



BETONINORMIKORTISTO

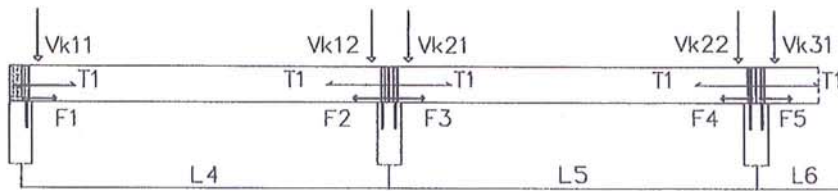
Eurokoodi
EN 1991-1-7

Hakijan yhteystiedot Rakennusteollisuus RT ry, PL 381, Unioninkatu 14, 00381 Helsinki

Hakijan allekirjoitus Arto Suikka

Lyhyt selostus menetelmästä, käyttöalue ja mahdollinen kuva

Normikortti käsittelee liitosten suunnittelua ennalta arvaamattomien onnettomuusilanteiden varalta. Ennakoitavissa olevat onnettomuuskuormat on otettava suunnittelussa huomioon. Normikortti ei koske terrorileon seurauksena tapahtuvaa sortumaa.



JATKUVA SORTUMA, sidevoima T1: $T1: z1 = \max(L4, L5, L6 \dots)$

ELEMENTIN PUTOAMISEN ESTÄMINEN:

$T1+F1=k*Vk11$	$T1+F2=k*Vk12$	$T1+F3=k*Vk21$	$T1+F4=k*Vk22$	$T1+F5=k*Vk31$
$\geq 30 \text{ kN}$	$\geq 30 \text{ kN}$	$\geq 30 \text{ kN}$	$\geq 30 \text{ kN}$	$\geq 30 \text{ kN}$
$\leq 150 \text{ kN}$	$\leq 150 \text{ kN}$	$\leq 150 \text{ kN}$	$\leq 150 \text{ kN}$	$\leq 150 \text{ kN}$

Menetelmän rajoitukset

Betoni yhdistyksen toimikunta on käynyt läpi ehdotuksen ja todennut sen täyttävän EN 1991-1-7 betonirakentelaa koskevien määräysten vaatimukset. Kortiston käyttäjällä on vastuu kortiston ohjeiden käytöstä sekä siitä että eurokoodien betonirakentelaa koskevia määräyksiä noudatetaan.

Tämä ohje on voimassa yhtä kauan kuin yllä oleva eurokoodien asiantuntijajäsenin kohtaa. Tämä ohje voidaan peruuttaa Suomen Betoni yhdistys - Finska Betongföreningen r.y.:n harkinnan perusteella.

Helsingissä lokakuun 22 p:nä 2012

SUOMEN BETONIYHDISTYS - FINSKA BETONGFÖRENINGEN r.y.

Kalervo Matikainen
puheenjohtaja

Juha Valjus
Toimitusjohtaja

Copyright: Suomen Betoni yhdistys r.y.

PL 11 (Unioninkatu 14)
00131 Helsinki

puhelin(09) 696 2360
telekopio (09) 1299 291

BY on riippumaton, betonin oikeaa käyttöä edistävä teknistieteellinen yhdistys. Sen lähes 800 asiantuntijajäsentä edustavat laajasti betonirakentamisen eri osapuolia. Yhdistys järjestää jäsenilaisuuksia, julkaisee teknisiä ohjeita, ylläpitää betonialan pätevyysjärjestelmiä FISE:n osakkaana, järjestää koulutusta, käynnistää ja ohjaa kehitysprojekteja sekä konsultoi mm. ympäristöministeriötä.

BY nimittää Betoninormikortteja käsittelevään toimikuntaan puolueettomia asiantuntijoita. Betoninormikortit on tarkoitettu päteville henkilöille, jotka pystyvät soveltamaan niissä annettuja ohjeita ja ymmärtämään kortteihin liittyvät rajoitukset sekä oltamaan vastuun niiden soveltamisesta omassa työssään. Vaikka normikortteja käsittelevään toimikuntaan on nimetty maamme paras puolueeton asiantuntijajäsen, ei BY, eivätkä sen jäsenet tai valmisteluyhdykset osallistuneet henkilöt ota vastuuta tässä normikortissa annetuista ohjeista.

Betoninormikortti 23_EC:

LIITOSTEN SUUNNITTELU JA MITOITUS ONNETTOMUUSKUORMILLE STANDARDIN SFS-EN 1991-1-7 YLEISET KUORMAT, ONNETTOMUUSKUORMAT MUKAAN

1. YLEISTÄ

Liitosten tulee kestää myös poikkeukselliset kuormitus- ja onnettomuustilanteet. Poikkeuksellisista kuormitustilanteista mahdollisesti aiheutuva paikallinen vaurio voi laajentua ja johtaa jopa koko rakennuksen sortumiseen. Sortuman syinä voivat olla mm.

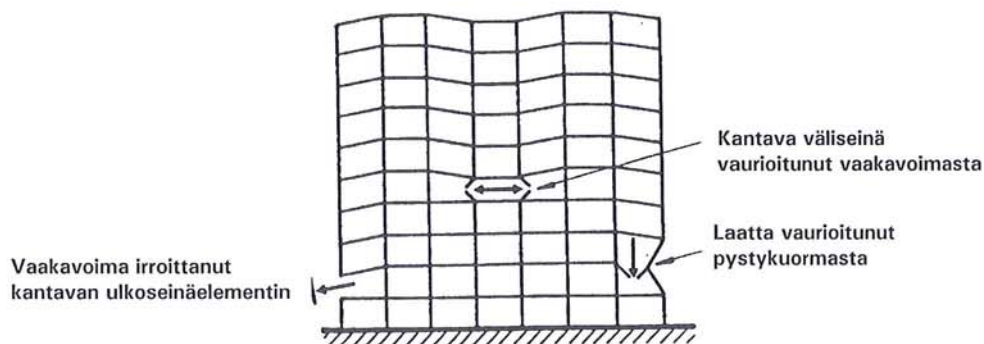
- elementin putoaminen esim. epäsymmetrisesti tapahtuvista lämpö- ja kosteusliikkeistä
- räjähdys
- törmäystilanteet
- perustusten painumat
- seurauksiltaan poikkeuksellisen ankara tulipalo
- paikallisen vaurion seurauksena elementin putoaminen alempana olevien rakenteiden päälle
- poikkeuksellinen ylikuorma

Normikortti käsittelee liitosten suunnittelua ennalta arvaamattomien onnettomuustilanteiden varalta. Ennakoitavissa olevat onnettomuuskuormat on otettava suunnittelussa huomioon. Normikortti ei koske terroriteon seurauksena tapahtuvaa sortumaa.

Vaikka rakennetta ei rakennuksen käyttötarkoituksen tai sijainnin perusteella tarvitse mitoittaa määriteltävissä olevalle onnettomuuskuormalle (esim. törmäys, räjähdys) on suunnittelussa otettava huomioon ennalta arvaamattoman, määrittelemättömän, onnettomuustilanteen mahdollisuus. Tällöin hyväksytään paikallinen vaurio, josta ei kuitenkaan saa seurata koko rakennuksen sortumaa. Vaikka rakenne rakennuksen käyttötarkoituksen tai sijainnin perusteella joudutaan mitoittamaan ennalta määriteltävissä olevalle onnettomuuskuormalle, niin rakenne on lisäksi suunniteltava myös toiselle määrittelemättömästä onnettomuudesta johtuvalle tilanteelle.

Eurokoodit edellyttävät, että elementtien väliset liitokset suunnitellaan niin, että paikallisesta vauriosta ei seuraa koko rakennuksen sortumista.

Kuvassa 1 on esitetty esimerkkejä mahdollisista onnettomuuskuormien aiheuttamista paikallisista vaurioista. Paikallisesta vauriosta, kuvassa 1 kantavan seinän tai välipohjalaatan vaurioitumisesta, ei saa aiheutua rakennuksen muun osan sortumista.



Kuva 1. Onnettomuuskuormien aiheuttamia vaurioita.

2. JATKUVAN SORTUMAN RAJOITTAMINEN

2.1 Jatkuva sortuma

Paikallinen vaurio tarkoittaa onnettomuuskuorman aiheuttamaa yksittäisen rakenneosan vaurioitumisesta aiheutuvaa alkusortumaa.

Jatkuvalla sortumalla tarkoitetaan sellaista paikallisen vaurion seurauksena ketjureaktiona tapahtuvaa sortumaa, jossa rakennus kokonaisuudessaan tai merkittävä osa siitä sortuu ja josta seuraa huomattavan suuri henkilövahinkojen vaara.

Paikallisesti vaurioitunut rakenne voi olla yläpuolella olevien rakenteiden tuki, jolloin sen vaurioitumisen seurauksena yläpuolella olevat rakenteet sortuvat ketjuna.

Paikallisesta vauriosta saattaa olla myös seurauksena jonkin rakenneosan putoaminen ja siitä aiheutuva voimakas isku alla olevaan rakenteeseen, joka sortuu ja pudotessaan aiheuttaa edelleen alapuolella olevien rakenteiden sortumisen /VTT/.

Tulipalon katsotaan olevan poikkeuksellisen ankan, mikäli tulipalosta voi aiheutua jatkuvan sortuman vaara ilman yksittäisen rakenneosan ennakoivaa lämpömuodonmuutosta tai lujuuden alenemista. Poikkeuksellisen ankan tulipalon voidaan otaksua syntyvän tiloissa, joissa säilytetään palovaarallisia aineita.

2.2. Jatkuvan sortuman rajoittaminen

Jatkuvan sortuman rajoittamisen tavoitteena on varmistaa, ettei paikallinen vaurio leviä tuhoutuneen rakenneosan ympäristöä laajemmalle alueelle.

Jatkuvan sortuman rajoittamiseksi elementit sidotaan toisiinsa saumoihin sijoitettujen sideterästen tai liitosten teräsosien avulla niin, että elementtien välille saadaan aikaan riittävä jatkuvuus ja vetovoimakestävyys.

SFS-EN 1991-1-7 vaatimus ennalta arvaamattomista onnettomuustilanteesta aiheutuvien riskien pienentämiseksi voidaan toteuttaa kahdella tavalla:

1. Paikallisen vaurion estäminen

- a) sortumavaaran poistaminen tai vähentäminen rakenteellisin toimenpitein
- b) mitoitus avainasemassa olevana rakenneosana SFS-EN 1991-1-7+ kansallisen liitteen mukaisille onnettomuuskuormille

2. Rajoitetaan paikallisen vaurion laajeneminen

- a) korvaavan rakennesysteemin käyttö
- b) liitosten mitoitus kohdassa 4 esitetyille voimille

1) Paikallisen vaurion estäminen

- a) Sortumavaaran poistaminen tai vähentäminen rakenteellisin toimenpitein

Estetään paikallisen alkusortuman syntyminen rakenteellisin toimenpitein.

Räjähdyksestä syntyvä jatkuva sortuma voidaan estää suunnittelemalla rakenteet niin, että ylipaine pääsee purkautumaan murtamatta kantavia rakenteita. Esimerkiksi kaasuräjähdyksen varalta voidaan kevyiden julkisivuelementtien kiinnitys tehdä sellaisiksi, että paine pääsee niiden kautta purkautumaan. Kantavien elementtien liitosten lujuuden tulee olla tällöin suurempi kuin kevyiden julkisivuelementtien.

Varustetaan rakenteet suojarakentein esim. törmäystä vastaan.

- b) Mitoitus onnettomuuskuormille

Estetään paikallisen alkusortuman syntyminen tekemällä kantavat rakenteet niin vahvoiksi, että ne kestävät onnettomuuskuormat (törmäys, räjähdys, mahdolliset ylikuormat pysyvistä ja hyötykuormista).

Mitoidetaan kantavat rakenteet onnettomuuskuormille (painekuorma, törmäyskuorma). Kuormitusyhdistelmään sisällytetään vain yksi määräävä onnettomuuskuorma ja muut samanaikaisesti vaikuttavat hyätymuormat SFS-EN 1990 kansallisen liitteen taulukon A1.3(FI) mukaisesti.

Menettely saattaa joissakin tapauksissa johtaa epätaloudellisiin ratkaisuihin.

2) Rajoitetaan paikallisen vaurion laajeneminen

Hyväksytään tietyn suuruisella alueella onnettomuuskuormien aiheuttama alkusortuma, mutta estetään sortuman laajeneminen.

Jatkuva sortuma katsotaan tulleen estetyksi, jos sortuma-alue rajoittuu alkuperäisen vaurioalueen lähiympäristöön.

Rakenne suunnitellaan siten, että vaurioituneelta rakenneosalta siirtyviä kuormia voi kantaa jäljelle jäävistä rakenneosista koostuva korvaava (vaihtoehtoinen) rakennesysteemi. Rakenneosat liitetään toisiinsa riittävän kestävyuden ja sitkeyden omaavilla liitoksilla niin, että korvaava kantava rakennesysteemi voi syntyä ja vaurioituneen osan kuormien siirtyminen vaurioitumattomalle rakenteelle on mahdollista.

Paikallisen vaurion laajeneminen voidaan estää joko suunnittelemalla korvaava kantava rakennesysteemi kohdan a) mukaisesti tai vaihtoehtoisesti suunnittelemalla elementtien väliset liitokset SFS-EN 1991-1-7 liitteen A korvaavan kansallisen liitteen jäljessä olevan ristiriidattoman asiakirjan ”Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta” /SFS-EN-1991-1-7 liite A(FI)/ mukaisesti rakennuksen onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokasta riippuen kohdan b) ja luvun 4 mukaisesti.

a) Korvaavan rakennesysteemin valinta ja mitoitus

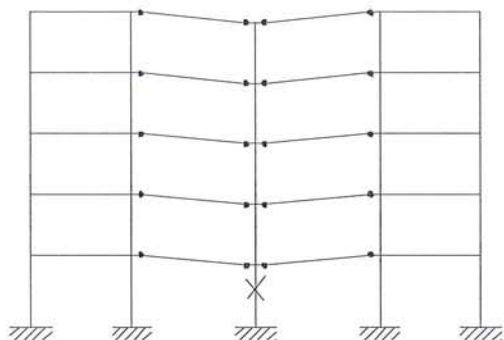
Kantavan pystyrakenteen vaurioituessa siihen alunperin vaikuttavat kuormat siirtyvät ehjäksi jääneiden rakenneosien kannettavaksi. Nämä ehjäksi jääneet rakenneosat muodostavat ns. korvaavan, muuttuneen rakennesysteemin.

Korvaava rakennesysteemi muodostuu yleensä rakenteiden alkuperäisestä toimintatavasta poiketen siten, että rakenteet toimivat **vetoa** kestävinä köysi- tai kalvorakenteina (kuva 2). 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 vetovoimakestävyyttä ja suurta muodonmuutoskykyä ja muodonmuutosenergiakapasiteettia, jolla voidaan vaimentaa putoavien kappaleiden liike-energia. Nämä saadaan aikaan elementtisaumoihin 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 korvaava rakennesysteemin toteuttamisessa voidaan käyttää apuna jatkuvia moniaukkoisia palkkeja tai palkkielementtejä.



Kuva 2. Plastisten nivelien syntyminen kerrospilarirunkoon alakerroksen pilarin poistumisen tai vaurioitumisen seurauksena /RIL 1992/, /Albersson et. al. 1982/

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

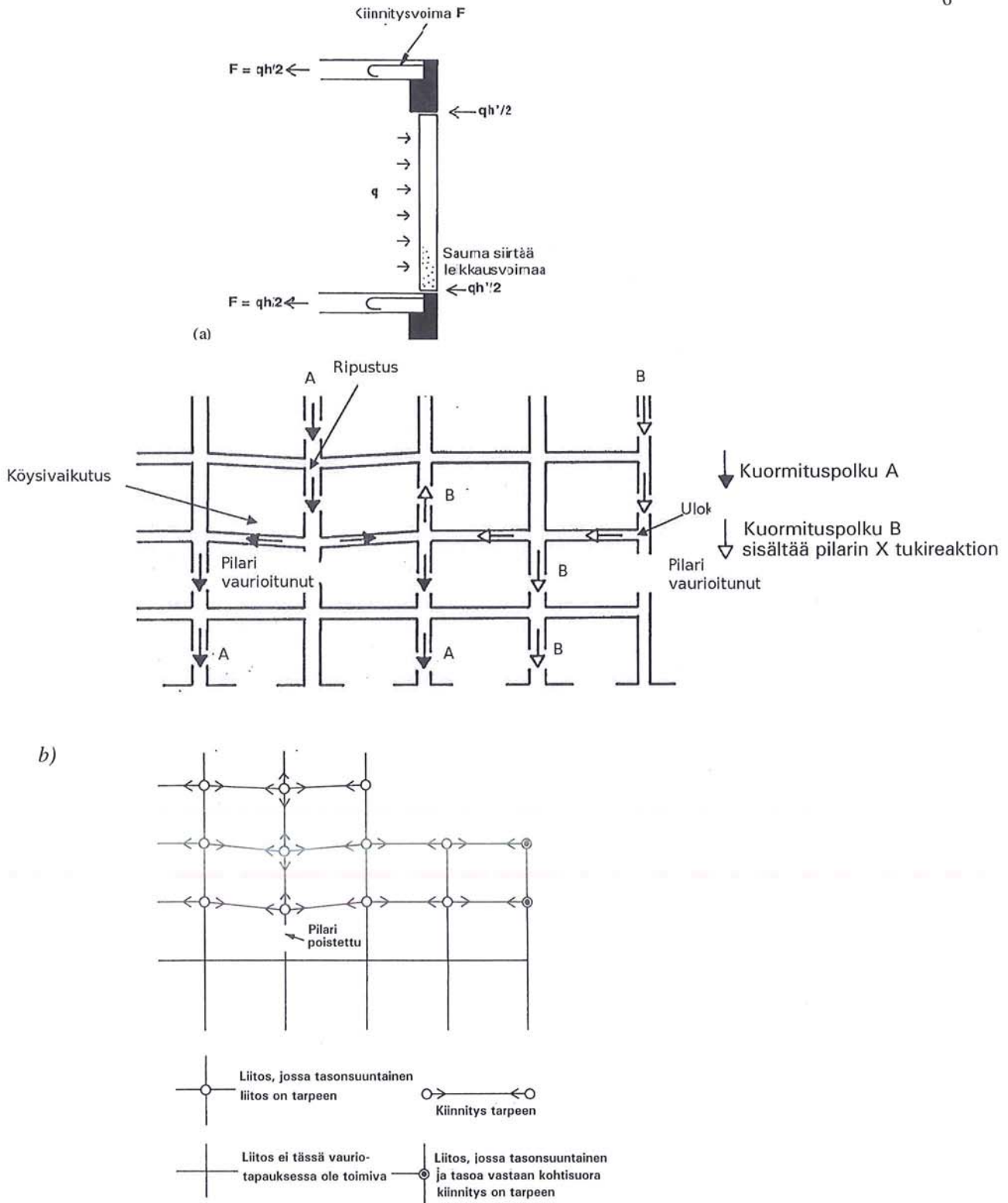
Lähtökohtana on, että kantavan pystyrakenteen vaurioitumisen jälkeen siihen tukeutuvien rakenteiden on mahdollista saavuttaa tasapainotila suurten muodonmuutosten ja siirtymien kautta.

Vaurioituneeseen rakenteeseen tukeutuneet elementit jäävät roikkumaan liitoksessa olevan raudoituksen varaan.

Korvaavan rakennesysteemin tarkastelu lähtee siitä, että kussakin kerroksessa jokainen pystyrakenne tai pystyrakennetta tukeva palkki ajatellaan yksi kerrallaan poistetuksi ja selvitetään miten rakennus vaurioituu kyseisen rakenneosan poistamisen seurauksena, kuinka suuri on mahdollisen vaurioituneen alueen laajuus ja miten kuormat saadaan siirrettyä vaurioituneen alueen yli eli korvaavan rakennesysteemin valinta.

Muuttunut rakennesysteemi mitoitetaan rakenteiden painosta tulevalle pysyväälle kuormalle sekä muuttuvien kuormien yhdistelmälle. Onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmässä hyötykuormalle käytetään pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukaista yhdistelykerrointa ψ_2 ja luonnonkuormille (lumi- jää- tai tuulikuorma) yhdistelykerrointa ψ_1 . Kuorman osavarmuusluku onnettomuustilanteessa on 1,0.

Korvaavaa rakennesysteemiä mitoitettaessa voidaan teräksen lujuuden laskenta-arvona käyttää murtolujuutta. Betonin lujuuden mitoitusarvona voidaan käyttää arvoa $f_{ck}/\gamma_{c,acc}$. Betonin osavarmuusluku onnettomuusmitoitustilanteessa on $\gamma_{c,acc}=1,2$ ja raudoituksen $\gamma_{s,acc}=1,0$.



Kuva 3. Vaihtoehtoisia tapoja estää jatkuva sortuma /Elliot 1996/
 a) rakenteen mitoitus onnettomuuskuormalle
 b) korvaava rakennesysteemi ja vaihtoehtoinen reitti kuormien siirtämiseksi vaurioituneen alueen yli
 c) liitosten mitoitus ohjeiden mukaisille minimivoimille

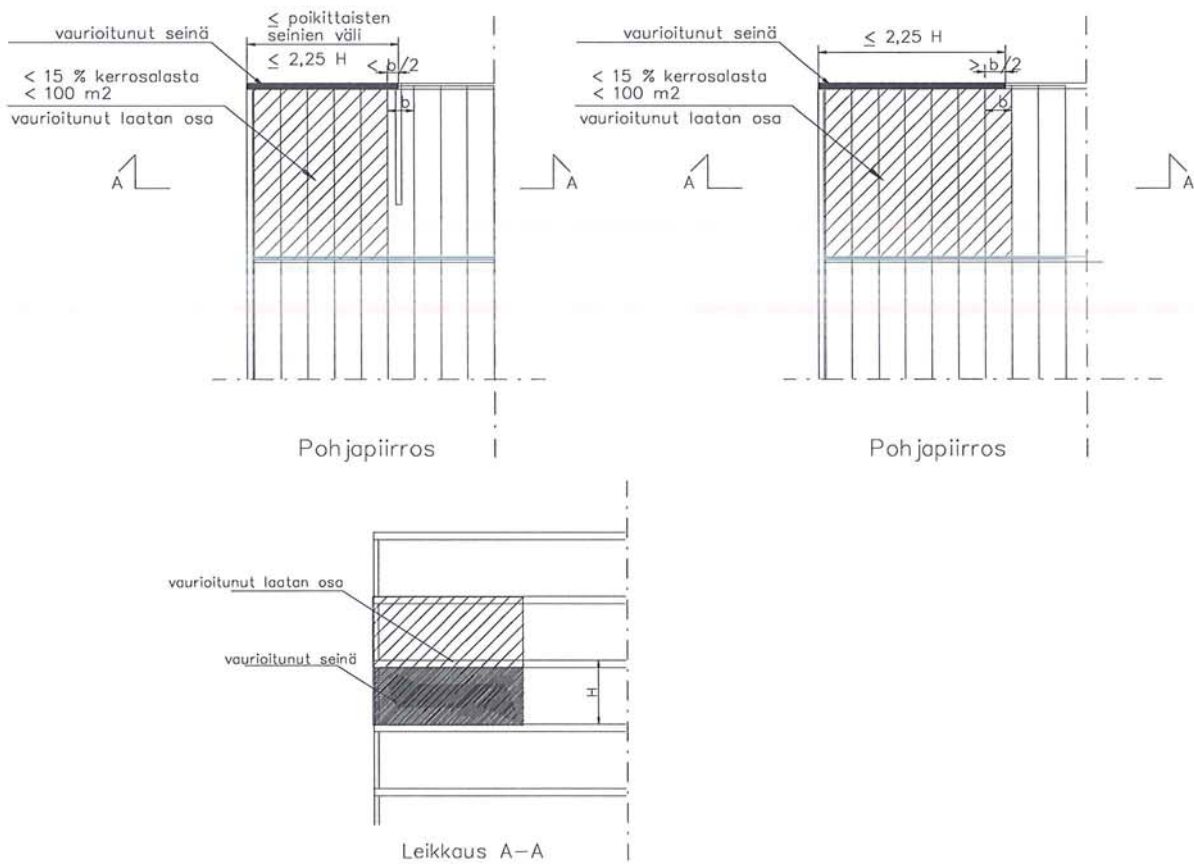
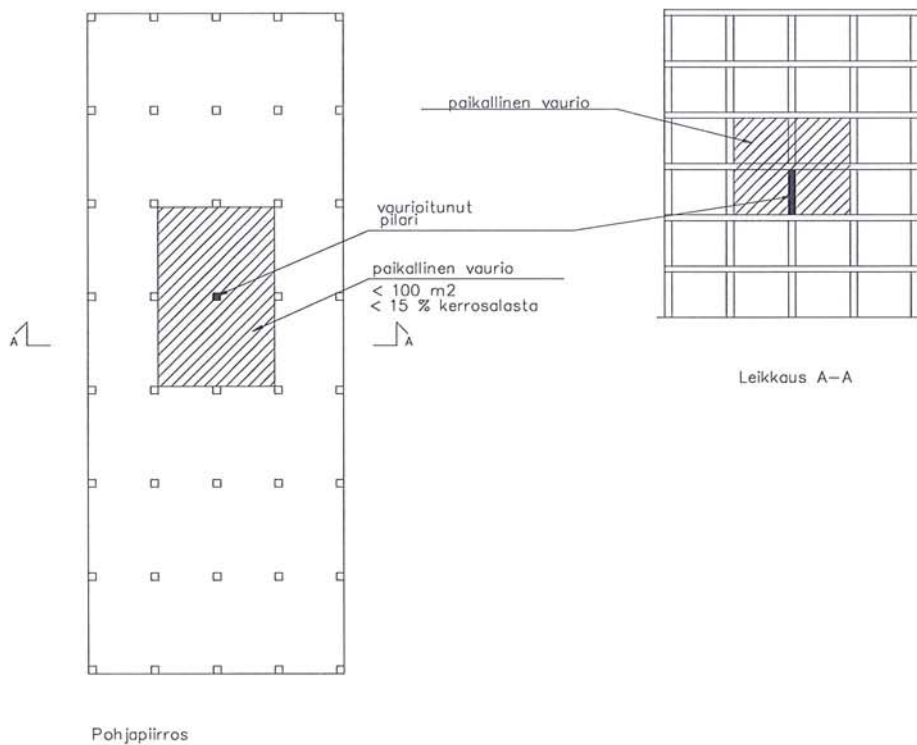
Plastisten nivelten syntyminen edellyttää, että elementtien välisillä liitoksilla on riittävän suuri vetovoimakestävyys, suuri muodonmuutoskyky sekä riittävä muodonmuutosenergiakapasiteetti, joka vaimentaa putoavien kappaleiden liike-energiaa.

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

Selvitetään paikallisen vaurioalueen laajuus. Kansallisen liitteen mukaan hyväksyttävälle paikallisen sortuman vaikutusalueen suuruudelle monikerroksisessa rakennuksessa voidaan pitää enintään 15 % vaurioituneen kerroksen lattiapinta-alasta, kuitenkin enintään 100 m² /kerros. Paikallinen vaurio saa tapahtua kahdessa päällekkäisessä kerroksessa.

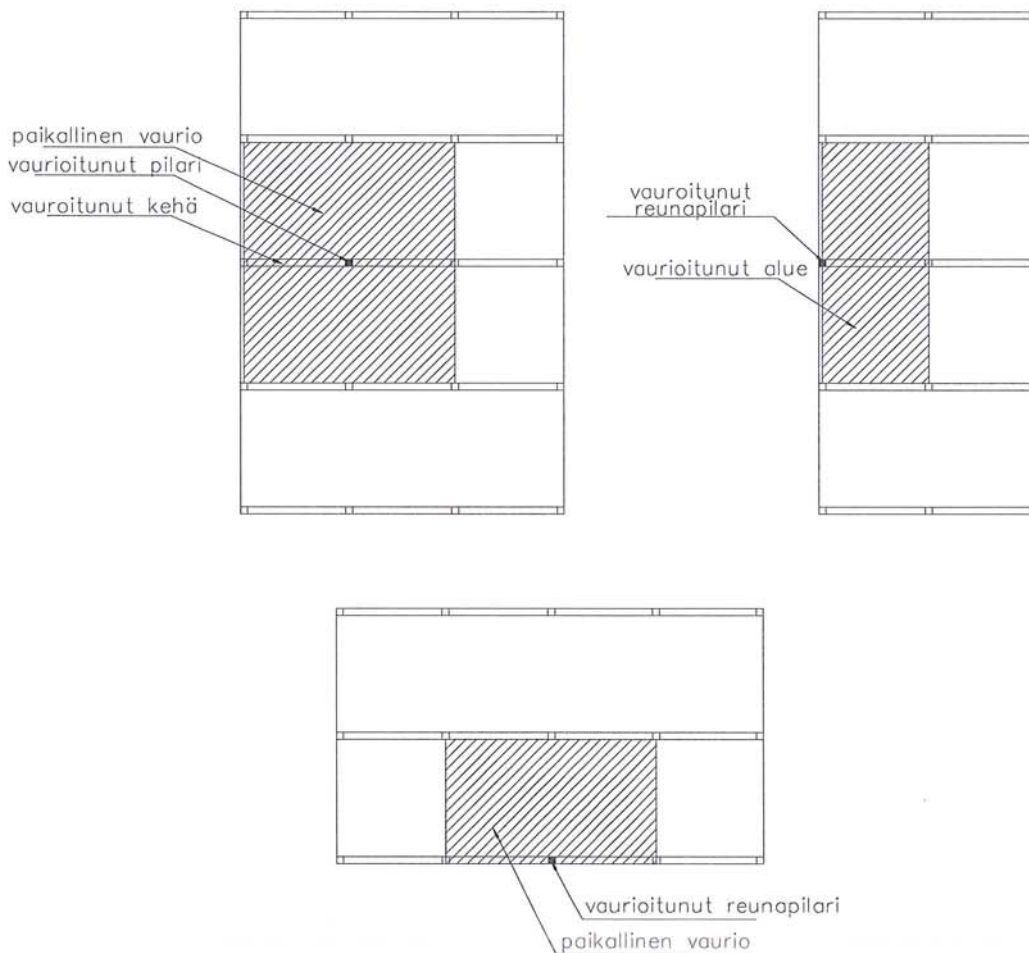
Kantavan seinän oletetaan vaurioituvan sivusuuntaisena tukena toimivien pystysuuntaisten rakenneosien väliseltä matkalta, kuitenkin enintään 2,25*seinän korkeuden pituiselta matkalta, kuva 4. Laatastossa vaurioalue ulottuu vaurioituneeksi katsotun seinän osan reunaa lähimpänä olevan yksittäisen laattaelementin reunaan saakka /FIP 2011/.

Jos jonkin kantavan pystyrakenteen poistamisen seurauksena paikallinen vaurioalue tulee suuremmaksi kuin hyväksyttävän alueen suuruus, niin kyseinen rakenneosa on suunniteltava ns. avainasemassa olevana rakenneosana, jonka tulee kestää muiden onnettomuuskuormayhdistelmään kuuluvien pysyvien kuormien ja hyötykuormien lisäksi onnettomuuskuorma $A_d = 50$ kN, joka sijoitetaan vapaan kerroskorkeuden puoleen väliin ja jaetaan seinissä viivakuormaksi 3 metrin leveydelle ($q_{Ad} = 16,7$ kN/m). Onnettomuuskuormaa $A_d = 50$ kN käytetään määrittelemättömästä syystä aiheutuvalle onnettomuus-tilanteelle. Ennakoitavissa olevien onnettomuus-tilanteille (esim. törmäykselle tai räjähdykselle altis rakenne) käytetään SFS-EN-1997-1-7+kansallisen liitteen mukaisia onnettomuuskuormia. Onnettomuuskuormayhdistelmä sisältää pysyvien ja muuttuvien kuormien lisäksi vain yhden määräävän onnettomuuskuorman, joten ennakoitavissa olevalle onnettomuus-tilanteelle käytetään SFS-EN-1997-1-7+kansallisen liitteen mukaista onnettomuuskuormaa tai arvoa $A_d=50$ kN, jos sen vaikutus on avainasemassa olevan rakenneosan kannalta määräämpi. Ennalta määriteltävissä olevan ja määrittelemättömästä syystä aiheutuvan onnettomuus-tilanteen ei katsota vaikuttavan samanaikaisesti.



Kuva 4. Paikallisen vaurioalueen laajuus, H on kerrskorkeus, b on laattaelementin leveys

Hallirakennuksissa oletetaan yhteen pilaariin liittyvän kehärakenteen ja siihen tukeutuvan laataston vaurioituvan, kuva 5. Vaurio saa tapahtua vain yhdessä kerroksessa.



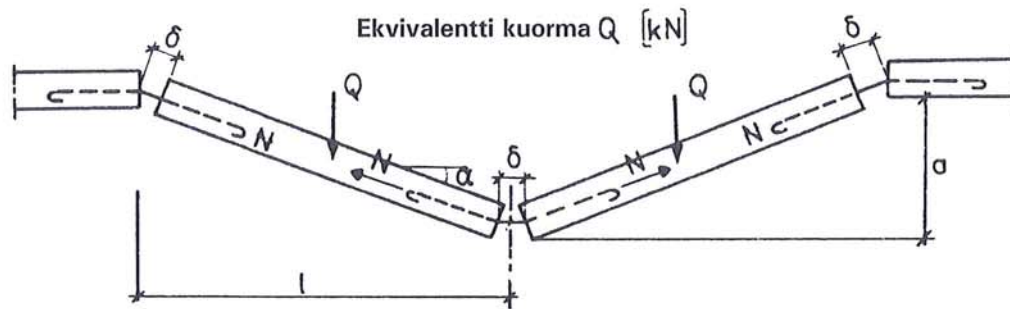
Kuva 5. Vaurioalueen laajuus hallirakennuksissa

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

Valitaan alustavasti liitoksessa käytettävä rauditus. Määritetään käytettävän raudituksen ottama maksimivoima ja sitä vastaava muodonmuutos betonissa olevan teräksen kuorma-siirtymäkäyrän, muodonmuutosenergian ja liukuman perusteella. Teräsvenymäksi, kun tasapainotila on saavutettu, voidaan olettaa 2 %.

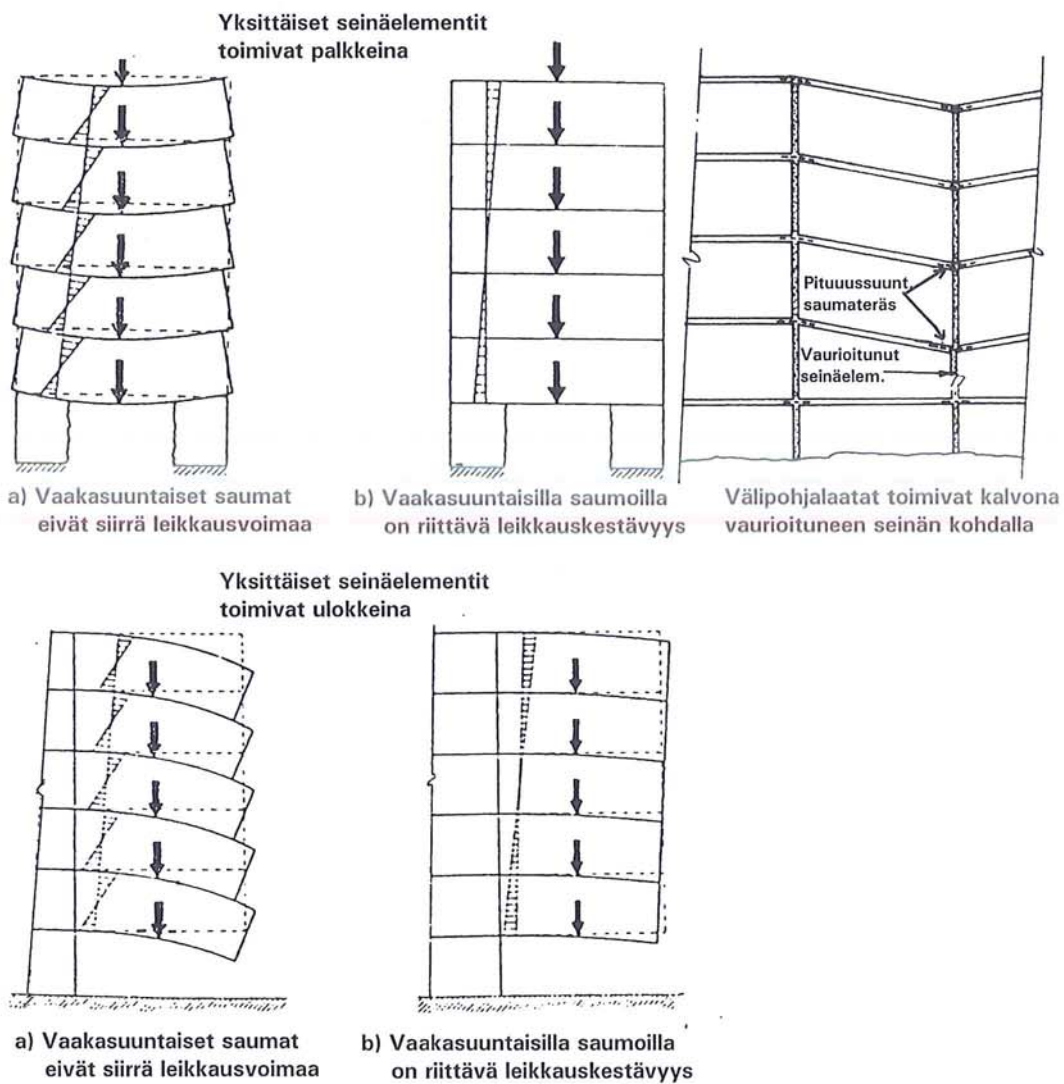
Analysoidaan muuttunut kantava rakenne köysi- ja kalvorakenteena, kuva 6. Siirtymäksi uudessa tasapainotilassa voidaan valita $a \sim L/5 \dots L/4$, missä L on pienempi alkuperäisistä jänneväleistä.

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



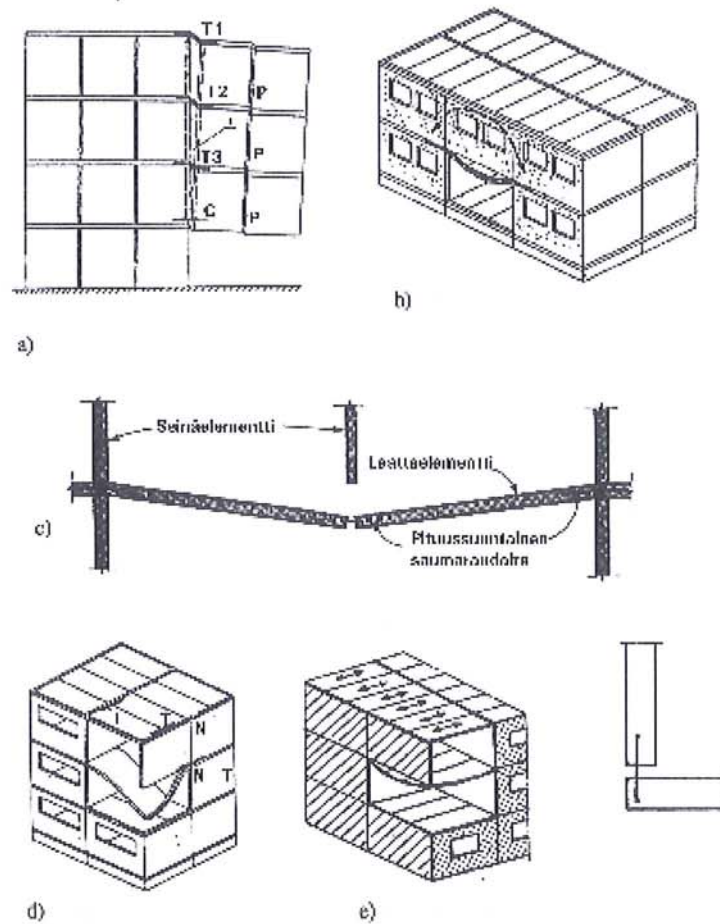
$$N = \frac{Q \cdot l}{2 \cdot a} = \frac{q \cdot l^2}{2 \cdot a} = 2 \dots 2,5 \cdot q \cdot l$$

Kuva 6. Korvaavan rakennesysteemin köysimalli /FIP 1982/; kuorma q edellä olevan onnettomuuskuormayhdistelmän mukaisesti.



Kuva 7. Kuormien kannattaminen kerroksittain vaurioituneen alueen yli /FIP 1984/.

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



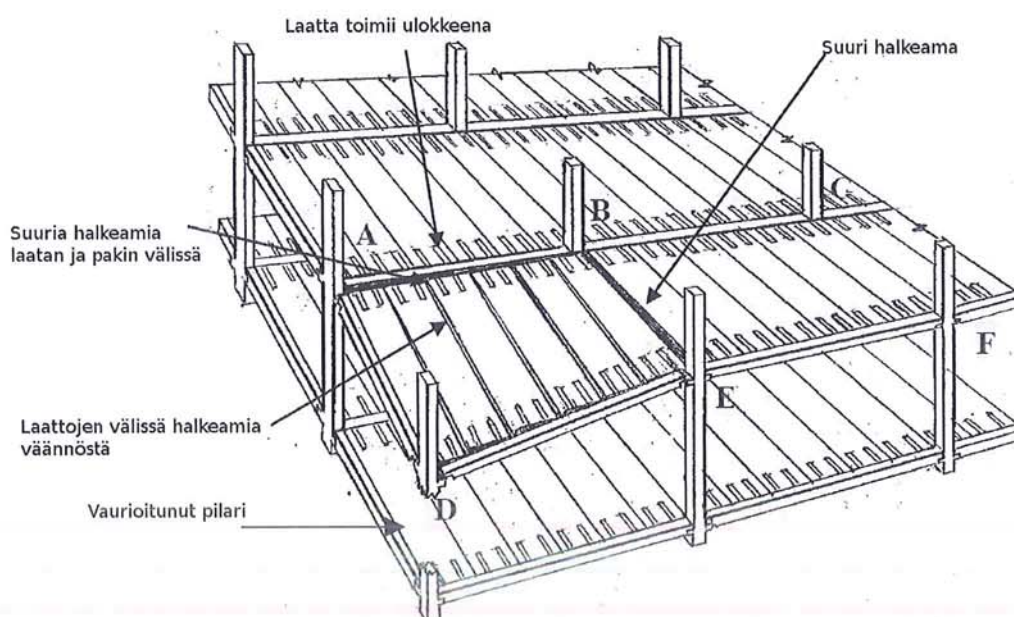
Kuva 8. Esimerkkejä mahdollisista korvaavista rakennesysteemeistä /Engström/

- Kuva 8.a: Seinäelementit toimivat ulokkeena. 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.
- Kuva 8.b: Seinäelementti toimii palkkina. Vaakasaumojen raudoituksesta riippuen useamman kerroksen seinäelementit voivat toimia yhdessä korkeana palkkina.
- Kuva 8.c: Tasot toimivat köysi- tai kalvorakenteena laattojen tai palkkien pituussuunnassa.
- Kuva 8.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.
- Kuva 8.e: Seinä- ja laattalementit voidaan ripustaa vaurioalueen yläpuolelta. Lasketaan uuden korvaavan rakennesysteemin kantokyky liitosten vetokestävyys ja rakenteen muodonmuutosten perusteella. Tarkistetaan myös liitosten raudoituksen ankkurointi.

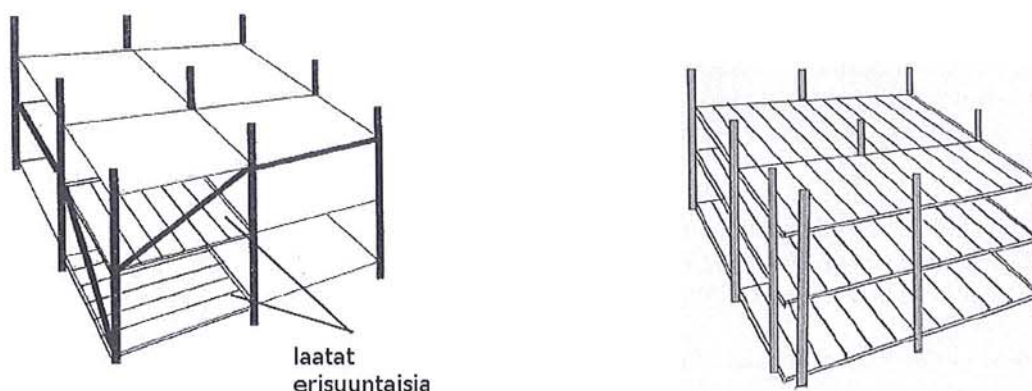
On huomattava, että korvaava rakennesysteemi aiheuttaa usein rakennukseen vaakavoimia, jotka siirretään jäykistävinä levyinä toimivien välipohjalaatastojen kautta jäykistäville rakenteille. Jäljelle jääneiden rakenteiden tulee kestää nämä vaakavoimat eikä näistä voimista saa aiheutua rakennuksen muun osan sortumista tai kaatumista.

Mikäli vaurioitunutta rakennetta korvaava rakennesysteemi ei ole mahdollinen tai sen aikaansaaminen on vaikeaa, on kyseinen rakenne mitoitettava ns. avainasemassa olevana rakenneosana. Avainasemassa oleva rakenneosa mitoitetaan onnettomuustilanteessa vaikuttaville kuormille käyttäen onnettomuuskuormana vaakakuormaa $A_d = 50 \text{ kN}$.

Vaurioituneen nurkkapilarin kuormia voidaan siirtää ehjälle rakenteelle esimerkiksi ulkoseinälinjalla sijaitsevien diagonaalien avulla, kuva 10. Nurkan kestävyyttä onnettomuustilanteessa voidaan lisätä myös käyttämällä nurkassa kahta pilaria, joista toisen vaurioituessa toinen pilari kantaa kuormat, kuva 10.



Kuva 9. Rakenteen toiminta nurkkapilarin vaurioituessa



Kuva 10. a) Nurkkapilarin vaurioituessa kuormat siirretään diagonaalien välityksellä ehjälle rakenteelle /FIP 2011/

b) Nurkassa 2 pilaria /FIP 2011/

b) Liitosten mitoitus kohdassa 4 esitetyille voimille

Jatkuvan sortuman voidaan katsoa tulevan rajoitetuksi mikäli elementtien välisten liitokset on suunniteltu seuraamusluokasta riippuen SFS-EN 1991-1-7 liitteen A(FI) perusteella tämän ohjeen luvun 4 mukaisesti.

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 luvun 4 mukaisille voimille.

3. PAIKALLISEN VAURION ESTÄMINEN

3.1 Törmäys

Törmäykselle alttiit rakenteet mitoitetaan SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen luvun 4 mukaisille törmäyskuormille, jolloin jatkuvan sortuman törmäyksen seurauksena katsotaan tulleen estetyksi kohdan 1 b mukaisesti. Kun rakenne on mitoitettu törmäyskuormalle, niin törmäyksestä ei katsota aiheutuvan sortumavaaraa.

Törmäykselle alttiita paikkoja ovat mm. liikenneväylien varrella olevat rakennuksen reunapilarit, paikoitustilat sekä tilat, joissa on huoltoajoneuvoliikennettä, trukkeja tai muita vastaavia työkoneita.

Piha-alueilla enintään kokonaispainoltaan 3,5 t painavien henkilö- ja huoltoajoneuvojen törmäyskuormaksi parvekepilareita mitoitettaessa voidaan käyttää vaakakuormaa 25 kN.

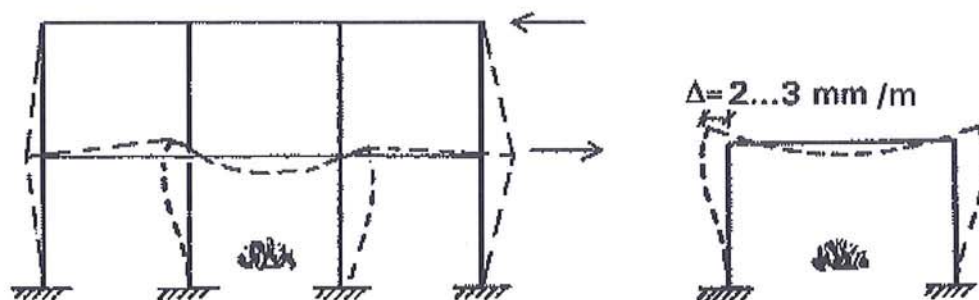
3.2 Tulipalo

Tulipalolle alttiina olevat rakenteet mitoitetaan betonirakenteiden palomitoitusta koskevien ohjeiden SFS-EN 1991-1-2 mukaan. Kun rakenne on mitoitettu tietylle palonkestoajalle, niin kyseisen rakenteen oletetaan kantavan tämän ajan palotilanteen aikana esiintyvät kuormat. Palolle alttiina olevan rakenteen muodonmuutosten seurauksena saattaa muihin rakenteisiin syntyä niiden kantokykyä vaarantavia muodonmuutoksia. Elementtien väliset liitokset on suunniteltava niin, että rakennus kestää nämä muodonmuutokset sortumatta.

Ellei lämpötilan noususta aiheutuvaa lämpölaajenemista tarkemmin tutkita, voidaan palotilanteessa piteuden muutokseksi otaksua 2...3 mm/m. Vaakarakenteiden piteudenmuutos aiheuttaa liitoksen kohdalla kantavaan pystyrakenteeseen vastaavan vaakasiirtymän ja sen mukaisen kaltevuuden. Lämpölaajenemisesta aiheutuva pystyrakenteen lisäkaltevuus otetaan palotilanteessa huomioon asennustoleransseista ja perustusten kiertymästä aiheutuvan SFS-EN-1991-1-2 kohdan 5.2 mukaisen vinouden lisäksi. Kaltevuudesta aiheutuvat vaakavoimat lasketaan palotilanteessa vaikuttavista pystykuormista.

Tavanomaisen palotilanteen ja onnettomuuskuormien aiheuttaman jatkuvan sortuman vaaran katsotaan olevan erillisiä kuormitustapauksia. Seurauksiltaan poikkeuksellisen ankaran tulipalon aiheuttama sortumavaara on niinkään muihin onnettomuustilanteisiin nähden erillinen kuormitustapaus.

Tavanomaisissa tulipaloissa tulee osastoivien rakenteiden toimintakyvyn säilyä koko vaadittavan palonkestoajan, joten osastoivien rakenteiden paikallista sortumaa ei palotilanteessa voida sallia. Seurauksiltaan poikkeuksellisen ankarassa tulipalossa voi aiheutua jatkuvan sortuman vaara.



Kuva 11. Tason lämpöpiteneminen aiheuttaa pystyrakenteisiin muodonmuutoksia /FIP 1984/.

4. VAATIMUKSET ELEMENTTIEN VÄLISILLE LIITOKSILLE

4.1 Yleistä

SFS-EN 1991-1-7 liitteen A korvaavan kansallisen liitteen NA jäljessä olevan ristiriidattoman asiakirjan "Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta" (liite A(FI)) esitettyjen liitosten suunnitteluohjeiden tarkoituksena on aikaansaada liitoksiin riittävää sitkeyttä ja varmistaa rakenteiden toiminta yhtenä kokonaisuutena myös onnettomuustilanteissa ja vaihtoehtoisen kantavan systeemin muodostuminen, jotta paikallinen vaurio ei pääse laajenemaan suhteettomasti. Tämä edellyttää, että liitosten kestävyys aikaansaadaan raudoituksella, jolla on riittävä muodonmuutoskyky.

Suunnitteluohjeissa esitetyt vaatimukset liitosten kestävyyksille perustuvat edellä esitettyihin periaatteisiin. **Kun elementtien väliset liitokset mitoitetaan suunnitteluohjeissa esitetyille voimille, niin erillistä tarkastelua korvaavan rakennesysteemin osalta ei tarvitse tehdä.**

Edellä esitetyt periaatteet sortumavaaran vähentämisestä, mitoitukselta onnettomuuskuormille sekä muuttuneen rakennesysteemin mitoitus on muunnettu suunnitteluohjeissa esitetyiksi liitosten kestävyysvaatimuksiksi.

Raudoituksen laskentalujuutena käytetään ominaislujuutta (myötölujuutta). Betonin laskentalujuutena käytetään arvoa $f_{ck}/\gamma_{c,acc}$, missä betonin osavarmuusluku onnettomuustilanteessa on $\gamma_{c,acc}=1,2$.

Suunnitteluohjeen vaatimukset koskevat vain valmiissa rakennuksessa tapahtuvia onnettomuustilanteita ja sortumavaaraa. Suunnitteluohjeissa ei käsitellä rakennusaikaisia onnettomuustilanteita ja sortumavaaraa. Rakennusaikaiset tilanteet tutkitaan tarvittaessa erikseen (elementtien asennus-suunnitelma).

Onnettomuuskuormitusyhdistelmään otetaan mukaan pysyvän kuorman ja tarkasteltavan onnettomuuskuorman lisäksi myös onnettomuuskuorman kanssa samanaikaisesti mahdollisesti vaikuttavat muuttuvat hyötykuormat yhdistelykertoimella ψ_2 kerrottuna ja luonnonkuormista (lumi-, jää- tai tuulikuorma) pääasiallinen kuorma yhdistelykertoimella ψ_1 ja muut yhdistelykertoimella ψ_2 . Kuormien osavarmuusluku onnettomuustilanteessa on 1,0.

Onnettomuuskuormitusyhdistelmä (mitoitus onnettomuuskuormille, törmäys, räjähdys, jatkuvan sortuman rajoittaminen tai elementin putoamisen estäminen, poikkeuksellisen ankara tulipalo) on erillinen kuormitustilanne, jonka ei katsota vaikuttavan samanaikaisesti normaalin murto- tai käyttörajatilan mukaisten kuormitusyhdistelmien, tavanomaisen palotilanteen eikä toisen

onnettomuuskuormituksen kanssa. Tästä syystä liitosten kestävyysä tarkasteltaessa kaikki liitoksessa oleva rauditus voidaan laskea mukaan riippumatta siitä, onko niitä käytetty hyväksi murto- tai käyttörajatilan mukaisille kuormille. Esimerkiksi rengasraudoitus voidaan täysimääräisesti käyttää hyväksi onnettomuuskuormille. Suunnitteluohjeen mukaan määritellyt onnettomuustilanteen vaatimat liitosten rauditukset on tarkoitettu vähimmäisraudoituksiksi eivät muiden kuormitustilanteiden lisäyksiksi. Muut kuormitustilanteet voivat myös edellyttää liitoksiin em. vähimmäisarvoja suurempaa teräsmäärää,

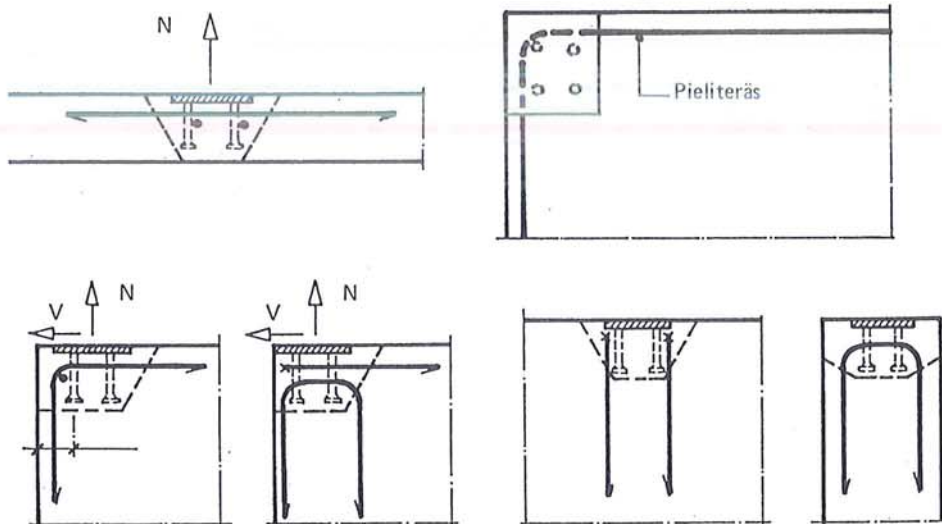
Liitoksissa onnettomuustilanteen vaatiman raudituksen sitkeyden tulee olla riittävä. SFS-EN-1992-1-1 liitteen C luokkien B ja C sitkeyden voidaan katsoa olevan riittävän, jolloin liitoksissa voidaan käyttää teräslaatuja A500HW, B500B ja B500C1.

Rakennuksen nurkkapilariin tukeutuvien elementtien kiinnittäminen viereiseen kenttään liitoksella, joka kykenee estämään nurkkapilarin vaurioituessa siihen liittyvien rakenteiden sortumisen, on usein mahdotonta. Ainoa mahdollisuus on tällöin mitoittaa nurkkapilari avainasemassa olevana rakenneosana.

4.2 Tartuntalevyjen ja hitsauksen käyttö liitoksissa onnettomuustilanteessa

Jatkuvan sortuman tai elementin putoamisen estämiseksi tarvittavissa kiinnityksissä voidaan käyttää tartuntalevyjä tai muita vastaavanlaisia betonivaluun asennettavia kiinnikkeitä. Rakenteen toiminta onnettomuustilanteessa poikkeaa normaalista. Kiinnikkeiden kantokyvyn varmistamiseksi rakenteeseen syntyvien suurten muodonmuutosten jälkeen kiinnikkeelle tulevasta voimasta betoniin mahdollisesti syntyvä murtokartio ankkuroidaan kuvan 12 mukaisesti suunnitteluohjeiden liitoksilta vaadittavaa kestävyyttä vastaavalla raudoituksella.

Ahtaissa paikoissa tai mikäli muuten on syytä epäillä raudituksen ankkurointia, voidaan raudituksen ankkurointia varmistaa hitsauksen avulla. Tällaisen hitsin luokkavaatimus voi olla tavallisesti vaadittavaa luokkaa alhaisempikin. Esimerkkinä tällaisesta tilanteesta on rengas- ja saumaterästen limijatkokset.



Kuva 12. Esimerkkejä tartuntalevyjen ankkuroinnista elementtiin /BY 30-4/

4.3 Rakennuksen kokonaisvakavuus

Rakennuksen kokonaisvakavuuden tulee säilyä myös onnettomuustilanteessa. Myös kohdan 2 a mukaisen korvaavan rakennesysteemin toiminta edellyttää rakennuksen kokonaisvakavuuden säilymistä. Jäykistysjärjestelmän tulee toimia kokonaisuutena onnettomuuden jälkeenkin. Tämän vuoksi rakennuksessa tai sen jokaisessa liikuntasaumalohkossa tulee olla myös onnettomuustilanteessa vähintään 2 toimivaa jäykistävää rakennetta kummassakin suunnassa. Erilliset jäykistävät rakenteet tulisi sijoittaa riittävän kauaksi toisistaan, jotta ne eivät samanaikaisesti joudu alttiiksi onnettomuuskuormitukselle. Tällöin yhden jäykistävän rakenteen vaurioituessa jäljelle jää rakennuksen kokonaisvakavuuden vaatimat vähintään kolme jäykistävää rakennetta. Jäykistävät rakenteet on suunniteltava niin, että yhden vaurioituessa jäljelle jäävillä on riittävä kestävyys kokonaisvakavuuden turvaamiseksi onnettomuustilanteessa ja myös sen jälkeen.

Onnettomuustilanteessa jäykistävinä rakenteina voivat toimia myös muutkin pystyrakenteet kuin normaalin kuormitustilanteen mukaiset jäykistävät rakenteet edellyttäen, että niiden liitokset muuhun rakenteeseen ja perustuksiin ovat riittävät onnettomuustilanteen kuormituksille.

Kuormien siirtäminen vaurioituneen alueen yli muuttuneen rakennesysteemin avulla aiheuttaa usein rakennukseen ylimääräisiä vaakavoimia (esim. lippurakenteet), jotka on siirrettävä jäykistäville rakenteille.

Muuttuneen rakennesysteemin toiminta aiheuttaa yleensä rakennukseen normaalikuormitustilanteesta poikkeavia vaakavoimia. Vaakavoimat siirretään vaurioalueen (kalvorakenteen) ulkopuolella olevan jäykkänä levynä toimivan laatastion välityksellä onnettomuustilanteessa jäykistävinä rakenteina toimiville pystyrakenteille. Vaurioalueen ulkopuolella oleva laatastion rengas- ja saumaraudoitus mitoitetaan näille voimille. Tällöin on otettava huomioon, että vaurioalueella kalvorakenteena toimiva laatastion osa ei toimi mukana jäykistävässä levyssä, vaan vastaa lähinnä levyssä olevaa reikää.

4.4. Räjähdykset

Räjähdyksvaaran saattavat aiheuttaa kaasu, haihtuvien nesteiden tai räjähdysaineiden käyttö tai säilytys rakennuksen joissakin tiloissa. Räjähdyksalttiit tilat suunnitellaan niitä koskevien ohjeiden mukaan. Räjähdyksalttien tilojen räjähdyskuormat määritetään SFS-EN-1997-1-7 ja kansallisen liitteen sekä RIL 201-2-2011 mukaan.

Vaikka näitä aineita ei olisikaan rakennuksessa, niin räjähdysten mahdollisuus on kuitenkin otettava huomioon, ellei näiden aineiden käyttöä ole luotettavasti estetty. Räjähdyksen mahdollisuuden voidaan katsoa tulleen otetuksi huomioon tapauksissa, joissa rakennuksessa ei ole normaalioloissa räjähdysvaaraa aiheuttavia aineita, jos liitoksessa on kansallisen liitteen ”Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion varalta” ja tämän ohjeen luvun 4 mukaan suunnitellut siteet.

Jos kaasuräjähdykselle mahdollisessa tilassa paineenpurkautumisaukkojen suuruus on riittävä, jatkuvan sortuman vaara on vähäisempi.

Paineenpurkautumisaukkojen riittävänä määränä voidaan pitää 20 % räjähdykselle alttiin huonetilan pinta-alasta ellei niiden vaikutusta ylipaineeseen tarkemmin selvitetä. Yhtenä huonetilana pidetään kantavien seinien ja julkisivun sekä välipohjien rajoittamaa tilaa.

Paineenpurkautumisaukkoja ovat ikkunat, ovet ja kevyet julkisivuelementit sekä ei-kantavat väliseinät, joiden kiinnitys rakennusrunkoon on olennaisesti heikompi kuin kantavien seinien.

Seinät, laatat ja seinään kiinteästi liittyvät pilarit sekä niiden liitokset on mitoitettava kaasuräjähdyksen aiheuttamaa sortumaa silmälläpitäen. Yksittäisten pilareiden katsotaan kestävän kaasuräjähdyksestä aiheutuvat painekuorman sortumatta.

4.5 Elementin putoamisen estäminen

Lämpö- ja kosteusliikkeiden seurauksena elementin pituus muuttuu. Elementin tukipinnalla vaikuttava kitka pyrkii estämään elementin pään liikkeen. Kitkavoimasta aiheutuu elementtiin ja tukipintaan vastaavasti vaakavoimaa. Kitkan ylittyessä lämpö- ja kosteusmuutoksista aiheutuva liike pääsee tapahtumaan. Kitka elementin tukipinnoilla voi olla erisuuri tukipinnan laadun ja tukireaktion vaihtelun seurauksena, jolloin lämpö- ja kosteusmuutoksista aiheutuva liike voi tapahtua toispuoleisesti. Mikäli toispuoleisesti tapahtuva liike on aina samansuuntaista, niin vähitellen elementti saattaa pudota tuelta ("ryömintäilmiö"), mikäli tätä ei ole estetty.

Jatkuvan sortuman estäminen ja elementin putoamisen estäminen ovat eri kuormitustapauksia, joiden ei oleteta vaikuttavan samanaikaisesti.

Elementin putoaminen tuelta estetään rakenteellisesti suunnitelmalla elementin tuen detalji siten, että elementti ei pääse siirtymään vaakasuunnassa, esim. elementti on leukapalkkien välissä tai elementti kiinnitetään sitä tukevaan pilari- tai seinärakenteeseen. Elementin putoaminen epäsymmetrisesti tapahtuvista lämpö- ja kosteusliikkeistä estetään kiinnittämällä elementti liitoksella, joka kestävyysmitoitus perustuu tukien kitkavoimien oletettuun erotukseen.

Liitoksen mitoitukseksi voidaan ottaa voima, joka vastaa elementtien tukipintojen kitkavoimien oletettua suurinta erotusta. Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, liitospintojen kitkakertoimien erotuksen arvoksi tulee valita vähintään

$k = 0,2$, kun liitoksessa on kuminen tasauslevy, kumilevylaakeri tai vastaava

$k = 0,3$, kun molemmat liitospinnat ovat terästä

$k = 0,4$, kun liitospinnassa on teräs betonipintaa vasten

$k = 0,5$, muissa tapauksissa.

Liitos mitoitetaan tuettavan elementin suuntaiselle voimalle

$$F_d \begin{cases} = k \cdot V_k \\ \geq 30 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

missä V_k = elementin tukireaktion ominaisarvo.

Elementin kiinnitys voi sallia lämpö- ja kosteusliikkeitä, mutta rajoittaa siirtymän kuitenkin lopulta sellaiseksi, että elementti ei pääse putoamaan tuelta (esim. väljässä reiässä oleva juottamaton tappi). Kiinnitettäessä pitkiä elementtejä, kuten TT- ja HTT-laattoja viereisiin rakenteisiin tulee ottaa huomioon elementtien pituudenmuutokset, taipumat ja kiertymä tuella.

Elementtiä ei tarvitse kuitenkaan kiinnittää suuremmalle voimalle kuin 150 kN tai mitä elementin tukena toimiva rakenne kestää. Esimerkiksi pilari- palkki-liitoksessa kiinnitysvoiman yläraja voi määräytyä pilarin kestävyysmitoituksesta. Asian perusteita on tarkemmin esitetty betoninormikortissa n:o 11.

Elementin liitos voi olla sellainen, että elementin putoaminen on estetty ilman eri toimenpiteitä tai lämpö- ja kosteusliikkeitä ei pääse liitoksessa tapahtumaan. Mikäli liitoksessa vaikuttavan puristusrasituksen aiheuttama kitkavoima on suurempi kuin elementin putoamisen estämiseksi tarvittava kiinnitysvoima, ei liitoksessa tarvita erillistä kiinnitystä. Kun liitokseen yläpuolisesta rakenteesta tuleva normaalivoima on suurempi kuin elementin tukireaktio, niin elementin putoaminen epäsymmetrisesti tapahtuvien lämpö- ja kosteusliikkeiden seurauksena on estetty.

Esimerkkinä tällaisesta liitoksesta on kerrospilariliitos, jossa palkki on voimakkaasti puristettujen pilareiden välissä. Pilarin normaalivoiman aiheuttama kitkavoima estää palkkia putoamasta. Pilari- ja palkkielementtien reunat vahvistetaan kestävämmän kitkavoimat lohkeamatta /Lindberg & Vinha/.

Jos elementin tukena toimiva rakenne voi elementin tukipinnan tasolla siirtyä elementin putoamisen estämiseksi vaadittavalla kiinnitysvoimalla elementin lämpö- ja kosteusmuutoksista toispuoleisesti aiheutuvan liikkeen verran, ei elementtiä tarvitse kiinnittää ko. voimalle. Lisäksi edellytetään, että kitkavoima elementin tukipinnalla pysyvän kuorman vaikuttaessa on riittävä (vähintään 2.-kertainen liitokselta vaadittavaan kestävyteen nähden) estämään elementin pään siirtymisen. Tällöin liike ohjautuu tukirakenteen siirtymäksi. Tukirakenne on mitoitettava kyseisestä siirtymästä syntyvälle voimalle.

Jos elementtilaatasto toimii laattaelementtien välisten liitosten avulla lämpö- ja kosteusliikkeille yhtenäisenä levynä, voidaan laatasto käsitellä myös elementin putoamisen suhteen yhtenä kokonaisuutena ja keskittää mahdollinen kiinnitys määrättyihin kohtiin. Laattaelementtien väliset liitokset estävät tällöin yksittäisen laattaelementin putoamisen.

Palkki-pilariliitoksessa elementin putoaminen voidaan estää tappiliitoksella tai palkin ja laataston väliseen saumaan sijoitetulla saumaraudoituksella tai molempien yhdistelmällä. Mikäli osa liitokselta vaadittavasta voimasta siirretään saumaraudoituksella ja vain osa tappiliitoksella, on elementin tukirakenteen (esim. ulokkeen) säilyttävä toimintakykyisenä myös pystytukireaktiolle (elementin ominaistukireaktiolle) saumaraudoituksen myödetessä. Saumaraudoituksen myödetessä elementin tukipinnalla vaikuttava kitka aiheuttaa tukirakenteeseen vaakavoiman, joka voi olla suurempi kuin tukirakenteeseen kiinnitetyn tapin on laskettu siirtävän. Tällöin tukirakenne (ulokkeen rauditus, teräsuloke ja sen kiinnitys pilariin) on mitoitettava suuremmalle vaakavoimalle kuin tappiliitokselle laskettu osuus edellyttäisi. Itse tappia ja sen liitosta ulokkeeseen ei tarvitse mitoittaa tälle suuremmalle voimalle.

Elementin tukipinta mitoitetaan siten, että se kestää kitkavoimasta aiheutuvan vaakavoiman murtumatta. Lohkeamisvaaraa ei katsota esiintyvän, jos

$$\frac{R_d + 2 \cdot H_d}{b_0 \cdot b_w} \leq 5 \cdot f_{ctd}$$

missä

R_d	on tukireaktio
H_d	on tuella esiintyvä vaakavoima
b_0	on tuen pituus
b_w	on elementin leveys

Jos edellä mainittui ehto ei täyty, niin elementin päätä vahvistetaan lohkeamisraudoituksella, joka mitoitetaan voimalle

$$N_s = 0,75 \cdot (R_d + H_d) - F_{bu}$$

missä

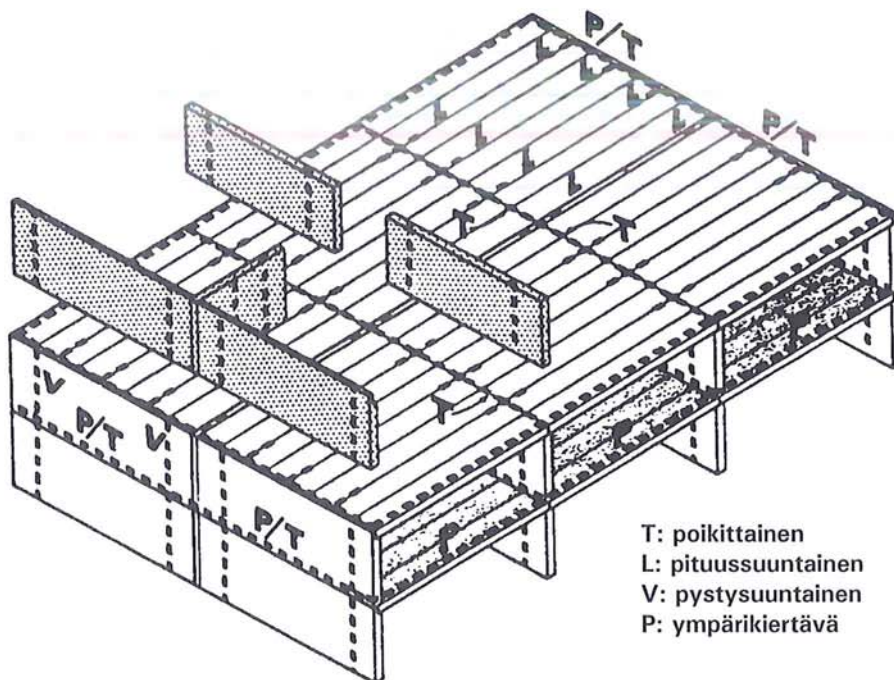
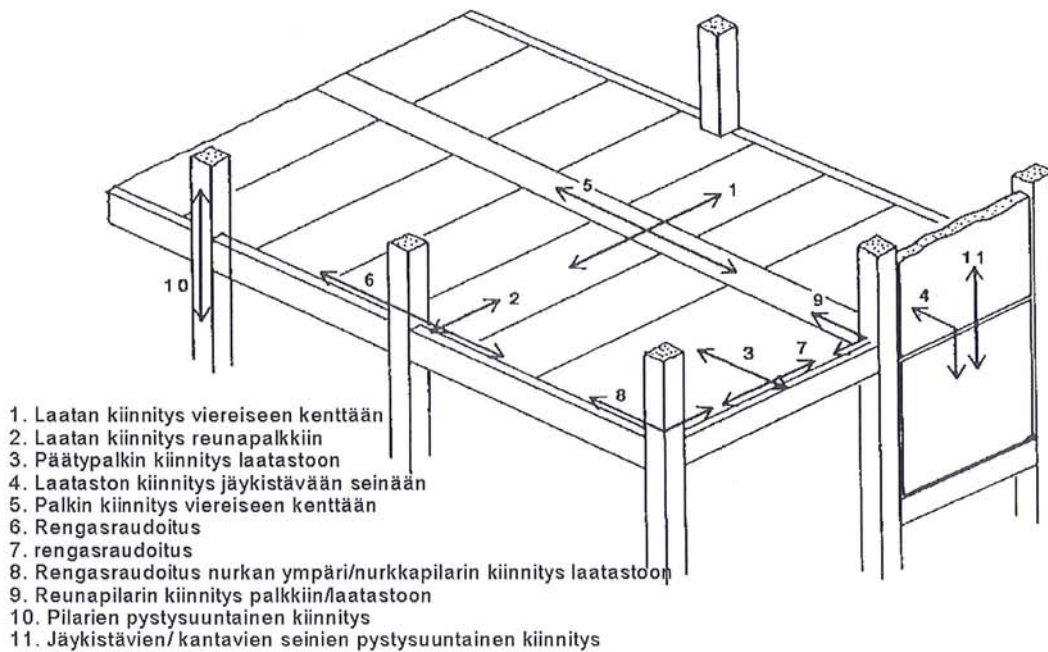
F_{bu}	on pääraudoituksen ankkurointikestävyys tuen etureunasta laskettuna
----------	---

Palkin päässä tukialueella mahdollisesti käytettävä teräsvahvistus ankkuroidaan kitkavoimalle tuen reunasta lukien, samoin palkin pään rauditus. Tappireiän ympärille tulevat vaakalenkit mitoitetaan tapin ottamalle voimalle. Rakennetta ei tarvitse mitoittaa kitkavoimalle tukialueen ulkopuolella.

Elementin tukena toimiva rakenneosa ja sen liitos kantavaan pystyrakenteeseen mitoitetaan kitkavoimalle. Itse kantavaa pystyrakennetta ei tarvitse mitoittaa kitkavoimalle.

4.6 Jatkuvan sortuman estäminen

Jatkuvan sortuman estämiseksi elementit kiinnitetään toisiinsa kuvan 13 mukaisella vaaka- ja pystysuuntaisilla siteillä. Nämä siteet muodostavat 3-dimensioisen sidejärjestelmän, joka parantaa rakenteen monoliittisyyttä.



Kuva 13. Rakennuksen rungon sidejärjestelmä

4.6.1 Palkkielementti

Lähtökohtana on, että toinen elementtiä kannattavista pilareista vaurioituu, jolloin palkki jää roikkumaan viereisestä kentästä ja/tai laatastoon ankkuroidun raudoituksen varaan. Liitosraudoituksen avulla palkistosta tehdään vaurioituneen alueen yli kantava yhtenäinen, vetoa kestävä rakenne. Palkin liitos vaurioituvaan pilariin ei riitä, vaan palkki on liitettävä viereiseen kenttään, jotta edellä kuvattu vaihtoehtoinen rakennesysteemi pääsee muodostumaan. Palkki liitetään viereiseen kenttään esim. palkin ja laataston väliseen saumaan tai palkin päälle sijoitettavalla sideraudoituksella (SFS-EN-1991-1-7:n mukainen sisäinen side). Siteen tulee olla jatkuva koko vaurioituneen alueen matkalla. Sideraudoitus voidaan tarvittaessa jatkaa palkissa olevalla raudoituksella. Jatkos on järkevää mitoittaa raudoituksen koko myötövoimaa vastaavalle voimalle. Kapeaan saumaan sijoitetun raudoituksen voidaan katsoa sijaitsevan ”huonossa” olosuhteessa.

Päätykentässä saumaraudoitus ankkuroidaan laatan pituussuuntaisessa reunasaumassa rengasraudoitukseen.

Nurkkapilarin vaurioituessa tasapainotilan saavuttavaa vaihtoehtoista kantavaa rakennetta ei yleensä pääse muodostumaan. Jatkuvan sortuman estämiseksi alimman kerroksen nurkkapilari tulee mitoittaa mahdollisille törmäyskuormille.

Siteen tulee kestää onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokasta riippuen seuraavat voimat (1. ehto kuvaa elementin tuelta putoamisen estämistä kohdan 4.5 mukaan, muut ehdot jatkuvan sortuman estämistä):

Seuraamusluokka 1:

$$T_1 = \begin{cases} \geq k \cdot V_k \\ \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

Seuraamusluokka 2:

$$T_1 = \begin{cases} \geq k \cdot V_k \\ \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

Seuraamusluokka 3a:

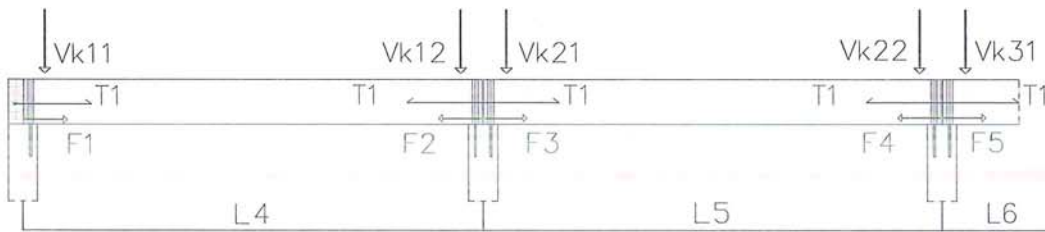
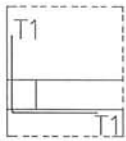
$$T_1 = \begin{cases} \geq k \cdot V_k \\ \geq F_t \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} \cdot \frac{(g_k + \Sigma \psi_1 \cdot q_k) \cdot \max(L_4, L_5)}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \\ \geq F_t \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{missä } F_t \leq \begin{cases} 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{yli 15 kerroksissa rakennuksissa} \\ (16 + 2,1 \cdot n_s) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \end{cases}$$

Kaavoissa on

- V_k on suurempi pilarin molemmilla puolilla olevien palkkien tukireaktion ominaisarvosta
- k on liitospintojen kitkavoimien erotus kohdan 4.5 mukaan
- L_1 ja L_2 ovat palkkivälejä (välipohjalaattojen jännevälejä) palkin molemmin puolin
- L_4 ja L_5 ovat pilarivälejä palkin suunnassa poistettavaksi otaksutun pilarin linjalla
- $$s_1 = \frac{L_1 + L_2}{2}$$
- $z_1 = \max(L_4, L_5)$ on suurin pilariväli palkin suunnassa poistettavaksi otaksutun pilarin linjalla
- g_k on laataston pysyvän kuorman ominaisarvo
- q_k on laataston muuttuvan kuorman ominaisarvo
- ψ_i on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusmitoitustilanteessa
- n_s on kerrosten lukumäärä

T1:n ankkurointi päädyssä



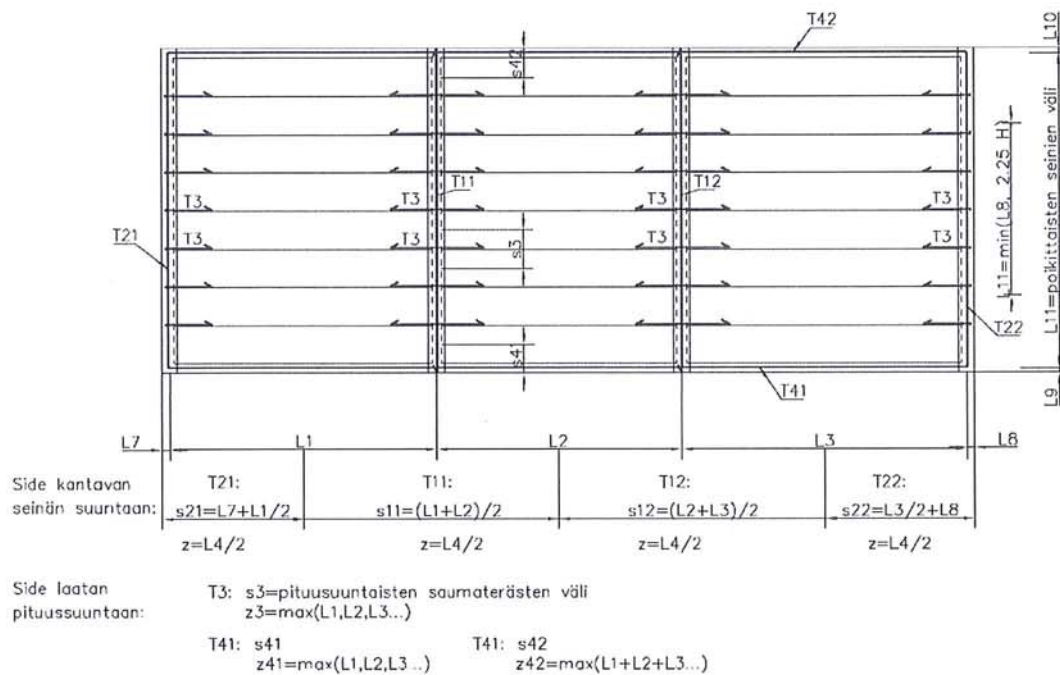
JATKUVA SORTUMA, sidevoima T1: $T1: z_1 = \max(L4, L5, L6 \dots)$

ELEMENTIN PUTOAMISEN ESTÄMINEN:

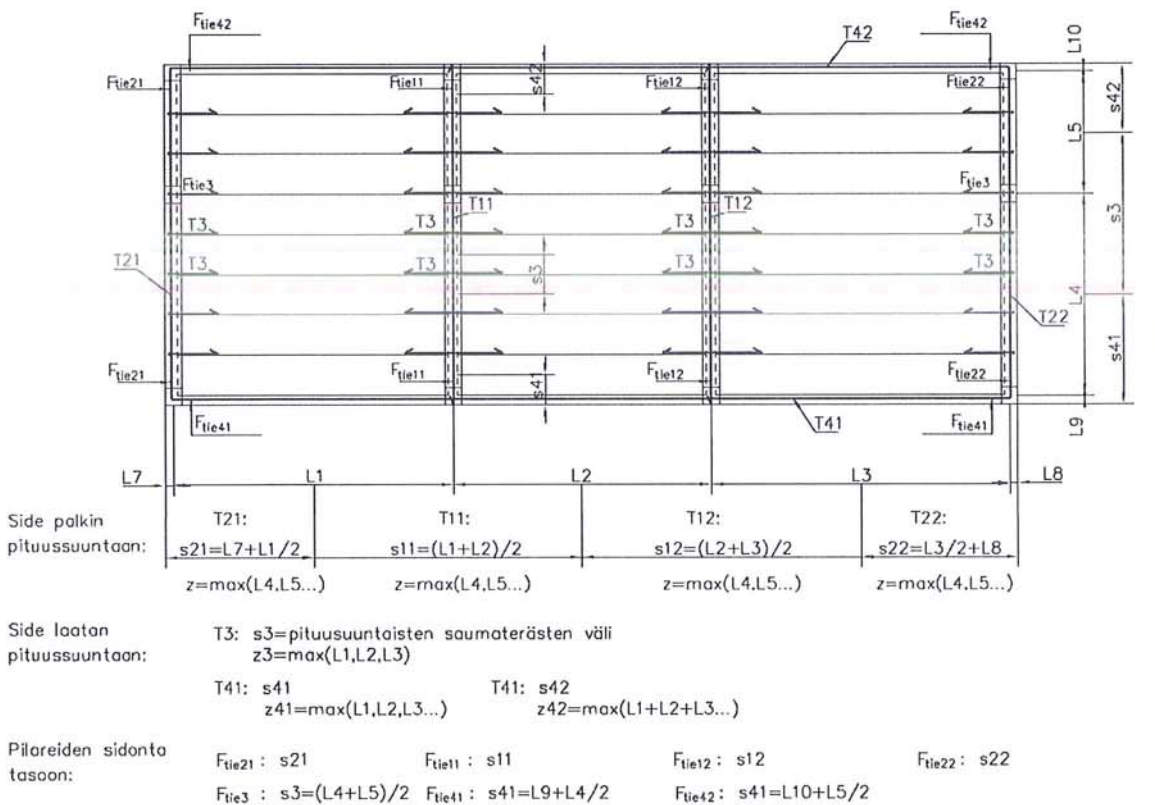
$T1 + F1 = k \cdot V_k11$	$T1 + F2 = k \cdot V_k12$	$T1 + F3 = k \cdot V_k21$	$T1 + F4 = k \cdot V_k22$	$T1 + F5 = k \cdot V_k31$
$\geq 30 \text{ kN}$	$\geq 30 \text{ kN}$	$\geq 30 \text{ kN}$	$\geq 30 \text{ kN}$	$\geq 30 \text{ kN}$
$\leq 150 \text{ kN}$	$\leq 150 \text{ kN}$	$\leq 150 \text{ kN}$	$\leq 150 \text{ kN}$	$\leq 150 \text{ kN}$

V_k = palkin tukireaktio

Kuva 14. Palkkielementin liitos viereiseen kenttään



a) Kantavat seinät-laattarunko



b) Pilari-palkkirunko

Kuva 15. Rengas- ja sisäpuoliset siteet; sidevoimien kertymäalueet

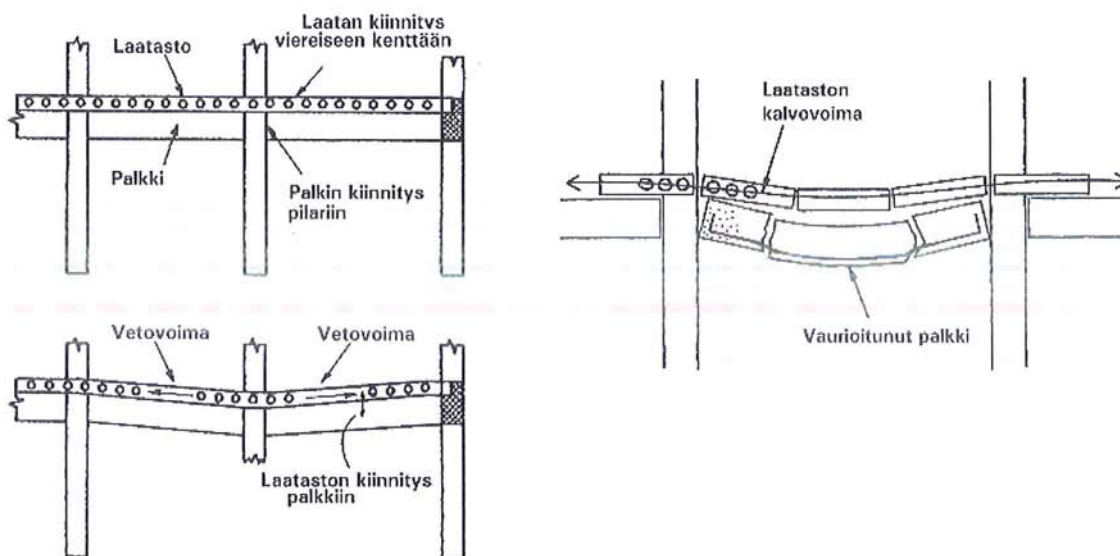
4.6.2 Laattaelementti

Laataston saumaraudoituksen tarve määräytyy useammasta eri kuormitustapauksesta. Laatasto toimii yleensä jäykistävänä levynä normaalissa murto- ja käyttörajatilassa vaikuttaville vaakavoimille (tuuli-kuorma, vinoudesta aiheutuva lisävaakavoima). Elementtilaataston toiminta jäykistävänä levynä edellyttää yhtenäisenä tason ympäri kiertävää rengasraudoitusta. Murtorajatilassa tarvittava rengasraudoituksen määrä riippuu tasolle tulevasta vaakavoimasta ja jäykistävien pystyrakenteiden välimatkasta.

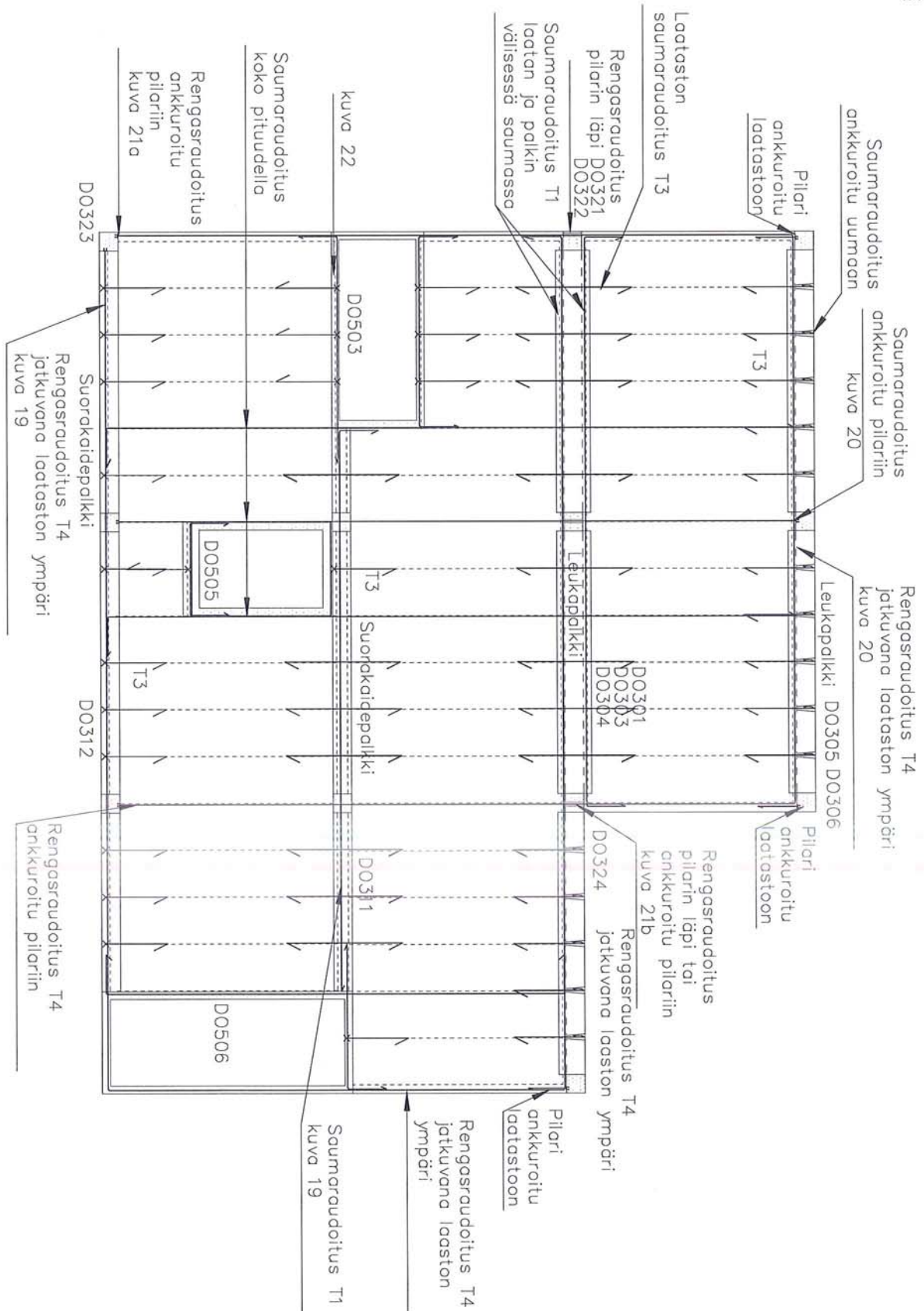
Toiminta jäykistävänä levynä edellyttää myös laataston pituus- ja poikkisuuntaisilta saumoilta leikkauskestävyyttä. Mikäli sauman laskennallinen leikkausjännitys murtotilassa ylittää sauman leikkauskestävyyden (0,15 MPa), on laataston pituus- ja poikkisuuntaisiin saumoihin sijoitettava saumaraudoitusta saumojen leikkauskestävyyden lisäämiseksi.

Laatastoon vaikuttavien piste- ja viivakuormien jakautuminen useammalle laattaelementille edellyttää, että laataston tasossa tapahtuva poikittainen laajeneminen on estetty rengas- ja saumaraudoituksella.

Onnettomuustilanteessa laataston saumaraudoituksen tehtävänä on estää laattaelementin putoaminen tilanteessa, jossa laatan toisessa päässä oleva tuki on pystyrakenteen vaurioitumisen seurauksena menettänyt joko kokonaan tai osittain kantokykynsä. Saumaraudoituksen tehtävänä on aikaansaada laatastosta vaurioalueen yli kantava kalvorakenne. Samalla saumaraudoitus estää myös laattaelementin putoamisen lämpö- ja kosteusliikkeistä.



Kuva 16. Pilarin tai palkin vaurioituessa laatan kuormitus siirretään vaurioituneen alueen yli laataston kalvovoimien ja saumaterästen avulla /Elliot 1996/



Kuva 17. Periaatekuva laataston sauma- ja rengasraudoituksesta, DOxxx tarkoittaa viittausta runkorakenteiden vakioliitoksiin (www.elementtisuunnittelu.fi.)

Reunapalkki voi toimia rengasraudoituksena, mikäli palkkien välisen liitoksen vetokestävyys vastaa rengasraudoitukselta vaadittavaa kestävyyttä. Rengasraudoituksen voima voidaan välittää samaan pilariin tukeutuvalta palkilta toiselle palkille normaalissa murtotilassa myös tappiliitoksen avulla, mikäli pilarissa on tappien välillä rengasraudoituksen voimaa vastaava vaakaraudoitus. Onnettomuustilanteessa pilarin mahdollisesti vaurioituessa tappiliitos ei ole enää toimiva, joten rengasraudoituksen voima on siirrettävä palkki-palkkiliitoksen yli saumaraudoituksella. Reunapalkin toimiessa rengasraudoituksena on laatasto sidottava palkkiin. Palkin ja laataston välinen rauditus mitoitetaan jäykistävän levyn leikkausvoimaa vastaavalle voimalle SFS-EN 1992-1-1 työsauman mitoitusta koskevan kohdan 6.25 mukaisesti.

Laataston **rengasraudoituksen** tulee kestää paitsi normaalin murtotilan kuormitusyhdistelmien mukaiset voimat niin myös seuraavat voimat:

Seuraamusluokka 1:

$$T_2, T_4 = \begin{cases} \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (s + a) \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

Seuraamusluokka 2:

$$T_2, T_4 = \begin{cases} \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (s + a) \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

Seuraamusluokka 3a:

$$T_2, T_4 = \begin{cases} \geq F_t \cdot (s + a) \cdot \frac{(g_k + \sum \psi_i \cdot q_k) \cdot z}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \\ \geq F_t \cdot (s + a) \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$$

missä $F_t \leq \begin{cases} 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{yli 15 ker roksissa rakennuksissa} \\ (16 + 2,1 \cdot n_s) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$

Kaavoissa on

- s on puolet rengassiteen etäisyydestä lähimmästä sisäpuolisesta siteestä (s_2 ; s_4)
- a on rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta
- z on suurin kantavien pystyrakenteiden (pilareiden ja seinien) keskilinjojen etäisyys siteen suunnassa tai siteen ollessa kantavan seinän suuntainen puolet poistettavaksi ajatellun seinälohkon pituudesta

g_k	on laataston pysyvän kuorman ominaisarvo
q_k	on laataston muuttuvan kuorman ominaisarvo
ψ_i	on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusmitoitustilanteessa
n_s	on kerrosten lukumäärä

Laatan poikkisuuntaiselle rengassiteelle L_2 on reunapalkin etäisyys seuraavasta keskipalkista. Laatan pituussuuntaiselle rengassiteelle L_2 on rengassiteen etäisyys viereisestä laatan pituussuuntaisesta saumaraudoituksesta.

Laataston levytoiminnan varmistamiseksi normaalin murtotilan kuormitusyhdistelmien mukaisille vaakavoimille myös laatan pituussuuntaisen rengasraudoituksen tulee kestää sama murtotilan kuormitusyhdistelmien mukainen voima kuin poikkisuuntaisen rengasraudoituksen.

Rengasraudoitukselta vaadittava minimikestävyys 70 kN edellyttää vähintään rengasraudoitusta 2 T10.

Laatan **pituussuuntaisen saumaraudoituksen** tulee kestää seuraamusluokasta riippuen seuraavat voimat:

Seuraamusluokka 1:

$$T_3 = \begin{cases} \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_3 \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

Seuraamusluokka 2:

$$T_3 = \begin{cases} \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_3 \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

Seuraamusluokka 3a:

$$T_3 = \begin{cases} \geq F_t \cdot s_3 \cdot \frac{(g_k + \sum \psi_i \cdot q_k) \cdot z_3}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \\ \geq F_t \cdot s_3 \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{missä } F_t \leq \begin{cases} 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{yli 15 kerroksissa rakennuksissa} \\ (16 + 2,1 \cdot n_s) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

Kaavoissa on

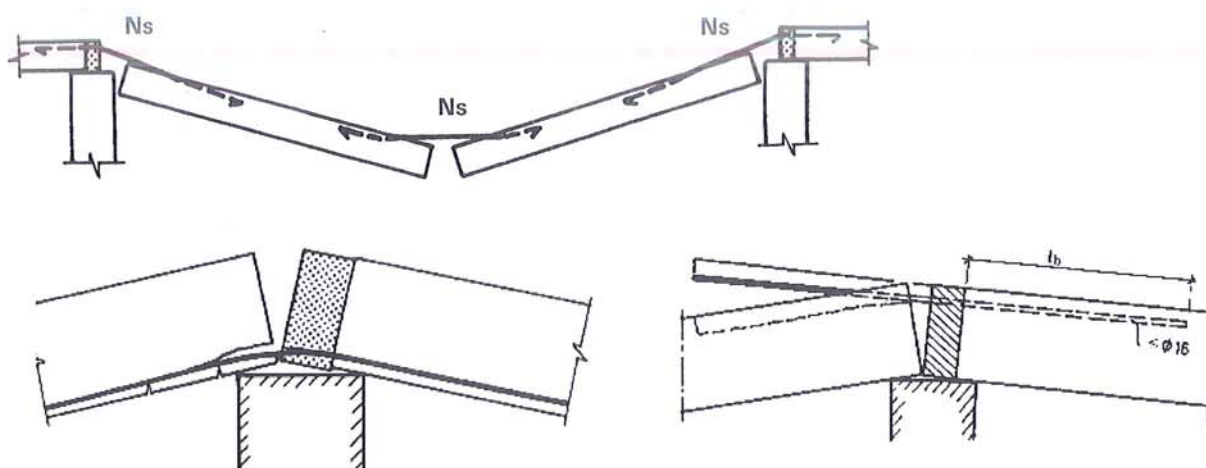
s_3	on saumaraudoituksen väli, esim. 1,2 m
z_3	on suurempi perättäisistä kantavien pystyrakenteiden (pilareiden ja seinien) keskilinjojen etäisyyksistä siteen suunnassa
g_k	on laataston pysyvän kuorman ominaisarvo
q_k	on laataston muuttuvan kuorman ominaisarvo
ψ_i	on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnetomuusmitoitustilanteessa
n_s	on kerrosten lukumäärä

Saumateräksiltä vaadittava vähimmäisarvo 70 kN koskee keskitettyjä siteitä, jossa sideväli on yli 3,5 m. Tämä vähimmäisarvo voidaan jakaa 3,5 m:n matkalle, jolloin saumaterästen vähimmäiskestävyudeksi saadaan 20 kN/m. Jos saumateräkset sijoitetaan esimerkiksi 1,2 m:n välein oleviin saumoihin, yhteen saumaan sijoitettavien saumaterästen vetokestävyuden tulee olla vähintään 24 kN. Tähän arvoon riittävät saumateräkset T10 k1200.

Laataston saumaraudoitus sijoitetaan sauman keskikorkeudelle, jolloin vältetään laatan päähän syntyvä tukimomentti ja terästen oikeenemisen aiheuttama betonipeitteen rikkoutuminen.

Liian paksujen terästen ($\phi > 16$ mm) ja suuren teräsmäärän käyttöä saumassa on syytä välttää. Saumateräksen sopiva paksuus on $\phi 12$ mm.

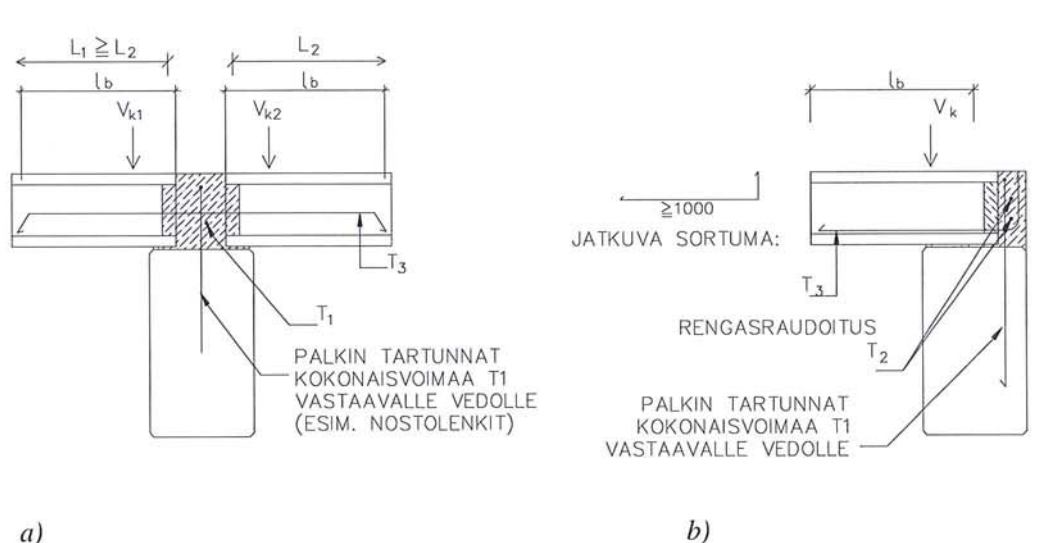
Laataston pituussuuntaisen saumaraudoituksen ankkurointipituus riippuu saumaraudoituksen tartuntaominaisuuksien lisäksi myös laatasta olevien punosten ja saumabetonin tartuntaominaisuuksista. Teräksen tartunta kapeassa, hankalasti valettavassa ja tiivistettävässä saumassa ei aina ole paras mahdollinen. Saumaraudoituksen ankkurointipituus onkin syytä laskea ”huonon” tartuntaolosuhteen mukaan. Mikäli saumassa oleva teräsmäärä on suuri, niin saumavalun tartuntalujuus ($f_{bk} = 0,15$ MPa) ontelolaattaan saattaa tulla määrääväksi. Saumaterästen ankkuroinnin varmistamiseksi laattojen pituussuuntaisten saumojen aukeaminen estetään poikittaisiin saumoihin sijoitetulla raudoituksella, joka mitoitetaan samalle voimalle kuin ankkuroitava saumaraudoitus



Kuva 18. Laataston saumateräksen virheellinen sijoitus /FIP1982, Engström/

Rakennuksen reunalla saumaraudoitus ankkuroidaan suorakulmakoukun avulla rengasraudoituksen ympäri.

Laatan tukena toimiva palkki tai seinä kiinnitetään laatastoon raudoituksella, joka on mitoitettu laatan tukireaktiota vastaavalle vetovoimalle. Välipohjaelementit voidaan myös ripustaa yläpuoliseen seinään, jolloin liitos toimii myös alapuolisen tuen sortuessa.



a) *Kuva 19. Laattaelementin ja palkin liitos*
Runkorakenteiden vakioliitokset DO311 ja DO 312

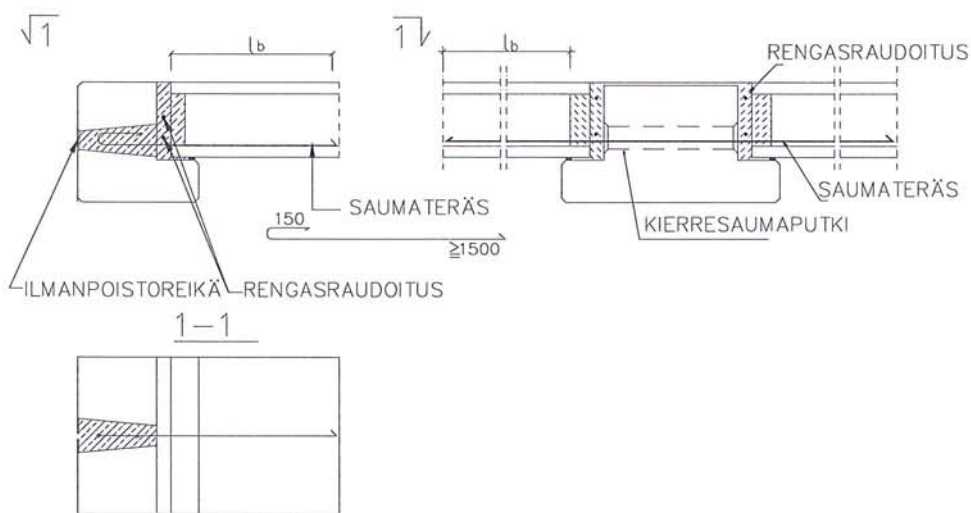
Pituussuuntainen saumateräs tulee ankkuroida reunalla laatan tukena toimivaan kantavaan rakenteeseen kuten palkkiin tai alapuoliseen seinään. Alapuolisen reunaseinän sidonta välipohjaan ankkuroi laatan pituussuuntaisen siteen.

Kuvien 22 b mukaisissa laatan ja reunaseinän liitoksissa ylempi koukku parantaa liitoksen yläosan kestävyyttä ylemmältä seinältä tulevalle vaakavoimalle. Yläpuolinen koukku tulee kuitenkin taivuttaa välittömästi kuvan mukaisesti alaspäin pois laatan yläpinnasta, jotta laattaan ei synny haitallista tukimomenttia. Alapuolisen koukun ankkurointi on tarkistettava saumateräkselle tulevalle voimalle. Joissakin tapauksissa ankkurointikestävyys ei riitä teräksen täydelle ominaislujuudelle ja tarvittavaa teräsmäärää joudutaan kasvattamaan. Ankkuroinnin kannalta parempi ratkaisu on koukun korvaaminen yhtenäisellä lenkillä, mikä kuitenkin hankaloittaa rengasraudoituksen asentamista.

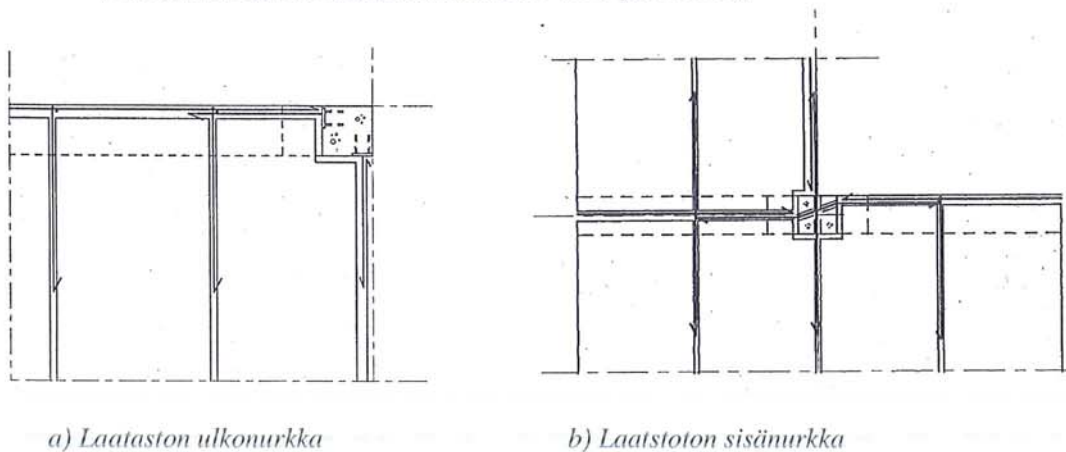
Laatan kiertyessä tuella ja muodostaessa kuvan 6 mukaisen köysirakenteen, saa alapuolisesta palkista tai seinästä tuleva rauditus vetovoimia. Palkista tai alapuolisesta seinästä liitokseen tuleva rauditus on ankkuroitava liitoksessa vedolle esim. koukun avulla. Vaakavoimalle mitoitettu tappi ei ole riittävä.

Toispuoleisessa leukapalkissa saumateräs toimii jo normaalissa käyttötilanteessa palkin epäkeskisestä kuormituksesta aiheutuvalla väännöllä. Kuormitetun laatan kiertyessä laatastoon saumateräksillä sidottu palkki saa vastaavan kiertymän. Kiertymästä aiheutuva vääntömomentti otetaan vastaan voimaparilla, jonka muodostavat saumateräksissä vaikuttava vetovoima sekä palkin kiertyessä laatastoon päin saumavalun kautta yläkannakseen kohdistuva puristusvoima. Tämä voimapari kumoaa laatan epäkeskisestä tukireaktiosta aiheutuvan vääntömomentin. Toimiakseen väännölle saumateräs on ankkuroitava suorana palkin uumaan, kuva 20, ja terästen tulee ankkuroitua kunnolla ontelolaattojen väliseen saumaan. Leuasta tuleva tappi ja sen taakse koukulla ankkuroitu saumateräs tai palkin leuasta laatan saumaan taivutettu saumateräs eivät toimi kunnolla. Kuvassa 20 saumateräs on ankkuroitu koukulla palkin uumassa olevaan kierresaumaputkella tehtyyn kartioreikään, jonka halkaisija on 100/80 mm. Saumateräs voidaan ankkuroida reikään koukun, poikkitangon, kiristetyn mutterin tai ankkurointilevyn avulla. Reiän juotosvalun onnistumiseen tulee kiinnittää erityistä huomiota. Reiän tulppauksen tulee olla sellainen, että reiän täyttyminen kunnolla juotosmassalla voidaan todeta. Tulpassa tulee olla ilmanpoistoreikä.

Mitoitettaessa ontelolaattaa laatan jännevälin oletetaan ulottuvan palkin keskilinjalle.



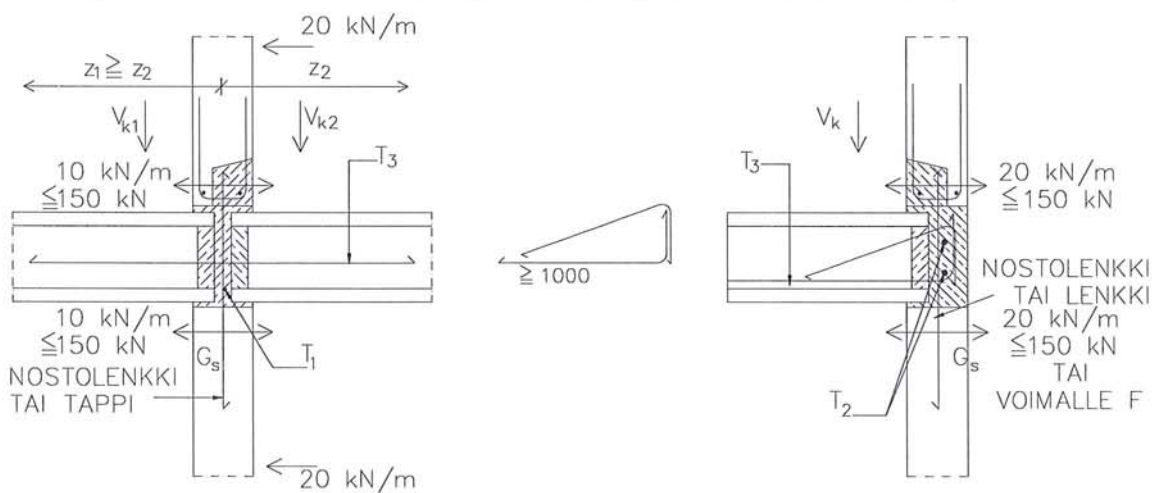
Kuva 20. Esimerkki ontelolaatan liittymisestä leukapalkkiin
(esim. runkorakenteiden vakioliitokset DO305 ja DO306).



a) Laataston ulkonurkka

b) Laatstoton sisänurkka

Kuva 21. Rengasraudoituksen jatkaminen laataston nurkassa, esim. runkorakenteiden vakioliitokset D323 ja D324.



a) keskiseinä

b) reunaseinä

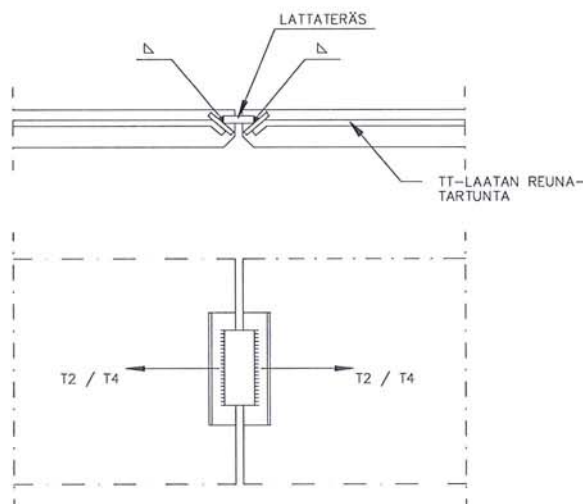
Kuva 22. Laattaelementin ja seinän liitos,
esim. runkorakenteiden vakioliitokset DO501 tai DO507 ja DO503 tai DO511

TT-laatat

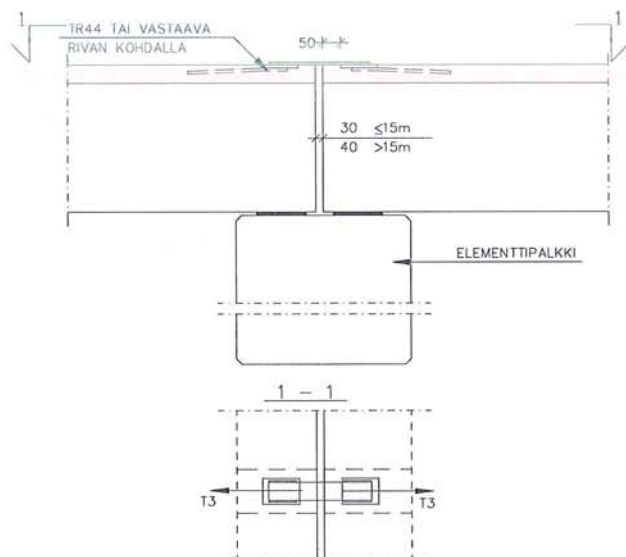
TT-laattojen pituusuuntaisessa reunassa sijaitseva reunatartunta toimii osana rengassidettä siirtäen sidevoimat T_2 ja T_4 laattaelementiltä toiselle. Rengassiteeltä vaadittava vähimmäisvoima 70 kN edellyttää lähellä tason reunaa olevia reunatartuntoja 4 kpl TR 39 (kuva 23), 2 kpl TR 43 tai 1 kpl TR 44.

Laataston pituusuuntaisena sisäisenä siteenä toimii laattaelementin päässä oleva, sidevoimalle T_3 mitoitettu reunatartunta 1 kpl TR 44 (kuva 24), joka riittää keskitetyn sisäisen siteen vähimmäisvoimalle 70 kN. Laatan poikkisuuntaisena sisäisenä siteenä toimii kuvan 23 mukainen TT-laatan reunatartunta, joka mitoitetaan voimalle T_1 .

Jos TT-laatan päällä on rakenteellinen pintabetoni, voi sideraudoitus sijaita myös pintabetonissa. Tällöin TT-laatan ja pintabetonin välisen työsauman tulee kestää sidevoimista saumaan syntyvä leikkausrasitus.



Kuva 23. TT-laatan reunatartunnan muodostama rengasside, esim. runlorakenteiden vakioliitos DTT401.



Kuva 24. TT-laatan reunatartunnan muodostama sisäinen side, esim. runkorakenteiden vakioliitos DTT314 leukapalkin tapauksessa DTT322.

4.6.3 Seinäelementti

Vaakasidonta tasoon

Kantava- tai jäykistävä reunaseinäelementti sidotaan väli- tai yläpohjatasoon. Sidevoimat määräytyvät laataston pysyvän kuorman ominaisarvon g_k perusteella. Sidonta ankkuroi laatan pituusuuntaisen siteen. Yhden seinäelementin sidevoiman tulee pystyä kantamaan onnettomuusmitoitustilanteessa seuraavat voimat, kun laataston pysyvä kuorma $g_k \geq 2\text{kN/m}^2$:

Seuraamusluokat 1 ja 2:

$$F_{\text{tie}} = \begin{cases} \geq 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s \\ \leq 150 \text{kN} \end{cases}$$

Seuraamusluokka 3:

$$F_{\text{tie}} = \begin{cases} \geq F_t \cdot \frac{h}{2,5\text{m}} \cdot s \\ \leq 2 \cdot F_t \cdot s \\ \leq 150 \text{kN} \end{cases}$$

missä

$$F_t \leq \begin{cases} 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{yli 15 kerroksissa rakennuksissa} \\ (16 + 2,1 \cdot n_s) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

n_s on kerrosten lukumäärä

h on kerroskorkeus

s on seinäelementin pituus lisätynä mahdollisesti seinän molemmilla puolilla olevilla vapaiden välien puolikkailla

Kantava- tai jäykistävä seinäelementti kiinnitetään yläreunastaan (tai seinän päällä olevasta saumasta) muuhun kantavaan rakenteeseen seinän pituusuuntaiselle sisäisen siteen voimalle T_1 .

Vaihtoehtoisesti seinän vaakasauman raudoitus voidaan mitoittaa lähteessä /VTT/ esitettyllä tavalla.

Pystysiteet

Onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokan 2b ja 3a rakennuksissa kantava- tai jäykistävä seinäelementti kiinnitetään yläpuoliseen kantavaan rakenteeseen pystysuuntaiselle voimalle, jonka suuruus on

$$F_v = G_s + G_k + Q_k$$

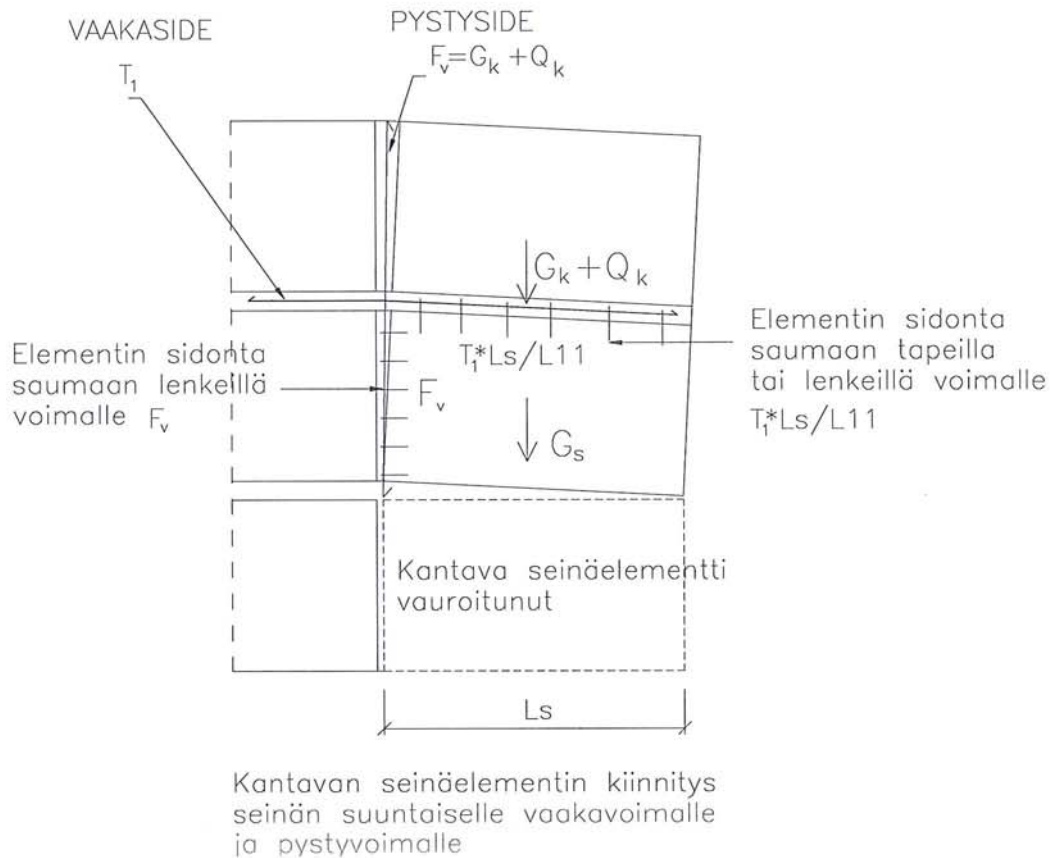
missä

G_s on seinäelementin paino

G_k on seinäelementille yhdeltä kerrokselta tulevan pysyvän kuorman ominaisarvo

Q_k on seinäelementille yhdeltä kerrokselta tulevan muuttuvien kuormien ominaisarvo

Kiinnitys voidaan sijoittaa myös seinäelementtien väliseen pystysaumaan, kuitenkin siten, että kiinnitysten keskiöväli on enintään 6 m. Mikäli edellä esitetyt vaadittavat kiinnitykset on sijoitettu seinäelementtien väliin saumoihin, on voiman siirtyminen elementiltä saumaan varmistettava elementin reunasta saumaan ulottuvilla tapeilla tai lenkeillä, joiden kokonaiskestävyys yhden elementin matkalla vastaa vaadittavaa liitosvoimaa F .



Kuva 25. Kantavan seinäelementin kiinnitys

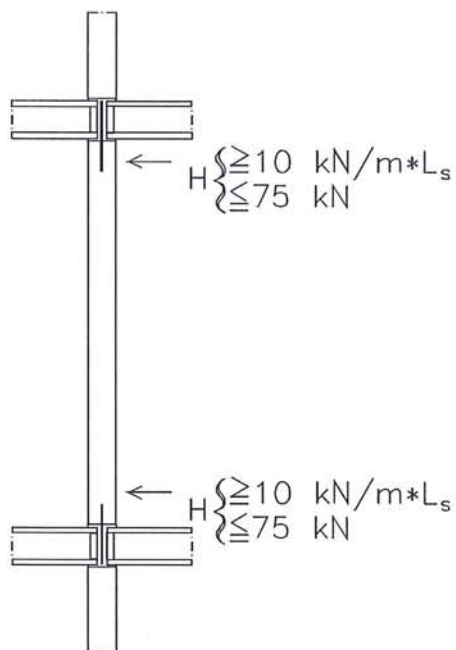
Kantava- tai jäykistävä seinäelementti kiinnitetään sekä ylä- että alareunastaan myös seinän tasoa vastaan kohtisuoralle vaakavoimalle

$$H = \begin{cases} \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_s \\ \leq 150 \text{kN} \end{cases}$$

missä

L_s on seinäelementin pituus vaakasuunnassa

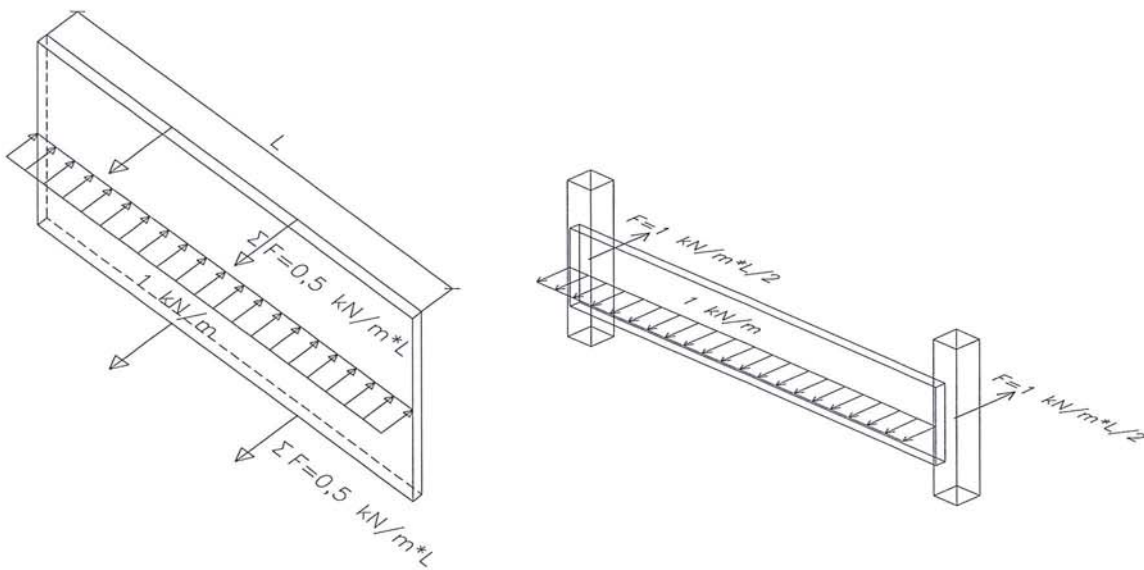
Liitosvoima voidaan jakaa tasan sekä ylä- että alareunan kiinnityksen suhteen (kuva 26). Tarvittava raudoitus voidaan sijoittaa joko elementin ylä- ja alareunan varauskoloihin kuvan 26 mukaisesti tai elementtien väliseen pystysaumaan kuvan 25 mukaisesti. Mikäli liitos sijoitetaan elementtien väliseen pystysaumaan, on saumalla oltava riittävä leikkauskestävyys, mikä aikaansaadaan joko sauman leikkausraudoitteilla (kts. kohta 4.9) tai välipohjan kohdalle sijoitetulla vaakaraudoituksella, jonka vetokestävyys vastaa saumalta vaadittavaa leikkauskestävyyttä. Elementin yläpään liitoksen kestävyudessa voidaan ottaa huomioon myös nostolenkit. Eri suuntaiset liitosvoimat katsotaan eri kuormitustapauksiksi.



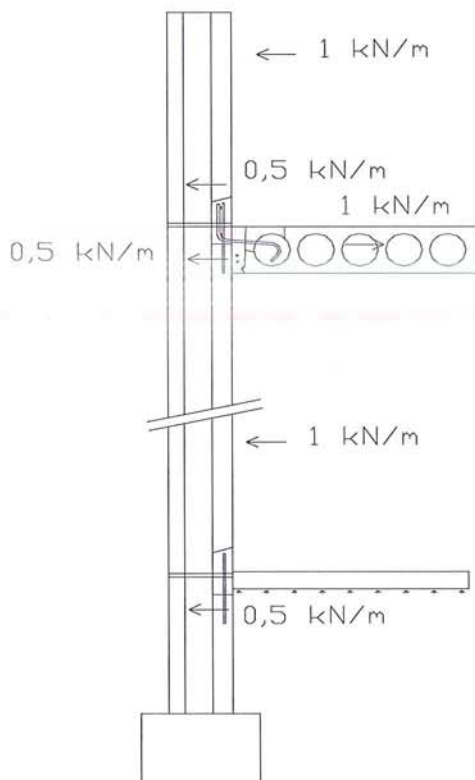
Kuva 26. Kantavan seinäelementin kiinnitys seinän tasoa vastaan kohtisuoralle voimalle.

Ei-kantavaan seinäelementtiin, joka ei toimi jäykistävänä rakenneosana, oletetaan vaikuttavaksi vaakasuuntainen viivakuorma, jonka onnettomuusmitoitustilanteen mukainen laskenta-arvo on vähintään 1 kN/m. Vaakakuorma voi sijaita millä korkeudella tahansa, mutta kuorman epäkeskeisyydestä kiinnityksiin aiheutuvia lisärasituksia ei tarvitse ottaa huomioon. Normaalissa murto- ja käyttörajatiloissa ei-kantavan seinän vaakakuormitus määritetään SFS-EN-1991-1-1 kansallisen liitteen taulukon 6.12(FI) mukaan.

Ei-kantava seinäelementti kiinnitetään ylä- ja alapuoliseen tai viereiseen kantavaan rakenteeseen. Ei-kantavan seinäelementin kiinnitykset mitoitetaan kokonaisvoimalle, jonka laskenta-arvon suuruus on vähintään 1 kN/m seinän vaakasuuntaista pituusmetriä kohden, elleivät muut syyt vaadi suurempaa voimaa. Kiinnitysvoima voidaan jakaa tasan sekä ylä- että alareunan osalle tai molemmille pystyreunoille. Kiinnitys voi tapahtua myös pelkästään yhdestä reunasta (esim. alareunasta tai pystyelementillä toisesta pystyreunasta) koko vaadittavalle voimalle tilanteesta ja liittyvistä rakenteista riippuen.



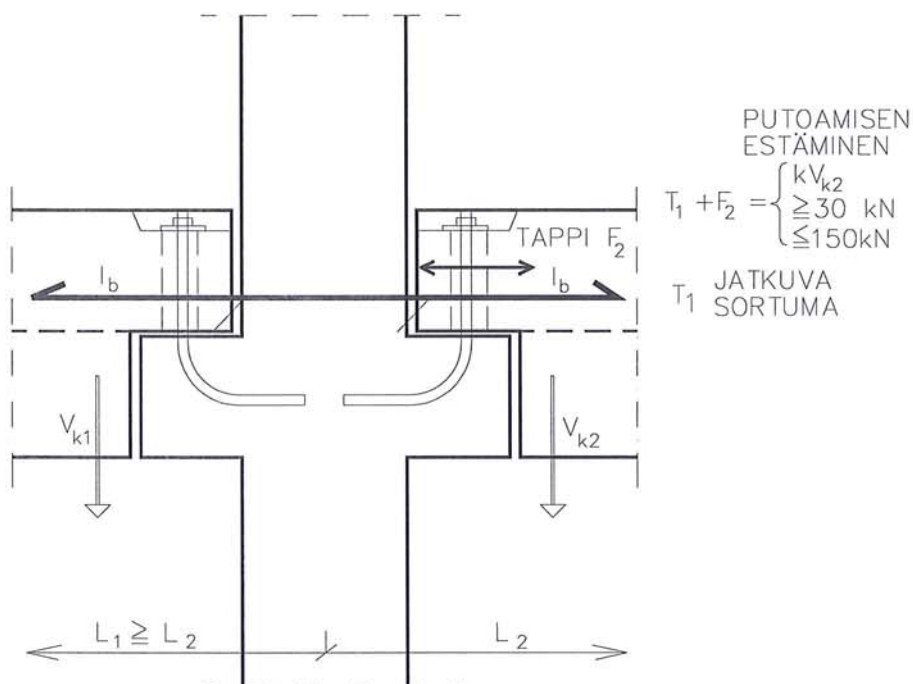
Kuva 27. Ei-kantavan seinäelementin kiinnitys



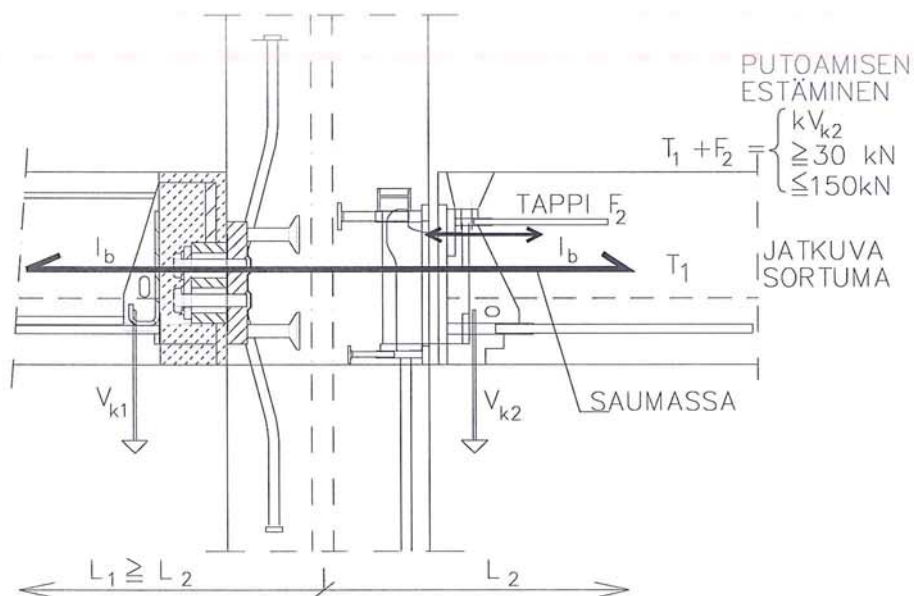
Kuva 28. Ei-kantavan seinäelementin vaakakiinnitys

4.6.4 Pilarielementti

Kuvat 29 ja 30 esittävät palkin ja pilarin liitosta, jossa palkit tukeutuvat pilarissa oleviin ulokkeisiin tai teräskonsoliin. Palkin putoaminen tukipinnalta on estetty tapilla ja saumaraudoituksella (voimat F_2 ja T_1). Jatkuvan sortuman estämiseksi palkki on liitetty viereiseen kenttään palkin ja laatan väliseen saumaan sijoitetulla saumaraudoituksella (voima T_1), jolloin palkistosta muodostuu pilarin yli jatkuva köysirakenne. Ulokkeessa ja teräskonsolissa olevan tapin ei voida olettaa toimivan jatkuvan sortuman estämiseksi tilanteessa, jossa kyseinen pilari on vaurioitunut.

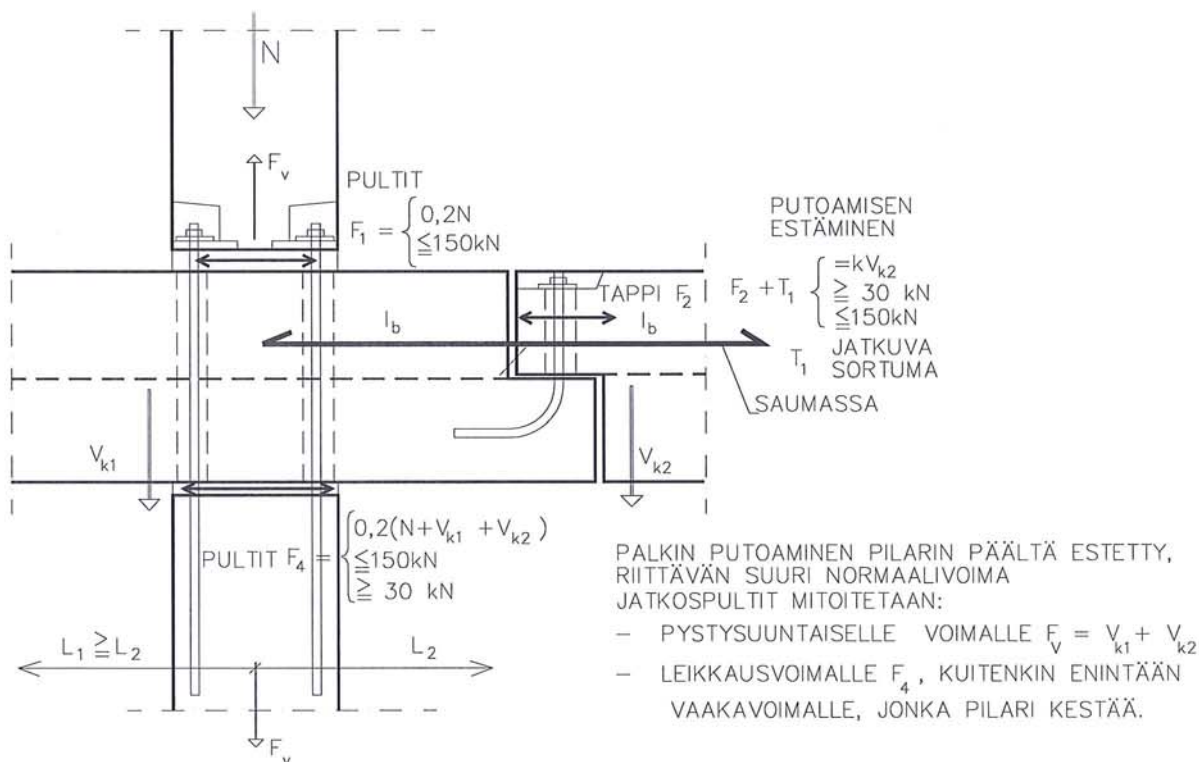


Kuva 29. Palkin ja pilarin liitos; betonikonsoli, esim. runkoraknetiden vakioliitos DK204.



Kuva 30. Palkin ja pilarin liitos; teräskonsoli (esimerkkinä 2 eri tyyppistä teräskonsolia), esim. runkorakenteiden vakioliitokset DK222 ja DK221

Kuva 31 esittää kerrospilarin ja palkin liitosta. Palkin ja laataston välisessä saumassa sijoitettavalla raudoituksella palkki liitetään viereiseen kenttään. Kerrospilariliitoksessa palkki on puristettujen pilareiden välissä, joten normaalivoima estää palkin putoamisen tuelta (kts. kohta 4.8). Pilareiden välissä olevan palkin putoaminen on estetty. Pilarin ulkopuolella palkin ulokkeeseen tukeutuvan oikean puoleisen palkin putoaminen tukipinnalta on estetty tapilla ja/tai saumaraudoituksella (voimat F_2 ja F_3 kuvassa 31).



Kuva 31. Kerrospilariliitos; palkki on jatkettu pilarin ulkopuolella, esim. runkorakenteiden vakioliitokset DK211 ja DK214

Reunapilari kiinnitetään välipohjaan voimalle (kuva 32)

Seuraamusluokat 1 ja 2:

$$F_{\text{tie}} = \begin{cases} \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot A \\ \leq 150\text{kN} \end{cases}$$

Seuraamusluokka 3a:

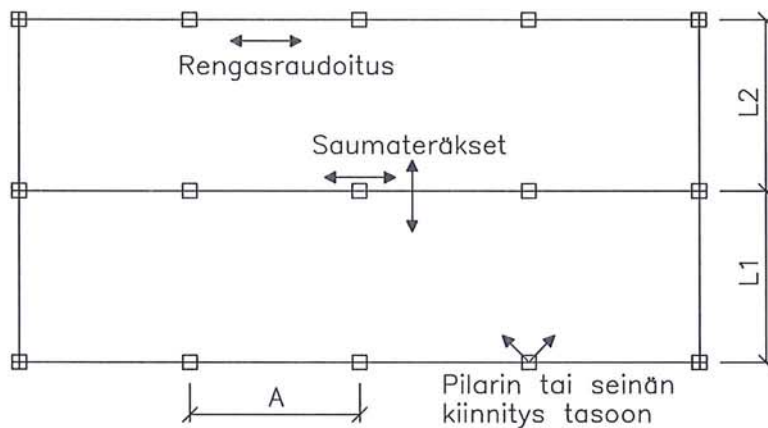
$$F_{\text{tie}} = \begin{cases} \geq F_t \cdot \frac{h}{2,5\text{m}} \cdot A \\ \leq 2 \cdot F_t \cdot s \end{cases}$$

missä

$$F_t \leq \begin{cases} 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{yli 15 kerroksissa rakennuksissa} \\ (16 + 2,1 \cdot n_s) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

n_s on kerrosten lukumäärä
 h on kerroskorkeus
 A on pilariväli reunan suunnassa

Kiinnitys voidaan keskittää joko pilarin kohdalle tai jakaa pilarivälille kiinnittämällä palkki laatastoon (kuva 19) ja palkki edelleen esim. tapilla pilariin. Tappiin kohdistuva palkin suuntainen voima (elementin putoamisen estäminen, kuvat 29...31) ja palkkia vastaan kohtisuora voima (pilarin kiinnitys laatastoon) katsotaan erillisiksi kuormitustapauksiksi. Reunapilarin jatkoksessa jatkospultit mitoitetaan kestämään sidontavoima F_{tie} .



Kuva 32. Pilarin vaakakiinnitys laatastoon

Pilari-pilarijatkoksessa ylempi pilari kiinnitetään tapilla tai jatkospulteilla alapuoliseen pilariin (kuva 33) tai palkkiin (kuva 31 voima F_1) vaakasuuntaiselle leikkausvoimalle

$$F = \begin{cases} \geq 0,2 \cdot N_k \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

missä

N_k on ylemmän pilarin normaalivoiman ominaisarvo

Alempi pilari liitetään yläpuoliseen rakenteeseen tapilla tai jatkospulteilla vaakasuuntaiselle leikkausvoimalle, joka määräytyvät alemman pilarin normaalivoiman perusteella (kuva 31, voima F_4)

$$F = \begin{cases} \geq 0,2 \cdot (N_k + V_{k1} + V_{k2}) \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

missä

N_k on ylemmän pilarin normaalivoiman ominaisarvo

V_{k1} ja V_{k2} ovat alemmaan pilariin tukeutuvien palkkien tukireaktioiden ominaisarvoja

Pilari-pilarijatkoksessa liitoksen vaakasuuntaisen leikkauskestävyyden tulee olla joka suunnassa vähintään 20 % pilarin normaalivoimasta, kuitenkin enintään 150 kN, kuva 33.

Eri suuntaiset voimat katsotaan eri kuormitustapauksiksi.

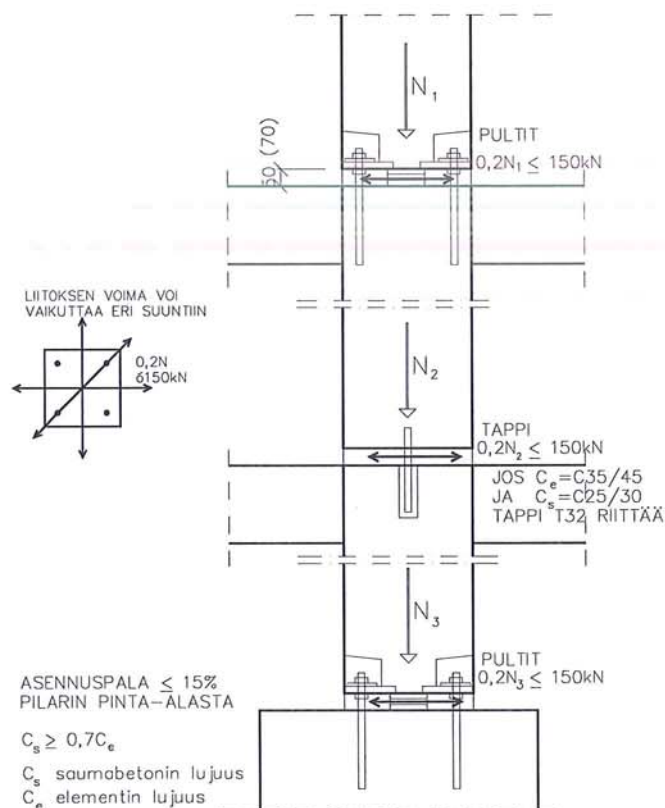
Pilarin liitos perustukseen mitoitetaan samalle vaakavoimalle kuin pilarijatkos: 20 % pilarin normaalivoimasta, kuitenkin enintään 150 kN.

Onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokissa 2b ja 3a jokaisessa pilarilinjassa on jatkuva pystysuuntainen sidonta perustuksista yläpohjan tasolle asti. Siteen tarkoituksena on siirtää alapuolisen pilarin vaurioitumisen varalta välipohjalta pilarille tuleva normaalivoima yläpuoliselle rakenteelle. Side mitoitetaan yhdestä kerroksesta pysyvistä ja muuttuvista kuormista pilarille tulevalle normaalivoimalle.

Kun saumabetonin lujuus on vähintään 70 % elementin betonin lujuudesta on, niin liitos ei olennaisesti heikennä rakenteen puristuskestävyyttä. Sauman tulee olla rakenteen leveyteen nähden ohut eli sauman leveyden suhde korkeuteen vähintään 5 ja sauman korkeus enintään 50 ... 70 mm. Lisäksi edellytetään, että teräksisten asennuspalojen pinta-ala ei ylitä 15 % pilarin pinta-alasta.

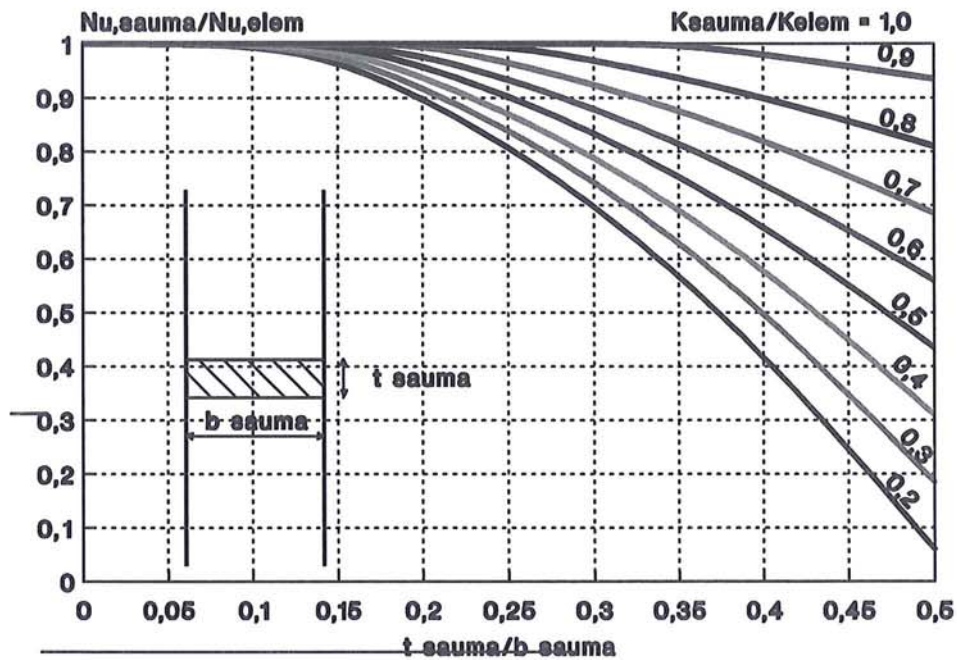
Pilarin korkeuden säätöön käytettävä teräslevypakka ei välitä pilarille tulevaa kuormaa sauman juottamisen jälkeen, koska juotettaessa teräslevypakan alueelle jää välystä johtuen teräslevyjien epätasaisuuksista ja levyjen työstön yhteydessä syntyneistä taittuneista reunoista. Välys on suurempi kuin betonin murtopuristuma, joten teräslevypakka alkaa välittää kuormia vasta betonin murruttua /Lindberg & Vinha/. Jos asennuspalojen pinta-ala edustaa suurta osaa pienen pilarin alasta, jää rakenteen puristuskestävyys liitoksen kohdalla pienemmäksi kuin pilaripoikkileikkaus edellyttäisi. Asian perusteita on käsitelty tarkemmin betoninormikortissa n:o 12.

Jos edellä esitetyt ehdot eivät täyty, rakenteen puristuskestävyys määräytyy sauman puristuskestävyyden perusteella. Ohuen puskusauman puristuskestävyyttä voidaan arvioida kuvan 34 avulla /RIL 115/.



Kuva 33. Pilarijatkos ja pilarin liitos perustukseen, esim. runkorakenteiden vakioliitokset DP111 ja DP201.

PUSKUSAUMAN PURISTUSKESTÄVYYS



Kuva 34. Puskusauman puristuskestävyys

Taulukko 1. Pilariliitoksen vaakavoiman maksimiarvoa $F_{max} = 150$ kN vastavat tapit jatkuvan sortuman estämiseksi
Saumabetonin tarvittava lujuus vähintään 70 % pilarin lujuudesta.

Elementin betonin lujuus	Saumabetonin lujuus	Pilariliitoksen vaakavoiman maksimiarvoa $F_{max} = 150$ kN ($N_k \geq 750$ kN) vastaavat tapit Teräksen lujuus A 500 HW
$\leq C30/37$	C20/25	2 T 25 tai 4 T 20
C35/45	C25/30	2 T 25 tai 4 T 20
C40/50	C30/37	1 T 32 tai 2 T 25 tai 4 T 20
C50/60	C35/45	1 T 32 tai 2 T 25 tai 4 T 16
C60/75	C40/50	1 T 32 tai 2 T 25 tai 4 T 16
C90/105	C60/75	1 T 25 tai 2 T 20 tai 4 T 16

Taulukko 2. Pilarin asennuspalojen koko

Pilarikoko	Asennuspalojen koko
$< 280*280$ tai $< \varnothing 280$	75*75
$\geq 280*280$ tai $\geq \varnothing 280$	100*100

4.6.5 Porraselementti

Porrassyöksyelementin liitos lepotasoon mitoitetaan seuraaville vaakasuuntaisille sidevoimille:

Seuraamusluokat 1 ja 2:

$$T_s \geq \begin{cases} s \cdot 20 \cdot \text{kN/m} \\ G_k \\ 30 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

missä

s on syöksyn leveys
 G_k on syöksyn oman painon ominaisarvo

Seuraamusluokka 3:

$$T_s \geq \begin{cases} s \cdot 20 \cdot \text{kN/m} \\ k_s \cdot (G_k + \psi_2 \cdot Q_k) \\ 30 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

missä

$k = 1,28$

$k = 1,28 + 0,056 \cdot (n_s - 15)$ yli 15 kerroksisissa rakennuksissa

G_k on syöksyn oman painon ominaisarvo

Q_k on syöksyn hyötykuorman ominaisarvo normaalitilanteessa

ψ_2 on hyötykuorman onnettomuuskuormitustilanteen ja pitkäaikaiskuormituksen yhdistelykerroin; henkilökuormille $\psi_2 = 0,3$

Liitos mitoitetaan edellä mainitulle vetovoimalle.

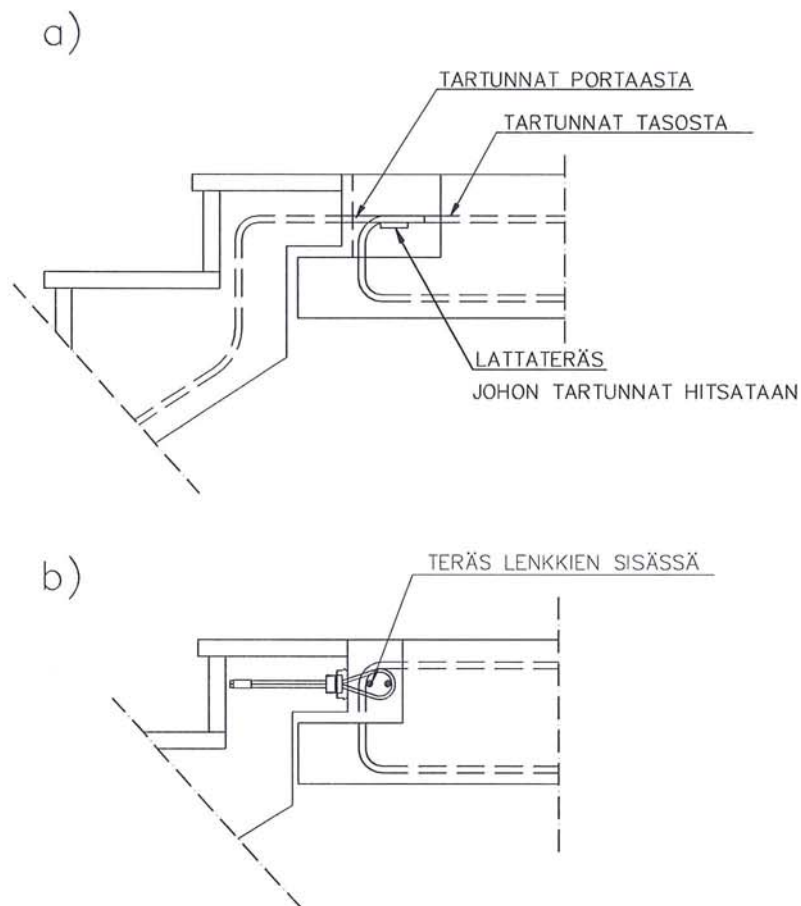
Pelastustienä toimivien portaiden tulisi myös onnettomuustilanteessa säilyä siinä määrin toimintakuntoisena, että palastautuminen portaita pitkin on mahdollista. Liitoksen suunnittelun lähtökohtana on estää koko porraskorkeutta koskeva jatkuva sortuma. tavoitteena on, että toisen lepotason tai sen tukirakenteen mahdollisesti vaurioituessa syöksy jäisi roikkumaan toisesta lepotasosta eikä putoa alemman syöksyn päälle ja vaurioita sitä.

Seuraamusluokassa 2 on sidevoimanvähimmäisarvona syöksyn paino, kuitenkin vähintään 30 kN tai 20 kN syöksyn leveysmerta kohden.

Seuraamusluokassa 3 on käytetty samaa leveydestä johtuvaa vähimmäisarvoa 20 kN/m, koska lyhyellä porrassyöksyllä kuormituksen perusteella aiheutuva sidevoima saattaa johtaa pienempään arvoon 20 kN/m. Koska seuraamusluokassa 3 onnettomuudesta aiheutuvat riskit ovat suuremmat kuin luokassa 2, eivät luokassa 3 vaatimukset liitosten suhteen saisi olla pienempiä kuin luokassa 2.

Sidevoiman vähimmäisarvoksi on otettu 30 kN. Ympäristöministeriön ohjetta soveltamalla vähimmäisarvon tulisi olla 70 kN, mikä portaita ajatellen tuntuu suurelta.

Kuvassa 35 on esitetty esimerkkejä porrassyöksyn liitoksista lepotasoon.



Kuva 35. Esimerkki porrassyöksen liitoksesta lepotasoon /Lemminkäinen/

- a) porrassyöksystä ja lepotasosta tulevat tartunnat hitsattu lattateräkseen
b) porrassyöksystä ja lepotasosta tulevien lenkkien välinen liitos varmistettu lenkkien sisään laitetulla teräksellä

5. LIITOSTEN KESTÄVYYKSIÄ ONNETTOMUUSKUORMAYHDISTELMILLE

Liitoksen kestävyys onnettomuuskuormalle lasketaan käyttäen materiaalien ominaislujuuksia ja materiaalien osavarmuuslukuna raudoitukselle arvoa $\gamma_{s,acc}=1,0$ ja betonille $\gamma_{c,acc}=1,2$.

5.1 Tappiliitoksen leikkauskestävyys

Onnettomuustilanteessa tappiliitokselle sallitaan suurempia siirtymiä kuin normaalissa murtotilassa. Tällöin tappi voi olla juottamaton. Juotetun tappiliitoksen leikkauskestävyys voidaan laskea elementin betonin lujuuden mukaan, koska heikomman juotosvalun murtumisen jälkeen tappiliitos toimii vielä onnettomuuskuormille. Liitoksen lopullinen murtuminen tapahtuu elementin betonin murtuessa.

Tappiliitoksen leikkauskestävyys lasketaan kaavasta

$$V_{Rd} = \frac{1,2 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}}}{\gamma_{c,acc}}$$

missä

ϕ on tapin halkaisija

f_{ck} on elementin betonin ominaislujuus

f_{yk} on tapin teräksen ominaislujuus

$\gamma_{c,acc}=1,2$ on betonin osavarmuusluku onnettomuuskuormayhdistelmille

Kun tappina käytetään harjaterästä A 500 HW on $V_{Rd} = 24,6 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ N, missä f_{ck} on elementin betonin ominaislujuus.

Taulukko 3. Tappiliitoksen leikkauskestävyys onnettomuuskuormille

Elementin betonin lujuus	f_{ck} MPa	Tapin A 500 HW leikkauskestävyys V_{Rd} kN onnettomuuskuormille				
		Tappi				
		T12	T16	T20	T25	T32
C20/25	20	14.4	25.6	40.0	62.5	102.4
C25/30	25	16.1	28.6	44.7	69.9	114.5
C30/37	30	17.6	31.4	49.0	76.5	125.4
C35/45	35	19.0	33.9	52.9	82.7	135.5
C40/50	40	20.4	36.2	56.6	88.4	144.8
C45/55	45	21.6	38.4	60.0	93.8	153.6
C50/60	50	22.8	40.5	63.2	98.8	161.9
C55/67	55	23.9	42.5	66.3	103.6	169.8
C60/75	60	24.9	44.3	69.3	108.3	177.4
C70/85	70	26.9	47.9	74.8	116.9	191.6
C80/95	80	28.8	51.2	80.0	125.0	204.8
C90/105	90	30.5	54.3	84.9	132.6	217.2

Tappia T 32 elementin betonin lujuuden ollessa vähintään C35/45 voidaan pitää riittävänä liitoksen maksimivoimalle $V_k = 150$ kN.

5.2 Ilman betonivaarnaa olevan lenkkiliitoksen leikkauskestävyys

Ilman betonivaarnaa olevan lenkkiliitoksen (vakiooliitosdetalji DV502) leikkauskestävyys on /BY 30-4/

$$V_{Rd} = \frac{0,14 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck,s}} \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yk}}{\gamma_{c,acc}}$$

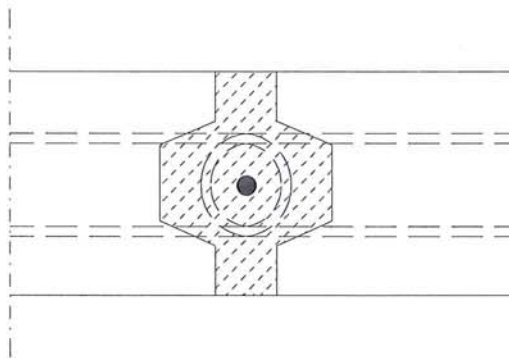
missä

$f_{ck,s}$ on saumabetonin ominaislujuus MPa (150 mm lieriö)

A_s/s on lenkin leikkeiden yhteenlaskettu pinta-ala mm²/m

f_{yk} on lenkin ominaislujuus Mpa

$\gamma_{c,acc}=1,2$ on betonin osavarmuusluku onnettomuuskuormayhdistelmille



Kuva 36. Ilman betonivaarnaa olevan lenkkiliitos

Taulukko 4. Ilman betonivaarnaa olevan lenkkiraidoitettun sauman leikkauskestävyys, teräslaatu S235JRG2

		Ilman betonivaarnaa olevan lenkkiraidoitettun sauman leikkauskestävyys v_{uk} kN/m			
		Lenkkiraidoitteiden halkaisijat ja keskinäiset välit (mm)			
		Teräslaatu S 235 JRG2 $f_{yk} = 235$ MPa			
		ϕ 8 k 600	ϕ 8 k 300	ϕ 10 k 300	ϕ 10 k 150
Teräsmäärä A_s/s mm ² /m		168	335	523	1047
Saumabetonin lujuus	$f_{ck,s}$ MPa				
C20/25	20	21	41	64	128
C25/30	25	23	46	72	144
C30/37	30	25	50	79	157
C35/45	35	27	54	85	170

Taulukko 5. Ilman betonivaarnaa olevan lenkkiraidoitettun sauman leikkauskestävyys, teräslaatu A500HW

		Ilman betonivaarnaa olevan lenkkiraidoitettun sauman leikkauskestävyys v_{uk} kN/m			
		Lenkkiraidoitteiden halkaisijat ja keskinäiset välit (mm)			
		Teräslaatu A500 HW $f_{yk} = 500$ MPa			
		ϕ 6 k 600	ϕ 6 k 300	ϕ 8 k 300	ϕ 8 k 150
Teräsmäärä A_s/s mm ² /m		94	189	335	671
Saumabetonin lujuus	$f_{ck,s}$ MPa				
C20/25	20	25	49	87	175
C25/30	25	27	55	98	196
C30/37	30	30	60	107	214
C35/45	35	32	65	116	232

Taulukko 6. Ilman betonivaarnaa olevan sauman leikkauskestävyys, vaijerilenkit, $f_{uk} = 1770$ MPa

Saumabetonin lujuus	C20/25		C25/30		C30/37		C35/45	
	Lenkki ϕ 6	Lenkki ϕ 8	Lenkki ϕ 6	Lenkki ϕ 8	Lenkki ϕ 6	Lenkki ϕ 8	Lenkki ϕ 6	Lenkki ϕ 8
Jako (mm)								
250	131		144		155		166	
300	123		134		125		155	
350	106	190	116	209	125	225	134	241
400	93	171	102	187	110	202	117	216
450	83	153	91	167	98	181	105	193
500	75	138	82	151	89	163	95	174
600	63	116	69	127	75	137	80	146
700	55	100	60	109	65	118	69	126
750	51		56		61		65	

5.3 Lenkeillä varustettun betonivaarnan leikkauskestävyys

Lenkeillä varustettun lenkkiliitoksen (vakioliitos DV503) leikkauskestävyys v_{uk} kN/m on /BY 30-4/

$$V_{Rd} = \frac{0,18 \cdot b_1 \cdot \sqrt{f_{ck,s}} \cdot \alpha \cdot (1 + 11 \cdot \mu \cdot f_{yk})}{\gamma_{c,acc}}$$

missä

$f_{ck,s}$ on saumabetonin ominaislujuus MPa (150 mm lieriö)

b_1 on vaarnan leveys, mittasuosituksen mukaiselle vaarnalle $b_1 = 100$ mm

α on vaarnasuhde, mittasuosituksen mukaiselle vaarnalle $\alpha = 0,375$

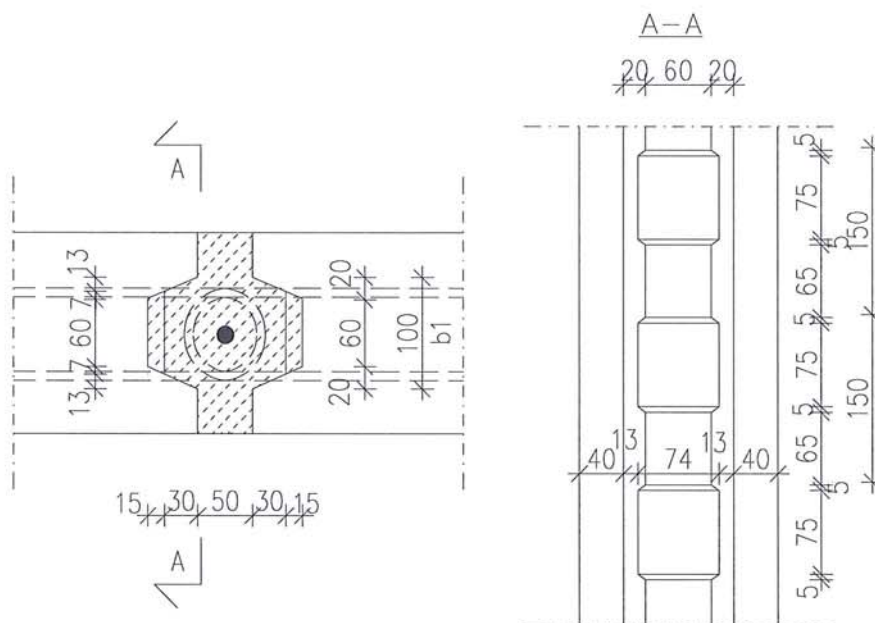
μ on lenkkiraidoituksen pinta-alan suhde sauman vaarnoitettun osan pinta-alaan

$$\mu = \frac{A_s}{s \cdot b_1}$$

A_s/s on lenkin leikkeiden yhteenlaskettu pinta-ala mm²/mm

f_{yk} on lenkin ominaislujuus

$\gamma_{c,acc}=1,2$ on betonin osavarmuusluku onnettomuuskuormayhdistelmille



Kuva 37. Lenkeillä varustetun betonivaarnan mittasuositus, vakioliitos DV503

Taulukko 6. Lenkkiraudoitettujen betonivaarnasauman leikkauskestävyys, teräslaatu S235JRG2

		Lenkkiraudoitettujen betonivaarnasauman leikkauskestävyys v_{uk} kN/m			
		Lenkkiraudoitteiden halkaisijat ja keskinäiset välit (mm)			
		Teräslaatu S235JRG2 $f_{yk} = 235$ MPa			
		$\phi 8$ k 600	$\phi 8$ k 300	$\phi 10$ k 300	$\phi 10$ k 150
Teräsmäärä A_s/s mm ² /m		168	335	523	1947
Saumabetonin lujuus	$f_{ck,s}$ MPa				
C20/25	29	95	128	157	218
C25/30	25	106	143	175	243
C30/37	30	116	156	192	267
C35/45	35	126	169	207	288

Taulukko 7. Lenkkiraudoitettujen betonivaarnasauman leikkauskestävyys, teräslaatu A500HW

		Lenkkiraudoitettujen betonivaarnasauman leikkauskestävyys v_{uk} kN/m			
		Lenkkiraudoitteiden halkaisijat ja keskinäiset välit (mm)			
		Teräslaatu A500HW $f_{yk} = 500$ MPa			
		$\phi 6$ k 300	$\phi 6$ k 150	$\phi 8$ k 300	$\phi 8$ k 150
Teräsmäärä A_s/s mm ² /m		94	189	335	671
Saumabetonin lujuus	$f_{ck,s}$ MPa				
C20/25	20	102	139	181	253
C25/30	25	114	155	202	283
C30/37	30	125	170	222	310
C35/45	35	135	183	240	335

5.4 Koukkurautoituksella varustetun sauman leikkauskestävyys

Yhden koukun leikkauskestävyys on /BY 30-4/

$$V_{Rd} = \frac{\phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck,s}} \cdot f_{yk}}{\gamma_{c,acc}}$$

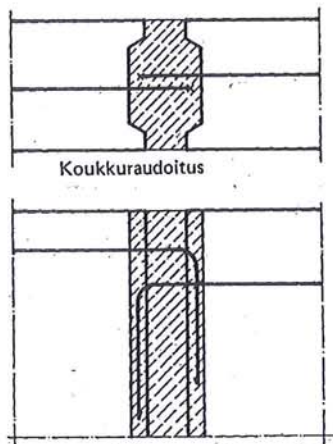
missä

ϕ on koukkuteräksen halkaisija

f_{ck} on saumabetonin ominaislujuus

f_{yk} on koukkuteräksen ominaislujuus

$\gamma_{c,acc}=1,2$ on betonin osavarmuusluku onnettomuuskuormayhdistelmille



Kuva 38. Koukkurautoitus varustettu sauma

Taulukko 8. Koukkurautoitetun betonivaarnasauman leikkauskestävyys, teräslaatu S235JRG2

		Koukkurautoitetun betonivaarnasauman leikkauskestävyys v_{Rd} kN/m					
		Koukkurautoitteiden halkaisijat ja keskinäiset välit (mm)					
		Teräslaatu S235JRG2 $f_{yk} = 235$ MPa					
		ϕ 8 k 300	ϕ 8 k 200	ϕ 8 k 150	ϕ 10 k 300	ϕ 10 k 200	ϕ 10 k 150
Teräsmäärä A_s/s mm ² /m		168	252	335	262	393	523
Saumabetonin lujuus	$f_{ck,s}$ MPa						
C20/25	20	12	18	24	19	29	38
C25/30	25	14	20	27	21	32	43
C30/37	30	15	22	30	23	35	47
C35/45	35	16	24	32	25	38	50

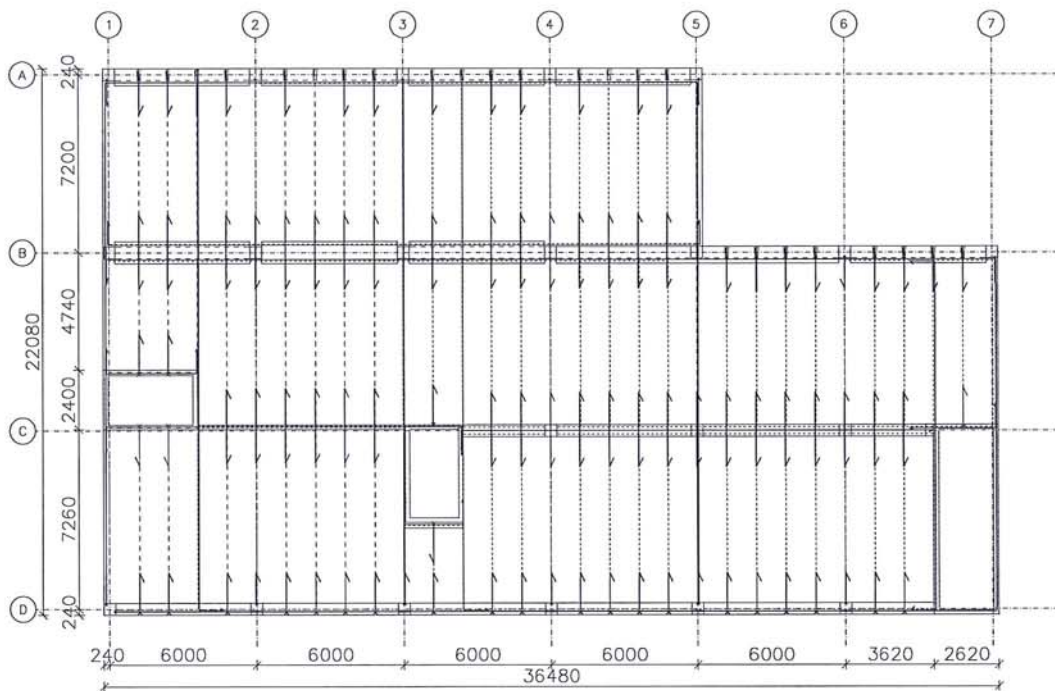
Taulukko 9. Koukkurautoitetun betonivaarnasauman leikkauskestävyys, teräslaatu A500HW

		Koukkuraidoitettun betonivaarnasauman leikkauskestävyys v_{Rd} kN/m					
		Koukkuraidoitteiden halkaisijat ja keskinäiset välit (mm) Teräslaatu A500HW $f_{yk} = 500$ MPa					
		ϕ 8 k 300	ϕ 8 k 200	ϕ 8 k 150	ϕ 10 k 300	ϕ 10 k 200	ϕ 10 k 150
Teräsmäärä A_s/s mm ² /m		168	252	335	262	393	523
Saumabetonin lujuus	$f_{ck,s}$ MPa						
C20/25	20	18	27	36	28	42	56
C25/30	25	20	30	40	31	47	62
C30/37	30	22	33	44	34	51	68
C35/45	35	24	35	47	37	55	73

Taulukoiden 4...9 mukaiset kstävyydet edellyttävät sauman aukeamisen estämistä saumaa vastaan kohtisuoralla vaakaraidoituksella, joka mitoitetaan leikkausvoimalle. Vaakaraidoitus voidaan keskittää välipohjien kohdalle ja seinäelementtien vaakasaumoihin.

6. ESIMERKKI

6.1 Yleistä



Kuva 39. Esimerkkirakennuksen välipohja

Tarkastellaan 9-kerroksista toimistorakennuksen välipohjaa. Rakennuksen runko on pilari-palkkirunko ja laatastona ontelolaatta O32.

Rakennuksen kerrosmäärä on $n_s=9$, joten rakennus kuuluu onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokkaan 3 a.

Välipohjan kerrosala on 689 m^2 . Kerroskorkeus $H=3,0 \text{ m}$.

Rakennuksen moduulinjan A ulokoseinän vieressä sijaitsee paikoitusalue, johon on mahdollista päästä kuorma-autolla, jonka kokonaispaino on yli 3,5 t. Kyseisen sivun alimman kerroksen pilareihin voi kohdistua liikenteestä törmäyskuorma SFS-EN-1991-1-7 kansallisen liitteen taulukon 4.1(FI) mukainen törmäyskuorma $F_{dx} = F_{dy} = 75 \text{ kN}$.

Toimistorakennuksessa välipohjan hyötykuormaluokka B, hyötykuorma $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

Välipohjan kuormitus:

- ontelolaatta + pintarakenteet $g_k = 5,5 \text{ kN/m}^2$
- hyötykuorma, luokka B $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- kevyet väliseinät $q_{k2} = 0,5 \text{ kN/m}^2$ (seinien paino $\leq 1 \text{ kN/m}$)

Saumattu ontelolaatasto kykenee jakamaan viivakuormaa poikkisuunnassa useammalle laatalle, joten kevyiden väliseinien paino voidaan jakaa tasaiseksi kuormaksi. Kevyet väliseinien paino otetaan huomioon lisäämällä hyötykuorman arvoa määrällä q_{k2} . Hyötykuormaa ja väliseinien painon summaa käsitellään yhtenä hyötykuorman kuormaluokan mukaisena kuormana.

Onnettomuusmitoitustilanteessa muuttuvan kuorman yhdistelykertoimenä käytetään muulle kuin luonnonkuormalle pitkäaikaisen kuorman yhdistelykerroin ψ_2 . Kuormaluokassa B pitkäaikaisen kuorman yhdistelykerroin $\psi_2 = 0,3$. Onnettomuusmitoitustilanteessa ei käytetä pinta-alavähennystä.

6.2 Moduulilinjan A pilarit

6.2.1 Ennalta määriteltävissä oleva onnettomuuskuorma

Moduulilinjan A pilareihin kohdistuu määriteltävissä oleva onnettomuuskuorma.

Vaihtoehto 1:

Suojataan pilarit siten, että törmäys ei ole mahdollinen tai törmäyksen vaikutus jää pienemmäksi. Rakennetaan paikoitusalue sellaiseksi, että sinne pääsee henkilö- ja pakettiautoilla, joiden kokonaispaino on enintään 3,5 t, mutta pääsy on estetty tätä painavammalla kuorma-autolla. Tällöin törmäyskuorma on em. taulukon mukaan $F_{dx} = F_{dy} = 25$ kN.

Vaihtoehto 2:

Sallitaan alkusortuma, mutta siitä ei saa aiheutua alkusortuma-alueen ulkopuolisen rakennuksen sortumista. Vaurioituneen pystyrakenteen kuormien tulee pystyä siirtymään rakenteen muiden osien kannettavaksi vaihtoehtoisia reittejä pitkin.

Alkusortuma-alueen laajuus saa olla enintään kahdessa päällekkäisessä kerroksessa korkeintaan 100 m²/kerros, kuitenkin enintään 15 % kerrosalasta (103 m²).

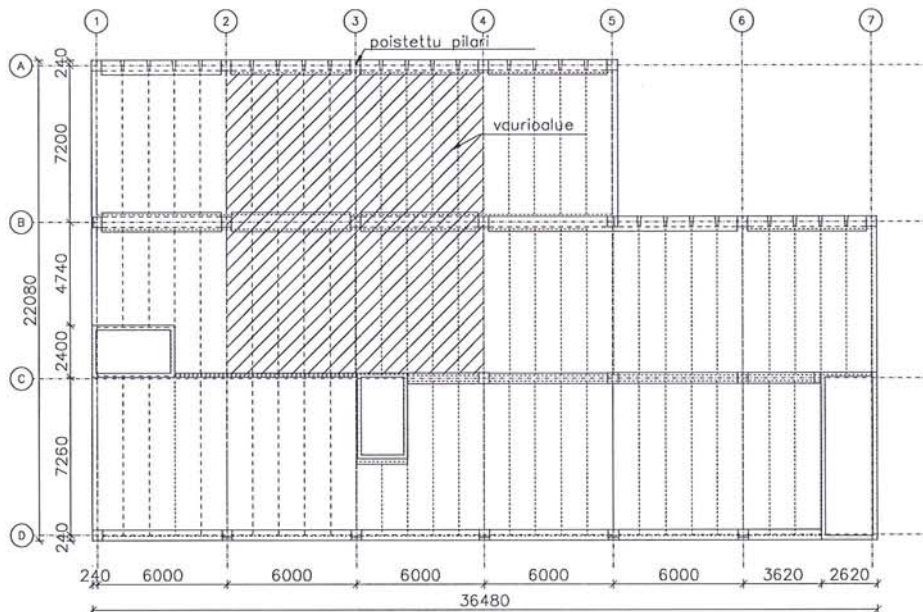
Nurkkapilarin A1 vaurioituessa alkusortuma-alueen pinta-ala on $6,24 \cdot 6,72 = 41,9$ m², mikä olisi hyväksyttävä.

Nurkkapilarin vaurioituessa ylempien kerrosten nurkkakenttien tulisi pysyä ylhäällä, minkä tavoite saattaa olla hankalasti saavutettavissa. Kuvien 7 ja 10 mukaisia ratkaisut voivat tulla kyseeseen. Käytetään nurkassa kahta pilaria, jolloin toisen vaurioituessa toinen pilari kantaa, tai suunnitellaan nurkkaan jäykistysdiagonaalit tai suunnitellaan julkisivuelementtien liitokset siten, että ne voivat toimia korkeana, usean kerroksen korkuisena lippupalkkina.

Keskipilarin A3 vaurioituessa alkusortuma-alueen pinta-ala on $12,0 \cdot 6,72 = 80,6$ m², mikä olisi vielä hyväksyttävä. Suunnitellaan joka kerroksessa perättäisten reunapalkkien välille siteet siten, että vaurioituneen pilarin molemmilla puolilla olevat palkit voivat muodostaa kuvan 6 mukaisen köysirakenteen, joka kussakin kerroksessa kantaa kyseisen kerroksen kuorman vaurioituneen pilarin yli siirtäen sen viereisille vaurioitumattomille pilareille.

Nurkasta lukien ensimmäisen reunapilarin A2 vaurioituessa ongelmaksi voi muodostua siteen voiman (kuvan 6 mukaisen köysirakenteen voiman N) ankkurointi nurkkapilariin voi muodostua ongelmaksi.

Jos alkusortuma-alueen pinta-ala ylittää hyväksyttävän laajuuden tai toimiva muuttunut rakennesysteemi ja vaihtoehtoinen kuormien siirtymisreitti eivät ole mahdollisia, niin pilarit joudutaan mitoittamaan kestäämään onnettomuuskuorma vaihtoehdon 3 mukaan.



Kuva 40. Paikallinen sortuma-alue reunapilarin vaurioituessa

Vaihtoehto 3:

Pilarit mitoitetaan kestäämään onnettomuuskuorma $F_{dx} = F_{dy} = 75$ kN yhdessä muiden samanaikaisesti tulevien pysyvien ja hyötykuormien kanssa. Luonnonkuormista (tuulikuorma, lumikuorma) käytetään yhdistelykertoimena tavallisen kuorman yhdistelykerroin ψ_1 ja muille hyötykuormille pitkäaikaisen kuorman yhdistelykerrointa ψ_2 .

Kuormat F_{dx} ja F_{dy} eivät vaikuta samanaikaisesti. Kuorma-autojen törmäyskuorman oletetaan vaikuttavan korkeudella 0,5 m ... 1,5 m ajoväylän pinnasta.

Jos vaihtoehdon 1 mukaisesti rajoitetaan ajoneuvoliikenne vain henkilö- ja pakettiautoille ja vaihtoehto 2 ei tule kyseeseen, pilarit mitoitetaan 0,5 m:n korkeudella ajoväylän pinnasta vaikuttavalle onnettomuuskuormalle $F_{dx} = F_{dy} = 25$ kN.

Kaikissa kolmessa vaihtoehdossa rakenteeseen on kuitenkin suunniteltava SFS-EN-1992-1-1 kohdan 9.10 mukaiset vaaka- ja pystysuuntaiset siteet.

6.2.2 Toimenpiteet ennalta määrittelemättömän onnettomuuden varalta

Toisena onnettomuusmitoitustilanteena rakenne on myös suunniteltava linja A pilareihin kohdistuvan ennalta määrittelemättömän onnettomuus tilanteen varalta, siten että siitä ei aiheudu alkusortuma- aluetta suuremman alueen sortumaa eikä rakennuksen vakavuus säilyy.

Vaihtoehto 1:

Sallitaan hyväksyttävän laajuinen alkusortuma, mutta alkusortuman ulkopuolisen alueen tulee säilyä sortumatta. Alkusortuma-alueen suuruus pysyy hyväksyttävissä rajoissa, mutta edellä olevan perusteella vaihtoehtoisen rakennesysteemi ja kuormien siirtyminen ei välttämättä onnistu.

Vaihtoehto 2:

Jos vaihtoehtoinen rakennesysteemi ei ole mahdollinen tai alkusortuma-alueen suuruus ylittää hyväksyttävän laajuuden, mitoitetaan pilarit kestämään onnettomuuskuorma $A_d = 50$ kN yhdessä muiden tässä onnettomuusmitoitustilanteessa vaikuttavien pysyvien ja muuttuvien kuormien kanssa. Muiden onnettomuuskuormien, kuten törmäyskuorman (75 kN tai 25 kN) ei katsota vaikuttavan samanaikaisesti ennalta määrittelemättömän onnettomuus tilanteen varalta olevan kuorman $A_d = 50$ kN. Kuorma A_d vaikuttaa kerroskorkeuden puolivälissä.

Vaihtoehtoja 1 ja 2 käytettäessä rakenteeseen on kuitenkin suunniteltava SFS-EN-1992-1-1 kohdan 9.10 mukaiset siteet.

Vaihtoehto 3:

Laitetaan rakenteeseen SFS-EN-1991-1-7 kansallisessa liitteessä olevan asiakirjan ”Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta” kohtien 5...6 mukaiset onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokan 3a mukaiset siteet (tämän normikortin kohta 4).

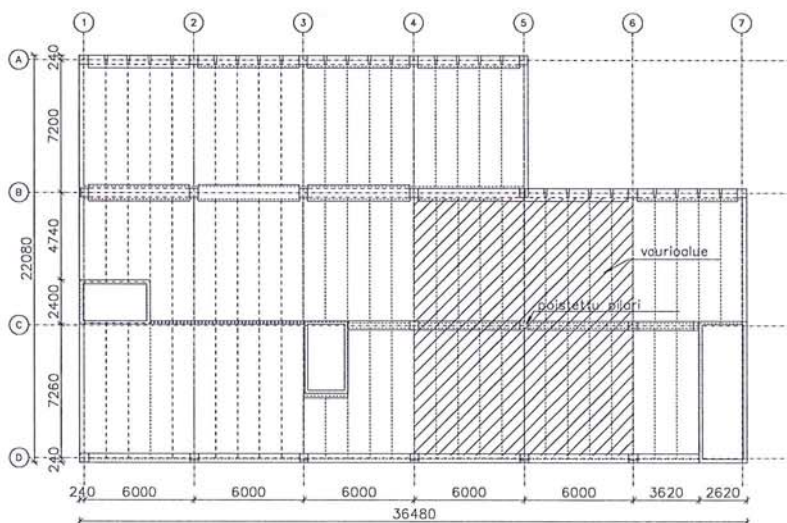
6.3 Reunalinjan D pilarit

Reunalinjan D pilarit eivät sijaitse ajoväylän vieressä, joten niihin ei kohdistu ennalta määritettävissä olevaa törmäyskuormaa. Linjan D pilareiden kohdalla tarkastelu rajoittuu jatkuvan sortuman estämiseen ennalta määrittelemättömän onnettomuuden varalta. Käytettävissä ovat samat 3 vaihtoehtoa kuin linja A pilareilla.

6.4 Keskipilarit

Vaihtoehto 1:

Sallitaan hyväksyttävän laajuinen alkusortuma, mutta alkusortuman ulkopuolisen alueen tulee säilyä sortumatta.



Kuva 41. Paikallinen sortuma-alue keskipilain vaurioituessa

Keskipilarin sortuessa alkusortuma-alueen pinta-ala on $12 \text{ m} \cdot 13,93 \text{ m} = 167,2 \text{ m}^2$, mikä ylittää alkusortuma-alueen hyväksyttävän laajuuden 100 m^2 . Vaihtoehto 1 ei siis tässä tapauksessa tule kyseeseen, vaan keskipilari on mitoitettava avainasemassa olevana rakenneosana vaihtoehdon 2 mukaisesti kerrosvälin puolivälissä vaikuttavalle vaakasuuntaiselle onnettomuuskuormalle $A_d = 50 \text{ kN}$ yhdessä samanaikaisesti vaikuttavan pysyvän kuorman ja muuttuvan hyötykuorman (yhdistelykerroin $\psi_2 = 0,3$) aiheuttamille rasituksille tai käytettävä vaihtoehdon 3 mukaista sidejärjestelmää.

Vaihtoehto 2:

Keskipilari mitoitetaan avainasemassa olevana rakenneosana kerrosvälin puolivälissä vaikuttavalle vaakasuuntaiselle onnettomuuskuormalle $A_d = 50 \text{ kN}$ yhdessä samanaikaisesti vaikuttavan pysyvän kuorman ja muuttuvan hyötykuorman (yhdistelykerroin $\psi_2 = 0,3$) aiheuttamille rasituksille.

Vaihtoehdon 2 tapauksessa välipohjaan on suunniteltava SFS-EN-1992-1-1 kohdan 9.10 mukaiset siteet (vastaa tämän normikortin kohdan 4 onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokan 1 sidejärjestelmää).

Vaihtoehto 3:

Vaihtoehdossa 3 välipohjaan suunnitellaan onnettomuusmitoitustilanteen 3a mukaiset siteet.

6.5 Kantava seinä porrashuoneiden välillä moduulilinjalla C

Vaihtoehto 1:

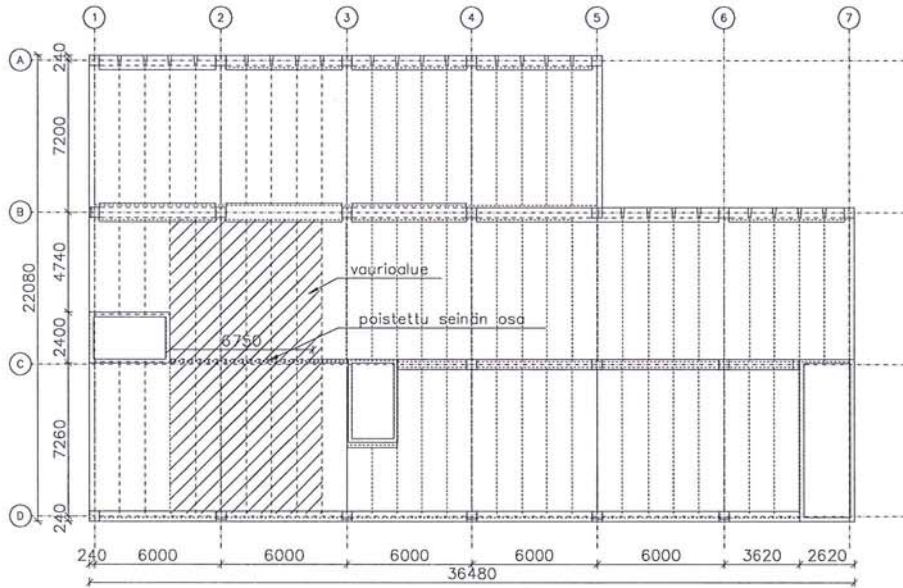
Sallitaan hyväksyttävän suuruinen alkusortuma.

Porrashuoneiden moduulilinjojen 2 ja 3 suuntaiset seinät toimivat linjan C suuntaisen seinän sivusuuntaisena tukena. Sivusuuntaisten tukien väli $8,4 \text{ m}$. Vaurioituneeksi otaksuttavan seinälohkon nimellispituus on seinän sivusuuntaisten tukien väli, enintään $2,25 \cdot H$, missä H on kerroskorkeus. Esimerkin rakennuksessa kerroskorkeus $H = 2 \text{ m}$, joten vaurioituneeksi otaksuttu seinälohkon pituus on

$$L_s \leq \begin{cases} 2,25 \cdot H = 2,25 \cdot 3 = 6,75 \text{ m} \\ 8,4 \text{ m} \end{cases}$$

Vaurioituneen seinälohkon pituus on siis $L_s = 6,75 \text{ m}$. Jos vaurioituneen alueen otaksutaan alkavan heti porrashuoneen seinästä, niin se $0,75 \text{ m}$ kuudennen laatan alueelle eli yli laatan puolivälin, joten vaurioalueen laajuus laatastossa on 6 laatan levyinen alue eli $7,2 \text{ m}$. Jos vaurioitunut seinälohkon otaksutaan sijaitsevan keskeisesti porrashuoneiden seinien välille, vaurioitunut seinän osa ulottuu $0,375 \text{ m}$ porrashuoneen viereisten laattojen alueelle. Tällöin vaurioalueeksi laatastossa voitaisiin otaksua 5 laatan levyinen alue eli $6,0 \text{ m}$. Vaurioalue ulottuu laatastossa vaurioituneeksi oletetun seinälohkon molemmin puoleisille laatoille, joten vaurioalueen laajuus on $7,2 \cdot (7,37 + 6,72) = 101,4 \text{ m}^2 \sim 100 \text{ m}^2 \sim 15 \%$ kerrosalasta. Vaurioalueen laajuus on juuri ja juuri vielä hyväksyttävissä, joten seinää ei tarvitse mitoitaa avainasemassa olevana rakenneosana.

Rakenteeseen suunnitellaan SFS-EN-1992-1-1 kohdan 9. 10 mukaiset siteet.



Kuva 42. Paikallinen sortuma-alue seinälohkon vaurioituessa

Vaihtoehto 2:

Mitoitetaan seinä avainasemassa olevana rakenneosana vaakasuuntaiselle onnettomuuskuormalle $A_d = 50$ kN, joka jaetaan seinän korkeuden puolivälissä vaikuttavaksi tasaiseksi viivakuormaksi $q_{As} = 16,7$ kN/m 3 m:n leveydelle. Kuorman otaksutaan vaikuttavan keskeisesti porrashuoneiden välimatkaan nähden.

Rakenteeseen suunnitellaan SFS-EN-1992-1-1 kohdan 9.10 mukaiset siteet

Vaihtoehto 3:

Rakennukseen laitetaan onnettomuusmiotoitustilanteen 3a mukaiset siteet.

6.6 Seuraamusluokan 3 a mukaiset siteet

6.6.1 Yleistä

SFS-EN-1991-1-7 kansallisessa liitteessä olevan asiakirjan ”Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta” kohtien 5...6 mukaiset onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokan 3a mukaiset siteet (tämän normikortin kohta 4).

Laataston ympäri kiertävät rengassiteet (normikortin kohta 4.6.2):

$$\text{Kerroslukumäärä } n_s = 9 \Rightarrow F_t = (16+2,1 \cdot n_s) \text{ kN/m} = (16+2,1 \cdot 9) \text{ kN/m} = 34,9 \text{ kN/m}$$

Välipohjan kuormitus onnettomuusmitoitustilanteessa

$$p_{d,acc} = g_k + \psi_2 \cdot (q_k + q_{k2}) = 5,5 + 0,3 \cdot (2,5 + 0,5) \text{ kN/m}^2 = 6,4 \text{ kN/m}^2$$

6.6.2 Rengassiteet

Rengasside moduulilinjalla A:

Puolet rengassiteen etäisyydestä lähimmästä sisäisestä siteestä $s_2 = 3,35 \text{ m}$

Rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta $a = 0,5 \text{ m}$

Kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys siteen suunnassa $z = 6,0 \text{ m}$

Sidevoima

$$T_2 \geq \begin{cases} F_t \cdot (s_2 + a) \cdot \frac{(g_k + \psi_2 \cdot (q_k + q_{k2})) \cdot z}{37,5 \cdot \text{kN/m}} = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (3,35 + 0,5) \cdot \text{m} \cdot \frac{6,4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 6,0 \cdot \text{m}}{37,5 \cdot \text{kN/m}} = 137,8 \cdot \text{kN} \\ F_t \cdot (s_2 + a) = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (3,35 + 0,5) \cdot \text{m} = 134,4 \cdot \text{kN} \\ 70 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

Rengassiteeltä vaadittava voima $T_2 = 137,8 \text{ kN}$. Rengassiteiden määrä $A_{s2} = 276 \text{ mm}^2$ A500 HW eli 2 T16 $A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$.

Rengasside on lisäksi mitoitettava normaalissa murtotilassa kestävä välipohjaan kohdistuva tuulikuorma ja vinoudesta aiheutuva lisävaakavoima, kun välipohjalaatasto toimii vaakasuunnassa korkeana palkkina tukeutuen jäykistäviin rakenteisiin. Jos jäykistävien rakenteiden välimatka on suuri, niin tämä tilanne saattaa vaatia suuremman rengasteräsmäärän kuin onnettomuusmitoitustilanne.

Rengasside toimii myös reunapalkkien välisenä siteenä.

Rengasside moduulilinjalla 1:

Puolet rengassiteen etäisyydestä lähimmästä sisäisestä siteestä $s_1 = 0,63 \text{ m}$

Rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta $a_1 = 0,22 \text{ m}$

Kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys siteen suunnassa $z_1 = 7,2 \text{ m}$

$$T_1 \geq \begin{cases} F_1 \cdot (s_1 + a_1) \cdot \frac{(g_k + \psi_2(q_k + q_{k2})) \cdot z}{37,5 \cdot \text{kN/m}} = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (0,63 + 0,22) \cdot \text{m} \cdot \frac{6,4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 7,2 \cdot \text{m}}{37,5 \cdot \text{kN/m}} = 36,5 \cdot \text{kN} \\ F_1 \cdot (s_2 + a) = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (0,63 + 0,22) \cdot \text{m} = 29,7 \cdot \text{kN} \\ 70 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

Rengassiteeltä vaadittava voima $T_1 = 70 \text{ kN}$. Rengassiteiden määrä $A_{s1} = 140 \text{ mm}^2$ A500 HW eli 2 T 10 $A_{s1} = 157 \text{ mm}^2$.

6.6.3 Palkkielementtien väliset sisäiset siteet

Normikortin kohta 4.6.1

Sidevoima keskipalkille:

Sidelinjojen välit keskipalkkilinjan molemmin puolin $L_1 = L_2 = 7,2 \text{ m}$

Kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys siteen suunnassa $z = 6,0 \text{ m}$

Sidevoima

$$T_1 \geq \begin{cases} F_1 \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} \cdot \frac{(g_k + \psi_2(q_k + q_{k2})) \cdot z}{37,5 \cdot \text{kN/m}} = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{7,2 + 7,2}{2}\right) \cdot \text{m} \cdot \frac{6,4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 6,0 \cdot \text{m}}{37,5 \cdot \text{kN/m}} = 257,3 \cdot \text{kN} \\ F_1 \cdot \left(\frac{L_1 + L_2}{2}\right) = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{7,2 + 7,2}{2}\right) \cdot \text{m} = 251,3 \cdot \text{kN} \\ 70 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

Siteiltä vaadittava voima $T_1 = 257,3 \text{ kN}$. Toisella keskipalkkilinjalla on leukapalkki, jonka molemmilla puolilla oleviin laatan pään ja uuman välisiin saumoihin laitetaan siteet. Yhden siteeltä vaadittava vetokestävyys on $128,7 \text{ kN}$ ja teräsmäärä on $A_{s1} = 257 \text{ mm}^2$ A500 HW eli 2 T16 $A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$ uuman molemmin puolin.

Toisella keskipalkkilinjalla on suorakaidepalkki, jonka päällä olevaan laattojen väliseen saamaan siteet laitetaan. Siteen vaadittava teräsmäärä on $A_{s12} = 515 \text{ mm}^2$ A500 HW eli 3 T16 (603 mm^2) tai 2 T20 (628 mm^2).

Palkin putoamisen estämiseksi palkki on kiinnitettävä pilariin tai viereiseen kenttään normikortin kohdan 4.5 mukaan vaakasuuntaiselle voimalle $F_d = k \cdot V_k$. Oletetaan, että pilari-palkki-liitoksessa käytetään kumista tasauslevyä, jolloin $k = 0,2$. Palkin tukireaktion ominaisarvo $V_k = 215 \text{ kN}$. Kiinnitysvoima $F_d = k \cdot V_k = 0,2 \cdot 215 \text{ kN} = 43 \text{ kN} > 30 \text{ kN}$. Kiinnitysvoima otetaan vastaan pilarikonsolissa olevalla tapilla. Oletetaan elementin betonin olevan C40/50. Normikortin taulukon 3 perusteella tappi T20 on riittävä. Kiinnitysvoima otetaan vastaan sekä sisäisellä siteellä T_1 että palkin ja pilarin välisessä liitoksessa olevalla tapilla. Sisäinen side sijaitsee saumavalussa, joten saumavalun ja palkkielementin välisen sauman tulee pystyä siirtämään sisäisen siteen osuus voimasta.

6.6.4 Kantavien seinäelementtien väliset vaakasiteet

Side sijoitetaan seinän yläpuoliseen vaakasaumaan (kuva 15).

Tarkastellaan moduulilinjalla C porrashuoneen välissä olevaa kantavaa seinää.

Vaurioituvan seinälohkon nimellisipituus $L_s = 6,75$ m.

Siteen voimaa laskettaessa mitta $z = L_s/2 = 3,75$ m

Sisäisten siteiden väli $s = 7,2$ m

Vaadittava sidevoima

$$T_1 \geq \begin{cases} F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + \Psi_2(q_k + q_{k2})) \cdot z}{37,5 \cdot \text{kN/m}} = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{7,2 + 7,2}{2} \cdot \text{m} \cdot \frac{6,4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,75 \cdot \text{m}}{37,5 \cdot \text{kN/m}} = 160,8 \cdot \text{kN} \\ F_t \cdot \left(\frac{L_1 + L_2}{2}\right) = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{7,2 + 7,2}{2}\right) \cdot \text{m} = 251,3 \cdot \text{kN} \\ 70 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

Vaadittava sidevoima $T_1 = 251,3$ kN, mikä vastaa teräsmäärää $A_{s1} = 503$ mm² A500HW. Sideteräkset 2 T20 (628 mm²).

6.6.5 Laattaelementtien väliset siteet (pituussuuntainen saumaraudoitus)

Normikortin kohta 4.6.2

Laitetaan saumateräkset laatan jokaiseen saumaan eli k1200.

Saumaraudoituksen väli $s_3 = 1,2$ m

Kantavien pystylinjojen väli siteen suunnassa $z = 7,2$ m

$$T_3 \geq \begin{cases} \geq F_t \cdot s_3 \cdot \frac{(g_k + \Sigma \Psi_i \cdot q_k) \cdot z_3}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,2 \cdot \text{m} \cdot \frac{6,4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 7,2 \cdot \text{m}}{37,5 \cdot \text{kN/m}} = 51,5 \text{kN} \\ \geq F_t \cdot s_3 = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,2 \cdot \text{m} = 41,9 \cdot \text{kN} \\ \geq \frac{70 \text{kN}}{3,5 \cdot \text{m}} \cdot 1,2 \cdot \text{m} = 24 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

Laatan pituussuuntaiselta saumateräkseltä vaadittava kestävyys on $T_3 = 51,5$ kN, mikä vastaa teräsmäärää $A_{s3} = 103$ mm² A500 HW. Saumateräkset T12 k1200 ($A_{s3} = 113$ mm² /sauma).

6.6.6 Pystyrakenteiden sidonta välipohjaan

Välipohjan pysyvä kuorma $g_k = 5,5 \text{ kN/m}^2$

Reunapilarit A2... A4, D 2 ... D6:

Sidevoiman kertymisleveys on tässä tapauksessa pilariväli $s = 6 \text{ m}$.

Kerros määrästä riippuva voima $F_t = 34,9 \text{ kN/m}$

Kerroskorkeus $h = 3 \text{ m}$

$$\text{Vaadittava sidevoima } F_{tie} \leq \begin{cases} F_t \cdot \frac{H}{2,5 \cdot m} \cdot s = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{3 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} \cdot 6 \text{ m} = 251,3 \text{ kN} \\ 2 \cdot F_t \cdot s = 2 \cdot 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m} = 418,8 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

Vaadittava sidevoima vastaa teräsmäärää $A_s = 503 \text{ mm}^2$ A500 HW.

Pilareiden sidonnassa välipohjaan voidaan hyödyntää laattojen välisissä saumoissa olevia saumateräksiä, mikäli palkki on kiinnittetty pilariin saumaterästen ottamalle voimalle reunapalkkia vastaan kohtisuorassa suunnassa. Saumateräksen T12 vetokestävyys $N_{Rd} = 56,5 \text{ kN}$, joten sidevoimalle riittää yhteensä 5 T12 (T12 kahdessa saumassa pilarin molemmin puolin sekä T12 pilarin kohdalla olevassa saumassa). Pilarin molemmilla puolilla olevat palkit kiinnitetään pilariin palkkia vastaan kohtisuorassa vaikuttavalle voimalle $97,4 \text{ kN/palkki}$. Käytetään tappia T32, joka kestää normikortin taulukon 3 mukaan leikkausvoiman $V_{Rd} = 144,8 \text{ kN}$.

Nurkkapilarit A1, A5 ja D1:

Nurkkapilarissa sidonta tehdään molempiin suuntiin. Moduulilinjan 1 suunnassa sidevoiman kertymämatka $s = 6 \text{ m}/2 = 3 \text{ m}$ ja sidevoima $F_{tie,y} = 125,7 \text{ kN}$. Sideteräkset kuten reunapilarin kohdalla. Pilariin kiinnitettyä rengasterästä voidaan käyttää hyväksi.

Moduulilinjan A suunnassa sidevoiman kertymämatka $s = 7,2 \text{ m}/2 = 3,6 \text{ m}$ ja sidevoima $F_{tie,x} = 150,8 \text{ kN}$. Käytetään pilariin kiinnitettyä rengasraudoitusta 2 T16, jonka vetokestävyys on $N_{Rd} = 201 \text{ kN}$.

Reunapilari A2:

Sidevoiman kertymämatka $s = (7,2+7,2) \text{ m}/2 = 7,2 \text{ m}$ ja sidevoima reunaan vastaan kohtisuorassa suunnassa $F_{tie} = 301,5 \text{ kN}$.

Sidevoima otetaan vastaan palkin ja laatan välissä (leukapalkki) tai palkin päällä laattojen välisessä saumassa sijaitsevalla sisäisellä siteellä ja polari-palkki-liitoksen tapilla. Tapin T32 leikkauskestävyys on $V_{Rd} = 144,8 \text{ kN}$, joten siteillä oettavaksi voimaksi jää $N_{Ed} = 156,8 \text{ kN}$. Tässä tapauksessa vaadittava voima on pienempi kuin keskipalkkien sidevoima T_1 . Siteen kiinnitetään pilariin esim. hitsaustartunnoin.

6.6.7 Pystysiteet

Nurkkapilari A1:

Pilarin kuormitusalue $(7,2/2+0,24) \text{ m} \cdot (0,24+6/2) \text{ m} = 12,4 \text{ m}^2$. Reunapalkin paino $7,2 \text{ kN/m}$. Yhdeltä kerrokselta pilarille tuleva normaalivoima $N_{Ed,acc} = 6,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 12,4 \text{ m}^2 + 7,2 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = 101 \text{ kN}$.

Reunapilari A2:

Pilarin kuormitusalue $(7,2/2+0,24) \text{ m} \cdot 6,0 \text{ m} = 23 \text{ m}^2$. Yhdeltä kerrokselta pilarille tuleva normaalivoima $N_{Ed,acc} = 6,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 23 \text{ m}^2 + 7,2 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} = 190,4 \text{ kN}$.

Keskipilari B2:

Pilarin kuormitusalue $7,2 \text{ m} \cdot 6,0 \text{ m} = 43,2 \text{ m}^2$. Keskipalkin paino 9 kN/m . Yhdeltä kerrokselta pilarille tuleva normaalivoima $N_{Ed,acc} = 6,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 43,2 \text{ m}^2 + 9 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} = 330,5 \text{ kN}$.

Pilari-pilariliitoksen jatkospulttien tulee kestää nämä vetovoimat.

Toisena kuormitustapauksena pilari-pilariliitos tulee mitoittaa myös vaakavoimalle 150 kN normikortin kohdan 4.6.4 mukaan.

Kantava seinä porrashuoneiden välissä moduulilinjalla

Oletetaan 8,4 m pitkän seinän muodostuvan kahdesta 4,2 m pitkstä elementistä. Yhden seinäelementin paino (paksuus 200 mm) on $g_s = 13,4$ kN. Yhdeltä kerrokselta seinälle tulee kuormaa 7,17 m:n matkalta. Seinän kuormitus $p_{d,s} = 6,4$ kN/m² · 7,17m = 45,9 kN/m. Saumaväli eli pystysiteiden väli 4,2 m. Vaadittava sidevoima seinäelementtien välisessä pystysaumassa $F_v = (13,4+45,9)$ kN/m·4,2 m = 249 kN. Tarvittava sideteräsmäärä $A_{sv} = 498$ mm² A500HW. Laitetaan pystysaumaan 2 T20 $A_{sv} = 628$ mm².

7. LÄHDEVIITTEET

SFS-EN-1991-1-7 Eurokoodi 1, Osa 1-7 Yleiset kuormat, Onnettomuuskuormat

SFS-EN-1991-1-7 Kansallinen liite, Ympäristöministeriö 2009

Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta, Ympäristöministeriö 2009

SFS-EN-1992-1-1 Eurokoodi 2, Betonirakenteiden suunnittelu, osa 1-1 Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

FIP Bulletin 63, Guide to good practice, Design of Precast Structures Against Accidental Actions, 2012

VTT, Kallioniemi, Pekka; Sarja Askko: Jatkuvan sortuman estäminen BES-elementtirakennuksissa, Valtion teknillinen tutkimuskeskus, Betoniteknikan laboratorio, tiedonanto 36, Espoo 1975

FIP Technical report, Ductility of tie connections for concrete components in precast structures, Fédération Internationale de la Précontrainte, 1982

FIP Recommendations, Design Recommendations for Multistorey Precast Concrete Structures, Raadgevend Ingeniebureau Ir. E.J.A.Corsmit BV, Fédération Internationale de la Précontrainte, 1984

Elliot, Kim S. Multi-storey Precast Concrete Framed Structures

Engström, Björn; Ductility of Tie Connections in Precast Structures, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg 1992

BY 30-4, Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet, Osa 4 Elementit, Suomen Betoniyhdistys r.y., Helsinki 1989

Betoninormikortti N:o 8; Pystyrakenteiden vinoudesta aiheutuva vaakavoima

Betoninormikortti N:o 11;

Betoninormikortti N:o 12;

RIL 144-1990, Rakenteiden kuormitusohjeet; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y., Helsinki 1990

BES-järjestelmän rakenteita koskeva suositus 1979, SBK:n julkaisu n:o 15; Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö r.y., Helsinki 1979

Lindberg, Ralf; Vinha, Juha; Kerrospilarirungon pilari-palkkiliitokset (suunnitteluohje), Tampereen Teknillinen Korkeakoulu, RTT Rakennustuoteteollisuus r.y., Helsinki 1993

RTT Valmisosarakentamisen ohjeisto, Osa G Elementtirakennuksen jäykistys, RTT Rakennustuoteteollisuus r.y., Helsinki 1995

Albertsson, Bernander, Engström, Glembers, Kärrholm, Losberg, Salin: Betongkonstruktionens dimensionering för undvikande av fortskridande ras; Chalmers tekniska högskola, Avdelning för betongbyggnad, Rapport 82:11, Chalmers 1982

Hartland: Design of Precast Concrete, Surrey University Press, London 1975

Heino, Elementtirakennuksen kokonaisstabiilitetti ja jatkuvan sortuman estäminen, BY 139, RIL K132, Suomen Betoniyhdistys r.y., Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y., Helsinki 1990

RIL 115, Betonielementtirakenteet, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y., Helsinki 1977

Elemento-porrasliitokset, Lemminkäinen Betonituotteet Oy 2012

Runko- ja seinäelementtien vakio-liitokset, Elementtisuunnittelu.fi, Rakennusteollisuus r.y 2011