

Topi Valtonen

Liitosten suunnittelu ylikorkeassa rakennuksessa

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikka

Insinöörityö

20.4.2014

Tekijä Otsikko	Topi Valtonen Liitosten suunnittelu ylikorkeassa rakennuksessa
Sivumäärä Aika	52 sivua + 3 liitettä 20.4.2014
Tutkinto	Insinööri (AMK)
Koulutusohjelma	Rakennustekniikka
Suuntautumisvaihtoehto	Rakennetekniikka
Ohjaaja(t)	Projektipäällikkö Aki Kemppainen Lehtori Timo Leppänen
<p>Tässä opinnäytetyössä tutkittiin liitosten suunnittelua onnettomuusrajatilan 3b-seuraamusluokassa, keskittyen erityisesti ylikorkeisiin rakennuksiin. Työn tavoitteena oli selvittää, mille voimille liitokset on mitoitettava, jotta liitosten kestävyyksien vaatimukset täyttyvät. Opinnäytetyö tehtiin Wise Group Finland Oy:lle.</p> <p>Onnettomuusrajatilassa yli 15-kerroksiset rakennukset kuuluvat vakavimpaan seuraamusluokkaan 3b. Määriteltävissä olevien onnettomuuskuormien varalle perustuvat toimintaperiaatteet ovat samat kuin alemmissa seuraamusluokissa, mutta paikallisen vaurion rajoittamiseen perustuvat toimintaperiaatteet poikkeavat alemmista luokista. Näihin poikkeaviin periaatteisiin pyrittiin hakemaan ratkaisuja kirjallisuudesta.</p> <p>Työssä käytiin läpi euronormien ja viranomaisten asettamia vaatimuksia liitoksille ja etsittiin sekä ulko- että kotimaisesta kirjallisuudesta ratkaisuja niiden mitoitukseen. Tutkimuksessa tarkasteltiin myös teoreettisen korkeanrakennuksen välipohjan sideteräksiä 3a- ja 3b-seuraamusluokassa, joita vertailtiin keskenään.</p> <p>Raportissa on esitelty erilaisia kirjallisuudesta löytyneitä mitoitustapoja, joilla liitokset voidaan mitoittaa. Esiteltyjä menetelmiä käyttäen voidaan todeta korkean rakennuksen liitoksille riittävä turvallisuustaso, joka täyttää viranomaisten kestävyysvaatimukset. Työ toimii opastuksena liitosten mitoitukseen 3b-seuraamusluokassa.</p>	
Avainsanat	Korkea rakentaminen, onnettomuudet, liitokset

Author Title	Topi Valtonen Designing Connections in a Tall Building
Number of Pages Date	52 pages + 3 appendices 20 April 2014
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Specialisation option	Structural Engineering
Instructor(s)	Aki Kemppainen, Project Manager Timo Leppänen, Senior Lecturer
<p>The subject of this thesis was designing connections in a tall building against accidental actions. The aim was to find out the forces a connection must withstand so that the standards and regulatory requirements are met. This thesis was written for Wise Group Finland Ltd.</p> <p>According to the Finnish national annex of SFS-EN 1991-1-7 over 15-storey buildings belong to the most severe consequence class 3b. The strategies based on identified accidental actions are the same as in lower consequence classes but strategies based on limiting the extent of localized failure differ from other classes. Solutions and demands to these differing strategies were sought out from domestic and foreign literature.</p> <p>This thesis presents requirements set for connections by the Eurocodes and authorities and looks at solutions to their mitigation found from the literature. By using the presented methods a sufficient level of safety can be achieved. A theoretical floor of a high-rise building was also studied and compared in consequence classes 3a and 3b. This thesis works as a guide for connection design in a tall building.</p>	
Keywords	Tall building, accidents, connections

Sisällys

Lyhenteet

Symboliluettelo

1	Johdanto	1
2	Korkearakentamisesta	2
2.1	Rakennuksen korkeuden määrittely	2
2.2	Seuraamusluokka	4
2.3	Betoni korkearakentamisessa	6
3	Liitokset	9
3.1	Vaatimukset	9
3.2	Liitoksissa käytettävät raudotteet	13
3.3	Terästen oikeanlainen asennus	14
3.4	Mitoitusperiaatteet	16
4	Onnettomuustilanteet eli liitosten voimien synty	17
4.1	Tarkoittamaton jäykkyyden lisäys (<i>Unintended Addition of Stiffness</i>)	18
4.2	Riittämätön pilari-palkki-liitoksien kestävyys (<i>Inadequate Beam-Column Joint Strength</i>)	18
4.3	Veto-/puristussortuma (<i>Tension/Compression Failures</i>)	19
4.4	Tason ja seinänliitoksen pettäminen (<i>Wall-to-Roof Interconnection Failure</i>)	20
4.5	Pilarin paikallinen vaurio (<i>Local Column Failure</i>)	21
4.6	Raskaskerrossortuma (<i>Heavy Floor Collapse</i>)	21
4.7	Väännön aiheuttama sortuma (<i>Torsion Effects</i>)	22
4.8	Heikon ensimmäisen kerroksen sortuma (<i>Soft First-Story Collapse</i>)	23
4.9	Välikerroksen sortuma (<i>Midstory Collapse</i>)	23
4.10	Viereisen vahvemman rakenteen törmäys (<i>Pounding</i>)	24
4.11	P- Δ ilmiö (<i>P-Δ Effect</i>)	24
4.12	Räjähdyksien vaikutukset (<i>Explosion Effects</i>)	26
5	Liitosten suunnittelu ja mitoitus	28
5.1	Korvaava rakennesysteemi	28
5.2	Köysimallin toiminta ja sen analyysi	29
5.3	Rakenneosan suunnittelu avainasemassa olevaksi	35
5.4	Esimerkki	37

5.4.1	Laattojen sideraudoitukset 3a-seuraamusluokassa	38
5.4.2	Laattojen sideraudoitukset 3b-seuraamusluokassa	41
5.4.3	Seinäelementtien sideraudoitukset 3b-seuraamusluokassa	47
6	Yhteenveto	49
	Lähteet	51
	Liitteet	
	Liite 1. Esimerkin välipohja	
	Liite 2. Esimerkin laskelmat	
	Liite 3. Pekka Häyrisen haastattelun 10.01.2014 kysymyksiä ja vastauksia	

Lyhenteet

FIB *Fédération Internationale du Béton*, kansainvälinen rakennebetoni yhdistys, jonka tehtävänä on edistää betonirakentamista.

Symboliluettelo

A	Vaurioituvan alueen pinta-ala
A_s	Raudoituksen pinta-ala
F_s	Raudoituksessa vaikuttava voima
f_{ck}	Betonin ominaispuristuslujuus
f_{cd}	Betonin mitoituspuristuslujuus
f_{yk}	Betoniteräksen ominaismyötölujuus
f_{yd}	Betoniteräksen mitoitusmyötölujuus
ε_{uk}	Betoniteräksen tai jänneteräksen suurinta voimaa vastaava venymän ominaisarvo
ε_{ud}	Betoniteräksen tai jänneteräksen suurinta voimaa vastaavan venymän mitoitusarvo
E_s	Betoniteräksen kimmokerroin
G_k	Pysyvän kuorman ominaisarvo
Hz	Taajuus, 1/s
ΔL	Pituuden muutos
L	Jännemitta

Q_k Hyötykuorman ominaisarvo

T Sidevoima

W_{ext} Ulkoinen työ

W_{int} Sisäinen työ

1 Johdanto

Tämä insinööri työ tehdään Wise Group Finland Oy:lle, joka on suomalainen rakennusalan suunnittelu-, konsultointi- ja rakennuttamisyhtiö. Wise Groupin yhtenä kehityksen suuntana on korkearakentaminen ja yritys tulee lähitulevaisuudessa osallistumaan korkean rakentamisen hankkeisiin Suomessa esimerkiksi Espoon Keilaniemeen rakennettaviin tornitaloihin. Yrityksessä on tiedostettu, että suunnitteluvaiheessa voidaan kohdata ongelmia, jotka korkean rakentamisen vaatimukset asettavat.

Tämän insinööri työn aiheena on liitosten suunnittelu onnettomuusrajatilassa 3b-seuraamusluokassa, keskittyen ylikorkeisiin rakennuksiin. Työn tavoitteena on selvittää, mille voimille liitokset on mitoitettava onnettomuusrajatila ajatellen ja kuinka liitokset on suunniteltava, jotta viranomaisten ja normien määräykset täyttyvät. Opinnäyte työ toimii selvityksenä liitosten suunnittelusta. Samalla tutkitaan, aiheuttaako tämä ongelmia korkean rakennuksen elementtirakentamiselle. Työssä keskitytään teräsbetonirakenteisiin. Insinööri työ suoritetaan kirjallisuustutkimuksena.

Betonielementtirakenteiden liitoksia kuormittavat monenlaiset kuormat ja suunnittelijan tehtävänä on selvittää näiden kuormitusten suuruus ja miten nämä kuormitukset johdetaan liitosten kautta kantaville ja jäykistäville rakenteille ja sieltä edelleen perustuksiin ja maahan. Liitosten mitoitustilanteita ovat: normaalit käyttötilanteen kuormitukset, tilapäisten käyttötilanteiden (korjaus ja toteutus) kuormitukset, onnettomuustilanteet ja maanjäristykset.[15.]

Onnettomuustilanteessa liitosten suunnittelulla pyritään ehkäisemään jatkuvaa sortumaa. Jatkuvaksi sortumaksi kutsutaan tapahtumaa kun paikallinen vaurio leviää alkuperäisen vaurioalueen ulkopuolelle aiheuttaen muiden rakenneosien ylikuormitusta ja voi merkitä usein sortuman etenemistä. Jonkun rakenneosan pettäessä kuormien on siirryttävä toisille kantaville rakenteille ja tämä tapahtuu yleisimmin rakenteiden välisten liitosten kautta.[7 s.3 – 4.]

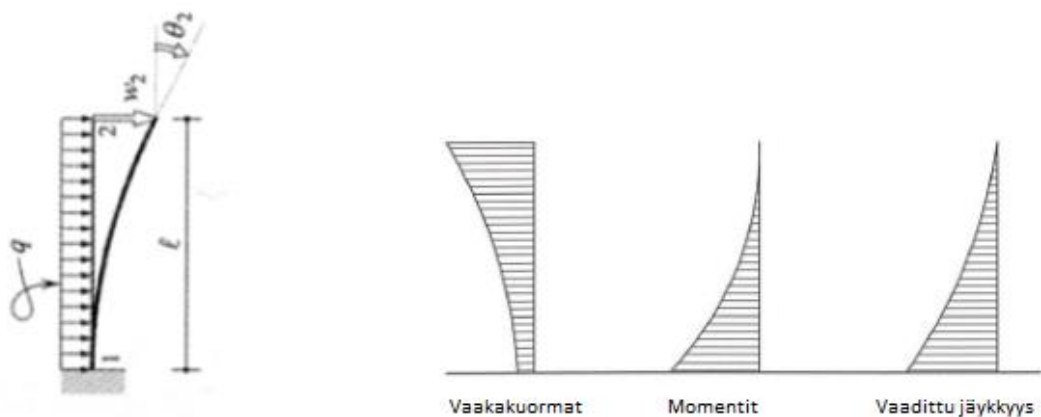
Alemmille seuraamusluokille on olemassa ohjeet ja kaavat, jotka on esitetty euronormeissa SFS-EN 1992-1-1 ja EN-SFS 1991-1-7, joilla sidevoimat voidaan laskea. Korkeimman seuraamusluokan rakennuksissa kuitenkin vaatimukset ovat kovemmat mah-

dollisten seuraamusten kuten useiden ihmishenkien menetyksien ja merkittävien taloudellisten vahinkojen takia.[5 s.583].

2 Korkearakentamisesta

2.1 Rakennuksen korkeuden määrittely

Maailmalla korkean rakennuksen erityispiirteiden erottelu on ollut vaikeaa, sillä ulospäin näyttävä korkeus on suhteellista. Pientaloalueella viisikerroksinen talo vaikuttaa korkealta, mutta suurien kaupunkien kuten New Yorkin, Chicagon, Dubain jne. keskustassa 50-kerroksinen noin 150 metriä korkea rakennus ei välttämättä erotu ollenkaan. Näin ollen maailmalla ei ole voitu sitoa korkean rakennuksen määritelmää tarkalleen kerroslukumäärään tai rakennuksen maanpinnan yläpuoliseen korkeuteen. Bungale S. Taranath ehdottaa kirjassaan "Reinforced Concrete Design of Tall Buildings" että rakennuksen korkeuden määrittelyyn tulisi ottaa mitoitukseen perustuva näkökulma: rakennus voitaisiin määrittellä korkeaksi silloin, kun sen mitoituksessa oleellista osaa näyttelee rakenteiden dynamiikka.[3 s.695.]

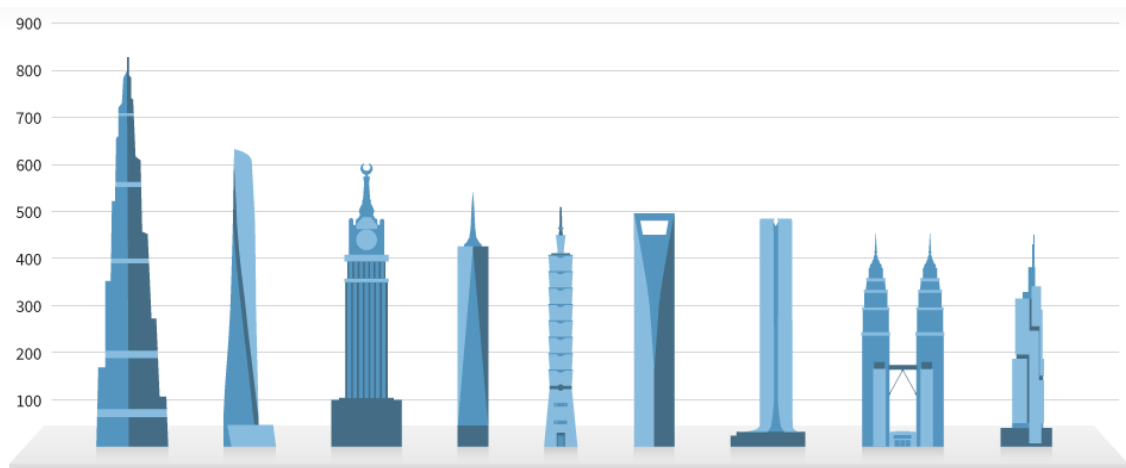


Kuva 1. Korkean rakennuksen käyttäytyminen vaakakuormituksessa [12 s.24]

Rakennukselle on suositeltavaa suorittaa dynaaminen tarkastelu silloin, kun koko rakennuksen alin rakenteellinen ominaistaajuus on 1 Hz tai pienempi. Euronormissa SFS-EN 1991-1-4 on annettu likimääräinen laskumenetelmä, jolla saadaan käsin laskemalla arvio useampikerroksisen rakennuksen alimmalle ominaistaajuudelle. Kun

tähän kaavaan asetetaan kerroskorkeudeksi tavanomainen 3 metriä, saadaan 1 Hz ominaistajuus 15-kerroksen korkuisella rakennuksella.[10.] Tämä asettaisi korkean rakennuksen rajaksi 15-kerrosta ja noin 45 metrin korkeuden.

Emporis.com, joka on pilvenpiirtäjiin keskittynyt www-sivusto, on sen sijaan ottanut korkeiden rakennusten määrittelyyn kerroslukumäärät ja korkeuden. Sivusto määrittelee korkeaksi rakennukseksi rakennukset, jotka ovat 35 m – 100 m korkeita tai 12 – 39 -kerroksisia. Pilvenpiirtäjiksi sivustolla määritellään yli 100 m korkeat rakennukset.[13.]



Kuva 2. Maailman korkeimmat rakennukset: 1. Burj Khalifa 2. Shanghai Tower 3. Makkah Clock Royal Tower 4. World Trade Center One 5. Taipei 101 6. Shanghai World Financial Center 7. International Commerce Center 8. & 9. Petronas Towers 10. Zifeng Tower [13]

Korkeiden rakennusten mitoitusvaikutuksiin vaikuttavat eniten vaakakuormat, erityisesti tuulesta johtuva vaakasiirtymä. Vaakasiirtymällä tarkoitetaan yhden kerroksen sivuttaisuuntaista siirtymää verrattuna alapuoliseen kerrokseen. Rakennuksen korkeuden kasvaessa luonnonvoimien, kuten tuulen ja maanjäristyksen merkitykset kasvavat. Toisin kuin pystysuuntaiset kuormat, joiden voidaan olettaa kasvavan lineaarisesti korkeuden myötä, vaakavoimat kasvavat nopeasti korkeuden myötä ja ovat hyvin muuttuvia (ks. kuva 1). [3. s.695.]

Suomessa korkea rakentaminen on ollut paljon vähäisempää, joten täällä rakennuksilla on matalampi kynnysero erottua ympäristöstään korkeana rakennuksena. Suomessa on korkealla rakennuksella voitu jopa tarkoittaa alueen siluettiä tai keskeisiin näkymiin vaikuttavaa, ympäröivän rakennuskannan korkeuksista selkeästi poikkeavaa ja kauas näkyvää rakentamista. Helsingin kaupungin korkean rakentamisen rakentamistapaohjeen mukaan suunnittelun, toteutuksen ja valvonnan erityismenettely koskee kaikkia yli

16-kerroksisia rakennuksia ja tapauskohtaisesti myös matalampia rakennuksia. Eri-tyismenettely korkeassa rakennuksessa alkaa jo lupavaiheen suunnittelun aikaan, ja se sisältää tavanomaisia rakennuksia useampia selvityksiä kuten maanjäristystarkastelun.[6 A1-3.]

16-kerroksinen rakennus on noin 50 metriä korkea. Tämä 16-kerroksen raja on tullut rakentamistapaohjeeseen Suomen rakennusmääräyskokoelmasta, jossa ei käsitelty korkeita rakennuksia juuri ollenkaan. Ainoat maininnat löytyvät osasta E1, Rakennusten paloturvallisuus, joka johti viranomaisten tapauskohtaisiin lain tulkintoihin ja erillis-selvityksiin. Tästä syystä yli 16-kerroksista rakennusta voidaan kutsua ylikorkeaksi.[14.]

Taulukko 1. Rakennusten jaottelu seuraamusluokkiin onnettomuusrajatilassa. [2. s14]

Seuraamusluokka	Rakennuksen tyyppin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus
1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot
2a Melko pienen riskin ryhmä	Rakennukset, joissa on korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta ¹⁾ tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m
2b Melko suuren riskin ryhmä	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3
3a	9-15 kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9-15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset
3b	Muut yli 8-kerroksiset ²⁾ rakennukset Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot (yli 1000 henkeä) Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan

¹⁾ Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella kuitenkin onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaisesti.

²⁾ Kellarikerrokset mukaan luettuina.

2.2 Seuraamusluokka

Onnettomuusmitoitustilanteiden varalle laadittavat toimintaperusteet voivat perustua onnettomuusrajatilanteiden seuraamusluokkiin [1. s. 28]. Nämä seuraamusluokat esitellään euronormin SFS-EN 1991-1-7 Suomen kansallisessa liitteessä, tässä esitettynä

taulukossa 1. Suositellut toimintaperiaatteet ja vaurioiden vastustuskykyjen tasot perustuvat epäsuotuisten tapahtumien seuraamuksiin. Nämä toimintaperiaatteet voidaan jakaa kahteen eri kategoriaan: määriteltävissä oleviin onnettomuuskuormiin perustuvat toimintaperiaatteet ja paikallisen vaurion laajuuden rajoittamiseen perustuvat toimintaperiaatteet.[1 s.28.] Kuvassa 3 seuraavalla sivulla on esitelty onnettomuustilanteiden toimintaperiaatteita.

Paikallisen vaurion laajuuden rajoittamiseen perustuvat periaatteet voidaan vielä edelleen jakaa suoriin ja epäsuoriin toimintaperiaatteisiin. Suoriin toimintaperiaatteisiin lukeutuvat rakenteen suunnittelu avainasemassa olevaksi ja vaihtoehdoisen kuorma reitin käyttö. Näitä tapoja kutsutaan suoriksi siitä syystä, että niitä käytettäessä tarkastellaan tiettyä rakenneosaa ja tunnettua tapahtumaa.

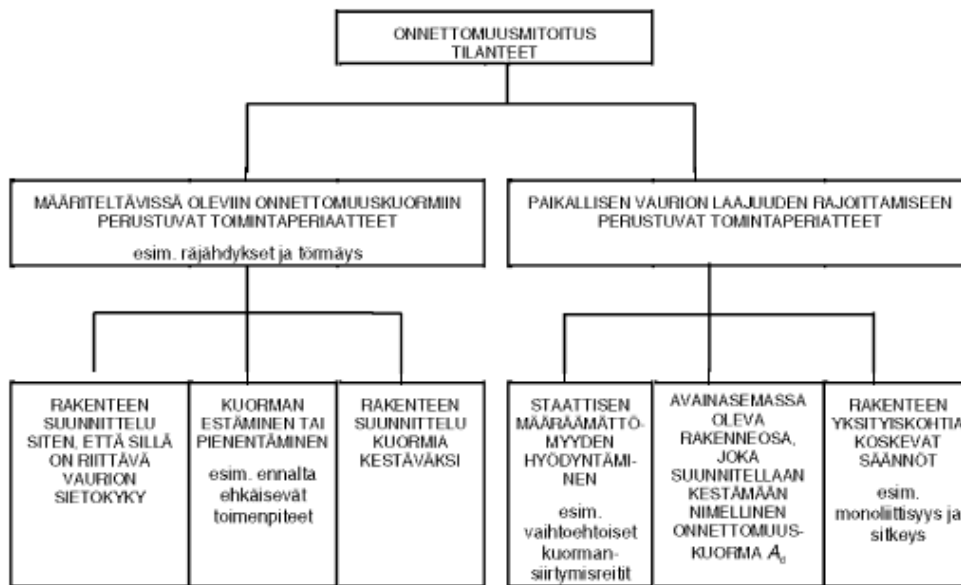
Epäsuoriin toimintaperiaatteisiin kuuluu ns. rakenteen yksityiskohtia koskevat säännöt eli monoliittisyys ja sitkeys. Lyhyemmin sanottuna rakenteiden yksityiskohtien suunnittelulla tarkoitetaan rakenneosien liitoksien suunnittelua. Yksityiskohtien suunnittelulla pyritään saavuttamaan riittävä varmuus määrittelemättömälle haitalliselle onnettomuudelle, joka toteutetaan liitoksien vähimmäiskestävyyden vaatimuksilla. Tätä menetelmää käytettäessä ei tarvitse tietää alkuperäisen vaurion sijaintia tai vakavuutta, sillä tapahtuman sattuessa sidevoimat voivat syntyä tarvittavissa paikoissa.[5 s.578.]

Taulukosta 1 on nähtävissä, että 16-kerroksiset ja sitä korkeammat rakennukset kuuluvat vakavimpaan seuraamusluokkaan 3b. Tässä luokassa toimintaperiaatteiksi normi vaatii rakennuksen järjestelmällistä riskinarviointia, jolla otetaan huomioon sekä ennakoitavissa olevat että ennakoimattomat vaaratilanteet. Riskinarvioinnin tuloksista riippumatta on silti tarkistettava, että kun rakennuksesta ajatellaan poistetuksi mikä tahansa pilari, pilaria tukeva palkki tai kantavan seinän lohko, rakennus ei menetä stabiliteettia eikä paikallinen vaurioituminen ylitä hyväksyttävää rajaa. [2 s.14.]

Tämä hyväksyttävä raja monikerroksisessa rakennuksessa on 15% kerrospinta-alasta tai enintään 100 m². Vaurio saa tapahtua enintään kahdessa päällekkäisessä kerroksessa. Mikäli tästä seuraa vaurion hyväksyttävän rajan ylittäminen, on rakenneosa suunniteltava avainasemassa olevaksi.[5. s7.] Rakenneosa on suunniteltava avainasemassa myös, mikäli rakennuksen stabiliteetti vaarantuu: onnettomuustilanteessa rakennuksessa tai sen jokaisessa lohossa on oltava vähintään kaksi toimivaa jäykistävää rakennetta kummassakin pääsuunnassa. Yhden jäykistävän rakenteen vauriotu-

essa jäljelle on jätävä vähintään kolme kokonaisvakavuuden vaatimaa jäykistävää rakennetta.[5 s.16.] Nämä asetukset määrittelevät minimivaatimukset rakenteiden suo-
jaukselle sortumista vastaan.[5 s.7.]

Seuraamusluokan 3 jako a- ja b-osioihin on Suomen ympäristöministeriön oma säädös, joka poikkeaa muiden EU-maiden asetuksista. Suomen 3a-luokka on muissa maissa kuulunut melko suuren riskin eli 2b-ryhmään. Suomen 3b-seuraamusluokka täten on ollut vain luokka 3.[5 s.583.]

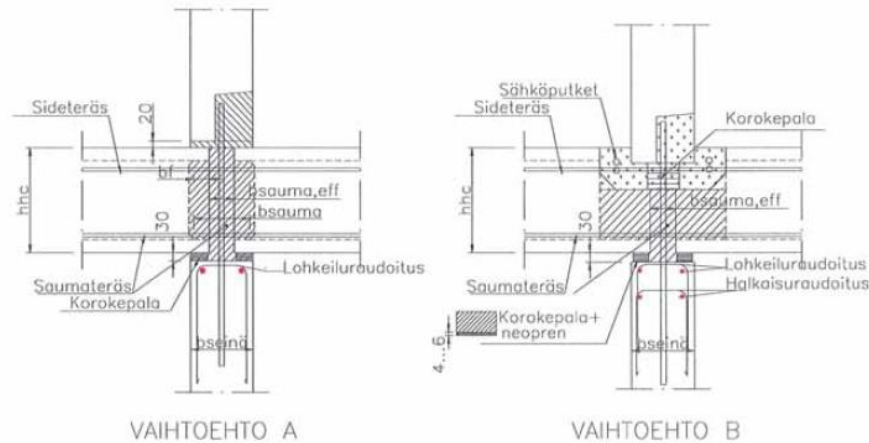


Kuva 3. Onnettomuusmitoitustilanteiden käsittelyn toimintaperiaatteet [1 s.24]

2.3 Betoni korkearakentamisessa

Teräsbetoni tarjoaa monia sopivia rakennejärjestelmiä korkeille rakennuksille. Rakennejärjestelmän sopivuudessa ko. projektiin tulee huomioida kaikki vaakavoimiin vaikuttavat tekijät kuten rakennuksen muoto, tuulen vaikutukset ja niiden vakavuus, rakennettavan alueen seismisyys, rungon joustavuus ja rakenneosien kokoa rajoittavat tekijät. Usein voidaan käyttää kahden tai useamman rakennejärjestelmän yhdistelmiä, jotta päästään haluttuun lopputulokseen. Tunnetun korkean rakentamisen rakenneinsinööri/arkkitehti Fazlur Khanin teorian mukaan teräsbetonista voidaan rakentaa jopa 120-kerroksisia rakennuksia.[4. s.501 - 502.]

Tämä kuitenkin tarkoittaa pitkälti paikallavalettuja monoliittisiä rakenteita. Välitasoissa voidaan käyttää ontelolaattoja, mutta suositeltavampaa on käyttää paikallavalettua välitasoa. Ontelolaattoja käytettäessä on onteloiden päät lovettava tai käytettävä konsolia, pystykuormakapasiteetin kasvattamiseksi. Onteloiden päiden loveusta käsitellään Betoniyhdistyksen normikortissa 27EC.[18. s. 2-3.] Kuvassa 4 on esitelty normikortti 27EC:n mukaiset liitokset.



Kuva 4. Raskaasti kuormitettujen kantavienseinien ja ontelolaatan liitos[18 s.1]

Elementtien asennuksessa käytettävien nostokoneiden ja rakennuksen korkeus asetavat myös rajoituksia korkeudelle. Vakiintuneen käytännön mukaan elementtien nosto on kiellettyä, jos tuulenopeus ylittää 15 m/s ja korkeuden myötä tuulenopeudet saattavat kasvaa.

Elementtien käyttäminen korkeissa asuinrakennuksissa on toimisto-/liikerakennuksia helpompaa, sillä niissä voidaan käyttää kantavia väli- ja ulkoseiniä, jolloin rakennuksen hoikkuus on pienempi. Toimistorakennuksissa jäykistystapa on usein joku muu kuin kantavat väliseinät, jolloin rakennuksen hoikkuus voi olla suuri ja seinissä voi esiintyä suuria vetojännityksiä.[11.] Täysin elementtirakenteisia korkeita rakennuksia on maailmalla lukuisia, kuten Bromley Place Kanadassa (31 kerrosta) ja Waterstadtoeren Rotterdam (36 kerrosta, 110 m) Alankomaissa. Molemmat ovat esiteltyinä kuvassa 5.



Kuva 5. Vasemmalla Bromley Place Calgaryssä [22] ja oikealla Waterstadtoeren Rotterdam Alankomaissa [23]

Maailman korkeimmat betonielementtijulkisivut ovat Transamerica Pyramidissa San Franciscossa (260 m, 48 kerrosta) ja Park Towerissa (257 m, 70 kerrosta). Park Tower (katso kuva 6) on lisäksi rakenteiltaan täysin betoninen ja se sisältää viritetyn massavaimentimen vähentämään sivuttaisliikettä.



Kuva 6. Park Tower Chicagossa [20]

Kuvassa 7 on esitelty Suomen korkein asuinrakennus, Helsingin Vuosaarella sijaitseva Cirrus (26 kerrosta, 87,5 m) ja Suomen korkein hotelli, Tampereelle valmistuva SOK:n Tornihotelli (25 kerrosta, 88,5 m).



Kuva 7. Vasemmalla Suomen korkein asuinrakennus Cirrus Helsingissä [24] ja oikealla Tampereelle valmistuva SOK:n Tornihotelli [25]

3 Liitokset

3.1 Vaatimukset

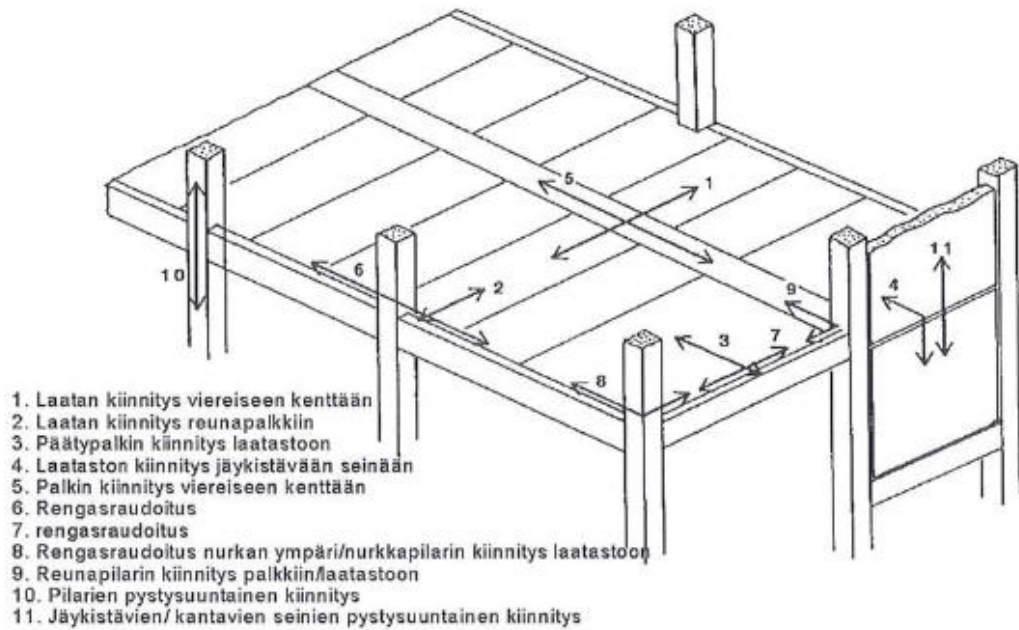
Kuuluisin jatkuvan sortuman tapahtuma on Ronan Pointin onnettomuus (katso kuva 8) vuodelta 1968. Tämä 22-kerroksinen elementeistä rakennettu asuinrakennus sijaitsi Itä-Lontoossa. Rakennuksen 18. kerroksessa kulmahuoneistossa sattunut räjähdys vaurioitti yhden kantavan ulkoseinän. Tämän seinän menetys johti koko rakennuksen yhden kulman sortumiseen: ylempien kerrosten seinät, joita ei ollut sidottu kunnolla toisiinsa, menettivät tukensa ja sortuivat alempien kerrosten seinien ja laattojen päälle aiheuttaen jatkuvan sortuman [3. s. 47.]



Kuva 8. Ronan Pointin asuinrakennus onnettomuuden jälkeen [25]

Onnettomuudessa kuoli neljä ihmistä ja 17 loukkaantui. Tämän tapahtuman jälkeen alettiin kiinnittää huomiota rakennusten kokonaisvakavuuteen ja tehtiin uusia lakiasetuksia, joilla haluttiin varmistaa rakennusten turvallisuutta. Näistä lakiasetuksista ovat periytyneet vaatimukset sidevoimille ja jatkuvuuden tarjoamiselle rakenteissa. Rakenteissa, joita ei ole monoliittisesti suunniteltu kestävään onnettomuuskuormia, tulee olla jatkuvan sortumisen estämiseen soveltuva sidejärjestelmä, joka mahdollistaa kuormien siirtymisen muille kantaville rakenteille. Tämä vaatimus katsotaan täytetyksi kun:

1. Rakennus on varustettu seuraavilla siteillä:
Laataston ympäri kulkeva rengasraudoitus, laataston sisäiset siteet, pilarien ja seinien vaakasuuntaiset siteet ja tarvittaessa pystysiteet.
2. Erillisinä osina toimivissa kokonaisuuksissa on oltava oma erillinen sidejärjestelmänsä
3. Siteitä suunniteltaessa raudoituksen lujuutena käytetään ominaislujuutta ja siteiden on kestävä niille määritellyt vetovoimat
4. Pilareissa, seinissä, palkeissa ja välipohjissa muita tarkoituksia varten olevan raudoituksen voidaan katsoa muodostavan osan näistä siteistä tai siteet kokonaan [8. s.166].



Kuva 9. Rakennuksen sidejärjestelmät[7 s.19]

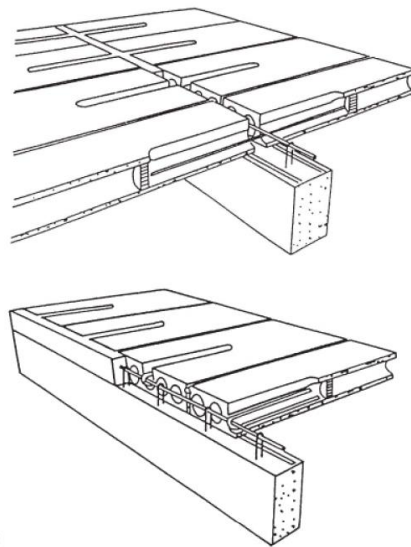
Siteet ovat jatkuvia osia, jotka koostuvat jälkivalettaviin rakenneosien saumoihin sijoitettavista harjateräksistä tai jännepunosteräksistä. Siteet sijoitetaan pysty- ja/tai vaakasuuntaisiin saumoihin. Siteiden tehtävänä on siirtää kuormia elementtien välillä ja lisätä rakennuksen vakautta.[9. s37.]

Rengasraudoitus on laataston ympärillä kulkeva raudoitus, joka mahdollistaa laatastojen toiminnan jäykkänä tasoina. Rengasraudoitus saa sijaita enintään 1,2 metrin etäisyydellä rakennuksen reunasta. Rengasraudoitukseen voi sisältyä kentän sisäpuolisten siteiden osia.[8 s.166.]



Kuva 10. Rengasraudoituksen sijainti saumassa [19]

Sisäiset siteet eli laattojen ja palkkien kiinnitykset viereisiin kenttiin järjestetään kahteen suuntaan kohtisuoraan toisiaan vastaan. Sisäpuoliset siteet voidaan kokonaan tai osittain jakaa tasaisesti tai vaihtoehtoisesti ne voidaan ryhmittää sopiviin kohtiin.[8 s.167.]



Kuva 11. Havainnekuva ontelolaattojen saumaraudoituksesta, ylhäällä keskituella ja alhaalla reunatuella [5 s.587.]

Seinien pystysuuntainen kiinnitys järjestetään seinien pystysaumoihin ja vaakakiinnitykset vaakasaumoihin kuten kuvassa 14.

Voimien siirto perustuksille tapahtuu eri tavoin riippuen runkojärjestelmästä. Pilari-palkkijärjestelmässä kuormat siirretään palkkien avulla pilareille, jotka siirtävät kuorman perustuksiin. Kantavat seinät -järjestelmässä pysty- ja vaakakuormat viedään seinien

kautta perustuksille.[15.] Liitostyyppinä näiden rakenteiden välillä voidaan katsoa olevan neljä: juotosliitos, pulttiliitos, hitsausliitos ja vaarnatappiliitos. Yleisimmät liitostyypit ovat juotos- ja pulttiliitoksia, hitsausliitoksia käytetään yleensä vain, mikäli kumpaakaan näistä ei voida käyttää. Vaarnatappiliitokset ovat yleensä yhdistettyinä juotos- tai hitsausliitoksiin.[16].

Liitoksille tulevia sidevoimia on esitelty sekä SFS-EN 1992-1-1:ssä että SFS-EN 1991-1-7:ssä. Ensimmäisessä euronormissa on annettu sidevoimille minimi- ja maksimiarvot, jotka liitosten kestävyys tulee täyttää. Jälkimmäisen normin Suomen kansallisessa liitteessä on opastus rakennusten suunnitteluun määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta, jossa sidevoimia on esitelty tarkemmin seuraamusluokat ja vaakarakenteiden pysyvät kuormat huomioonottaen.

Kansallisessa liitteessä ei kuitenkaan ole esitelty 3b-seuraamusluokan sidevoimien kaavoja. Nämä on jätetty pois siitä syystä, että rakennukset tässä vaativimmassa seuraamusluokassa tulee tarkasteltua tarkemmin muuttuneina rakennesysteeminä. Kuitenkin 3a luokan kaavoja voidaan käyttää yli 15-kerroksisessa rakenteessa antamaan osviittaa esiintyvistä voimista. Samoin kaavoja voidaan käyttää, mikäli rakennus voidaan perustellusti alentaa alempaan seuraamusluokkaan esimerkiksi riskianalyysin tulosten perusteella.

Koska ylikorkeille rakennuksille ei ole annettu sidevoimien yksinkertaistettuja kaavoja, on sidevoimat laskettava käyttämällä tarkempaa analyysiä käyttämällä korvaavan rakennesysteemin mitoitusmenetelmää tai rakenteet on mitoitettava avainasemassa oleviksi.

3.2 Liitoksissa käytettävät raudoitteet

Edellytyksenä liitoksen toiminnalle onnettomuustilanteessa on plastisten nivelten syntyminen rakenteisiin. Tämä edellyttää liitoksilta tarpeellista vetokestävyyttä, suurta muodonmuutoskykyä ja sitkeyttä ja muodonmuutosenergiakapasiteettia. Nämä ominaisuudet on saatava aikaan saumoihin ja liitoksiin asennettavilla teräksillä.[7 s.5.] Liitoksissa voidaan käyttää harjaterästankoja tai esijännitettyjä jännepunoksia. Huolimatta harjaterästen alemmasta vetokestävyydestä (vrt. jännepunoksiin) niiden käyttö on suositeltavaa suuremman sitkeytensä ansiosta. [FIB s.61.] Euronormin SFS-EN 1992-1-1

liitteen C mukaan luokkien B ja C sitkeyden omaavien kuumavalssattujen raudoitteiden voidaan katsoa olevan riittäviä. Tällöin liitoksissa voidaan käyttää B500B (SFS1268) ja B500C1 (SFS1269) teräksiä. [7 s.15.]

Liitoksen tai rakennuksen tärkeän rakenneosan ylikuormitus ei saa johtaa äkkinäiseen haurasmurtumaan, tämä estetään sitkeästi toimivilla raudoituksilla. Sitkeästi toimivissa liitoksissa suuretkin muodonmuutokset on sallittu, sillä silloin kuormia siirtävä toiminta säilyy. Tällainen toiminta on tärkeää varsinkin tuilla, missä rakenteiden tukireaktioiden on säilyttävä.[9 s.21.]

Sitkeys sekoitetaan usein muodonmuutoskykyyn. Muodonmuutoskyvyllä tarkoitetaan maksimi taipumaa, minkä liitos tai osa voi kestää ennen murtumista, kun taas sitkeydellä tarkoitetaan kykyä kestää toistuvia, edestakaisia kimmoisia siirtymiä ensimmäisen myödon jälkeen, säilyttäen kantokykynsä. Sitkeys on suhteellinen ominaisuus ilman yksikköä.[9 s.19.]

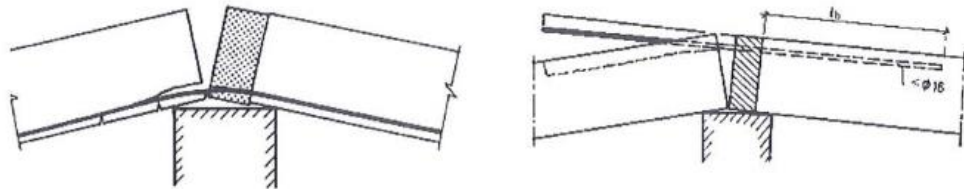
Tartuntalevyjä ja hitsauksia voidaan käyttää jatkuvan sortuman tai elementin putoamisen estämiseksi. Kiinnitysosien kantokyvyn varmistamiseksi on niiden mahdollisesti betoniin syntyvä murtokartio ankkuroitava suunnitteluohjeiden liitoksien kestävyysvaatimalla raudoituksella. Mikäli tällaisen raudoituksen ankkuroinnin kestävyyttä on syytä epäillä, voidaan hitsauksella varmistaa ankkurointi. Tällaisen hitsin luokkavaatimus voi olla tavanomaista alempi. [7 s.15.]

Riippumatta käytetyistä teräslaaduista ankkurointi ja limitykset on suunniteltava tarkoin ajatella onnettomuustilannetta. Raudoitus on jatkuva vain silloin, kun se on oikein limitetty ja jatkettu. Ankkurointi- ja limityspituudet annetaan euronormeissa, mutta on suositeltavaa, että niitä lisätään n.50% onnettomuustilanteita ajatellen.[9 s.61.]

3.3 Terästen oikeanlainen asennus

Pilarin tuen poistuessa pilarin tulisi jäädä roikkumaan ylemmästä pilarista tai tasosta jotta se ei kuormita muita osia painollaan. Tavanomaiset pilarin pulttiliitokset tai terästappiliitokset ovat suositeltuja ratkaisuja jatkuvan sortuman estämiseen. Näissä liitoksissa huomiota tulisi kiinnittää tappien riittävään ankkurointiin, ankkurointipituuden tulisi olla vähintään 40 kertaa tangon halkaisija.[9 s.62.]

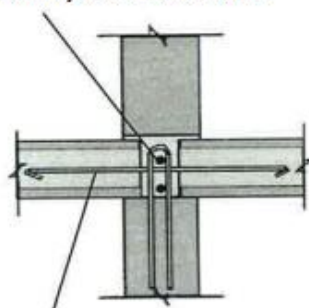
Lattian liitoksen tuella pitäisi estää hajonneen lattian tai osan siitä putoamisen alemmille rakenteille. Saumojen suuntaisten siteiden, jotka ankkuroivat laatat tuille, tulisi mielellään sijaita lattiasyvyiden puolivälissä tai muodostua haoista mahdollistaakseen suurimman muodonmuutoksen ja tehokkuuden.[9 s.63.] Liian paksujen terästen ja suuren teräsmäärän käyttöä on syytä välttää [7 s.27]. Kun side jännittyy köysirakenteessa, se pullahtaa ulos saumasta, jos sitä ei ole riittävästi ankkuroitu pystysuunnassa. Samoin tuella, laatan liikuessa alaspäin teräs oikenee, jolloin siteen sijainti keskellä estää laatan alareunan murtumista. Kuvassa 12 vasemmalla puolella olevassa tilanteessa rauditus on sijoitettu liian alas saumaan ja oikealla olevassa tilanteessa liian ylös. Kuvassa 11 on esitetty yksittäisen saumaraudan oikeanlainen sijoitus.



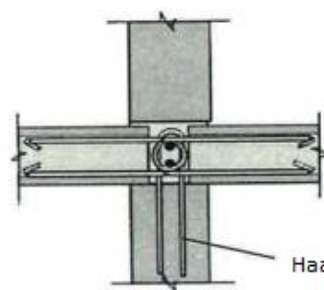
Kuva 12. Laataston saumateräksen virheellinen sijoitus [7 s.27]

Haka (ks. kuva 13) on paras ratkaisu köysirakennetta ajatellen, sillä se ei jännity pystysuuntaisesta siirtymästä [9 s.63]. Pituussuuntaisen saumaraudoituksen ankkurointipituus riippuu saumaraudoitteiden ominaisuuksien lisäksi laatan punosten ja saumabetonin ominaisuuksista. Ankkurointi tulisi laskea huonojen tartuntaolosuhteiden mukaan. Poikittaisiin saumoihin sijoitettu rauditus mitoitetaan samalle voimalle kuin ankkuroitava saumaraudoitus. Reunoilla saumaraudoitus ankkuroidaan rengasraudoituksen ympärillä koukkujen avulla.[7 s.27.]

Poikittaisten saumojen saumaraudoitus



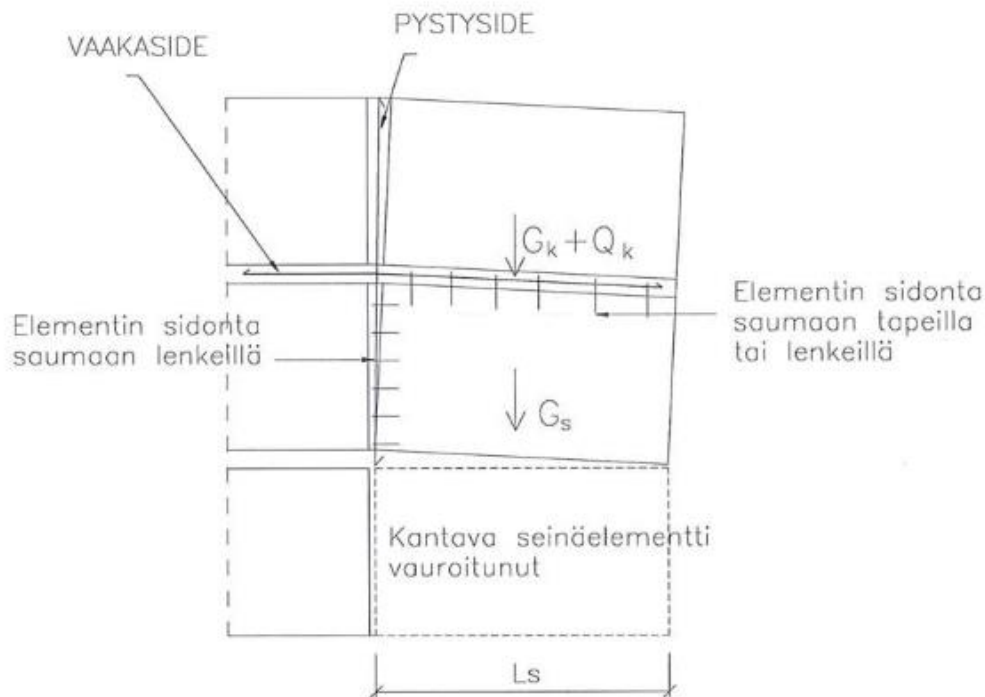
Pituussuuntainen saumaraudoitus



Haat tukirakenteesta

Kuva 13. Esimerkkejä laataston liitoksesta tukirakenteille [9 s.64]

Kantavat tai jäykistävät seinäelementit sidotaan väli- tai yläpohjatasoon yläreunastaan tai seinän vaakasuuntaisesta saumasta. Seinäelementit on myös kiinnitettävä yläpuoliseen kantavaan rakenteeseen. Kiinnitykset voidaan sijoittaa elementtien pystysaumaan, jolloin kiinnitysten keskiöväli saa olla enintään 6 metriä. Kuvassa 14 on esitelty seinien kiinnityksiä muihin rakenteisiin.[7 s.31 - 32.]



Kuva 14. Kantavan seinäelementin kiinnitys seinän suuntaiselle vaaka- ja pystyvoimalle [7 s.32]

Vähintään viisikerroksisissa rakennuksissa tulee SFS-EN 1992:n mukaan olla seinien pystysuuntaiset siteet välipohjan sortumisvaurion rajoittamiseksi. Näiden siteiden tarkoituksena on säilyttää yhteys säilyviin rakenneosiin. Siteiden tulee kantaa seinän omanpainon lisäksi välipohjan kuorma, joka vaikuttaa sortuneen seinän tai pilarin yläpuolella. Muitakin ratkaisuja, kuten seinäelementtien levyvaikutuksia ja välipohjien holvivaikutusta, voidaan käyttää mikäli riittävä kestävyys ja muodonmuutoskyky voidaan osoittaa.[8 s.168.]

3.4 Mitoitusperiaatteet

Liitoksia mitoittaessa tulee huolehtia siitä, että ne kestävät kaikki esiintyvät kuormat ja niiden vaikutukset. Annettujen varmuusvaatimusten, jotka riippuvat käytetystä suunnit-

telujärjestelmästä, on täytyttävä. Eri suunnittelujärjestelmiä ei saa kuitenkaan käyttää sekaisin, sillä niiden varmuustason hallinta saattavat olla erilaisia.[17.]

Onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmässä hyötykuormalle käytetään yhdistelykerrointa ψ_2 ja muille luonnonkuormille ψ_1 . Betonin laskentalujuutena tulee käyttää 20% alennettua lujuutta eli $f_{cd} = 0,8 * f_{ck}$ ja raudoitukselle voidaan käyttää ominaislujuutta jotta $f_{yd} = f_{yk}$. [7 s.5.] Euronormin SFS-EN 1990:n mukaan kuormien vaikutusten yleinen muoto on:

$$Ed = E\{G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ tai } \psi_{2,1})Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (1)$$

suluissa { } oleva kuormien yhdistelmä voidaan esittää muodossa:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ tai } \psi_{2,1}) * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (2)$$

4 Onnettomuustilanteet eli liitosten voimien synty

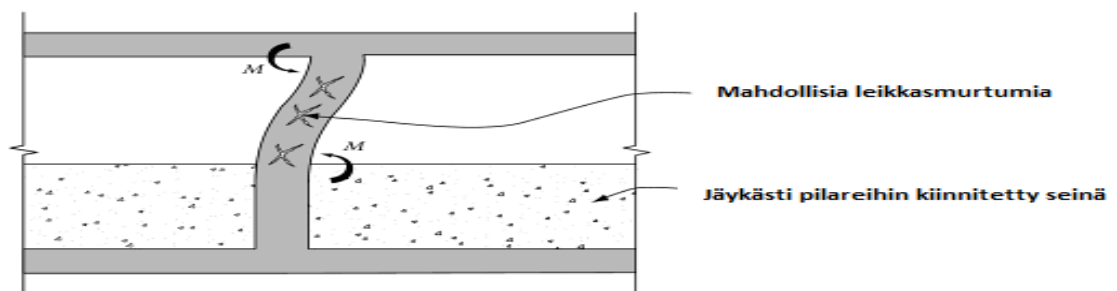
Onnettomuuden, väärinkäytön tai sabotaasin takia rakenteet saattavat joutua olosuhteisiin, jotka johtavat sortumiseen tai paikalliseen vaurioon. Yleisesti ottaen on epäkäytännöllistä suunnitella rakenne kestäväksi vauriota. Yleensä suunnittelulla pyritään rajoittamaan paikallisen vaurion laajuutta ja sen leviämistä jatkuvaksi sortumaksi. Jatkuvalle sortumalle tarkoitetaan paikallista vauriota seuraavaa ketjureaktiota, jossa merkittävä osa rakennusta sortuu.[3 s.40.]

Koska onnettomuudet, väärinkäyttö ja sabotaasi ovat odottamattomia tapahtumia, niitä ei pystytä määrittelemään täydellisen tarkasti. Onnettomuuskuormia voivat aiheuttaa sekä tahaton että tahallinen väärinkäyttö, kaasun tai palavien nesteiden synnyttämä räjähdys, törmäykset ja putoavat esineet, rakennusvirheet ja luonnonkuormat sekä terrorismi. Yleensä tämänkaltaisia epänormaaleja kuormituksia ei oteta huomioon rakennuksia suunniteltaessa, mutta ylikorkeiden rakennusten poikkeavan luonteen takia tulee ne tarkastella. Korkeat rakennukset kiinnittävät yleensä paljon huomiota katukuvassa ja suurten väkimäärien takia ne ovat mahdollisia terrorismin kohteita.[3 s.40.]

Seuraavissa luvuissa on esitelty rakennusten sortumamekanismeja, joilla rakennukset voivat sortua. Malleissa otetaan kantaa vaurion aiheuttajaan, mikäli se on jollekin sortumatyypille yksilöllinen.[3 s.40.]

4.1 Tarkoittamaton jäykkyyden lisäys (*Unintended Addition of Stiffness*)

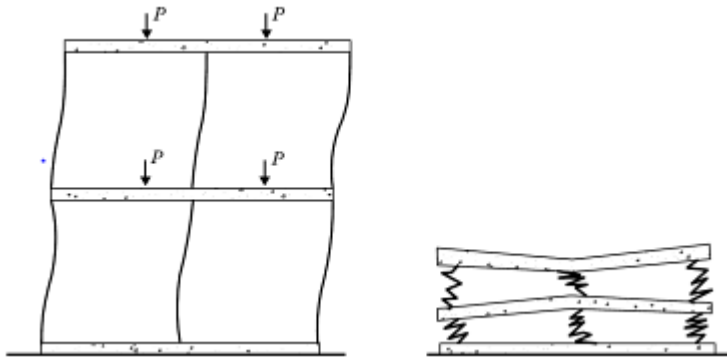
Jäykkien, ei-kantavien rakenteiden aiheuttama jäykkyyden lisäys voi aiheuttaa suuria vaurioita varsinkin pilareissa. Tämänkaltaisia vaurioita esiintyy varsinkin maanjäristyslanteissa. Esimerkki kuvassa 15 on pilareiden väliin muurattu tiiliseinä, joka lyhentää pilareiden nurjahduspituutta lisäten niiden vaakavoimia vastustavaa jäykkyyttä. Koska vaakavoimat hakeutuvat jäykimmille rakenteille, saattavat pilareiden vaakavoimat muodostua liian suuriksi ja pilarit voivat murtua. Pilareiden kaltaisten tärkeiden pystyrakenteiden pettäminen saattaa johtaa koko rakennuksen äkilliseen sortumiseen.[3 s.41 – 42.]



Kuva 15. Tarkoittamattoman jäykkyyden aiheuttamia haittoja [3 s.42]

4.2 Riittämätön pilari-palkki-liitoksien kestävyys (*Inadequate Beam-Column Joint Strength*)

Maanjäristysten aiheuttama värähtely aiheuttaa helposti vaurioita rakennuksissa, joissa liitosten betoni on huonosti sitoutunutta. Järityksen aikaansaama kiertyminen irrottaa betonin raudoituksesta, purkaen pilarien ja palkkien momenttijäykät liitokset. Tästä syystä pilarien pystysuuntaisten kuormien kestävyys heikkenee ja rakennus tai iso osa siitä sortuu. [3 s.42.] Kuvassa 16 näkyy, miten teoriassa rakennus sortuu kasaksi pilari-palkki liitosten pettäessä. Kuvassa 17 on todellinen tilanne Guatemalalaisen hotellin aulan pilarin sortumasta.



Kuva 16. Pilariliitosten pettäminen[3 s.42]



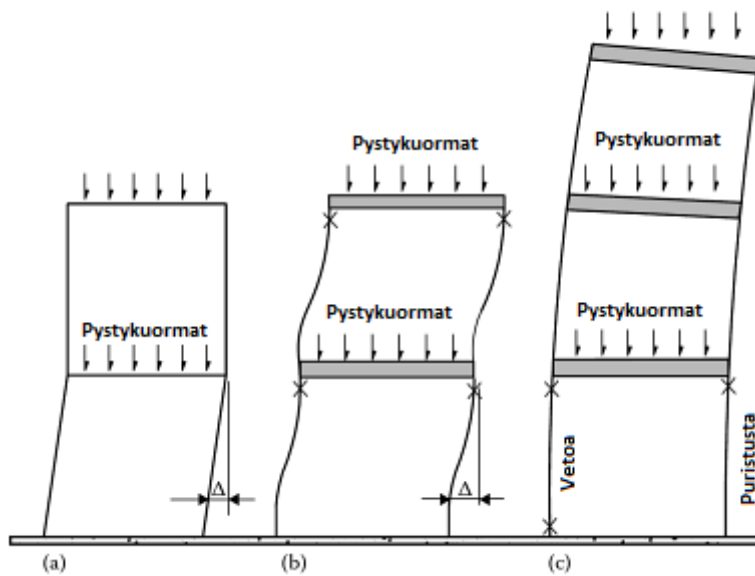
Kuva 17. Pilarin sortuma [21.]

4.3 Veto-/puristussortuma (*Tension/Compression Failures*)

Veto-/puristussortumat syntyvät yleensä korkeammissa rakenteissa. Jännitys, joka on sijoittunut betonirungon tai jäykistävän seinän reunoille, voi aikaansaada hyvin nopean stabiliteetin menetyksen. Mikäli rauditus seinissä on riittämätön tai huonosti asennettu, voi vetojännitys johtaa seinän kaatumiseen. Seinän kaatuminen voi helposti johtaa siihen tukeutuneiden rakenteiden sortumiseen. Yleisemmin kuitenkin veto aiheuttaa betonirakenteiden liitosten leikkaus- ja taivutuskestävyyden menetyksen, sillä niiden kestävydet ovat seinien kestävyksiä pienempiä.[3 s.43.]

Kuvassa 17 on esitetty yksittäisten rakenneosien heikkoudesta johtuvia sortumamalleja. Kuvissa murtokohtaa on merkitty rastilla.

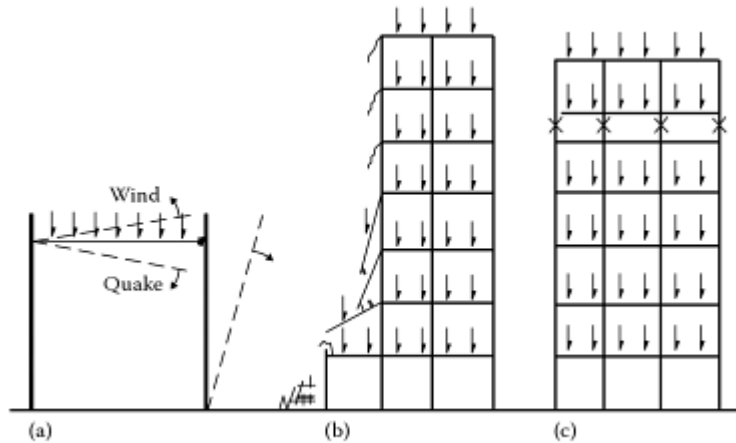
- a) seinillä/pilareilla on riittämätön leikkauskestävyys ja ne pettävät tasojen pystykuormien alta.
- b) pilareiden nurjahdus
- c) kaatuminen aiheuttaa puristusta toisen puolen rakenteille ja vetoa toiselle.



Kuva 18. Sortumamalleja a) Riittämätön leikkauskestävyys b) nurjahdus c) Kaatumisen aiheuttama veto-/puristussortuma [3 s.43]

4.4 Tason ja seinäliitoksen pettäminen (*Wall-to-Roof Interconnection Failure*)

Tasot toimivat levyvaikutuksensa ansiosta seinien vaakasuuntaisina tukina ja seinät toimivat tasojen pystysuuntaisina tukina. Jos seinien ja tason välinen liitos pettää, sekä taso että seinät menettävät tukensa. Tason äkillinen putoaminen alemman kerroksen päälle voi johtaa useamman tason sortumiseen ja jopa koko rakennuksen sortumiseen mikäli tarpeeksi usea taso sortuu. Tällainen tapaus on esitelty kuvassa 18 c).[3 s.43.]



Kuva 19. Lisää sortumamalleja a) Pilareiden tai seinän vaakasuuntaisen tuen pettäminen b) jatkuva sortuma c) Tason ja seinäliitoksen pettäminen [3 s.43]

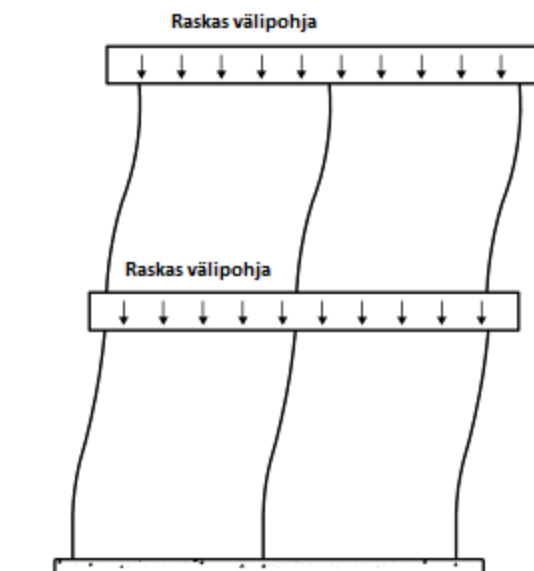
4.5 Pilarin paikallinen vaurio (*Local Column Failure*)

Pilarin paikallinen vaurio voi johtaa stabiiliteetin ja/tai jatkuvan sortuman syntymiseen kuten kuvan 16 kohdassa b) osoitetaan. On huomattu, että useimmissa tämänkaltaisissa sortumissa aiheuttajana on ollut pystykuorma, joka on vaikuttanut epäkeskisyyden tai riittämättömän vaakakuorman kestävyuden takia epävakaaksi muuttuneeseen rakenteeseen. Lisäksi, seuraavat vaakavoimat esim. tuulesta aiheutuvat voivat lisätä epäkeskisyyttä, lisäten epävakautta. Sortuessaan rakennus on yleensä sekasortoinen: jotkin osat saattavat jäädä pystyyn, koska ne ovat tuettuja sortuneiden kenttien viereisistä kentistä.[3 s.43.]

4.6 Raskaskerrossortuma (*Heavy Floor Collapse*)

Raskaskerros sortuma sattuu useimmiten osittain valmistuneissa rungoissa, yleensä silloin, kun seinät tai pilarit ovat heikentyneet maanjäristyksen aiheuttamasta liikkeestä, eivätkä ne pysty enää kannattelemaan raskaita laattoja. Raskaissa välipohjalaatoissa on paljon massaa ja jos pilarit murtuvat ja pettävät, romahtavat laatat sortavat koko rakennuksen, sortumamekanismia on esitelty kuvassa 20. Korkeissa, momenttia vastaan ottavissa rakenteissa, missä vedon muuttuminen puristukseksi aiheuttaa lähestulkoon räjähdysmäisen pettämisen, voivat pilarit kaatua. Kuitenkin, yleisemmin seinät tai pilarit sortuvat tasossaan pystykuormien johdosta. Osin sortuneisiin betonirunkoihin saattaa jäädä laattoja ja/tai seiiniä roikkumaan säilyneestä rakenteesta. Näin

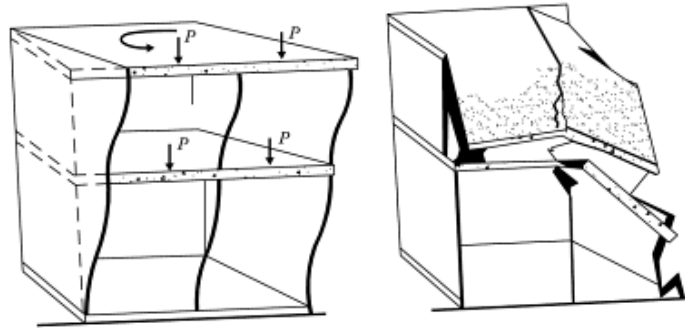
saattaa käydä varsinkin rakennuksien kulmissa, missä katujen vastaiset kentät sortuvat väännön takia ja pitkissä tai monisyisissä rakennuksissa, missä osa lohkoista ei sorru.[3 s.44.]



Kuva 20. Raskaskerros sortuma [3 s.44]

4.7 Väännön aiheuttama sortuma (*Torsion Effects*)

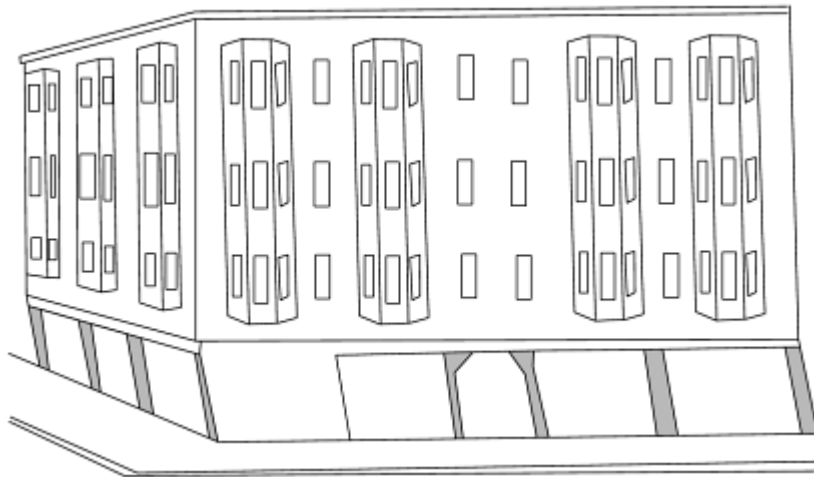
Vääntö voi aiheuttaa sortumia pilari-palkkirunkoisissa rakennuksissa. Kun pilarien väleihin sijoitetaan muurattuja seiniä, tulee näistä seinistä jäykempiä kuin rakennuksen muista osista ja se voi johtaa hetkelliseen epäkeskisyyteen. Tästä epäkeskisyydestä johtuva vääntö voi johtaa rakennuksen sortumiseen. Kuvassa 21 vääntö taivuttaa rakenteita ja aiheuttaa pilarien vaurioitumisen ja laattojen putoamisen tueltaan [3 s.44].



Kuva 21. Väännön aiheuttama sortuma [3 s.44]

4.8 Heikon ensimmäisen kerroksen sortuma (*Soft First-Story Collapse*)

Tämänkaltainen sortuma on mahdollinen esimerkiksi liikerakennuksissa, joissa ensimmäisen kerroksen ulkoseinillä on aukotuksesta johtuen paljon pienempi jäykkyys kuin ylemmillä kerroksilla. Sortuma rajoittuu yleensä yhteen kerrokseen, ylempien kerrosten rojahtaessa yhden kerroksen alemmas. Alimman kerroksen sortumassa seinien suora- kulmioista tulee suunnikkaita ja kerros painuu kasaan (katso kuva 22).[3 s.45.]



Kuva 22. Heikon ensimmäisen kerroksen sortuma [3 s.45]

4.9 Välikerroksen sortuma (*Midstory Collapse*)

Välikerroksen sortuma voi syntyä tilanteessa, jossa jonkin kerroksen jäykkyys on paljon erilaisempi kuin sen ylä- ja alapuolisen kerroksen jäykkyys. Esimerkiksi jos yhdessä

kerroksessa ei ole juurikaan seiniä ja ylä- ja alapuolisessa kerroksessa on merkittävästi seiniä tai jos yhdessä kerroksessa on lyhyitä, jäykkiä pilareita ja ylemmissä ja alemmissä kerroksissa on pitempiä, hoikkia pilareita.[3 s.45.]

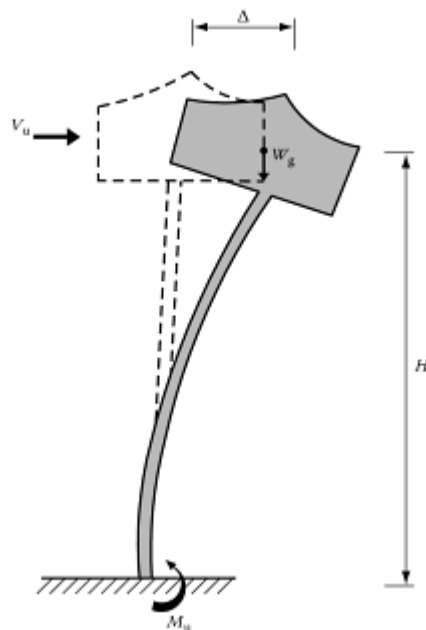
4.10 Viereisen vahvemman rakenteen törmäys (*Pounding*)

Jos viereisten, toisissaan kiinni olevien rakennusten välipohjat ovat eritasoissa, voi ns. pounding-sortuma syntyä. Välipohjalaatan äärimmäisen jäykkä/vahva reuna voi rakennuksen siirtyessä aiheuttaa suurta tuhoa tai jopa sortuman rakennusten reunojen törmätessä.[3 s.45.]

4.11 $P-\Delta$ ilmiö (*P- Δ Effect*)

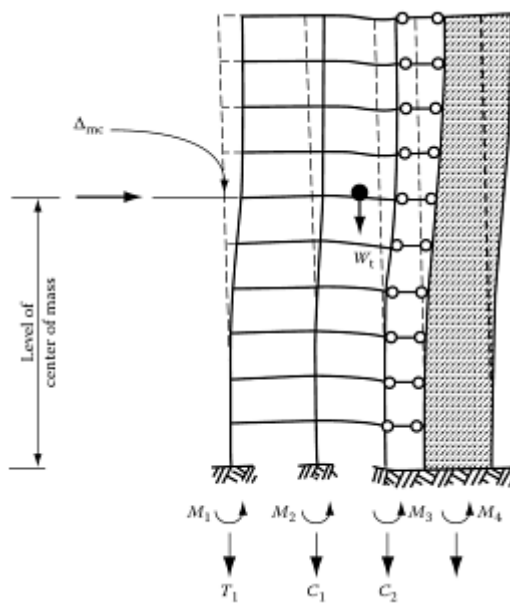
Kun joustavat rakenteet joutuvat vaakavoimien kuormittamaksi, seuraa siitä vaakasuuntaista siirtymää, joka johtaa kaatavan momentin lisäykseen koska pystykuorman siirtymä aiheuttaa myös momenttia. Yksinkertaistetulle ulokepilarille (katso kuva 23) tukimomentti on silloin:

$$M_{ub} = V_u * H + P_u \Delta$$

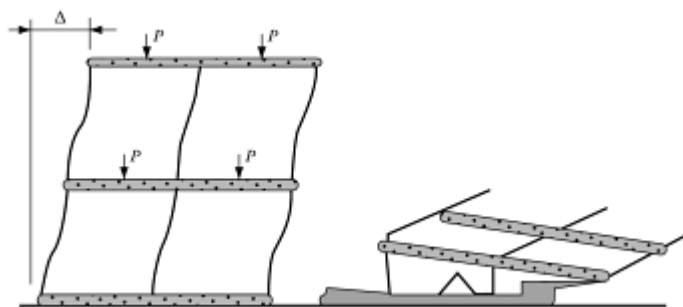


Kuva 23. $P-\Delta$ Ilmiön yksinkertainen pilarimalli [3 s.46]

Tästä syystä rakennus on suunniteltava siten että se kestää sekä vaakavoima V_U :n, että $P-\Delta$:n aiheuttaman kaatavan momentin. Tästä momentin kasvusta seuraa siirtymän kasvua, joka jatkaa siirtymistä edelleen ja tämä kierre voi johtaa rakennuksen sortumiseen. Maanjäristyksien aiheuttaman $P-\Delta$ ilmiön vaikutukset ovat suurempia alhaisen ja kohtuullisten järistysalueilla, kuin vakavilla järistysalueilla, joissa suunnitteluvakavuudet ovat suurempia. Tästä syystä alueilla, kuten Suomessa, jossa maanjäristykset ovat vähäisiä, tulee $P-\Delta$ ilmiö ottaa huomioon kun suunnitellaan korkeiden rakennusten runkoja. Kuten ajatella saattaa, tämä ilmiö lisää vaakasiirtymää, mutta tavanomaisten runkotyyppien analyysin perusteella on saatu, että vaikutukset ovat pieniä silloin kun kerrosten välinen siirtymä on maksimissaan 1%. Jos siirtymät ovat suurempia, ilmiö voi lisätä näitä siirtymiä huomattavasti. Suunniteltaessa rakenteita tulee ottaa huomioon, että kestävyuden lisäyksellä on paremmat vaikutukset kuin jäykkyyden lisäyksellä vaakasiirtymän hallinnassa. [3 s.45 - 46.]



Kuva 24. $P-\Delta$ ilmiö rakennuksen rungossa (jäykistävät seinät rakenne) [3 s.46]

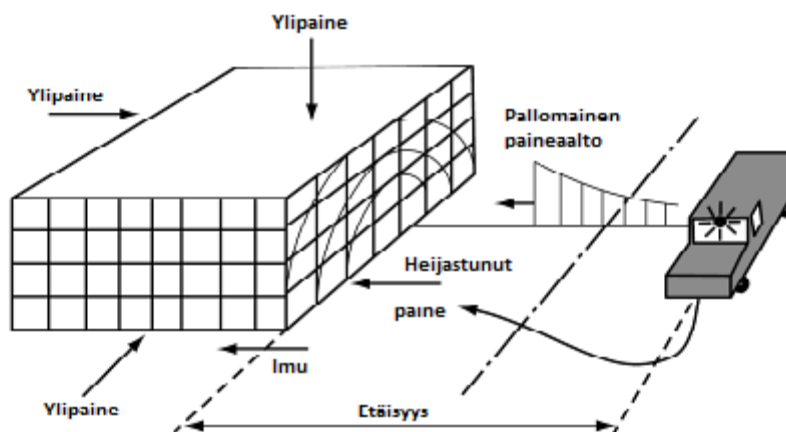


Kuva 25. $P-\Delta$ ilmiön aiheuttama sortuma [3 s.46]

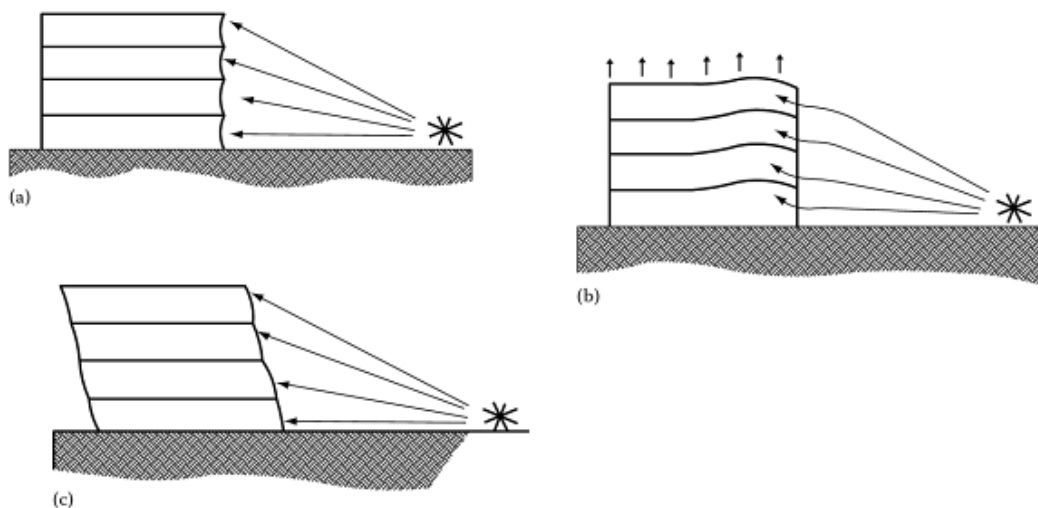
4.12 Räjähdyksien vaikutukset (*Explosion Effects*)

Räjähdyksen nopeassa energian luovutuksessa syntyy ääntä, lämpöä ja valoa sekä paineaalto, joka etenee nopeasti räjähdyksen keskipisteestä joka suuntaan. Paineaalto, joka siis muodostuu tiukkaan puristuneista ilman hiukkasista, on rakenteiden pääasiallinen vaurioiden aiheuttaja. Sisätiloissa ahtaat tilat ja ulkotiloissa vierustavat rakenteet lisäävät räjähdyksen vaikutuksia. Sisätiloissa paine pyrkii purkautumaan ulos ja jos tiloissa ei ole tarpeeksi paineenpurkautumisaukkoja, saattaa räjähdys irrottaa heikosti kiinnitetyt seinät tai hajottaa seiniä. Ulkotiloissa paineaalto liikkuu ulkokuorta pitkin ja tunkeutuu sitten sopivasta aukosta rakenteeseen, vaikuttaen pääasiallisesti seiniin ja laattoihin (katso kuva 27). Diffraktiota tapahtuu kun paineaalto liikkuu rakennuksien kulmien ympäri, luoden paine-eroalueita. Lopulta koko rakennusta ympäröi ylipaine, kuten kuvassa 26 esitetään. Toissijaisena vaikutuksena paineaalto lennättää irto-osia tappavalla nopeudella.[3 s.47.]

Räjähdyksien aiheuttamat paineet saattavat olla monin verroin tavallisia suunnittelu-paineita suurempia (jopa yli 35 MPa), mutta niiden kesto on vain millisekunteja. Räjähdyksistä johtuvat paineet ovat kääntäen verrannollisia räjähdyksen etäisyyden neliöön. Rakennuksen vauriot voivat olla vakavia, mutta ne ovat vain murto-osan siitä mitä vastaava staattinen paine aiheuttaisi. Räjähdyksen paineen vaikuttaessa suuriin pintoihin ne liikkuvat paineaallon mukana, mutta nettovoiman suunnan (noste – ylipaine) määrittelevät paineaallon reitin ja kulkeutumissijan monimutkaisuudet. Raskaat pilarit selviävät yleensä räjähdyksistä, mutta ongelmia saattaa tulla, jos niitä sivusuunnassa tukevat lattialaatat tuhoutuvat. Suuriin seinä- ja lattiapintoihin räjähdys vaikuttavat enemmän ja ne saattavatkin repeytyä liitoksistaan aiheuttaen ainakin rakennuksen osan sortuman.[3 s.47.]

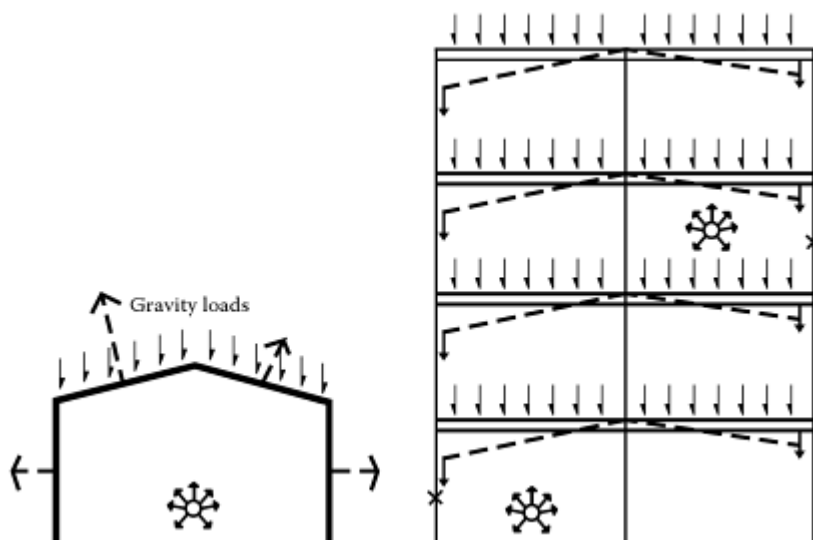


Kuva 26. Rakennuksen ulkopuolinen räjähdys [3 s.48]



Kuva 27. Ulkopuolisen räjähdysten vaikutuksia rakenteisiin a) Ulkokuoren ikkunat, seinät ja pilarit b) Katto- ja välipohjalaatat c) Rakennuksen heilahdus iskusta [3 s.48]

Alhaisempien pystykuormien takia korkeiden rakennusten ylemmät kerrokset ovat herempiä räjähdysten painekuormille. Varsinkin kantavat seinät ja julkisivut ovat herkkiä vaurioille, sillä pienemmät pystykuormat eivät pysty vastustamaan työntäviä paineita. [9 s.13.] Räjähdysten voi aiheuttaa joko räjähdysaineet tai palavat kaasut. Näiden aiheuttamat paineaallot eroavat toisistaan, sillä räjähdysaineen voi suunnata vaikuttamaan tiettyyn suuntaan tai osaan lisäten räjähdysten tehoa, kun taas palavat kaasut vaikuttavat joka suuntaan lähestulkoon samalla paineella. [9.s14.]



Kuva 28. Sisäpuolisen räjähdysten vaikutuksia [3 s.48]

5 Liitosten suunnittelu ja mitoitus

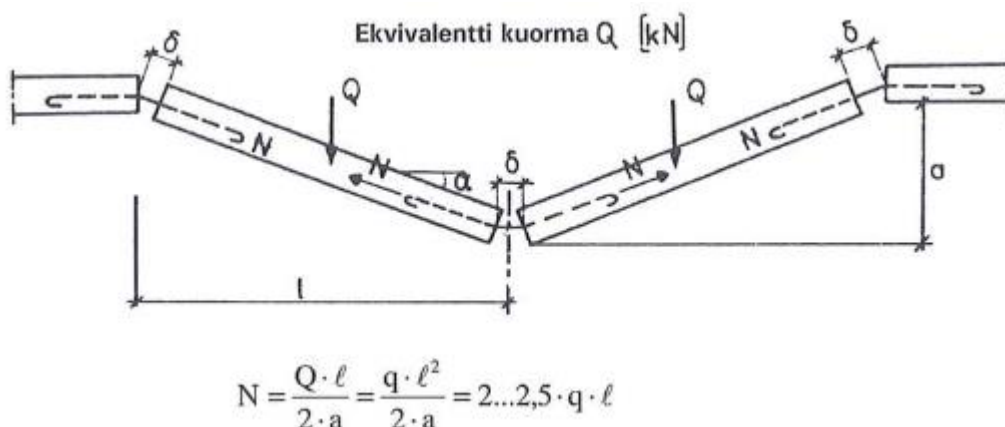
5.1 Korvaava rakennesysteemi

Korvaava, muuttunut rakennesysteemi muodostuu paikallisen vaurion syntymisen jälkeen ehjäksi jääneistä rakenneosista. Rakenteiden alkuperäisestä toimintatavasta poiketen korvaavan rakennesysteemin osat toimivat vetoa kestävinä köysi- ja kalvorakenteina. Korvaavan rakennesysteemin osana voi toimia myös rakenneosia, jotka eivät normaalitilanteessa toimi kantavina rakenteina. Mikäli näin halutaan menetellä, on näiden rakenneosien ja niiden liitosten kestävä onnettomuustilanteessa niille tulevat rasitukset.[7 s.4-5.]

Korvaavan rakennesysteemin valinta aloitetaan poistamalla kussakin rakennuksen kerroksessa jokainen pystyrakenne tai niitä tukeva palkki yksi kerrallaan. Poistamisen seurauksena tutkitaan, kuinka suuri on mahdollisen vaurioituneen alueen laajuus ja miten kuormat siirretään vaurioituneen alueen yli.[7 s. 4-5.] Tällaisia kuormansiirtomekanismeja voivat olla: kantavien palkkien köysirakenne, laattojen kalvorakenne, seinien tai palkkien ulokkeellisuus ja yläpuolisten rakenteiden ripustukset. Todellisuudessa nämä kaikki mekanismit saattavat vaikuttaa yhtä aikaa, mutta turvallisinta on olettaa, että kaikki kuormien siirtyminen tapahtuu kantavien palkkien tai ontelolaattojen köysirakenteiden kautta.[9 s.54.] Korvaavan rakennesysteemin tarkastelussa ei oteta huomi-

oon muita vaurioita, mitä yhden kantavan rakenteen poistaminen saattaa aiheuttaa [9 s.40].

Kun korvaava rakennesysteemi on valittu, valitaan alustavasti liitoksessa käytettävä rauditus. Tämän jälkeen voidaan määrittää raudituksen vastaanottama maksimivoima ja siitä johtuva muodonmuutos. Kaikki vaurioalueen liitokset ehjiin kantaviin rakenteisiin voidaan ottaa mukaan tarkasteluun.[7 s.5.]



Kuva 29. Korvaavan rakennesysteemin yksinkertaistettu köysimalli. [7 s.10]

Korvaava rakennesysteemi voi aiheuttaa rakennuksen jäykistäville rakenteille lisävaakavoimia, jotka on otettava huomioon suunnittelussa. Nämä vaakavoimat siirtyvät, kuten normaalitilanteessakin, jäykkien välipohjalaatastojen kautta jäykistäville rakenteille. Mikäli korvaava rakennesysteemi ei ole mahdollinen tai sen toteuttaminen on vaikeaa, on kyseinen rakenne mitoitettava avainasemassa olevana rakenneosana.[7 s.12.]

5.2 Köysimallin toiminta ja sen analyysi

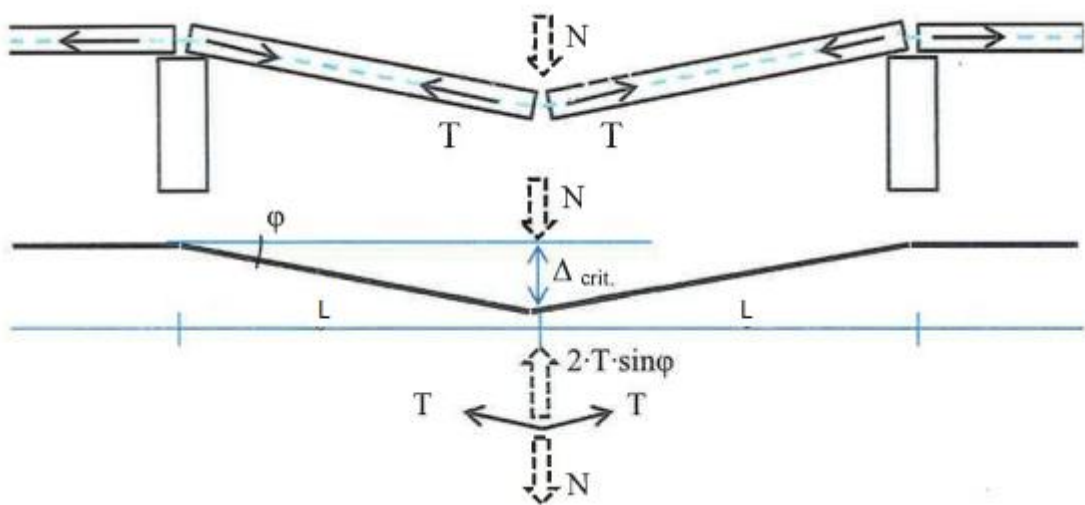
Köysimallin analyysi voidaan suorittaa monilla tavoilla:

- Lineaarinen tai epälineaarinen staattinen analyysi
- Lineaarinen tai epälineaarinen dynaaminen analyysi.

Koska köysirakenteiden kuormat ovat luonteeltaan dynaamisia, FIB suosittelee, että staattisissa analyyseissä tulisi kuormille käyttää dynaamista suurennuskerrointa. Sekä

linearisessa että epälinearisessa analysissä tämän suurennuskertoimen ω tulisi vähintään olla 1,5...2 kaikissa rakennetyypeissä.[9 s.51.]

Lineaarinen staattinen analyysi köysirakenteille on yksinkertaisin ja nopein tapa laskea siteiden kuormituksia, mutta samalla epätarkin ja se saattaa antaa liian pieniä kuormia. Laskentaan voi käyttää kuvassa 29 esitettyä tapaa, jossa siirtymäksi a voidaan valita $L/4 \dots L/5$ [7 s.5] tai kuvasta 30 johdettua tapaa, jossa siirtymän arvo Δ_{crit} on riippuvainen käytetyn raudituksen maksimi venymästä. Testeissä on osoitettu, että ennen murtumista $\Delta_{crit} \approx 0,2L$ [9 s.54 – 55].



Kuva 30. Köysivoimien analyysi[9 s.55]

Kuvassa 30 pistemäinen kuorma N kuvaa ylemmältä pilarilta tulevaa kuormaa, T sidevoimia ja Δ_{crit} siirtymää. Kuvasta saadaan tasapainoyhtälö:

$$2T \cdot \sin\varphi = N \quad (3.1)$$

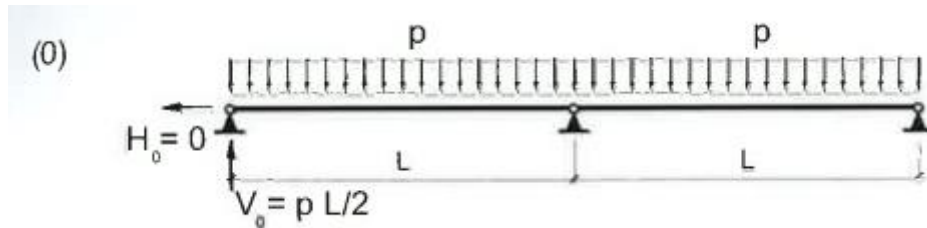
Joten:

$$T = \frac{N}{2 \cdot \sin\varphi} = \frac{N}{2} \cdot \frac{\sqrt{L^2 + \Delta_{crit}^2}}{\Delta_{crit}} = \frac{N}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{L}{\Delta_{crit}}\right)^2 + 1} \quad (3.2)$$

Mikäli palkeilla on tasanjakautunut kuorma p , ylemmän yhtälön tulee olla muodossa:

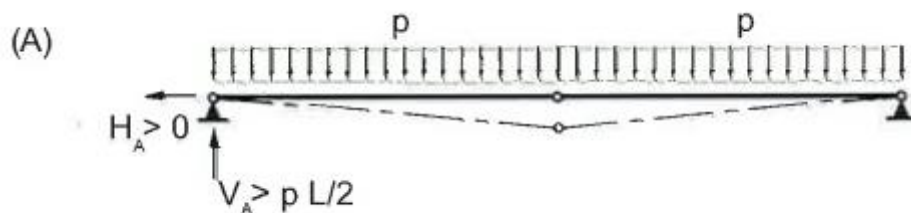
$$T = \frac{P*L}{2} * \sqrt{\left(\frac{L}{\Delta_{crit}}\right)^2 + 1} \quad (3.3)$$

Epälineaarissa staattisessa analyysissä köysimallin toimintaa ja voimien syntymistä voidaan kuvata vaiheittain. Oletetaan alkutilanteessa (0) olevan kaksi palkkia, joita tukee kolme pilaria. Pilarien väli on L ja palkkia kuormittaa kuorma p . Keskimmäinen pilari poistetaan ja korvaava köysirakenne syntyy.[9 s.56.]



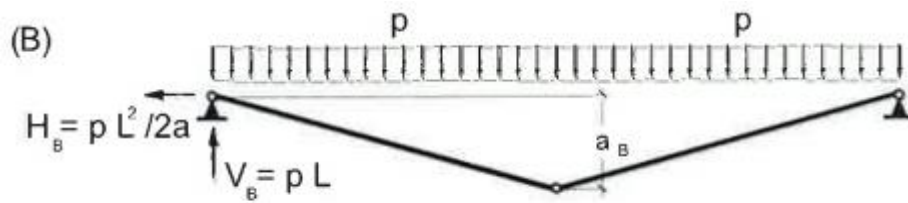
Kuva 31. Alkutilanne (0) [9 s.56]

Vaiheessa (A) keskimmäinen tuki poistetaan. Tuen poistoa voidaan tutkia voiman ja ajan funktiona, mutta varmallalla puolella olevana oletuksena voidaan kuvitella, että tuki poistuu välittömästi. Tämä myös helpottaa rakenteiden analyysiä. Tuen poistumisen takia keskipiste lähtee siirtymään alaspäin ja vaaka- ja pystytukireaktiot reunoilla kasvavat. Tässä vaiheessa rakenne ei ole tasapainossa.[9 s.56.]



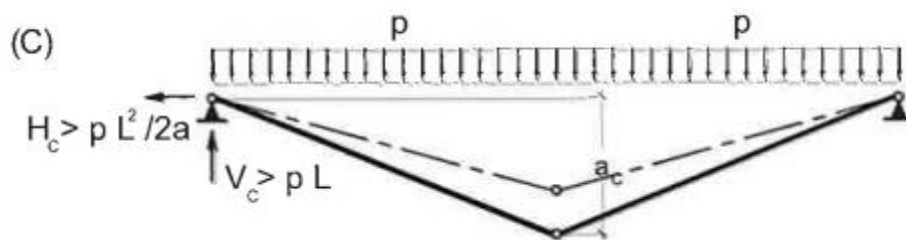
Kuva 32. Vaihe (A). Keskipiste aloittaa alaspäin suuntautuvan liikkeen ja tukireaktiot kasvavat [9 s.56]

Vaiheessa (B) rakenne saavuttaa staattisen tasapainotilan. Tämän jälkeen keskipisteen alaspäin siirtyminen hidastuu, koska vaakasukireaktio on suurempi kuin palkkeja kuormittava kuorma. Jos teräksissä oleva voima on tasapainotilassa puolet teräksen myötäämislujuudesta, systeemi toimii elastisesti ja sortumaa ei tapahdu.[9 s.56 - 57.]



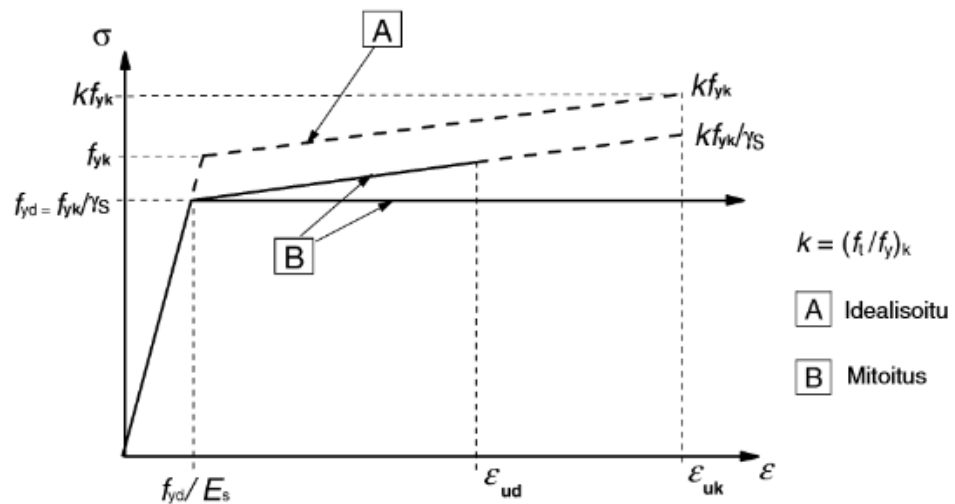
Kuva 33. Vaihe (B). Rakenne on saavuttanut staattisen tasapainotilan. [9 s.56]

Jos raudoituksen vastaanottama voima ei riitä elastiseen toimintaan, vaihe (C) saavutetaan. Vaiheessa (C) siirtymä ohittaa staattisen tasapainotilan ja siirtyminen pysähtyy. Jos teräkset käyttäytyvät elastisesti, muodonmuutosenergia tasapainottaa alkuperäisen potentiaalisen energian ja systeemi palaa staattiseen tasapainotilaan eli keskipiste kohoaa ylöspäin. Teräksissä oleva voima ei saa ylittää vaiheessa (C) terästen murtolujuutta, muuten systeemi sortuu.[9 s.56.]



Kuva 34. Vaihe (C). Terästen muodonmuutosenergia mahdollistaa paluun staattiseen tasapainotilaan. [9 s.56]

Sideterästen elastiseen käyttäytymiseen tarvitaan paljon raudoitusta, siksi sen käyttämistä ei suositella. Suositellumpaa on käyttää mitoitus- tai ideaalistateräsjännitystä, jolloin tutkitaan rakenteen pysähtymistä vaiheeseen (C).[9 s.57.]



Kuva 35. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaaja [8 s.41]

Mitoitus- tai ideaaliteräsjännityksen kuvaajan käyttöä varten kuvitellaan, että systeemi on vaiheessa (C), kuten kuvassa 34. Tässä vaiheessa keskipiste on siirtynyt alaspäin, käytetään siirtymänä a :ta. Siirtymä voidaan rajoittaa tarvittaessa eli $a \leq a_{lim}$. Arvon tulee olla pienempi kuin kerroskorkeus, mutta huomioon on otettava että rajoittaminen kasvattaa voimaa teräksissä. Köysivoimien analyysi suoritetaan yhdelle palkille. Tässä pisteessä kumpikin palkki pitenee ΔL :n verran:

$$\Delta L = \sqrt{L^2 + a^2} - L \quad (4.1)$$

ja jännitys sideteräksissä tällöin on:

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L} \leq \varepsilon_{uk} \quad (4.2)$$

Pidetään teräsjännitystä suurempana kuin teräksen myötölujuus (epäelastinen käytös):

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yk} \quad (4.3)$$

Jos käytetään sideteräksille mitoitusjännityksenkuvaajaa, saadaan palkin sisäiselle muodonmuutosenergialle lauseke:

$$W_{int} = \Delta L * F_s \quad (5.1)$$

$$F_s = A_s * f_{yk} \quad (5.2)$$

$$\Delta L = \varepsilon_s * L \quad (5.3)$$

Palkin ulkoisen työn lauseke on:

$$W_{ext} = p * L * \frac{a}{2} \quad (5.4)$$

$$a = \sqrt{[(\Delta L + L)^2 - L^2]} \quad (5.5)$$

Näiden kahden energian yhtälöistä saadaan tasapainolauseke:

$$W_{ext} = W_{int} \quad (5.6)$$

josta saadaan:

$$F_s = p * L * \frac{a}{(2 * \Delta L)} \quad (5.7)$$

Mikäli käytetään ideaalisen teräsjännityksen kuvaajaa, saadaan palkin sisäiselle muodonmuutosenergialle tarkempi lauseke:

$$W_{int} = W_E + W_P \quad (6.1)$$

$$W_E = 0,5 * \Delta L y * F_s \quad (6.2)$$

$$\Delta L y = \varepsilon y k * L \quad (6.3)$$

$$W_P = 0,5 * (\Delta L - \Delta L y) * (k + 1) * F_s \quad (6.4)$$

Joten:

$$W_{int} = 0,5 * [\Delta L * (k + 1) - k * \Delta L y] * F_s \quad (6.5)$$

Tasapainoyhtälöstä saadaan tällöin:

$$F_s = p * L * \frac{a}{[\Delta L * (k+1) - k * \Delta L y]} \quad (6.6)$$

Edeltävissä yhtälöissä on teräsjännityksen oletettu olevan yhtä suuri kuin akselin suuntainen voima palkissa ja voiman on oletettu olevan tasainen koko palkin matkalla. Tämä oletamus on arvio, sillä todellisuudessa jännitys teräksissä saattaa vaihdella esimerkiksi ankkuroinnin tai palkkien ja kuorman välisen kulman suhteen. Staattisessa tasapainossa voidaan sideteräksille antaa kuorman arvot:

Päätytuilla

$$F_{s1} = p * L * \frac{(a + \frac{L^2}{2a})}{\sqrt{L^2 + a^2}} \quad (7)$$

Ja keskellä

$$F_{s2} = p * L * \frac{\frac{L^2}{2a}}{\sqrt{(L^2 + a^2)}} \quad (8)$$

Nämä sidevoimien kaavat on johdettu FIB:n ohjeesta, joka on betonirakentamisen edistämiseen keskittynyt esinormatiivinen työryhmä.

5.3 Rakenneosan suunnittelu avainasemassa olevaksi

Vaihtoehtona korvaavan rakennesysteemin käytölle 3b-seuraamusluokassa, voidaan rakenneosat suunnitella avainasemassa olevaksi. Avainasemassa oleva rakenneosa ei saa sortua, vaan sen tulee kestää onnettomuuskuormayhdistelmän kuormat ja näiden lisäksi onnettomuuskuorma. Ennakoitavissa oleville onnettomuustilanteille kuten törmäykselle tai räjähdykselle yms. käytetään SFS-EN 1991-1-7 ja sen kansallisen liitteen mukaisia onnettomuuskuormia.

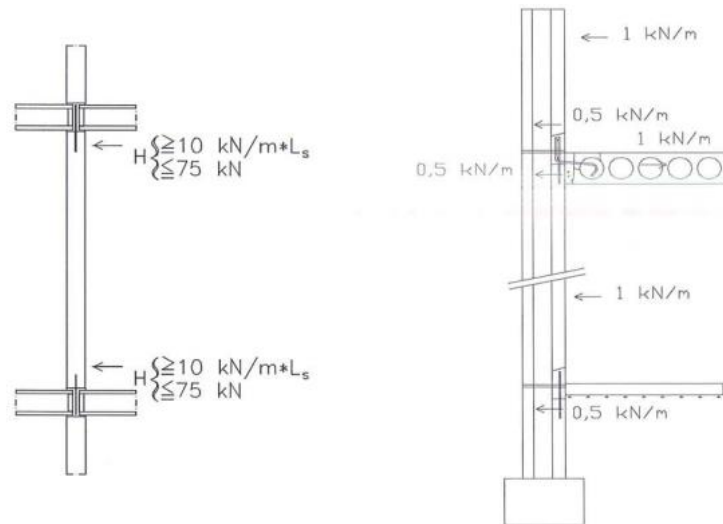
Mikäli määriteltävissä olevaa onnettomuustilannetta ei ole, käytetään SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen mukaan onnettomuuskuorma A_d :na 50 kN, joka sijoitetaan kerroskorkeuden puoleen väliin. Huomioitavaa on, että SFS-EN 1991-1-7:n suositusarvo on-

nettomuuskuormalle on tasainen kuorma 34 kN/m^2 . [1 s.28.] Tämä tasainen kuorma on kaasuräjähdyksen painekuorma, joka perustuu Ronan Pointin onnettomuuden arvioituun painekuormaan. Suositusarvoa on perusteltu myös sillä, että IRA:n tekemissä pommi-iskuissa kohderakennukset eivät ole sortuneet. Terrori-iskut ja sotatoimien aiheuttamat vauriot eivät kuitenkaan kuulu standardin SFS-EN 1991-1-7 soveltamisalaan. [27 s.1.]

Suomessa, jossa kaasujärjestelmät eivät ole niin yleisiä, on ennalta arvaamattoman tapahtuman oletettu olevan jonkinlainen törmäys ja tästä syystä kuorma on pistemäinen. Seinissä tämä kuorma A_d jaetaan viivakuormaksi enintään 3 metrin leveydelle eli $q_{ad}=16.7 \text{ kN/m}$. Määriteltävissä olevan ja määrittelemättömän onnettomuuden ei katsota vaikuttavan samanaikaisesti, tästä syystä kuormayhdistelmään sisältyy vain yksi, määräävin onnettomuuskuorma. [7 s.7.]

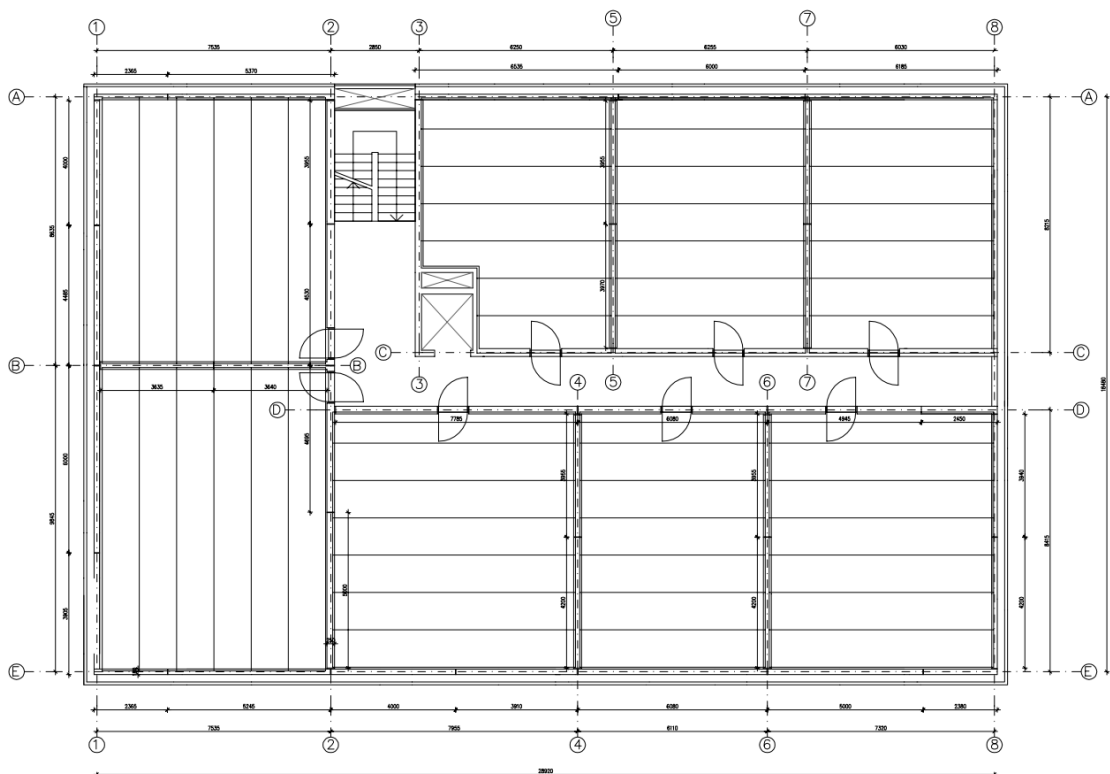
Betoniyhdistyksen normikortti 23EC:n kirjoittajan Pekka Häyrisen mukaan (ks. liite 3) seuraamusluokasta riippumatta, voidaan rakennuksen kaikki rakenteet suunnitella avainasemassa olevaksi, jolloin ei tarvitse tutkia vaihtoehtoisia kuormareittejä. Rakennuksessa tulee kuitenkin olla SFS-EN 1992-1-1:n vaatimat minimi siteet.

Avainasemassa olevien rakenneosien liitosten tulee kestää yhdessä varsinaisen rakenneosan kanssa. [9 s.34.] Normaalisissa onnettomuusmitoitustilanteissa ei-kantaviin seiniin, jotka eivät toimi jäykistävinä rakenneosina, on otettava viivakuorma, joka on vähintään 1 kN/m . Oletetaan kuitenkin, että 3b-seuraamusluokassa ei-kantavat seinät on myös mitoitettava avainasemassa oleviksi, koska ne tarjoavat sivuttaistukea muille avainasemassa oleville rakenteille ja niiden suunnittelu avainasemassa korottaa turvallisuustasoa. [9 s.59.] Stabiliateettiin vaikuttavat rakenneosat suunnitellaan myös avainasemassa oleviksi, kuten aikaisemmin kappaleessa 2.2 sivulla 5 mainittiin. Avainasemassa suunnittelu siis lisää ei-kantavien seinien vaakakiinnityksen tarvetta. [7 s.33.] Kuvassa 36 on vaakakiinnitysten tavanomaiset mitoitusarvot esitettyinä.



Kuva 36. Vasemmalla kantavan seinäelementin kiinnitys tasoa vastaan kohtisuoralle voimalle, oikealla ei kantavan seinäelementin vaakakiinnitys tavanomaisessa onnettomuusmitoitustilanteessa. [7 s.32 - 33]

5.4 Esimerkki



Kuva 37. Esimerkin välipohja (suurempi kuva liitteessä 1)

Esimerkissä tarkastellaan asuinrakennuksen välipohjaa sekä 3b- että 3a-seuraamusluokassa. Seuraamusluokkien välillä vertaillaan sideraudoitusten määrää. Rakennuksen runko muodostuu kantavista seinistä ja laatastona rakennuksesta on ontelolaatta O32. Rakennuksen pohjan pinta-ala on $534,4 \text{ m}^2$ ja kerroskorkeus on 3 metriä. Esimerkissä ei huomioida mahdollisia ennakoitavissa olevia onnettomuustilanteita tai rakennuksen ulkoisia kuormia millään tavalla. Välipohjan kentät on nimetty seuraavasti: Kenttä 1:en muodostaa laatat jotka kulkevat moduulilinja A:lta E-linjalle Y-suunnassa, kenttä 2:en muodostaa laatat jotka sijaitsevat D- ja E-linjojen välissä X-suunnassa ja kenttä 3:en muodostavat laatat A- ja C-linjojen välissä X-suunnassa.

Välipohjan kuormat:

- Ontelolaatta ja pintarakenteet $g_k = 4 \text{ kN/m}^2$
- Hyötykuorma, luokka A $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$
- Väliseinät $g_e = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Väliseinien paino otetaan huomioon lisäämällä hyötykuorman arvoa väliseinien painolla g_e . Onnettomuustilanteessa muuttuvan kuorman yhdistelykertoimenä muille kuin luonnonkuormille käytetään Ψ_2 :ta, joka on hyötykuorma luokka A:ssa 0,3.

$$P_k = g_k + 0,3 * (q_k + g_e) = 5,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sideraudoitukset lasketaan käyttäen liitoksissa A500HW terästä:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

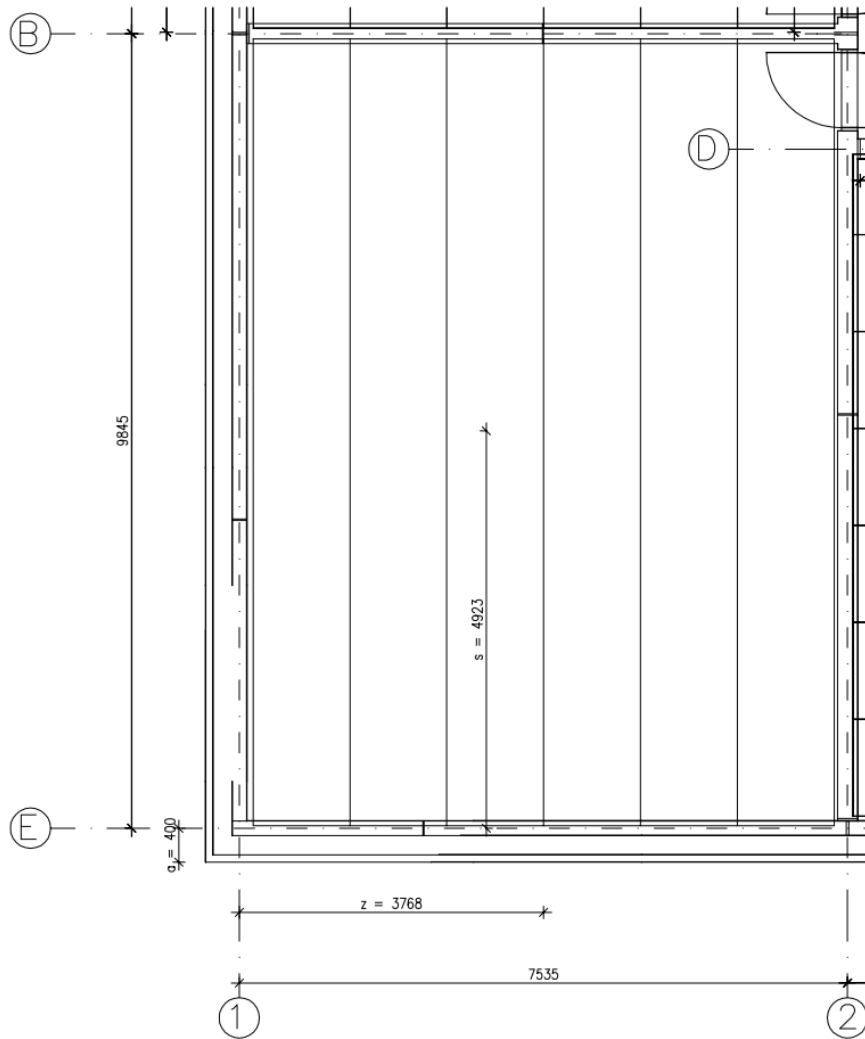
$$E_s = 210\,000 \text{ MPa}$$

5.4.1 Laattojen sideraudoitukset 3a-seuraamusluokassa

Rengasraudoitus lasketaan käyttäen normikortti 23EC:n kaavaa:

$$T = \begin{cases} \geq F_T * (s + a) * \frac{P_k * z}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \\ \geq F_T * (s * a) \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (9)$$

Missä s on puolet rengassiteen etäisyydestä lähimmästä sisäpuolisesta siteestä, a on rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta ja z on suurin kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys siteen suunnassa. F_T on kuorma, joka huomioi rakennuksen kerroslukumäärän, tässä esimerkissä $F_T = 48 \text{ kN/m}$.



Kuva 38. Rengasraudotteiden mitat laskentaa varten

Rengasraudoituksen kuormalle moduulilinjalla E saadaan:

$$T = \begin{cases} \geq 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (4,923\text{m} + 0,4\text{m}) * \frac{5,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3,768 \text{ m}}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 129 \text{ kN} \\ \geq 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \left(\frac{9,845\text{m}}{2} + 0,4 \text{ m} \right) = 256 \text{ kN} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (9)$$

$$T = 256 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yk}} = 512 \text{ mm}^2$$

Rengasraudoitukseksi kenttään yksi laitettaisiin 3T16, $A_s = 603 \text{ mm}^2$. Tarkistetaan vielä kenttien 2 ja 3 rengasraudoitukset moduulilinjoilla E ja A. Moduulilinjalla E kentässä 2:

$$T = \begin{cases} \geq 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (4,208\text{m} + 0,37\text{m}) * \frac{5,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 5,54 \text{ m}}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 162 \text{ kN} \\ \geq 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \left(\frac{8,415\text{m}}{2} + 0,37 \text{ m} \right) = 220 \text{ kN} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (9)$$

$$T = 220 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yk}} = 440 \text{ mm}^2$$

Moduulilinjalla A kentässä 3:

$$T = \begin{cases} \geq 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (4,108\text{m} + 0,4\text{m}) * \frac{5,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 6,253 \text{ m}}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 183 \text{ kN} \\ \geq 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \left(\frac{8,215\text{m}}{2} + 0,4 \text{ m} \right) = 217 \text{ kN} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (9)$$

$$T = 217 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yk}} = 434 \text{ mm}^2$$

Kentän yksi rengasraudoitus on määräävä tapaus, koko kerroksen ympäröivä rengasraudoitus on täten siis 3T16.

Laattaelementtien väliset siteet eli ontelolaattojen pituussuuntainen saumaraudoitus lasketaan 3a-seuraamusluokassa normikortti 23EC:n kaavalla:

$$T = \begin{cases} \geq F_T * s * \frac{P_k * z}{37,5 \frac{kN}{m}} \\ \geq F_T * s \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (10)$$

missä s on saumaraudoituksen väli, z on suurempi perättäisistä kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyyksistä siteen suunnassa. Moduulilinjalla B olevalle saumalle saadaan:

$$T = \begin{cases} \geq 48 \frac{kN}{m} * 1,2 \text{ m} * \frac{5,1 \frac{kN}{m^2} * 9,845 \text{ m}}{37,5 \frac{kN}{m}} = 78 \text{ kN} \\ \geq 48 \frac{kN}{m} * 1,2 \text{ m} = 58 \text{ kN} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (10)$$

$$T = 78 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yk}} = 156 \text{ mm}^2$$

Saumoihin sijoitetaan 2T10 raudoitukseksi, $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Koska kentän yksi jänneväli on rakennuksen suurin, voidaan todeta, että kaikkiin laattojen saumoihin ja liitoksiin riittää 2T10 raudoitus.

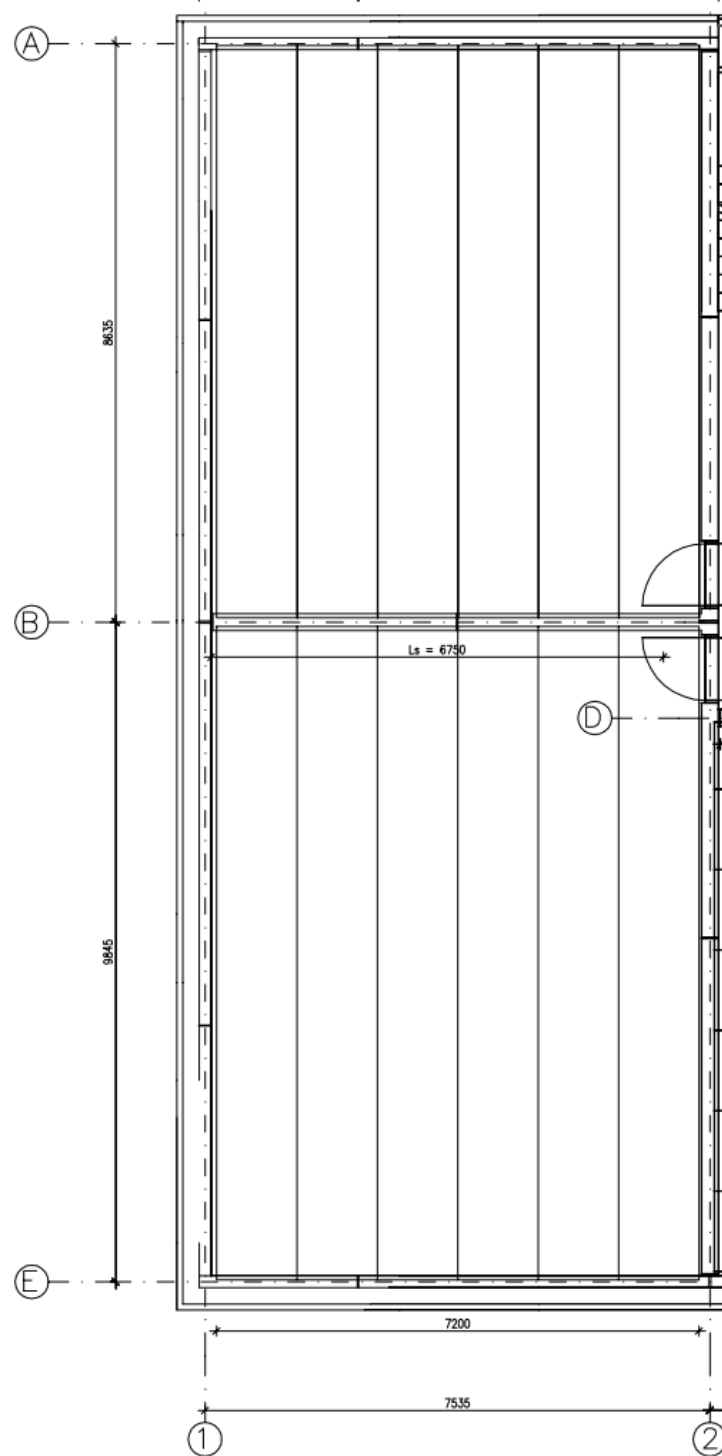
5.4.2 Laattojen sideraudoitukset 3b-seuraamusluokassa

3b-seuraamusluokassa poistetaan yksi kantava rakenne kerrallaan ja tutkitaan vaurioituneen alueen laajuus. Ajatellaan rakennuksesta poistettavaksi seinä moduulilinjalla B. Vaurioituneeksi ajateltavan seinälohkon nimellispituus on seinän sivusuuntaisten tukien väli, mutta enintään 2,25 kertaa kerroskorkeus. Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus on täten:

$$L_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,25 * 3 \text{ m} = 6,75 \text{ m} \\ 7,53 \text{ m} \end{array} \right. \quad (11)$$

Vaurioituvan seinän nimellispituus on siis 6,75 metriä. Vaurioituva alue ulottuu yli kuuden laatan puolenvälin, joten vaurioituvan alueen laajuus on:

$$A = 7,2 \text{ m} * (9,845 \text{ m} + 8,635 \text{ m}) = 133,1 \text{ m}^2$$



Kuva 39. Vaurioituvaa aluetta moduulilinjan B:n seinän poistuessa

Vaurioitua alue ylittää sallitun 100 m^2 rajan, joten seinä moduulilinjalla B tulee suunnitella avainasemassa olevana rakenteena. Samoin sivuttaista tukea antavat ei-kantavat seinät ja päädyissä olevat kantavat seinät tulee suunnitella avainasemassa oleviksi. Näin koko lohko voidaan olettaa sortumattomaksi, mutta liitoksiin täytyy kuitenkin suunnitella euronormi SFS-EN 1992-1-1:n mukaiset minimisiteet:

Rengasraudoitus:

$$F_{tie,per} = \begin{cases} l_i * q_1 = 18,5 \text{ m} * 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 185 \text{ kN} \\ \geq Q_2 = 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (11)$$

l_i on jänteenpituus eli tässä seinälohkon pisin mitta.

$$A_s = \frac{F_{tie,per}}{f_{uk}} = 370 \text{ mm}^2$$

Kentän rengasraudoitus olisi täten 2T16 ($A_s = 392 \text{ mm}^2$)

Ontelolaattojen pituussuuntainen saumaraudoitus:

$$F_{tie,int} = \begin{cases} \frac{20 \text{ kN}}{\text{m}} * 1,2 \text{ m} = 24 \text{ kN} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (12)$$

Sisäpuoliset siteet voidaan jakaa onteloihin saumoihin:

$$A_s = \frac{F_{tie,int}}{1,2 \text{ m} * f_{uk}} = 117 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Ontelolaattojen saumoihin asennettaisiin 2T10 ($A_s = 157 \text{ mm}^2$).

Näistä tuloksista huomataan että 3b-seuraamusluokassa laattojen raudoitukset eivät kasvaneet kentässä 1 verrattuna 3a-seuraamusluokkaan. Laattojen pituussuuntaiset saumaraudat pysyivät samoina ja rengasraudoitus jopa pieneni n. 33%. Tämä saatu etu on kuitenkin avainasemassa olevan rakenneosan suunnittelun ansiosta, jossa on omat ongelmansa. Näiden rakenneosien tulee olla täysin sortumattomia, joten suunnittelijan on pystyttävä ennalta näkemään kaikki kuormat, jotka saattavat aiheuttaa sor-

tumia. Varsinkin ylemmissä kerroksissa, missä on vähemmän puristavaa kuormaa, avainasemassa suunnittelu lisää seinäelementtien sisäistä raudoitusta. Toki alemmasakin seuraamusluokassa voidaan rakenteet suunniteltava avainasemassa oleviksi.

Seiniä moduulilinjoilla 4 ja 6 poistettaessa voidaan vaurioituvan seinälohkon nimellispi- tuudeksi valita suoraan 6,75 metriä sillä molemmat seinät ovat pidempiä kuin aiempi seinä moduulilinjalla B. Vaurioituva alue ulottuu siis kuuden laatan alueelle molemmis- sa tapauksissa. Vaurioituvan alueen laajuus seinälle moduulilla 4:

$$A = 7,2 \text{ m} * (7,955\text{m} + 6,11\text{m}) = 101,3 \text{ m}^2$$

Seinä moduulilla 4 ylittää myös sallitun rajan, joten se on suunniteltava avainasemas- sa. Vaurioituva alue seinälle moduulilla 6:

$$A = 7,2 \text{ m} * (7,32\text{m} + 6,11\text{m}) = 96,7 \text{ m}^2$$

Vaurioituva alue jää alle 100 m² rajan, mutta on tarkistettava, kuinka suuri osa vaurioi- tuva alue on kerrospinta-alasta:

$$\frac{96,7 \text{ m}^2}{534,4 \text{ m}^2} = 0,18$$

Kerrospinta-alaan nähden vaurioituva alue on liian suuri, joten tämäkin seinä tulee suunnitella avainasemassa olevaksi. Täten myös kentän 2 rakenteet tulee suunnitella avainasemassa oleviksi ja raudoituksena on käytettävä euronormin SFS-EN 1992-1-1 mukaista minimiraudoitusta.

Kentässä 3 seinien vaurioituva nimellispituus on myös 2,25*H. Vaurioituvan alueen laajuus 7 moduulin seinän poiston jälkeen on:

$$A = 7,2 \text{ m} * (6\text{m} + 6,185\text{m}) = 87,7 \text{ m}^2$$

Kerrospinta-alaan verrattuna:

$$\frac{87,7 \text{ m}^2}{534,4 \text{ m}^2} = 0,16$$

Koska sallitun rajan ylitys on näin pieni, tehdään tässä työssä esimerkin vuoksi poikkeus ja suunnitellaan laattojen saumoihin saumaraudoitukset käyttämällä korvaavan rakennesysteemin mallia. Kaikista yksinkertaisimmalla kaavalla, joka on nähtävissä kuvassa 29, saadaan sidevoimaksi:

$$F = q * L * 2 = \left(5,1 \frac{kN}{m^2} * 8,215m \right) * 6,185m * 2 = 518 kN$$

Betoninormikortissa ei ole mainittu, että täytyykö tällä kaavalla saatua voimaa korottaa kertoimella dynaamisuuden huomioon ottamiseksi, joten tässä oletetaan, että näin ei tarvitse tehdä. Saatu voima voidaan jakaa jokaiseen alueen liitokseen eli jokaiseen laatan saumaan, näin saadaan vaadituksi raudoitukseksi:

$$A_s = \frac{F}{6 * f_{yk}} = 172 mm^2$$

Tämä tarkoittaisi 2T12 ($A_s = 226 mm^2$) raudoitusta jokaiseen ontelolaatan saumaan.

Jos käytetään lineaarista staattista menetelmää, jota on kuvattu kuvassa 30 ja käytetään kaavaa numero 3.3, saadaan sidevoimalle arvoksi:

$$T = \frac{P * L}{2} * \sqrt{\left(\frac{L}{\Delta_{crit}} \right)^2 + 1} = \frac{\left(5,1 \frac{kN}{m^2} * 8,215m \right) * 6,185m}{2} * \sqrt{\left(\frac{6,185m}{0,2 * 6,185m} \right)^2 + 1} = 661 kN \quad (3.3)$$

Tarkempaa menetelmää käyttämällä on saatu jo suurempi hallittava sidevoima, mutta FIB:n suosituksen mukaan staattisesta analyysistä saatua voimaa tulisi suurentaa kertoimella kuormien dynaamisen luonteen huomioon ottamiseksi. Tämä kasvattaa voiman arvoon:

$$1,5 * T \dots 2 * T = 992 kN \dots 1322 kN$$

Näille voimille vaadittu raudoitus olisi täten:

$$A_s = \frac{T}{6 * f_{yk}} = 331 mm^2 \dots 441 mm^2$$

Vähintään tämä tarkoittaisi 3T12 ($A_s = 339 \text{ mm}^2$) raudoitusta pienemmän kertoimen kuormalle ja isommalle jopa 4T12 ($A_s = 452 \text{ mm}^2$) raudoitusta. Tarkistetaan vielä sidevoiman arvo käyttämällä epälineaarista staattista analyysiä sekä mitoitus- että ideaalijännityksellä.

Mitoitusjännityksellä:

$$F_s = p * L * \frac{a}{(2 * \Delta L)} \quad (5.7)$$

$$\Delta L = \varepsilon_s * L = \varepsilon_{uk} * 6,185 \text{ m} = 0,075 * 6,185 \text{ m} = 0,464 \text{ m} \quad (5.3)$$

$$a = \sqrt{[(\Delta L + L)^2 - L^2]} = 2,44 \text{ m} \quad (5.5)$$

$$F_s = p * L * \frac{a}{(2 * \Delta L)} = 41,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 6,185 \text{ m} * \frac{2,44 \text{ m}}{(2 * 0,464 \text{ m})} = 682 \text{ kN} \quad (5.7)$$

$$A_s = \frac{1,5 \dots 2 * F_s}{6 * f_{yk}} = 341 \text{ mm}^2 \dots 455 \text{ mm}^2$$

Ideaalijännityksellä:

$$F_s = p * L * \frac{a}{[\Delta L * (k+1) - k * \Delta L y]} \quad (6.6)$$

$$k = \frac{f_{uk}}{f_{yk}} = 1,15$$

$$\Delta L y = \varepsilon_{yk} * L = \frac{500 \text{ MPa}}{210\,000 \text{ MPa}} * 6,185 \text{ m} = 0,015 \text{ m} \quad (6.3)$$

$$F_s = p * L * \frac{a}{[\Delta L * (k+1) - k * \Delta L y]} = 41,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 6,185 \text{ m} * \frac{2,44 \text{ m}}{0,464 \text{ m} * (1,15+1) - 1,15 * 0,015 \text{ m}} = 645 \text{ kN}$$

(6.6)

$$A_s = \frac{1,5 \dots 2 * F_s}{6 * f_{yk}} = 323 \text{ mm}^2 \dots 430 \text{ mm}^2$$

Mitoitusjännityksellä saumaan vaadittaisiin 4T12 ($A_s = 452 \text{ mm}^2$) tai 5T12 ($A_s = 565 \text{ mm}^2$) ja ideaalijännitystä käyttämällä 3T12 – 4T12. Seuraamusluokassa 3a kenttään 3

sijoitettaisiin ontelolaattojen saumoihin 2T10-raudoitukset kun vähimmillään 3b-seuraamusluokassa selvittäisiin 2T12-raudoituksella. Tämä on raudan pinta-alassa mitattuna 44 prosenttia enemmän kuin 3a-luokassa ja enimmillään raudoitemenekki olisi jopa 360%/sauma (5T12 vrt. 2T10) enemmän kuin seuraamusluokassa 3a. Lisäksi viiden 12 millin halkaisijalla varustetun teräksen asentaminen ahtaaseen ontelon saumaan on hankalaa. Mikäli teräsmäärä saumassa on liian suuri, saattaa saumavalun tartuntalujuus tulla määrääväksi[5 s.27.]

Todellisissa hankkeissa tämänkään kentän sideraudoituksia ei olisi saanut laskea käyttämällä korvaavaa rakennesysteemiä, vaan kentän 3 seinät olisi täytynyt mitoittaa avainasemassa oleviksi rakenteiksi. Tästä huomataan, että sallitun vaurion raja ylittyi rakennuksissa hyvin helposti ja rakenteet voidaan harvoin suunnitella käyttäen korvaavaa rakennesysteemiä.

5.4.3 Seinäelementtien sideraudoitukset 3b-seuraamusluokassa

Seinäelementtien sideterästen laskelmat on esitetty liitteessä no. 2, tähän on kirjattu vain laskujen tulokset. Liitteessä on myös esitetty 3a-seuraamusluokan seinäelementtien sideterästen laskelmat, mutta koska ne ovat lähestulkoon samat kuin 3b-seuraamusluokassa, ei niitä esitetä tässä kappaleessa.

Kantavat seinäelementit kiinnitetään seinän yläpuolisesta saumastaan muuhun kantavaan rakenteeseen. Kentissä 1 ja 2 vaakasauman mitoitus tapahtuu SFS-EN 1992-1-1 kaavan mukaan:

$$F_{tie} = \begin{cases} 20 \frac{kN}{m} * s \\ \leq 150 kN \end{cases} \quad (13)$$

Seinäelementtien vaakasiteet kentissä 1 ja 2 vastaavasti:

- Moduulilinjoilla A, B ja E 3T12 ($A_s = 339 \text{ mm}^2$)

Kentässä 3 seinien vaakasaumojen teräkset ankkuroivat laattojen pituussuuntaiset siteet, joten seinäelementin sidevoiman tulee pystyä kantamaan sama kuorma kuin laattojen sideterästen. Seinien vaakasiteet olisivat täten:

$$A_{s,min} = 172 \text{ mm}^2 \text{ (2T12)}$$

$$A_{s,max} = 455 \text{ mm}^2 \text{ (5T12)}$$

Kantavat ja/tai jäykistävät seinäelementit on kiinnitettävä sekä ylä- että alareunastaan seinän tasoa kohtisuoralle vaakavoimalle. Liitosvoima voidaan jakaa tasan elementin vaakasaumoihin. Tämän voiman arvo lasketaan betoninormikortin 23EC:n kaavalla:

$$H = \begin{cases} \geq 20 \frac{kN}{m} * L_s \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases} \quad (14)$$

Seinien kiinnitykset tasojen kohtisuorille vaakavoimille:

- Pisimmät seinät ovat moduulilinjoilla 2,4,6,8, nämä ovat määräävimmit tapaukset kohtisuoralle kiinnitykselle. Näille seinille saadaan sideteräksiksi ylä- ja alapuoliseen saumaan 2T12 ($A_s = 226 \text{ mm}^2$), joten voidaan olettaa että muihinkin seiniin vaaditaan enintään sama.

Seinäelementtien pystysiteiden tehtävänä on sitoa elementit yläpuolisiin rakenteisiin ja rajoittaa välipohjan vaurioitumista. Voiman siirtyminen elementeiltä pystysaumaan on varmistettava saumaan ulottuvilla tapeilla tai lenkeillä, joiden kokonaiskestävyys vastaa samaa liitosvoimaa. Pystysuuntaisen voiman kaava betoninormikortti 23EC:n mukaan:

$$F_v = G_s + G_k + Q_k \quad (15)$$

Missä G_s on elementin omapaino, G_k on välipohjan pysyväkuorma ja Q_k välipohjan hyötykuorma seinälle. Seinien kiinnitykset pystysuorille voimille:

- Moduulilinjalla A 3T12 ($A_s = 339 \text{ mm}^2$)
- Moduulilinjalla B 5T12 ($A_s = 565 \text{ mm}^2$)
- Moduulilinjalla E 3T12 ($A_s = 339 \text{ mm}^2$)
- Moduulilinjalla 2 4T12 ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)

- Moduulilinjalla 3 4T12 ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)
- Moduulilinjalla 4 3T16 ($A_s = 603 \text{ mm}^2$)
- Moduulilinjalla 5 4T12 ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)
- Moduulilinjalla 6 3T16 ($A_s = 603 \text{ mm}^2$)
- Moduulilinjalla 7 4T12 ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)
- Molemmat seinät moduulilinjoilla 8 4T12 ($A_s = 339 \text{ mm}^2$).

6 Yhteenveto

Tässä insinööriyössä tutkittiin liitosten suunnittelua ylikorkeassa rakennuksessa. Ylikorkea rakennus on vähintään 16-kerroksinen rakennus kerroskorkeudesta huolimatta. Vaikka työssä keskityttiin ns. tornitaloihin, ovat liitosten suunnitteluohjeet sovellettavissa muihin 3b-seuraamusluokan elementtirakennuksiin kuten isoihin ostoskeskuksiin tai stadioneihin yms.

3b-seuraamusluokassa liitokset on suunniteltava käyttäen korvaavan rakennesysteemin analyysiä, jossa poistetaan yksi kantava rakenne kerrallaan ja suoritetaan vaihtoehtoisen kuorman siirtymäreitin analyysi. Tämän jälkeen valitaan liitoksessa käytettävä rauditus ja voidaan laskea raudituksen vastaanottama voima. Mikäli rakenteen poistosta johtuu sallitun rajan ylittävä vaurio (100 m^2 tai 15% kerros-pinta-alasta), on rakenne suunniteltava avainasemassa olevaksi.

Korvaavan rakennesysteemin huomattiin esimerkin perusteella kasvattavan sideterästen vaadittua määrää huomattavan paljon. Vastuu oikean analyysimenetelmän valinnassa on rakennesuunnittelijalla. Lisäksi esimerkistä huomattiin, että rakenteen poistamisesta johtuva vaurioalue ylittää helposti sallitut raja-arvot. Näistä syistä on mielestäni kannattavampaa suunnitella rakenneosat suoraan avainasemassa oleviksi.

Avainasemassa oleva rakenne on ns. sortumaton, joten sen täytyy kestää kaikki sille tulevat kuormat onnettomuusrajatilamitoituksessa. Määriteltävissä oleville onnettomuustilanteille käytetään euronormin SFS-EN 1991-1-7 mukaisia kuormia ja määrittellemättömille onnettomuuksille käytetään kansallisen liitteen mukaan onnettomuuskuormaa A_d , jonka suuruus on 50 kN ja joka sijaitsee seinän jännevälän keskellä.

Kuorma voidaan jakaa kolmen metrin alueelle jolloin kuorma on 16,7 kN/m. SFS-EN 1991-1-7:n mukainen suositusarvo kuormalle A_d on kuitenkin 34 kN/m².

Korkeassa rakennuksessa voisi olla perusteltua käyttää avainasemassa olevan rakenneosan kuormana tasaista painekuormaa ainakin kriittisten kantavien rakenteiden mitoitukseen. Turvallisuutta lisäisi myös korvaavan rakennesysteemin ja avainasemassa olevan rakenneosan suunnittelun yhdistäminen: kaikki rakenteet voidaan mitoittaa avainasemassa oleviksi ja sideteräkset voitaisiin tästä huolimatta mitoittaa kevyimmillä köysirakenteiden analyysillä.

Tässä työssä tutkittiin liitosten suunnittelua ylikorkeassa rakennuksessa teoriassa. Jatkotutkimuksessa voitaisiin tutkia köysirakenteiden dynaamista analyysiä tarkemmin ja 3b-seuraamusluokan vaatimien sideterästen kustannusvaikutuksia.

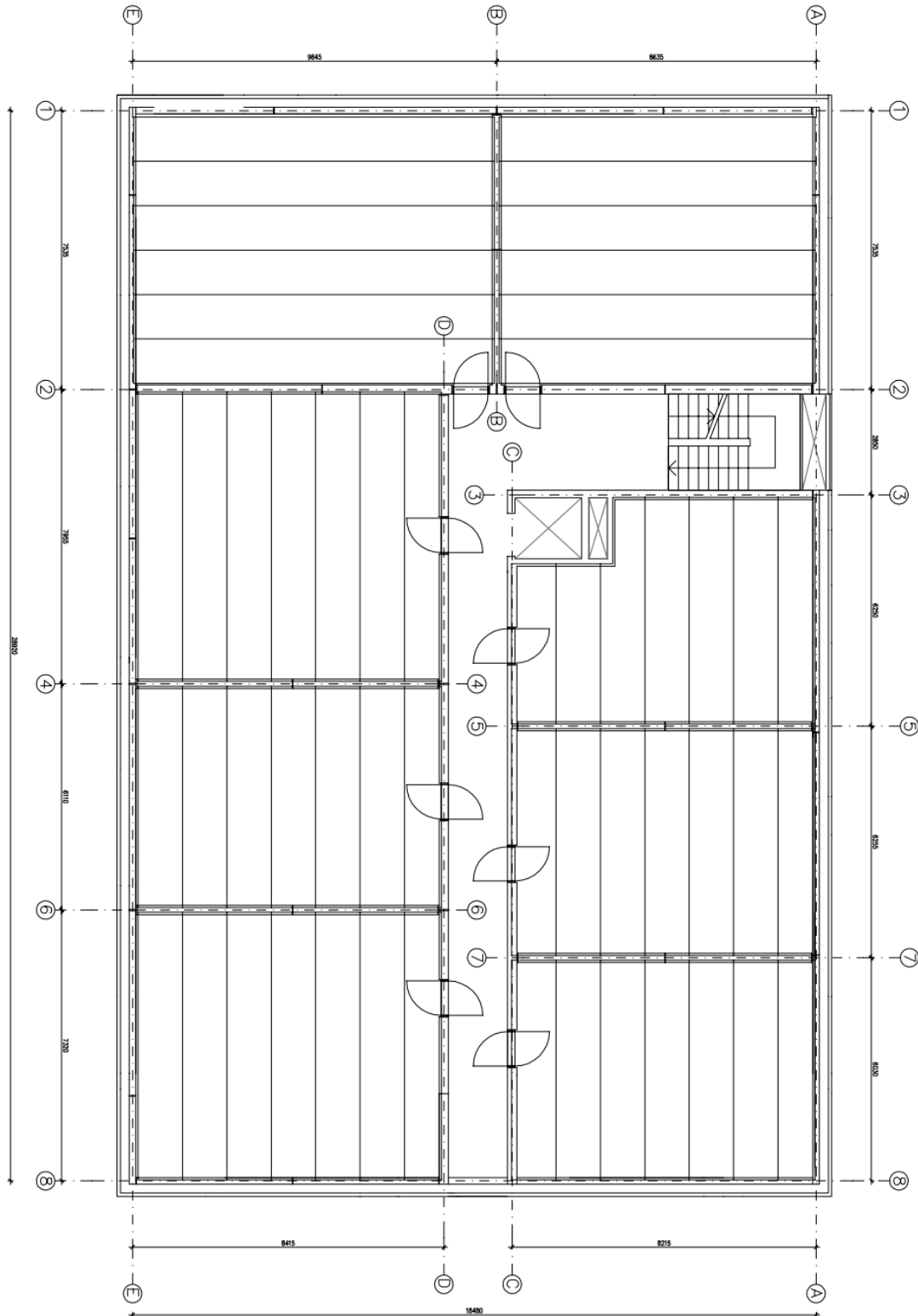
Lähteet

- 1 SFS-EN 1991-1-7 Rakenteiden kuormat osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat
- 2 NA SFS-EN1991-17
- 3 Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, Taranath, Bungale S. 2010
- 4 Steel, Concrete & Composite Design of Tall Buildings, Taranath, Bungale S. 1998
- 5 Multi-storey Precast Concrete Framed Structures, Elliott Kim S. ja Jolly, Colin K.
- 6 Helsingin kaupungin korkean rakentamisen rakentamistapaohjekortit
- 7 Betoninormikortti 23EC, Betoniyhdistys Ry
- 8 SFS-EN 1992-1-1 Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
- 9 fib Bulletin No. 63 Design of Precast Concrete Structures Against Accidental Actions 2012
- 10 Elementtisuunnittelun kotisivut www.elementtisuunnittelu.fi, korkeiden rakennusten jäykistys, luettu 3.1.2014
- 11 betoni.com, ylikorkeat rakennukset suomessa, käytännön pulmatilanteita ja ratkaisuja, luettu 3.1.2014
- 12 Precast concrete cores in high-rise buildings, Koos Tolsma, 2010
- 13 Emporiksen kotisivut, <http://www.emporis.com/building/standards/high-rise-building> ja <http://www.emporis.com/building/standards/skyscraper>, luettu 14.01.2014
- 14 Rakennustiedon kotisivut, <http://www.rakennustieto.fi/lehdet/ry/index/lehti/68Yntj5Od.html>, luettu 29.01.2014
- 15 Elementtisuunnittelun kotisivut <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/liitosten-toiminta/voimien-siirto> luettu 4.2.2014

- 16 Elementtisuunnittelun kotisivut
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/liitosten-toiminta/liitostyyppit> luettu 4.2.2014
- 17 Elementtisuunnittelun kotisivut
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/liitosten-toiminta/liitosten-kuormat,luettu> 4.2.2014
- 18 Betoninormikortti 27EC, Betoniyhdistys Ry
- 19 Elementtisuunnittelun kotisivut
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/image/23262/20100427151823/Detalji%20s-piste.jpg?width=700&height=700&mode=max>
- 20 Emporiksen kotisivut, <http://www.emporis.com/building/parktower-chicago-il-usa> luettu 18.03.2014
- 21 National Information Service for Earthquake Engineering-säätiön kotisivut, <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Image/GoddenJ68> luettu 26.03.2014
- 22 Emporiksen kotisivut, <http://www.emporis.com/building/bromleysquareapartments-calgary-canada> luettu 27.03.2014
- 23 Emporiksen kotisivut, <http://www.emporis.com/building/waterstadtoeren-rotterdam-netherlands> luettu 27.03.2014
- 24 Emporiksen kotisivut, <http://www.emporis.com/building/cirrus-helsinki-finland> luettu 27.03.2014
- 25 Taloforumin sivut. <http://taloforum.fi/viewtopic.php?f=25&t=7&start=1515> luettu 27.03.2014
- 26 Tumblr:n kotisivut, <http://failedarchitecture.tumblr.com/post/4632894296/the-downfall-of-british-modernist-architecture> luettu 27.03.2014
- 27 Perustelut ehdotukselle standardin SFS-EN 1991-1-7:2006 ”Eurokoodi 1: rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat – Onnettomuuskuormat” kansalliseksi liitteeksi, Timo Tikanoja ja Matti Pajari, 2008

Esimerkin välipohja

Esimerkin välipohja, runkojärjestelmänä on kantavat seinät ja laatastona ontelolaatta O32.



Esimerkin laskelmat

Esimerkin laskelmat on suoritettu käyttämällä Mathcad Prime 2.0 -ohjelmistoa. Laskelmissa käydään ensin läpi vaaditut sideraudoitukset 3a-seuraamusluokassa ja sen jälkeen 3b-seuraamusluokassa.

Käytetään liitoksissa A500HW terästä

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1.0} = 500 \text{ MPa}$$

Kuormat

$$g_k := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_e := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_k := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

3a seuraamusluokka, kenttä 1

Rengasraudoitus moduulilinjalla 1

$$F_t := 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad a := 370 \text{ mm} \quad \text{rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta}$$

$$s := \frac{7535 \text{ mm}}{2} = 3.768 \text{ m} \quad = \text{Puolet rengassiteen etäisyydestä lähimmästä sisäpuolisesta siteestä}$$

$$z := \frac{6000 \text{ mm} + 4485 \text{ mm}}{2} = 5.243 \text{ m} \quad = \text{Suurin kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys}$$

Rengasraudoituksen sidevoima

$$T_1 := \max \left(\left[\begin{array}{l} \left(F_t \cdot (s+a) \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ F_t \cdot (s+a) \\ 70 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 198.6 \text{ kN}$$

Vaadittu sideraudoitus

$$A_{s1} := \frac{T_1}{f_{yk}} = 397.2 \text{ mm}^2 \quad A_{s,4t12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Rengasraudoitus moduulilinjalla E

$$a := 400 \text{ mm}$$

$$s := \frac{9845 \text{ mm}}{2} = 4.923 \text{ m}$$

$$z := \frac{7535 \text{ mm}}{2} = 3.768 \text{ m}$$

$$T_2 := \max \left(\left[\begin{array}{c} \left(F_t \cdot (s+a) \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ F_t \cdot (s+a) \\ 70 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 255.48 \text{ kN}$$

$$A_{s1} := \frac{T_2}{f_{yk}} = 510.96 \text{ mm}^2 \quad A_{s,5t12} := 5 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 565.487 \text{ mm}^2$$

Laattaelementtien väliset siteet (laattojen pituussuuntainen saumaraudoitus)

Kenttä 1

$s := 1200 \text{ mm}$ Saumateräkset jokaiseen saumaan eli k1200

$z := 9845 \text{ mm}$ Kantavien pystylinjojen väli siteen suunnassa

Pituussuuntaisten saumarautojen sidevoima

$$T_3 := \max \left(\left[\begin{array}{c} \left(F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ F_t \cdot s \\ \frac{70 \text{ kN}}{2} \cdot s \\ \frac{z}{2} \end{array} \right] \right) = 76.366 \text{ kN}$$

Vaadittu saumaraudoitus

$$A_{s3} := \frac{T_3}{f_{yk}} = 152.731 \text{ mm}^2 \quad A_{s,2t12} := 2 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 226.195 \text{ mm}^2$$

Kantavien seinäelementtien väliset vaakasiteet

Side sijoitetaan seinän yläpuoliseen vaakasaumaan

Seinät moduulilinjalalla B

$$L_s := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2.25 \cdot h \\ 7275 \text{ mm} \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m} \quad \text{Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus, vaakatukien väli tai enintään } 2.25 \cdot h$$

$$z := \frac{L_s}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$s := 9845 \text{ mm}$ Sisäisten siteiden väli

Vaakasiteiden sidevoima

$$T_4 := \max \left(\left(\left(F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \right) \left(F_t \cdot \left(\frac{8635 \text{ mm} + 9845 \text{ mm}}{2} \right) \right) \right) = 443.52 \text{ kN}$$

Vaadittu vaakasideraudat

$$A_{s4} := \frac{T_4}{2 \cdot f_{yk}} = 443.52 \text{ mm}^2 \quad A_{s,4t12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Seinät moduulilinjalla E

$$L_s := \min \left(\left[\frac{2.25 \cdot h}{7275 \text{ mm}} \right] \right) = 6.75 \text{ m} \quad \text{Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus,}$$

vaakatukien väli tai enintään $2.25 \cdot h$

$$z := \frac{L_s}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$s := 9845 \text{ mm}$ Sisäisten siteiden väli

$$T_5 := \max \left(\left(\left(F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + g_e + 0.3 \cdot q_k) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \right) \left(F_t \cdot \left(\frac{9845 \text{ mm}}{2} \right) \right) \right) = 259.435 \text{ kN}$$

$$A_{s4} := \frac{T_5}{2 \cdot f_{yk}} = 259.435 \text{ mm}^2 \quad A_{s,3t12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

Seinät moduulilinjalla A

$$L_s := \min \left(\left[\frac{2.25 \cdot h}{7275 \text{ mm}} \right] \right) = 6.75 \text{ m} \quad \text{Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus,}$$

vaakatukien väli tai enintään $2.25 \cdot h$

$$z := \frac{L_s}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$s := 8635 \text{ mm}$ Sisäisten siteiden väli

$$T_6 := \max \left[\left[\begin{array}{c} F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + g_e + 0.3 \cdot q_k) \cdot z}{37.5 \frac{kN}{m}} \\ F_t \cdot \left(\frac{8635 \text{ mm}}{2} \right) \\ 70 \text{ kN} \end{array} \right] \right] = 227.55 \text{ kN}$$

$$A_{s4} := \frac{T_6}{2 \cdot f_{yk}} = 227.55 \text{ mm}^2 \quad A_{s,2t12} := 2 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 226.195 \text{ mm}^2$$

Pystysiteet
Kantavat seinät moduulilinjalla B

Seinän omapaino

$$g_{seinä} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 3640 \text{ mm} = 68.25 \text{ kN}$$

Välipohjan kuormat seinälle

$$p_{k.seinä} := \left(\frac{9845 \text{ mm}}{2} + \frac{8635 \text{ mm}}{2} \right) \cdot (g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) = 46.662 \frac{kN}{m}$$

Seinien saumaväli on 3640 mm

Pystysuuntainen sidevoima

$$F_v := g_{seinä} + p_{k.seinä} \cdot 3640 \text{ mm} = 238.1 \text{ kN}$$

Vaadittu pystysaumaraukoitus

$$A_s := \frac{F_v}{f_{yk}} = 476.199 \text{ mm}^2 \quad A_{s,5T12} := 5 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 565.487 \text{ mm}^2$$

Kantavat seinät moduulilinjalla E

$$g_{seinä} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 3640 \text{ mm} = 68.25 \text{ kN}$$

$$p_{d.seinä} := \frac{9845 \text{ mm}}{2} \cdot (g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) = 24.859 \frac{kN}{m}$$

saumaväli on 3640 mm

$$F_v := g_{seinä} + p_{d.seinä} \cdot 3640 \text{ mm} = 158.735 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_v}{f_{yk}} = 317.471 \text{ mm}^2 \quad A_{s,2T16} := 2 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 402.124 \text{ mm}^2$$

Kantavat seinät moduulilinjalla A

$$g_{seinä} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 3640 \text{ mm} = 68.25 \text{ kN}$$

$$p_{d.seinä} := \frac{8635 \text{ mm}}{2} \cdot (g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) = 21.803 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

saumaväli on 3640 mm

$$F_v := g_{seinä} + p_{d.seinä} \cdot 3640 \text{ mm} = 147.614 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_v}{f_{yk}} = 295.229 \text{ mm}^2 \quad A_{s,3T16} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

Kiinnitykset tasoa vastaan kohtisuoralle vaakavoimalle

Kantavat seinät moduulilinjalla B

$$L_s := 3640 \text{ mm} \quad = \text{Seinäelementin pituus}$$

Tasoa vastaan kohtisuora sidevoima

$$H_1 := \min \left(\left[\begin{array}{c} 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_s \\ 150 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 72.8 \text{ kN}$$

Voima voidaan jakaa ylä- ja alapuoliseen saumaan

$$A_s := \frac{H_1}{f_{yk}} = 145.6 \text{ mm}^2 \quad A_{s,2T12} := 2 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 226.195 \text{ mm}^2$$

Kantavat seinät moduulilinjalla 6

$$L_s := 7535 \text{ mm}$$

$$H_1 := \min \left(\left[\begin{array}{c} 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_s \\ 150 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 150 \text{ kN}$$

Voima voidaan jakaa tasan ylä- ja alapuoliseen saumaan

$$A_s := \frac{H_1}{2 \cdot f_{yk}} = 150 \text{ mm}^2 \qquad A_{s,2T12} := 2 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 226.195 \text{ mm}^2$$

Vaakasidonta tasoon, vaakasidonta ankkuroi laattojen pituussuuntaiset saumaraudat

Kantavat seinät moduulilinjalla B

$$s_8 := 3640 \text{ mm} = 3.64 \text{ m}$$

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

$$F_{tie} := \min \left(\left[\begin{array}{l} \left(F_t \cdot \frac{h}{2.5 \text{ m}} \cdot s_8 \right) \\ 2 \cdot F_t \cdot s_8 \\ 150 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 150 \text{ kN}$$

$$A_{s,tie} := \frac{F_{tie}}{f_{yk}} = 300 \text{ mm}^2 \qquad A_{s,3T12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

3a seuraamusluokka, kenttä 2

Rengasraudoitus moduulilinjalla E

$$F_t := 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad a := 370 \text{ mm} \qquad \text{rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta}$$

$$s := \frac{8415 \text{ mm}}{2} = 4.208 \text{ m} \qquad = \text{Puolet rengassiteen etäisyydestä lähimmästä sisäpuolisesta siteestä}$$

$$z := \frac{6080 \text{ mm} + 5000 \text{ mm}}{2} = 5.54 \text{ m} \qquad \text{On suurin kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys}$$

$$T_1 := \max \left(\left[\begin{array}{l} \left(F_t \cdot (s+a) \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ F_t \cdot (s+a) \\ 70 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 219.72 \text{ kN}$$

$$A_{s1} := \frac{T_1}{f_{yk}} = 439.44 \text{ mm}^2 \qquad A_{s,4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Rengasraudoitus moduulilinjalta 8

$$a := 400 \text{ mm}$$

$$s := \frac{7320 \text{ mm}}{2} = 3.66 \text{ m}$$

$$z := \frac{4200 \text{ mm} + 3940 \text{ mm}}{2} = 4.07 \text{ m}$$

$$T_2 := \max \left(\begin{array}{l} \left(F_t \cdot (s+a) \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ \left(F_t \cdot (s+a) \right) \\ \left(70 \text{ kN} \right) \end{array} \right) = 194.88 \text{ kN}$$

$$A_{s1} := \frac{T_2}{f_{yk}} = 389.76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,4t12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Laattaelementtien väliset siteet (pituussuuntainen saumaraudoitus)

Moduulilinja 2

$$s := 1200 \text{ mm}$$

Saumateräokset jokaiseen saumaan eli k1200

$$z := 7955 \text{ mm}$$

Kantavien pystylinjojen väli siteen suunnassa

$$T_3 := \max \left(\begin{array}{l} \left(F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ \left(F_t \cdot s \right) \\ \left(\frac{70 \text{ kN}}{2} \cdot s \right) \end{array} \right) = 61.705 \text{ kN}$$

$$A_{s3} := \frac{T_3}{f_{yk}} = 123.411 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,2t10} := 2 \cdot (5 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 157.08 \text{ mm}^2$$

Moduulilinja 4

$$s := 1200 \text{ mm}$$

Saumateräokset jokaiseen saumaan eli k1200

$$z := \frac{7955 \text{ mm} + 6110 \text{ mm}}{2} = 7.033 \text{ m} \quad \text{Kantavien pystylinjojen väli siteen suunnassa}$$

$$T_3 := \max \left(\left[\begin{array}{c} F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) \cdot z}{37.5 \frac{kN}{m}} \\ F_t \cdot s \\ \frac{70 \text{ kN}}{2} \cdot s \\ \frac{z}{2} \end{array} \right] \right) = 57.6 \text{ kN}$$

$$A_{s3} := \frac{T_3}{f_{yk}} = 115.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,2t10} := 2 \cdot (5 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 157.08 \text{ mm}^2$$

Kantavien seinäelementtien väliset vaakasiteet

Side sijoitetaan seinän yläpuoliseen vaakasaumaan

Seinät moduulilinjalla 2

$$L_s := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2.25 \cdot h \\ 8415 \text{ mm} \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m}$$

Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus,
vaakatukien väli tai enintään $2.25 \cdot h$

$$z := \frac{L_s}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$s := 7955 \text{ mm}$ Sisäisten siteiden väli

$$T_4 := \max \left(\left[\begin{array}{c} F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{kN}{m}} \\ F_t \cdot \left(\frac{7955 \text{ mm}}{2} \right) \\ 70 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 190.92 \text{ kN}$$

$$A_{s4} := \frac{T_4}{f_{yk}} = 381.84 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,4t12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Seinät moduulilinjalla 4

$$L_s := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2.25 \cdot h \\ 7275 \text{ mm} \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m}$$

Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus,
vaakatukien väli tai enintään $2.25 \cdot h$

$$z := \frac{L_s}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$s := 7955 \text{ mm}$ Sisäisten siteiden väli

$$T_5 := \max \left(\left[\left[F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{kN}{m}} \right] \right], \left[\left[F_t \cdot \left(\frac{7955 \text{ mm} + 6080 \text{ mm}}{2} \right) \right] \right] \right) = 336.84 \text{ kN}$$

$$A_{s4} := \frac{T_5}{2 \cdot f_{yk}} = 336.84 \text{ mm}^2 \quad A_{s,3t12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

Seinät moduulilinjalla 6

$$L_s := \min \left(\left[\left[\frac{2.25 \cdot h}{7275 \text{ mm}} \right] \right] \right) = 6.75 \text{ m} \quad \text{Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus,}$$

$$z := \frac{L_s}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$$s := 7320 \text{ mm} \quad \text{Sisäisten siteiden väli}$$

$$T_6 := \max \left(\left[\left[F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + g_e + 0.3 \cdot q_k) \cdot z}{37.5 \frac{kN}{m}} \right] \right], \left[\left[F_t \cdot \left(\frac{6080 \text{ mm} + 7320 \text{ mm}}{2} \right) \right] \right] \right) = 321.6 \text{ kN}$$

$$A_{s4} := \frac{T_6}{2 \cdot f_{yk}} = 321.6 \text{ mm}^2 \quad A_{s,2t12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

Pystysiteet

Kantavat seinät moduulilinjalla 2

$$g_{seinä} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 5000 \text{ mm} = 93.75 \text{ kN}$$

$$p_{d,seinä} := \left(\frac{7955 \text{ mm}}{2} \right) \cdot (g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) = 20.086 \frac{kN}{m}$$

saumaväli on 5000 mm

$$F_v := g_{seinä} + p_{d.seinä} \cdot 5000 \text{ mm} = 194.182 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_v}{f_{yk}} = 388.364 \text{ mm}^2 \quad A_{s.4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Kantavat seinät moduulilinjalla 4

$$g_{seinä} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 4200 \text{ mm} = 78.75 \text{ kN}$$

$$p_{d.seinä} := \frac{7955 \text{ mm} + 6080 \text{ mm}}{2} \cdot (g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) = 35.438 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

saumaväli on 4200 mm

$$F_v := g_{seinä} + p_{d.seinä} \cdot 4200 \text{ mm} = 227.591 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_v}{f_{yk}} = 455.182 \text{ mm}^2 \quad A_{s.3T16} := 3 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 603.186 \text{ mm}^2$$

Kantavat seinät moduulilinjalla 8

$$g_{seinä} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 4200 \text{ mm} = 78.75 \text{ kN}$$

$$p_{d.seinä} := \frac{7320 \text{ mm}}{2} \cdot (g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) = 18.483 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

saumaväli on 3640 mm

$$F_v := g_{seinä} + p_{d.seinä} \cdot 3640 \text{ mm} = 146.028 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_v}{f_{yk}} = 292.056 \text{ mm}^2 \quad A_{s.4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Kiinnitykset tasoa vastaan kohtisuoralle vaakavoimalle

Kantavat seinät moduulilinjalla 2, 4, 6 ja 8

$$L_s := 8415 \text{ mm}$$

$$H_1 := \min \left(\left[\begin{array}{c} 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_s \\ 150 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 150 \text{ kN}$$

Voima voidaan jakaa tasan ylä- ja alapuolen saumaan:

$$A_s := \frac{H_1}{2 \cdot f_{yk}} = 150 \text{ mm}^2 \qquad A_{s,2T12} := 2 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 226.195 \text{ mm}^2$$

3a seuraamusluokka, kenttä 3

Rengasraudoitus moduulilinjalla A

$$F_t := 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad a := 400 \text{ mm} \qquad \text{rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta}$$

$$s := \frac{8215 \text{ mm}}{2} = 4.108 \text{ m} \qquad = \text{Puolet rengassiteen etäisyydestä lähimmästä sisäpuolisesta siteestä}$$

$$z := \frac{6255 \text{ mm} + 6250 \text{ mm}}{2} = 6.253 \text{ m} \qquad \text{On suurin kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys}$$

$$T_1 := \max \left(\left(\begin{array}{c} \left(F_t \cdot (s+a) \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ F_t \cdot (s+a) \\ 70 \text{ kN} \end{array} \right) \right) = 216.36 \text{ kN}$$

$$A_{s1} := \frac{T_1}{f_{yk}} = 432.72 \text{ mm}^2 \qquad A_{s,4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Laattaelementtien väliset siteet (pituussuuntainen saumaraudoitus)
Moduulilinja 3

$$s := 1200 \text{ mm} \qquad \text{Saumateräkset jokaiseen saumaan eli k1200}$$

$$z := 6250 \text{ mm} \qquad \text{Kantavien pystylinjojen väli siteen suunnassa}$$

$$T_3 := \max \left(\left(\begin{array}{c} \left(F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ F_t \cdot s \\ \frac{70 \text{ kN}}{2} \cdot s \\ \frac{z}{2} \end{array} \right) \right) = 57.6 \text{ kN}$$

$$A_{s3} := \frac{T_3}{f_{yk}} = 115.2 \text{ mm}^2 \qquad A_{s,2T10} := 2 \cdot (5 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 157.08 \text{ mm}^2$$

Moduulilinja 5

$$s := 1200 \text{ mm}$$

Saumateräkset jokaiseen saumaan eli k1200

$$z := \frac{6250 \text{ mm} + 6255 \text{ mm}}{2} = 6.253 \text{ m}$$

Kantavien pystylinjojen väli siteen suunnassa

$$T_3 := \max \left(\left[\begin{array}{c} \left(F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ F_t \cdot s \\ \frac{70 \text{ kN} \cdot s}{\frac{z}{2}} \end{array} \right] \right) = 57.6 \text{ kN}$$

$$A_{s3} := \frac{T_3}{f_{yk}} = 115.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,2t10} := 2 \cdot (5 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 157.08 \text{ mm}^2$$

Kantavien seinäelementtien väliset vaakasiteet

Side sijoitetaan seinän yläpuoliseen vaakasaumaan

Seinät moduulilinjalla 3

$$L_s := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2.25 \cdot h \\ 8215 \text{ mm} \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m}$$

Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus, vaakatukien väli tai enintään $2.25 \cdot h$

$$z := \frac{L_s}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$$s := 6250 \text{ mm}$$

Sisäisten siteiden väli

$$T_4 := \max \left(\left[\begin{array}{c} \left(F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) \\ F_t \cdot \left(\frac{6250 \text{ mm}}{2} \right) \\ 70 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 150 \text{ kN}$$

$$A_{s4} := \frac{T_4}{f_{yk}} = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,3t12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

Seinät moduulilinjalla 5

$$L_s := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2.25 \cdot h \\ 8215 \text{ mm} \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m}$$

Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus, vaakatukien väli tai enintään $2.25 \cdot h$

$$z := \frac{L_s}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$$s := 6255 \text{ mm}$$

Sisäisten siteiden väli

$$T_5 := \max \left(\left[\begin{array}{l} F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e)) \cdot z}{37.5 \frac{kN}{m}} \\ F_t \cdot \left(\frac{6250 \text{ mm} + 6255 \text{ mm}}{2} \right) \cdot \frac{1}{70 \text{ kN}} \end{array} \right] \right) = 300.12 \text{ kN}$$

$$A_{s4} := \frac{T_5}{2 \cdot f_{yk}} = 300.12 \text{ mm}^2 \quad A_{s,3t12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

Seinät moduulilinjalla 7

$$L_s := \min \left(\left[\begin{array}{l} 2.25 \cdot h \\ 7275 \text{ mm} \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m} \quad \text{Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus,}$$

vaakatukien väli tai enintään $2.25 \cdot h$

$$z := \frac{L_s}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$$s := 6255 \text{ mm} \quad \text{Sisäisten siteiden väli}$$

$$T_6 := \max \left(\left[\begin{array}{l} F_t \cdot s \cdot \frac{(g_k + g_e + 0.3 \cdot q_k) \cdot z}{37.5 \frac{kN}{m}} \\ F_t \cdot \left(\frac{6255 \text{ mm} + 6030 \text{ mm}}{2} \right) \cdot \frac{1}{70 \text{ kN}} \end{array} \right] \right) = 294.84 \text{ kN}$$

$$A_{s4} := \frac{T_6}{2 \cdot f_{yk}} = 294.84 \text{ mm}^2 \quad A_{s,3t12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

Pystysiteet

Kantavat seinät moduulilinjalla 3

$$g_{seinä} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 4000 \text{ mm} = 75 \text{ kN}$$

$$p_{d.seinä} := \left(\frac{6250 \text{ mm}}{2} \right) \cdot (g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) = 15.781 \frac{kN}{m}$$

saumaväli on 5000 mm

$$F_v := g_{seinä} + p_{d.seinä} \cdot 5000 \text{ mm} = 153.906 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_v}{f_{yk}} = 307.813 \text{ mm}^2 \quad A_{s,4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Kantavat seinät moduulilinjalla 5

$$g_{seinä} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 3970 \text{ mm} = 74.438 \text{ kN}$$

$$p_{d.seinä} := \frac{6250 \text{ mm} + 6255 \text{ mm}}{2} \cdot (g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) = 31.575 \frac{kN}{m}$$

saumaväli on 3970 mm

$$F_v := g_{seinä} + p_{d.seinä} \cdot 3970 \text{ mm} = 199.791 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_v}{f_{yk}} = 399.581 \text{ mm}^2 \quad A_{s.4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Kantavat seinät moduulilinjalla 8

$$g_{seinä} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 4200 \text{ mm} = 78.75 \text{ kN}$$

$$p_{d.seinä} := \frac{7320 \text{ mm}}{2} \cdot (g_k + 0.3 \cdot (g_e + q_k)) = 18.483 \frac{kN}{m}$$

saumaväli on 3640 mm

$$F_v := g_{seinä} + p_{d.seinä} \cdot 3640 \text{ mm} = 146.028 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_v}{f_{yk}} = 292.056 \text{ mm}^2 \quad A_{s.4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Kiinnitykset tasoa vastaan kohtisuoralle vaakavoimalle

Kantavat seinät moduulilinjalla 5,7 ja 8

$$L_s := 8215 \text{ mm}$$

$$H_1 := \min \left(\left[\begin{array}{c} 20 \frac{kN}{m} \cdot L_s \\ 150 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 150 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{H_1}{f_{yk}} = 300 \text{ mm}^2 \quad A_{s.2T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

Sideteräkset 3b-seuraamusluokassa

$$g_k := 4 \frac{kN}{m^2} \quad q_k := 2 \frac{kN}{m^2} \quad g_e := 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_k := g_k + 0.3 \cdot (q_k + g_e) = 5.05 \frac{kN}{m^2} \quad h := 3 \text{ m}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{ydt} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

Kenttien 1 ja 2 seinäelementtien vaakasiteet

Seinät moduulilinjoilla A, B ja E

$$s := 7535 \text{ mm}$$

$$F_{tie} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 20 \frac{kN}{m} \cdot s \\ 150 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 150 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_{tie}}{f_{yk}} = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,3T12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

Seinät moduulilinjoilla 2, 4, 6 ja 8

$$s := 8415 \text{ mm}$$

$$F_{tie} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 20 \frac{kN}{m} \cdot s \\ 150 \text{ kN} \end{array} \right] \right) = 150 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_{tie}}{f_{yk}} = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,3T12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

Vaihtoehtoisten kuormien siirtymäreittien tutkiminen

Poistetaan yksi kantava seinä kerrallaan ja tutkitaan vauriotuvan alueen laajuus. Mikäli vaurio ylittää sallitun rajan on rakenneosa suunniteltava avainasemassa olevaksi

Kerroksen pinta-ala

$$A_{ref} := 28920 \text{ mm} \cdot 18480 \text{ mm} = 534.442 \text{ m}^2$$

Seinän poisto moduulilinjalla B

Vaurioituvan alueen laajuus

$$x_{seinä} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 7535 \text{ mm} \\ 2.25 \cdot h \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m}$$

Vauriotuvan seinäalan nimellispituus, vaakatukien väli tai $2,25 \cdot h$. Vaurio on 6 laatan alueella.

$$A_{b.mod} := 6 \cdot 1200 \text{ mm} \cdot 18480 \text{ mm} = 133.056 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{b.mod}}{A_{ref}} = 0.249$$

Vaurioituvan alueen suuruus ylittää sallitun vaurion rajan, seinä on suunniteltava avainasemassa olevaksi

Seinän poisto moduulilinjalla 4

$$x_{seinä} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 8155 \text{ mm} \\ 2.25 \cdot h \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m}$$

$$A_{b.mod} := 7200 \text{ mm} \cdot 14065 \text{ mm} = 101.268 \text{ m}^2$$

Vaurioituva alue on 6 laatan levyinen

$$\frac{A_{b.mod}}{A_{ref}} = 0.189$$

Vaurioituvan alueen suuruus ylittää sallitun vaurion rajan, seinä on suunniteltava avainasemassa olevaksi

Seinän poisto moduulilinjalla 6

$$x_{seinä} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 8155 \text{ mm} \\ 2.25 \cdot h \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m}$$

$$A_{b.mod} := 7200 \text{ mm} \cdot 13430 \text{ mm} = 96.696 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{b.mod}}{A_{ref}} = 0.181$$

Vaurioituvan alueen suuruus ylittää sallitun vaurion rajan, seinä on suunniteltava avainasemassa olevaksi

Seinän poisto moduulilinjalla 5

$$x_{seinä} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 8215 \text{ mm} \\ 2.25 \cdot h \end{array} \right] \right) = 6.75 \text{ m}$$

Vaurioituva alue ulottuu yli kuudennen laatan puolivälin, joten vaurioalue on 6 laattaa

$$A_{b.mod} := 6 \cdot 1200 \text{ mm} \cdot (6250 + 6000) \text{ mm} = 88.2 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{b.mod}}{A_{ref}} = 0.165$$

Siteet voitaisiin esimerkin vuoksi juuri ja juuri laskea korvaavana rakennesysteeminä

Yksinkertaisin menetelmä, Betoninormikortti 23EC:n mukaan
Kuorma alueella

$$q := P_k \cdot (8215 \text{ mm}) = 41.486 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Köysirakenteen sidevoima

$$F := 2 \cdot q \cdot 6250 \text{ mm} = 518.572 \text{ kN}$$

Vaadittu sideraudoitus alueelle

$$A_s := \frac{F}{f_{yk}} = 1037.144 \text{ mm}^2$$

Jaettuna jokaiseen saumaan

$$\frac{A_s}{6} = 172.857 \text{ mm}^2 \qquad A_s := 2 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 226.195 \text{ mm}^2$$

2T12 jokaiseen saumaan

Lineaarinen staattinen menetelmä, FIB:n ohjeiden mukaan

Kuorma alueella

$$P := P_k \cdot 8215 \text{ mm} = 41.486 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jänneväli ja kriittinen siirtymä

$$L := 6250 \text{ mm} \quad \Delta_{crit} := 0.2 L = 1.25 \text{ m}$$

Köysirakenteen sidevoima

$$T := \frac{P \cdot L}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{L}{\Delta_{crit}}\right)^2 + 1} = 661.052 \text{ kN}$$

Alueen raudoitus ja dynaamisuuden huomioon ottaminen kertoimella

$$A_{s,1} := \frac{1.5 \cdot T}{f_{yk}} = 1983.156 \text{ mm}^2 \qquad A_{s,2} := \frac{2 \cdot T}{f_{yk}} = 2644.208 \text{ mm}^2$$

Jaettuna jokaiseen saumaan

$$\frac{A_{s,1}}{6} = 330.526 \text{ mm}^2 \qquad \frac{A_{s,2}}{6} = 440.701 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,3T12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2 \qquad A_{s,4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

3T12 - 4T12 jokaiseen saumaan

Epälineaarinen staattinen menetelmä, mitoitusjännityksellä

Kuorma	Jänneväli	Teräsvenymä	Pituuden muutos
$p := P = 41.486 \frac{kN}{m}$	$L = 6.25 \text{ m}$	$\varepsilon_s := 75 \cdot 10^{-3}$	$\Delta L := \varepsilon_s \cdot L = 0.469 \text{ m}$

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{uk}$$

Siirtymä köysirakenteessa

$$a := \sqrt{(\Delta L + L)^2 - L^2} = 2.466 \text{ m} \quad a < h \text{ joten ei tarvetta rajoittaa turva-arvoon}$$

Köysirakenteen sidevoima

$$F_s := p \cdot L \cdot \frac{a}{2 \cdot \Delta L} = 681.911 \text{ kN}$$

Dynaamisuuuden huomioon ottaminen

$$A_{s,1} := \frac{1.5 \cdot F_s}{f_{yk}} = (2.046 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad A_{s,2} := \frac{2 \cdot F_s}{f_{yk}} = (2.728 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Jaettuna jokaiseen saumaan

$$\frac{A_{s,1}}{6} = 340.955 \text{ mm}^2 \quad \frac{A_{s,2}}{6} = 454.607 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,3T12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2 \quad A_{s,4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

4T12 jokaiseen saumaan

Epälineaarinen staattinen menetelmä, ideaalijännityksellä

Kuorma Jänneväli Teräsvenymä Muodonmuutoskerroin?

$$p := P = 41.486 \frac{kN}{m} \quad L = 6.25 \text{ m} \quad \varepsilon_s := 75 \cdot 10^{-3} \quad \Delta L_y := \frac{f_{yk}}{210000 \text{ MPa}} \cdot L = 0.015 \text{ m}$$

Leikkauskestävyyden suhde murtolujuuteen

$$k := 1.15$$

Siirtymä

$$a := \sqrt{(\Delta L + L)^2 - L^2} = 2.466 \text{ m} \quad a < h \text{ joten ei tarvetta rajoittaa turva-arvoon}$$

Köysirakenteen sidevoima

$$F_s := p \cdot L \cdot \frac{a}{\Delta L \cdot (k + 1) - k \cdot \Delta L_y} = 645.293 \text{ kN}$$

Dynaamisuuuden huomioon ottaminen

$$A_{s,1} := \frac{1.5 \cdot F_s}{f_{yk}} = (1.936 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad A_{s,2} := \frac{2 \cdot F_s}{f_{yk}} = (2.581 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Jaettuna jokaiseen saumaan

$$\frac{A_{s,1}}{6} = 322.646 \text{ mm}^2 \quad \frac{A_{s,2}}{6} = 430.195 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,3T12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2 \quad A_{s,4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

3T12 - 4T12 jokaiseen saumaan

Seinän poisto moduulilinjalla 7

$$x_{seinä} := \min \left(\begin{array}{l} [8215 \text{ mm}] \\ [2.25 \cdot h] \end{array} \right) = 6.75 \text{ m} \quad \text{Vaurioitua alue ulottuu yli kuudennen laatan puolivälin, joten vaurioalue on 6 laattaa}$$

$$A_{b,mod} := 6 \cdot 1200 \text{ mm} \cdot (6185 + 6000) \text{ mm} = 87.732 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{b,mod}}{A_{ref}} = 0.164 \quad \text{Siteet voitaisiin esimerkin vuoksi juuri ja juuri laskea korvaavana rakennesysteeminä}$$

Yksinkertaisin menetelmä

$$q := P_k \cdot (8215 \text{ mm}) = 41.486 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F := 2 \cdot q \cdot 6185 \text{ mm} = 513.179 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F}{f_{yk}} = 1026.357 \text{ mm}^2$$

Jaettuna jokaiseen saumaan

$$\frac{A_s}{6} = 171.06 \text{ mm}^2 \quad A_{s,2T12} := 2 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 226.195 \text{ mm}^2$$

2T12 jokaiseen saumaan

Lineaarinen staattinen menetelmä

$$P := \left(5.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 8215 \text{ mm} = 41.897 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad L := 6185 \text{ mm} \quad \Delta_{\text{crit}} := 0.2 L = 1.237 \text{ m}$$

$$T := \frac{P \cdot L}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{L}{\Delta_{\text{crit}}} \right)^2 + 1} = 660.654 \text{ kN}$$

Dynaamisuuden huomioon ottaminen

$$A_{s,1} := \frac{1.5 \cdot T}{f_{yk}} = 1981.962 \text{ mm}^2 \quad A_{s,2} := \frac{2 \cdot T}{f_{yk}} = 2642.616 \text{ mm}^2$$

Jaettuna jokaiseen saumaan

$$\frac{A_{s,1}}{6} = 330.327 \text{ mm}^2 \quad \frac{A_{s,2}}{6} = 440.436 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

4T12 jokaiseen saumaan

Epälineaarinen staattinen menetelmä, mitoitusjännityksellä

$$p := P = 41.897 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad L = 6.185 \text{ m} \quad \varepsilon_s := 75 \cdot 10^{-3} \quad \Delta L := \varepsilon_s \cdot L = 0.464 \text{ m}$$

$$a := \sqrt{(\Delta L + L)^2 - L^2} = 2.44 \text{ m}$$

$a < h$ joten ei tarvetta rajoittaa turva-arvoon

$$F_s := p \cdot L \cdot \frac{a}{2 \cdot \Delta L} = 681.5 \text{ kN}$$

Dynaamisuuden huomioon ottaminen

$$A_{s,1} := \frac{1.5 F_s}{f_{yk}} = (2.045 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad A_{s,2} := \frac{2 F_s}{f_{yk}} = (2.726 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Jaettuna jokaiseen saumaan

$$\frac{A_{s,1}}{6} = 340.75 \text{ mm}^2 \quad \frac{A_{s,2}}{6} = 454.333 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,3T12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2 \quad A_{s,4T12} := 4 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 452.389 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,5T12} := 5 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 565.487 \text{ mm}^2$$

5T12 jokaiseen saumaan

Epälineaarinen staattinen menetelmä, ideaalijännityksellä

$$p := P = 41.897 \frac{kN}{m} \quad L = 6.185 \text{ m} \quad \varepsilon_s := 75 \cdot 10^{-3} \quad \Delta L_y := \frac{f_{yk}}{210000 \text{ MPa}} \cdot L = 0.015 \text{ m}$$

$$k := 1.15$$

$$a := \sqrt{(\Delta L + L)^2 - L^2} = 2.44 \text{ m} \quad a < h \text{ joten ei tarvetta rajoittaa turva-arvoon}$$

$$F_s := p \cdot L \cdot \frac{a}{\Delta L \cdot (k + 1) - k \cdot \Delta L_y} = 644.904 \text{ kN}$$

Dynaamisuuuden huomioon ottaminen

$$A_{s,1} := \frac{1.5 F_s}{f_{yk}} = (1.935 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s,2} := \frac{2 F_s}{f_{yk}} = (2.58 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Jaettuna jokaiseen saumaan

$$\frac{A_{s,1}}{6} = 322.452 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,2}}{6} = 429.936 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,3T12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2 \quad A_{s,4T12} := 3 \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 339.292 \text{ mm}^2$$

3T12 - 4T12 jokaiseen saumaan

Normikortti 23EC:n kirjoittaja Pekka Häyrisen haastattelun 10.1.2013 kysymyksiä ja vastauksia.

Miksi 3b-luokan kaavoja ei ole esitelty/onko olemassakaan? Onko haluttu jättää ns. ”minimikestävyudet” pois, jotta rakennus tulisi turvallisemmin ja tarkemmin määritellyksi? Onko olemassa jonkinlaista hahmotelmaa/perusteita kuormille joita voisi vastaan tulla?

3b-luokan kaavoja ei ole, koska on haluttu, että rakennukset tässä seuraamusluokassa tulevat tarkemmin tarkastelluksi. Sidevoimien kaavat ovat yksinkertaistuksia, joilla on haluttu nopeuttaa suunnittelua, mutta 3b-luokka on niin vaativa, että rakennuksen vakavuuteen on kiinnitettävä huomiota enemmän.

Ovatko normien kuormat sellaisinaan riittävät 3b-seuraamusluokalle, voiko olla ylimääräisiä riskitekijöitä joita normi ei tunnista? Voiko viranomaiset keksiä/vaatia onnettomuustilanteiden tarkasteluja, joita normi ei välttämättä vaadi?)

Määritetyille onnettomuuksille kuormat euronormeissa ovat riittäviä.

3b-seuraamusluokassa onnettomuustilanteessa kuormina ovat pysyväkuorma, hyötykuorma ja onnettomuuskuorma.

Mitoitustilanteessa viranomainen ei voi enää vaatia uusia onnettomuustilanteita tarkasteltavaksi, mutta riskianalysivaiheessa/lupaa hakiessa voi pyytää selvityksiä.

Rakenteiden mitoitus avainasemassa 3b-luokassa (avainaseman kuormat?) 50 kN jännevälin keskellä kuulostaa melko mitättömältä kuormalta, voiko vaikuttaa mihinkään käytännössä? Voidaanko ihan normaalisti käyttää 3b-seuraamusluokassa kuten alemmissakin seuraamusluokissa?

Rakenteiden mitoitus avainasemassa toimii samalla lailla kuin alemmissakin seuraamusluokissa. Käy hyvänä vaihtoehtona korvaavan rakennesysteemin mitoitukselle. Avainasemassa suunniteltu rakenneosaa on ns. sortumaton eli paikallista alkusortumaa ei synny.