

# Rakennusrungon vakavuustarkastelut



## Sisältö

Esipuhe.....	3
1 Rakenteiden asennuksenaikainen toiminta .....	4
1.1 Standardi EN 1991-1-6: Työnaikaiset kuormat .....	4
1.2 Kuormien luokitus.....	5
1.3 Mitoitustilanteet ja rajatilat .....	5
1.4 Kuormien ominaisarvot.....	6
1.5 Laskentaesimerkit .....	10
1.5.1 Asuinrakennus (liite 1.).....	10
1.5.2 Monitoimiarena (Liite 2.).....	11
1.5.3 Varastohalli (Liite 3.).....	11
2 Jatkuvan sortuman estäminen .....	12
2.1 Yleistä .....	12
2.2 Standardi pr EN 1991-1-7: Onnettomuuskuormat .....	15
2.3 Betonirakenteiden suunnitteluohjeet.....	16
2.3.1 BY 50-Betoninormit (RakMk B4) .....	16
2.3.2 Betoninormikortit.....	16
2.3.3 Muut julkaisut .....	17
2.4 Teräsrakenteiden suunnitteluohjeet.....	18
3 Korvaavan rakennesysteemin valinta.....	19
Liitteet .....	25
Liite 1. Laskentaesimerkki, asuinrakennuksen asennuksen aikainen vakavuus.....	25
Liite 2. Laskentaesimerkki, monitoimiarenan asennuksen aikainen vakavuus .....	34
Liite 3. Laskentaesimerkki, varastohallin asennuksen aikainen vakavuus, tasokuva .....	40
Liite 4. Levyvaikutuksen järjestäminen ontelolaatoissa.....	52
Liite 5. Tasojen muodonmuutos palotilanteessa.....	57
Liite 6. TT- ja HTT-laataston levytoiminta .....	58
Liite 7. Lopullisessa mitoituksessa huomioitavia kohtia.....	63

## Esipuhe

Valmisosarakenteiden asennusaikaisen vakavuuden suunnittelu on paitsi rakenteellisen turvallisuuden, myös työturvallisuuden kannalta välttämätöntä. Valtioneuvoston asetus elementtirakentamisen työturvallisuudesta (578/2003) toteaa, että suunnitelmissa on annettava riittävät tiedot elementtien väliaikaisesta tuennasta sekä lopullisesta kiinnittämisestä siten, että rakennusaikainen vakavuus säilyy kaikissa asennustyön vaiheissa.

Kirjallisessa asennussuunnitelmassa tai sen liitteissä on esitettävä asennusvaiheittain ohjeet väliaikaisesta tuennasta ja sen purkamisesta. Lisäksi on selvitettävä toimenpiteet osittain asennettujen rakenteiden riittävän lujuuden, paikallaanpysymisen ja sivusuuntaisen kestävyuden aikaansaamiseksi sekä väliaikaisten siteiden ja tukien käytölle.

Asetuksen mukaan rakennesuunnittelun tilaajan tulee sisällyttää toimeksiantoonsa työturvallisuuteen vaikuttavat tekijät. Valtioneuvoston asetus 294/2006 toteaa, että rakennuttajan on huolehdittava työturvallisuusasiakirjojen täytäntöönpanon seurannasta. Lisäksi on huolehdittava, että kirjallisten asiakirjojen tiedot ja muutokset välitetään suunnittelijoille ja päätoteuttajalle.

Uudessa standardissa EN 1991-1-6 esitetään rakentamisesta johtuvat kuormat, mitkä tulee luonnonkuormien lisäksi ottaa huomioon asennusvaihetta suunniteltaessa.

Rakennusrungon lopputilanteen vakavuus tulee aina suunnitella huolellisesti. Standardissa pr EN 1991-1-7 esitetään onnettomuuskuormat ja miten yleensä onnettomuustilanteet suunnittelussa otetaan huomioon. Onnettomuustilanteet tai muusta syystä tapahtunut rakenteen paikallinen vaurio ei saisi aiheuttaa jatkuvaa sortumaa. Betoninormien mukaan suunniteltaessa tämä otetaan huomioon valmisosien liitosten mitoituksessa. Nyt myös teräsrakenteiden Eurocodessa esitetään rakenteellisena periaatteena, että rakenneosan menettäessä kantavuutensa sen kantamien voimien tulee voida jakautua rakenteessa uudelleen.

Ohjeessa on käsitelty esimerkkinä asuinrakennuksen, monitoimihallin ja varastohallin asennusvaiheen vakavuuden laskentaa. Lisäksi liitteissä on tarkasteltu laaataston levytoiminnan suunnittelua ja varmistamista. Betonivalmisosista koottu laatasto tulee liittää yhtenäisenä toimivaksi levyrakenteeksi lisäteräksin, jälkivaluin ja hitsausliitoksin sekä sitoa kuormia siirtävin liitoksin pystyrakenteisiin.

Tämän ohjeen on koonnut Finnmap Consulting Oy:ssä DI Urpo Karesniemi. Liitteen 4 on laatinut tekn. tri Matti Leskelä Oulun Yliopistosta.

# 1 Rakenteiden asennuksenaikainen toiminta

## 1.1 Standardi EN 1991-1-6: Työnaikaiset kuormat

Eurocode EN 1991-1-6:ssa merkittävin muutos nykykäytäntöön verrattuna on luonnonkuormien huomioiminen kuorman keston mukaan. Samoin asennusaikaiset kuormat on jaoteltu tarkemmin.

Seuraavassa esitetään standardin EN 1991-6:n ydinasiat hyvin lyhyesti. Ko. standardiin liittyen todetaan lyhyesti seuraavaa:

- Tätä kirjoitettaessa (30.6.2006) ko. standardin kansallisen liitteen valmistelua ei ole vielä Suomessa aloitettu.
- Standardin EN 1991-1-6 varsin monessa kohtaa todetaan, että kuormien arvot esitetään kansallisessa liitteessä tai projektikohtaiseksi. Tähän mennessä Suomessa ei ole käyty keskustelua, mitkä kuormat esitetään kansallisessa liitteessä ja mitkä kuormat jätetään projektikohtaiseen harkintaan.
- EN 1991-1-6 on käännetty suomeksi, mutta sitä ei ole vielä julkaistu SFS-EN-standardina. On odotettavissa, että SFS-EN 1991-1-6 julkaistaan vuoden 2006 aikana.

Alla olevat taulukot perustuvat Seppo Salosen käännösluonnokseen.

Standardi EN 1991-1-6 sisältää neljä kohtaa ja kolme liitettä seuraavasti:

Luku 1: Yleistä

Luku 2: Kuormien luokitus

Luku 3: Mitoitustilanteet ja rajatilat

Luku 4: Kuormat

Liite A1: Rakennuksia koskevat lisäsäännöt (sitova)

Liite A2: Siltoja koskevat lisäsäännöt (sitova)

Liite B: Käyttötarkoituksen muutoksen, uudelleenrakentamisen ja purkamisen aikaiset rakenteisiin vaikuttavat kuormat (opastava).

Luvun 1 keskeisin sisältö on erilaiset määritelmät ja merkinnät.

## 1.2 Kuormien luokitus

Luvussa 2 esitetään kuormien luokitus. Asennusaikana huomioon otettavat kuormat koostuvat luonnonkuormista (tuuli, lumi, jne.) sekä itse rakentamisesta aiheutuvista kuormista, jotka esitetään standardin EN 1991-1-6 taulukossa 1, ks. alla.

**Taulukko 1. Rakentamisesta johtuvien kuormien luokitus (EN 1991-1-6)**

Vastaava kohta tässä standardissa	Kuorma (lyhyt kuvaus)	Luokitus				Huomautuksia	Lähde
		Aikariippuvuus	Luokitus/alkuperä	Sijainnin mukainen vaihtelu	Luonne (staattinen/dynaaminen)		
4.11	Henkilöt ja käsityökalut	Muuttuva	Välitön	Liikkuva	Staattinen		
4.11	Tavaran väliaikainen varastointi	Muuttuva	Välitön	Liikkuva	Staattinen/dynaaminen	Dynaaminen kuormien pudotessa	EN 1991-1-1
4.11	Väliaikaiset laitteet	Muuttuva	Välitön	Kiinteä/liikkuva	Staattinen/dynaaminen		EN 1991-3
4.11	Liikkuvat raskaat koneet ja laitteet	Muuttuva	Välitön	Liikkuva	Staattinen/dynaaminen		EN 1991-2, EN 1991-3
4.11	Jättemateriaalien kasaantuminen	Muuttuva	Välitön	Liikkuva	Staattinen/dynaaminen	Voi aiheuttaa kuormia myös esim. pystypinnoille	EN 1991-1-1
4.11	Rakenteen osista eri tilapäisvaiheissa aiheutuvat kuormat	Muuttuva	Välitön	Liikkuva	Staattinen	Dynaamiset vaikutukset jäävät tarkastelun ulkopuolelle	EN 1991-1-1

## 1.3 Mitoitustilanteet ja rajatilat

Luvussa 3 esitetään lyhyesti mitoittamisen yleiset periaatteet. Rakenteet mitoitetaan asennusaikana tavanomaiseen tapaan sekä murto- että käyttörajatiloissa ja onnettomuusrajatiloissa.

### 1) Mitoitustilanteet ja rajatilat, periaatteet:

- Tilapäinen mitoitus tilanne
  - Kuten tavanomainen murto-rajatila, mutta nimellinen kesto otetaan huomioon. Taulukko 2, ks. alla, havainnollistaa luonnonkuormien toistumisvälejä. Ideana on, että luonnonkuorman suuruus riippuu asennusajan kestosta.
- Onnettomuusmitoitustilanne, yksityiskohdat ks. standardi EN 1991-1-6
- Maanjäristysmitoitustilanne (ei tietenkään koske Suomea, mutta on tärkeä huomata tämäkin vaatimus vientitoiminnassa).

### 2) Mitoitus sekä murto-rajatilassa että käyttörajatilassa

- Käyttörajatilassa esim. ennenaikainen halkeilu ja/tai liiallinen taipuma tulee ottaa huomioon.
- Käyttörajatilassa käytetään kuormien ominaisyhdistelmää ja pitkäaikaisyhdistelmää tapauksesta riippuen.

Taulukko 2. Suositeltavia toistumisvälejä luonnonkuormien ominaisarvojen määrittämiseen (EN 1991-1-6)

Kesto	Toistumisväli (vuosina)
≤ 3 vuorokautta	2 <sup>a</sup>
≤ 3 kuukautta (mutta > 3 vuorokautta)	5 <sup>b</sup>
≤ 1 vuosi (mutta > 3 kuukautta)	10
> 1 vuosi	50

<sup>a</sup> Kolmen vuorokauden mittainen nimelliskesto, joka valitaan lyhyisiin toteuttamisvaiheisiin, vastaa työmaata koskevien luotettavien sääennusteiden aikaväliä. Tähän valintaan voidaan riittävin järjestelyin varautumalla pitäytyä toteuttamisvaiheen ollessa hiukan pitempikin. Keskimääräisen toistumisvälin käsite ei yleensä sovellu keston jäädessä lyhyeksi.

<sup>b</sup> Kuormien nimelliskeston ollessa enintään kolme kuukautta kuormat voidaan määrittää ottamalla huomioon säätilassa vuodenajan mukaan ja sitä lyhyemmällä aikavälillä tapahtuvat vaihtelut. Esim. joen virtaama riippuu tarkasteltavasta vuodenajasta.

## 1.4 Kuormien ominaisarvot

Kuormien ominaisarvot esitetään Eurocode:n eri osissa, ts. EN 1990, EN 1991, EN 1997 ja EN 1998. Taulukossa 3.1, ks. alla, esitetään rakentamisesta aiheutuvien kuormien tyypit ja suositeltavia arvoja. Taulukossa 3.2, ks. alla, esitetään betonin valamisesta aiheutuvien kuormien suositeltavat arvot. Kuten taulukosta 3.1 havaitaan rakentamisesta aiheutuvat kuormat määritetään suhteellisen hienojakoisesti.

Taulukko 3.1. Rakentamisesta johtuvien kuormien ( $Q_c$ ) tyypit

Rakentamisesta johtuvat kuormat ( $Q_c$ )			
Kuormat		Mallinnus	Huomautuksia
Tyyppi (Merkintä)	Kuvaus		
Henkilöt ja käsityökalut $Q_{ca}$	Työntekijät, työnjohto ja vierailijat, mukaan lukien mahdolliset käsityökalut tai muut työmaan pienet laitteet	Mallinnetaan tasaisesti jakautuneena kuormana $q_{ca}$ , joka sijoitetaan siten, että saavutetaan epäedullisimmat vaikutukset.	HUOM. 1 : Tasaisesti jakautuneen kuorman $q_{ca,k}$ ominaisarvo voidaan määrittellä kansallisessa liitteessä tai hankekohtaisesti. HUOM. 2 : Suositusarvo on 1,0 kN/m <sup>2</sup> . Ks. myös kohtaa 4.11.2.
Tavaran väliaikainen varastointi $Q_{cb}$	Varastoitava väliaikaisesti liikuteltavaa tavaraa, kuten: – rakennusmateriaaleja, elementtejä ja – laitteita	Mallinnetaan liikkuvina kuormina, joita edustavat tilanteen mukaan: – tasaisesti jakautunut kuorma $q_{cb}$ – pistekuorma $F_{cb}$	HUOM 3: Tasaisesti jakautuneen kuorman ja pistekuorman ominaisarvot voidaan määrittellä kansallisessa liitteessä tai hankekohtaisesti. Siltojen osalta seuraavat arvot ovat suositeltavia vähimmäisarvoja: – $q_{cb,k} = 0,2$ kN/m <sup>2</sup>

			<p><math>-F_{cb,k} = 100 \text{ kN}</math> missä <math>F_{cb,k}</math> voidaan yksityiskohtia suunniteltaessa sijoittaa nimellisipinta-alalle. Rakennusmateriaalien tilavuuspainoja esitetään standardissa EN1991-1-1.</p>
<p>Väliaikaiset laitteet</p> <p><math>Q_{cc}</math></p>	<p>Käyttöpaikallaan olevat väliaikaiset laitteet. Kuorma on joko:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– staattista (esim. muottielementit, työtelineet, muottitelineet, koneet, kontit) tai</li> <li>– liikkuvaa (esim. siirrettävät muotit, siltakannen asennuspalkisto ja apupalkki, vastapainot)</li> </ul>	<p>Mallinnetaan liikkuvina kuormina, joita edustaa tilanteen mukainen:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– tasaisesti jakautunut kuorma <math>q_{cc}</math></li> </ul>	<p>HUOM 4: Nämä kuormat voidaan määrittellä hankekohtaisesti käyttämällä toimittajalta saatavaa tietoa. Ellei tarkempaa tietoa ole käytettävissä, kuormat voidaan mallintaa käyttämällä tasaisesti jakautunutta kuormaa, jonka suositeltava ominaisarvo on vähintään <math>q_{cc,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2</math>. Käytettävissä on joukko mitoitusta käsitteleviä CENin standardeja, esimerkiksi EN 12811 muottien mitoitusta ja EN 12812 muottitelineiden mitoitusta varten.</p>
<p>Liikkuvat raskaat koneet ja laitteet</p> <p><math>Q_{cd}</math></p>	<p>Liikkuvat raskaat koneet ja laitteet, jotka kulkevat tavallisesti pyörillä tai kiskoilla, (esim. nosturit, hissit, ajoneuvot, nostotrukit, kompressorit, tunkit, raskaat nostolaitteet)</p>	<p>Ellei tarkempaa tietoa ole käytettävissä, mallinnetaan standardin EN 1991 asianomaisten osien sisältämän tiedon perusteella.</p>	<p>Ajoneuvoista aiheutuvien kuormien määrittämiseen tarvittavaa tietoa, mikäli sitä ei esitetä projektieritelmässä, esitetään standardissa EN 1991-2. Nostureista aiheutuvien kuormien määrittämiseen tarvittavaa tietoa esitetään standardissa EN 1991-3.</p>
<p>Rakentamisessa syntyvien jättemateriaalien kasaantuminen</p> <p><math>Q_{ce}</math></p>	<p>Jättemateriaalien kasaantuminen (esim. ylimääräiset rakennusmateriaalit, irrotettu maa-aines tai puretut materiaalit)</p>	<p>Otetaan huomioon tarkastelemalla mahdollisia massan vaikutuksia vaakasuuntaisiin, kalteviin ja pystysuuntaisiin rakenneosiin (kuten seiniin).</p>	<p>HUOM 5: Nämä kuormat voivat vaihdella merkittävästi ja lyhyin aikavälein, riippuen esimerkiksi materiaalien tyypistä, ilmasto-olosuhteista, rakentamisen etenemisvauhdista ja jättemateriaalin tyhjentämisväleistä.</p>
<p>Eri tilapäisvaiheissa olevista rakenteen osista johtuvat kuormat</p> <p><math>Q_{cf}</math></p>	<p>Toteuttamisen eri tilapäisvaiheissa olevista rakenteen osista aiheutuvat kuormat ennen kuin lopulliset mitoituskormat tulevat vaikuttamaan (esim. nostoista aiheutuvat kuormat)</p>	<p>Otetaan huomioon ja mallinnetaan suunniteltujen toteuttamisvaiheiden mukaisesti, jolloin otetaan huomioon vaiheiden seuraukset (esim. tietyistä työvaiheista, kuten asennuksista aiheutuva kuormittuminen ja kuormituksen poistuminen)</p>	<p>Ks. myös kohtaa 4.11.2, jossa käsitellään tuoreesta betonista aiheutuvia lisäkuormia.</p>

Taulukko 3.2. Betonia valettaessa syntyvien rakentamisesta johtuvien kuormien suositeltavat ominaisarvot

Kuorma	Kuormitusalue	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]
(1)	Työskentelyalueen ulkopuolella	0,75, johon sisältyy kuorma $Q_{ca}$
(2)	Neliön muotoisella työskentelyalueella, jonka sivumitta on 3 m (tai jännemitta, jos se on pienempi)	10 % betonin omasta painosta, mutta vähintään 0,75 ja enintään 1,5 Sisältää kuormat $Q_{ca}$ ja $Q_{cf}$
(3)	Todellinen alue	Muotin ja kuormaa kantavan rakenneosan oma paino ( $Q_{cc}$ ) sekä tuoreen betonin paino mitoituspaksuuden perusteella ( $Q_{cf}$ )

Standardissa EN 1991-1-6 esitettävät onnettomuuskuormat ovat luonteeltaan seuraavia:

- esim. rakennusajoneuvojen, nostureiden, rakennuslaitteiden tai siirrettävien materiaalien iskut
- laitteiden putoaminen
- ihmisten törmäyksistä aiheutuvat kuormat
- tulipalo

Kuormitusyhdistelmien erilaiset  $\psi$ -arvot esitetään talorakenteille liitteessä A1 ja siltarakenteille liitteessä A2.

Standardin mukaisesti rakentamisen aikana huomioitavia kuormatyyppisiä ovat

- rakenneosien omapaino
- pysyvä maanpaine tai maanpaine
- rakentamisesta johtuvat kuormat
- esijännitys-muodonmuutos
- tukien painumisesta aiheutuvat muodonmuutokset
- kutistumis-muodonmuutos



- lämpötilaeroista aiheutuvat muodonmuutokset
- muut mahdolliset muodonmuutoskuormat
- tuulikuormat
- lumikuormat
- ilmastolliset jääkuormat
- veden aiheuttamat kuormat
- onnettomuuskuormat
- (maanjäristyskuormat erikoistapauksissa, ei tarvita Suomessa)

Standardin mukaisesti rakentamisen aikaiset kuormatyypit luokitellaan

- pysyviin, muuttuviin tai onnettomuuskuormiin
- kiinteisiin tai liikkuviin kuormiin
- staattisiin ja/tai dynaamisiin kuormiin
- suoraan tai välillisesti vaikuttaviin kuormiin
- yksi- tai monikomponenttisiin kuormiin

Standardin mukaisesti rakentamisen aikana huomioidaan

- tilapäisten ja/tai onnettomuustilanteiden kuormitustapaukset
- (maanjäristyskuormat erikoistapauksissa)

Toteutusvaiheen kuormitustapaukset tulee valita siten, että ne kattavat kaikki tilanteet, joiden voidaan perustellusti ennakoida toteutuvan rakennustyön aikana.

Kuormitustapaukset tulee yksilöidä eri työvaiheita varten siten, että seuraavat lähtötiedot voivat vaihdella suunnitellun toteutusprosessin etenemisestä ja toteutusmenetelmistä riippuen.

- tukiehdot
- rakennejärjestelmä
- rakenteen muoto
- valmiusaste

Väli aikaista tilannetta edustava rajatilatarkastelu voidaan jättää huomioimatta, jos voidaan osoittaa, että ko. rajatilan vaatimukset täytetään saman tai toisen rajatilan osalta pitkäaikaisessa kuormitus-tilanteessa tai toisen toteutusvaiheen tarkastelussa.

### **Käyttörajatila**

Toteutusvaiheessa tulee käyttää valmiille rakenteelle asetettuja vaatimuksia, ellei toisin ole määrätty. Tukirakenteille tulee määritellä käyttötilavaatimukset.

## Murtorajatila

Murtorajatilatarkastelut tulee tehdä sekä tilapäisten että onnettomuuskuormien tapauksessa. Onnettomuusrajatilatarkastelulla tulee estää suurempien vaurioiden syntyminen. Mitoitustilanteiden lähtötiedot työnaikaisessa tarkastelussa

- Toleranssit
- Aikajänne
- Ilmastorasitusten sykli
- Dynaamisuus
- Veden aiheuttama kuormitus
- Virtaavan veden vaikutuksen huomioiminen

## 1.5 Laskentaesimerkit

Laskelmissa on tarkasteltu asennuksen eri vaiheita ennen lopullista tilannetta. Laskelmissa ei käsitellä rakenneosien nostoja ja kuljetuksen aikaisia kuormitustapauksia, mitoitus voidaan suorittaa esim. Rakenteiden kuormitusohje RIL144-2002 kohdan 6.4 mukaan; tällöin on käytettävä Suomen Rakentamismääräyskokoelmaa.

Noston aiheuttamia rasituksia on käsitelty RTT 1999 Betonielementtien nostolenkit ja –ankkurit Suunnitteluohjeessa.

### 1.5.1 Asuinrakennus (liite 1.)

Pääasiallinen käyttötarkoitus on asuinrakennus ja rakennusmateriaalina on käytetty pääasiassa betonielementtejä. Rakennus on jäykistetty kantavilla väli- ja ulkoseinillä.

Rakennusrunko on lopputilanteessa jäykistetty väli- ja ulkoseinillä. Kun saumavalut ovat saavuttaneet suunnittelulujuuden, toimii lopputilan jäykistysjärjestelmä. Tarkastettavana ovat siis tilanteet, joissa seinät ja ontelolaatat on asennettu, mutta saumavalut eivät ole kuivuneet.

Asennusaikaisesta vakavuudesta tarkastetaan tilanne, jossa kantavat seinät ja ontelolaatat tuovat jäykistävälle tasolle kaikki jäykistävän tason yläpuoliselta osalta tulevat kuormat sekä alapuoliselta osalta kerroskorkeuden puolikkaalta. Lisäksi on tarkastettu yksittäisen seinäelementin asennuksen aikainen vakavuus.

Rakenteita kuormittavat omanpainon lisäksi asennusaikaiset hyötykuormat ja tuulikuorma. Asennustilanteessa jäykistävälle tasolle aiheutuu tässä esimerkissä suurempi rasitus kuin lopputilanteessa. Tämä on aina tapauskohtaisesti tarkastettava.

### 1.5.2 Monitoimiarena (Liite 2.)

Pääasiallinen käyttötarkoitus on urheiluhalli. Rakennusmateriaalina on käytetty pääasiassa betonielementtejä.

Rakennusrunko on lopputilanteessa jäykistetty kuiluilla ja ei-kantavilla väliseinillä. Kun saumavalut ovat saavuttaneet suunnittelulujuuden, lopputilan jäykistysjärjestelmä toimii. Tarkastettavana ovat siis tilanteet, joissa palkit ja ontelolaatat on asennettu, mutta saumavalut eivät ole kuivuneet eikä ulkoseiniä ole asennettu.

Pilarin asennusaikaisesta vakavuudesta tarkastetaan asennuksen eri vaiheita.

- 3-kerospilarit on asennettu. Pilarin juotosvalut on tehty ennen palkkien asennusta.
- Ensimmäisen kerroksen palkki on asennettu. Ensimmäisen kerroksen palkit ja ontelolaatat palkin toiselle puolelle on asennettu.
- Palkin asennusaikaisesta vakavuudesta tarkastetaan tilanne kun ontelolaatat palkin toiselle puolelle on asennettu.

Rakenteita kuormittavat omanpainon lisäksi asennusaikaiset hyötykuormat ja tuulikuorma.

### 1.5.3 Varastohalli (Liite 3.)

Pääasiallinen käyttötarkoitus on varastohalli. Rakennusmateriaalina on käytetty pääasiassa betonielementtejä.

Rakennusrunko on lopputilanteessa jäykistetty nivelkehänä. Kun TT-laatat on kiinnitetty toisiinsa, on lopputilan jäykistysjärjestelmä käytössä.

Pilarin ja palkin asennusaikaisesta vakavuudesta tarkastetaan tilanne, kun TT-laatat palkin toiselle puolelle on asennettu.

TT-laattojen kiinnityksestä palkkiin on esitetty periaate, sekä reunimmaisen TT-laatan kiinnitys, jolla estetään TT-laattojen liukuminen palkin suuntaisesti.

Rakenteita kuormittavat omanpainon lisäksi asennusaikaiset hyötykuormat ja tuulikuorma.

## 2 Jatkuvan sortuman estäminen

### 2.1 Yleistä

Jatkuva sortuma voi aiheutua onnettomuuskuormista tai muusta syystä tapahtuvan paikallisen sortuman jatkumisena.

Jatkuvan sortuman huomioon ottaminen rakennuksen vakavuuden suunnittelussa periaatteessa edellyttää, että tutkitaan vaihtoehtoja, joissa osa jäykistävästä systeemistä (esim. yksi jäykistävästä mastosta) ei ole käytössä paikallisen sortuman takia. Tällöin jäljellä olevien (jäykistävien) rakenteiden tulisi taata rakennuksen vakavuus. Vakavuuden tutkimiseen tarvittavia rakenteellisia tarkasteluja on kuvattu useissa alla mainituissa lähteistä (joissa ei useinkaan ole suoraa mainintaa alkusortuman takia vioittuneen jäykistyssysteemin tarkastelusta). Aineistolistassa ei viitata erikseen rakenteen vakavuutta/jäykistämistä käsitteleviin kohtiin.

Jatkuvan sortuman estäminen tulee ottaa erityisesti huomioon rakenneosien (elementtien) välisten liitosten suunnittelussa (sitkeysvaatimus), josta syystä elementtirakenteiden detaljeja esittelevä aineisto yleensäkin liittyy aiheeseen.

Suunnitteluperiaatteet koskien rakenteiden sitkeää käyttäytymistä pitää ymmärtää koskevan paitsi yksittäistä rakenneosaa tai liitosta, myös koko rakennetta. Termiä **jatkuva sortuma** käytetään kuvaamaan tilannetta, missä rakenteen yhden osan vaurioituminen, myötääminen tai esimerkiksi stabiliteetin menetys aiheuttaa jatkuvan vaurioitumis- ja sortumisilmion. Tämä ilmiö pitää suunnitteluohjeiden mukaan estää. Sen estämiseen ei kuitenkaan ole yleispätevää ohjetta, on vain suunnittelustrategioita sen varalta. Jatkuva sortuma on yhteydessä jatkuviin rakenteisiin; jos rakenteista tehdään jatkuvia esimerkiksi rakenteiden paremman lujusteknisen käyttöasteen johdosta, on vaarana, että riski jatkuvalla sortumalla kasvaa. Toisaalta, jos rakenteissa ei ole jatkuvuutta, yksittäisten rakenneosien valmistus- ja materiaali- ja korostuvat, ja rakenteessa voi helpommin tapahtua paikallisia vaurioita ja sortumia.

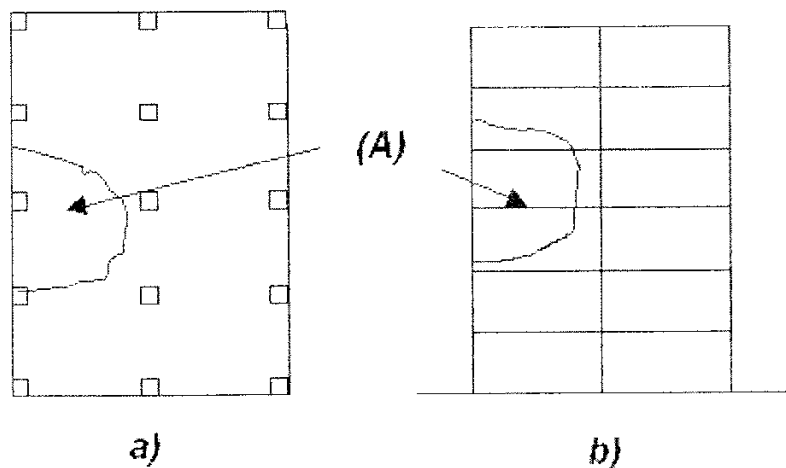
Eurokoodit suunnitteluohjeiden mukaan rakennesuunnittelussa pitää pyrkiä siihen, ettei yhden rakenneosan paikallisesti vaurioituessa aiheudu jatkuvaa sortumaa. Esimerkiksi teräsrakenteiden Eurocode 3:ssa siihen viitataan luvussa 2 rakenneteknisenä peruseriaatteena, jonka mukaan rakenneosan menettäessä kantavuutensa sen kantamien voimien tulee voida jakautua rakenteessa uudelleen. Jatkovaa sortumaa ei suomalaisissa suunnitteluohjeissa käsitellä erikseen muualla kuin betonirakenteiden osalta ohjeessa B4, kohdissa 2.6.1.2.2 - 3, missä elementit kehoitetaan ankuroimaan toisiinsa.

Käytännössä jatkuvan sortuman kestävyys vaatimus tarkoittaa sitä, että esimerkiksi monikerroksisen rakennuksen pitää edelleen pysyä pystyssä, vaikka siitä esim. kolarin tai paikallisen tulipalon takia yksi kantava pilari menettäisi kantokykynsä kokonaan. Muodonmuutoksia ei tällöin pyritä rajaamaan, kunhan koko rakenne ei sorru. Ko. mitoituseriaate tunnetaan nimellä "fail-safe". Se tarkoittaa rakenteen mitoitusta siten, että paikallinen vaurio ei voi edetä rakenteessa. Kuormat, joista moitteettomaan rakenteeseen voi aiheutua paikallinen vaurio, ovat poikkeuksellisia (niin suuruutensa kuin kuormitusnopeudenkin osalta) tai katastrofiluonteisia, kuten esim. törmäys tai jokin räjähdys. On myös ns. ennakoimattomia onnettomuuksia.

Suunnitteluohjeessa on jatkuvaa sortumaa koskevat ohjeet rajattu koskemaan vain tunnettuja onnettomuuskuormia sekä sellaisia rakennuksia, joissa saattaa samalla hetkellä olla runsaasti ihmisiä. Hallirakenteissa ns. primäärivahingon (pahasti vaurioitunut alue) vaikutusalaa on myös Eurocode:ssa rajoitettu siten, että se on enintään kahden kehävälän tai tietyn neliömäärän suuruinen alue (kuva 2, vaurioituneen kehän viereiset välit). Yleensä sellaisissa 1-kerroksisissa rakennuksissa, missä katto on kannatettu yhtenä kokonaisuutena (esim. avaruusristikko) jatkuvan sortuman estäminen on ohjeen mukaan harkittava kussakin tapauksessa erikseen.

Paikallinen vaurio voi tapahtua eri syistä, mutta sen seurauksena ei saa olla laaja jatkuva sortuminen (kuva 2). Jatkuvan sortuman torjumiseen käytettäviä periaatteita on esitelty laajemmin ohjeessa EN 1991-1-7. Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-7: General Actions - Accidental actions. Erityisesti teräsrakentamisessa, kun rakenteet ovat jatkuvia, rakennevaihtoehtoja on liikaa täsmällisten jatkuvan sortuman estämiseen sopivien ohjeiden antamiseksi. Sortuman suuruutta on pyritty ohjeissa kontrolloimaan antamalla yläraja-arvo sortuman pinta-alalle suhteessa koko pinta-alaan (kuva 1).

**Kuva 1. Jatkuvan sortuman alueen rajausta, a) vaakasuunnassa, b) pystysuunnassa.**



Usein rakenteilla on taipumus sortumaan työn aikana, kun jäykistys ja stabilointi saattavat olla väliaikaisten ja virheellisten ratkaisujen varassa. Oleellista on myös, ettei työnaikaisia tukia poisteta liian aikaisin, koska tukemattomalla rakenteella ei välttämättä ole vielä riittävää jäykkyyttä tai kestävyyttä edes oman painon kantamiseen. Jatkuva sortuma voi syntyä myös asennustilanteessa.

Kaikki tunnetut onnettomuustilanteet ja tapahtumat, joiden tapahtumaketjut tunnetaan kohtuullisen hyvin (tulipalo-, törmäys-, räjähdys-, tulva-, maanvyörymä- tai seisminen kuormitus tms.), ovat rakenteiden suunnittelussa erikoiskuormitustapauksia. Onnettomuuskuormitusten arvioimista varten on laadittu ohjeita ja rakenteiden mitoittamiseksi on laadittu sopivia toiminnallisen suunnittelun ohjeita ja mitoituskriteereitä, hyväksyttävästä riskistä riippuen.

Suunnitteluohjeiden tekijän lähestymistapa on tunnettujen onnettomuuskuormien osalta sellainen, että kuormituskertoimet pyritään valitsemaan valittavan riskiensietotason mukaisesti, joka siis vastaa

hyväksyttävää siedettävissä olevaa riskiä. Siten ns. tunnettujen onnettomuuskuormitusten suhteen normien lähtökohta on toisenlainen, kuin rakenteiden normaalien kuormitustapausten (omapaino, luonnonkuormat, muut hyötykuormat) suhteen. Normaaleissa kuormituksissa käytetään rakenteiden kestävyysien ja rasitusten laskennassa yksikäsitteisiä osavarmuuskertoimia, jotka sisältävät hyväksyttävän riskitason. Jos rakenne suunnitellaan oikein, ei muuta riskianalyysiä tarvita.

Tunnetunkaan onnettomuuskuormituksen suuruutta ei kuitenkaan tiedetä etukäteen. Yleensä niistä tiedetään vain todennäköisyyksiä tai tapahtumataajuuksia erikokoisille tapahtumille, koska sellaisia on sattunut ennenkin. Kuormitus on määrävä tekijä kantavien rakenteiden mitoittamisessa. Tällöin riskianalyysiä tarvitaan erityisesti suunnitteluvaatimusten laatimiseksi sen mukaiseksi, kuinka kestäväksi (mihin riskiluokkaan) talo pitää rakentaa verrattuna mahdollisesta onnettomuudesta aiheutuviin henkilövahinkoihin, tai rakennuksen ja laitteiden vaurioitumiseen tai prosessin keskeytymiseen. Tunnettujen onnettomuuskuormien osalta riskianalyysiä ei tehdä kohdekohtaisesti, koska niiden osalta rakennus voidaan luokitella, ja kuormituskertoimet voidaan määrittellä sen mukaisesti.

**Ennakoimaton onnettomuustapaus** on sellainen, mihin ei liity mitään tunnettua onnettomuuskuormaa.

Ennakoimattomia onnettomuuksia tapahtuu ilman ulkoista syytä, ja niistä saattaa aiheutua sortuma tai muu rakennevaurio. Niistä ei ole mitään tilastotietoa, joten niiden kokonaisriskiäkään ei voi etukäteen määrittellä. Ennakoimattomilla tapahtumilla on yhteisenä piirteenä se, että tapahtuman intensiteetillä tai sen todennäköisyydellä, ja sen seurauksilla ei ole välttämättä suoraa korrelaatiota. Osa ennakoimattomista onnettomuuksista on tapahtunut äkillisesti ja näissä tapauksissa on osasyynä lähes poikkeuksetta löydettävissä suunnitteluvirhe.

Pienestäkin kuormasta saattaa suunnittelu-, valmistus-, asennus- tai käyttövirheen seurauksena aiheutua helposti koko rakennuksen sortuminen, jos rakenteiden varmuus ei ole riittävä, ja vaurio voi siis tapahtua vaikka mitoituskuormaa ei ylitetä. Suomalaisia rakennusten sortumia ja vaurioita tutkittaessa on voitu todeta, että ne kaikki ovat olleet ennakoimattomia yksittäisiä tapahtumia, ja vaurioihin on samanaikaisesti vaikuttanut useita eri tekijöitä.

Suunnitteluohjeiden mukaisia ratkaisuja pitää arvioida kriittisesti, koska kuormat saattavat ylittää mitoitusarvonsa, rakenteisiin voi kohdistua ennakoimattomia onnettomuuskuormia, rakennuksen käyttötapa tai -tarkoitus voi muuttua, tai koska rakenteiden tai materiaalien ominaisuudet on voitu valita väärin ja materiaalien ominaisuudet muuttuvat ajan suhteen enemmän kuin on arvioitu. Kaikissa näissä ja muissa huonosti ennakoitavissa tapauksissa rakenteiden kestävyys ja/tai turvallisuus voi olla vaadittua huonompi, vaikka rakenteet on suunniteltu määräysten ja ohjeiden mukaisesti ja jopa käyttäen parasta mahdollista tietoutta.

Rakenteiden suojaamiseksi ennakoimattomilta onnettomuuksilta ei voi tapauskohtaisesti kasvattaa kuormien osavarmuuskertoimia, koska yhtäkään aiemmista onnettomuuksista ei ole pystytty selittämään pelkällä ylikuormalla. Myöskään suunnitteluohjeiden puutteet tai virheet eivät ole yksinään selittäneet tapahtumia.

## 2.2 Standardi pr EN 1991-1-7: Onnettomuuskuormat

Luvussa 3 *Design situations* kohdassa 3.1. *General* kuvataan ne yleiset lähestymistavat, joilla onnettomuustilanteet voidaan suunnittelussa ottaa huomioon (ks. Kuva 3.1). Kohdassa 3.2 *Accidental design situation - strategies for identified accidental action* kuvataan onnettomuustilanteen käsittelytapaa, kun tarkastellaan tunnistettavaa onnettomuustilannetta. Onnettomuustilanteen aiheuttamaa riskiä voidaan tällöin pienentää mm. seuraavin toimenpitein:

- a) Estämällä onnettomuustilanne
- b) Suojaamalla rakenne onnettomuuskuormaa vastaan (puskurit yms.)
- c) Takaamalla rakenteelle riittävä vaurionsietokyky esimerkiksi 1) suunnittelemalla tietyt ratkaisevassa roolissa olevat rakenneosat (key elements) siten, että murtumisen todennäköisyys onnettomuustilanteessa laskee, 2) suunnittelemalla rakenneosat kykeneviksi absorboimaan suuri määrän muodonmuutosenergiaa murtumatta ja 3) suunnittelemalla rakenne siten, että vaihtoehtoiset ”kuormankantotavat” ovat mahdollisia (sufficiently redundant structure).

Kohdassa 3.3 *Accidental design situations - strategies for limiting the extent of localised failure* ehdotetaan paikallisen sortuman laajentumisen estämiseksi kolme vaihtoehtoista tapaa:

- a) **Ne rakenneosat (key elements), joiden stabiliteetista rakenteen vakavuus riippuu, tulee mitoittaa kestämiin (standardissa määritellyt) onnettomuuskuormat.**
- b) **Rakenne suunnitellaan siten, että paikallinen sortuma (yhden rakenneosan kantokyvyn menetys) ei vaaranna koko rakenteen tai sen merkittävän osan stabiiliutta. Tulkinta: Riittää, kun voidaan osoittaa, että rakenneosan kantokyvyn menetyksen jälkeen muu rakenne kantaa siihen kohdistuneet kuormat vaihtoehtoisen rakennesysteemin avulla (bridging).**
- c) **Sovelletaan yksityiskohtien suunnitteluun annettuja ohjeita (yleensä minimivaatimuksia liitosten kapasiteeteille), jotka takaavat rakenteelle tyydyttävän vaurionsietokyvyn (=robustness) onnettomuustilanteissa.**

Rakenteen mitoitusstrategia onnettomuustilanteissa valitaan kohdan 3.3 *Accidental design situations – use of consequence classes mukaisesti* seuraamusluokista (CC1, CC2 ja CC3), jotka määritellään tarkemmin eurokoodin EN 1990 liitessä B.

Luvussa 4 *Impact* annetaan mm. liikennevälineistä aiheutuvat kuormat ja luvussa 5 *Internal explosions* käsitellään räjähdyskuormia.

Liitteet ovat informatiivisia. Liitteessä A annetaan rakennusten suunnittelun avuksi sääntöjä ja menetelmiä, joita noudattamalla rakenne voidaan periaatteessa suunnitella kestämiin määrittelemättömästä syystä aiheutuva (unspecified) paikallinen vaurio ilman suhteettoman suuria

vaurioita (disproportionate collapse). Liitteessä B annetaan ohjeita riskitason arvioimiseen (risk analysis) ja liitteessä C sisältää ohjeita dynaamisten vaikutusten ottamisesta huomioon suunnittelussa.

## 2.3 Betonirakenteiden suunnitteluohjeet

### 2.3.1 BY 50-Betoninormit (RakMk B4)

#### 2.6 ERITYISOHJEET/2.6.1 Elementtirakenteet/2.6.1.2/Liitokset:

2.6.1.2.2 *Jatkuvan sortuman rajoittaminen*

2.6.1.2.3 *Elementin putoamisen estäminen*

2.6.1.2.4 *Törmäykselle alttiit rakenteet*

Betoninormin kohdassa 2.6.1.2.2 *Jatkuvan sortuman rajoittaminen* edellytetään, että liitokset suunnitellaan siten, ettei ”kantavan rakenteen vaurioitumisesta tai elementin putoamisesta johtuva paikallinen sortuma-alue laajene”. Normin mukaan jatkuva sortuma voidaan estää joko suunnittelemalla rakenteen toiminta niin, että yhden rakenneosan sortuminen ei johda jatkuvaan sortumaan (tällöin tulisi osoittaa korvaavan rakennesysteemin olemassaolo) *tai* niin, että tarkasteltavissa liitoksissa raudoituksen kapasiteetin tulee täyttää normissa annetut ehdot. Jälkimmäisessä tapauksessa erillistä laskelmaa korvaavan rakennesysteemin osalta ei tarvitse tehdä, kunhan vain mainitut liitosten (raudoitusten) kapasiteettivaatimukset on täytetty. Käytännössä on olemassa tapauksia, joissa yksittäisen rakenneosan poistaminen aiheuttaa väistämättä koko rakenteen sortumiseen, koska vaurion jälkeisen korvaavan rakennesysteemin toiminnan takaavien liitosten tekeminen on mahdotonta. Esimerkiksi rakennuksen nurkkapilarin vaurioituminen voi johtaa tällaiseen tilanteeseen. Siksi nurkkapilari onkin usein mitoitettava kestävämmän mahdolliset onnettomuustilanteet (mitoitettava törmäyskuormalle).

Alla mainitussa betoninormikortissa no. 23 annetaan normin menettelyä täydentäviä ohjeita.

### 2.3.2 Betoninormikortit

#### **Betoninormikortti nro. 23, LIITOSTEN MITOITUS ONNETTOMUUSKUORMILLE, 1997:**

Normikortti käsittelee RakMK B4 (6. painos 1993) kohdassa 2.6.1 esitettyjen liitosten kapasiteettivaatimusten soveltamista. Periaatteessa normikortti on yhtä kauan voimassa kuin RakMK:n B4 asianomainen kohta. Vaikka tätä kohtaa on uudemmissa versioissa muutettu (ks. yllä), niin voidaan katsoa, että normikortin sisältö ja periaatteet eivät ole ristiriidassa voimassa olevan ohjeen B4 määräysten kanssa.



**Betoninormikortti n:o 28**, Ruutuelementin PASI-vaijerilenkkisidonta, 2000:

Normikortti n:o 28 käsittelee ruutuelementin PASI-vaijerilenkkisidontaa, jonka avulla voidaan täyttää RakMK osan B4-2000 kohdassa 2.6.1.2.3 *Elementin putoamisen estäminen* esitetyt vaatimukset (liitoksen mitoitusperusteeksi voidaan ottaa voima, joka vastaa elementtien tukipintojen kitkavoimien erotukselle otaksuttua suurinta arvoa).

### 2.3.3 Muut julkaisut

**RTT Valmisosarakentaminen II, Osa G Elementtirakennuksen jäykistys**, Rakennustuoteteollisuus, 1995.

Kohdan ”1 Yleistä/1.3 Suunnittelun kulku” alakohdassa ”*Onnettomuustilanteen jäykistystarkastelu*” esitetään yleisperiaatteet jatkuvan sortumisen estämiseksi.

**BES-järjestelmän rakenteita koskeva suositus**, Suomen Betoniteollisuuden. Keskusjärjestö (SBK), julkaisu n:o 15, 1997.

Kohta 7.2 *Vähimmäisvaatimukset rakennuksen vakavuuden varmistamiseksi*

**Betonelementtirakenteet RIL 115**, 1977.

3.24 *Onnettomuuskuormat (Katastrofikuormat)*

3.34 *Jatkuvan sortuman estäminen*

**RIL K100 (BY 136), Betonelementtien liitosten ja saumojen suunnittelu 1988**, Suomen Betoniyhdistys r.y., Suomen Rakennusinsinöörien liitto r.y., 1988.

Luvussa *ELEMENTTIRAKENTEIDEN KOKONAISTABILITEETTI JA JATKUVAN SORTUMAN ESTÄMINEN (Veikko Heino)* käydään läpi mm. yleisperiaatteet jatkuvan sortuman huomioonottamiseksi mitoituksessa.

*Field, M.P: Design of steel framed buildings at risk from terrorist attack*

Artikkelissa muistutetaan Englannissa tapahtuneista terroristihyökkäyksistä 1992 ja 1996. Syntyneiden vahinkojen laajuuteen johtaneina syinä mainitaan palkkien liitosten huono muodonmuutoskyky. Artikkelissa myös selitetään, että palkin taivutusvastuksen tulisi olla rungon heikoin kohta, kun taas liitokset täytyy tehdä kestävämmän myös onnettomuustilanteen kuormat.

P. Kallioniemi, A. Sarja: **Jatkuvan sortuman estäminen BES-elementtirakennuksissa**. VTT:n julkaisu: Rakenteiden mekaniikan laboratorion tiedonanto 36, 1975.

Tutkimuksessa tarkastellaan mm. paikallisen sortuman yläpuolella olevan kerroksen kantokykyä BES-elementtirakennuksessa. Estääkseen jatkuvan sortuman kerroksen rakenteiden tulee kantaa kerroksen

oma paino ja kerroksessa oleva hyötykuorma, kun paikallinen vaurio aiheuttaa alapuolisen kantavan seinän täydellisen lujuuden menetyksen.

Hartland, R. A: **Design of Precast Concrete**. Surrey University Press, London 1975

Luvussa *III Large Panel Structures* kuvataan Britti-normin (vanhentunut) mukaista menettelyä jatkuvan sortuman estämiseksi. Sysäyksen näille ohjeille antoi vuonna 1968 Lontoossa tapahtunut Ronan Pointin onnettomuus, jossa 24 kerroksisen asuintalon 18. kerroksessa sattuneen kaasuräjähdyksen seurauksena kantava ulkoseinäelementti sinkoutui paikoiltaan aiheuttaen yläpuolisten rakenteiden sortumisen ketjuna tukien poistuessa yksi kerrallaan. Alapuoliset rakenteet sortuivat yläpuolisten pudotessa niiden päälle. Toisin sanoen rakennuksen yksi nurkka ylhäältä alas asti sortui yhden rakenneosan poistumisen (alkusortuma) takia.

## 2.4 Teräsrakenteiden suunnitteluohjeet

### RakMK osan B7 (1996)

Suomalaisissa säädöksissä ei ole yksityiskohtaisia kriteereitä teräsrakenteiden jatkuvan sortuman estämiseksi. RakMK osan B7 kohdasta 8.6 *Yksikerroksiset tuotanto- ja varastorakennukset* löytyy yksittäinen maininta jatkuvan sortuman estämisestä.

### Teräsrakenteiden Eurocode EN 1993

Ks. EN 1993-1-1, Yleiset suunnittelusäännöt ja EN 1993-1-8, Liitosten suunnittelu.

### 3 Korvaavan rakennesysteemin valinta

Korvaava rakennesysteemi muodostuu yleensä rakenteiden alkuperäisestä toimintatavasta poiketen siten, että rakenteet toimivat **vetoa** kestävinä köysi- tai kalvorakenteina (kuva 6). Tällöin rakenteelle voidaan sallia suuriakin muodonmuutoksia, kunhan vain sortuminen saadaan estetyksi. Rakenteisiin ja niiden välisiin liitoksiin saa syntyä plastisia niveliä.

Edellytyksenä uuden kantavan rakennesysteemin syntymiselle on se, että rakenteisiin voi syntyä plastisia niveliä. Tämä vaatii elementtien välisiltä liitoksilta tarpeellista vetovoimakapasiteettia sekä suurta muodonmuutoskykyä ja -energiakapasiteettia, jolla voidaan vaimentaa putoavien kappaleiden liike-energia. Nämä saadaan aikaan elementtisaumoin ja liitoksiin asennettavilla riittävän kokoisilla ja oikein sijoitetuilla saumateräksillä.

Kuvassa 2 on esitetty plastisten nivelien syntyminen kerrospilarirunkoon, kun alimman kerroksen pilarin oletetaan vaurioituvan. Tässä tapauksessa korvaavan rakennesysteemin toteuttamisessa voidaan käyttää apuna jatkuvia moniaukkoisia palkkeja.

Korvaavan rakennesysteemin osana voi toimia myös rakenneosia, jotka eivät normaalitilanteessa toimi kantavina rakenteina. Kyseiset rakenneosat ja niiden liitokset mitoitetaan kestävämmän onnettomuustilanteessa niille tulevat rasitukset.

Lähtökohtana on, että kantavan pystyrakenteen vaurioitumisen jälkeen siihen tukeutuvien rakenteiden on mahdollista saavuttaa tasapainotila suurten muodonmuutosten ja siirtymien kautta. Vaurioituneeseen rakenteeseen tukeutuvat elementit jäävät roikkumaan liitoksessa olevan raudoituksen varaan. Korvaavan rakennesysteemin tarkastelu lähtee siitä, että hyväksytyn suuruisen alkusortuman alueella olevat rakenteet oletetaan toimimattomiksi.

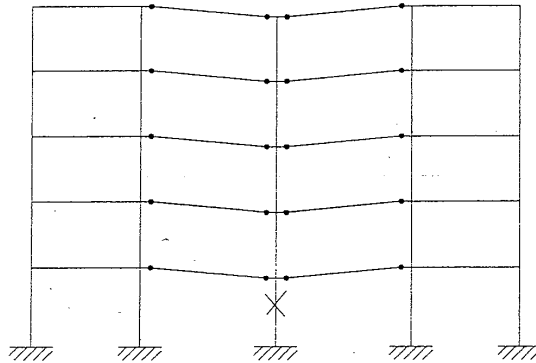
Onnettomuustilanteessa hyötykuormina ja luonnonkuormina voidaan käyttää samoja arvoja kuin palotilanteessa, kuitenkin vähintään 50 % normaalitilan hyötykuormista, ellei muuta harkita. Muuttunut rakennesysteemi mitoitetaan tälle hyötykuormalle sekä rakenteiden painolle. Kuorman vakuuskerroin onnettomuudessa on 1,0.

Korvaavaa rakennesysteemiä mitoitettaessa voidaan teräksen lujuuden laskenta-arvona käyttää murtolujuutta. Betonin lujuuden laskenta-arvona voidaan käyttää arvoa  $0,85 \cdot K$ . Materiaalien varmuuskerroin on 1,0.

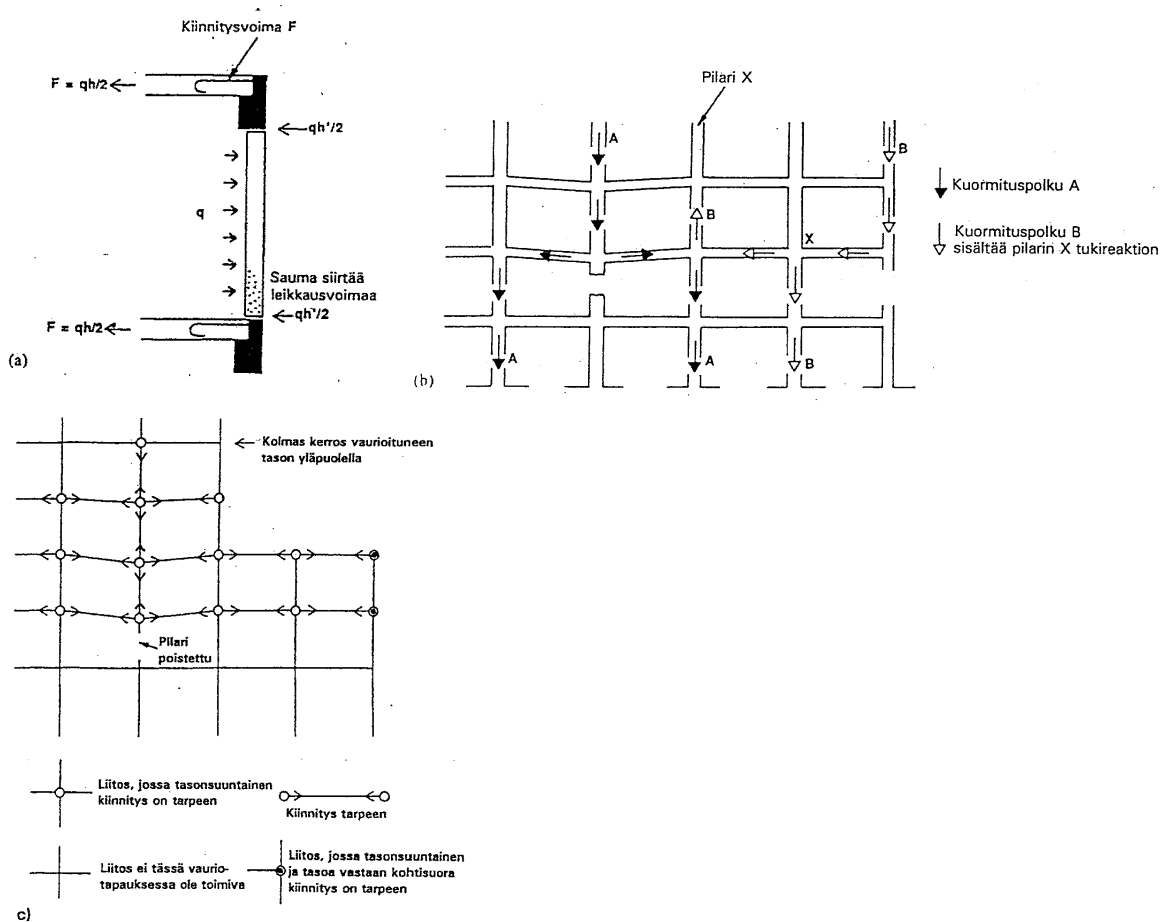
Rakenteisiin syntyvät vetovoimat edellyttävät suurta muodonmuutosta. Liitoksissa esiintyvät vetovoimat otetaan vastaan raudoituksella. Liitoksessa käytetyllä teräslaadulla tulee olla riittävä muodonmuutoskyky.

Selvitetään primääriaurioalueen laajuus. Ohjearvona hyväksyttävälle primääriaurion vaikutusalueen suuruudelle voidaan pitää enintään 150 m<sup>2</sup> yhdessä tai useammassa kerroksessa.

Kuva 2. Plastisten nivelien syntyminen kerros pilarirunkoon alakerroksen pilarin poistumisen tai vaurioitumisen seurauksena

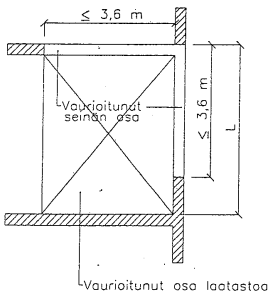


Kuva 3. Vaihtoehtoisia tapoja esittää jatkuva sortuma: a) rakenteen mitoitus onnettomuuskuormalle, b) korvaava rakennesysteemi ja vaihtoehtoinen reitti kuormien siirtämiseksi vaurioituneen alueen yli, c) liitosten mitoitus normien mukaisille minimivoimille.



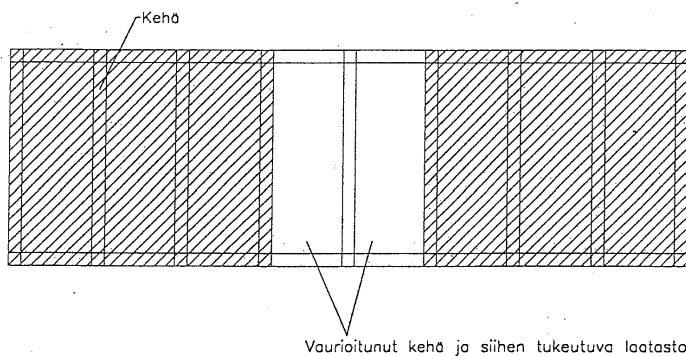
Kantavan seinän oletetaan vaurioituvan enintään 3,6 m:n matkalta kuitenkin vähintään yhden elementin pituudelta ja nurkassa sen molemmin puolin, kuva 4.

**Kuva 4. Primäärivaurioalueen laajuus**



Hallirakennuksissa oletetaan yhden kehärakenteen ja siihen tukeutuvan laataston vaurioituvan, kuva 5.

**Kuva 5. Vaurioalueen laajuus hallirakennuksissa**

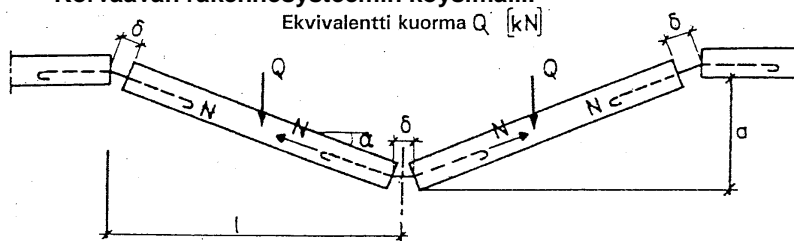


Suunnittelussa valitaan vaurioituneen rakenteen korvaava vaihtoehtoinen rakennesysteemi, jonka avulla kuormat voidaan vaurioituneelta rakenteelta siirtää jäljelle jääville rakenteille.

Liitoksessa käytettävä rauditus valitaan alustavasti. Sitten määritetään käytettävän raudituksen ottama maksimivoima ja sitä vastaava muodonmuutos betonissa olevan teräksen kuormasiirtymäkäyrän, muodonmuutosenergian ja liukuman perusteella. Teräsvenymäksi, kun tasapainotila on saavutettu, voidaan olettaa 2 %.

Analysoidaan muuttunut kantava rakenne köysi- ja kalvorakenteena, kuva 6. Siirtymäksi uudessa tasapainotilassa voidaan valita  $a = \sim L/5 \dots L/4$ , missä  $L$  on pienempi alkuperäisistä jänneväleistä.

**Kuva 6. Korvaavan rakennesysteemin köysimalli.**

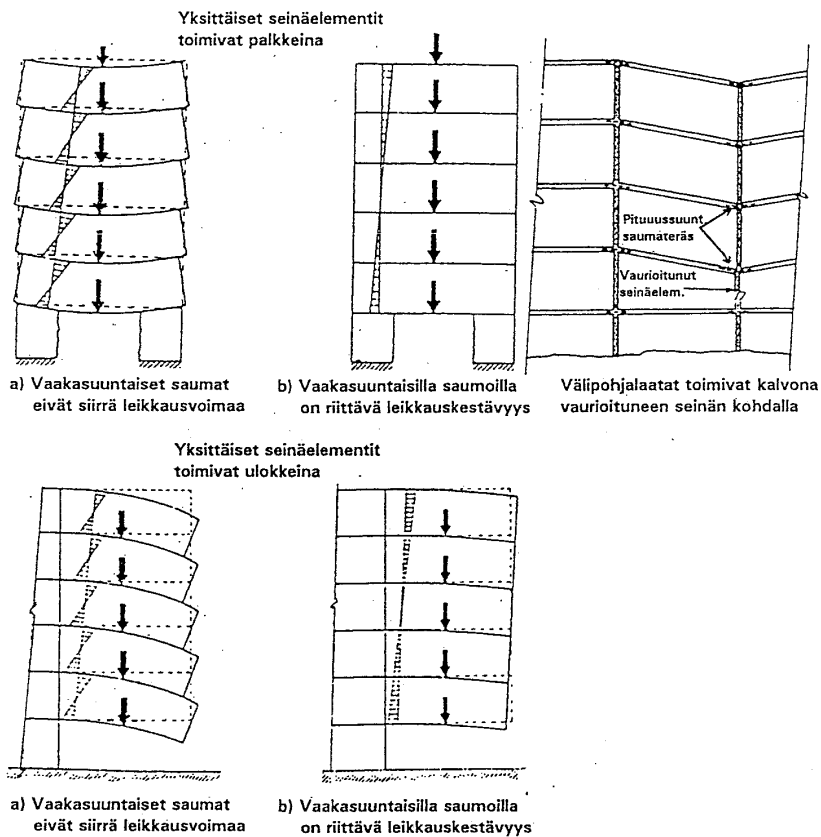


$$N = \frac{Ql}{2a} = \frac{q l^2}{2a} = 2 \dots 2,5 q l$$



Tarkasteluun voidaan ottaa mukaan kaikki primäärivaurioalueen liitokset muuhun kantavaan rakenteeseen. Primäärivaurioalue voi liittyä muuhun kantavaan rakenteeseen neljältä sivulta (kalvorakenne kahdessa suunnassa). Rakenne voidaan kannattaa vaurioalueen yli kerroksittain, kuva 7.

**Kuva 7. Kuormien kannattaminen kerroksittain vaurioituneen alueen yli.**



Kuvassa 8 on esitetty joitakin esimerkkejä siitä, kuinka muuttuneen rakennesysteemin avulla kuormia voidaan välittää vaurioituneen alueen yli.

On huomattava, että korvaava rakennesysteemi aiheuttaa usein rakennukseen vaakavoimia, jotka siirretään jäykistävinä levyinä toimivien välirohjalaatastojen kautta jäykistäville rakenteille.

Mikäli vaurioitunutta rakennetta korvaava rakennesysteemi ei ole mahdollinen tai sen aikaansaaminen on vaikeaa, on kyseinen rakenne mitoitettava kestämaan onnettomuustilanteen kuormat (nurkkapilari).

### Kuva 8. Esimerkkejä mahdollisista korvaavista rakennesysteemeistä.

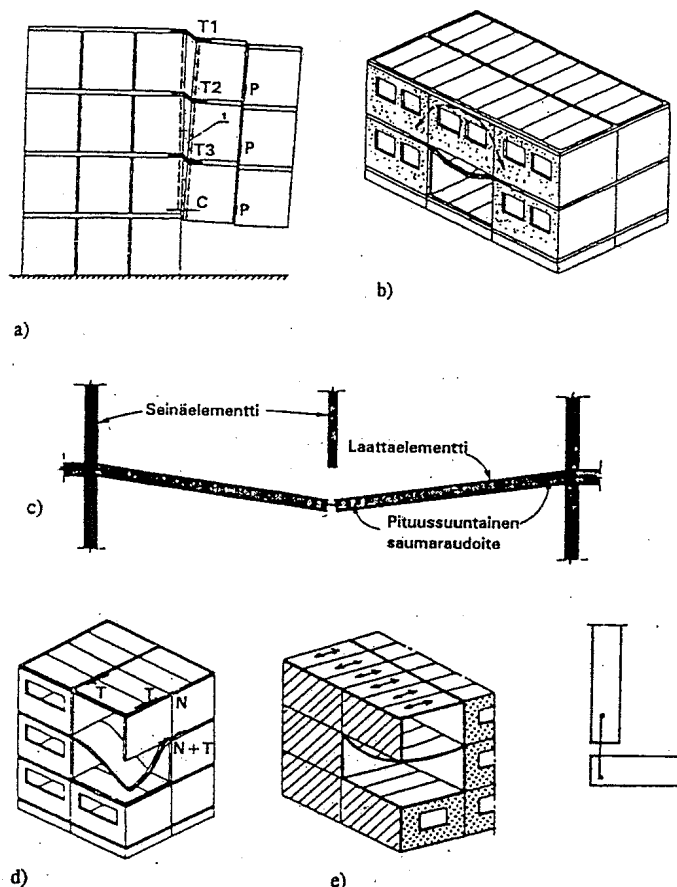
a: Seinäelementit toimivat ulokkeina. Päällekkäiset seinäelementit voivat toimia erillisinä yhden kerroksen korkuisina rakenteina kantaen yhden kerroksen kuorman tai saumojen raudoituksesta riippuen useamman kerroksen korkuisena rakenteena. Ulokerakenne voi muodostua kuvan mukaisesti myös useammasta rinnakkaisesta elementistä. Saumojen raudoituksen avulla useamman erillisen seinäelementin muodostamasta ulokeosasta saadaan yhtenä kokonaisuutena toimiva levyrakenne.

b: Seinäelementti toimii palkkina. Vaakasaumojen raudoituksesta riippuen useamman kerroksen seinäelementit voivat toimia yhdessä korkeana palkkina.

c: Tasot toimivat köysi- tai kalvorakenteena laattojen tai palkkien pituussuunnassa.

d: Nurkassa olevan tuen vaurioituttua, vaurioituneen alueen kuormia voidaan kantaa yhdessä tasojen levyvaikutuksen ja ulokkeena toimivien seinäelementtien välityksellä. Laataston levytoiminnan vaikutus riippuu laataston ja seinäelementin välisestä liitoksesta. Liitoksessa oleva rauditus pitää laataston ja seinän yhdessä muodostaen siten jäykän 3-ulotteisen rakenteen.

e: Seinä- ja laattaelementit voidaan ripustaa vaurioalueen yläpuolelta. Lasketaan uuden korvaavan rakennesysteemin kantokyky liitosten vetokapasiteetin ja rakenteen muodonmuutosten perusteella. Tarkistetaan myös liitosten raudituksen ankkurointi.

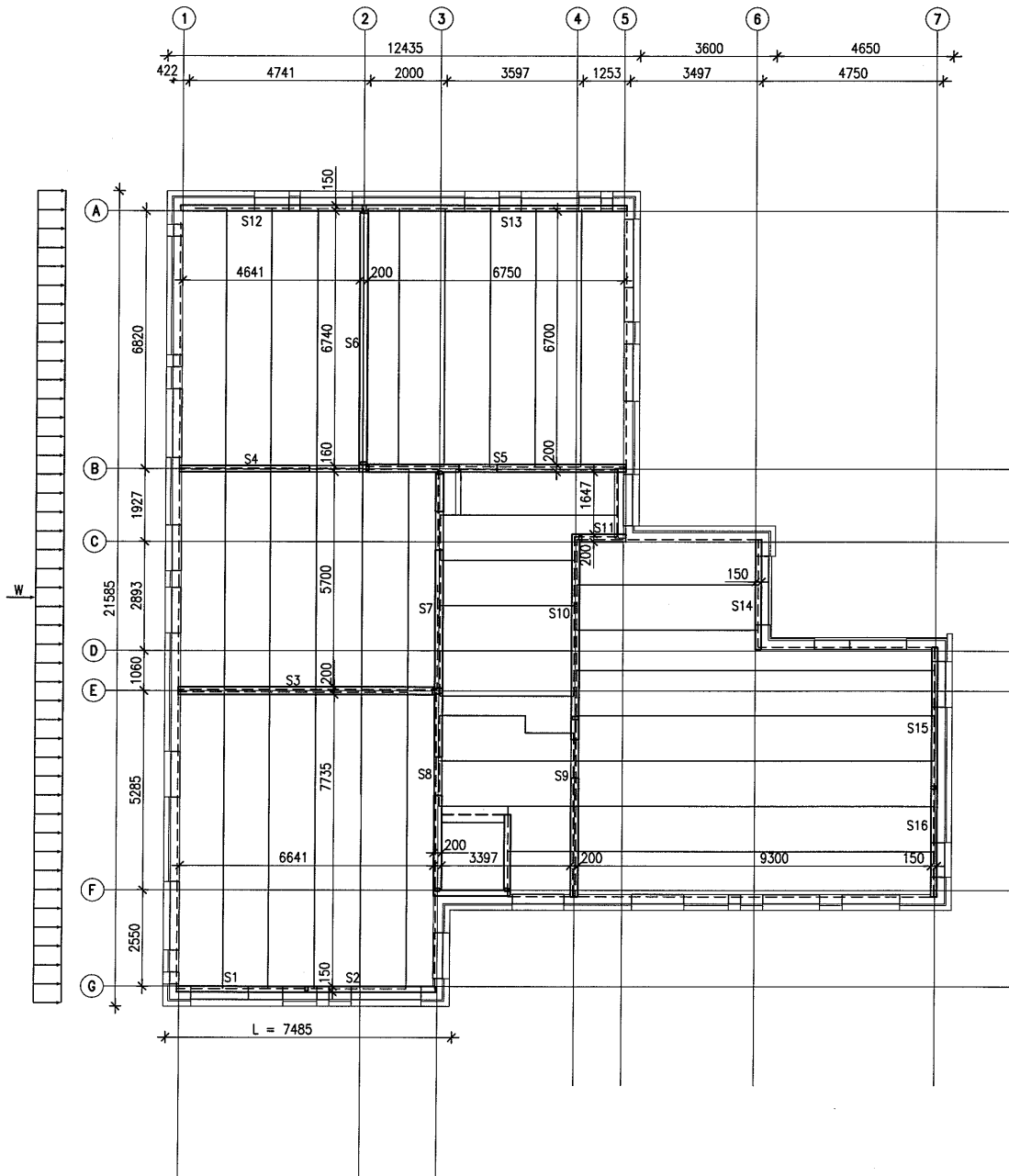


**Liitosten mitoitus betoninormeissa esitetyille voimille**

Jatkuvan sortuman voidaan katsoa tulevan rajoitetuksi, mikäli elementtien välisten liitosten kapasiteetit täyttävät betoninormien kohdassa 2.6.1.2.2 esitetyt vaatimukset.

Jatkuva sortuma voidaan estää myös yhdistelemällä edellä mainittuja keinoja. Esimerkiksi nurkkapilarit voidaan mitoittaa törmäyskuormalle, rakennuksen tietyn osan kantokykyä voidaan tarkastella muuttuneen rakennesysteemin avulla ja mitoittaa muiden elementtien liitokset betoninormien mukaisille voimille.

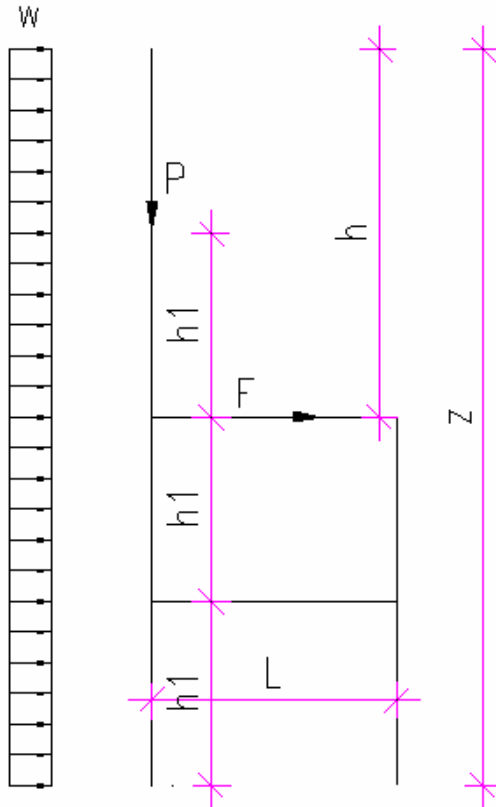


Liitteet**Liite 1. Laskentaesimerkki, asuinrakennuksen asennuksen aikainen vakavuus.**

## Rakennuksen tasolle tuleva vaakakuorma asennusaikana

Rakennuksen seinäasennuksen aiheuttamat vaakakuormat ensimmäiselle kuormia kantavalle tasolle. Laskelma suoritetaan Eurocoden mukaan.

### Rakenne systeemi:



Kuvassa näkyvät ja alla olevat muuttujat:

- $w$ : tuulikuorma
- $h$ : asennettu tukematon korkeus
- $h_1$ : kerroskorkeus
- $z$ : koko rakennuksen korkeus asennushetkellä
- $b$ : rakennuksen tuultavastaan kohtisuorassa oleva sivumitta
- $b_w$ : seinärakenteen paksuus
- $d$ : rakennuksen tuulen kanssa saman suuntainen sivumitta
- $L$ : tason etäisyys jäykistävästä rakenteesta
- $P$ : Mahdolliselta jäykistämättömältä tasolta tuleva kuorma
- $F$ : tasolle tuleva vaakavoima

### Rakenteen dimensiot:

$$h := 3\text{m}$$

$$h_1 := 3\text{m}$$

$$z := 12\text{m}$$

$$L := 7485\text{mm}$$

$$b := 21585\text{mm}$$

$$d := 20685\text{mm}$$

$$A_w := b \cdot \left( h + \frac{h_1}{2} \right)$$

$$b_w := 200\text{mm}$$

### Osavarmuuskertoimet:

/1/

$$\gamma_G := 1.20$$

$$\gamma_Q := 1.50$$

$$A_w = 97.1\text{m}^2$$

**Rakenteisiin kohdistuvat kuormitukset:**

seinärakenteen sekä mahdollisen jäykistämättömän ja asennetun tason PYSTYKUORMA

$$P := \frac{1}{2} \cdot 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot b + 3.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L}{2} \cdot b + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L}{2} \cdot b \quad P = 553.7 \text{ kN}$$

kuorman epäkeskisyyys /4/ Liite A1.3

$$e_p := \frac{h_1}{33} \quad e_p = 90.9 \text{ mm}$$

**TUULIKUORMA**

maastokerroin /1/ Osa 2-4: taulukko 3.1

$$k_T := 0.24$$

karheusparametri /1/ Osa 2-4: taulukko 3.1

$$z_0 := 1 \text{ m}$$

minimikorkeus /1/ Osa 2-4: taulukko 3.1

$$z_{\min} := 16 \text{ m}$$

karheuserroin /1/ Osa 2-4: 3.2

$$c_r(z) := \begin{cases} k_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{if } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ k_T \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{if } z < z_{\min} \end{cases} \quad c_r(z) = 0.7$$

altistuskerroin /1/ Osa 2-4: 3.1

$$c_e(z) := c_r(z)^2 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot k_T}{c_r(z)}\right) \quad c_e(z) = 1.6$$

perustuulen nopeuden arvo Suomessa /1/ Osa 2-4: 4.1

$$v_{\text{ref}} := 21 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

tuulen nopeus /1/ Osa 2-4: 4.2

$$\rho_{\text{ilma}} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q_{\text{ref}} := \frac{\rho_{\text{ilma}}}{2} \cdot v_{\text{ref}}^2 \quad q_{\text{ref}} = 275.6 \text{ Pa}$$

tuulenopeuspaineen ominaisarvo

$$q_k(z) := q_{ref} \cdot c_e(z)$$

$$q_k(z) = 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

tehollinen hoikkuus /1/ Osa 2-4: taulukko 5.1

$$\lambda := \frac{h}{bw}$$

$$\lambda = 15.0$$

voimakertoimet teräväsärmäisille suorakeideprofileille /1/ Osa 2-4: kuva 5.2

$$\frac{z}{b} = 0.6$$

$$c_{f,perus} := 1.35$$

$$c_f := \begin{cases} c_{f,perus} & \text{if } \lambda \leq 1 \\ c_{f,perus} \cdot \left( \frac{13}{900} \cdot \lambda + \frac{887}{900} \right) & \text{if } 1 < \lambda < 10 \\ 1.13 \cdot c_{f,perus} & \text{if } \lambda \geq 10 \end{cases}$$

$$c_f = 1.5$$

tuulikuorma /1/ Osa 2-4: 5.1

$$F_w := q_k(z) \cdot c_f \cdot A_w$$

$$F_w = 63.7 \text{ kN}$$

epäkeskisyys

$$e_w := \frac{b}{10}$$

$$e_w = 2.2 \text{ m}$$

### Kuormitusyhdistelmät

Rakenteen kestävyys tarkisteluun  
voima

$$F_d := \frac{\gamma_Q \cdot F_w}{b}$$

$$F_d = 4.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

siirteään rakenteisiin 3T16 vaarnatapilla  
Momentti seinässä jäykistävän tason korkeudella

$$M_d := \frac{\max\left(\gamma_G \cdot P \cdot e_p + \gamma_Q \cdot F_w \cdot \frac{h}{2}, 1.35 \cdot P \cdot e_p\right)}{b}$$

$$M_d = 9.4 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Rakenteen siirtymien tarkisteluun; voima

$$F_k := \frac{F_w}{b}$$

$$F_k = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

momentti seinässä jäykistävän tason kohdalla

$$M_k := \frac{P \cdot e_p + F_w \cdot \frac{h}{2}}{b}$$

$$M_k = 6.8 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

## Yhteen elementtiin tuleva tuulikuorma asennuksen aikana

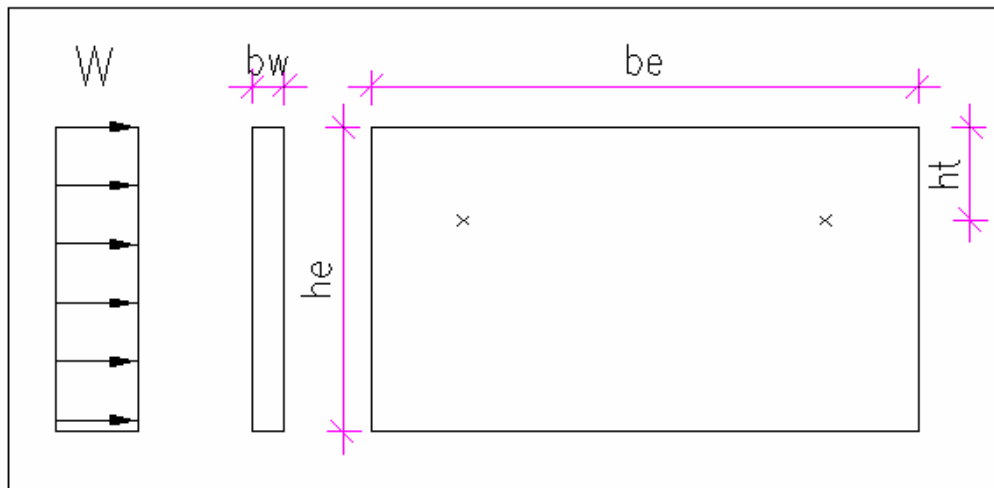
Rakennuksen yhteen seinäseinäelementtiin tulevat tuulikuorma ja sen aiheuttamat voimasuureet. Laskelma suoretetaan Eurocoden mukaan.

### Rakenne systeemi:

Kuvassa näkyvät ja alla olevat muuttujat:

- $w$ : tuulikuorma
- $b_w$ : seinän paksuus
- $h_e$ : elementin korkeus
- $h_t$ : tukipisteiden etäisyys yläpinnasta
- $b_e$ : elementin leveys

- $t_{uet}$ : tukien lukumäärä
- $A_a$ : aukkojen pinta-ala



$$b_w = 200.0 \text{ mm}$$

$$h_e := 2680 \text{ mm}$$

$$b_e := 6688 \text{ mm}$$

$$h_t := 1620 \text{ mm}$$

$$t_{uet} := 2 \text{ kpl}$$

$$A_a := 0 \text{ m}^2$$

$$A_e := b_e \cdot h_e - A_a$$

$$A_e = 17.9 \text{ m}^2$$

### Rakenteisiin kohdistuvat kuormitukset:

seinärakenteen sekä mahdollisen jäykistämättömän ja asennetun tason PYSTYKUORMA

$$q_{\text{taso}} := 3.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5 \text{ m}$$

$$q_{\text{taso}} = 19.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

kuorman epäkeskisyyden /4/ Liite A1.3

$$e_p := \frac{he}{33}$$

$$e_p = 81.2 \text{ mm}$$

tuulikuorma ja sen sijainti

$$F_{w,e} := q_k(z) \cdot c_f$$

$$F_{w,e} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$e_{wb} := \frac{be}{10}$$

$$e_{wb} = 669 \text{ mm}$$

$$e_{wh} := \frac{he}{10}$$

$$e_{wh} = 268.0 \text{ mm}$$

### Kuormitusyhdistelmät

rakenteen kestävyys tarkasteluun,  
tukipistelille tuleva voima

$$F_{\text{tuki}} := \frac{\gamma_Q \cdot F_{w,e} \cdot be \cdot he}{\text{tuet}}$$

$$F_{\text{tuki}} = 8.8 \frac{\text{kN}}{\text{kpl}}$$

$$M_x := \frac{1}{4} \cdot \gamma_Q \cdot F_{w,e} \cdot be \cdot \left( \frac{be}{2} + e_{wb} \right)$$

$$M_x = 6.6 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_y := \frac{1}{4} \gamma_Q \cdot F_{w,e} \cdot he \cdot \left( \frac{he}{2} + e_{wh} \right)$$

$$M_y = 1.1 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$q_d := 1.35 \cdot q_{\text{taso}}$$

$$q_d = 26.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Materiaali

/5/ Taulukko 3.1

"C16/20"

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\gamma_s := 1.2$$

$$f_{ck} := 16 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 10.7 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$f_{ctk} := 1.3 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctd} = 0.9 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = 416.7 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-2}$$

**Terästen alustava mitoitus**

$$\mu_x := \frac{M_x}{(bw - 30\text{mm})^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_x = 0.021$$

$$\mu_y := \frac{M_y}{(bw - 30\text{mm})^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_y = 0.003$$

$$\omega_x := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_x} \quad \omega_x = 0.022$$

$$\omega_y := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_y} \quad \omega_y = 0.003$$

$$A_{s,\min} := 0.25 \cdot bw \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad A_{s,\min} = 130 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,x} := \max \left[ A_{s,\min}, \omega_x \cdot (bw - 30\text{mm}) \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right] \quad A_{s,x} = 130.0 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,y} := \max \left[ A_{s,\min}, \omega_y \cdot (bw - 30\text{mm}) \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right] \quad A_{s,y} = 130.0 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{T8k200} \quad \frac{(4\text{mm})^2 \cdot \pi}{200\text{mm}} = 251.3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{T10k200} \quad \frac{(5\text{mm})^2 \cdot \pi}{200\text{mm}} = 392.7 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{T12k200} \quad \frac{(6\text{mm})^2 \cdot \pi}{200\text{mm}} = 565.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

## Halkeilu

$$N_d := q_d \cdot be \quad N_d = 173.8 \text{ kN}$$

$$N_r := bw \cdot be \cdot f_{ctk} \quad N_r = 1738.9 \text{ kN}$$

$$k := 1.7$$

$$M_{dx} := M_x \cdot 1\text{m} \quad M_{dx} = 6.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{dy} := M_y \cdot 1\text{m} \quad M_{dy} = 1.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rx} := 1.7 \cdot \frac{1}{6} \cdot be \cdot he^2 \cdot f_{ctk} \quad M_{rx} = 17693 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ry} := 1.7 \cdot \frac{1}{6} \cdot he \cdot be^2 \cdot f_{ctk} \quad M_{ry} = 44154 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_d}{k \cdot N_r} + \frac{M_{dx}}{M_{rx}} = 5.92\%$$

$$\frac{M_{dy}}{M_{ry}} = 0.00\%$$

Kiinnitysankkurit

$$F_{tuki} = 8.8 \text{ kN}$$

kapasiteetti /3/ valuankurit 4.2

Demu 1980 M16x140

Tuen kiinnitys tasoon

Esim. HILTI HST M16

### Jäykistys ja sen kestävyys

Seinä S3

Voimasuureet: Tapaus, jossa jäykistäväntason päälle on asennettu seinät mutta ei vielä tasoa. Niiden ratkaisua ei käydä tässä läpi.

$$V_g := 8.1 \text{ kN}$$

$$V_q := 69.9 \text{ kN}$$

$$M_g := 24.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_q := 209.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Yhdistely

$$V_d := \gamma_G \cdot V_g + \gamma_Q \cdot V_q$$

$$V_d = 114.6 \text{ kN}$$

$$M_d := \gamma_G \cdot M_g + \gamma_Q \cdot M_q$$

$$M_d = 343.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Elementtiseinän nurkkiin oleville kiinnikkeille tulevat voimat:

Veto:

$$N_t := \frac{M_d}{0.85 \cdot L - 2 \cdot 220 \text{ mm}} - \frac{1.0 \cdot q_{\text{taso}} \cdot L}{2}$$

$$N_t = -14.0 \text{ kN}$$

Ei tarvitse kiinnitystä

Leikkaus:

$$V_d = 114.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := 0.8 \cdot 1.2 \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot \sqrt{0.7 \cdot \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} \cdot \frac{500 \text{ MPa}}{1.2}} + 0.6 \cdot \left( 0.5 \text{ bw} \cdot \text{be} \cdot \text{he} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + q_d \cdot \text{be} \right)$$

$$V_{Rd} = 149.9 \text{ kN}$$



Leikkausvoima siirretään alempiin rakenteisiin 3T16 vaarnatapeilla sekä kitkan avulla. Kitkakertoimena puristavalle momentille, tason painolle ja omalle painolle on käytetty 0,6.

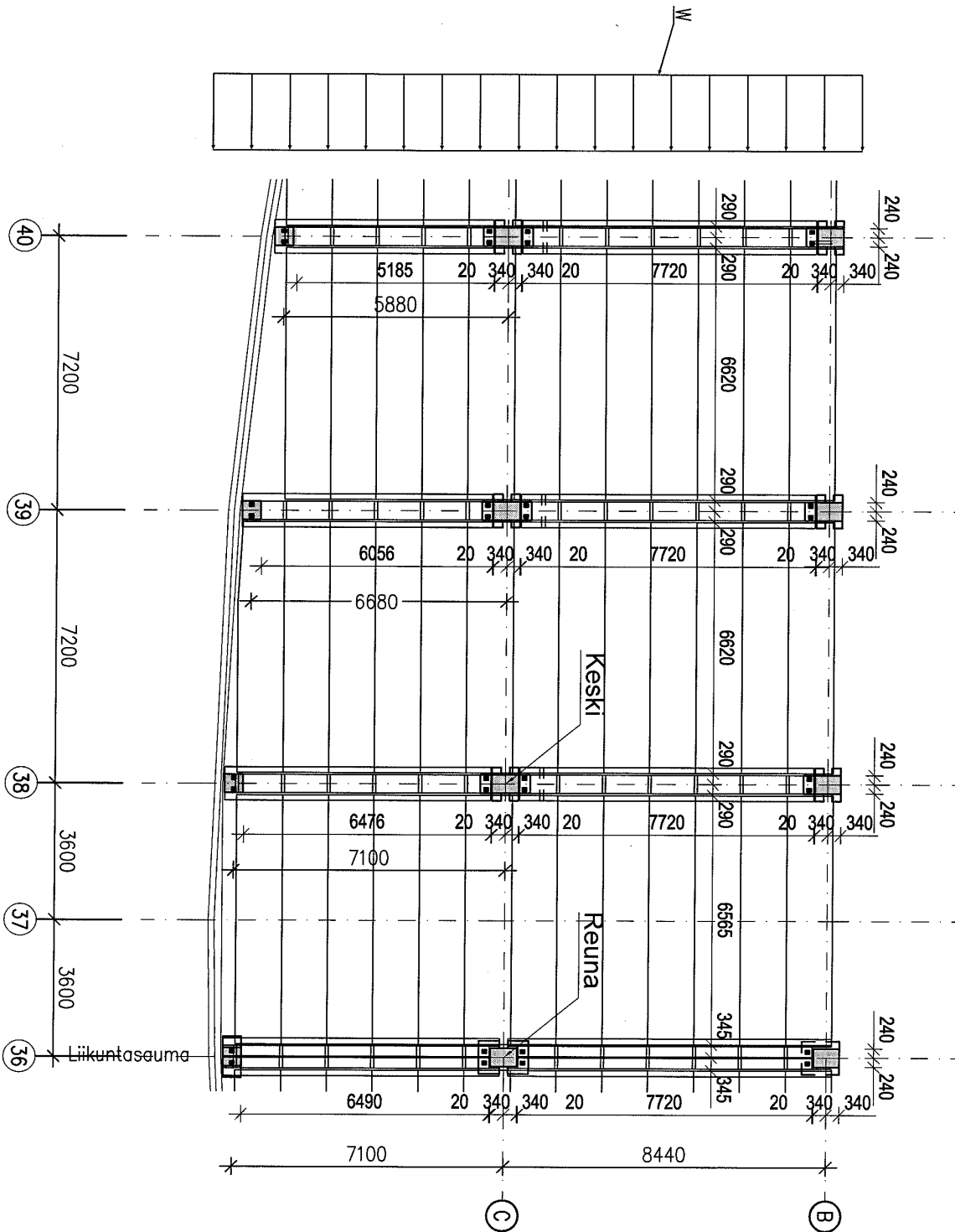
**Huomiot:**

- Eurocodessa EN1991-1-4 4.2 sisältää tuulikuorman vuodenaikakertoimen c. Kyseisen kertoimen arvosta ei ole annettu ohjeita, joten sille käytetään arvoa 1.
- Pystykuorman epäkeskisyyden arvona on käytetty yleistä euronormin osaa 1-6. Siinä on suositeltu 3% arvoa mutta kansallinen liite saattaa antaa toisen arvon, jota on käytettävä. Sitä ei kuitenkaan vielä ole saatavilla, joten käytetään yleistä arvoa.
- Betonin lujuusluokat Suomessa voimassa olevasta SFS-ENV 1992:sta. Arvot ovat samat kuin uusimmassa EN 1992:ssa.
- EN 1991-6 Taulukko 4.1 neuvoo asennusten aikaisissa kuormissa. Emme tässä kuitenkaan käytä niitä, koska lisäpystykuorma alemmalla tasolla stabiloi rakennusta lisää.

**Lähteet:**

- /1/ RIL 201-1999; Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.;1999
- /2/ BY50
- /3/ Semtu Oy, tuotekansio
- /4/ EN 1991-1-6
- /5/ SFS-ENV 1992-1-1

**Liite 2. Laskentaesimerkki, monitoimiareenan asennuksen aikainen vakavuus.**



## Elementtirakenteiden rakennuksen runkoon kohdistuvat voimat

Rakennuksen elementtipilareihin ja palkkeihin tulevat voimat. Laskelma suoretetaan Eurocoden mukaan.

### Rakenteen dimensiot:

$$h := 21510\text{mm}$$

$$h_1 := 3400\text{mm}$$

$$b := 680\text{mm}$$

$$d := 480\text{mm}$$

$$E := 32\text{GN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot d^3$$

$$A_k := 7.2\text{m} \cdot 8.44\text{m}$$

$$e_k := 345\text{mm} + 180\text{mm} - 20\text{mm}$$

$$B := 7.2\text{m}$$

### Muuttujat:

- h: pilarin korkeus korkeus
- h1: asennettavan tason korkeus
- b: pilarin suurempi leveys
- d: pilarin pienempi mitta
- E: rakenteen kimmokerroin
- Ak: Kuormittavien ontelolaattojen pinta-ala
- ek: kuormittavien ontelolaattojen epäkeskisyyys
- B: palkin pituus

$$I_y = 6.3 \times 10^9 \text{mm}^4$$

$$A_k = 60.8 \text{m}^2$$

$$e_k = 505.0 \text{mm}$$

### Rakenteisiin kohdistuvat kuormitukset:

TUULIKUORMA; Pilarit, palkit, laatat

maastokerroin /1/ Osa 2-4: taulukko 3.1

$$k_T := 0.24$$

karheusparametri /1/ Osa 2-4: taulukko 3.1

$$z_0 := 1\text{m}$$

minimikorkeus /1/ Osa 2-4: taulukko 3.1

$$z_{\min} := 16\text{m}$$

karheuserroin /1/ Osa 2-4: 3.2

$$c_T(z) := \begin{cases} k_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{if } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ k_T \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{if } z < z_{\min} \end{cases}$$

$$c_T(h) = 0.7$$

### Osavarmuuskertoimet: /1/

$$\gamma_G := 1.20$$

$$\gamma_Q := 1.50$$

altistuskerroin /1/ Osa 2-4: 3.1

$$c_e(z) := c_r(z)^2 \cdot \left( 1 + \frac{7 \cdot k_T}{c_r(z)} \right) \quad c_e(h) = 1.8$$

perustuulen nopeuden arvo Suomessa /1/ Osa 2-4: 4.1

$$v_{\text{ref}} := 21 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

tuulen nopeus /1/ Osa 2-4: 4.2

$$\rho_{\text{ilma}} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q_{\text{ref}} := \frac{\rho_{\text{ilma}}}{2} \cdot v_{\text{ref}}^2 \quad q_{\text{ref}} = 275.6 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$$

tuulennopeuspaineen ominaisarvo

$$q_k(h) := q_{\text{ref}} \cdot c_e(h) \quad q_k(h) = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

tehollinen hoikkuus /1/ Osa 2-4: taulukko 5.1

$$\lambda := \frac{h}{b} \quad \lambda = 31.6$$

voimakertoimet teräväsärmäisille suorakeideprofileille /1/ Osa 2-4: kuva 5.2

$$\frac{h}{b} = 31.6$$

$$c_{f,\text{perus}} := 1.35$$

$$c_f := \begin{cases} c_{f,\text{perus}} & \text{if } \lambda \leq 1 \\ c_{f,\text{perus}} \cdot \left( \frac{13}{900} \cdot \lambda + \frac{887}{900} \right) & \text{if } 1 < \lambda < 10 \\ 1.13 \cdot c_{f,\text{perus}} & \text{if } \lambda \geq 10 \end{cases} \quad c_f = 1.5$$

tuulikuorma /1/ Osa 2-4: 5.1

$$q_w := q_k(h) \cdot c_f \quad q_w = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

tuulen aiheuttama kitkavoima /1/ Osa 2-4: 5.3

kitkakerroin

$$c_{fr} := 0.02$$

$$p_{w,fr} := q_w \cdot c_{fr} \quad p_{w,fr} = 15.0 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

ontelolaattojen paino

$$q_q := 3.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### **Kuormitusyhdistelmä - pelkkä pilari (C38)**

Rakenteen kestävyys tarkisteluun  
leikkausvoima alareunassa

$$V_d := \gamma_Q \cdot q_w \cdot b \cdot h$$

$$V_d = 16.4 \text{ kN}$$

momentti pilarin alareunassa /2/ s. 50

$$M_d := \frac{\gamma_Q \cdot q_w \cdot b \cdot h^2}{2}$$

$$M_d = 176.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

siirtymä /2/ s. 50

$$f_{\text{yläpää}} := \frac{q_w \cdot b \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{\text{yläpää}} = 67.9 \text{ mm} < \frac{h}{250} = 86 \text{ mm}$$

### **Kuormitusyhdistelmä - pilari (C38); taso molemmilla puolilla**

$$N_d := \gamma_G \cdot q_q \cdot A_k$$

$$N_d = 280.7 \text{ kN}$$

$$V_d := \gamma_Q \cdot (q_w \cdot b \cdot h + p_{w,fr} \cdot A_k)$$

$$V_d = 17.8 \text{ kN}$$

$$M_d := \frac{\gamma_Q \cdot q_w \cdot b \cdot h^2}{2} + \gamma_G \cdot q_q \cdot A_k \cdot e_k + \gamma_Q \cdot p_{w,fr} \cdot A_k \cdot h_1$$

$$M_d = 323.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### **Kuormitusyhdistelmä - pilari (C36); taso vasemmalla puolella, reuna pilari**

$$N_d := \gamma_G \cdot q_q \cdot \frac{1}{2} \cdot A_k$$

$$N_d = 140.4 \text{ kN}$$

$$V_d := \gamma_Q \cdot \left( q_w \cdot b \cdot h + p_{w,fr} \cdot \frac{A_k}{2} \right)$$

$$V_d = 17.1 \text{ kN}$$

$$M_d := \frac{\gamma_Q \cdot q_w \cdot b \cdot h^2}{2} + \gamma_G \cdot q_q \cdot \frac{A_k}{2} \cdot e_k + \gamma_Q \cdot p_{w,fr} \cdot \frac{A_k}{2} \cdot h_1$$

$$M_d = 249.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### **Kuormitusyhdistelmä - palkin vääntö vasemman puolisesta elementitiasosta**

$$M_t := \gamma_G \cdot q_q \cdot \frac{A_k}{2 \cdot B} \cdot e_k$$

$$M_t = 9.8 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

vaihtoehtoinen voima joka tarvitsee tukea säädettävällä terästuella.

$$N_d := \frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot q_q \cdot \frac{A_k}{2}$$

$$N_d = 70.2 \text{ kN}$$

$$M_d := N_d \cdot 295 \text{ mm}$$

$$M_d = 20.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Palkin leukaan tulee yllä oleva  $N_d$  pistekuorma joka aiheuttaa leualle myös alla olevan taivutusmomentin. Molemmat voimasuureet tulee ottaa huomioon leuan mitoituksessa.

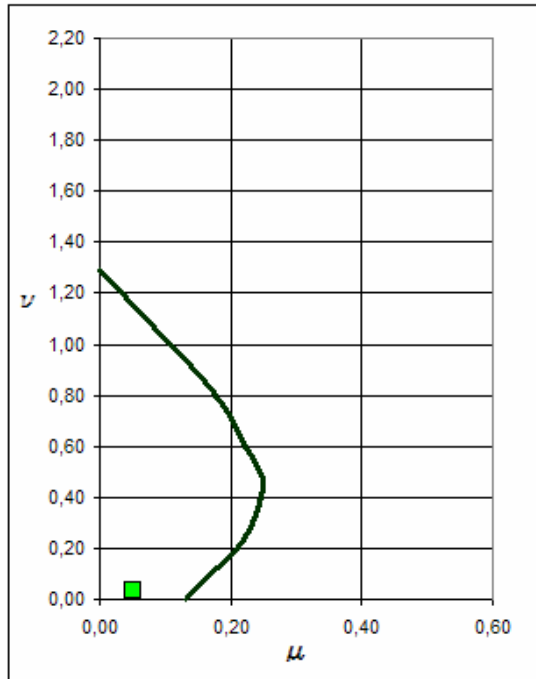
Kuorma  $N_d$  aiheuttaa pilarinkonsolille pienemmän kuormituksen kuin valmiin rakennuksen hyötykuorma, joka on:

$$P_d := \gamma_Q \cdot 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_k$$

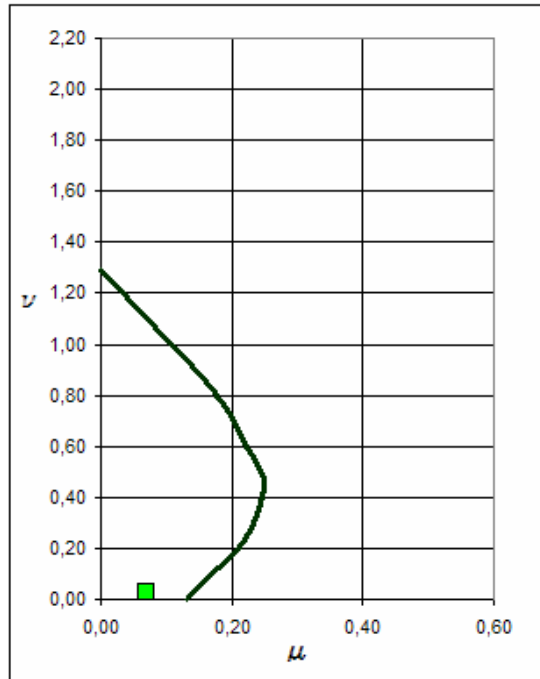
$$P_d = 364.6 \text{ kN}$$

### Pilarin mitoitus:

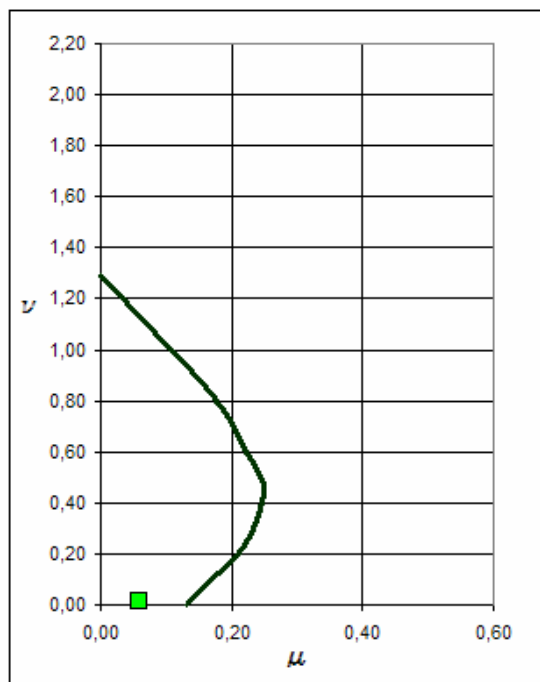
Tapaus 1: Pelkkä pilari



Tapaus 2: Pilari ja saumaamaton taso toisella puolella



Tapaus 3: Reunapilari ja saumaamaton taso toisella puolella



Pilarissa käytetty symmetrinen pääraudoitus: 4+4T25

**Huomiot:**

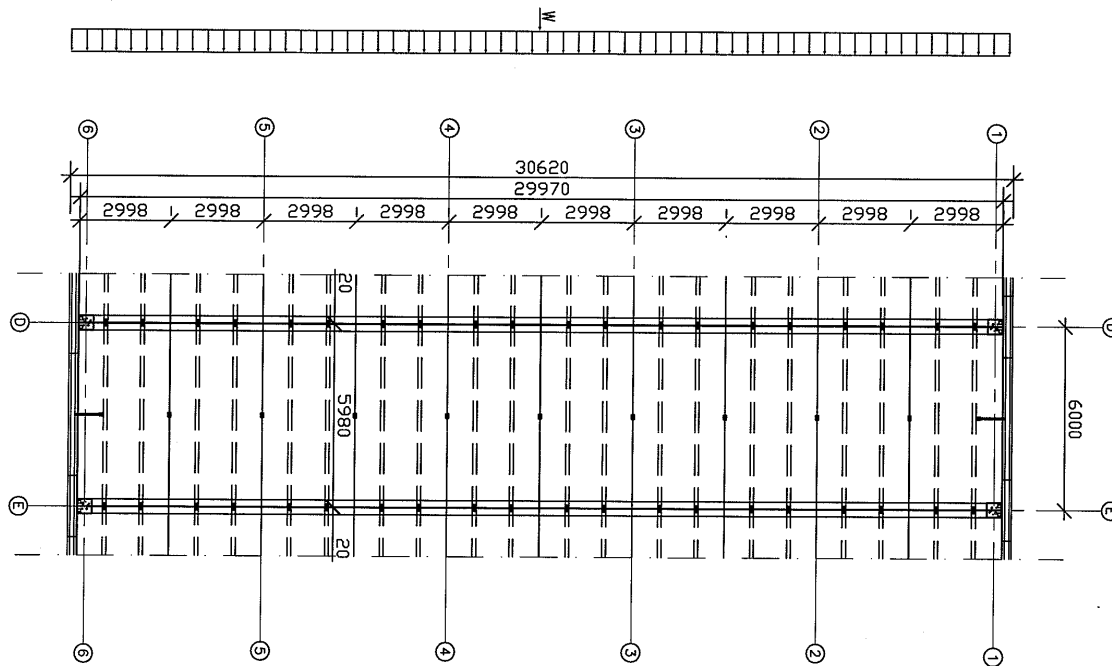
- EN 1991-6 Taulukko 4.1 neuvoo asennusten aikaisissa kuormissa. Emme tässä kuitenkaan käytä niitä, koska lisäpystykuorma alemmalla tasolla stabiloi rakennusta lisää.
- Pilarin nurjahduspituudeksi oletetaan kerroskorkeus, tämä johtuu siitä, että kerrosten oletetaan toimivan jäykkinä leveytinä.

**Lähteet:**

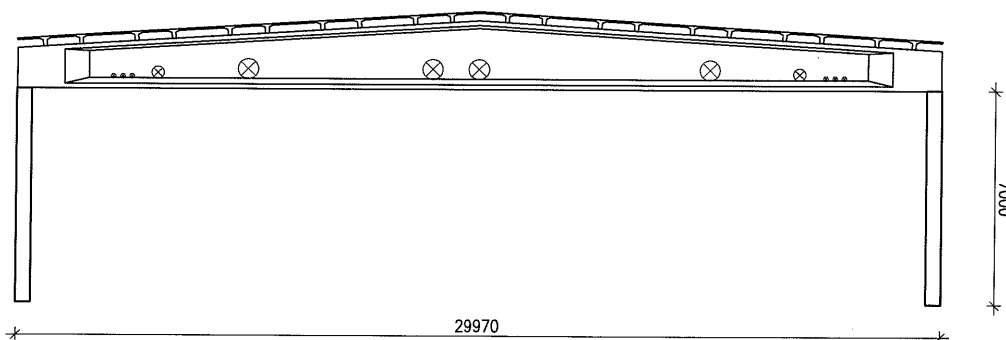
- /1/ RIL 201-1999; Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.;1999  
 /2/ Rakentajain kalenteri 2002

### Liite 3. Laskentaesimerkki, varastohallin asennusaikainen vakavuus.

Tasokuva



Leikkaus

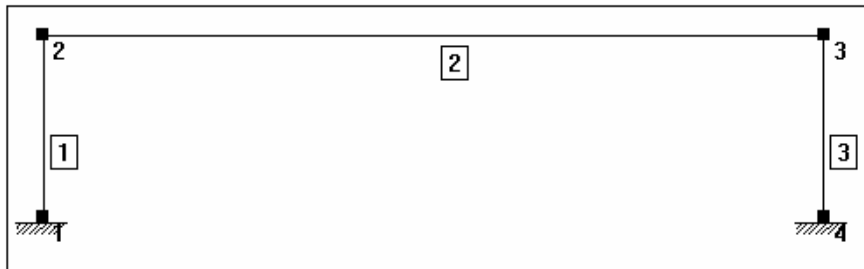




## Elementtirakenteinen halli; rakennusaika

Elementtirakenteisen hallin rakennusaikaiset kuormat. Laskelma suoretetaan Eurocoden mukaan.

### Rakenne systeemi:



Kuvassa näkyvät ja alla olevat muuttujat:

- $w$ : tuulikuorma
- $z$ : korkeus
- $L$ : leveys
- $b_p$ : pilarin leveys
- $h_p$ : pilarin korkeus
- $A_{HI}$ : kattopalkin pinta-ala
- $A_{TT}$ : TT-palkin poikkileikkauspinta-ala
- $A_c$ : pilarin tuulipinta

### Rakenteen dimensiot:

$$z := 7.5\text{m}$$

$$L := 30\text{m}$$

$$b_p := 480\text{mm}$$

$$h_p := 480\text{mm}$$

$$A_{HI} := 53.4\text{m}^2$$

$$A_{TT} := 0.904\text{m}^2$$

### Osavarmuuskertoimet: /1/

$$\gamma_G := 1.20$$

$$\gamma_Q := 1.50$$

**Rakenteisiin kohdistuvat kuormitukset:**

## TUULIKUORMA

maastokerroin /1/ Osa 2-4: taulukko 3.1

$$k_T := 0.24$$

karheusparametri /1/ Osa 2-4: taulukko 3.1

$$z_0 := 1\text{m}$$

minimikorkeus /1/ Osa 2-4: taulukko 3.1

$$z_{\min} := 16\text{m}$$

karheuserroin /1/ Osa 2-4: 3.2

$$c_f(z) := \begin{cases} k_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{if } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ k_T \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{if } z < z_{\min} \end{cases} \quad c_f(z) = 0.7$$

altistuserroin /1/ Osa 2-4: 3.1

$$c_e(z) := c_f(z)^2 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot k_T}{c_f(z)}\right) \quad c_e(z) = 1.6$$

perustuulen nopeuden arvo Suomessa /1/ Osa 2-4: 4.1

$$v_{\text{ref}} := 21 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

tuulen nopeus /1/ Osa 2-4: 4.2

$$\rho_{\text{ilma}} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q_{\text{ref}} := \frac{\rho_{\text{ilma}}}{2} \cdot v_{\text{ref}}^2 \quad q_{\text{ref}} = 275.6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

tuulenopeuspaineen ominaisarvo

$$q_k(z) := q_{\text{ref}} \cdot c_e(z) \quad q_k(z) = 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

tehollinen hoikkuus /1/ Osa 2-4: taulukko 5.1

$$\lambda := \frac{z}{b_p} \quad \lambda = 15.6$$

voimakertoimet teräväsärmäisille suorakeideprofileille /1/ Osa 2-4: kuva 5.2

$$\frac{b_p}{z} = 0.06$$

$$c_{f,perus} := 1.2$$

$$c_f := \begin{cases} c_{f,perus} & \text{if } \lambda \leq 1 \\ c_{f,perus} \cdot \left( \frac{13}{900} \cdot \lambda + \frac{887}{900} \right) & \text{if } 1 < \lambda < 10 \\ 1.13 \cdot c_{f,perus} & \text{if } \lambda \geq 10 \end{cases} \quad c_f = 1.4$$

tuulikuorma /1/ Osa 2-4: 5.1

$$p_w := q_k(z) \cdot c_f$$

$$p_w = 0.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Kuormitusyhdistelyt

Pelkkä pilari

$$q_w := p_w \cdot \max(b_p, h_p)$$

$$q_w = 0.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_p := b_p \cdot h_p \cdot z \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$N_p = 43.2 \text{ kN}$$

$$M_d := \gamma_G \cdot N_p \cdot \frac{z}{33} + \frac{1}{2} \cdot 1.5 q_w \cdot z^2$$

$$M_d = 23.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_d := \gamma_G \cdot N_p$$

$$N_d = 51.8 \text{ kN}$$

$$V_d := \gamma_Q \cdot q_w \cdot z$$

$$V_d = 3.1 \text{ kN}$$

Yläpään siirtymä

$$u_{\max} := \frac{z}{250}$$

$$u_{\max} = 30.0 \text{ mm}$$

$$E_c := 30.5 \text{ GPa}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b_p \cdot h_p^3$$

$$I_y = 4.4 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$u := \frac{q_w \cdot z^4}{8 \cdot E_c \cdot I_y}$$

$$u = 0.8 \text{ mm}$$

$$u_{\max} = 30.0 \text{ mm}$$

$$u < u_{\max}$$

Kiinnitys: 22mm kierretangolla, esim. PPM22

**Pilari ja HI-palkki**

$$P_{HI} := \left[ A_{HI} \cdot 480 \text{ mm} - (41.08 \text{ m}^2 - 31.97 \text{ m}^2) \cdot 190 \text{ mm} - 31.97 \text{ m}^2 \cdot 380 \text{ mm} \right] 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$P_{HI} = 293.8 \text{ kN}$$

$$M_d := \gamma_G \cdot N_p \cdot \frac{z}{33} + \frac{1}{8} \cdot \gamma_Q \cdot q_w \cdot z^2 + \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot P_{HI} \cdot \frac{z}{33} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_Q \cdot p_w \cdot A_{HI} \cdot z \quad M_d = 230.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_d := N_d + \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot P_{HI} \quad N_d = 228.1 \text{ kN}$$

$$V_d := V_d + \gamma_Q \cdot p_w \cdot \frac{1}{2} \cdot A_{HI} \quad V_d = 26.5 \text{ kN}$$

Pilarin yläpäähän siirtymä

$$u := u + \frac{p_w \cdot \frac{1}{2} \cdot A_{HI} \cdot z^3}{3 \cdot E_c \cdot I_y} \quad u = 17.1 \text{ mm}$$

$$u_{\max} = 30.0 \text{ mm}$$

$$u < u_{\max}$$

Kiinnitys: 22mm kierretangolla, esim. PPM22

Kiinnitykseksi valitaan: 2x 27mm kierretanko, esim. 2x PPM27

**Pilari; HI-palkki; TT-laatat**

palkin vääntö toispuolisista TT-laatoista

$$q_{TT} := \frac{A_{TT}}{3 \text{ m}} \cdot 3 \text{ m} \cdot 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad q_{TT} = 22.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{TT} := q_{TT} \cdot 30.62 \text{ m} \quad P_{TT} = 692.0 \text{ kN}$$

$$e_{TT} := (120 + 15 + 7.5) \text{ mm} \quad \text{tukipisteen teoreettinen sijainti + pilarin asennustoleranssi + puolet tt-laatan valmistustoleranssista}$$

$$P_{HI} = 293.8 \text{ kN}$$

$$e_{HI} := 30 \text{ mm} \quad \text{palkin asennustoleranssi pilariin nähden}$$

$$N_k := \frac{1}{2} \cdot P_{TT} + \frac{1}{2} \cdot P_{HI} \quad N_k = 492.9 \text{ kN}$$

normaalivoiman sijainti

$$e_N := e_{TT} \cdot \frac{\frac{1}{2} \cdot P_{TT}}{N_k} + e_{HI} \cdot \frac{\frac{1}{2} \cdot P_{HI}}{N_k} \quad e_N = 109.0 \text{ mm}$$

Sydänkuivion reuna

$$\frac{b_p}{6} = 80.0 \text{ mm} \quad \text{Kuorma on sydänkuivion ulkopuolella}$$

Pilarin yläpinnan neopreemiin tuleva puristus

$$c := 2(225\text{mm} - e_N)$$

$$c = 232.1\text{mm}$$

Suurin puristusjännitys saa arvoksi

$$\sigma_1 := \frac{N_k}{(b_p - 30\text{mm}) \cdot c}$$

$$\sigma_1 = 4.7 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Kaatumisvarmuus

$$M_1 := \frac{\frac{1}{2} P_{TT} (240\text{mm} - e_{TT}) + \frac{1}{2} P_{HI} (240\text{mm} - e_{HI})}{\frac{1}{2} A_{HI} p_w \cdot 750\text{mm} + 5 \cdot A_{TT} p_w \cdot 1.5\text{m}}$$

$$M_1 = 4.1$$

Pilarinkuormat

$$N_d := \gamma_G \left( N_p + \frac{1}{2} P_{HI} + \frac{1}{2} P_{TT} \right) + \gamma_Q \cdot 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L \cdot 6\text{m}$$

$$N_d = 913.3\text{kN}$$

$$M_d := \gamma_G \left( \frac{N_p}{2} + \frac{P_{HI}}{2} + \frac{P_{TT}}{2} \right) \cdot \frac{z}{33} + \gamma_Q \left( \frac{A_{HI} p_w}{2} + 5 \cdot A_{TT} p_w \right) \cdot z + \gamma_Q \cdot \frac{q_w \cdot z^2}{8} + 0.7 \cdot 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L \cdot 6000\text{mm} \cdot \frac{z}{33}$$

$$M_d = 376.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_d := \gamma_Q \cdot q_w \cdot z$$

$$V_d = 3.1\text{kN}$$

**TT-laattojen liukuminen**

$$P_{TT} := \frac{A_{TT} \cdot 3\text{m}}{2} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$P_{TT} = 33.9\text{kN}$$

$$P_{vaaka} := \sin(3.576\text{deg}) \cdot P_{TT}$$

$$P_{vaaka} = 2.1\text{kN}$$

$$P_{pysty} := \cos(3.576\text{deg}) \cdot P_{TT}$$

$$P_{pysty} = 33.8\text{kN}$$

Tuulen aiheuttama kitka yläpinnassa /1/ Osa 2-4 5.3

$$F_{fr} := p_w \cdot 0.01 \cdot 3\text{m} \cdot 3\text{m}$$

$$F_{fr} = 52.5\text{N}$$

$$F_{tuuli} := p_w \cdot 3\text{m} \cdot 250\text{mm} \cdot 1.0$$

$$F_{tuuli} = 437.5\text{N}$$

$$F_{\mu} := 0.6 \cdot P_{pysty}$$

$$F_{\mu} = 20.3\text{kN}$$

Paikallaan pysyvyys:

$$\Delta F := F_{\mu} - F_{\text{tuuli}} - F_{\text{fr}} - P_{\text{vaaka}}$$

$$\Delta F = 17.7 \text{ kN}$$

$$\text{siirtyvyys} := \begin{cases} \text{"Ei siirry"} & \text{if } \Delta F \geq 0 \\ \text{"Siirry"} & \text{if } \Delta F < 0 \end{cases}$$

$$\text{siirtyvyys} = \text{"Ei siirry"}$$

TT-laatat pysyvät paikalla, jos paikalla pitävä kitkavoima on suurempi kuin vaakasuuntaiset liikuttavat voimat. Kitkavoimaa ei kuitenkaan voida käyttää, joten kiinnitetään käyttäen apuna HEA160 ja SBKL kiinnityslevyä

2xPL170x150x10 (hitsattu T:n muotoon) ja SBKL välinen vaakavoima, joka siirretään hitsillä.  
Teräslaatu S355. 5mm pienahitsi.

$$F_v := F_{\text{tuuli}} + F_{\text{fr}} + P_{\text{vaaka}}$$

$$F_v = 2.6 \text{ kN}$$

$$\beta_w := 0.9$$

$$f_u := 510 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$a := 5 \text{ mm}$$

$$l := 80 \text{ mm}$$

$$\gamma_{\text{MW}} := 1.25$$

$$F_{w,Rd} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{\text{MW}}} \cdot a \cdot l$$

$$F_{w,Rd} = 104.7 \text{ kN}$$

2xPL170x150x10 kiinnitetään pultilla TT-laatan alaosaan. Ks. detaili. Pultin kestävyys.  
M16 4.6

$$f_{yb} := 240 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} := 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Mb}} := 1.25$$

$$A := (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi$$

$$A = 201.1 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{\text{Mb}}}$$

$$F_{v,Rd} = 38.6 \text{ kN}$$

Kestävyys yli normissa vaaditun 30kN

Jäykistelevyn minimi paksuus

$$b_s := 170 \text{ mm}$$

$$h_s := 150 \text{ mm}$$

$$a := 5 \text{ mm}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$b_1 := \frac{b_s}{\sqrt{\left(\frac{b_s}{h_s}\right)^2 + 1}}$$

$$b_1 = 112.5 \text{ mm}$$

$$k_1 := \sqrt{\left(\frac{b_s}{h_s}\right)^2 + 1} \quad k_1 = 1.5$$

$$k_2 := \frac{1}{2 \cdot \left(1 - \frac{a}{b_s}\right)} \quad k_2 = 0.5$$

$$t_s := \frac{b_s^2 \cdot f_y + 50 \cdot 30 \text{kN} \cdot k_1^3 \cdot k_2}{60 \cdot b_s \cdot f_y \cdot k_1} \quad t_s = 2.4 \text{ mm}$$

Valitaan 10mm

Päälevyn paksuus

$$M_d := 15 \text{kN} \cdot \left(\frac{170 \text{mm}}{2} - 1.5 \cdot 16 \text{mm}\right) \quad M_d = 0.9 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$t := \sqrt{6 \cdot \frac{M_d}{f_y \cdot h_s}} \quad t = 10.2 \text{ mm}$$

Valitaan 12mm

### TT-laattojen vaakasuuntainen kiinnitys

$$F_h := 30 \text{kN}$$

$$\beta_w := 0.9$$

$$f_u := 510 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$a := 5 \text{mm}$$

$$l := 100 \text{mm}$$

$$\gamma_{MW} := 1.25$$

$$F_{w,Rd} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{MW}} \cdot a \cdot l$$

$$F_{w,Rd} = 130.9 \text{kN}$$

Levyn taivutuskesvyyys

$$M_d := F_h \cdot 20 \text{mm}$$

$$W_{\text{plate}} := \frac{1}{6} \cdot 100 \text{mm} \cdot (15 \text{mm})^2$$

$$W_{\text{plate}} = 3.8 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\text{plate}} := \frac{M_d}{W_{\text{plate}}}$$

$$\sigma_{\text{plate}} = 160.0 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

PL15x100x50

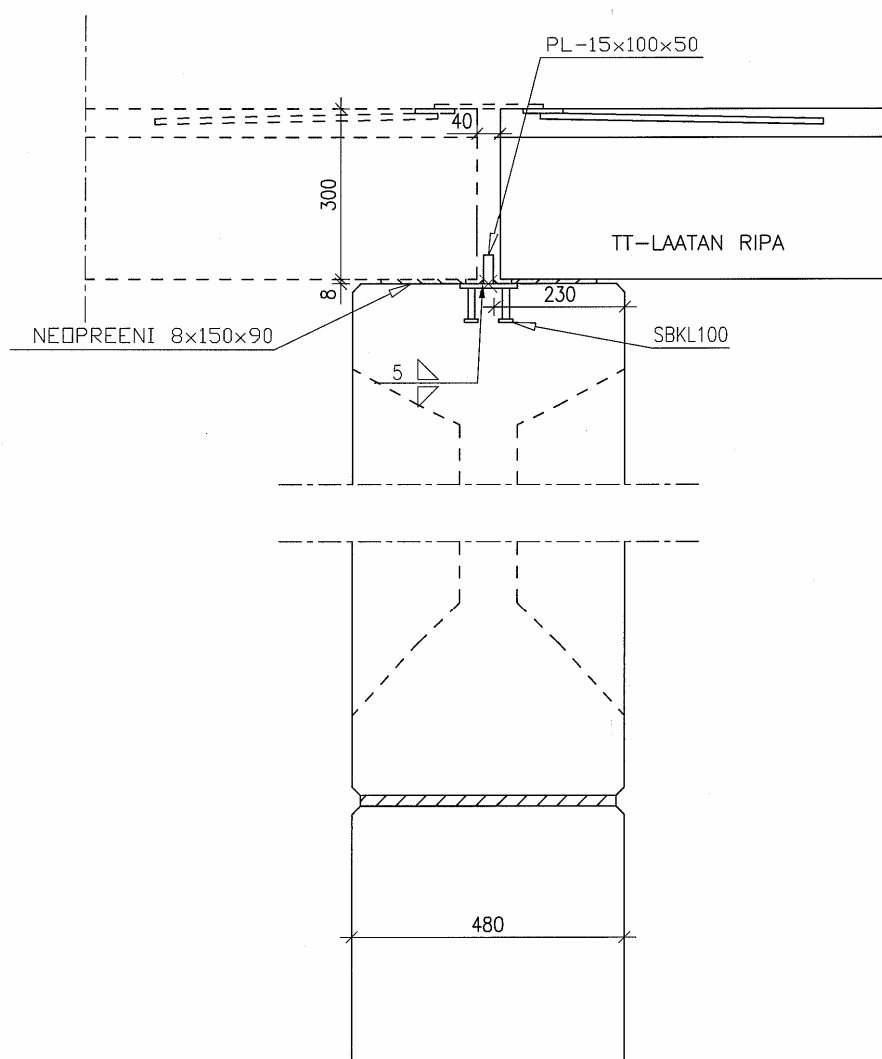
### Lähteet:

/1/ RIL 201-1999; Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.; 1999

/2/ Eurocode 3

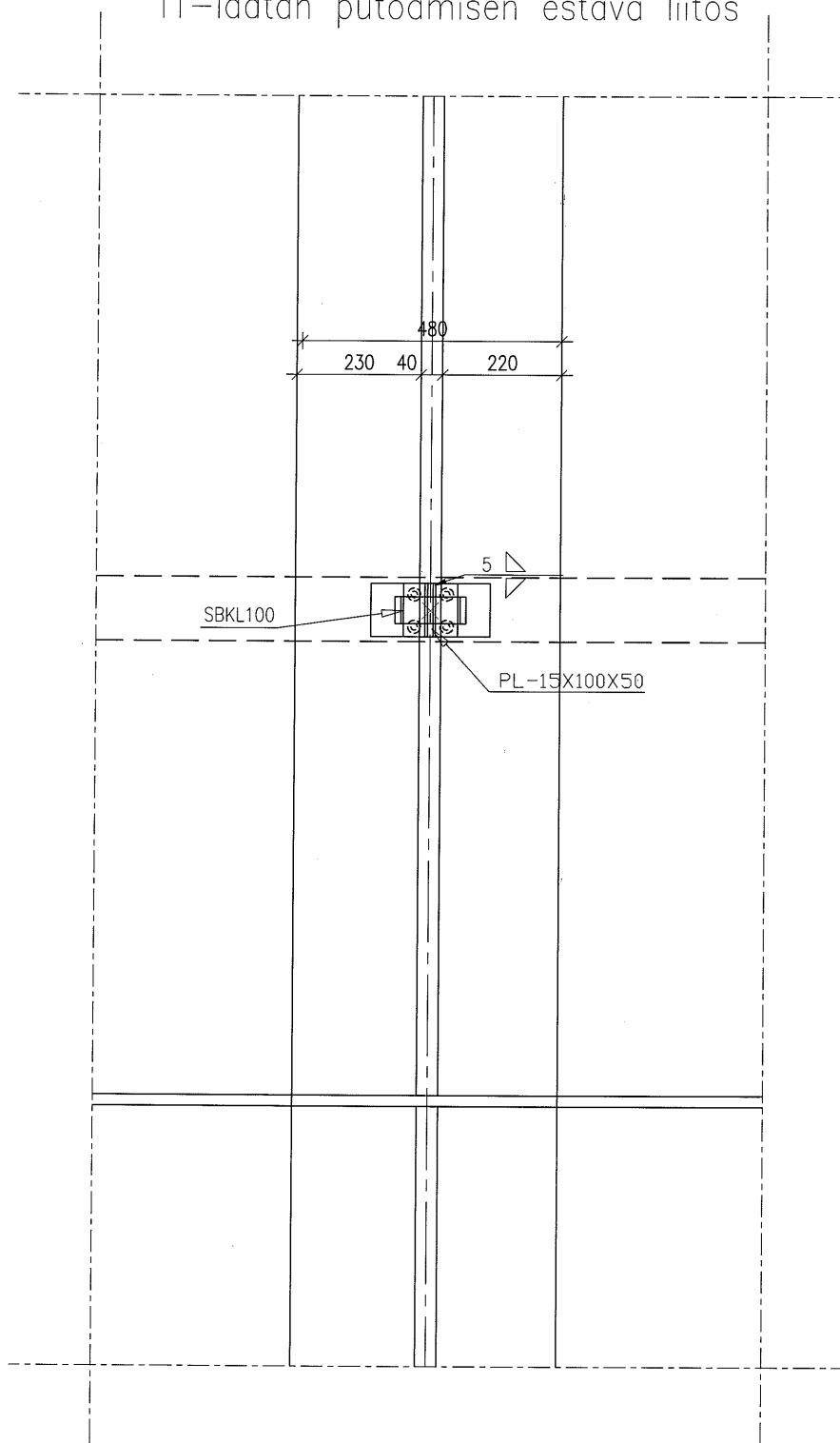
/3/ SBK 1.20 Betonielementtien toleranssit

## TT-laatan putoamisen estävä liitos

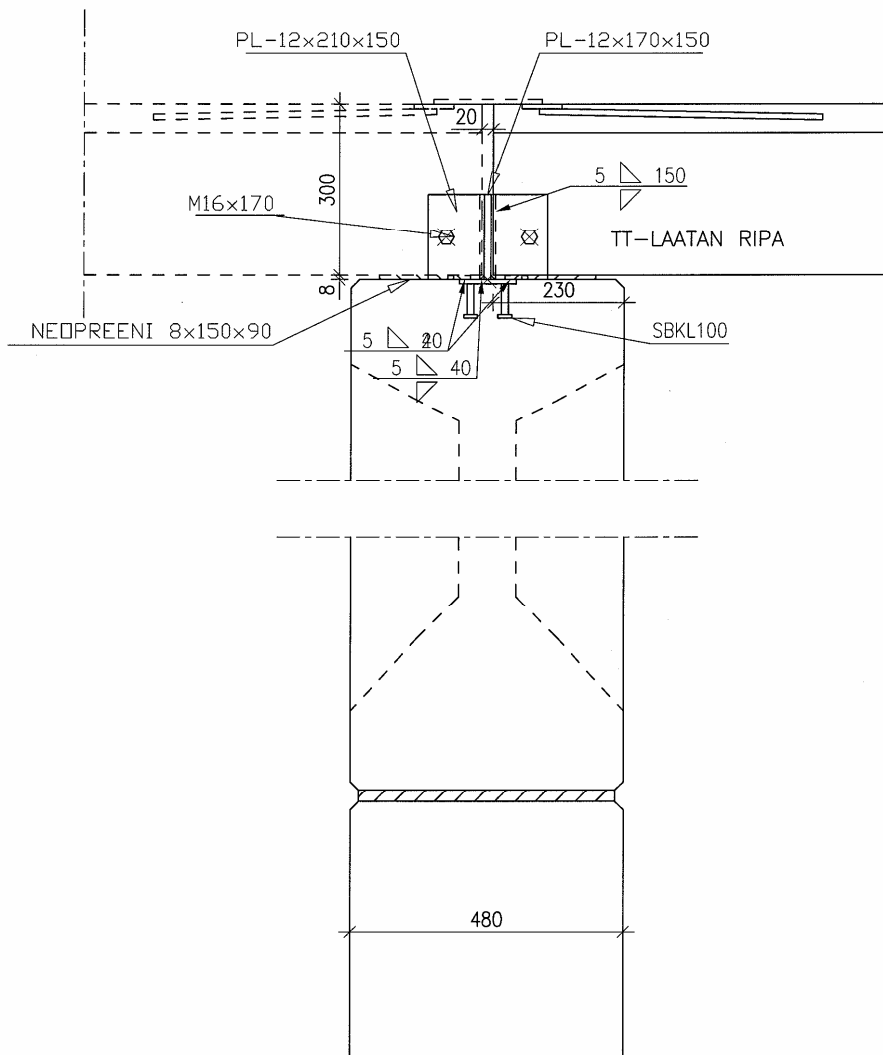




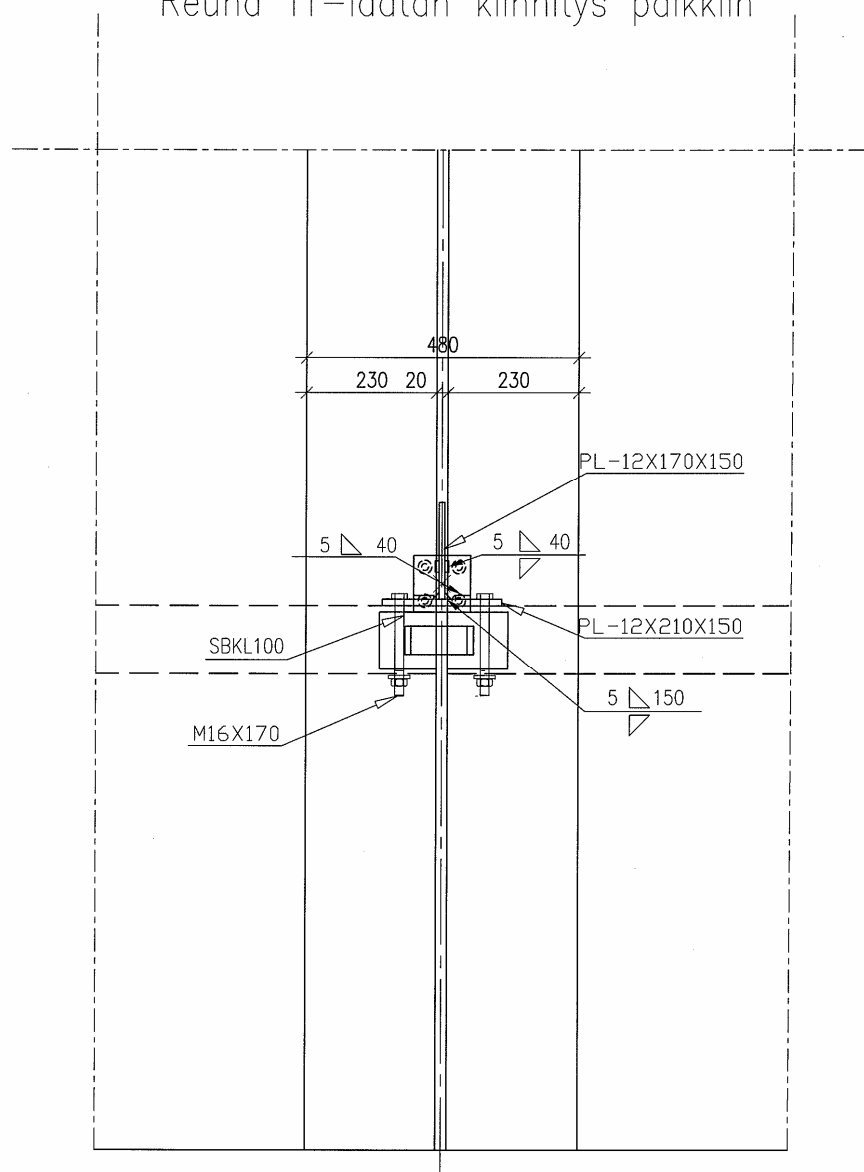
## TT-laatan putoamisen estävä liitos



## Reuna TT-laatan kiinnitys palkkiin



## Reuna TT-laatan kiinnitys palkkiin



## Liite 4. Levyvaikutuksen järjestäminen ontelolaatoissa

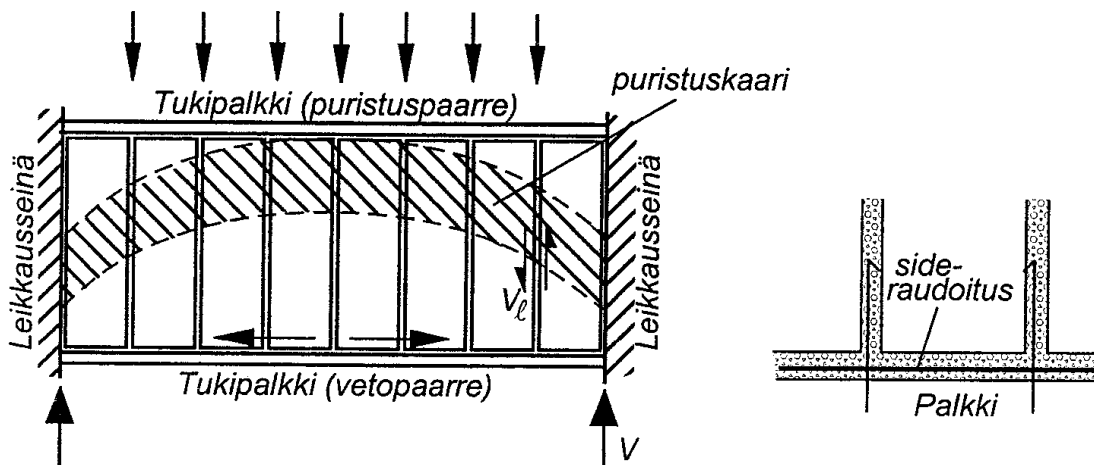
### 1. Levyvaikutuksen periaate

Kuvan 1 mukaisesti rakennuksen runkoon kohdistuvat vaakavoimat siirretään rungon jäykistysosille (kuvassa näitä edustavat leikkausseinät) laataston tasoon muodostuvan puristuskaaren avulla. Puristuskaaren muodostumisen edellyttämässä mekanismissa levyvaikutus on periaatteessa samanlainen kuin seinämäisen palkin toiminta.

Ontelolaatasta tarkasteltaessa erotetaan kaksi tapausta:

- Laattojen jänne on laatastoon kohdistuvan vaakavoiman suuntainen.
- Laattojen jänteen suunta on vaakavoimaa vastaan kohtisuorassa.

Kuva 1. Levyvaikutukseen perustuvan puristuskaaren muodostumisen periaate.



Elementtilaatastoissa levyvaikutuksen järjestäminen tarkoittaa, että:

- Huolehditaan siitä, että vaakasuorista kuormista laattojen saumoihin muodostuvat mitoitusleikkausjännitykset  $\tau_{c.Ed}$  ovat enintään oletetun leikkauslujuuden  $\tau_{Rdi}$  suuruiset.
- Mitoitetaan laattojen tukipalkkien ja muiden tukien sekä laattojen päiden väliseen saamaan asennettava siderauditus (ns. rengasrauditus) sekä laattojen välisiin saumoihin tulevat saumateräkset, jotka estävät laattojen pään erkanemisen palkin kyljestä.

Sideraudituksen tarkoituksena on mm. estää levyn muodonmuutoksista aiheutuvien ja laattojen saumoihin keskittyvien halkeamien vapaa aukeaminen, joka pienentäisi saumojen leikkauslujuutta.

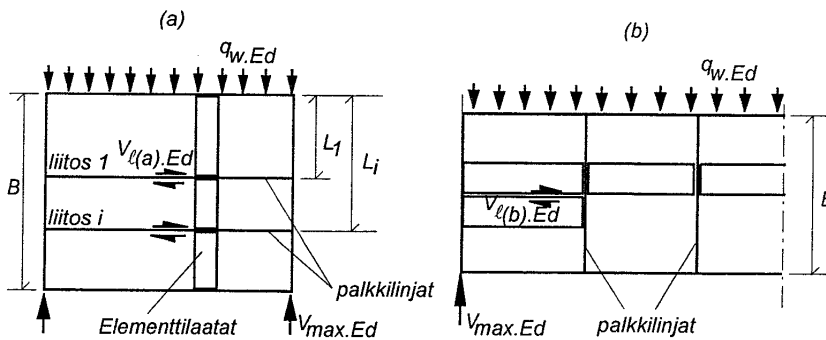
## 2. Mitoitusleikkausjännityksien laskeminen ja mitoituslujuus

Leikkausjännityksen  $\tau_{c.Ed} = V_{\ell.Ed}/h_j$  aiheuttava leikkausvuo  $V_{\ell.Ed} = V_{\ell(a).Ed}$  tai  $V_{\ell(b).Ed}$  lasketaan ottaen huomioon laattojen suunta vaikuttavaan kuormaan nähden (a)- tai (b)-tapauksen mukaisesti (kuvat 2a ja 2b). Kuvien merkintöjä käyttäen vaakakuormasta  $q_{w.Ed}$  aiheutuva mitoitusleikkausvuo  $V_{\ell(a).Ed}$  tai  $V_{\ell(b).Ed}$  lasketaan seuraavasti:

$$\begin{cases} V_{\ell(a).Ed} = \frac{6(B-L_j)L_i}{B^3} V_{max.Ed} \\ V_{\ell(b).Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{max.Ed}}{B} \end{cases}$$

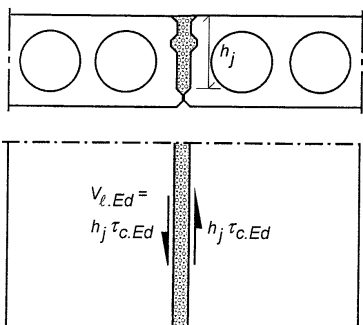
missä  $V_{max.Ed}$  = kuorman  $q_{w.Ed}$  aiheuttama suurin leikkausvoima (kuvat 2(a) ja 2(b)).

**Kuva 2.** Leikkausvuon laskeminen laataston geometrian ja kuorman suunnan mukaisesti.



Leikkausvuota  $V_{\ell.Ed}$  pidetään yllä pelkän saumabetonin leikkauskestävyydellä ja mitoitusleikkausjännitykset lasketaan olettaen, että sauman teholliskorkeus on  $h_j$  (kuva 3). Betoni voi olla saumassa haljennut, mikä otetaan huomioon leikkauslujuuden suuruudessa. Leikkausvuo voi haljennessakin saumassa välittyä halkeamapintojen vaarnavaikutuksen avulla, kun halkeaman avautuminen estetään laattojen tukipalkkien ja muiden tukien sekä laatan välisissä liitoksissa olevalla sideraudoituksella.

**Kuva 3.** Laattojen välisen sauman teholliskorkeuden  $h_j$  määrittely.



$$\tau_{c.Ed} = V_{\ell.Ed}/h_j \leq \tau_{Rdi}$$

EN 1992-1-1 mukainen mitoituslujuus  $\tau_{Rdi}$  on saumabetonin lujuusluokasta riippumaton,  $\tau_{Rdi} = 0,15$  MPa.

### 3. Rengasraudoituksen mitoittaminen

Laatastoa tarkastellaan vaakakuormille  $q_{w.Ed}$  levymäisenä kannattajana, jonka sisään muodostuu puristuskaari ja sitä vastaava vetotanko. Kannattajan tukina toimivat leikkausseinät ja jäykistystornit ja kannattajia tarkastellaan joko ulokkeina tai yksinkertaisesti tuettuina rakenteina. Tarkastelussa voiman suuntaa vastaan kohtisuorilla seinillä tai palkeilla ei katsota olevan sivujäykkyyttä tai vaikutusta vetotangon toimintaan.

Vetotangon voima otetaan kokonaan vastaan rengasraudoituksella  $A_{sh} \geq F_{t.Ed}/f_{sd}$ , missä voima

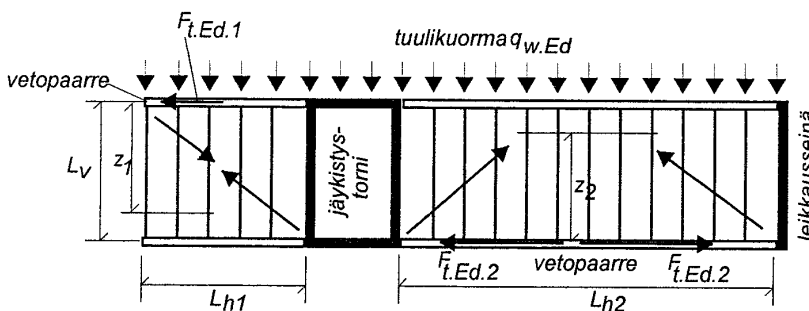
$F_{t.Ed,i} = \frac{M_{Ed,i}}{z_i}$  ( $i = 1$  tai  $2$ ) lasketaan kuormasta  $q_{w.Ed}$  aiheutuvaa mitoitusmomenttia  $M_{Ed,1}$  tai  $M_{Ed,2}$  vastaavasti:

- Kun kannattajaa tarkastellaan ulokkeena,  $M_{Ed,1} = q_{w.Ed}L_{h1}^2/2$ ,
- Kun kannattajaa tarkastellaan yksinkertaisesti tuettuna,  $M_{Ed,2} = q_{w.Ed}L_{h2}^2/8$ .

Momenttivarsi  $Z_i$  ( $i = 1$  tai  $2$ ) määritellään laataston geometrian mukaisesti (kuva 4):

- Yksinkertaisesti tuettu rakenne:
  - o  $1 < L_{h2}/L_v < 2$      $z_2 = 0,15L_v(3 + L_{h2}/L_v)$ ,  $z_2 \leq 0,75L_v$
  - o  $L_{h2}/L_v \leq 1$      $z_2 = 0,6L_{h2}$
- Uloke:
  - o  $0,5 < L_{h1}/L_v < 1$      $z_1 = 0,8L_{v1}$
  - o  $L_v \geq 2L_{h1}$      $z_1 = 1,2L_{h1}$

Kuva 4. Vetopaarteen voiman momenttivarren  $Z_i$  laskemisessa tarvittava geometria.



Kuvan 2(a) tapauksessa rengasraudoituksen laskemista varten kuorma  $q_{w.Ed}$  jaetaan ensin laattojen jännemittojen perusteella laattakenttien kesken siten, että laattakenttä 'k' ( $k = 1, 2 \dots n$ ) saa kuorman

$$q_{w.Ed.k} = q_{w.Ed} \frac{L_k^3}{\sum_{j=1}^n L_j^3}$$

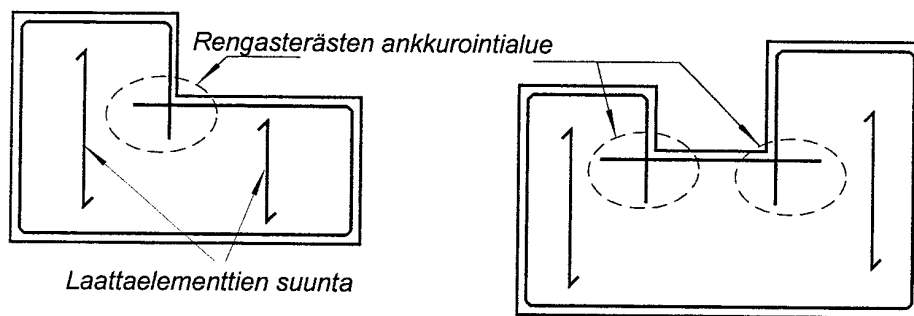
Missä  $L_k$  on laattojen jänneväli kentässä 'k' ja  $n$  on kenttien kokonaismäärä. Kussakin kentässä 'k' momentit lasketaan kuormalle  $q_{w.Ed.k}$  ja momenttivarret vetovoimien laskemista varten kuvan 4 mukaisesti.

#### 4. Rengasraudoituksen sijoittaminen

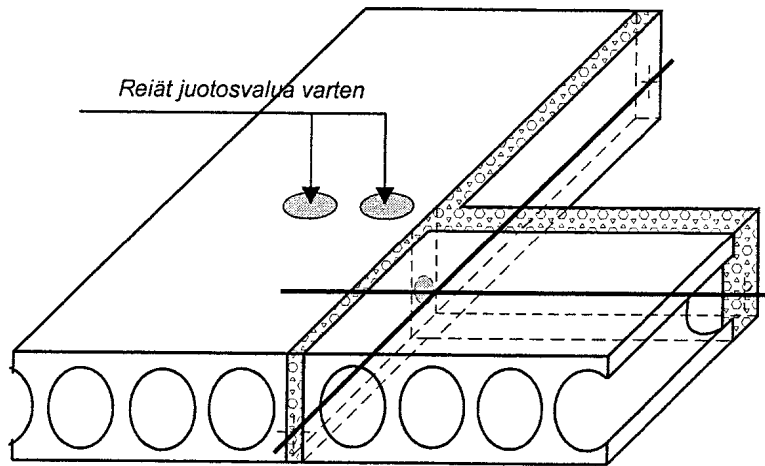
Nimityksen 'rengasraudoitus' mukaisesti sideraudoitus  $A_{sh}$  sijoitetaan kiertämään koko laatasto. Sideraudoituksen tarkoituksena on kytkeä laattaelementit yhteen niin, että levyvaikutus voi kehittyä. Sideraudoituksen oikea toteuttaminen on tämän vuoksi oleellista ja sideraudoituksen jatkokset ja ankkurointi toteutetaan vetoraudoituksen vaatimukset huomioon ottaen.

Laataston muotoon sisältyvissä sisäkulmissa ankkurointi toteutetaan kuva 5 osoittamalla tavalla. Kuvan mukaan pystysuoraan oleva teräs voidaan sijoittaa helposti laattojen saumaan, mutta myös laattojen suuntaa vastaan kohtisuora rauditus on ankkuroitava. Jos laatastossa on pintavalu, teräkset voidaan nostaa ennen nurkka ylös ja ankkuroida pintavaluun, joka raudoitettuna toimii myös levyvaikutusta parantavana. Muussa tapauksessa teräkset vietään laatan sisään sitä varten uumaan tehdyistä aukoista ja valu tapahtuu laatan yläkuoreen onteloiden kohdalle tehdyistä aukoista (kuva 6).

Kuva 5. Levyvaikutuksen varmistavan sideraudoituksen järjestely.



Kuva 6. Sideraudoituksen sijoittaminen laataston sisänurkassa, kun rakenteellista pintabetonia ei ole.



### Kirjallisuutta

By210: Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005 – toim. M.V. Leskelä. Suomen betoniyhdistys r.y. 2006

Tämä esitys perustuu kirjassa by210 esitettyyn aineistoon, jonka lähdekirjallisuuden yksityiskohtaiset tiedot esitetään by210:ssa.



### Liite 5. Tasojen muodonmuutos palotilanteessa

Muodonmuutokset on huomioitava liittyviin rakenteisiin varattavina liikevaroina ja/tai niihin aiheutuvina pakkovoimina ja siirtyminä.

Palopesäkkeen yläpuolella välipohjarakenne laajenee lämpiämisen seurauksena. Teräksen ja betonin ominaisuuksien muuttuminen sekä välipohjan ylä- ja alapinnan lämpötilaero aiheuttavat lisääntyneen taipuman välipohjassa. Tämä taipuman lisääntyminen puolestaan pienentää kentän lämpölaajenemista. Välipohjan lämpötilan nousu on riippuvainen välipohjan rakenteesta.

Välipohjan lämpölaajeneminen voidaan ottaa huomioon laskelmissa seuraavasti:

Palopesäke on välipohjan yhden pilarikentän suuruinen (taulukko 4, sarake I). Mitoitusperusteena on maksimi lämpövaikutus yhdessä mielivaltaisessa pilarikentässä, jolloin pituuden muutos tapahtuu vain tämän kentän alueella. Sarakkeessa I on annettu erikseen arvot keskialueen ja reuna- sekä nurkka-alueiden suhteellisille pituuden muutoksille.

Välipohja laajenee koko palotilan alueella (taulukko 4, sarake II). Mitoitus perustuu oletukseen, että koko palotila lämpiää kuumien savukaasujen vaikutuksesta, jolloin lämpölaajeneminen tapahtuu kiintopisteestä koko palotilan alueella.

Edellä mainituista laskentamalleista valitaan se, joka antaa mitoittavan vaikutuksen. Taulukossa 4 on annettu tavanomaisille välipohjatyypeille suhteelliset pituudenmuutokset 30:n ja 60:n minuutin palonkestoajoille. Välipohjan lämpölaajenemisesta johtuvan pilarin päiden siirtymien ei otaksuta enää kasvavan 60 minuutin palon jälkeen.

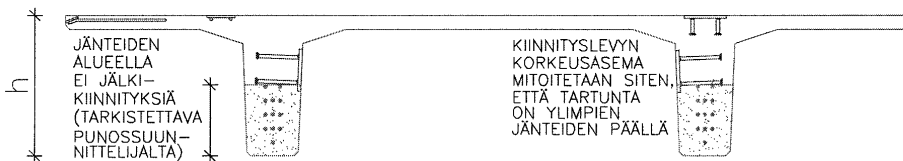
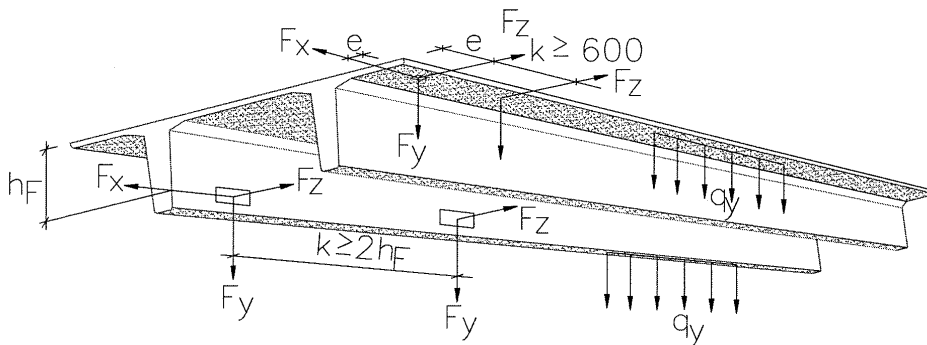
**Taulukko 4. Välipohjarakenteen suhteellinen pituuden muutos ja laskentamallien pituuksien raja-arvot /1/.**

Välipohjatyyppe	I 5 m ≤ L ≤ 10 m				II L ≤ 30 m	
	keskialue		reuna- ja nurkkakenttä		30 min	≥ 60 min
	30 min	≥ 60 min	30 min	≥ 60 min		
betonilaatta h = 120 mm	0.0005	0.0006	0,0008	0,0009	0.0003	0.0005
betonilaatta h = 200 mm	0.0001	0.0003	0,0002	0,0005	-	0.0002
ontelolaatta h = 200 mm	0.0005	0.0008	0,0008	0,0012	0.0003	0.0005
ontelolaatta h = 265 mm	0.0004	0.0007	0,0006	0,0011	0.0003	0.0004
ontelolaatta h = 400 mm	0.0004	0.0006	0,0006	0,0009	0.0002	0.0003

1. ACI Committee 216; *Fire Resistance and Fire Protection of Structures; Document: SP80-01 Simulation of Realistic Thermal Restraint During Fire Tests of Floors and Roofs* Author(s): T.D. Lin and Melvin S. Abrams Publication : *Special Publication Volume: 80* Keywords: computer programs; concrete slabs; deflection; expansion; finite element method; fire resistance; fire tests; flat concrete plater; floors; furnaces; high temperature; measuring instruments; restraints; roofs; thermo-couples. Date: July 1, 1983.

## Liite 6. TT-, (TEK-, KTT-,) ja HTT-laataston levytoiminta

JÄLKIKIINNITYKSEN REUNAETÄISYYS  $e = 150 \text{ mm}$  TAI  $10 \phi$   
( $\phi$  = KIERREHYLSYN TAI KIILA-ANKKURIN HALKAISIJA)



Kiinnitysten tekeminen laattoihin.

### Laattojen tuennat ja liitokset

#### a) Yleistä

Laattojen liitoksien tulee kestää kaikki asennusvaiheen ja lopputilanteen kuormat sekä myös kaikki viranomaismääräysten mukaiset onnettomuustilanteet.

Liitosten suunnittelussa on otettava huomioon mm. seuraavat seikat:

- Liitokset tulee suunnitella siten, että niillä ei aiheuteta haitallisia pakkovoimia: Liitosten tai rakenteen on sallittava laatan kiertymä ja lyhenemä ainakin laatan toisen pään tuella.
- Vakioliitokset ovat tuotantoystävällisiä, työturvallisia ja taloudellisia asennustyössä työmaalla. Vakioliitokset on todettu käytännössä toimiviksi.
- Väli- ja alapohjissa laataston liittäminen yhtenäiseksi levyksi voidaan tehdä rakenteellisen pintalaatan avulla. Yläpohjissa käytetään yleensä hitsausliitoksia.

- Yläpohjissa ja muualla, missä pintalaattaa ei ole, yhtenäinen levy toteutetaan kiinnittämällä laatat toisiinsa reunatartuntojen avulla ja palkkeihin laattojen ja palkkien yläreunoissa sijaitsevien liitosten avulla.

#### b) Normaaliliitos

Normaaliliitokset soveltuvat hyvin mataliin yksikerroksisiin hallimaisiin rakennuksiin. Normaaliliitoksissa otetaan huomioon seuraavat seikat:

- **TT-, TEK-, KTT ja HTT-laattarakenteiden ja niitä tukevien palkkien välissä käytetään pelkästään neopreenilaakeria ja vaakavoimat siirretään liitoksessa kitkan avulla.**
- Onnettomuuskuorman aiheuttaman paikallisen sortuma-alueen laajeneminen ja jatkuva sortuma estetään jäykistämällä rakennus mastopilareilla. Tässä tapauksessa riittää, että tehdään onnettomuustilanteen stabiilisuustarkastelu, jossa todetaan rakennuksen muun osan pysyvän pystyssä vaikka mikä tahansa rakenneosaa vaurioituisi tai sortuisi. Lisäksi varmistetaan rakenteellisesti tai mitoituksellisesti, että elementin putoaminen tuelta on estetty rivin kohdalle hitsatulla levyllä (esim. liite 3).
- Liitosten tukipintojen tulee olla riittävän suuret.

#### c) Vaakavoimaa siirtävä liitos

Vaakavoimia siirtäviä liitoksia on käytettävä, kun kitka ei riitä siirtämään vaakavoimia:

- **Vaakavoimat siirretään tappiliitosten avulla.**
- Rivin alapinnan kiinteää kiinnitystä suositellaan käytettäväksi vain poikkeustapauksissa.

#### d) Väännön ottava liitos leukapalkin yhteydessä

**Vääntöä vastaan ottava (kiinteä) liitos on tarpeen, kun laattaa kannattavalle palkille tulee vääntöä ja palkki tai sen liitokset eivät kestä vääntörasitusta.** Tällainen tapaus on usein L-palkkien yhteydessä laataston reunapalkkilinjalla.

Väännön ottava liitos:

- Liitoksessa laatta kiinnitetään jäykästi L-palkkiin ja kantokykyä määritettäessä laatan jännemitaksi otetaan L-palkin tukilinjan ja laatan vastakkaisen pään tukipisteen välinen etäisyys.
- Liitoksen tartunnat ja hitsaukset mitoitetaan vaakavoimille.
- Kiinteä liitos suositellaan tehtäväksi vain laatan toiseen päähän.
- **Rivin alapintaan kiinnivalettavan teräskengän suunnittelu kuuluu tuotesuunnittelijalle ja kiinnitysvoimat on ilmoitettava mittapiirustuksessa.**

## Tukipintojen ja neopreenilaakereiden mitoitus

Tukipintojen ja neopreenilaakereiden mitoitus on esitetty asiaa käsittelevässä betoninormikortissa. Mitoitettaessa voidaan normaalisti käyttää seuraavia periaatteita:

Reunaetäisyydet ( $c_1$  ja  $c_2$ ) kuvan mukaan  
Neopreenilaakerin pituus ( $l_n$ )

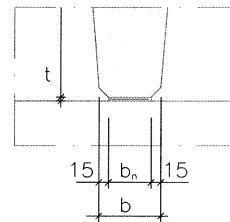
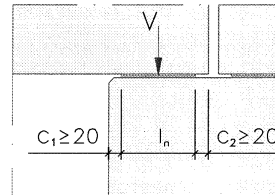
$$l_n \geq \frac{V}{b_n \times \delta_{n,sall}} \geq 60 \text{ mm}$$

Sallittu neopreenilaakerin puristusjännitys ( $\delta_{n,sall}$ )

- Laakerin valmistajan mukaan
- Suositus on, että  $\delta_n < 7-10 \text{ N/mm}^2$ , kun laakerin liikkeet ovat pieniä.

Neopreenilaakerin kovuus muodonmuutostarpeen mukaan. Vakiokovuus on shore 60°.

Neopreenilaakerin vakiopaksuus ( $t$ ) on 10 mm.



Kun neopreenin välityksellä siirretään vaakavoimia laatan rivan ja kantavan rakenteen välillä, betonin ja neopreenilaakerin välisenä kitkakertoimena voidaan käyttää oheisen taulukon mukaisia kitkakertoimen arvoja. Jos neopreenilaakerin muodonmuutoskyvyn ei katsota riittävän liikuntasaumassa, osien välistä kitkaa voidaan pienentää esimerkiksi teflonlevyillä.

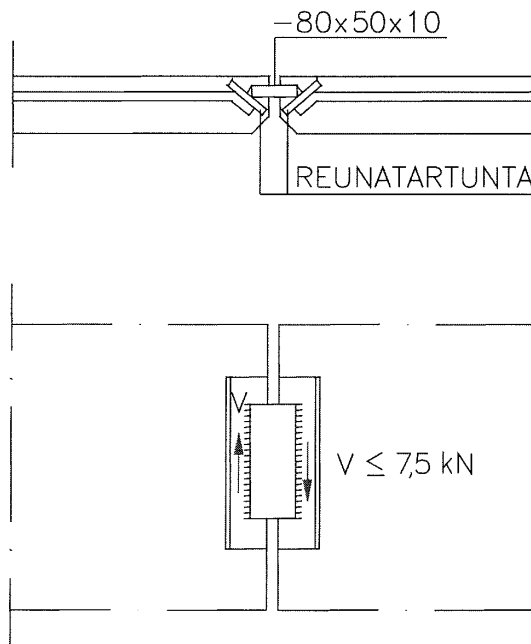
Kuormitus $\delta_n$ (N/mm <sup>2</sup> )	Kitkakerroin				
	2	4	6	8	10
Jarruvoima, tuuli, lämpöliike	0,30	0,26	0,22	0,19	0,15
Edelliset + esijänn., kutistuma, viruma	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30

## Liikuntasaumamat

Liikuntasaumajakoa määritettäessä tarkistetaan, että elementtien on mahdollista siirtyä tukien päällä muodonmuutoksia vastaavasti. Jäykkiin rakenteisiin tuettujen laatasteojen liikuntasaumaväli on pienempi kuin esimerkiksi hoikkiin mastopilareihin tuettujen yläpohjien liikuntasaumaväli.

## Laataston liittäminen rakennusta jäykistäväksi yhtenäiseksi levyksi

Rakennuksen jäykistäminen edellyttää joissakin tapauksissa laataston toimintaa yhtenäisenä vaakavoimia siirtävänä levynä. Välipohjalaatastosta saadaan yhtenäinen levy pintalaatalla. Yläpohjissa laatat voidaan hitsata reunoista kiinni toisiinsa oheisen kuvan mukaan, kun siirrettävät voimat ovat pieniä. Hitsauskiinnityksiä voidaan käyttää myös rengasterästen tapaan vain laataston reuna-alueilla.



Hitsausliitos, jota käytetään laattojen sitomisessa yhtenäiseksi vaakavoimia siirtäväksi levyksi.

## TT-laattojen pintalaatta

TT-laattojen päällä käytetään välipohjissa usein pintabetonia

- siirtämään laatan kannelle tulevia pystykuormia rivoille ja
- muodostamaan laatastosta rakennusta jäykistävä yhtenäinen levy.

Pintabetonin suunnittelussa tulee ottaa huomioon seuraavat asiat:

- Rakenteellinen pintabetoni on raudoitettava niin, että se pystyy siirtämään pystykuormista aiheutuvat rasitukset laattojen rivoille.
- Laatan yläpinta on karhennettava valmistuksen yhteydessä ja/tai siihen on lisättävä tartuntaa parantavia vaarnateräksiä, jos laatan kansi ja pintalaatta mitoitetaan toimimaan liittorakenteena.
- Pintalaatan tartunta kanteen on varmistettava työmaalla huolehtimalla, että

- kannen yläpinta on valettaessa puhdas, ja
- pintabetoni tiivistetään riittävän hyvin.
- Pintalaatta on laattojen kaarevuuden vuoksi keskeltä ohuempi kuin tukien kohdalta ja teoreettisen pintalaatan minimipaksuuteen on laatan päissä lisättävä laatan kaarevuus,  $y_1$ .
- Pintalaatan betonin keskimääräinen paksuus voidaan arvioida kaavalla  $h_{l,keskim} \approx h_{l,min} + y_1/3$ .

### **TT-laatat vesikatteen alustana**

TT-, TEK-, KTT ja HTT-laatat soveltuvat pitkien jännevälien takia hyvin vesikattojen kantavaksi rakenteeksi. Vesikatteen ja –kattojen toteutuksessa on otettava huomioon:

- Laattojen väliset hammastukset tulee tasata vesikattourakoitsijan ja vesikatevalmistajan ohjeiden mukaan esimerkiksi peltikaistalla.
- Laattojen erilaisista kuormituksista ja jännevoimista johtuvia kaarevuus- ja taipumaeroja voidaan tarvittaessa rajoittaa hitsaamalla laatat reunoista kiinni toisiinsa.

## Liite 7. Lopullisessa mitoituksessa huomioitavia kohtia

Kuormatyyppit  
Materiaalit  
Ympäristövaatimukset, käyttöikä  
Päämitat, rakennejärjestelmä  
Tukipinnat  
Liitokset ja tartunnat  
Reikien ja loveuksien vaikutus  
Taivutus  
Normaalivoima, nurjahdus  
Leikkaus, lävistys  
Vääntö, kiepahdus, lommahdus  
Yhdistetyt rasitukset  
Paikallinen puristus

Taipuma, halkeilu

Teräsbetonirakenteissa raudoituksen sijoittelu ja ankkuroinnit  
Jännitetyt rakenteet  
Liittorakenteet

### **Asennusaikana huomioitavia kohtia**

Kuljetukset ja nostot

Kuormituksen jakautuminen voi olla erilaista kuin lopullisessa mitoituksessa  
-keskituen toinen puoli asentamatta  
-tuulikuorman vaikutus myös sisäosan rakenteissa

Rakennejärjestelmä voi olla erilainen  
- asennusaikainen mastorakenne  
-työnaikaiset tuennat

Tukipintojen leveys voi olla erilainen