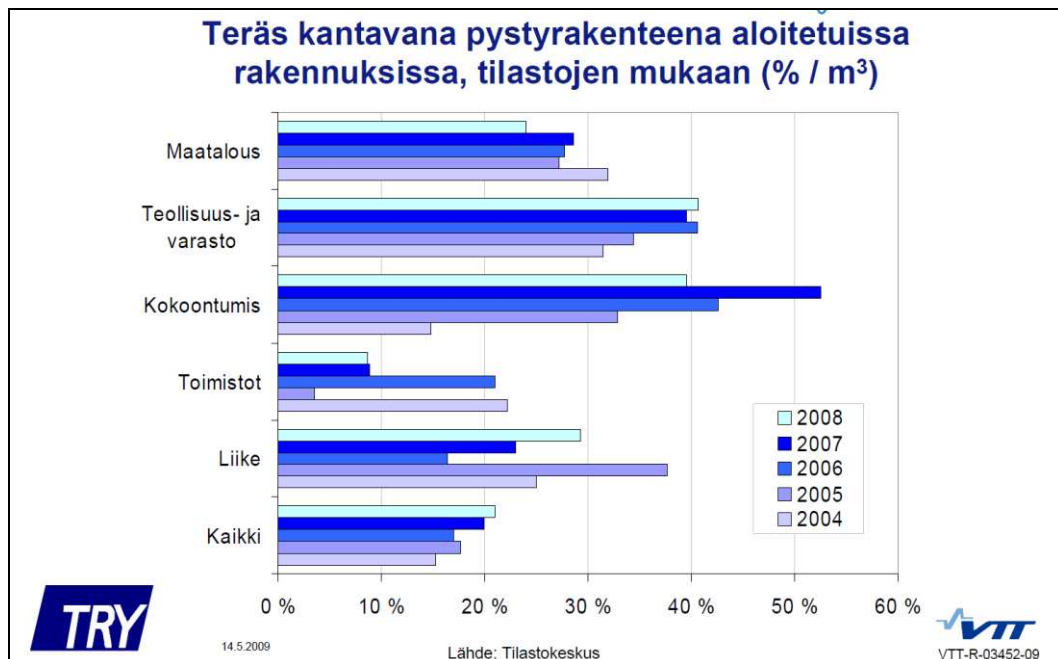
Teräs on aineena palamatonta, mutta se menettää nopeasti lujuuttaan lämmetessään. Ennen juuri teräksen huono palonkestävyys on rajoittanut teräksen käyttöä, mutta nykyisin on kehitetty monia hyviä keinoja suojata teräsrakenteita palotilanteissa. Uusissa normeissakin on kiinnitetty erityistä huomiota juuri teräsrakenteiden palomitoitukseen ja siitä on tehty hyvin yksityiskohtainen.

Suunnittelu/Mallintaminen

Teräsrakenteiden suunnittelu- ja mallintamishjelmien kehitys on helpottanut ja nopeuttanut teräsrakenteiden suunnittelua ja mahdollistanut uusien monimutkaisien rakenteiden kuten avaruusristikoiden suunnittelun ja toteuttamisen.

2.3 Teräksen markkinaosuudet (vuosi 2008)

Teräsrungoilla on vahva asema teollisuus- ja varastorakentamisessa sekä koontumISRakennuksissa kuten käy ilmi kuvan 3 diagrammeista. Viime vuosina kaikista rakennetuista teollisuus- ja varastorakennuksista tehtiin melkein 40 prosenttia teräsrunkoisina. Osuus on vaihdellut viime vuosikymmenillä 25 ja 50 prosentin välillä riippuen suurista kohteista sekä materiaalien keskinäisestä hintakehityksestä. Suurista kohteista yleensä paperitehtaiden suuret hankkeet ovat olleet betonirunkoisia ja metalliteollisuuden kohteet teräsrunkoisia [Teräsrakenneyhdistys kalvo 4.6 ja TRY_kalvoaineisto_2009].



Kuva 3 Teräsrunkoisten rakennusten markkinaosuudet (Teräsrakennusyhdistys)

Teollisuusrakennusten runkomateriaaleina teräksellä on ollut Suomessa pitkät perinteet toisin kuin liike- ja toimistorakennuksissa. Teollisuuden suurissa koh-

teissa terästä on yleensä käytetty teräsbetonin kanssa yhdessä. Pienemmissä kohteissa kantava runko on lähes aina ollut terästä. Teollisuuskohteissa teräksen käyttö ei yleensä rajoitu vain runkoihin vaan merkittävä osa koko rakennuksen teräskiloista koostuu nosturikiskoista, hoitotasoista, kulkuteistä ja laitteiden sekundäärikannatuksista.

3 SUUNNITTELUN VAATIMUKSET

3.1 Perusvaatimukset

Normissa on määritelty suunnittelun perusvaatimukset, joiden mukaan rakenteiden tulee

1. Kestää kaikki todennäköisesti esiintyvät kuormat ja vaikutukset.
2. Säilyttää käyttökelpoisuutensa vaadittuun tarkoitukseensa.
3. Tulipalon sattuessa säilyä sortumatta vaaditun palonkestoajan (palonkestovaatimus esitetään aikaluokkina).
4. Kestää onnettomuustilanteita (räjähdykset, törmäykset, inhimilliset erehdykset) siten, että vauriot eivät ole alkuperäiseen syyhyn nähden suhteettoman laajat.

3.1.1 Perusvaatimusten täyttäminen

Perusvaatimukset täytetään valitsemalla soveltuvat materiaalit sekä asianmukaisella suunnittelulla yksityiskohtineen että riittävällä valvontamenettelyillä (suunnittelu, toteutus, käyttö). [RIL 201-1-2008, s.23]

Suunnittelijan tulee olla riittävän osaava ja huolellinen sekä suunnittelun tulee perustua alan tietouteen ja hyvään tapaan. Suunnittelun vaativuus ja suunnittelijoiden pätevyydet on määritelty Suomen Rakentamismääräyskokoelman osissa A1 ja A2. [RIL 201-1-2008, s.23]

3.2 Rakenteiden luotettavuuden hallinta

Periaatesääntö on, että rakenteilta vaadittava luotettavuus saavutetaan, kun rakenteet suunnitellaan standardien EN 1990...1999 mukaisesti ja kohde toteutetaan asianmukaisesti. Suomessa rakenteiden luotettavuusluokat (RC) määräytyvät seuraamusluokkien (CC) mukaan, jotka löytyvät Suomen kansallisesta liitteestä.

3.2.1 Seuraamusluokka

Seuraamusluokalla otetaan huomioon rakenteen sortumisen seuraukset. Taulukossa 1 on kerrottu seuraamusluokkien CC määrittely sekä niihin liittyvät luotettavuusluokat RC/kuormakertoimet K_{FI} . Taulukossa 1 on yhdistetty kansallisen liitteen taulukko B1(FI) (seuraamusluokat) ja EN 1990 standardin taulukko B3 (luotettavuusluokat).

Taulukko 1 Seuraamislouklien CC määritys ja luotettavuusluokat (RIL 201-1-2008, s.24, taulukko 2.0S)

Seuraamislouklien (CC) kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	Luotettavuusluokka/kuormakerroin K_{F1}
CC3 Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näytelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esim. suuret mastot ja tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä.	RC3 $K_{F1} = 1,1$
CC2 Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.	RC2 $K_{F1} = 1,0$
CC1 Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esim. varastot. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätillaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana - standardin EN 1993-1-3:n rakenneluokien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet - standardin EN 1993-1-3:n rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille ³⁾ .	RC1 $K_{F1} = 0,9$

Taulukkoon 2.0S liittyviä huomautuksia:

¹⁾ ylä- ja välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2, elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena. Rakennuksen koostuessa erilaisista toisistaan riippumattomista rakennusosista määritetään kunkin osan seuraamisloukka erikseen.

²⁾ kellarikerrokset mukaan luettuina.

³⁾ ei koske kuormituksia, jotka syntyvät, kun muotolevyrakenteita käytetään siirtämään levytason suuntaisia leikkausvoimia (levyvaikutuksen hyväksikäyttö) tai normaalivoimia.

3.2.2 Kuormakerroin K_{FI}

Kuormakertoimella on suora yhteys rakenteen seuraamusluokkaan. Jos rakenteen sortumisella on vakavat seurauksen murtorajatilojen kuormia kasvatetaan 10 % kertomalla niitä kuormakertoimella 1,1. Jos rakennuksen sortumisesta ei seuraa kuin pienet taloudelliset kustannukset sekä vähäinen riski ihmishenkien menetyksiin, niin kuormia voidaan pienentää kuormakertoimella 0,9. Kuormakerrointa käytetään normaalisti vallitsevien ja tilapäisten mitoitustilanteiden kuormitusyhdistelmissä. Kuormakerrointa ei käytetä väsymis- eikä käyttörajatila-tarkastelussa

3.3 Suunniteltu käyttöikä

Normin määrittelemä termi suunniteltu käyttöikä on oletettu ajanjakso, jolloin rakennusta tai rakennetta on määrä käyttää suunniteltuun käyttötarkoitukseen ennakoitun kunnossapitotoimenpitein, mutta ilman, että olennaiset korjaukset ovat välttämättömiä (SFS-EN 1990 1.5.2.8, s.22)

Rakennuksille ja rakenteille on aina määritettävä suunniteltu käyttöikä, olivat ne sitten pysyviä tai vain tilapäisiä rakennuksia tai rakenteita. Taulukossa 2 esitetään viitteellisiä käyttöikäluokkia

Taulukko 2 Viitteellinen suunniteltu käyttöikä. [RIL 201-1-2008, s.25]

Suunnittelu-käyttöiän luokka	Viitteellinen suunniteltu-käyttöikä (vuosia)	Esimerkkejä
1	10	Tilapäisrakenteet
2	10...25	Vaihdettavissa olevat rakenteen osat
3	15...30	Maatalous- ja vastaavat rakenteet
4	50	Talonrakennukset ja muut tavanomaiset rakenteet
5	100	Monumentaaliset rakennukset, sillat ja muut maa- ja vesirakennuskohteet

3.4 Säilyvyys

Rakenteet tulee suunnitella niin, että niiden kunnan heikkeneminen ei heikennä rakenteen toimivuutta rakennuksen käyttöiän aikana. Jotta rakenne on riittävän hyvin säilyvä, on otettava huomioon rakennuksen käyttötarkoitus, ympäristöolosuhteet, materiaali- ja tuotetiedot, maaperän ominaisuudet, valittu rakennejärjestelmä, rakenneosien muodot ja yksityiskohdat, työsuorituksen laatu, valvontataso sekä tuleva ylläpito. [RIL 201-1-2008, s.26]

3.5 Rajatilamitoitus

Rajatilamitoitus perustuu onnettomuus- käyttö- ja murtorajatilojen käyttöön. Rajatilatapaukset on käsiteltävä erikseen. Kohdissa 3.5.1 ja 3.5.2 on määritelty rajatilatapaukset.

3.5.1 Käyttörajatilat

Käyttörajatiloina luokitellaan rajatilat, jotka liittyvät rakenteen tai rakenneosien toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen tai rakennuskohteen ulkonäköön [RIL 201-1-2008, s.28].

Käyttörajatilassa tarkastettavat ilmiöt:

- siirtymät
- värähtelyt
- mahdolliset vauriot, jotka vaikuttavat rakennuksen käytettävyyteen, mukavuuteen, ulkonäköön, yms.

Käyttörajatilatarkasteluissa kuormia ei kerrota osavarmuusluvulla eikä kuormakertoimella.

3.5.2 Murtorajatilat

Murtorajatilat liittyvät turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen. Murtorajatiloina luokitellaan tilanteet, joissa voi tapahtua rakenteen tasapainon menetys,

vaurioituminen, murtuminen tai väsymisen aiheuttama vaurioituminen. [RIL 201-1-2008, s.27]

Murtorajatilassa tarkasteltavat ilmiöt:

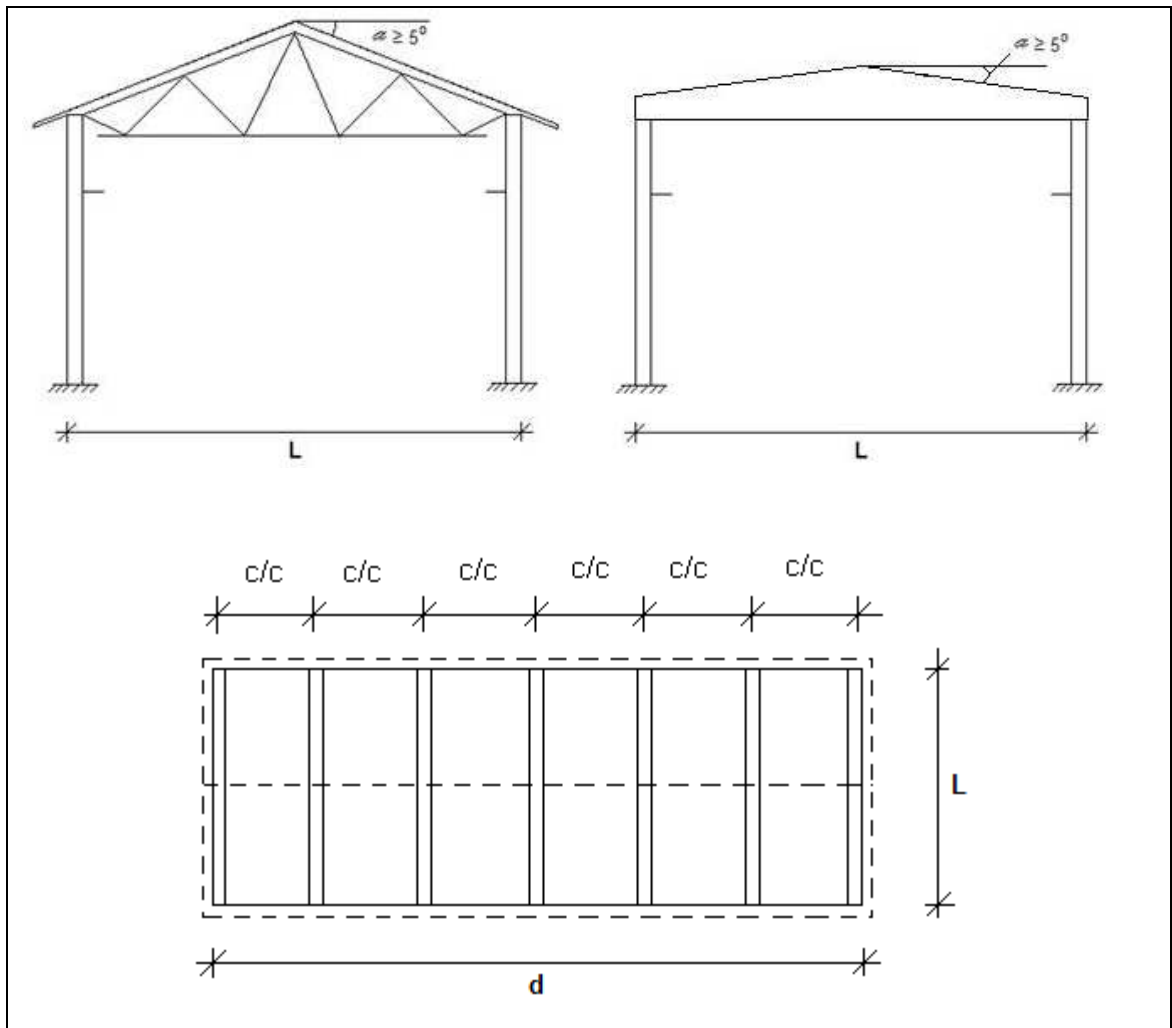
- Jäykän kappaleen tai sen osan tasapainon menetys
- Liian suuri siirtymätila
- Rakenteen tai sen osan muuttuminen mekanismiksi
- Katkeaminen
- Rakenteen tai sen osan stabiiliuden menetys
- Ajasta riippuva vaurioituminen esim. väsyminen.

Siirtymien ja muodonmuutosten vaikutukset tulee ottaa huomioon murtorajatila tarkastelujen yhteydessä, jos ne lisäävät merkittävästi kuormien vaikutusta.

Murtorajatilan kuormia laskettaessa käytetään osavarmuuslukuja (1,5; 1,35; 1,15; 0,90), jotka määräytyvät kuormien edullisuudesta/epäedullisuudesta tai kuormituksen tyypistä pysyvä/muuttuva. Osavarmuusluvut määritellään kohdassa 5.9.1 murtorajatilan kuormitusyhdistely.

4 TARKASTELEVAN HALLIN YLEISKUVAUS

Työssä on tarkastettu pääsääntöisesti pohjakuvaltaan suorakaiteen muotoisen harjakattoisen mastokehähallin mitoitus ja kuormien määrittämistä. Hallin kantavan rungon materiaalina käytetään terästä. Hallin harjakaton kaltevuus täytyy olla yli 5 astetta, muulloin katto lasketaan tasakattoiseksi. Hallin poikittaisena kantavana rakenteena voidaan käyttää joko ristikköä tai palkkia. Ristikön tai palkin kiinnitys pilareihin tehdään nivelelliseksi. Hallissa voi olla lisäksi nosturirata. Hallin mastopilareiden profiilit ovat avoimia IPE-, HEA- tai HEB-profiileja. Kuvassa 4 on esitetty hallin pohjakuva ja vaihtoehtoiset leikkaukset.



Kuva 4 Tarkasteltavan hallin yleiskuvaus.

5 KUORMAT

Kuormat ovat määritetty RIL 201-1-2008-ohjeiden mukaan, joka perustuu normeihin SFS-EN 1990, 1991-1-1, 1991-1-3 ja 1991-1-4 sekä Suomen kansallisiin liitteisiin. Normeissa käsiteltävät kuormat:

- kuormien mitoitusarvot SFS-EN 1990
- hyötykuormat, omat painot ja tilavuuspainot SFS-EN 1991-1-1
- palokuorma SFS-EN 1991-1-2
- lumikuorma SFS-EN 1991-1-3
- tuulikuorma SFS-EN 1991-1-4
- lämpökuormat SFS-EN 1991-1-4
- työnaikaiset kuormat SFS-EN 1991-1-6

5.1 Kuormien luokitus

Erilaiset kuormitustilanteet voidaan jakaa pääsääntöisesti neljään eri ryhmään:

1. normaalisti vallitseva
2. tilapäiset (esim. asentaminen ja korjaaminen)
3. onnettomuustilanteet (tulipalo, räjähdykset, törmäykset, paikalliset vauriot)
4. maanjäristystilanteet seismisesti aktiivisilla alueilla.

Kuormitustilanteiden kuormat voidaan jakaa kolmeen ryhmään. Kuormat luokitellaan ajallisen vaihtelun mukaan

1. pysyvät kuormat G (esim. rakenteen oma paino)
2. muuttuvat kuormat Q (esim. hyötykuormat, tuulikuorma, lumikuorma)
3. onnettomuuskuormat A (esim. räjähdykset, törmäykset).

Kuormat taas voivat olla joko:

1. välittömät tai välilliset
2. kiinteät tai liikkuvat
3. staattiset tai dynaamiset.

5.2 Kuormien ominaisarvot

Kuorman ominaisarvo F_k on sen pääasiallinen edustava arvo ja se määritellään keskiarvona, yläraja- tai alaraja-arvona tai nimellisarvona. Yleisiä talonrakentamisessa käytettävien kuormien ominaisarvoja on esitetty Standardissa EN 1991-1-1.

5.2.1 Pysyvien kuormien ominaisarvot

Pysyvän kuorman ominaisarvo G_k voi olla joko:

1. $G_{k.sup}$ (sup=superior, yläraja-arvo)
2. $G_{k.inf}$ (inf = inferior, alaraja-arvo)

Yleensä riittää, että käytetään vain kuormien yläraja-arvoja eli maksimi arvoja
 $\Rightarrow G_k = G_{k.sup}$. Joissain tilanteissa joudutaan käyttämään myös pysyvien kuormien alaraja-arvoja.

5.2.2 Muuttuvien kuormien ominaisarvot

Muuttuvan kuorman ominaisarvo Q_k vastaa joko:

- ylä- tai alaraja-arvoa jota ei tietyllä todennäköisyydellä ylitetä tai aliteta määritellyn ajanjakson aikana tai
- nimellisarvoa, joka voidaan asettaa silloin, kun tilastollista jakaumaa ei tunneta

Muuttuvia kuormia, jotka perustuvat ylä- tai alaraja-arvojen todennäköisyyksiin, ovat esimerkiksi ilmastosta johtuvat ominaiskuormat, jotka perustuvat yleensä tilastollisiin 50 vuoden toistumisjaksoihin kuten tuuli tai lumikuormat.

5.4 Kuormien mitoitusarvot

Kuormien mitoitusarvot saadaan kertomalla kuormien edustavat arvot osavarmuusluvulla γ_f . Osavarmuuslukua valittaessa on otettava huomioon kuorman mahdollinen epäedullisuus/edullisuus.

Pysyvien kuormien osavarmuusluvut:

γ_f	Rakenteen kannalta
1,15	Jos pysyväkuorma epäedullinen
0,9	Jos pysyväkuorma edullinen
1,35	Jos pysyväkuorma epäedullinen ja lasketaan vain pysyviä kuormia

Muuttuvien kuormien osavarmuusluvut:

γ_f	Kuorman tyyppi
1,5	Muuttuva kuorma
1,35	Muuttuva nosturikuorma

Kuorman F_k mitoitusarvo F_d saadaan seuraavasti

$$F_d = \gamma_f^* F_{rep}$$

$$F_{rep} = \psi F_k$$

F_k = kuorman ominaisarvo

F_{rep} = kuorman edustava arvo

γ_f = kuorman osavarmuusluku

ψ = kuorman yhdistelykerroin, joko 1,00 tai ψ_0 , ψ_1 tai ψ_2

5.5 Pysyvät kuormat

Pysyvä kuorma on kiinteä muuttumaton kuorma, joka vaikuttaa jatkuvasti rakenteeseen. Pysyviä kuormia ovat seuraavat:

- rakenteiden omat painot
- maanpaine (SFS-EN 1997-1)
- täytemaa
- kiinteät laitteet (hissit, sähkölaitteet, lämmitys- ja ilmastointilaitteet).

5.5.1 Omat painot

Rakennuskohteen omana painona käytetään yleensä yhtä ominaisarvoa, joka määritellään nimellismittojen ja tilavuuspainojen perusteella. Oma paino on lähes aina pysyvä ja kiinteä kuorma. Tapauksissa, joissa oma paino on liikkuvaa, esimerkiksi siirrettävät väliseinät, oma paino käsitellään lisähyötykuormana. Tilanteissa, joissa oman painon suuruus voi vaihdella, saatetaan joutua käyttämään standardin mukaisia oman painon ominaisarvojen ylä- ja alarajoja, jotka löytyvät normin SFS-EN 1990 kohdasta 4.1.2.

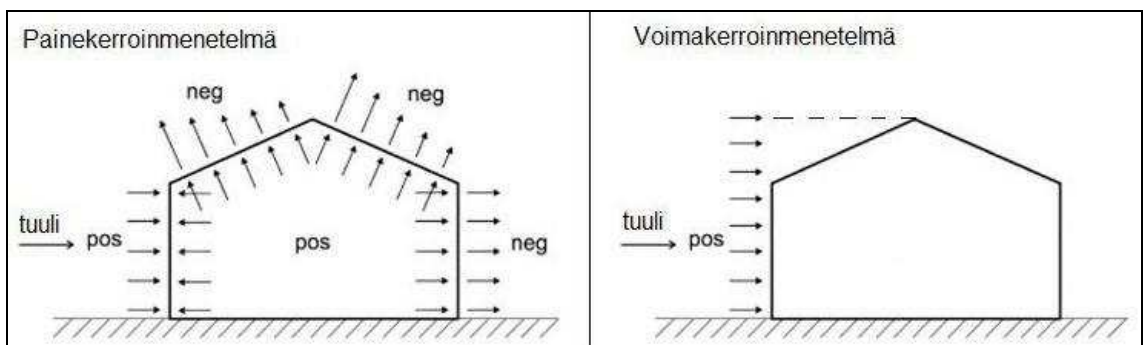
Rakennusmateriaalien- ja varastoitavien tuotteiden tilavuuspainolle on määritelty normissa ominaisarvot. Tilavuuspainojen ominaisarvot on esitetty normin SFS-EN 1991-1-1 liitteestä A s.46-66. Ominaisarvoina käytetään tilavuuspainojen keskiarvoja. Jos tilavuuspaino voidaan määrittää luotettavasti jollain muulla tavalla, niin voidaan käyttää myös tällaista arvoa. [SFS-EN 1991-1-1 luku 4]

5.6 Muuttuvat kuormat

Teräsrakenteiden oma paino on pieni, josta syystä muuttuvien kuormien osuus rasiuksista tulee mitoittavaksi.

5.6 Tuulikuorma

Tuulikuorma voidaan laskea kahdella eri tavalla, joko voimakerroin- tai painekerroinmenetelmällä. Työssä on käytetty tuulikuorman laskentaan painekerroinmenetelmää. Voimakerroinmenetelmä on huomattavasti yksinkertaisempi ja nopeampi keino laskea tuulikuorma, mutta se antaa huomattavasti suuremman tuulikuorman kuin tarkempi painekerroinmenetelmä. Voimakerroinmenetelmässä lasketaan vain vaakasuuntainen tuulikuorma, kun taas painekerroinmenetelmässä lasketaan rakennuksen kaikille eri pinnoille oma painekerroin, joka on joko imukuormaa tai painekuormaa. Kuvassa 4.1 on esitetty, kuinka tuulikuorma oletetaan vaikuttavan rakennukseen eri menetelmissä.



Kuva 4.1 Tuulikuorman vaikutus eri menetelmissä.

5.6.1 Maastoluokka

Maastoluokka ottaa huomioon rakennuksen ympäristön maasto-olosuhteiden vaikutuksen tuulikuormaan. Maastoluokat on määritelty normin EN 1991-1-4 liitteessä A. Maastoluokkia on viisi erilaista: 0,I,II,III ja IV. Maastoluokka 0 vastaa erittäin tuulista paikkaa, esimerkiksi meren rantaa, ja maastoluokka IV vastaa puolestaan erittäin vähätuulista maastoa, kuten tiheästi rakennettua kaupunkien keskustaa. Taulukossa 3 on esitetty eri maastoluokat ja niiden kuvaukset.

Taulukko 3 Maastoluokkien kuvaukset.

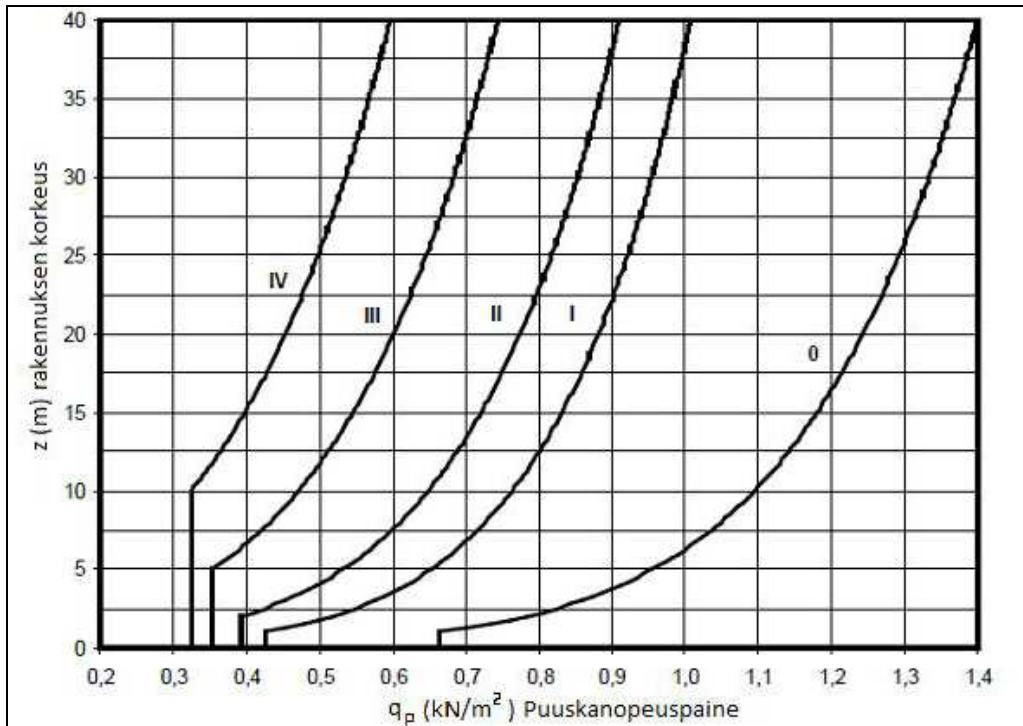
Maastoluokka	Kuvaus
0	meri, merenranta
I	järvi tai muuten avoin ja tasainen maasto
II	alue jossa on matalaa kasvillisuutta ja harvassa erillisiä puita ja muita rakennuksia
III	alue jossa on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia (esim. kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä)
IV	alue jossa vähintään 15 % rakennuksen alasta on muiden rakennusten peitossa ja joiden korkeus ylittää 15 m (esim. kaupunkien keskustat)

Maaston pinnanmuotojen tarkempi vaikutus voidaan laskea normin SFS-EN 1991-1-4 kohdan 4.3.2 mukaan. Yleensä riittää, että valitaan vain oikea maastoluokka. Maastoluokka kannattaa valita aina varman päälle, koska rakennukset suunnitellaan yleensä vähintään 50 vuodeksi ja maasto-olosuhteet voivat muuttua radikaalisti sen aikana esimerkiksi metsän hakkauksen tai jonkun muun vastaavan takia.

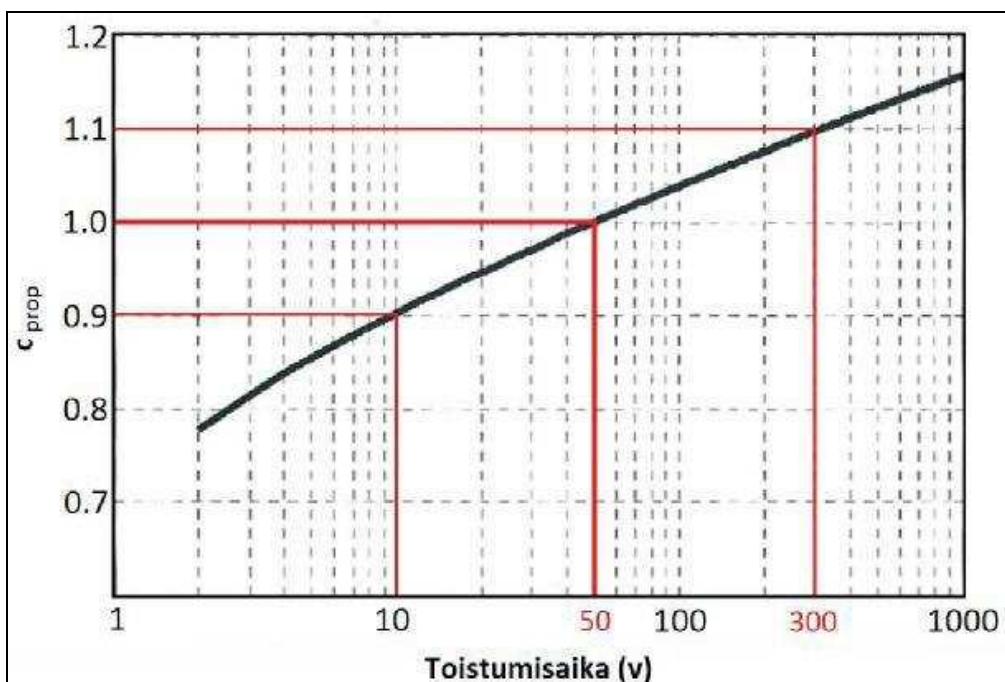
5.6.2 Tuulen nopeuspaine

Tuulen nopeuspaine (puuskanopeuspaine) on riippuvainen maastoluokasta ja rakennuksen korkeudesta sekä suunnitellusta käyttöiästä. Kuvassa 5 on esitetty puuskanopeuspaine 50 vuoden käyttöiälle. Mikäli rakennus suunnitellaan jollekin muulle käyttöiälle kuin 50 vuotta nopeuspaineen arvoa pitää pienentää tai

suurentaa todennäköisyyskertoimella c_{prob} , joka on esitetty kuvassa 6. Esimerkiksi suunnitteluiän ollessa 10 vuotta nopeuspainetta voidaan pienentää kertomalla nopeuspaine 0,9 ja suunnitteluiän ollessa 300 vuotta nopeuspainetta pitää kertoa 1,1:llä toistumisajan todennäköisyyden mukaan.



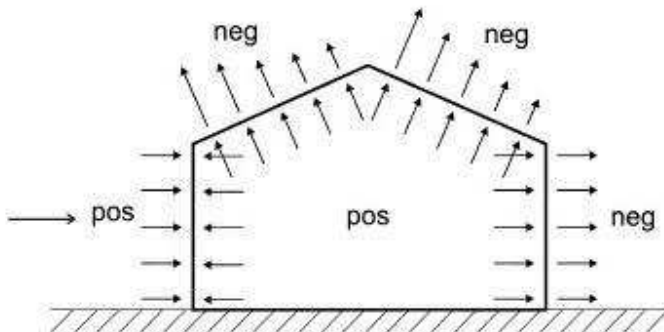
Kuva 5 Puuskanopeuspaineen määrittäminen (RIL 201-1-2008,s.132 kuva 4.5S)



Kuva 6 Todennäköisyyskertoimen c_{prob} määrittäminen (RIL 201-1-2008, s.133 kuva 4.6S)

5.6.3 Paineeroinmenetelmä

Paineeroinmenetelmässä lasketaan jokaiselle ulko- ja sisäpinnalle oma paineero kuvan 7 mukaisesti. Paineeroimien suunta ja suuruus riippuu tuulen suunnasta ja rakennuksen ulkomuodosta sekä tuulen puuskanopeuspaineesta. Alla olevassa poikkileikkauksessa pitää määrittää vähintään kahdeksalle eri pinnalle paineero.



Kuva 7 Paineeroinmenetelmän mukainen tuulikuorma

5.6.3.1 Rakenteeseen vaikuttava tuulikuorma

Rakenteeseen tai rakenneosaan vaikuttava kokonaistuulikuorma F_w määritetään ulkoisten ja sisäisten paineiden avulla laskettujen kuormien F_{we} ja F_{wi} sekä tuulen kitkakuorman F_{fr} vektorisummana

$$F_w := \gamma_e \cdot F_{wi} \cdot F_{we} \cdot F_{fr}$$

γ_e = kerroin joka ottaa huomioon, että rakennuksen etu ja takapuolella vaikuttavien tuulen paine- ja imuvoimien huippuarvot eivät esiinny samanaikaisesti. (HUOM! Tämä ilmiö ei sisälly rakennekertoimeen $c_s c_d$)

$\gamma_e = 1,0$, jos $h/d \geq 5$

$\gamma_e = 0,85$, jos $h/d \leq 1$ väliin osuvat arvot interpoloidaan

h = rakennuksen korkeus

d = rakennuksen pituus (tuulen suunnassa)

yleensä γ_e kerrointa ei käytetä tai se oletetaan 1,0:ksi ellei haluta optimoida mitoitusta.

5.6.3.2 Sisäpuolinen tuulikuorma

Rakenteeseen tai rakenneosaan vaikuttava sisäpuolinen tuulikuorman F_{wi} määrittäminen:

$$F_{wi} := \sum w_i \cdot A_{ref}$$

w_i = sisäpuolinen tuulenpaine [kN/m^2]

A_{ref} = pinta-ala johon kyseinen painekerroin vaikuttaa [kN/m^2]

Sisäpintoihin vaikuttava tuulenpaine w_i [kN/m^2] lasketaan seuraavasti:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

$q_p(z_i)$ = puuskanopeuspaine (rakennuksen korkeuden suhteen)

c_{pi} = sisäisen paineen painekerroin (0,2 tai -0,3)

$z_e = z_i$ = paineen nopeuspainekorkeus (yleensä rakennuksen korkeus)

Sisäpuolinen tuulenpaine on riippuvainen rakennuksen vaipassa olevien aukkojen koosta ja jakaumasta. Jos rakennuksen aukoista ei ole tarkkaa tietoa, sisäpuolisiksi painekertoimiksi c_{pi} valitaan joko 0,2 tai -0,3 riippuen siitä, kumpi tuottaa epäedullisemmän kuormitustilanteen.

5.6.3.3 Ulkopuolinen tuulikuorma

Rakenteeseen tai rakenneosaan vaikuttava ulkopuolinen tuulikuorman F_{we} määrittely:

$$F_{we} := c_s \cdot c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref}$$

$c_s c_d$ = rakennekerroin (1,0 jos rakennuksen korkeus ≤ 15 m)

w_e = ulkopuolinen paine kerroin

A_{ref} = pinta-ala johon kyseinen paine kerroin vaikuttaa

Rakennekerroin $c_s c_d$ koostuu kahdesta tuulikuormaan vaikuttavasta tekijästä c_s joka ottaa huomioon tuulenpaineen huippuarvojen eriaikaisuuden rakenteen pinnalla ja c_d :stä joka huomio tuulen turbulenssista aiheutuvan rakenteen värähtelyn. Rakennekertoimena voidaan käyttää arvoa 1,0 jos rakenteen korkeus on alle 15m. Yksityiskohtainen rakennekertoimen määrittely on esitetty SFS-EN 1991-1-4 kohdassa 6.3

Ulkopintoihin vaikuttava tuulenpaine w_e [N/mm²] lasketaan seuraavasti:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

$q_p(z_e)$ = puuskanopeuspaine

c_{pe} = ulkoisen paineen paine kerroin

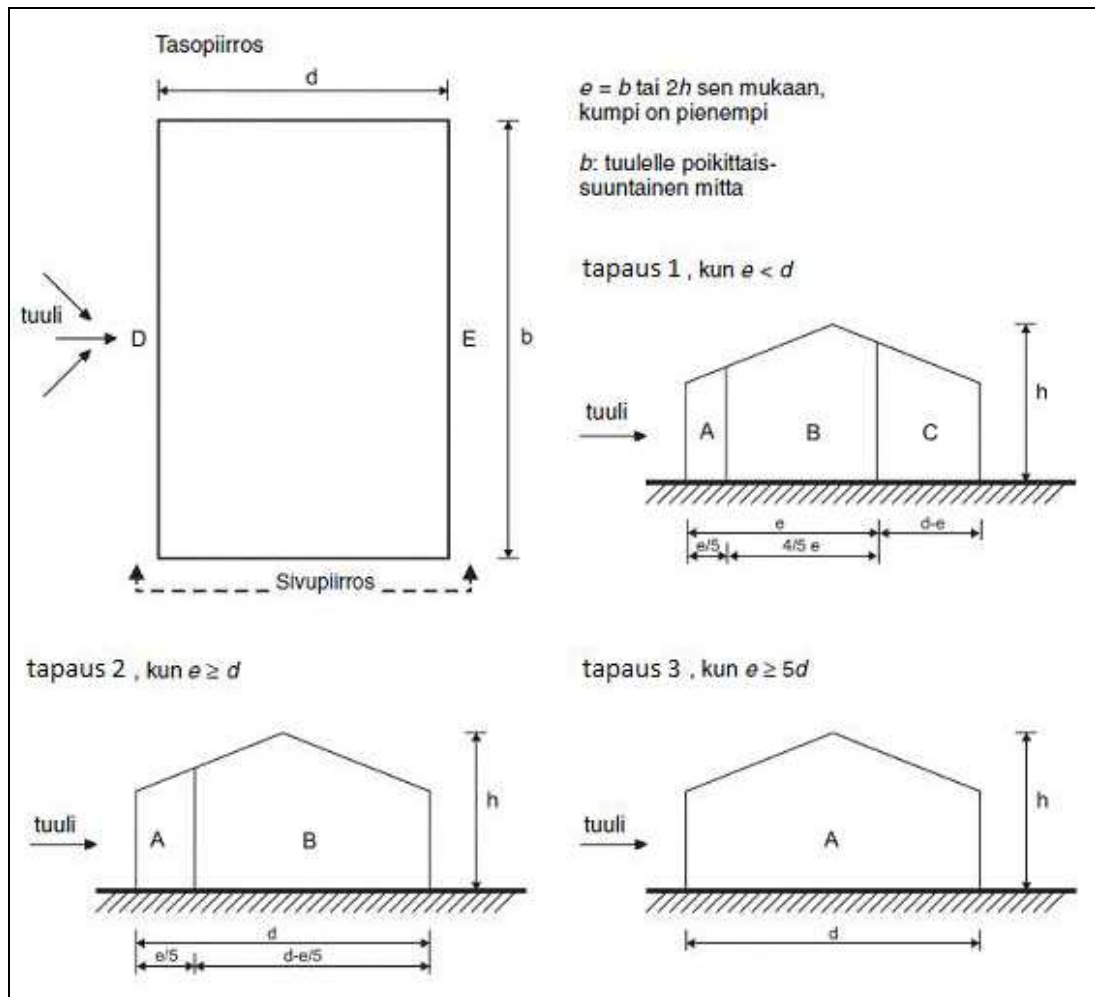
z_e = paineen nopeuspainekorkeus (yleensä rakennuksen korkeus)

Ulkopuolisten painekertoimien määrittely (c_{pe})

Ulkopuoliset painekertoimet määritetään vyöhykekaavioiden mukaan. Rakennuksen seinille ja katolle on tehty omat vyöhykekaaviot normissa. Ulkopuolinen paine kerroin on riippuvainen tarkasteltavan rakenteen painepintojen kuormitusaloista. Normissa on taulukoitu painekertoimet 1 m² ($c_{pe,1}$) ja 10 m² ($c_{pe,10}$) kuormitusaloille. Arvot muille kuormitusaloille saadaan interpoloitua kuvan 9 mukaan.

Seinien painekertoimien määrittäminen

Rakennuksen ulkomuoto vaikuttaa siihen, kuinka moneen vyöhykkeeseen seinät tulee jakaa. Rakennuksen pystyseiniä koskevat vyöhykkeet on esitetty kuvassa 8



Kuva 8 Pystyseiniä koskeva vyöhykekaavio (RIL 201-1-2008, s.146 kuva 7.5)

Jotta saadaan selville, kuinka moneen painevyöhykkeeseen hallin sivut tulee jakaa täytyy selvittää mitta e , joka on pienin arvoista:

$$e := \min(b, 2 \cdot h)$$

- b = rakennuksen pituus (kohtisuorassa tuulta vastaan oleva sivu)
- h = rakennuksen korkeus

Painevyöhykkeiden jako selviää rakennuksen e-mitan ja rakennuksen leveyden suhteesta.

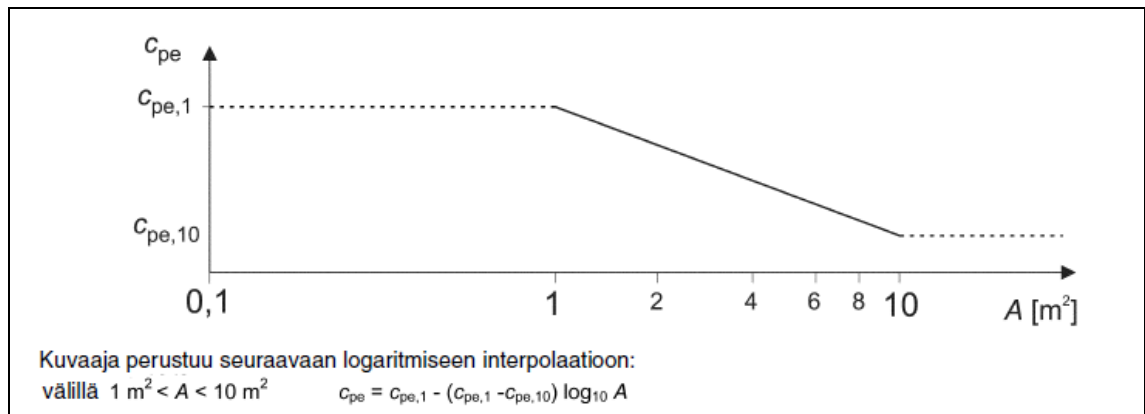
tapaus 1 $e < d$

tapaus 2 $e \geq d$

tapaus 3 $e \geq 5d$

d = rakennuksen leveys (tuulen suuntainen sivu)

Kun on saatu selville mitä tapausa käsitellään. Lasketaan painevyöhykkeiden pinta-alat, jotta saadaan selville mitä painekerrointa c_{pe} käytetään. Pinta-alan ollessa yli 10 m^2 käytetään $c_{pe,10}$ arvoa ja jos ala on alle 1 m^2 käytetään $c_{pe,1}$ arvoa. Muissa tapauksissa, kun pinta-ala on näiden arvojen välissä painekertoimen arvo interpoloidaan kuvan 9 mukaisesti tai käytetään $c_{pe,1}$ arvoa, joka on aina varmallalla puolella oleva arvo.



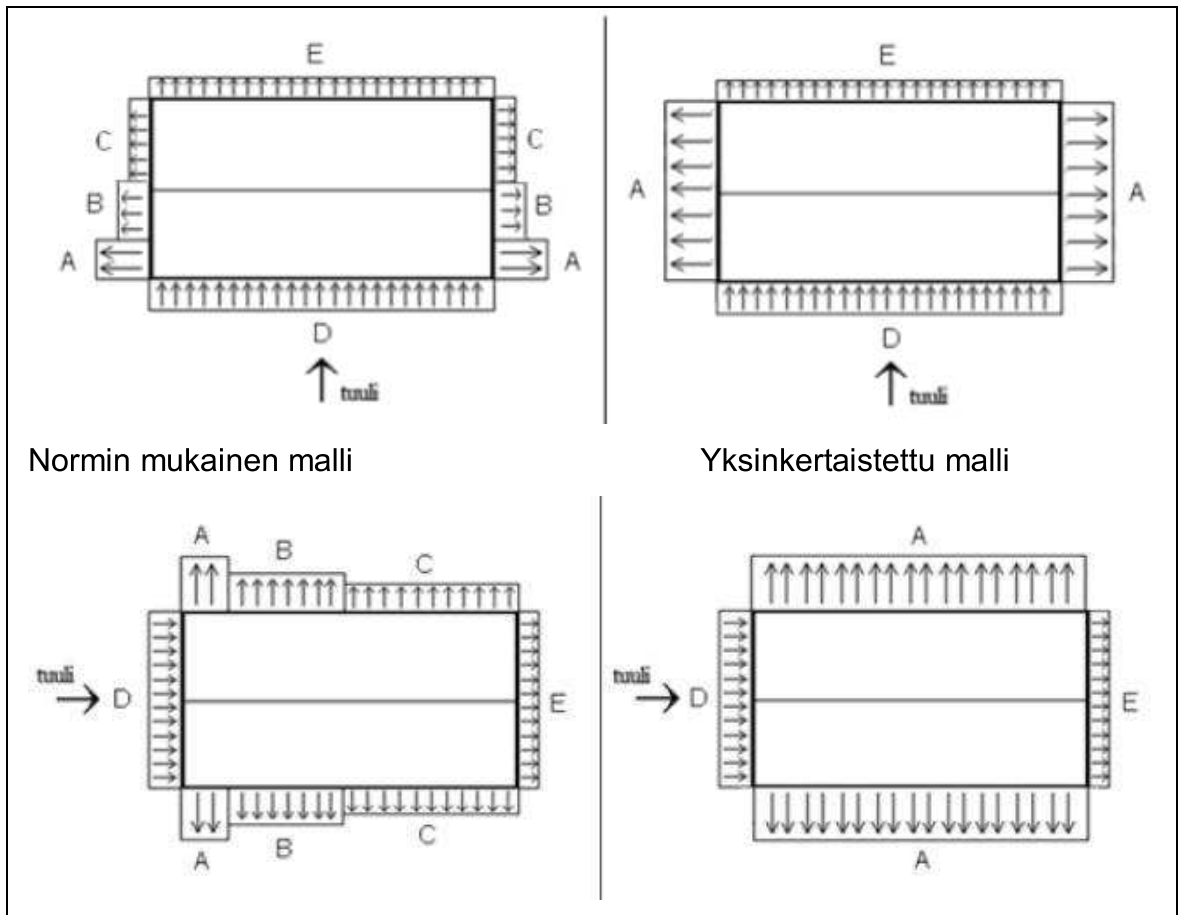
Kuva 9 Suositeltava menettelytapa ulkoisen paineen kertoimen c_{pe} arvonmäärittämiseksi (RIL 201-1-2008, s.144 kuva 7,2)

Jotta voidaan käyttää taulukkoa 7.1. Pitää vielä määrittää rakennuksen sivusuhte h/d (korkeus/pituus), joka vaikuttaa tuulensuuntaan kohtisuorassa olevien seinien painekertoimiin.

Taulukko 4 Ulkopuolisen paineen kertoimien suositusarvot pohjakuvaltaan suorakaiteen muotoisten rakennusten pystyseinille (RIL 201-1-2008, s.146 taul.7.5)

Vyöhyke	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Jollei käytössä ole laskentaohjelmaa, niin on suositeltavaa käyttää yksinkertaistettua menettelytapaa ja laskea sivuseinille vain yksi vyöhyke tapauksen 3 mukaan käyttäen paineen kertoimena A vyöhykkeen $c_{pe,1}$ arvoa



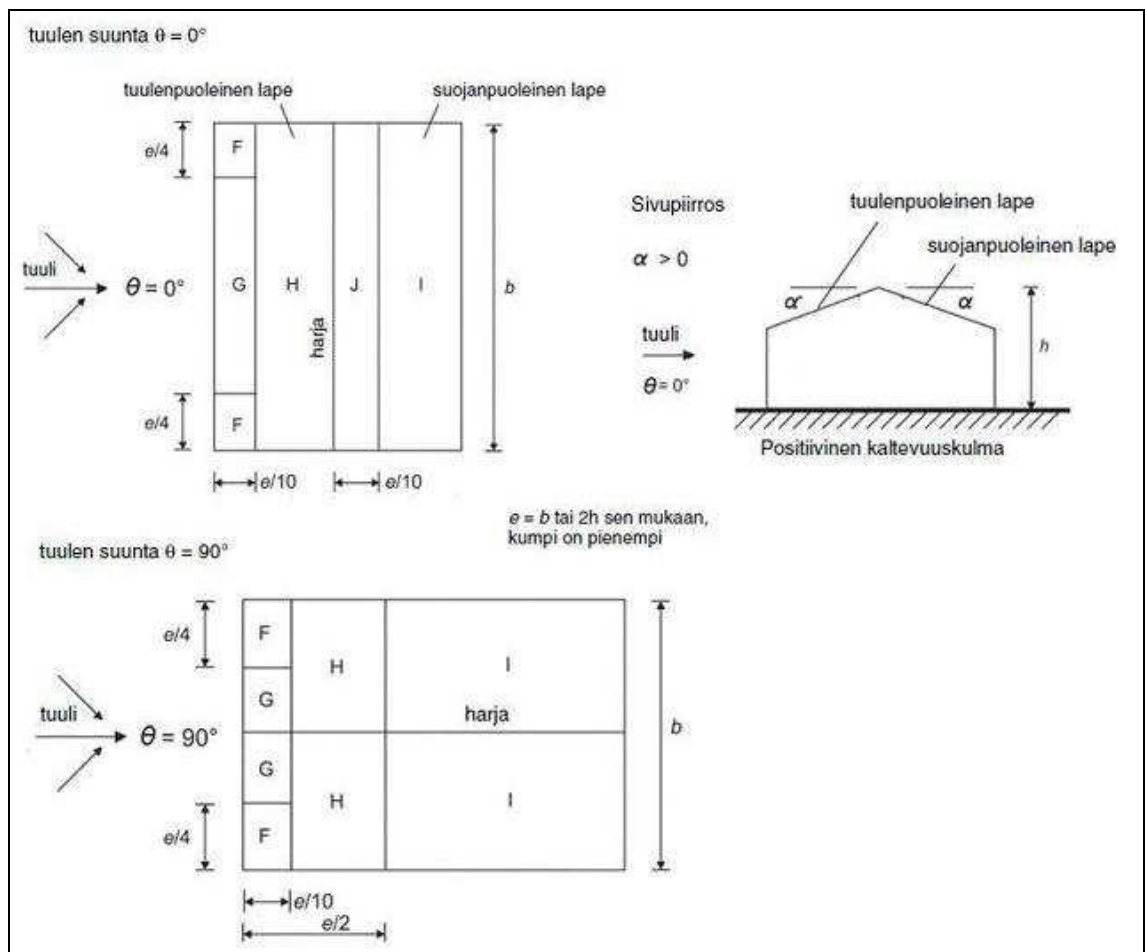
Kuva 9.1 Tuulen painevyöhykkeet

Liitteessä 1 on laskettu esimerkki tapaus hallin pystyseinien tuulikuorman määrittämisestä.

Harjakaton painekertoimien määrittäminen

Harjakaton painevyöhykkeiden laskenta etenee samalla tavalla kuin seinien painevyöhykkeiden laskenta. Kuvassa 10 ja on esitetty harjakaton painevyöhykkeiden paikat.

$$e := \min(b, 2 \cdot h) \quad (\text{sama kuin seinien vyöhykkeitä määriteltäessä})$$



Kuva 10 Selvitys harjakattojen painevyöhykkeistä. (RIL 201-1-2008, s.151 kuva 7,8S).

Kun tuulen suunta on lapetta vastaan kohtisuorassa, tuulen paine muuttuu nopeasti positiivisten ja negatiivisten arvojen välillä. Siksi paineen kertoimille on annettu taulukossa 5 sekä positiivinen että negatiivinen arvo. Tästä syystä harjakatoissa täytyy tutkia positiivisten (puristus) ja negatiivisten (imu) arvojen

kaikki yhdistelmät. On kuitenkin huomioitava, että samalla lappeella ei voi olla sekä positiivisia ja negatiivisia arvoja sekaisin.

Taulukko 5. Suositusarvot harjakattojen ulkoisen paineen kertoimille. (RIL 201-1-2008, s.152, taulukko 7.4a)

Kaltevuuskulma α	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4	-1,0	-1,5	
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0	+0,0	+0,0	
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4	-0,5		
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0	+0,0		
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2	-0,3		
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0	+0,0		
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2	-0,3		
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2	-0,3		

Kaltevuuskulma α	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Kun tuulen suunta on katon lappeen suuntantainen painekertoimet lasketaan samalla tavalla kuin edellisessä esimerkissä, mutta silloin tuulen synnyttämä paine on aina negatiivinen eli imua.

Liitteessä 1 on laskettu esimerkki tapaus hallin harjakaton tuulikuorman määrittämisestä.

5.6.3.4 Tuulen aiheuttama kitkakuorma

Rakenteeseen tai rakenneosaan vaikuttava ulkopuolinen tuulikuorman F_{we} määrittäminen:

$$F_{fr} := c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$$

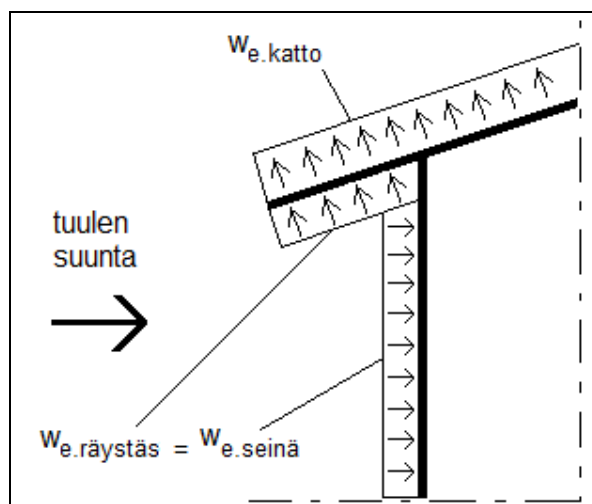
c_{fr} = kitkakerroin
 A_{rf} = kitkakuorman vaikutusala
 $q_p(z_e)$ = puuskanopeuspaine

Tuulesta syntyvän kitkakuorman vaikutuksen voi jättää huomioimatta, jos kaikkien tuulen suuntaisten ulkopintojen kokonaisala on enintään 4 kertaa suurempi kuin kaikkien tuulta kohtisuoraan vastaan olevien ulkopintojen kokonaisalat. Tästä syystä yleensä kitkakuormaa ei tarvitse huomioida ainakaan seiniä mitoitettaessa. Lisäksi normissa on huomautus, että rakennusosien (kuten seinien ja vesikattojen) kannalta kitkakuormaa ei tarvitse huomioida tuulikuormaa laskettaessa. Lisätietoa kitkakuormasta löytyy normin SFS-EN 1991-1-4 kohdasta 5.3 s.44.

5.6.3.5 Räystään tuulikuorma

Räystään alapintaan oletetaan vaikuttavan yhtä suuri tuulenpaine kuin räystäään välittömästi liittyvään pystyseinän vyöhykkeeseen. Lisäksi räystäään yläpintaan vaikuttaa vesikaton reunavyöhykkeen tuulenpaine alla olevan kuvan 11 mukaisesti.

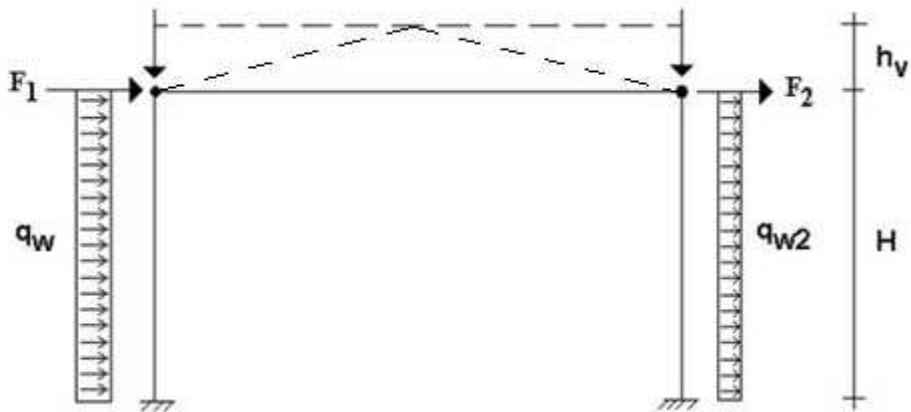
$$W_{e,räystäs} = W_{e,katto} + W_{e,seinä}$$



Kuva 11. Räystään tuulikuorma

5.6.4 Mitoituslujassa käytetty tuulikuorman yksinkertaistus

Laskentasuvi on tehty käyttäen yksinkertaistettua tuulen kuormitusmallia, jossa huomioidaan vain seinään vaikuttavaa tuulikuormaa. Tuulikuorma oletetaan vaikuttavan harjan korkeuteen. Harjakattoon vaikuttava vaakakuorma muutetaan pilarin yläpäähän vaikuttavaksi pistekuormaksi jolloin saadaan kuvan 12 mukainen kuormitusilanne.



Kuva 12 Hallin tuulikuorma.

- F_1 = kattoon vaikuttava tuulikuorma [kN]
- F_2 = kattoon vaikuttava tuulikuorma (imu) [kN]
- q_w = tuulikuorma [kN/m]
- q_{w2} = tuulen imukuorma [kN/m]
- H = seinän korkeus
- h_v = harjakaton korkeus

$$F_1 = q_w \cdot h_v$$

$$F_2 = q_{w2} \cdot h_v$$

5.7 Lumikuorma

Lumikuorman määrittäminen on esitetty normissa EN 1991-1-3. Katon lumikuorma määritetään seuraavasti:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

- μ_i = lumikuorman muotokerroin
 C_e = tuulensuojaiskerroin
 C_t = lämpökerroin
 s_k = lumikuorman ominaisarvo maan pinnalla

5.7.1 Tuulensuojakerroin C_e

Tuulensuojakerroin C_e on joko 1,0 tai 0,8 maastotyyppistä riippuen. Arvoa 0,8 voidaan käyttää silloin, kun maastotyyppi on erittäin tuulinen kuten esimerkiksi merenrannalla tai muuten avoimessa maastossa. Silloin oletetaan, että kova tuuli puhaltaa osan lumesta pois katolta. Tavallisesti aina käytetään kuitenkin arvoa 1,0, koska se on aina varmallalla puolella oleva ratkaisu. Jos kuitenkin halutaan käyttää pienempää arvoa, silloin pitää ottaa huomioon rakennuksen koko elinkaari. Toisin sanoen jos rakennusvaiheessa maastotyyppi olisi tuulinen, mutta joskus tulevaisuudesta se voi muuttuakin vähemmän tuuliseksi esimerkiksi muista rakennuksista tai puiden kasvusta johtuen, on suositeltavaa, että käytetään aina C_e arvona 1,0. Lisäksi jos rakennuksen katon lyhyempi sivumitta on yli 50 m tuulensuojakerroin on aina 1,0. Lisätietoa tuulensuojakertoimesta löytyy standardista EN 1991-1-3 kohta 5.2

5.7.2 Lämpökerroin C_t

Lämpökerroin C_t on melko samanlainen muuttuja kuin tuulensuojakerroin, joten lämpökertoimena kannattaa aina käyttää arvoa 1,0. Lämpökerroin ottaa huomioon rakennuksen lämpöhäviöistä johtuvan lumen sulamisen rakennuksen katoilta. Esimerkiksi teollisuusrakennuksissa voi olla suuria lämpökuormia sisätiloissa eikä eristeiden käyttö yläpohjassa ole siksi tarpeellista. Tästä syystä katolle saava lumi sulaa eikä pääse kertymään lumikuormaksi. Tällaisessa tilanteessa on kuitenkin otettava huomioon se, mitä tapahtuu silloin, jos tehdas ei olekaan toiminnassa joku talvi esimerkiksi lakon tai tehtaan sulkemisen takia. Tästä johtuen on aina suositeltavaa käyttää arvoa 1,0. Jos kuitenkin halutaan käyttää lämpökerrointa, pitää ottaa huomioon, että näissä tilanteissa lumikuormana s tulee

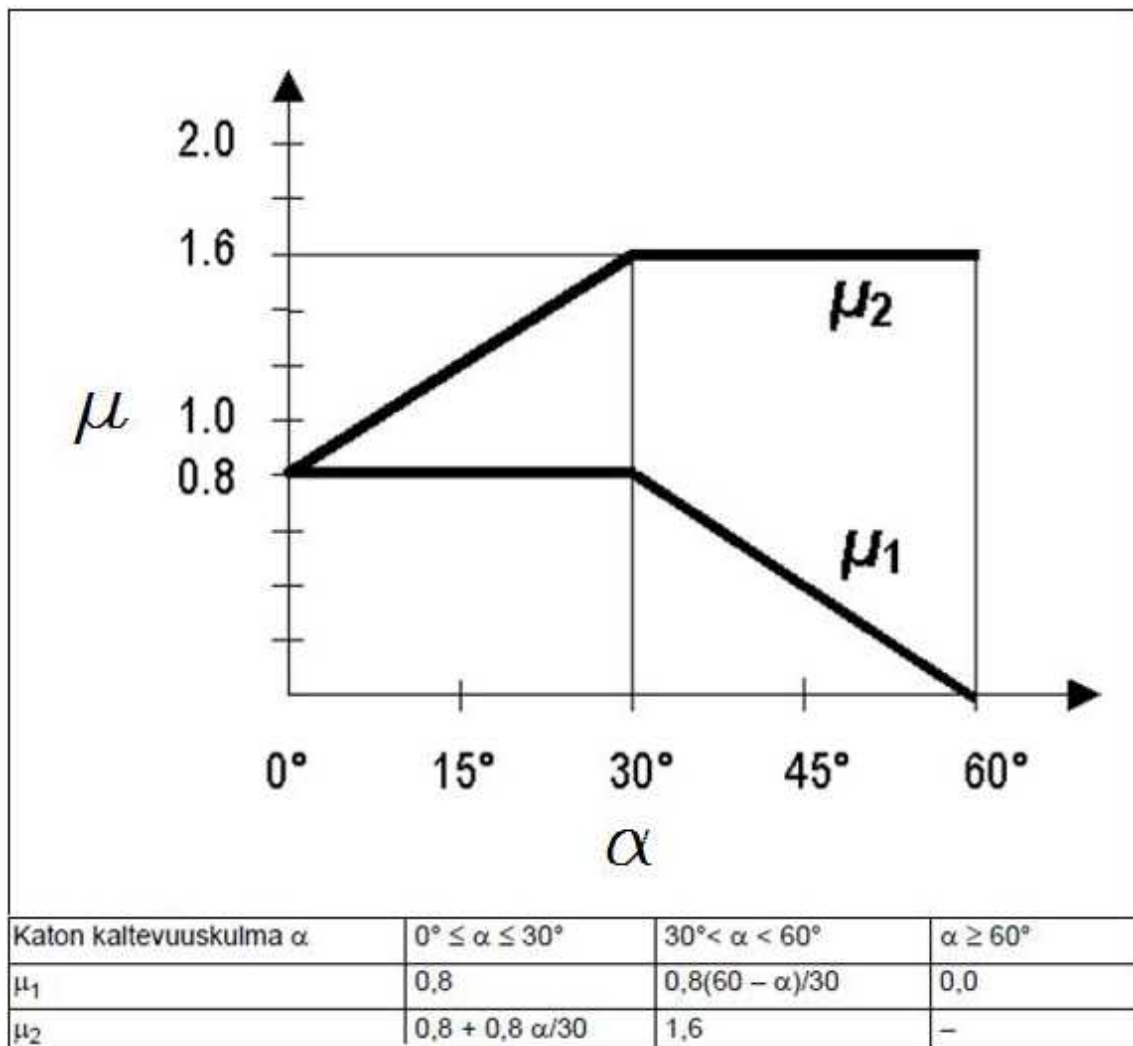
käyttää kuitenkin vähintään arvoa 0,5 kN/m². Lisätietoa lämpökertoimesta löytyy standardista EN 1991-1-3 kohta 5.2 s.28

Koska tavallisissa tapauksissa tuulensuoja- ja lämpökertoimen arvo on 1,0, niin lumikuorman laskukaava voidaan supistaa muotoon:

$$s = \mu_i * s_k$$

5.7.3 Muotokerroin μ_i

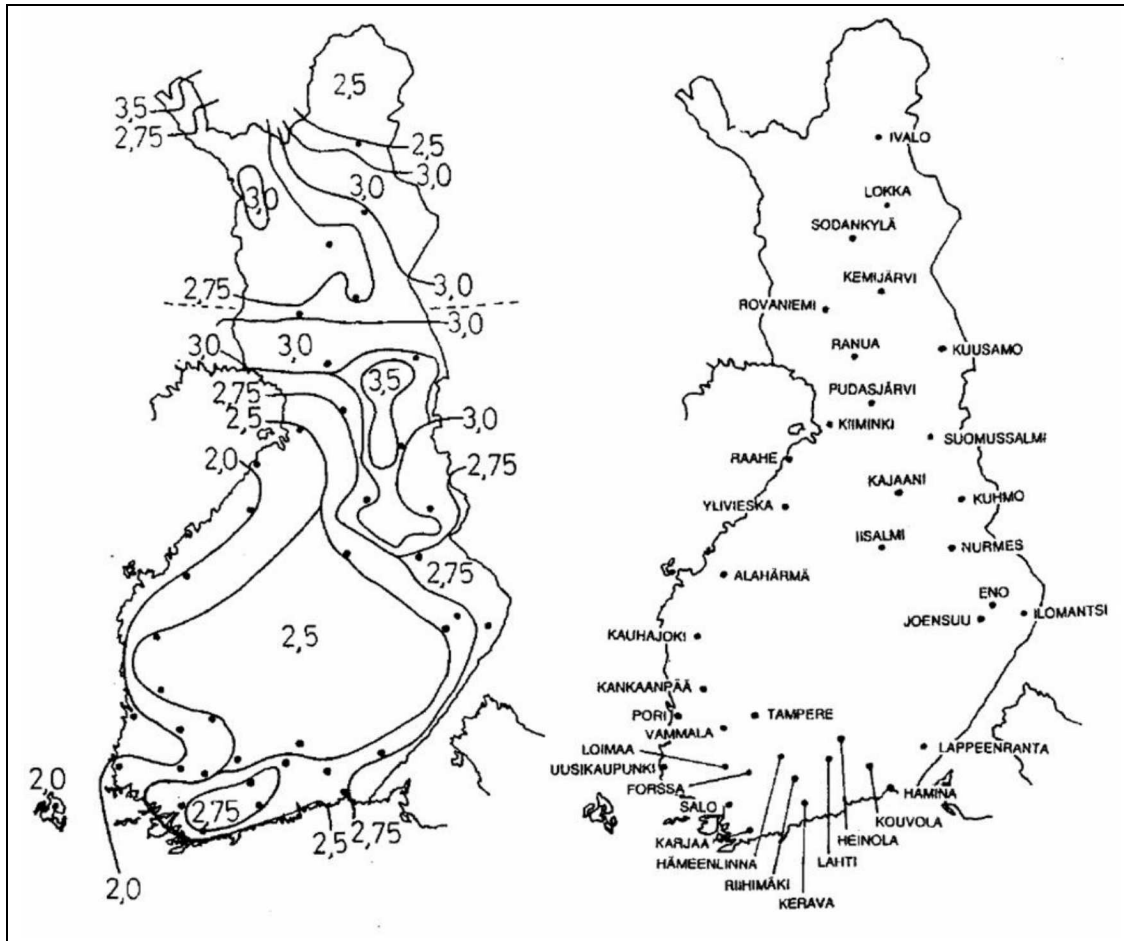
Muotokerroin μ_i ottaa huomioon lumen kinostumisen erilaisille kattotyypeille ja kaltevuuksille. Kuvassa 5.1 on esitetty taulukko ja käyrästä, jolla voidaan määrittää lumikuorman muotokerroin. Kuvan arvot ovat voimassa, silloin kun katolla ei ole lumen valumista estäviä esteitä, kuten lumiesteitä tai vastaavia. Jos katolla on jokin valumista estävä este niin lumikuorman muotokerroinena käytetään vähintään arvoa 0,8. Yleensä tavallisissa harja-, pulpetti- ja tasakatoissa muotokerroin μ_i saa arvon 0,8 (käytetään käyrää μ_1). Taulukosta huomataan se, että jos rakennuksen katon kaltevuus on yli 60 astetta niin muotokerroin saa arvon 0,0. Silloin katsotaan, että katto on niin jyrkkä, että lumi valuu suoraan alas eikä lumikuormaa synny lainkaan katolle. Tarkempia tietoja ja erilaisten kattojen kuormituskaaviot löytyvät RIL 201-1-2008 kuvissa 5.2-5.4. Muotokerrointa μ_2 käytetään silloin kun katon muoto on sellainen, että siihen voi muodostua suuria lumikuormia esim. sahakatoissa.



Kuva 13 Lumikuorman muotokertoimet (RIL 201-1-2008, s.95 kuva 5.1 ja taulukko 5.1)

5.7.4 Lumen ominaisarvo s_k

Lumen ominaisarvo s_k on määritettään kuvan 14 mukaan. On huomioitava, että kuvassa oleva lumikuorman ominaisarvo on maan pinnalla olevan lumen paino eikä katolla olevan lumen paino, kuten RakMK:ssa. Tästä johtuen lumen ominaisarvot ovat hieman erilaiset kuin ennen ja siksi vanhoja lumen ominaisarvoja ei saa käyttää eurokoodin kanssa. Rakennuspaikan sijaitessa alueella, jossa arvo ei ole vakio, väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti käyrien etäisyyksien suhteen tai käyttää aina suurempaa ominaisarvoa.



Kuva 14 Lumen ominaisarvot maan pinnalla. (NA SFS-EN 1991-1-3, kuva 4.1 (FI) luku 4.1)

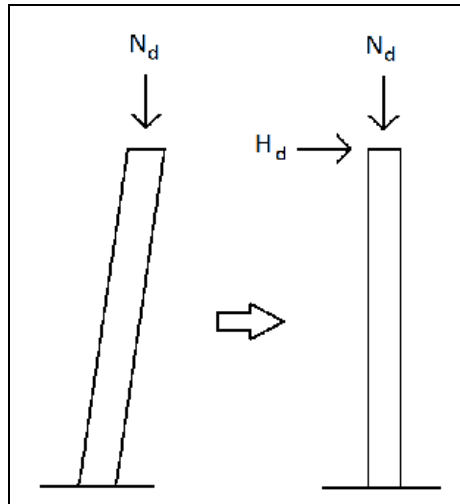
5.8 Muut kuormat

5.8.1 Lisävaakavoimat (H_d)

Lisävaakavoimat ovat rakenteiden mittaepätarkkuuksista ja alkuepäkeskisyydestä johtuvia normaalivoimasta syntyviä vaakakuormia. Ellei haluta tehdä tarkempia tarkasteluja tai käyttää tiukempia toleransseja, niin lisävaakavoima voidaan laskea seuraavilla kaavoilla.

$$H_d := \frac{N_d}{150} \quad \text{Rakennuksen lyhyemmässä suunnassa}$$

$$H_d := \frac{b}{1} \cdot \frac{N_d}{150} \geq \frac{N_d}{250} \quad \text{Rakennuksen pidemmässä suunnassa}$$



Kuva 14.1 Lisävaakavoima

Lisävaakavoima oletetaan vaikuttavan samassa pisteessä kuin pystykuorma, josta lisävaakavoima syntyy kuvan 14.1 mukaan. Lisävaakavoiman suunta valitaan niin, että rakennuksen stabiiliuden kannalta syntyy määräävä tilanne.

5.8.2 Nosturikuorma

Nosturin aiheuttamat kuormat määräytyvät nosturin valmistajan antamista tiedoista. Nosturista aiheutuu pilarille ainakin epäkeskeisestä pystykuormaa nosturin omista painoista ja taakasta. Pystykuorman lisäksi nosturi aiheuttaa vaakasuuntaista jarrukuormaa, joka voi olla ristikon suuntaista taakan aiheuttamaan jarrukuormaa tai nosturin kiskojen suuntaista nosturin aiheuttamaa jarrukuormaa. Lisäksi nostureissa pitää huomioida nosturin törmäyskuorma radan päädyn törmäyspukkiin.

5.8.3 Hyötykuorma

Rakennusten hyötykuormat ovat kuormia, jotka aiheutuvat tilojen käytöstä. Yksi kerroksisen hallin rungolle ei yleensä tule hyötykuormaa. Yleensä ainoastaan hallin lattia tulee mitoittaan hyötykuormalle. Normista EN 1991-1-1 löytyvät taulukoidut hyötykuormat sisältävät seuraavanlaisia ilmiöitä:

- normaalin henkilökäytön

- huonekalut ja siirrettävät kohteet kuten varastoitavat tavarat ja siirrettävät väliseinät
- ajoneuvot (trukit, kuorma-autot)
- odotettavissa olevat harvinaiset tapahtumat kuten suuret henkilöiden koontumiset tai tavaroiden siirtelyn ja kasaamisen.

Raskaat laitteet (esim. kattilahuoneessa tai laitoskeittiössä) eivät kuulu taulukoi-
tuun hyötykuormaan, vaan ne täytyy käsitellä omina hyötykuormina, joista sovi-
taan tilaajan ja viranomaisten kanssa.

Jos hallin muihinkin rakenteisiin kuitenkin kohdistuu hyötykuormaa, vesikattoa
mitoittaessa hyötykuormien ei oleteta vaikuttavan samanaikaisesti lumi- tai tuu-
likuormien kanssa.

Hyötykuorman määrittäminen

Rakennuksen hyötykuorma määritetään rakennuksen käyttötarkoituksen mu-
kaan. Varasto- ja tuotantorakennusten (Luokka E1) suositeltavat hyötykuorman
ominaisarvot q_k ja Q_k saadaan taulukosta 6.

Taulukko 6 Varastoinnista aiheutuvat välipohjien hyötykuormat (SFS-EN 1991-
1-1, taulukko 6.4, luku 6.3.2.2)

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Luokka E1	7,5	7,0

q_k = kokonaisvaikutuksia varten [kN/m²]

Q_k = paikallisia vaikutuksia varten [kN]

5.9 Kuormitusyhdistely

Standardin EN 1990 kohdasta 6.4.3.1...6.4.3.4 löytyy kuormien yhdistelyn teo-
reettinen tarkastelu.

Kuormitustapauksissa yhdistetään sellaisten kuormien arvot, jotka voivat vaikuttaa rakenteeseen samanaikaisesti. Kuormitusyhdistelmät ottavat huomioon sen, että on erittäin epätodennäköistä, että kaikki maksimikuormat vaikuttaisivat yhtä aikaa, joten yhdistelmissä valitaan yksi pääkuorma, joka oletetaan vaikuttavan maksimikuormana ja muita kuormia pienennetään kertomalla niitä yhdistelykerroimilla ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 . Yhdistelykertoimien ja osavarmuuslukujen avulla pitäisi löytää rakenteen kannalta kaikkein epäedullisimmat kuormitustapaukset. On huomioitava, että yksi mitoittava kuormitustapaus ei välttämättä mitoita kaikkia rakenteita, vaan jokaisen rakenteen kohdalla täytyy tutkia, mikä kuormitustapaus on mitoittava juuri sen kyseisen osan tai rakenteen kohdalla.

Yhdistelykertoimien käyttötapaukset

- a) ψ_0 = muuttuvan kuorman yhdistelykerroin mm. ominaisyhdistelmässä (murtorajatila ja palautumaton käyttörajatila)
- b) ψ_1 = muuttuvan kuorman tavallinen yhdistelykerroin (onnettomuuskuormia sisältävä murtorajatila ja palautuva käyttörajatila)
- c) ψ_2 = muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin (onnettomuuskuormia sisältävä murtorajatila ja palautuva käyttörajatila)

Taulukossa 7 on esitetty Suomen kansallisesta liitteestä löytyvät yhdistelykerroimet eri kuormille.

Taulukko 7 ψ -kertoimien arvot kuormituksille. (NA SFS-EN 1990 luku A1.2.2 taulukko A1.1).

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) ^{*)} kun $s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ^{**)}	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. ^{**)} Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

5.9.1 Murtorajatilan kuormitusyhdistely

Normissa murtorajatilat on jaettu neljään eri kategoriaan, jotka määrittelevät käytettävät osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet.

Staattinen tasapaino ja kestävyys murtorajatila

1. Staattinen tasapainon rajatila =EQU (equilibrium).

vaatimus = rakennuksen tulee pysyä pystyssä tai kaatumatta riittävällä varmuudella.

2. Poikkileikkauksen, rakenneosan tai liitoksen murtumisesta tai liian suurten siirtymien rajatila =STR (strength).
Vaatimus = rakenne ei saa murtua ennen riittävän ylikuorman saavuttamista.
3. Maan pettäminen tai liian suuri siirtymätila = GEO (geotechnical).
Vaatimus = rakenteen perusmaa ei saa painua liiaksi tai perustuksien alla oleva maa ei saa pettää.
4. Rakenteen tai sen osan väsymismurtuminen = FAT (fatigue).
Vaatimus = rakenteessa ei saa syntyä väsymismurtumia ennen suunnitellun käyttöiän täyttymistä.

Yleensä rakenteita mitoittaessa käytetään STR ja GEO murtorajatiloja.

Murtorajatilassa jokainen yhdisteltävä kuorma kerrotaan mahdollisella kuormakertoimella K_{FI} ja osavarmuusluvulla γ_f . Muita kuin määräävää muuttuvaa kuormaa kerrotaan vielä yhdistelykertoimella ψ . Ainoa tilanne, jossa kuormakerroin jätetään pois on, kun pysyvillä kuormilla on edullinen vaikutus rakenteen kestävyteen. Murtorajatilakuormien osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet määräytyvät taulukon 8 mukaan.

Taulukko 8 Kuormien mitoitusarvot (STR/GEO). (NA SFS-EN 1990-YM, luku A1.3.1, taulukko A1.2(B))

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolot	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10a)	$1,35 K_{FI} G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$		
(Yht. 6.10b)	$1,15 K_{FI} G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$	$1,5 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,5 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

5.9.1.1 Nosturikuormat

Nosturi kuormat poikkeavat luonteeltaan hieman muista muuttuvista kuormista. Tästä syystä taulukossa 9 on esitetty omat osavarmuusluvut nosturikuormille. Nostureissa on tarkat nostokapasiteetit, joita ei saa ylittää ja tästä syystä nosturikuormissa voidaan käyttää pienempää osavarmuuskerrointa 1,35.

Taulukko 9 Kuormien mitoitusarvot nosturikuormien osalta. (NA SFS-EN 1991-3-YM, luku A.2.2, taulukko A.1(FI))

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolot	Pysyvät kuormat		Mikäli nosturikuorma on määräävä muuttuva kuorma	Mikäli nosturikuorma on muuta samanaikaista muuttuvaa kuormaa
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht.6.10a)	$1,35K_{FI}G_{k,j, sup}$	$1,0G_{k,j, inf}$		
(Yht.6.10b)	$1,15K_{FI}G_{k,j, sup}$	$1,0G_{k,j, inf}$	$1,35K_{FI}Q_{k,l}$	$1,35K_{FI}\psi_{0,i}Q_{k,i}$

5.9.2 Hallin kuormien laskenta murtorajatilassa

Murtorajatilan kuormitustapausten yleinen kaava

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

vähintään

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

K_{FI} = seuraamusluokasta riippuva kerroin (ks. kohta 3.2.2.)

Tuulikuorma pääasiallinen muuttuvakuorma

1. $1,15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,omapaino} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,tuuli} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0,lumi} \cdot Q_{k,lumi} + 1,35 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0,nosturi} \cdot Q_{k,nosturi}$
2. $1,15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,omapaino} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,tuuli} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0,lumi} \cdot Q_{k,lumi}$
3. $1,15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,omapaino} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,tuuli} + 1,35 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0,nosturi} \cdot Q_{k,nosturi}$
4. $1,15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,omapaino} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,tuuli}$
5. $0,9 \cdot G_{k,omapaino} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,tuuli} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0,lumi} \cdot Q_{k,lumi} + 1,35 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0,nosturi} \cdot Q_{k,nosturi}$

6. $0.9 \cdot K_{FI} G_{k,omapaino} + 1.5 \cdot K_{FI} Q_{k,tuuli} + 1.5 \cdot K_{FI} \psi_{0,lumi} Q_{k,lumi}$
7. $0.9 \cdot G_{k,omapaino} + 1.5 \cdot K_{FI} Q_{k,tuuli} + 1.35 \cdot K_{FI} \psi_{0,nosturi} Q_{k,nosturi}$
8. $0.9 \cdot G_{k,omapaino} + 1.5 \cdot K_{FI} Q_{k,tuuli}$

$G_{k,omapaino}$ = pysyvien kuormien ominaisarvo

$Q_{k,tuuli}$ = tuulikuormien ominaisarvo

$Q_{k,lumi}$ = lumikuormien ominaisarvo

$Q_{k,nosturi}$ = nosturikuormien ominaisarvo

Jos pysyvillä kuormilla epäedullinen vaikutus

$$1.35 \cdot K_{FI} G_{k,omapaino}$$

Jos pysyvillä kuormilla edullinen vaikutus

$$0.9 \cdot G_{k,omapaino}$$

Seuraavaksi valitaan lumi- tai nosturikuorma pääasialliseksi muuttuvaksi kuormaksi ja tehdään samat variaatiot kuin tuulikuormalle.

Lumikuorma pääasiallinen muuttuvakuorma:

$$1.15 \cdot K_{FI} G_{k,omapaino} + 1.5 \cdot K_{FI} Q_{k,lumi} + 1.5 \cdot K_{FI} \psi_{0,tuuli} Q_{k,tuuli} + 1.35 \cdot K_{FI} \psi_{0,nosturi} Q_{k,nosturi}$$

Nosturikuorma pääasiallinen muuttuvakuorma:

$$1.15 \cdot K_{FI} G_{k,omapaino} + 1.35 \cdot K_{FI} Q_{k,nosturi} + 1.5 \cdot K_{FI} \psi_{0,lumi} Q_{k,lumi} + 1.5 \cdot K_{FI} \psi_{0,tuuli} Q_{k,tuuli}$$

Käsin laskettaessa ei kannata laskea kaikkia kuormitustapauksia, vaan valitaan vain sellaiset, jotka voivat oikeasti tulla määrääviksi.

Yleensä mastopilarikehissä määräävä kuormitustapaus saavutetaan, kun tuulikuorma on pääasiallinen muuttuva kuorma, mutta muutkin kuormitustapaukset pitäisi tarkastaa. Mastopilarikehän käsinlaskenta on aika hankalaa ja työlästä, jonka vuoksi kuormitustapaukset kannattaa laskea jollakin laskentaohjelmalla esimerkiksi Autodesk:n Robot structural analysis –ohjelmalla.

Pilarin alapään liitosta mitoittaessa mitoittavaksi kuormitustapaukseksi voi tulla ns. "kesätuuli" kuormitustapaus, jossa oma paino on kerrottu osavarmuusluvulla 0,9 ja rakennukseen vaikuttaa täysi tuulikuorma eikä muita kuormia ole.

Liitteessä 5 on esitetty mastopilarikehän taivutusmomentin käsinlaskentakaavat.

5.9.3 Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät

Käyttörajatilan yhdistelmiä on kolme erilaista: ominaisyhdistelmä, tavallinen yhdistelmä ja pitkäaikaisyhdistelmä. Teräsrakenteissa yleensä selvittää tavallisella yhdistelmällä, jolla tarkastetaan taipumat tai siirtymät. Jos rakenteen taipumasta aiheutuu haitallisia vaikutuksia muihin rakenteisiin, silloin käytetään ominaisyhdistelmää. Pitkäaikaisyhdistelmää käytetään rakenteen pitkäaikaisvaikutuksille ja rakennuksen ulkonäköön vaikuttaviin tapauksiin.

Tavallinen yhdistelmä

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Ominaisyhdistelmä

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Siirtymiä laskettaessa käyttörajatilan tavallisella yhdistelmällä nosturin aiheuttamia kuormia ei oteta huomioon, koska niiden aiheuttamat kuormat ovat satunnaisia ja hetkellisiä.

5.9.4 Onnettomuusrajatilan kuormitusyhdistelmät

Onnettomuusrajatilassa otetaan huomioon onnettomuuden esimerkiksi tulipalon aikaiset kuormat. Onnettomuusrajatiloissa käytetään yhdistelykertoimia Ψ_1 tai Ψ_2 . Yhdistelykertoimilla otetaan huomioon, että onnettomuuden aikana on erit-

täin epätodennäköistä, että samaan aikaan vaikuttaisi jokin maksimikuormitus ja esimerkiksi tulipalon aikana lumi sulaa rakennuksen katolta.

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

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

P = Esijännitysvoima (jännitetyt rakenteet)

A_d = Onnettomuuskuorma

Ensimmäistä kaavaa käytetään, kun pääasiallisena kuormana on jää-, lumi- tai tuulikuorma, muulloin käytetään 2. kaavaa.

6 MATERIAALIT

Teräsrakenteiden mitoitusta käsittelevä standardi SFS-EN 1993-1-1 koskee teräksen lujuuskuokkia S 235...S 460.

6.1 Rakenneteräs

Rakenneterästen myötöraja f_y ja vetomurtolujuus f_u valitaan käyttäen taulukkoa 10. Taulukossa on huomioitava kuinka teräksen nimellisljuuus laskee, kun teräksen paksuus ylittää 40 mm.

HUOM ! Taulukkoa 10 ei saa käyttää rakenneputkille, koska niille on määritetty oma taulukko standardissa.

Taulukko 10 Kuumavalssattujen rakenneterästen myötörajan ja vetomurtolujuuden nimellisarvot. (SFS-EN 1993-1-1, luku 3.2.3, taulukko 3.1)

Standardi ja teräslaji	Nimellispaksuus t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

6.1.1 Teräksen mitoitusarvot

Teräksen mitoitusarvo f_{yd} saadaan jakamalla teräksenkestävyyden ominaisarvo f_y osavarmuuskertoimella γ_{M0} , γ_{M1} tai γ_{M2} .

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_M}$$

f_y = teräksen ominaiskestävyys

γ_M = osavarmuuskerroin $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$ tai $\gamma_{M2}=1,25$

Osavarmuuskertoimen valinta määräytyy mitoittavasta kohteesta. Taulukossa 7 on esitetty teräsrakenteissa yleensä käytettävät osavarmuuskertoimet. Osavarmuuskerroin ottaa huomioon materiaalin kestävyden poikkeamat. Teräksen ollessa hyvin homogeeninen materiaali ja suomalaisen teräksen korkeasta laadusta johtuen osavarmuuskertoimena käytetään usein 1,00.

Taulukko 11 Teräksen osavarmuuskertoimet.

Käyttökohde	γ_M	
Poikkileikkausten kestävyys	γ_{M0}	1,00
Sauvojen stabiiliuden kestävyys	γ_{M1}	1,00
Poikkileikkauksen vetokestävyys	γ_{M2}	1,25

6.1.2 Materiaalivakioiden mitoitusarvot

Normin mukaiset materiaalivakiot:

Kimmo kerroin	$E=210000 \text{ N/mm}^2$
Liukkerroin	$G=E/(2(1+\nu)) \sim 81000 \text{ N/mm}^2$
Poissonin luku kimmoisella alueella	$\nu=0,3$
Lineaarinen lämpölaajeneminen	$\alpha=12 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$ (kun $T \leq 100^\circ\text{C}$)

Näistä vakioista tärkein ja yleisimmin käytettävä on kimmokerroin, jota käytetään joka kerta, kun lasketaan teräsrakenteita. Muita vakiota käytetään paljon harvemmin.

6.1.3 Teräksen lujuuden valinta

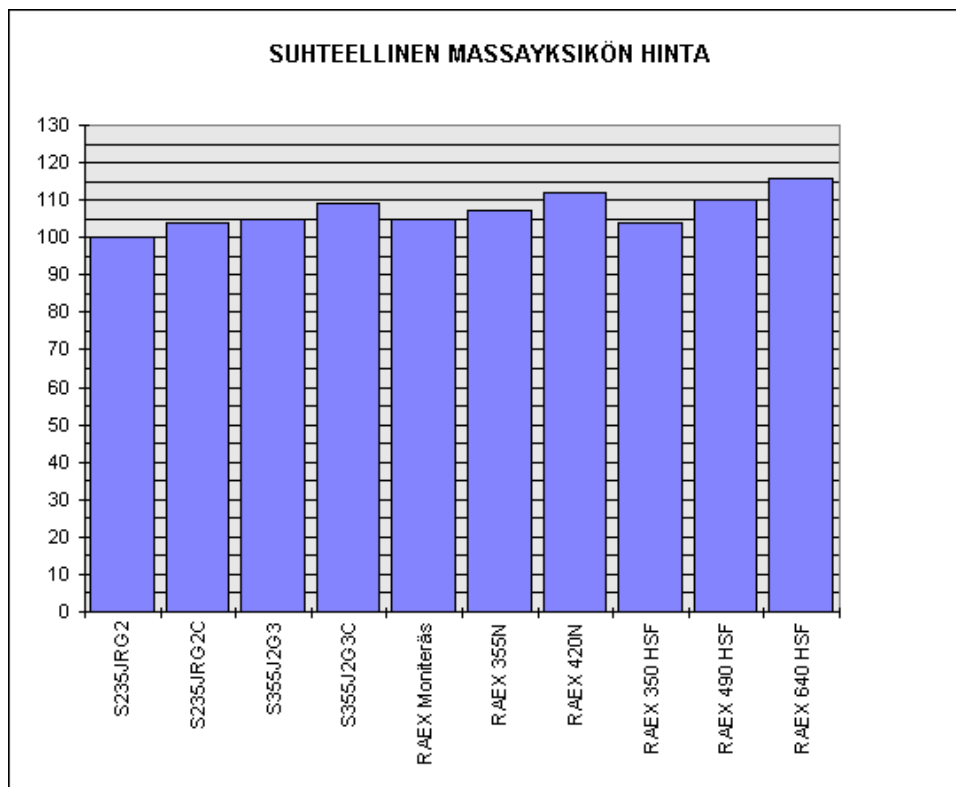
Lujuusluokkien vallinnalla on yleensä suuri merkitys teräsrakenteiden taloudellisuuteen. Suunnittelija voi vaikuttaa merkittävästi oikeanlaisella runkoratkaisulla ja materiaaleilla rakennusprojektin kustannuksiin. Teräksen hintaan vaikuttavat tekijät ovat teräksen perushinta, mittalisä sekä laatulisä. Teräksen perushinta määräytyy maailmanmarkkinahinnan mukaan ja mittalisä on materiaalista riippumatta aina sama, joten ainoa asia jolla suunnittelija voi vaikuttaa teräksen hintaan on laatulisä, joka määräytyy teräksen lujuudesta.

Teräsrakennusyhdistys on tutkinut, kuinka teräksen lujuusluokan parantaminen vaikuttaa teräksen kestävyteen ja hintaa. Tutkimuksissa kävi ilmi, että siirtymisen lujuusluokasta S235 lujuusluokkaan S355 tuo laatulisänä lisäkustannuksia 8..10 %. Vastaavasti terästä kuluu keskimäärin 35 % vähemmän, jolloin rakenteen materiaalikustannuksissa säästetään 28..30 %. Korkeamman lujuusluokan käytöllä on myös muita kustannuksia alentavia seurauksia. Pienemmät profiilit pienentävät rakenteiden painoa, koska teräksen paino ei muutu siirryttäessä teräksen lujuusluokissa ylöspäin. Pienemmät kilomäärät tietävät pienempiä siirto-, kuljetus-, asennus- ja pintakäsittelykustannuksia. Pintakäsittelykustannukset korostuvat etenkin silloin, kun teräsprofiili joudutaan palosuojamaan. Kuvissa 15

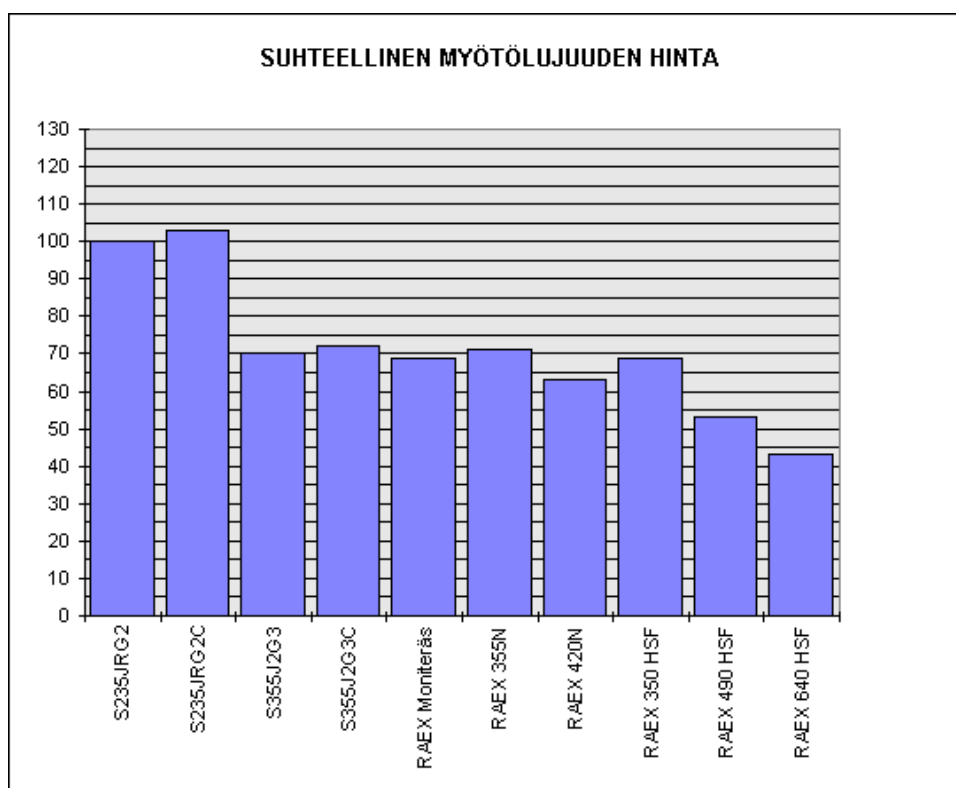
ja 16 on esitetty teräsrakennusyhdistyksen saamat tulokset teräksen lujuuden vaikutuksista hintaan ja kestävyteen. [Teräsrakennusyhdistys ry]

Teräsrakenteiden mitoittaminen ei kuitenkaan ole niin yksinkertaista, että aina kun teräksen lujuutta kasvatetaan, niin rakenteen kestävyys paranisi samalla. Korkeampia lujuusluokkia on järkevintä käyttää, silloin kun profiilin poikkileikkauskestävyys on rakenteen mitoittava ominaisuus ja silloin pystytään hyödyntämään koko teräksen lujuuden nostosta saatava kapasiteetti.

Teräsrakenteissa käy kuitenkin usein niin, että poikkileikkauksenkestävyys ei ole rakenteen mitoittava ominaisuus, vaan se on rakenteen stabiiliuden menetys. Rakenteen stabiiliuden menetys, kuten nurjahdus, ei ole niin riippuvainen teräksen lujuudesta ja siksi teräksen lujuuden nostaminen ei välttämättä paranna rakenteen kestävyttä lainkaan. Esimerkiksi pilarin nurjahtamisessa teräksen lujuuden noston vaikutus nurjahduskestävyyteen on riippuvainen pilarin korkeudesta ja hoikkuudesta. Tästä syystä korkeiden (yli 7 m) ja hoikkien pilareiden esimerkiksi IPE-profiilista tehdyn pilarin teräksen lujuuden nostaminen ei vaikuta juuri lainkaan pilarin nurjahduskestävyyteen, mutta matalissa pilareissa, jotka on tehty HEA- tai HEB-profiileilla voidaan saada teräksen lujuuden nostamisella parannettua huomattavasti nurjahduskestävyyttä.



Kuva 15 Teräsmateriaalien suhteellinen hinta. (teräsrakenneyhdistys ry)



Kuva 16 Teräsmateriaalien hinnan suhde myötölujuuteen. (teräsrakenneyhdistys ry)

6.1.4 Profiilin valintaperusteet

Kuumavalssatut profiilit

Tavallisissa kotimaan kohteissa taloudellisesti järkevänä ylärajana voidaan pitää IPE-profiileilla $h = 600$ mm (profiilin korkeus) sekä raskaimmilla HEA- ja HEB-profiileilla $h = 400$ mm. Näiden rajojen jälkeen on yleensä taloudellisesti järkevämpää tehdä profiilit hitsaamalla.

Kuormitustavan vaikutus profiilin valintaan

Taivutetuissa rakenteissa IPE-profiilit ovat teräsmäärän ja taivutuskestävyyden suhteen tehokkaimmat, etenkin silloin, kun kiepahdus heikompaan suuntaan on estetty.

Puristetuissa rakenteissa, joissa nurjahdus on estetty kumpaankin suuntaan profiilin ulkomuodolla ei ole merkitystä, vain profiilin pinta-ala ja lujuus vaikuttavat silloin puristuskestävyyteen. Kuvassa 17 olevissa taulukoissa on vertailtu nurjahduskestävyyksiä eri profiileilla. Kuormituksena on käytetty 550 kN:n pystykuormaa.

<i>Taulukko 7 Nurjahdus heikon akselin suhteen</i>				
	<i>IPE 360</i>	<i>HEA 200</i>	<i>HEB 180</i>	<i>Neliö HS 200'100'10</i>
<i>Massa (kg/m)</i>	57,1	42,3	51,2	41,5
<i>W₅₅₀ (kg/m)</i>	45,5	36,0	39,4	38,7

<i>Taulukko 8 Nurjahdus vahvan akselin suhteen</i>				
	<i>IPE 220</i>	<i>HEA 160</i>	<i>HEB 140</i>	<i>Neliö HS 200'100'6</i>
<i>Massa (kg/m)</i>	26,2	30,4	33,7	26,3
<i>W₅₅₀ (kg/m)</i>	22,1	26,4	28,1	23,6

<i>Taulukko 9 Kaksoissymmetristen profiilien nurjahdus</i>		
	<i>Neliö HS 150'150'6</i>	<i>Pyöreä putki 168,3 ' 7,1</i>
<i>Massa (kg/m)</i>	26,3	28,2
<i>W₅₅₀ (kg/m)</i>	25,9	26,2

Kuva 17 Eri profiilien nurjahduskestävyyksien vertailu taulukot, teräs kilojen suhteen (teräsrakennusyhdistys ESDEP-työryhmä 7 pilarin mitoitus taulukot 7-9)

Kuvan 17 taulukoista näkyy, miten poikkileikkauksen valinta voi vaikuttaa merkittävästi teräskiloihin. Jos nurjahdus pääsee tapahtumaan mihin tahansa suuntaan, neliöprofiili tai pyöreä profiili ovat selvästi parhaat ennen HEA-profiilia, suorakaideputket, HEB ja IPE osoittautuvat epätaloudellisimmiksi profiileiksi. Jos pilari pääsee nurjahtamaan vain vahvan akselin suhteen, paras ratkaisu on IPE ennen putkiprofiileja; leveälappaiset HE-profiilit ovat tässä tapauksessa tehottomampia profiileja. On kuitenkin tärkeää huomioida, että rakenneosien valintaan vaikuttaa suuresti rakenneosien helppo liitettävyyys ja tästä syystä usein vältetään käyttämästä putkiprofiileja, koska yleensä on helpompaa ja halvempaa liittää IPE tai HE-poikkileikkauksia muihin rakenteisiin.

6.2 Kiinnikkeet

Kiinnikkeitä käsitellään Standardin EN 1993-1-8 luvussa 3. Ruuvien myötöraja f_{yb} ja vetomurtolujuus f_{ub} valitaan taulukosta 12.

Taulukko 12 Ruuvien myötörajan ja vetomurtolujuuden nimellisarvot. (SFS-EN 1993-1-8, taulukko 3.1)

Ruuvien lujuusluokka	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Suomen kansallisessa liitteessä (NA SFS EN-1993-1-8) suositellaan, että käytettäisiin vain ruuveja, jotka ovat lujuusluokiltaan 8.8 tai 10.9.

6.2.1 Liitosten osavarmuuskertoimet

Liitoksissa käytettävät teräksen osavarmuuskertoimet huomioivat liitoksien mittapoikkeamat ja liitettävien osien epätasaisuuden ja muut vastaavat liitoksen kestävyysvaikuttavat seikat.

Liitoksissa käytetään taulukon 13 mukaisia osavarmuuskertoimia. Liitoksen osia mitoittaessa käytetään yleensä osavarmuuskertointa $\gamma_{M2} = 1,25$. Teräsosia mi-

toittaessa, jos ei ole varma, mitä osavarmuuskerrointa kyseisessä kohdassa tulee käyttää, kannattaa aina valita γ_{M2} , koska se on aina varmalla puolella oleva kerroin.

Taulukko 13 Liitosten osavarmuusluvut. (SFS-EN 1993-1-8, taulukko 2.1)

Rakenneosien ja poikkileikkausten kestävyys	γ_{M0} , γ_{M1} and γ_{M2} ks. kohta 6.1.1
Ruuvien kestävyys	$\gamma_{M2} = 1,25$
Niittien kestävyys	
Niveltappien kestävyys	
Hitsien kestävyys	
Reunapuristuskestävyys	
Liukumiskestävyys - murtorajatilassa (kiinnitysluokka C) - käyttörajatilassa (kiinnitysluokka B)	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3,ser} = 1,1$
Injektioruuvien reunapuristuskestävyys	$\gamma_{M4} = 1,0$
Rakenneputkien liitosten kestävyys ristikoissa	$\gamma_{M5} = 1,0$
Niveltappien kestävyys käyttörajatilassa	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Ruuvien esijännitys	$\gamma_{M7} = 1,1$
Betonin kestävyys	$\gamma_c = 1,50$

7 MITOITUS

Rakennusosien tulee täyttää SFS-EN-normiston asettamat vaatimukset rakenteellisen varmuuden, lujuuden, palonkeston, lämmöneristävyyden ja tiiviiden osalta.

7.1 Pilari

Pilaria mitoittamisessa pitää tarkastaa sekä valitun pilariprofiilin kestävyys että pilarirakenteen kestävyys eli pilarin stabiilius, joskus puhutaan myös pilarin vakavuudesta. Stabiiliuden menetys tarkoittaa, että rakenne petteä ennen kuin saavutetaan poikkileikkauksen maksimikestävyys. Rakenteen epästabiiliusilmiöitä ovat sauvojen tasonurjahdus, vääntönurjahdus ja kiepahdus sekä levyillä lommahdus. Usein juuri stabiiliuden menetys on teräsrakenteen mitoittava ominaisuus, etenkin pilareita tai muita ohuita puristettuja rakenteita ja rakenneosia

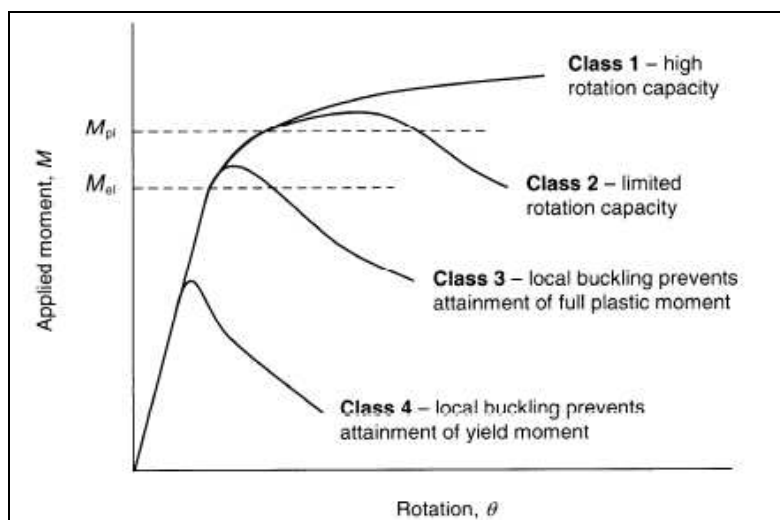
suunniteltaessa. Tästä syystä ei riitä, että tarkistetaan vain poikkileikkauksen kestävyys. Kohdassa 7.1.2 kerrotaan, kuinka poikkileikkauksen kestävyys tarkistetaan, ja kohdassa 7.1.3 kerrotaan, kuinka sauvan kestävyys tarkistetaan.

Liitteessä 2 on laskettu esimerkki tapaus hallin mastopilarin mitoittamisesta.

7.1.1 Poikkileikkausluokka

Poikkileikkausluokan tarkoitus on tunnistaa, missä laajuudessa poikkileikkausten paikallinen lommahdus rajoittaa poikkileikkausten kestävyyttä ja kiertymis-kykyä (SFS-EN 1993-1-1 s.42).

Jokaiselle mitoitettavalle profiilille pitää määrittää poikkileikkausluokka. Poikkileikkausluokat vaikuttavat siihen, lasketaanko profiilin kestävyys plastisuus- vai kimmoteorian mukaan. PL-luokat 1 ja 2 ovat plastisuusteorialla laskettavia ja luokat 3 ja 4 ovat kimmoteorialla laskettavia. PL-luokassa 4 joudutaan tekemään vielä pinta-ala vähennyksiä paikallisten lommahdusten takia eli silloin ei voida käyttää koko profiilin teräspinta-alaa hyväksi laskuissa. Avoprofiileilla on erittäin harvinaista, että poikkileikkaus menisi luokkaan 4, joten en ole käsitellyt sitä lainkaan tässä työssäni. (Lisätietoa PL-luokasta 4 löytyy SFS-EN-1993-1-1 s.52 ja SFS-EN-1993-1-5 s.15) Kuvassa 18 on esitetty poikkileikkausluokkien kiertymän ja momentin riippuvuutta. Kuvasta huomataan selkeästi, kuinka poikkileikkausluokka vaikuttaa profiilin momenttikestävyyteen.



Kuva 18 Kiertymä-momentti-riippuvuus eri poikkileikkausluokissa.

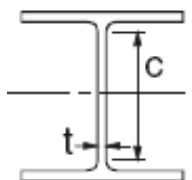
7.1.1.1 Poikkileikkausluokan määrittäminen

Poikkileikkauksen luokitus tehdään materiaalin myötölujuuden, yksittäisen puristetun osan leveyden ja paksuuden suhteen sekä poikkileikkauksen kuormituksen perusteella. Poikkileikkauksen eri osat voivat kuulua eri PL-luokkiin. Siksi PL-luokka täytyy määrittää sekä uumalle että laipalle taulukoiden 14 ja 15 mukaan. Profiilin PL-luokka määräytyy korkeimman poikkileikkauksen osan luokan mukaan (=suurin numero).

Uuman poikkileikkausluokan määrittäminen

Uuman poikkileikkausluokan määrittäminen tapahtuu taulukon 14 mukaan. Taulukko on jaettu kolmeen lohkoon taivutetut taso-osat, puristetut taso-osat ja taivutetut ja puristetut taso-osat. Palkeissa, joissa tiedetään varmasti, että niihin ei kohdistu lainkaan puristuskuormaa, voidaan käyttää taivutetut taso-osat -raja-arvoja, muulloin kannattaa aina käyttää puristetut taso-osat -raja-arvoja, koska ne ovat aina varmallalla puolella. Yhdistettyä taivutetut ja puristetut taso-osat -osiota ei kannata käyttää, koska silloin täytyisi määrittää puristetun ja vedetyn taso-osan suhde.

$c/t \leq \text{rajahoikkaus}$	
c	= uuman korkeus [mm]
t	= uuman paksuus [mm]
ϵ	= $\sqrt{235/f_y}$



The diagram shows a cross-section of a T-beam. A vertical dimension line on the right side indicates the height 'c' from the top flange to the center of the web. A horizontal dimension line at the bottom indicates the thickness 't' of the web.

Kuva 19 Uuman geometrinen hoikkauden määrittäminen.

Taulukko 14 Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 5.2 (osa 1), luku 5.6).

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

^{*)} Arvoa $\psi \leq -1$ käytetään, kun joko puristusjännitys $\sigma < f_y$ tai vedetyä puolen venymä $\epsilon_y > f_y/E$

¹⁾ Suomentajan huomautus:

Standardin EN 1993-1-5 mukaan raja-arvoksi saadaan: $c/t \leq 121,43\epsilon$

²⁾ Suomentajan huomautus:

Standardin EN 1993-1-5 mukaan raja-arvoksi saadaan: $c/t \leq 38,25\epsilon$

³⁾ Suomentajan huomautus:

Standardin EN 1995-1-5 mukaan raja-arvo riippuu lommahduskertoimesta k_0 ja jännityssuhteesta ψ .

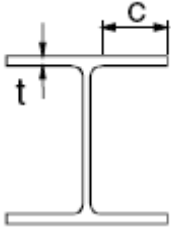
Laipan poikkileikkausluokan määrittäminen

Laipan PL-luokan määrittäminen tapahtuu taulukon 15 mukaan. Laipan PL-luokan määrittäminen on helpompaa, koska lappoihin ei yleensä kohdistu kuin veto tai puristus voimia. Siksi käytetään aina puristetut taso-osat -osiota. Yhdistetty pu-

ristetut ja taivutetut taso-osat osiota käytetään vain silloin, kun profiiliin kohdistus sivusuunnassa taivutusta.

$c/t \leq$ rajahoikkuus

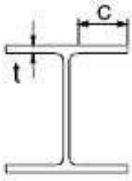
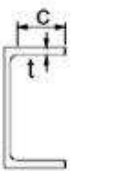

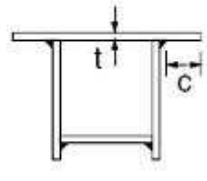
c = laipan leveys [mm]
t = laipan paksuus [mm]
 $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$



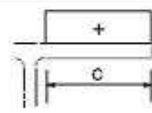
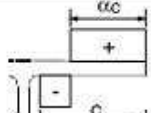
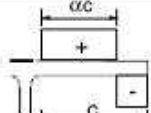
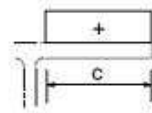
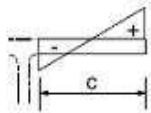
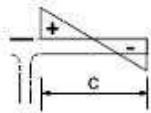
Kuva 20 Laipan geometrisen hoikkuuden määrittäminen.

Taulukko 15 Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 5.2 (osa 2), luku 5.6).

Ulokkeelliset laipat

Valssatut profiilit
Hitsatut profiilit

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

⁴⁾ Suomentajan huomautus:
Standardin EN 1993-1-5 mukaan raja-arvoksi saadaan: $c/t \leq 13,96\epsilon$

⁵⁾ Suomentajan huomautus:
Standardin EN 1993-1-5 mukaan raja-arvoksi saadaan: $c/t \leq 21,29\epsilon\sqrt{k_\sigma}$

Liitteessä 2 on esimerkki tapaus hallin mastopilarin mitoittamisesta. Esimerkissä on myös määritetty pilarin profiilin poikkileikkausluokka.

7.1.2 Poikkileikkauksen kestävyys

Pääsääntönä on, ettei rasitus saa missään poikkileikkauksen kohdassa ylittää vastaavaa kestävyyttä. Myöskään rasiusten yhteisvaikutus ei saa ylittää poikkileikkauksen kestävyyttä. Poikkileikkauksen kestävyyttä käsitellään normin SFS-EN 1993-1-1 kohdassa 6.2 s.48-60.

7.1.2.1 Taivutus

Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden $M_{c,Rd}$ täytyy olla aina suurempi kuin taivutusvoiman mitoitusarvo M_{Ed} .

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys $M_{c,Rd}$ (yhden pääakselin suhteen) lasketaan seuraavasti:

$$\left(M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{poikkileikkausluokat 1 ja 2} \right)$$
$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{poikkileikkausluokka 3}$$

W_{pl} = plastinen taivutusvastus [mm^3]

$W_{el,min}$ = kimmoinen taivutusvastus [mm^3]

f_y = teräksen lujuus [N/mm^2]

γ_{M0} = osavarmuusluku 1,0

Mastopilareita mitoittaessa taivutusvastuksena kannattaa aina käyttää kimmoista taivutusvastusta, koska mastopilarin suurin taivutus rasitus kohdistuu pilarin alapäähän, jossa pitää olla jäykkäliitos. Mitoittaessa plastisella taivutusvastuksella profiili sallitaan plastisoitua, jolloin mastopilarin tapauksessa pilarin ala-

päähän syntyisi plastinen nivel, joka pahimmassa tapauksessa johtaisi rakenteen muuttumisen mekanismiksi, josta seuraa rakennuksen sortuminen.

Taivutuskestävyyttä $M_{c,Rd}$ laskettaessa on huomioitava mahdolliset kiinnittimien reiät, jotka pienentävät taivutusvastusta.

7.1.2.2 Leikkaus

Poikkileikkauksen leikkauskestävyyden $V_{c,Rd}$ täytyy olla aina suurempi kuin leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} .

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Plastisuusteorialla mitoittaessa $V_{c,Rd}$ vastaa plastista leikkauskestävyyttä $V_{pl,Rd}$, joka lasketaan seuraavasti:

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

PL- Luokat 1 ja 2

A_v = leikkauspinta-ala [mm^2]

f_y = teräksen lujuus [N/mm^2]

γ_{M0} = osavarmuusluku 1,0

Kun käytetään edellistä $V_{pl,Rd}$ kaavaa poikkileikkaukseen ei saa kohdistua vääntöä.

Leikkauspinta-alan arvo A_v riippuu valitun profiilin muodosta. Koska käsittelen tässä työssä vain valssattuja I- ja H-profileja, A_v lasketaan seuraavasti:

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad \text{kuitenkin vähintään } \eta h_w t_w$$

- A = poikkileikkauksen koko pinta-ala [mm²]
- b = laipan leveys [mm]
- t_f = laipan paksuus [mm]
- t_w = uuman paksuus [mm]
- h_w = uuman korkeus [mm]
- r = pyöristyssäde [mm]
- η = 1,00 ks. SFS-EN 1993-1-5

I- ja H-profiileissa leikkauspinta-ala on vähintään uuman pinta-ala, kun leikkaus rasitus tulee uuman suuntaisesti. U- T- ja putkiprofiileille löytyy vastaavat kaavat SFS-EN 1993-1-1 s.54-55

Jos valittu profiili on poikkileikkausluokassa 3, leikkauskestävyys lasketaan kaavalla:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

PL- Luokka 3

I ja H profiileissa uuman leikkausjännitys τ_{Ed} voidaan laskea kaavasta:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ kun } A_f / A_w \geq 0,6$$

- V_{Ed} = leikkausvoima [kN]
- A_w = uuman pinta-ala: A_w = h_w * t_w [mm²]
- A_f = yhden laipan pinta-ala [mm²]

Muissa tapauksissa uuman leikkausjännitys τ_{Ed} voidaan laskea kaavasta:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t}$$

- S = tarkasteltavan kohdan ulkopuolella olevan poikkileikkauksen osan staattinen momentti koko poikkileikkauksen painopiste akselin suhteen
 I = koko poikkileikkauksen hitausmomentti [mm]⁴
 t = tarkasteltavan kohdan paksuus [mm]

Lisäksi pitää tarkistaa välilykisteettömän uuman leikkauslommahduskestävyys.

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

- h_w = uuman korkeus [mm]
 t_w = uuman paksuus [mm]
 $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$
 $\eta = 1,20$ (tai 1,00) ks. SFS-EN 1993-1-5 S.23

7.1.2.3 Puristus

Poikkileikkauksen puristuskestävyyden $N_{c,Rd}$ täytyy olla aina suurempi kuin puristusvoiman mitoitusarvo N_{Ed} .

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

Poikkileikkauksen puristuskestävyys $N_{c,Rd}$ lasketaan tasaiselle puristukselle seuraavasti:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{poikkileikkausluokissa 1, 2 ja 3}$$

- A = poikkileikkauksen pinta-ala [mm²]
 f_y = teräksen lujuus [N/mm²]
 γ_{M0} = osavarmuusluku 1,0

7.1.2.4 Vääntö

Vääntörasitus esiintyy harvoin rakenteissa, joten en ole käsitellyt sitä työssäni. ks. SFS-EN 1993-1-1 kohta 6.2.7.

7.1.2.5 Taivutus ja leikkaus yhdessä

Kun leikkausvoima on puolet pienempi kuin plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys, ei tarvitse laskea taivutuksen ja leikkauksen yhteisvaikutusta. Muissa tapauksissa taivutuskestävyyttä $M_{c,Rd}$ pienennetään pienentämällä teräksen nimellislujutta f_y kaavalla:

$$(1-\rho)f_y$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

V_{Ed} = leikkausvoiman mitoitusarvo [kN]

$V_{pl,Rd}$ = plastinen leikkauskestävyys ks kohta 7.1.2.2 [kN]

7.1.2.6 Taivutus ja normaalivoima yhdessä

Taivutuksen ja normaalivoiman yhteisvaikutuksessa tutkitaan normaalivoiman vaikutusta taivutuskestävyyteen. Poikkileikkausluokissa 1 ja 2 taivutuskestävyyden tulee täyttää ehto:

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

$M_{N,Rd}$ = plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyys, jossa normaalivoiman vaikutus on otettu huomioon.

$$M_{N,Rd} := M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

$M_{pl,Rd}$ = plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyys ($M_{c,Rd}$)

$N_{pl,Rd}$ = plastisuusteorian mukainen normaalivoimakestävyys ($N_{c,Rd}$)

N_{Ed} = normaalivoima rasitus

I- ja H- profiileille normaalivoiman vaikutus plastisuusteorian mukaiseen taivutuskestävyyteen voidaan jättää huomioimatta, kun seuraavat ehdot ovat voimassa:

y-y akselin suhteen

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \text{ ja}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

z-z akselin suhteen

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

h_w = uuman korkeus [mm]

t_w = uuman paksuus [mm]

f_y = teräksen lujuus [N/mm^2]

γ_{M0} = osavarmuusluku 1,0

7.1.2.7 Taivutus, leikkaus ja normaalivoima yhdessä

Yhteisvaikutusta ei tarvitse huomioida, jos leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} ei ole yli puolta plastisuusteorian mukaisesta leikkauskestävyyden. Kun V_{Ed} ylittää 50 % poikkileikkauksen leikkauskestävyydestä $V_{pl,Rd}$ käytetään poikkileikkauk-

sen taivutuksen ja normaalivoiman yhdistetyn kestävyuden laskennassa pienennettyä myötörajaa $f_y = (1-p) \cdot f_y$ joka kohdan 7.1.2.5 mukaan

7.1.3 Sauvan kestävyys

Sauvojen kestävyttä käsitellään normin SFS-EN 1993-1-1 kohdassa 6.3

Sauvan kestävyydellä tarkoitetaan sauvarakenteen stabiiliuden menetystä, joka voidaan saavuttaa ennen kuin saavutetaan itse profiilin poikkileikkauksen maksimikestävyys. Erilaisia stabiiliuden menetyksiä ovat sauvan nurjahdus, kiepahdus ja lommahdus.

7.1.3.1 Nurjahdus

Puristettu sauva voi nurjahtaa kahteen eri suuntaan, ellei nurjahtamista ole estetty. Mastokehähallin mastopilarien nurjahtaminen on usein estetty heikommassa suunnassa vaakaorsilla. Silloin nurjahtaminen on tarkistettava vain vahvemmassa suunnassa. Ellei mastokehähallissa ole vaakaorsia, joudutaan tarkistamaan pilarin nurjahtaminen myös heikommassa suunnassa. Silloin nurjahtamis pituus $L_{cr} = 1,0 \cdot \text{Pilarin korkeus}$, koska pilari ajatellaan molemmista päistään nivelelliseksi hallin pitkittäissuunnassa. Vahvemmassa suunnassa pilarin nurjahduspituus $L_{cr} = 2,0 \cdot \text{Pilarin korkeus}$, koska pilarin alapää on jäykästi kiinnitetty ja pilarin yläpäässä on sivusiirtyvä nivelliitos.

Puristetun sauvan nurjahduskestävyyden $N_{b,Rd}$ täytyy olla aina suurempi kuin puristusvoiman mitoitusarvo N_{Ed} .

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

N_{Ed} = puristusvoima [kN]

$N_{b,Rd}$ = puristetun sauvan nurjahduskestävyys [kN]

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{poikkileikkausluokille 1, 2 ja 3;}$$

X = pienennystekijä < 1.0

A = poikkileikkauksen pinta-ala [mm²]

f_y = teräksen lujuus [N/mm²]

γ_{M1} = osavarmuusluku 1,0

Pienennystekijän X määrittäminen:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mutta } \chi \leq 1,0$$

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

α = epätarkkuustekijä (ks. taulukko 6.1 ja 6.2)

λ = muunnettuhoikkuus

Muunnetunhoikkuuden määrittäminen:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{poikkileikkausluokille 1, 2 ja 3;}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

L_{cr} = nurjahduspituus (mastopilarisissa 2,0*L (vahvempi suunta))

L = pilarin pituus

i = hitaussäde tarkasteltavan akselin suhteen

E = kimmokerroin (210000 N/mm²)

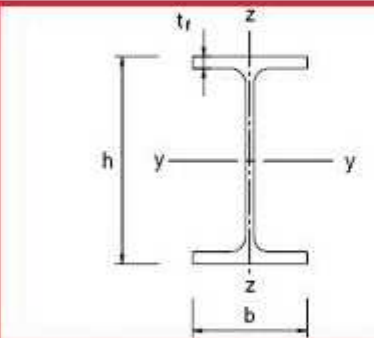
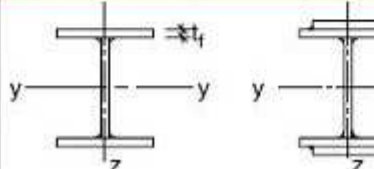
f_y = teräksen lujuus [N/mm²]

N_{cr} = kimmoteorian mukainen bruttopoikkileikkauksen mukaan laskettu kriittinen voima kyseeseen tulevassa nurjahdusmuodossa.

Epätarkkuustekijä α

Epätarkkuustekijän α määrittäminen tapahtuu taulukoiden 16 ja 17 avulla. Aluksi tutkitaan taulukosta 16, minkä nurjahduskäyrän mukaan profiili mitoitetaan. Nurjahduskäyrä on riippuvainen profiilin hoikkeudesta (profiilin korkeuden (h) ja leveyden (b) suhteesta). Taulukkoon on merkitty punaisella värillä yleensä käytettävät tapaukset, kun tutkitaan profiilin nurjahdusta vahvempaan suuntaan (nurjahdus y-y-akselin suhteen). Sen jälkeen, kun on selvitetty oikea nurjahduskäyrä, katsotaan taulukosta 17 kyseisen nurjahduskäyrän mukainen epätarkkuustekijä α . Yleensä IPE-ja yli 360 mm korkeat HEA- ja HEB-profiileilla nurjahduskäyrä on a ja alle 360 mm korkeilla HEA- ja HEB-profiileilla nurjahduskäyrä on b, kun tarkastellaan nurjahdusta y-y-akselin suhteen. Nurjahdusta z-z-akselin suhteen käytetään silloin, kun lasketaan profiilin nurjahdusta heikommassa suunnassa.

Taulukko 16 Nurjahduskäyrän valinta poikkileikkauksesta riippuen (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 6.2, luku 6.3.1.2)

Poikkileikkaus	Rajat	Nurjahdus ko. akselin suhteen.	Nurjahduskäyrä	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
 Välssatut profiilit	$h/b > 1,2$ $h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a
			z-z	b
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y	b
			z-z	c
$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b		
	z-z	c		
$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d		
	z-z	d		
 Hilsatut I-profiilit	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b	
		z-z	c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y	c	
		z-z	d	

Taulukko 17 Nurjahduskäyrien epätarkkuustekijät (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 6.1, luku 6.3.1.2)

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

Nurjahdusta ei tarvitse tutkia seuraavissa tapauksissa:

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \quad \text{Muunnettuhoikkuus alle 0,2}$$

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

N_{cr} = kimmoteorian mukainen bruttopoikkileikkauksen mukaan laskettu kriittinen voima kyseeseen tulevassa nurjahdusmuodossa.

7.1.3.2 Kiepahdus

Sivusuunnassa tukemattoman ja vahvemmassa suunnasta taivutetun sauvan kiepahdus tarkistetaan seuraavasti:

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

M_{Ed} = taivutusmomentti [kNm]

$M_{b,Rd}$ = kiepahduskestävyys [kNm]

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

W_y = $W_{pl,y}$ poikkileikkausluokissa 1 ja 2

W_y = $W_{el,y}$ poikkileikkausluokassa 3

χ_{LT} = muunnettua hoikkuutta vastaava pienennystekijä

f_y = teräksen myötölujuus

γ_{M1} = 1,0 osavarmuuskerroin

Valssatuille ja vastaaville hitsatuille sauvoille pienennystekijä χ_{LT} lasketaan seuraavasti:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mutta } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} = epävarmuustekijä

$\lambda_{LT,0}$ = 0,4 (maksimiarvo) varmalla puolella oleva arvo

β = 0.75 (minimiarvo) varmalla puolella oleva arvo

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} = kimmoteorian mukainen kiepahduksen kriittinen momentti

Muunnettuhoikkuus voidaan laskea myös ilman kriittisen momentin arvoa seuraavasti:

$$\bar{\lambda}_{LT} := \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} := \frac{\frac{L_{cr}}{i}}{\sqrt{c_1} \sqrt{1 + \frac{1}{20} \left[\left(\frac{L_{cr}}{i} \right) \left(\frac{h}{t_f} \right)^{-1} \right]^2}}$$

L_{cr} = nurjahduspituus

i = hitaussäde tarkasteltavan akselin suhteen

h = profiilin korkeus

t_f = laipan paksuus

c_1 = 1,0 (Varmalla puolella oleva arvo). Alla on esitetty c_1 :n tarkempi määrittely

$$c_1 := 1,75 - 1,05 \cdot \psi + 0,3 \cdot \psi^2 \leq 2,35$$

, jossa

ψ = Reunamomenttisuhte

Kiepahdusta ei tarvitse tutkia seuraavissa tapauksissa

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2 \quad \text{muunnettuhoikkuus alle 0,2}$$

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

M_{cr} = kimmoteorian mukainen kiepahduksen kriittinen momentti

Epätarkkuustekijän α_{LT} määrittäminen

Epätarkkuustekijän α_{LT} määrittäminen tapahtuu taulukoiden 18 ja 19 avulla. Aluksi tutkitaan taulukosta 18, mitä kiepahduskäyrää tulee käyttää kyseisellä profiililla. Kiepahduskäyrän valinta perustuu profiilin hoikkuuteen samalla tavalla kuin nurjahduskäyrän valinnassa. Kiepahduskäyrän valinnan jälkeen katsotaan taulukosta 19 kyseisen kiepahduskäyrän mukainen suositeltava epätarkkuustekijä.

Taulukko 18 Kiepahduskäyrän valinta poikkileikkauksen mukaan (NA SFS-EN 1993-1-1-YM-rev1, taulukko 6.5(FI) luku 6.3.2.3)

Poikkileikkaus (poikkileikkaus on vakio sauvan pituudella)	Rajat	Kiepahduskäyrä
Valssatut kaksoissymmetriset I- ja H-profiilit sekä kuumavalssatut rakenneputket	$h/b \leq 2$	b
	$2 < h/b < 3,1$	c
Hitsatut kaksoissymmetriset I- profiilit ja kylmämuovattut rakenneputket	$h/b \leq 2$	c
	$2 < h/b < 3,1$	d

Taulukko 19 Kiepahduskäyrien suositeltavat epätarkkuustekijät (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 6.3, luku 6.3.2.2)

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

7.1.3.3 Taivutus ja aksiaalinen puristus

Pilareihin kohdistuu lähes aina sekä taivutusta sekä aksiaalista puristusta. Siksi pilareissa täytyy aina tarkistaa näiden kuormien yhteisvaikutus. Usein juuri näiden voimien yhteisvaikutus mitoittaa pilarin.

Yhdistetyn taivutuksen ja aksiaalisen puristuksen rasittamien sauvojen tulee täyttää seuraavien kaavojen ehdot:

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} X_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\gamma_{M1} M_{y,Rk} X_{LT}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} X_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\gamma_{M1} M_{y,Rk} X_{LT}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

Kaavat supistuvat usein yksinkertaisempaan muotoon, koska harvoin momentti vaikuttaa kahdesta erisuunnasta yhtä aikaa.

$$\frac{N_{Ed}}{X_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1$$

Yleensä ei lasketa kuin vahvempaan suuntaan nurjahtaminen, koska pilarit tuetaan yleensä heikommassa suunnassa orsilla estäen näin nurjahtamisen. Yleensä riittää, että tarkastetaan vain seuraava ehto:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1$$

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ ja $M_{z,Ed}$	ovat puristusvoiman ja maksimimomenttien (akselien y-y- ja z-z suhteen) mitoitusarvoja;
ΔM_y , ΔM_z	ovat kohdan 6.2.9.3 mukaisia painopisteakselin siirtymisestä aiheutuvia momenteja, ks. taulukko 6.7;
χ_y ja χ_z	ovat kohdan 6.3.1 mukaisia taivutusnurjahduksen pienennystekijöitä;
χ_{LT}	on kohdan 6.2.3 mukainen kiepahduksen pienennystekijä;
k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz}	ovat yhteisvaikutustekijöitä.

Pienennystekijät X_y ja X_z lasketaan samalla tavalla, kuin nurjahdukestävyyden pienennystekijät, ks. kohta 7.1.3.1. Sauvoille, jotka eivät ole alltiita vääntömuodonmuutoksille, pienennystekijän X_{LT} arvoksi valitaan 1,0.

Yhteisvaikutustekijät

Yhteisvaikutustekijöiden määrittäminen tapahtuu taulukoiden 20 ja 21 mukaan. Taulukossa 20 on huomioitava, että plastisuusteorian ja kimmoteorian mukaan laskettaville poikkileikkausluokille on omat yhteisvaikutustekijän laskentakaavat.

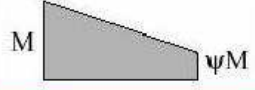
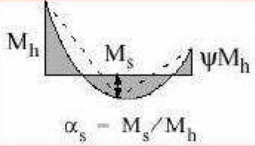
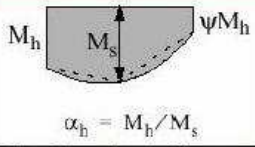
Taulukko 20 Yhteisvaikutuskaavat sauvoille, jotka eivät ole alltiit vääntömuodonmuutoksille (SFS-EN 1993-1-1, taulukko B.1, liite B).

Yhteisvaikutustekijät	Poikkileikkaustyyppi	Suunnitteluoletukset	
		Kimmenteorian mukaiset poikkileikkausominaisuudet, poikkileikkausluokat 3 ja 4	Plastisuusteorian mukaiset poikkileikkausominaisuudet, poikkileikkausluokat 1 ja 2
k_{yy}	I-profiilit	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Suorakaideputket	$\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	I-profiilit	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
	Suorakaideputket		
k_{zy}	I-profiilit	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
	Suorakaideputket		
k_{zz}	I-profiilit	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Suorakaideputket	$\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
			$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
			$\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

I- ja H- poikkileikkauksille ja suorakaiteen muotoisille rakenneputkille, joihin kohdistuu aksiaalinen puristus ja taivutus $M_{y,Ed}$ yhden akselin suhteen, tekijälle k_{zy} voidaan valita arvo $k_{zy} = 0$.

Jotta saadaan laskettua yhteisvaikutustekijä k_{yy} , täytyy määrittää C_{my} taulukon 21 mukaan. Mastopilarikehän pilarin tapauksessa käytetään taulukon 21 keskimmäistä kuvaa.

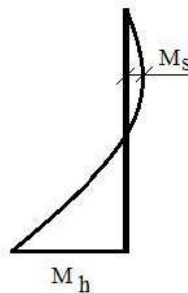
Taulukko 21 Ekvivalentin momentin kertoimet C_m (SFS-EN 1993-1-1, taulukko B.3, liite B).

Momenttipinta	Alue		C_{my} ja C_{mz} ja C_{mLT}	
			Tasan jakaantunut kuormitus	Pistemäinen kuormitus
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)^{1)}$
Sivusiirtyvien kehien sauvoille ekvivalentin momentin kertoimiksi valitaan arvot $C_{my} = 0,9$ tai $C_{Mz} = 0,9$				
Kertoimet C_{my} , C_{mz} ja C_{mLT} valitaan kyseeseen tulevien tukipisteiden välisen taivutusmomenttipinnan mukaan seuraavasti:				
Momenttikerroin	Akseli, jonka suhteen taivutus tapahtuu	Taso, jossa tukipisteet ovat siirtymättömiä		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

Mastopilareissa momentin arvo pilarin yläpäässä on 0, josta seuraa että Ψ on 0. Jotta saadaan selville C_{my} , tarvitaan vielä selvittää α_s , joka on mastopilarin tukimomentin M_h ja maksimikenttämomentin M_s suhde.

$$C_{my} := 0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$$

$$\alpha_s := \frac{M_s}{M_h}$$



Mastopilarikehissä tukimomentti on yleensä niin suuri ja kenttämomentti niin pieni että C_{my} saa lähes aina minimiarvon 0,4.

7.2 Peruspulttiliitos

Eurokoodin peruspulttiliitoksen ohjeet ovat melko puutteelliset ja epäselvät, josta syystä niiden suora soveltaminen on vaikeaa. Opinnäytetyössä on sovellettu eurokoodin antamia ohjeita vanhoihin suomalaisten ohjeiden mukaiseen peruspulttiliitoksen mitoitukseen.

Mastopilarikehän pilarin ja perustuksen liitos täytyy olla momenttijäykkä, joten sinne syntyy suuria momenttirasituksia. Siitä syystä liitoksen rakenteet ovat hyvin massiivisia verrattuna nivelelliseen rakenteeseen. Tästä syystä perustusliitokseen täytyy kiinnittää erityistä huomiota.

Liitoksen suunnittelussa on huomioitava kolme erilaista liitoksen pettämistapaa.

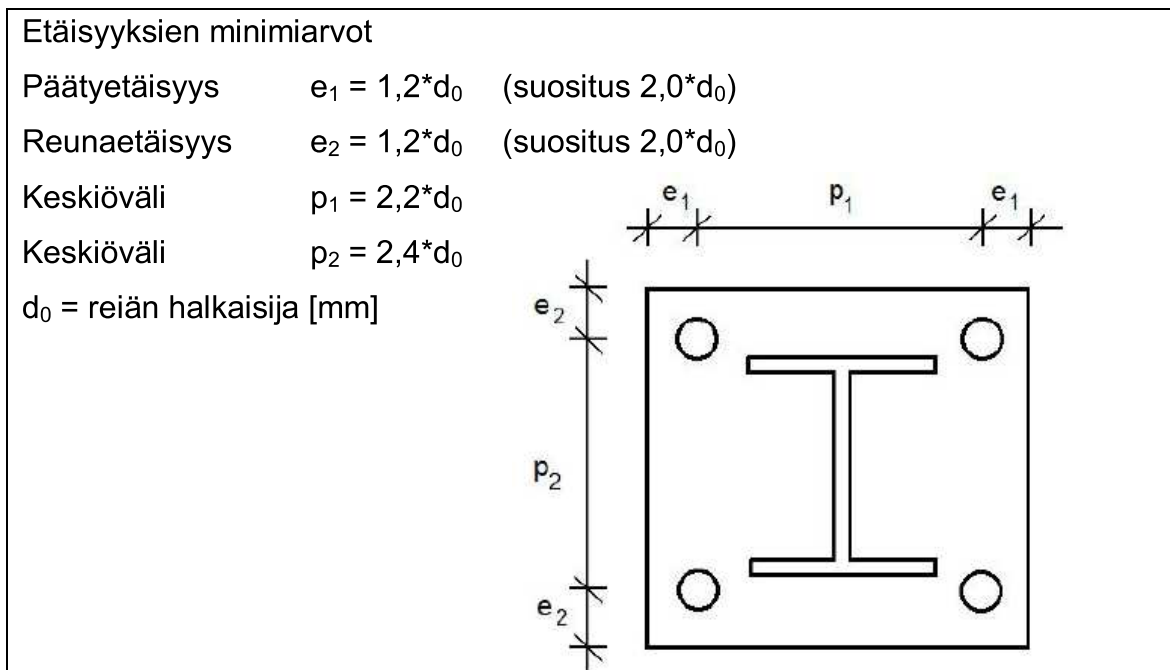
1. Aluslevy pettää
 - a. taipuminen
 - b. palamurto
 - c. läpileikkautuminen
2. Pultit pettävät
 - a. vetomurto
 - b. leikkautuminen
 - c. ankkurointi pettää
3. peruspilari pettää
 - a. betonin puristusmurto

7.2.1 Peruspultit

Peruspultit ovat pääsääntöisesti saatavilla valmisosina ja valmistajilla on niistä hyvät mitoitustaulukot, joten peruspultteja ei yleensä kannata alkaa itse mitoitaa.

7.2.1.1 Pulttien sijainnit

Koska peruspultit mitoitetaan yleensä valmistajan taulukolla, kannattaa pulttien reunaetäisyydet katsoa myös niistä. Jos valmistaja ei ole ilmoittanut reunaetäisyyksiä, käytetään normin antamia reunaetäisyyksiä, jotka on esitetty kuvassa 21



Kuva 21 Liitoksen minimireunaetäisyydet (SFS-EN-1993-1-8, luku 3.5)

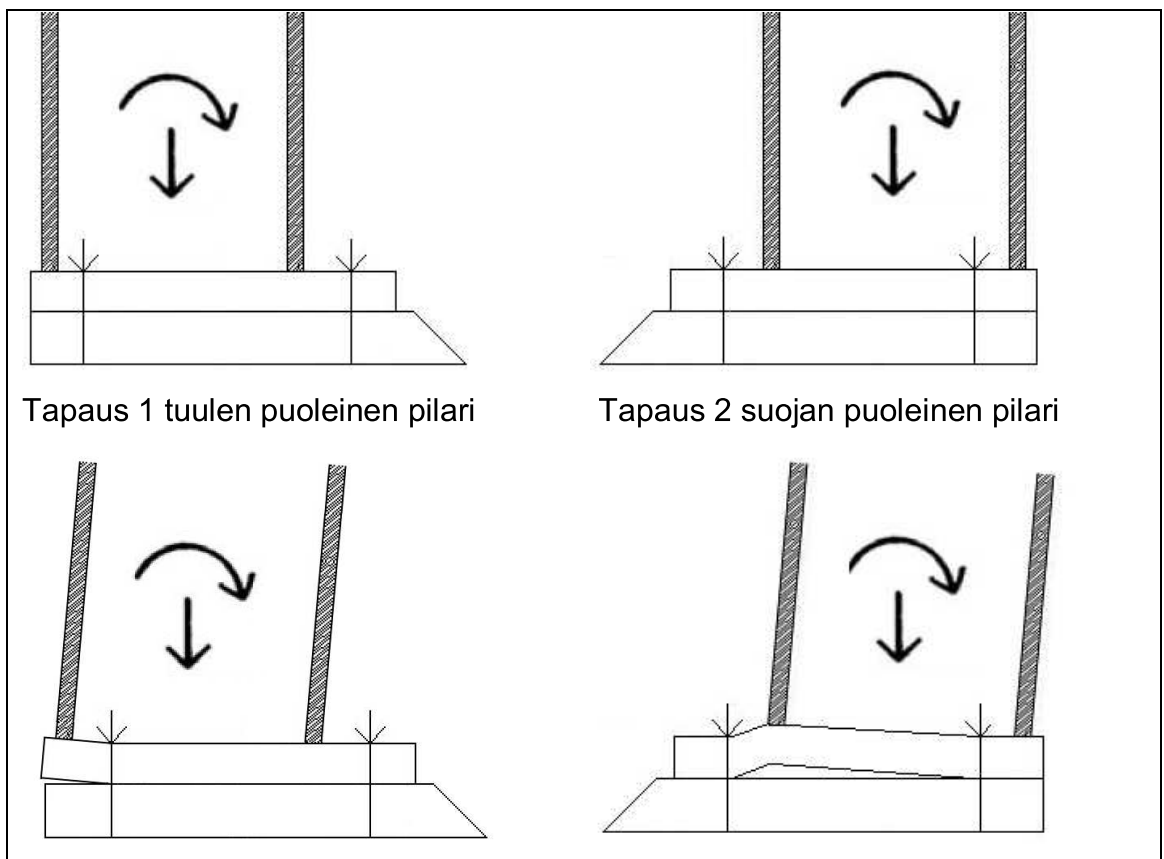
Kuvassa 21 olevat arvot ovat normista löytyvät ehdottomat minimiarvot, joita käytetään kaikissa liitoksissa. Suosittelen kuitenkin käyttämään reunaetäisyytenä aina vähintään $2,0 \cdot d_0$. Jos liitos on ulkona alttiina säälle tai muunlaiselle korroosiolle, kyseiset minimiarvot eivät ole voimassa, ja silloin joudutaan käyttämään merkittävästi suurempia reunaetäisyyksiä. Säälle tai muille korroosiorasituksille alttiina oleville rakenteille löytyy omat arvot normin 1993-1-8 taulukosta 3.3 s.24

7.2.2 Pohjalevyn mitoitus

Pohjalevyn mitoituksessa on tyydytty käyttämään vanhojen suomalaisten ohjeiden mukaista yksikertaiseen ulokkeeseen perustuvaa mitoitusta.

Pohjalevy mitoitetaan normaalivoimasta ja momentista syntyvää taivutusta vastaan. Yleensä liitokseen kohdistuu, joko pelkkää normaalivoimaa tai normaalivoimaa sekä taivutusmomenttia riippuen valitusta runkotyypistä. Mastopilareissa kyseeseen tulee aina tapaus, jossa tutkitaan tilannetta jossa liitokseen kohdistuu sekä normaalivoimaa että taivutusmomenttia.

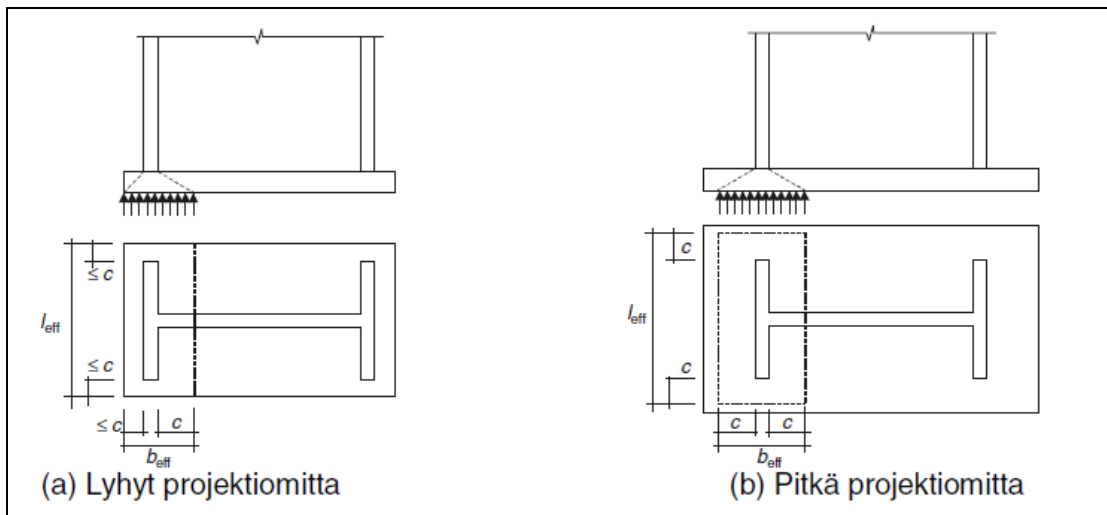
Kun liitokseen kohdistuu sekä normaalivoimaa että taivutusmomenttia pohjalevyssä joudutaan tukimaan sekä puristus- että vetopuolenkestävyys. Kuvassa 22 on esitetty pohjalevyn vetopuolen pettämistapaukset



Kuva 22 Pohjalevyn vetopuolen pettämistapaukset.

7.2.2.1 Pohjalevyn tehollisen pinta-alan määrittäminen

T-osan kautta pohjalevylle tulevien kuormien oletetaan jakautuvan tasaisesti kuvan 23 mukaan. Pohjalevyn puristettu tehollinen leveys rajoitetaan kuvan 23 mukaisesti. Pohjalevyn tehollinen leveys määritetään seuraavasti



Kuva 23 Ekvivalentin puristetun T-osan pinta-ala. (SFS-EN-1993-1-8, kuva 6.4, luku 6.2.5)

tehollinen leveys

$$l_{\text{eff}} := \begin{cases} B & \text{if } 2 \cdot c + b \geq B \\ (2 \cdot c + b) & \text{otherwise} \end{cases}$$

tehollinen pituus

$$b_{\text{eff}} := \begin{cases} (t_f + 2 \cdot c) & \text{if } a_{\text{uloke}} \geq c \\ (t_f + c + a_{\text{uloke}}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

b = pilarin leveys [mm]

B = pohjalevyn leveys [mm]

t_f = laipanpaksuus [mm]

a_{uloke} = ulokkeen pituus [mm]

mitta c saa olla enintään

$$c := t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

t = pohjalevyn paksuus [mm]

f_y = teräksisen pohjalevyn myötöraja [N/mm²]

γ_{M0} = 1,00 varmuuskerroin

Liitoksen alustan (pintavalun tai betonin) puristuksen mitoituslujuus

$$f_{jd} := \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

$\beta_j := \frac{2}{3}$ = perustuksen liitosmateriaalia kuvaava kerroin

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ = betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

$\gamma_c = 1.5$ = betonin osavarmuusluku

$k_j := 1$ = keskittymistekijä, kerrointa voidaan suurentaa, jos peruspilari on suurempi kuin pohjalevy.

Jos keskittymistekijä halutaan laskea tarkemmin käytetään seuraavaa kaavaa:

$$k_j = \left(\frac{a_1 b_1}{ab} \right)^{0,5}$$

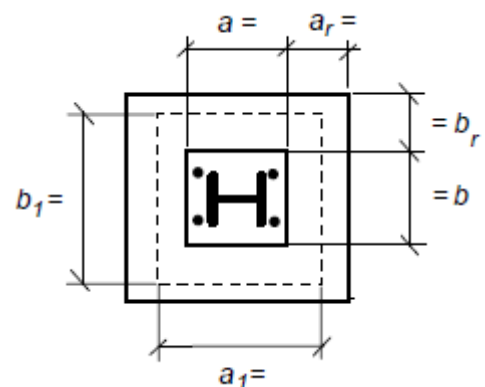
a_1 :n arvoksi valitaan pienin seuraavista

$$a_1 = a + 2a_r$$

$$a_1 = 5a$$

$$a_1 = a + h$$

$$a_1 = 5b_1, \text{ mutta } a_1 \geq a$$



b_1 :n arvoksi valitaan pienin seuraavista

$$b_1 = b + 2b_r$$

$$b_1 = 5b$$

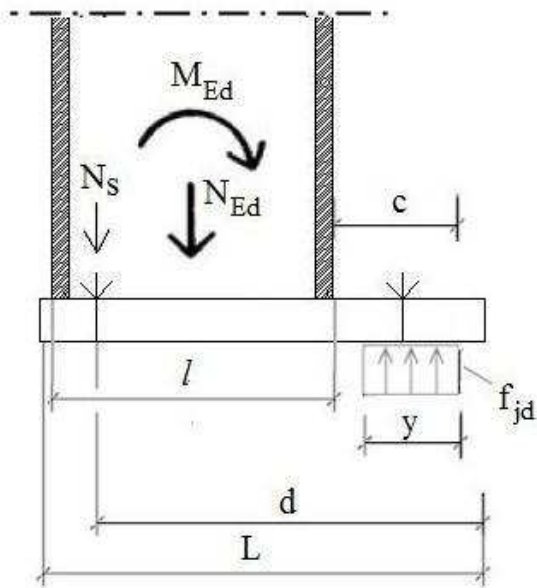
$$b_1 = b + h$$

$$b_1 = 5a_1, \text{ mutta } b_1 \geq b$$

h = peruspilarin korkeus [mm]

Betonin puristuspinnan minimikorkeuden määrittäminen tehdään tasapainoehtojen avulla seuraavasti

$$y := \frac{l_{\text{eff}} f_{jd} \cdot d - \sqrt{(-l_{\text{eff}} f_{jd} \cdot d)^2 - 2 \cdot l_{\text{eff}} f_{jd} [M_{\text{Ed}} + N_{\text{Ed}} (d - 0.5 \cdot L)]}}{l_{\text{eff}} f_{jd}}$$



Kun on saatu selville puristuspinnan minimikorkeus, voidaan laskea, tuleeko peruspulteille lainkaan vetoa vai onko liitos pelkästään puristettu.

Betonin puristusresultantti

$$N_c := f_{jd} \cdot l_{\text{eff}} \cdot y$$

- f_{jd} = puristus paine [N/mm²]
 l_{eff} = tehollinen leveys [mm]
 y = puristuspinnan korkeus [mm]

Pulttien vetoresultantti

$$N_s := N_c - N_{Ed} \quad \text{jos } N_s \leq 0 \quad \text{pultteihin ei tule vetoa}$$

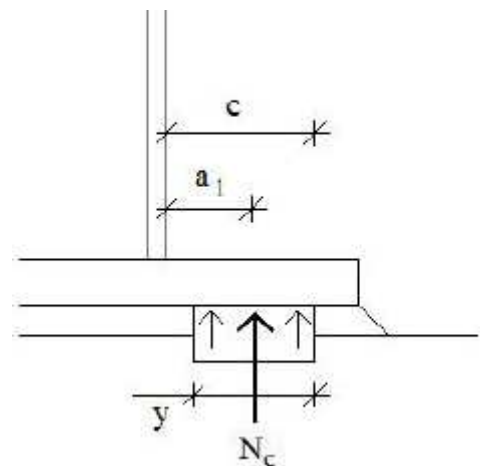
- N_s = Pultteihin kohdistuva vetovoima
 N_c = Betoniin kohdistuva puristusvoiman resultantti
 N_{Ed} = Normaalivoiman mitoitusarvo

7.2.2.2 Taivutuskestävyys

Pohjapaineen vaikutuksesta syntyvä taivutusrasitus pilarin reunassa ei saa ylittää pohjalevyn kimmoista taivutuskestävyyden arvoa $M_{el,Rd}$. Pohjalevyn kimmoisen taivutuskestävyyden kaavasta voidaan johtaa suora kaava pohjalevyn paksuuteen.

$$M_{el,Rd} := f_{yd} \frac{l_{eff} t^2}{6} \geq N_c \cdot a_1$$

$$\Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot N_c \cdot a_1}{l_{eff} f_{yd}}}$$



- $M_{el,Rd}$ = poikkileikkauksen kimmainen taivutuskestävyys
 l_{eff} = pohjalevyn tehollinen leveys
 t = pohjalevyn paksuus
 N_c = betonin puristusresultantti
 f_{yd} = teräksen mitoituslujuus
 a = betonin puristusresultantin etäisyys pilarin reunasta

$$a := \frac{L - l}{2} - \frac{y}{2}$$

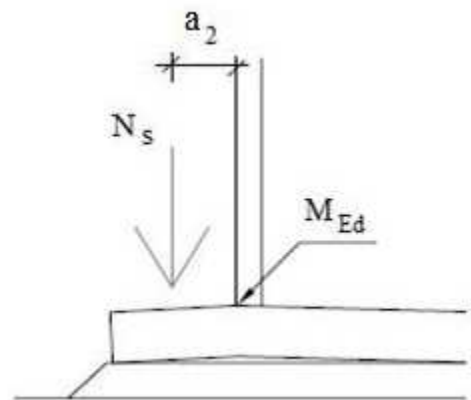
7.2.2.3 Vetopuolen kestävyys

Vetopuolen kestävyudessa tarkastetaan, ettei pohjalevy ala myötämään pilarin juuresta. Lasketaan, että kimmainen taivutuskestävyys $M_{el,Rd}$ on suurempi kuin kyseisessä kohdassa oleva tavutusmomentti M_{Ed} .

$$M_{el,Rd} \geq M_{Ed} = N_s \cdot e_2$$

$$M_{el,Rd} := f_{yd} \frac{l_{eff} t^2}{6} \geq N_s \cdot a_2$$

$$\Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot N_s \cdot a_2}{l_{eff} f_{yd}}}$$



a_2 = pultin etäisyys pilarista [mm]

N_s = pultteihin kohdistuva vetovoima [N]

Jos edellinen ehto ei täyty, pohjalevyyn syntyy ns. vipuvaikutus, joka täytyy tutkia tapauskohtaisesti. Vipuvaikutuksella on vaikutusta myös peruspultteihin

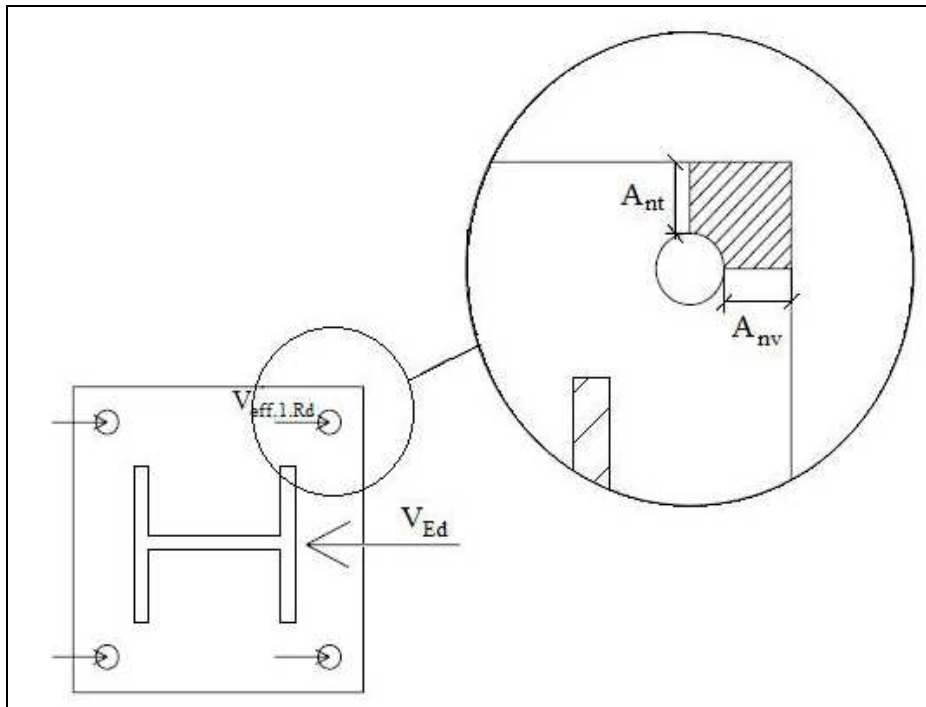
7.2.2.4 Pohjalevyn palamurto

Palamurto pitää tarkistaa jokaisen pultin reiän suhteen

$$V_{eff,1,Rd} > V_{Ed} / n$$

n = pulttien kappalemäärä

$V_{eff,1,Rd}$ = yhden pultin reiän palamurtokestävyys



Kuva 24 Pohjalevyn palamurto.

Palamurokestävyyden mitoitusarvo, kun symmetriseen pulttiryhmään kohdistuu keskeinen kuorma.

$$V_{eff,1,Rd} = \left(\frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} \right) + \left(\frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \right)$$

$V_{eff,1,Rd}$ = yhden pultin reiän palamurokestävyys

A_{nt} = vedolle altistuva pinta-ala [mm²]

A_{nv} = leikkaukselle altistuva pinta-ala [mm²]

HUOM! Jos pulttiryhmä on epäsymmetrinen tai kuormitus ei tule keskeisesti pultteille palamurokestävyyden vetopuolen kestävyys puolittuu ($0,5 \cdot A_{nt}$).

7.2.2.5 Reunapuristuskestävyys

Reunapuristus ei yleensä tule mitoittavaksi, kun käytetään sallittuja reunaetäisyyksiä. Reunapuristuksen kestävyys lasketaan seuraavalla kaavalla.

$$F_{b,Rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

, jossa

$$\alpha_b := \min \left(1.0, \frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \right)$$

$$k_1 := \min \left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right)$$

f_u = pohjalevyn murtolujuus [N/mm²]

f_{ub} = pultin murtolujuus [N/mm²]

e_1 = pienin päätyetäisyys reiän keskeltä [mm]

e_2 = pienin reunaetäisyys reiän keskeltä [mm]

d_0 = reiän halkaisija [mm]

d_0 = ruuvien halkaisija [mm]

t = pohjalevyn paksuus [mm]

ylisuurissa rei'issä reunapuristuskestävyys $F_{b,Rd}$ on pienennettävä kertoimella 0,8 joka vastaa kestävyyttä kun käytetään tavallista välystä.

7.2.3 Pienahitsin mitoitus

Normi antaa pienahitsin kestävyyslaskentaan kaksi vaihtoehtoa: joko komponenttimenetelmä tai yksinkertaistun menetelmän.

Komponenttimenetelmä

Komponenttimenetelmässä hitsiin vaikuttavat voimat jaetaan hitsin suuntaisiin ja sitä vastaan kohtisuorassa oleviin komponentteihin sekä hitsin laskentapinnan suuntaisiin ja sitä vastaan kohtisuorassa oleviin komponentteihin. Komponenttimenetelmän monimutkaisuuden ja hitautensa takia en suosittele sen käyttöä, kuin silloin, kun yksinkertaistetulla menetelmällä hitsin koko kasvaa yli 6 mm

tai hitsattavaa on todella paljon. Lisätietoja komponenttimenetelmästä löytyy SFS-EN 1993-1-8 kohdasta 4.5.3.2

7.2.3.2 Yksinkertaistettu pienahitsin kestävyyslaskentamenetelmä

Pienahitsien kestävyys voidaan olettaa riittäväksi, jos hitsin jokaisessa kohdassa hitsiin kohdistuvan kaikkien voimien resultantti täyttää ehdon.

$$F_{w.Ed} \leq F_{w.Rd}$$

$$F_{w.Rd} := f_{vw,d} \cdot a$$

$F_{w.Ed}$ = hitsiin vaikuttava voima (pituus yksikköä kohti)

$F_{w.Rd}$ = hitsin kestävyys (pituus yksikköä kohti)

a = pienahitsin a -mitta [mm]

$$f_{vw,d} := \frac{f_u}{\beta_m \cdot \gamma_{M2}}$$

$f_{vw,d}$ = hitsin leikkauslujuuden arvo [N/mm²]

f_u = heikomman liitettävän osan veto murtolujuus [N/mm²]

β_m = korrelaatiokerroin (taulukko 4.1 SFS-EN 1993-1-8 s.47)

γ_{M2} = 1,25 liitoksen osavarmuusluku

Taulukko 22 Pienahitsin korrelaatiokerroin β_w (SFS-EN-1993-1-8, taulukko 4.1)

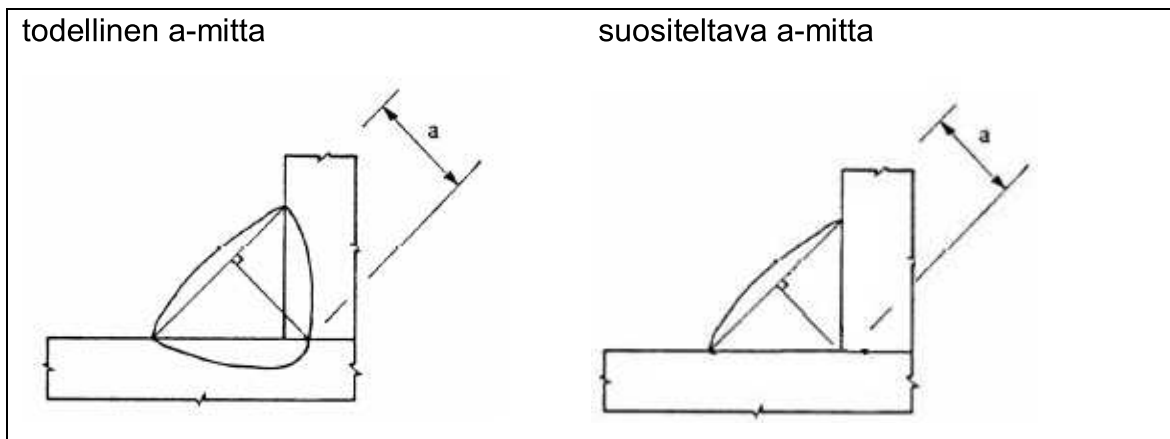
Standardi ja teräslaji			Korrelaatiokerroin β_w
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

Staattisesti epämääräisissä liitoksissa hitsin lujuus tulee kuitenkin olla vähintään 80 % heikomman liitettävän osan kestävyysmitoitustasolta.

Liitteessä 3 on esitetty yksinkertaistetulla pienahitsin kestävyyslaskentamenetelmällä laskettu pilarin pienahitsin mitoitus esimerkki.

7.2.3.1 Hitsin efektiivinen a-mitta

Pienahitsin efektiivinen a-mitta on suurimman kolmion korkeus, joka voidaan piirtää hitsin sisään kuvan 25 mukaan. Pienahitsin minimi mitta on 3 mm. Normi sallii myös tunkeuman hyödyntämisen, mutta on suositeltavaa, että sitä ei hyödynnetä. Suunnittelijan/hitsaajan täytyy pystyä osoittamaan kokein, että vaadittu tunkeuma voidaan saavuttaa jatkuvasti, jos tunkeuma halutaan huomioida. Suurissa kohteissa, joissa on paljon hitsattavaa, voidaan saavuttaa suuriakin säästöjä, jos tunkeuma huomioidaan ja etenkin, jos hitsin koko kasvaa yli 6 mm, jolloin hitsi joudutaan hitsaamaan kahdessa erässä. Tällöin tunkeuman huomioon ottamalla voidaan ehkä selvittää vain yhdellä hitsauskerralla.



Kuva 25 Hitsin efektiivinen a-mitta

7.3 Siirtymät

Sallitut taipumat ja siirtymät löytyvät taulukosta 23. Taipumien ja siirtymien laskennassa käytetään käyttörajatilan kuormitusyhdistelyä. Liitteessä 5 on esitetty mastokehähallin yläpään taipumien laskentakaavat. Taipumien laskenta perustuu statiikan peruskaavoihin.

Taulukko 23 Taipumien ja siirtymien raja-arvot (NA SFS-EN 1993-1-1-YM-rev1
Taulukko 7.1 (FI) luku 7.2.1)

Rakenne	Taipuman tai siirtymän raja-arvo
Pääkannattajat -vesikatoissa ja katoksissa -välipohjissa	L/300 L/400
Ulokkeet	L/150
Katto-orret	L/200
Seinäorret	L/150
Muotolevyt -katoissa, joissa ei ole vesikeräytymien tai katteen vaurioitumisen vaaraa -katoissa, joissa vesikeräytymien tai katteen vaurioitumisen vaara on olemassa -kun $L \leq 4,5$ m -kun $4,5 \text{ m} < L \leq 6,0$ m -kun $L > 6,0$ m -välipohjissa -seinissä -ulokkeissa	L/100 L/150 30 mm L/200 L/300 L/100 L/100
Rakenteen vaakasiirtymän rajatila -1 ja 2 kerroksiset rakennukset -muut rakennukset	H/150 H/400
L on jänneväli H on rakennuksen tarkasteltavan kohdan korkeus	
Rakennukset, jossa on nosturirata, ks. standardi SFS-EN 1993-6 ja sen kansallinen liite	

8 PÄÄTELMÄT

8.1 Eurokoodit

Kymmenien vuosien suunnittelun jälkeen eurokoodit ovat vihdoinkin ”valmiit”. Niihin siirtyminen ei kuitenkaan ole sujunut kovinkaan jouhevasti ja niitä on monissa lähteissä arvosteltu kovin sanoin.

Normien käyttöönotto olisi voinut helpottua ja nopeutua, jos normit olisivat maksuttomia kuten vanha RakMK. Tietysti eurokoodeilla on hyvä rahastaa suunnittelutoimistoja, koska jokainen toimisto joutuu hankkimaan ainakin osan normeista, jos haluavat jatkaa suunnittelemista. En kuitenkaan usko, että eurokoodeihin siirtymisen päätarkoituksena on tuottaa rahallista voittoa tekijöilleen.

Eurokoodeihin siirtymistä on perusteltu sillä, että saataisiin samanlaiset rakentamismääräykset joka puolelle Eurooppaa, mutta todellisuudessa normit eivät ole yhteensopivia muiden maiden kanssa, koska jokaisessa maassa on omat kansalliset liitteet, joiden mukaan suunnitellaan. Tietysti on hyvä, että eri maiden rakentamismääräykset perustuvat samoihin suunnittelun periaatteisiin seikka joka helpottaa huomattavasti suunnittelua muihin maihin, koska ei tarvitse opetella täysin erilaista suunnittelukulttuuria ja periaatteita.

Eurokoodeilla on hyvät mahdollisuudet maailmalla. Monet maat kuten Kiina ja Intia ovat jo kääntäneet normit omalle kielelleen. On hyvinkin mahdollista, että tulevaisuudessa eurokoodista voisi tulla jonkinlainen yleinen maailman laajuinen normisto, jolla voitaisiin suunnitella muissakin kuin vain Euroopan maissa.

Suomessa etenkin vanhempien suunnittelijoiden asenteet ovat edelleenkin hyvin kielteiset uusien normien tuloon, vaikka niiden tuoman mahdollisuudet ymmärretään. Jotkut vanhemmat suunnittelijat jopa miettivät aikaistavansa eläkkeelle jäämistä uusien normien takia. Suunnittelutoimistojen varautuminen uusien normien tuloon on edelleenkin vajavaista, vaikka normien koulutustilaisuuksia on tarjolla ja valtio maksaa suuren osan koulutuskustannuksista.

Omien kokemusten perusteella lain säätäjiltä oli hyvä ratkaisu pidentää siirtymäaika eurokoodeihin tänä keväänä. Nyt täytyisi käyttää tämä lisäaika hyödyksi ja kouluttaa suunnittelijoita ja tehdä hyviä ja yksinkertaisia laskentaesimerkkejä.

8.2 Mitoitus eurokoodeilla

On selvää, että eurokoodeja ei ole tarkoitettu käsinlaskentaan vaan mitoitusohjelmia varten. Siksi on tärkeää että esimerkiksi RIL tekee normeista yksinkertaistettuja ohjeita, jotka perustuvat euronormeihin ja vallitseviin käytäntöihin. Näitä ohjeita kannattaa käyttää etenkin, jos mitoittaa käsinlaskemalla. On kuitenkin huomioitava, että RIL :n kirjat eivät ole normeja.

Normien monimutkaisuus voi hämärtää laskelmien päämäärän ja sisällön. Etenkin liitoksien normit ovat rakennettu niin, että niitä joutuu selaamaan edestakaisin monia kertoja, jotta saa selville tarvittavat muuttujat. Lisäksi monissa kohdissa on useita erilaisia vaihtoehtoja ja kaavoja saman ilmiön laskentaan. Normin kaavoista on lisäksi tehty liian yksityiskohtaisia ja ne ottavat huomioon toisarvoisia asioita, jolloin itse pääasia voi jäädä pienemmälle huomiolle. Lisäksi kaavoissa on muuttujia, joilla ei ole todellista vaikutusta itse lopputulokseen normaalitilanteessa. Ne vain sekoittavat laskelmia.

Eurokoodeilla mitoittaessa eteen tulee paljon erilaisia kertoimia, joilla suurenetaan tai pienennetään kuormitusta tai kestävyyttä, josta seuraa, että on entistä vaikeampi tietää rakenteen "todellinen" kestävyys. Näiden kertoimien alkuperää kannattaa myös miettiä. Kuka on esimerkiksi määrännyt/päätänyt, että murtorajatilan muuttuvakuorma kerrotaan juuri 1,5:llä eikä 1,6:lla tai 1,4:llä? Monet näistä kertoimista ovat vain joidenkin päättäjien yhdessä sopimia kertoimia, joilla nostetaan keinotekoisesti rakennuksen kestävyyttä. Vain materiaalien osavarmuusluvut perustuvat materiaalin todelliseen kestävyyspoikkeaman keskiarvoihin.

Eurokoodeilla mitoittaessa suunnittelijoiden tulosten erot samanlaista rakennetta mitoittaessa voivat kasvaa suuremmiksi kuin ennen. Normissa on monia koh-

tia, joissa voidaan muuttujille valita varmalla puolella oleva arvo. Näistä varmalla puolella olevista arvoista voi kertyä yllättävän paljon lisävarmuutta rakenteelle. Jonkun pitäisi tehdä vertailulaskelmat ”normaalisti” lasketulle rakenteelle, jossa käytetään varmalla puolella olevia kertoimia ja optimoidulle tarkasti lasketulle rakenteelle, jossa ei käytetä varman päälle olevia arvoja ja kuormituksissa tehdään kaikki normin sallimat vähennykset. Veikkaisin, että optimoitu rakenne tulisi huomattavasti pienemmäksi.

Olin yllättynyt, ettei käsittelemästani mastopilarin jäykästä perustusliitoksesta löytynyt kunnollista eurokoodilla laskettua esimerkkiä, vaikka tällainen liitos on hyvin yleinen. Kaikissa esimerkeissä, jotka löysin, oli jouduttu soveltamaan vanhoja käytäntöjä uusiin normeihin.

8.3 Mitoituslusta

Työn osatavoitteena oli tehdä yksinkertainen mastokehähallin mitoituslusta, joka mitoittaa hallin keskipilarit ja perustusliitoksen.

Yksittäisen hallin mitoittaminen on suhteellisen helppoa, kun tiedetään kaikki yksityiskohdat siitä. Mutta mitoitusohjelman tekeminen, joka ottaa huomioon erilaiset mitoituslanteet ja hallin muodot osoittautui erittäin haastavaksi, koska normin laskentakaavoista on tehty niin monipuolisia, että niistä on vaikeata tehdä yksinkertaista ja selkeää mitoitusohjelmaa.

Mitoituslustan tekeminen vaati suurempaa syventymistä eurokoodin kaavoihin ja taulukoihin, jotta pystyin tekemään niihin varmalla puolella olevia yksinkertaisuuksia kuitenkin niin, että rakenteista ei tulisi liian varman päälle mitoitettuja.

Omana tavoitteenani oli tehdä mitoituslusta täysin eurokoodistandardin pohjalta. Se ei kuitenkaan osoittautunut mahdolliseksi. Perustusliitosta mitoittaessa joudun turvautumaan vanhoihin hyviksi todettuihin käytäntöihin eurokoodin puutteellisten ja hieman sekavien ohjeiden takia. Muuten mitoituslustan tekeminen onnistui mielestäni hyvin. Mitoituslusta vaatii vielä pientä hiomista ja testausta ennen kuin se voidaan ottaa tuotanto käyttöön toimistossa.

8.4 Rakenne

Statiikan kannalta mastokehärakenne ei välttämättä ole kaikkein järkevin rakennemalli, mutta käytännön ongelmat muissa kehärakenteissa ovat tehneet siitä suositun.

Mastokehähallin suurin ongelma on momentin kasautuminen pilareiden alapäähän, joka aiheuttaa rakennukselle suuret perustukset ja peruslevyn ja -pultit. Tukimomenttia saisi pienennettyä, jos pilarin yläpäänliitos tehtäisiin myös jäykäksi. Tällainen rakenne on tosin huomattavasti vaikeampi toteuttaa.

Mastokehien ongelmina ovat myös mastopilareiden tapaan pilarin yläpään taipumat/siirtymät, jotka voivat kasvaa hyvinkin suuriksi. Halleissa, jotka on tehty paroc-sandwich-elementeistä (pelti-villa-pelti) taipumat eivät tosin ole rakenteen kannalta haitallisia ja siksi ne eivät yleensä mitoiteta hallia.

Jäykissä perustusliitoksissa on aina kiinnitettävä erityistä huomiota perustusten painumiseen. Antura ei saa missään tapauksessa painua momentin vaikutuksesta, koska silloin rakennuksen siirtymät kasvavat dramaattisesti.

8.5 Opinnäytetyö prosessi

Opinnäytetyö oli ainakin itselleni todella hyödyllinen ja opettavainen projekti jossa jouduin tutustumaan vähän syvemmin teräsrakentamiseen ja teräsrakenteiden suunnitteluun. Toivon, että tästä työstä on myös hyötyä suunnittelutoimistolle ja se helpottaisi osaltaan eurokoodeihin siirtymistä muutenkin kuin vain mitoitusalustan osalta.

KUVAT

Kuva 1 Mastokehän teoreettinen staattinen malli, s.10

Kuva 2 Mastokehän teoreettinen momenttikuvio, s.11

Kuva 2.1 Mastokehän teoreettinen momenttikuvio, s.11

Kuva 3 Teräsrunkoisten rakennusten markkinaosuudet, s.13

Kuva 4 Tarkasteltavan hallin yleiskuvaus, s.20

Kuva 4.1 Tuulikuorman vaikutus eri menetelmissä, s.24

Kuva 5 Puuskanopeuspaineen määrittäminen, s.26

Kuva 6 Todennäköisyyskertoimen c_{prob} määrittäminen, s.26

Kuva 7 Painekerroinmenetelmän mukainen tuulikuorma, s.27

Kuva 8 Pystyseiniä koskeva vyöhykekaavio, s.30

Kuva 9 Suositeltava menettelytapa ulkoisen paineen kertoimen c_{pe} arvonmäärittämiseksi, s.31

Kuva 9.1 Tuulen painevyöhykkeet, s.32

Kuva 10 Selvitys harjakattojen painevyöhykkeistä, s.33

Kuva 11 Räystäään tuulikuorma, s.35

Kuva 12 Hallin tuulikuorma, s.36

Kuva 13 Lumikuorman muotokertoimet, s.39

Kuva 14 Lumen ominaisarvot maan pinnalla, s.40

Kuva 14.1 Lisävaakavoima, s.41

Kuva 15 Teräsmateriaalien suhteellinen hinta, s.53

Kuva 16 Teräsmateriaalien hinnan suhde myötölujuuteen, s.53

Kuva 17 Eri profiilien nurjahduskestävyyksien vertailu taulukot, teräs kilojen suhteen, s.54

Kuva 18 Kiertymä-momentti-riippuvuus eri poikkileikkausluokissa, s.57

Kuva 19 Uuman geometrinen hoikkuuden määrittäminen, s.58

Kuva 20 Laipan geometrisen hoikkuuden määrittäminen, s.60

Kuva 21 Liitoksen minimireunaetäisyydet, s.77

Kuva 22 Pohjalevyn vetopuolen pettämistapaukset, s.78

Kuva 23 Ekvivalentin puristetun T-osan pinta-ala, s.79

Kuva 24 Pohjalevyn palamurto, s.84

Kuva 25 Hitsin efektiivinen a-mitta, s.88

TAULUKOT

Taulukko 1 Seuraamisloukkien CC määritys ja luotettavuusluokat, s.16

Taulukko 2 Viitteellinen suunniteltu käyttöikä, s.17

Taulukko 3 Maastoluokkien kuvaukset, s.25

Taulukko 4 Ulkopuolisen paineen kertoimien suositusarvot pohjakuvaltaan suorakaiteen muotoisten rakennusten pystyseiniille, s.32

Taulukko 5. Suositusarvot harjakattojen ulkoisen paineen kertoimille, s.34

Taulukko 6 Varastoinnista aiheutuvat välipohjien hyötykuormat, s.42

Taulukko 7 ψ -kertoimien arvot kuormituksille, s.44

Taulukko 8 Kuormien mitoitusarvot (STR/GEO), s.45

Taulukko 9 Kuormien mitoitusarvot nosturikuormien osalta, s.46

Taulukko 10 Kuumavalssattujen rakenneterästen myötörajan ja vetomurtolujuuden nimellisarvot, s.50

Taulukko 11 Teräksen osavarmuuskertoimet, s.50

Taulukko 12 Ruuvien myötörajan ja vetomurtolujuuden nimellisarvot, s.55

Taulukko 13 Liitosten osavarmuusluvut, s.56

Taulukko 14 Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet, s.59

Taulukko 15 Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet, s.60

Taulukko 16 Nurjahduskäyrän valinta poikkileikkauksesta riippuen, s.69

Taulukko 17 Nurjahduskäyrien epätarkkuustekijät, s.69

Taulukko 18 Kiepahduskäyrän valinta poikkileikkauksen mukaan, s.72

Taulukko 19 Kiepahduskäyrien suositeltavat epätarkkuustekijät, s.72

Taulukko 20 Yhteisvaikutuskaavat sauvoille, jotka eivät ole alttiit vääntömuodonmuutoksille, s.74

Taulukko 21 Ekvivalentin momentin kertoimet C_m , s.75

Taulukko 22 Pienahitsin korrelaatiokerroin β_w , s.87

Taulukko 23 Taipumien ja siirtymien raja-arvot, s.88

LÄHTEET

RIL 201-1-2008. 2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Hansaprint Oy.

SFS-EN-1990 2002. Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

SFS-EN-1991-1-1 2002. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

SFS-EN-1991-1-3. 2004. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

NA SFS-EN-1991-1-3. 2007. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

SFS-EN 1991-1-4 2005. Eurokoodi 1: rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

NA SFS-EN 1991-1-4 2007. Eurokoodi 1: rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

SFS-EN 1993-1-1 2005. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

NA SFS-EN 1993-1-1 2007. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

SFS-EN 1993-1-8 2005. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

NA SFS-EN 1993-1-8 2007. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

Vinha, J, Lindberg, R. 1994. Mastopilari kehärakenteessa (suunnitteluohje). Tampereen teknillinen korkeakoulu.

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

Mäkitalo, M. 2005. Teräsrakenteiden liitokset. Tampereen ammattikorkeakoulu. Tutkintotyö.

Leino, T. 2006. Staattisesti kuormitettujen hitsaus liitosten suunnittelu. VTT. Tutkimusraportti.

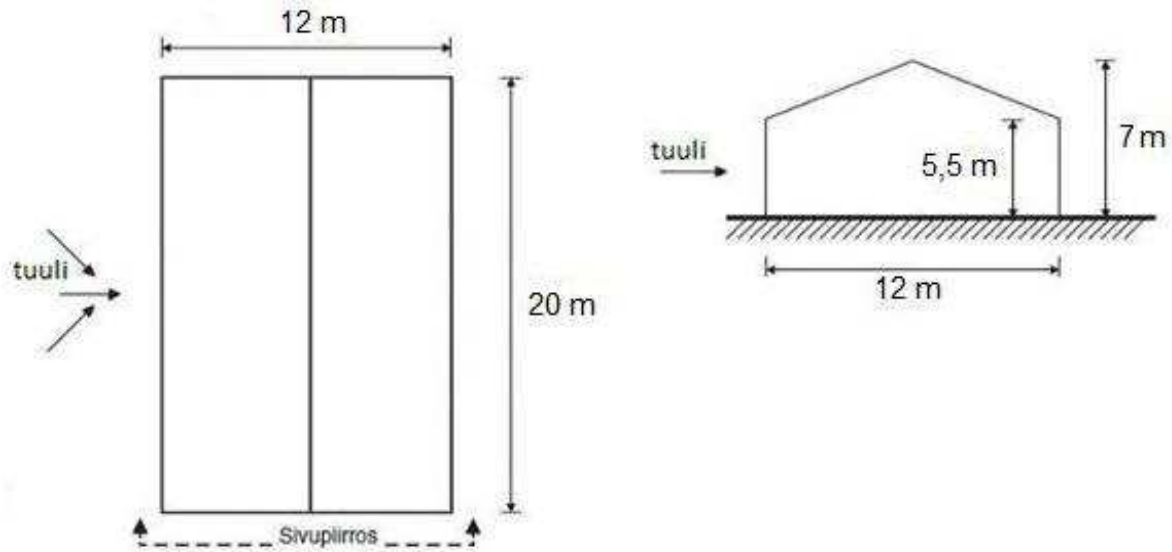
Teräsrakennusyhdistys ry. ESDEP eurooppalainen teräsrakenteiden suunnittelun koulutusohjelma. Tulostettu 03.03.2010.

<http://www.terasrakenneyhdistys.fi/Esdep/index.html>

TUULIKUORMAN MÄÄRITYS PAINEKERROINMENETELMÄLLÄ

Lasketaan alla olevaan hallin seiniin ja katolle vaikuttavat tuulikuormat.

Tuulen suunta $\theta = 0$



Lähtötiedot

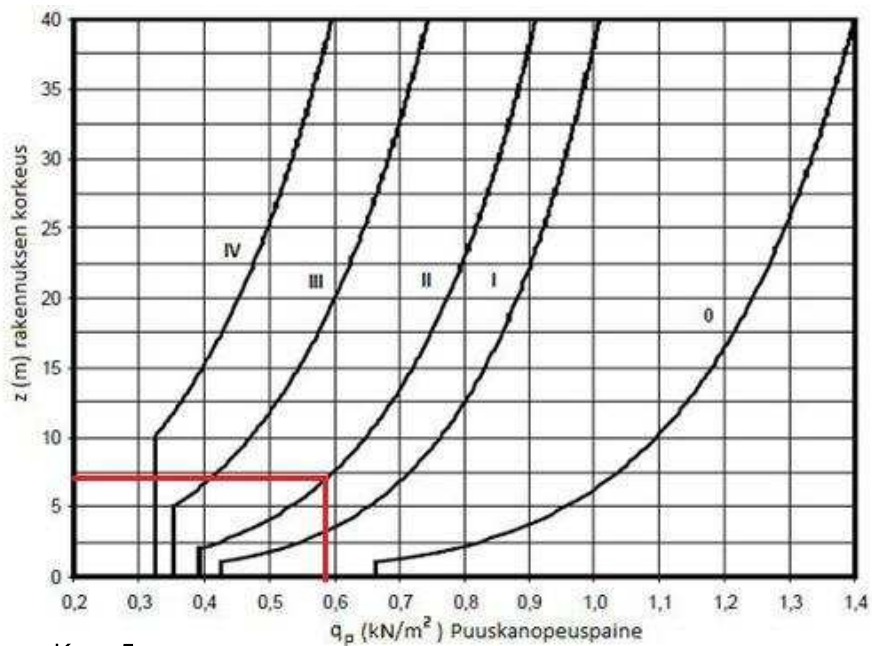
Maastoluokka II

$b := 20$ m	rakennuksen pituus
$h := 7$ m	rakennuksen korkeus
$d := 12$ m	rakennuksen leveys
$h_p := 5.5$ m	pilarin korkeus

Tuulen nopeuspaine

$z_e := h = 7$ m rakennuksen korkeus

$q_p(z_e) := 0.58$ kN/m² tuulen nopeuspaine kuvasta 5



Kuva 5

Painevyöhykkeiden määrittäminen

$$e := \min(b, 2 \cdot h) \quad \Rightarrow \quad e = 14 \text{ m}$$

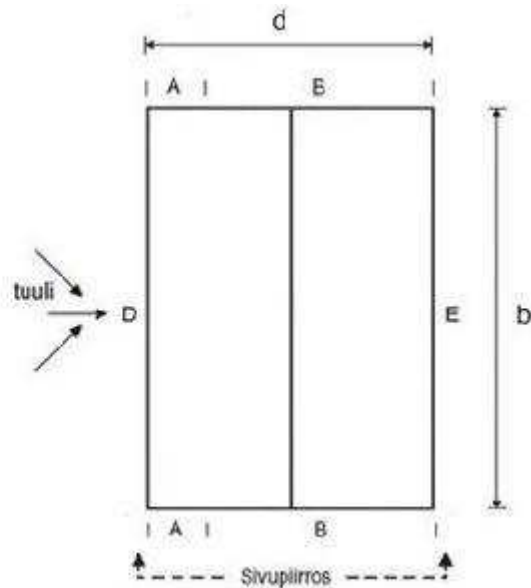
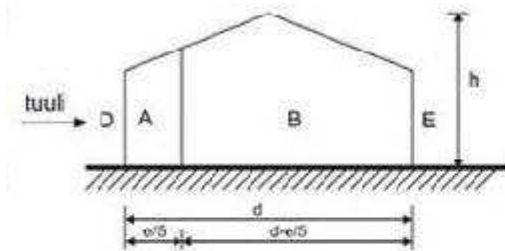
Tutkitaan mikä tapaus kyseessä kuva 8

tapaus 1 $e < d$ EI

tapaus 2 $e \geq d$ OK! \Rightarrow Päädystä 2 eri painealuetta

tapaus 3 $e \geq 5d$ EI

tapaus 2, kun $e \geq d$



Seuraavaksi lasketaan vyöhykkeiden pinta-alat

$$\frac{e}{5} = 0.544 \text{ m}$$

$$A := h_p \cdot \frac{e}{5} = 2.99 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,1} \text{ arvoa}$$

$$B := d \cdot h - \frac{d}{2} \cdot (h - h_p) - A = 72.01 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

$$D := b \cdot h_p = 110 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

$$E := D = 110 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

Tarkistetaan, mitä taulukon 4 riviä tulee käyttää

$$\frac{h}{d} = 0.583 \Rightarrow \text{käytetään keskimmäistä riviä (h/d = 1) taulukosta 4}$$

Taulukko 4.

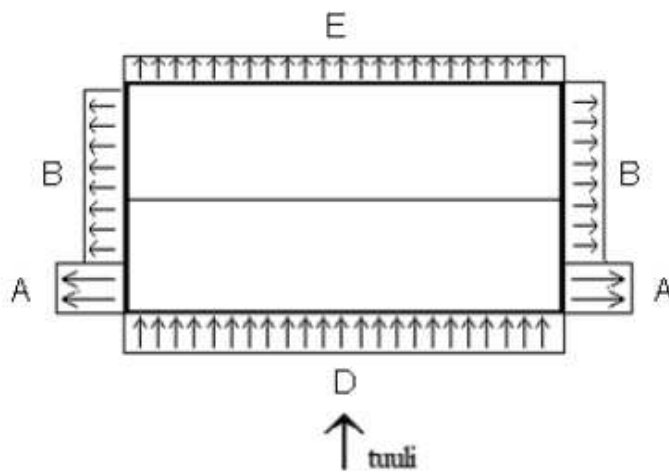
Painekertoimet c_{pe} Vyöhykkeiden pintapaineet w_e

$$c_{pe.A} := -1.4 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.A} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.A} = -0.812 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe.B} := -0.8 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.B} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.B} = -0.464 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe.D} := 0.8 \Rightarrow w_{e.D} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.D} = 0.464 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe.E} := -0.5 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.E} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.E} = -0.29 \text{ kN/m}^2$$



Tuulen suunta $\theta = 90$

Painevyöhykkeiden määrittäminen

$$e := \min(d, 2 \cdot h) \quad \Rightarrow \quad e = 12 \text{ m}$$

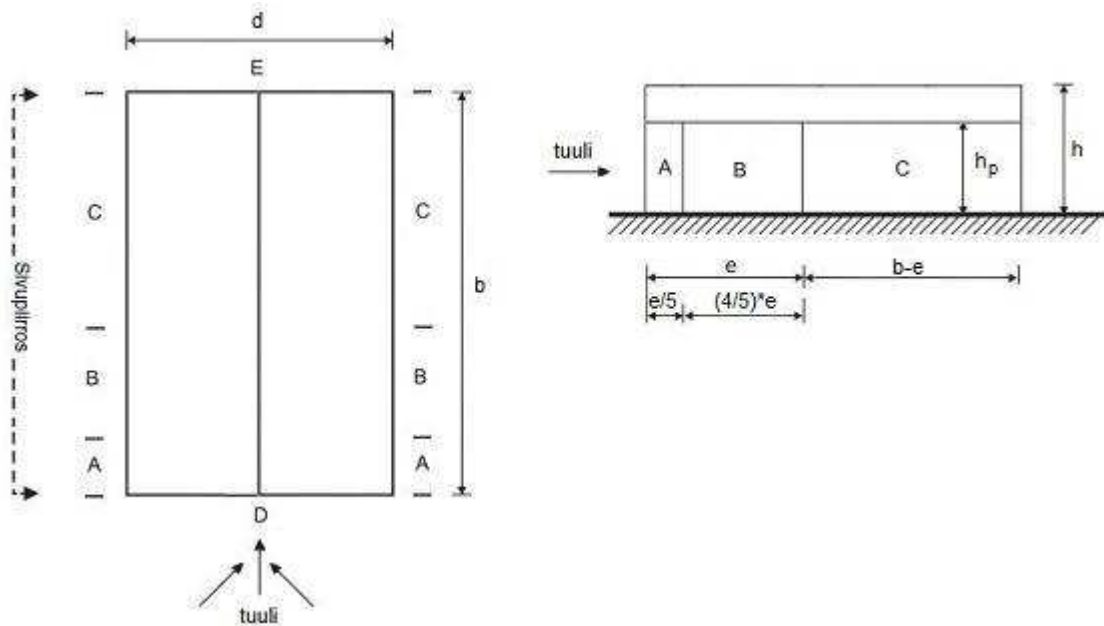
Tutkitaan mikä tapaus kyseessä kuvasta 8

tapaus 1 $e < b$ OK! \Rightarrow sivuilla 3 eri painevelyöhykettä

tapaus 2 $e \geq b$ EI

tapaus 3 $e \geq 5b$ EI

tapaus 1, kun $e < b$



Seuraavaksi lasketaan vyöhykkeiden pinta-alat

$$\frac{e}{5} = 0.544 \text{ m}$$

$$A := h_p \cdot \frac{e}{5} = 2.99 \text{ m}^2 < 10\text{m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,1} \text{ arvoa}$$

$$B := h_p \cdot \frac{4e}{5} = 11.96 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

$$C := h_p \cdot (b - e) = 95.05 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

$$D := d \cdot h_p + (h - h_p) \cdot \frac{d}{2} = 75 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

$$E := D = 75 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

Tarkistetaan mitä taulokon 4 riviä tulee käyttää

$$\frac{h}{b} = 0.35 \Rightarrow \text{käytetään keskimmäistä riviä (h/d = 1) taulukosta 4}$$

Paine kertoimet c_{pe} Vyöhykkeiden pintapaineet w_e

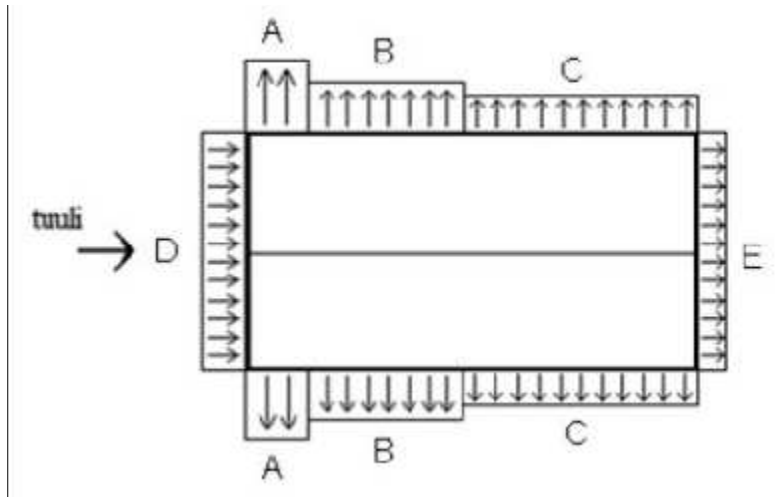
$$c_{pe.A} := -1.4 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.A} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.A} = -0.812 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe.B} := -0.8 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.B} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.B} = -0.464 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe.C} := -0.5 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.C} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.C} = -0.29 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe.D} := 0.8 \Rightarrow w_{e.D} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.D} = 0.464 \text{ kN/m}^2$$

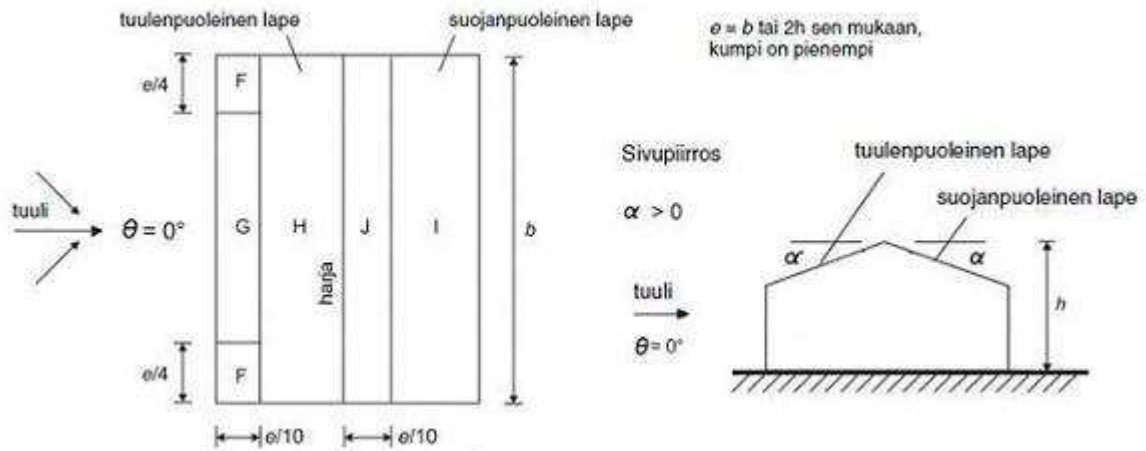
$$c_{pe.E} := -0.5 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.E} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.E} = -0.29 \text{ kN/m}^2$$



Katon tuulikuorman määrittäminen

Katon kaltevuus ~ 14 astetta

tuulen suunta $\theta = 0^\circ$



Lasketaan vyöhykkeiden pinta-alat

$$e := \min(b, 2 \cdot h) = 14 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = 3.5 \text{ m} \quad , \quad \frac{e}{10} = 1.4 \text{ m}$$

$$F := \frac{e}{4} \cdot \frac{e}{10} = 4.9 \text{ m}^2 < 10\text{m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,1} \text{ arvoa}$$

$$G := b \cdot \frac{e}{10} - 2 \cdot F = 18.2 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

$$J := 2 \cdot G = 36.4 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

$$I := H := \left(d - \frac{e}{10}\right) \cdot b = 212 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

Katon kaltevuus on lähes 15 astetta, joten voidaan käyttää suoraan taulukon 5 mukaisia 15 asteen kaltevuuskulman painekertoimia

Taulukko 5

Kaltevuuskulma α	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Painekertoimet c_{pe} (taulukosta 5)

$$c_{pe.1.F} := -2.0, 0.2$$

$$c_{pe.10.G} := -0.8, 0.2$$

$$c_{pe.10.H} := -0.3, 0.2$$

$$c_{pe.10.I} := -0.4, 0.0$$

$$c_{pe.10.J} := -1.0, 0.0$$

Tutkittavat tapaukset

1	2	3	4
F = -2,0 (imu)	F = -2,0 (imu)	F = +0,2	F = +0,2
G = -0,8 (imu)	G = -0,8 (imu)	G = +0,2	G = +0,2
H = -0,3 (imu)	H = -0,3 (imu)	H = +0,2	H = +0,2
I = -0,4 (imu)	I = +0,0	I = -0,4 (imu)	I = +0,0
J = -1,0 (imu)	J = +0,0	J = -1,0 (imu)	J = +0,0

Tapaus 1 (maksimi noste)Painekertoimet c_{pe} Vyöhykkeiden pintapaineet w_e

$$c_{pe.F} := -2.0 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.F} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.F} = -1.16 \text{ kN/m}^2$$

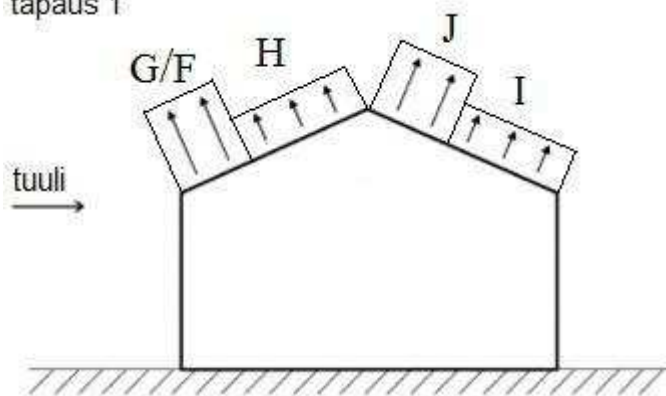
$$c_{pe.G} := -0.8 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.G} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.G} = -0.464 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe.H} := -0.3 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.H} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.H} = -0.174 \text{ kN/m}^2$$

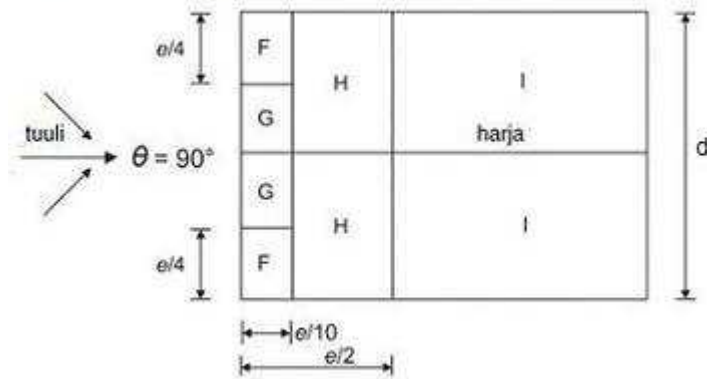
$$c_{pe.I} := -0.4 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.I} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.I} = -0.232 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe.J} := -1.0 \text{ (imu)} \Rightarrow w_{e.J} := q_p(z_e) \cdot c_{pe.J} = -0.58 \text{ kN/m}^2$$

tapaus 1



Muille tapauksille lasketaan samalla tavalla pintapaineet, jonka jälkeen tutkitaan, mitkä tapaukset aiheuttavat rakenteen kannalta epäedullisimmat kuormitustapauksen.

Katon lappeen suuntainen tuulikuormatuulen suunta $\theta = 90^\circ$ **Lasketaan vyöhykkeiden pinta-alat**

$$e := \min(d, 2 \cdot h) = 12 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = 3 \text{ m}, \quad \frac{e}{10} = 1.2 \text{ m}$$

$$F := \frac{e}{4} \cdot \frac{e}{10} = 3.6 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,1} \text{ arvoa}$$

$$G := \frac{d}{2} \cdot \frac{e}{10} - F = 3.6 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,1} \text{ arvoa}$$

$$H := \frac{e}{2} \cdot \frac{d}{2} - \frac{e}{10} \cdot \frac{d}{2} = 34.37 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

$$I := \left(b - \frac{e}{2} \right) \cdot \frac{d}{2} = 84 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{käytetään } c_{pe,10} \text{ arvoa}$$

Katon kaltevuus on lähes 15 astetta, joten voidaan käyttää suoraan taulukon 5 mukaisia 15 asteen kaltevuuskulman painekertoimia

Taulukko 5

Kaltevuuskulma α	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Kun tuulikuorma on katon lappeen suuntainen, ei tarvitse tutkia kuin yksi tuulen kuormitustapaus.

Painekertoimet c_{pe} **Vyöhykkeiden pintapaineet w_e**

$$c_{pe,1.F} := -2.0 \Rightarrow w_{e.F} := q_p(z_e) \cdot c_{pe,1.F} = -1.16 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe,1.G} := -2.0 \Rightarrow w_{e.G} := q_p(z_e) \cdot c_{pe,1.G} = -1.16 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe,10.H} := -0.6 \Rightarrow w_{e.H} := q_p(z_e) \cdot c_{pe,10.H} = -0.348 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{pe,10.I} := -0.5 \Rightarrow w_{e.I} := q_p(z_e) \cdot c_{pe,10.I} = -0.29 \text{ kN/m}^2$$

MASTOPILARIN MITOITUS (EC3)

Materiaali

S235

$f_y := 235$ N/mm² teräksen lujuuden ominaisarvo

$E := 210000$ N/mm² kimmokerroin

$\gamma_{M1} := 1.00$

$\gamma_{M0} := 1.00$

$L := 5.0$ m pilarin pituus

Kuormat (murtorajatila)

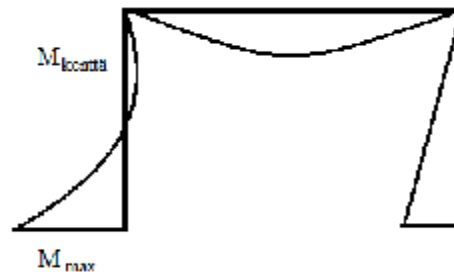
$N_{Ed} := 100$ kN

$V_{Ed} := 50$ kN

$M_{max} := 150$ kNm

$M_{kenttä} := -20$ kNm

$M_{Ed} := M_{max}$



Valitun profiilin HEB 220 lähtötiedot

$h := 220$ mm profiilin korkeus

$b := 220$ mm profiilin leveys

$t_f := 16$ mm laipan paksuus

$t_w := 9.5$ mm uuman paksuus

$r := 18$ mm pyöristys säde

$i_y := 94.3$ mm hitaussäde tarkasteltavan akselin suhteen

$A := 9100$ mm² poikkileikkauksen pinta-ala

$W_{el} := 736000$ mm³ kimmoinen taivutusvastus

$W_{pl} := W_{el}$ mm³ plastinen taivutusvastus

$I := 24920000$ mm⁴ jäyhyysmomentti

$h_w := h - 2 \cdot (t_f + r) = 152$ mm uuman korkeus

Mastopilareita mitoittaessa ei voida käyttää plastista taivutusvastusta vaikka pilarin profiili olisi poikkileikkausluokkaa 1 tai 2, koska pilarin alapäähän ei saa syntyä plastista niveltä. Siksi plastinen ja kimmoinen taivutusvastus on merkitty profiilin lähtötiedoissa saman suuruisiksi.

Profilin poikkileikkausluokan määrittäminen

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Uuma

$$c := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 152 \text{ mm} \quad \text{uuman korkeus}$$

$$\frac{c}{t_w} = 16 < 33 \cdot \varepsilon = 33 \quad \Rightarrow \text{PL luokka 1}$$

Laippa

$$c_1 := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 87.25 \text{ mm} \quad \text{laipan puolikkaan leveys}$$

$$\frac{c_1}{t_f} = 5.45 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \quad \Rightarrow \text{PL luokka 1} \quad \Rightarrow \text{Profiili PL luokkaa 1}$$

Poikkileikkauksen kestävyys**Taivutuskestävyys**

Taivutuskestävyyden mitoitusarvo

$$M_{c,Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot 10^{-6} = 172.96 \text{ kNm}$$

Käyttöaste:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cdot 100 = 86.73 \quad \%$$

Leikkauskestävyys

H-Profiilin leikkauspinta-ala

$$A_V := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 2788 \text{ mm}^2$$

$$A_V = \text{kuitenkin vähintään } \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1444 \text{ mm}^2 \quad (\eta := 1)$$

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \cdot 10^{-3} = 378.27$$

Käyttöaste:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} \cdot 100 = 13.22 \%$$

Puristuskestävyys

Puristuskestävyyden mitoitusarvo

$$N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot 10^{-3} = 2138.5 \text{ kN}$$

Käyttöaste:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} \cdot 100 = 4.68 \%$$

Taivutus ja aksiaalinen voima yhdessä

Vahvempi suunta (heikommassa suunnassa ei ole taivutusta)

$$N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl.Rd}$$

$$N_{pl.Rd} := N_{c.Rd}$$

$$0.25 \cdot N_{pl.Rd} = 534.63 \text{ kN} \quad \geq N_{Ed} \quad \text{OK!}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot 10^{-3} = 169.67 \text{ kN} \quad \geq N_{Ed} \quad \text{OK!}$$

=> Ei tarvitse tutkia taivutuksen ja normaalivoiman yhteisvaikutusta

Tässä esimerkissä on kuitenkin laskettu taivutuksen ja aksiaalisen voiman yhdistetty kestävyys vaikka sen voisi jättää väliin

$$M_{pl.Rd} := M_{c.Rd}$$

$$M_{N.Rd} := M_{pl.Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \right] = 172.58 \quad \text{kNm}$$

Käyttöaste:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N.Rd}} \cdot 100 = 86.92 \quad \%$$

Sauvan kestävyys

Nurjahdus mitoitus (Aksiaalinen puristus)

Pilari on tuettu heikommassa suunnassa vaaka orsin, joten tutkitaan vain vahvemman suunnan nurjahdus.

$$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.91$$

Nurjahduspituus L_{cr}

$$K_c := 2.0 \quad \text{Nurjahduspituuden kerroin}$$

$$L_{cr} := K_c \cdot L \cdot 10^3 = 10000 \quad \text{mm}$$

Muunnettuhoikkuus

$$\lambda := \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.13$$

$\lambda \leq 0.2$ Nurjahdusta ei tarvitse tutkia

$\lambda \geq 0.2$ Nurjahdus tutkittava

Epäterkuustekijä α

$$\frac{h}{b} = 1 \quad \Rightarrow \quad \text{nurjahduskäyrä b} \quad \Rightarrow \quad \alpha := 0.34 \quad (\text{Taul. 6.2})$$

Pienennystekijä X

$$\Phi := 0.5 \left[1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2 \right] = 1.3$$

$$X := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0.52 \quad X < 1 \quad \text{OK}$$

Puristetun sauvan nurjahduskestävyys

$$N_{b,Rd} := \frac{X \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \cdot 10^{-3} = 1107.75 \text{ kN}$$

Käyttöaste:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \cdot 100 = 9.03 \quad \%$$

Kiepahdus

Kiepahdus on estetty heikommassa suunnassa, joten tarkistetaan vain kiepahdus vahvemmassa suunnassa

$$i := i_y \quad \text{mm}$$

$$c_1 := 1.00$$

Muunnettu hoikkuus λ_{LT}

$$\lambda_{LT} := \frac{\frac{L_{cr}}{i}}{\sqrt{c_1 \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{20} \cdot \left[\left(\frac{L_{cr}}{i} \right) \cdot \left(\frac{h}{t_f} \right)^{-1} \right]^2}}} = 53.2$$

$$\lambda_{LT} := \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 0.57 \quad \lambda_{LT} \leq 0.2 \quad \text{Kiepahdusta ei tarvitse tuchia}$$

$$\lambda_{LT} \geq 0.2 \quad \underline{\text{Kiepahdusta tutkittava}}$$

Epätarkuustekijä α_{Lt}

$$\frac{h}{b} = 1 \quad \Rightarrow \text{kiepahduskäyrä b} \quad \alpha_{Lt} := 0.34 \quad \text{taulukko 6.4 ja 6.3}$$

$$\lambda_{LT,0} := 0.4 \quad (\text{kuumavalssatuille profiileille})$$

$$\beta := 0.75 \quad (\text{kuumavalssatuille profiileille})$$

$$\Rightarrow \Phi_{LT} := 0.5 \left[1 + \alpha_{Lt} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right] = 0.65$$

$$\Rightarrow X_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.93$$

Taivutetun sauvan kiepahduskestävyys

$$W_y := W_{pl}$$

$$M_{b,Rd} := X_{LT} \cdot W_y \cdot 10^{-6} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 161.2 \text{ kNm}$$

Käyttöaste:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \cdot 100 = 93.05 \%$$

Yhdistetty taivutus ja puristus

Tarkistetaan pilarin nurjahdus vahvemmassa suunnassa

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} \cdot X_{LT}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1$$

Normaalivoiman kestävyys

$$N_{Rk} := A \cdot f_y \cdot 10^{-3} = 2138.5 \text{ kN}$$

Taivutus kestävyys

$$M_{y,Rk} := W_y \cdot f_y \cdot 10^{-6} = 172.96 \text{ kNm}$$

Määritetään ekvivalentin momentin kerroin taulukkon 21 mukaan

$$\psi := 0$$

$$\alpha_s := \frac{M_{\text{kenttä}}}{M_{\text{max}}} = -0.13$$

$$\Rightarrow C_{\text{my}} := \max\left[(0.1 - 0.8 \cdot \alpha_s), 0.4\right]$$

$$\Rightarrow C_{\text{my}} = 0.4$$

Yhteisvaikutustekijän k_{yy} määrittäminen

$$\lambda_y := \lambda = 1.13 \quad \text{Muunnettu hoikkuus (ks. puristusnurjahdus)}$$

$$X_y := X = 0.52 \quad \text{Pienennystekijä (ks. puristusnurjahdus)}$$

$$X_{LT} = 0.93 \quad \text{Pienennystekijä (ks. kiepahdus)}$$

$$k_{yy} := C_{\text{my}} \cdot \left[1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{N_{\text{Ed}}}{X_y \cdot \frac{N_{\text{Rk}}}{\gamma_{\text{M1}}}} \right] \leq C_{\text{my}} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{\text{Ed}}}{X_y \cdot \frac{N_{\text{Rk}}}{\gamma_{\text{M1}}}} \right)$$

taulukko 20

$$k_{yy} = 0.43$$

$$M_{y,\text{Ed}} := M_{\text{Ed}}$$

Käyttöaste:

$$\left(\frac{N_{\text{Ed}}}{X_y \cdot N_{\text{Rk}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,\text{Ed}}}{X_{LT} \cdot M_{y,\text{Rk}}} \right) \cdot 100 = 48.94 \%$$

YHTEENVETO**Poikkileikkauksen kestävyys****Käyttöaste****Puristus**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \cdot 100 = 4.68 \quad \%$$

Taivutus

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cdot 100 = 86.73 \quad \%$$

Leikkaus

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \cdot 100 = 13.22 \quad \%$$

Taivutus ja aksiaalinen voima yhdessä

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \cdot 100 = 86.92 \quad \%$$

Poikkileikkauksen kestävyys**Nurjahdus**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \cdot 100 = 9.03 \quad \%$$

Kiepahdus

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \cdot 100 = 93.05 \quad \%$$

$$\text{Yhdistetty taivutus ja puristus} \quad \left(\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \right) \cdot 100 = 48.94 \quad \%$$

PILARIN JA POHJALEVYN VÄLISEN PIENAHITSIN MITOITUS

Lähtötiedot

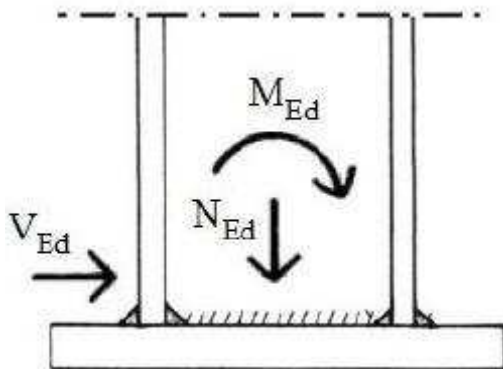
S 355	teräslaji
$f_y := 355$	myötölujuus
$f_u := 510$	vetomurtolujuus
$\beta_w := 0.9$	korrelaatiokerroin (S355 taulukko 22)
$\gamma_{M2} := 1.25$	osavarmuuskerroin

Profiilin tiedot HEB240

$h_f := 223$	mm	laippojen keskipisteiden välinen etäisyys
$b := 240$	mm	profiilin leveys
$h := 240$	mm	profiilin korkeus
$t_w := 10$	mm	uuman paksuus
$t_f := 17$	mm	laipan paksuus
$r := 21$	mm	pyöristys säde
$I_y := 112600000$	mm ⁴	
$A := 10600$	mm ²	

Kuormitukset (murtorajatila)

Taivutusmomentti	$M_{Ed,max} := 200$	kNm
Normaalivoima	$N_{Ed,max} := 150$	kN
	$N_{Ed,min} := 90$	kN
Leikkausvoima	$V_{Ed,max} := 50$	kN



Laipan pienahitsin mitoitus

Laipan mitoittava kuormitus

Maksimi vetovoima laipalle saadaan maksimi momentista ja minimi normaalivoimasta

$$F_{Ed} := \frac{M_{Ed,max}}{h_f \cdot 10^{-3}} - \frac{N_{Ed,min}}{2} = 851.9 \text{ kN}$$

Kuormitus hitsin pituusyksikköä kohti

$$F_{w,Ed} := \frac{F_{Ed} \cdot 10^3}{2 \cdot b - t_w} = 1812.5 \text{ N/mm}$$

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} := f_{vw,d} \cdot a$$

$$f_{vw,d} := \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = 261.732 \text{ N/mm}^2$$

$$a := \frac{F_{w,Ed}}{f_{vw,d}} = 6.92 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \underline{\text{Laipan hitsin a-mitaksi valitaan 7mm}}$$

Uuman pienahitsin mitoitus

Uuman mitoittava kuormitus

Uuman hitsien kuormitus lasketaan taivutusmomentin, normaalivoiman ja leikkausvoiman jännityksistä uuman ja laipan liitoksen kohdalla

Mitoittava kuormitustapaus on sama kuin laipan hitsiä mitoittaessa + max leikkausvoimasta

$$e := \frac{(h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r)}{2} = 82 \text{ mm}$$

Uuman korkeus

$$l_w := 2 \cdot e = 164 \text{ mm}$$

Leikkausvoima oletetaan siirtyvän kokonaan uuman kautta

Taivutuksen ja leikkauksen aiheuttamat jännitykset:

$$\sigma_w := \frac{M_{Ed,max} \cdot 10^6 \cdot e}{I_y} - \frac{N_{Ed,min} \cdot 10^3}{A} = 137.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_z := \frac{\sigma_w}{2\sqrt{2}} = 48.493 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{yz} := \frac{V_{Ed,max} \cdot 10^3}{t_w \cdot I_w} = 30.49 \text{ N/mm}^2$$

Kuormitus hitsin pituusyksikköä kohti

$$F_{w,Ed.} := \sqrt{2 \cdot \sigma_z^2 + 3 \cdot \tau_{yz}^2} \cdot \frac{t_w}{2} = 432.77 \text{ N/mm}$$

$$a := \frac{F_{w,Ed.}}{f_{vw,d}} = 1.65 \text{ mm}$$

HUOM! Hitsin muodonmuutoskyvystä johtuen uumalevyn hitsin vetojännityksenä σ_z tulee käyttää vähintään 80% profiilin uumalevyn vetovoimakestävyydestä.

$$\Rightarrow \sigma_z := 0.8 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = 227.2 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{w,Ed.} := \sqrt{2 \cdot \sigma_z^2 + 3 \cdot \tau_{yz}^2} \cdot \frac{t_w}{2} = 1628.1 \text{ N/mm}$$

$$a > \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot t_w}{2 \cdot f_u} \cdot \sqrt{2 \cdot \sigma_z^2 + 3 \cdot \tau_{yz}^2} = 3.59 > 1.65 \text{ mm}$$

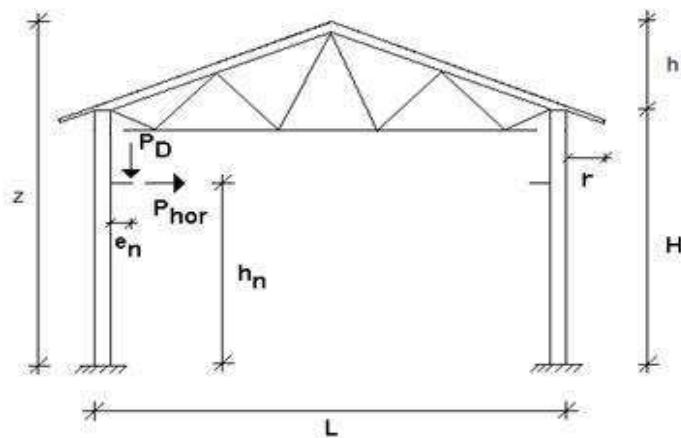
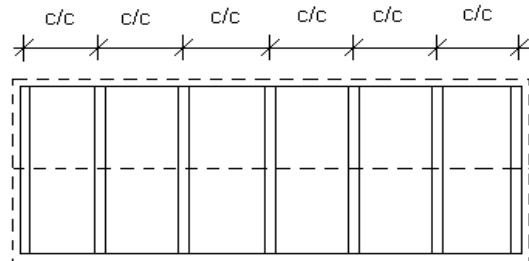
\Rightarrow Uuman hitsin a-mitaksi valitaan 4mm

Rakennuskohde	Työ nro:	Sisältö:
x	x	x
x		x

LÄHTÖTIEDOT :

Paikkakunta: Lappeenranta ▼
 Maastoluokka: 3 ▼
 Seuraamusluokka: CC2 ▼

- Kiepahdus heikommissa suunnassa estetty
- Nurjahdus heikommissa suunnassa estetty



MITAT:

Rakennuksen leveys	L	12,0	[m]
Rakennuksen korkeus	z	7,0	[m]
Pilarin korkeus	H	5,5	[m]
Katon korkeus	h	1,5	[m]
Kehäväli	c/c	6,0	[m]
Nosturin korkeusmitta	h _n	4,0	[m]
Nosturipalkin epäkeskisyys	e _n	0,40	[m]
Seinän epäkeskisyys	e _s	0,20	[m]
Räystään pituus	r	0,60	[m]

KUORMAT:

Katon omap. sis. ristikon/palkin	g	0,60	[kNm ²]
Nosturikiskon paino	g2	0,60	[kN/m]
Seinän paino	gs	0,30	[kN/m]
Pyöräkuorma	PD	60,0	[kN]
"	Phor	10,0	[kN]

Sallittu siirtymä pilarin yläpäässä	H /	150	
-------------------------------------	-----	-----	--

Rakennuskohde	Työ nro:	Sisältö:
x	x	x
x		x

MITOITUS :

Pilarin profiili

HEB180 ▼

Materiaali

$f_y =$ S 355 ▼

PL-luokka

uuma = PL Luokka 1	OK
laipat = PL Luokka 1	OK

Pilarin kestävyys

Nurjahdus -vahvempi suunta	49,99 %	OK
Nurjahdus -heikompi suunta	0,00 %	OK
Kiepahdus	0,00 %	OK
Yhdistetty taivutus ja aksiaalinen puristus	83,19 %	OK

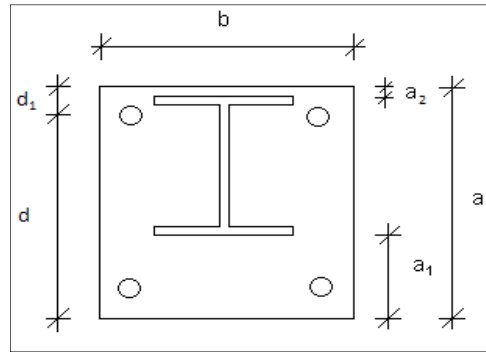
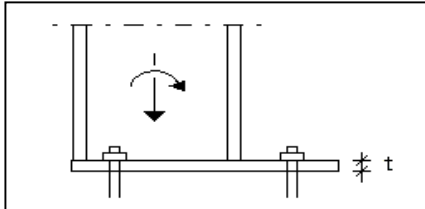
Poikkileikkauksen kestävyys

Leikkaus	11,25 %	OK
Taivutus	67,89 %	OK
Taivutus ja aksiaalinen voima yhdessä	65,59 %	OK
Puristus	11,12 %	OK

Siirtymä

sallittu siirtymä	36,7 mm	H/ 150	
pilarin siirtymä	32,5 mm		OK

Rakennuskohde	Työ nro:	Sisältö:
x	x	x
x		x



Lähtötiedot:

b =	300	mm	pohjalevyn leveys
a =	340	mm	pohjalevyn pituus
a ₁ =	100	mm	ulokkeen pituus
a ₂ =	60	mm	ulokkeen pituus
d ₁ =	50	mm	pultin reunaetäisyys
d =	290	mm	
n =	4	kpl	pulttien määrä
t =	45	mm	pohjalevyn paksuus

a =	6,00	mm	efektiivinen a-mitta (hitsin koko)
-----	------	----	------------------------------------

S 355	▼	Teräksen lujuus (levy)
PPM 22L	▼	Peruspultti

Peruspulttien mitoitus	kapasiteetti	
Vetokestävyys:	79,45 %	OK
Leikkauskestävyys:	17,58 %	OK
Yhdistetty leikkaus ja veto:	91,90 %	OK

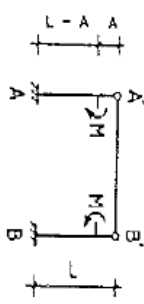
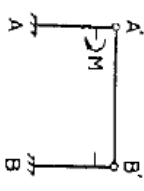
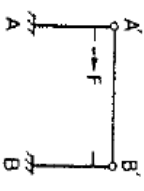
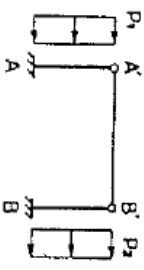
Pohjalevyn mitoitus		
puristuspuoli	88,18 %	OK
vetopuoli	12,52 %	OK
ulokkeen max pituus	114,33 mm	OK

Hitsin kestävyys		
laippa	90,75 %	OK
uuma	55,18 %	OK

(min 80% uuman vetokestäv.)

MASTOKEHÄRAKENTEEN MOMENTIN JA SIIRTYMIEN LASKENTAKAAVAT

(mastopilari kehärakenteessa (suunnitteluhje) taulukko 1 s.27)

				
TUKIMOMENTIT + A B	$+\frac{1}{2}(1 - 3\frac{A_2^2}{L^2})M$ $-\frac{1}{2}(1 - 3\frac{A_2^2}{L^2})M$	$-\frac{1}{4}(1 + 3\frac{A_2^2}{L^2})M$ $-\frac{1}{4}(1 - \frac{A_2^2}{L^2})M$	$-F(\frac{1}{2} - \frac{A_1}{4L} - \frac{A_2^3}{4L^2})$ $-F(\frac{1}{2} - \frac{3}{4}\frac{A_1}{L} + \frac{A_2^3}{4L^2})$	$-\frac{1}{16}(5P_1 + 3P_2)$ $-\frac{1}{16}(3P_1 + 5P_2)$
PILARIN PÄISSÄ F _A ' VAIKUTTAVAT VOIMAT F _B ' + SIIRTYMÄ V(L)	$-\frac{3}{4L}(1 - \frac{A_2^2}{L^2})M$ $+\frac{3}{4L}(1 - \frac{A_2^2}{L^2})M$ 0	$-\frac{3}{4L}(1 - \frac{A_2^2}{L^2})M$ $+\frac{3}{4L}(1 - \frac{A_2^2}{L^2})M$	$-F(\frac{1}{2} - \frac{3}{4}\frac{A_1}{L} + \frac{A_2^3}{4L^2})$ $+F(\frac{1}{2} - \frac{3}{4}\frac{A_1}{L} + \frac{A_2^3}{4L^2})$	$-\frac{1}{16}(3P_1 - 3P_2)$ $+\frac{1}{16}(3P_1 + 3P_2)$
KIERTYMÄ V'(L) A'	$\frac{M}{4EI}(L - 4a + \frac{3}{L}A_2^2)$	$\frac{M}{4EI}(L^2 - A^2)$ $\frac{M}{4EI}(5L + \frac{3}{L}A_2^2 - 8a)$	$\frac{F}{12EI}(2L^3 - 3aL^2 + A^2)$ $\frac{F}{8EI}(2L^2 - 5aL - \frac{A_2^3}{L} + 4a^2)$	$\frac{L^4}{30EI}(P_1 + P_2)$ $\frac{L^3}{30EI}(7P_1 + 9P_2)$