

Opinnäytetyö (AMK)

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri AMK
Rakennesuunnittelu

2021

Miika Bergroth

JATKUVAN SORTUMAN ESTÄMINEN SIDEVOIMIEN ANKKUROINNILLA

OPINNÄYTETYÖ (AMK) | TIIVISTELMÄ

TURUN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan insinööri

2021 | 39 sivua, 6 liitesivua

Miika Bergroth

JATKUVAN SORTUMAN ESTÄMINEN SIDEVOIMIEN ANKKUROINNILLA

Opinnäytetyön tehtävänä oli selvittää onnettomuusrajatilanteeseen perustuvaa sidejärjestelmän sidevoimien ankkurointimitoitusta sekä oppia erilaisista menettelytavoista. Mitoituksen lisäksi selvitettiin muita menettelytapoja sekä seuraamusten vakavuuden vaikutusta sidejärjestelmän ja sideraudoituksen valintaan.

Työssä on huomioitu rakennusalan ajankohtaiset lait ja määräykset sekä rakennesuunnitteluun liittyviä ohjeita. Onnettomuustilanteeseen liittyviä tekijöitä selvitettiin kirjallisuuslähteiden avulla.

Esimerkkilaskelmilla havainnollistettiin raudoituksen ankkurointia vaativammalla CC3a-seuraamusluokan monikerrostalokohteella. Laskenta suoritettiin käsinlaskennalla, koska on olennaista ymmärtää mitoittamisen periaatteet, ennen kuin käytetään tietokonemallinnusta.

Esimerkkilaskelman kohteen runkojärjestelmäksi valittiin ontelolaataston ja kantavien seinien yhdistelmä kyseisen runkoyhdistelmän yleisyyden vuoksi.

ASIASANAT:

sidejärjestelmä, sideraudoitus, jatkuva sortuma

BACHELOR'S THESIS | ABSTRACT

TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Civil Engineering

2021 | 39 pages, 6 pages in appendices

Miika Bergroth

PREVENTION OF PROGRESSIVE COLLAPSE THROUGH ANCHORING BINDING FORCES

The purpose of the thesis was to examine anchor dimensioning of binding forces, in structural ties, based on the accident limit state. Another objective was to learn about alternative procedures in accident limit state. The third object was to investigate the effect of serious consequences on structural ties and tie reinforcement.

The study considers the current laws and regulations in the construction industry, as well as instructions related to structural design. Factors related to accident limit state were investigated with the help of literature sources.

The case study calculations demonstrated reinforcement anchoring in a more demanding consequence class 3 multistorey building project. The calculation was performed by hand calculation because it is essential to understand the principles before starting to use computer models.

A combination of hollow-core slabs and load-bearing walls was chosen as the structural frame in the case study, due to the prevalence of this structural combination.

KEYWORDS:

structural ties, tie reinforcement, progressive collapse

SISÄLTÖ

1 JOHDANTO	7
2 VAURIONSIETOKYKY	8
2.1 Määriteltävät ja määrittelemättömät onnettomuustilanteet	8
2.2 Menettelytavat	9
2.2.1 Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit	11
2.2.2 Avainasemassa oleva rakenneosa	12
2.2.3 Sidejärjestelmä	12
3 ONNETTOMUUSTILANTEET	15
3.1 Seuraamusluokka CC1	17
3.2 Seuraamusluokka CC2	17
3.3 Seuraamusluokka CC3	18
4 SIDEVOIMIEN LASKENTA	20
4.1 Seuraamusluokan CC2 vaakasidevoimat	21
4.2 Seuraamusluokan CC2 pystysidevoimat	21
4.3 Seuraamusluokan CC3 vaakasidevoimat	22
4.4 Seuraamusluokan CC3 pystysidevoimat	24
5 TANKOJEN ANKKUROINTI	26
5.1 Ankkurointipituuden laskeminen	26
5.2 Taivutettujen tankojen ankkurointi	30
6 TANKOJEN JATKAMINEN	33
6.1 Limijatkos	33
6.2 Jatkospituuden laskeminen	35
7 ESIMERKKILASKELMA	36
8 YHTEENVETO	38
LÄHTEET	39

LIITTEET

Liite 1. Lähtötiedot ja liitoksen kestävyys.

Liite 2. Sidevoima T3 ja sideraudoituksen ankkurointi.

Liite 3. Seinän suuntainen saumaraudoitus sekä seinän sitominen vaakarakenteisiin.

Liite 4. Rengasraudoitus.

KAAVAT

Kaava 1. Rengas- ja sisäpuolisten siteiden vaakavoima, kun g_k on $\geq 3,0$ kN/m ² .	20
Kaava 2. Rengas- ja sisäpuolisten siteiden vaakavoima, kun g_k on $\leq 2,0$ kN/m ² .	20
Kaava 3. Pystysidevoima, kun g_k on $\geq 3,0$ kN/m ² .	21
Kaava 4. Pystysidevoima, kun g_k on $\leq 2,0$ kN/m ² .	21
Kaava 5. CC3-luokan vaakasidevoima, kun g_k on $\geq 3,0$ kN/m ² .	22
Kaava 6. CC3-luokan pystysidevoima, kun g_k on $\geq 3,0$ kN/m ² .	24
Kaava 7. Harjatankojen tartuntalujuus.	26
Kaava 8. Vetolujuuden mitoitusarvo.	26
Kaava 9. Ankkurointipituuden perusarvo.	26
Kaava 10. Tangon mitoitusjännitys.	27
Kaava 11. Ankkurointipituuden mitoitusarvo.	27
Kaava 12. Vetovoiman ankkurointipituuden vähimmäisarvo.	29
Kaava 13. Puristusvoiman ankkurointipituuden vähimmäisarvo.	29
Kaava 14. Ekvivalentti ankkurointipituus kuvan 12 a...d mukaisille muodoille.	29
Kaava 15. Ekvivalentti ankkurointipituus hitsatulle poikittaistangolle.	30
Kaava 16. Jatkospituuden mitoitusarvo.	33
Kaava 17. Jatkospituuden vähimmäisarvo.	34
Kaava 18. Kerroin α_6 .	34

KUVAT

Kuva 1. Onnettomuustilanteen toimintaperiaatteita luokiteltuna määriteltäviin ja määrittelemättömiin onnettomuustilanteisiin.	9
Kuva 2. Muita menettelytapoja.	11
Kuva 3. Rakennuksen sidejärjestelmä.	14
Kuva 4. Seuraamusluokat.	15
Kuva 5. Onnettomuustilanteen seuraamusluokkien alaluokat standardin SFS-EN 1997-1-7 mukaisesti .	16
Kuva 6. Seuraamusluokan CC2 menettelytavat.	18
Kuva 7. Seuraamusluokan CC3 menettelytavat.	19
Kuva 8. Kertymäleveyden s määrittäminen vaakasidevoimien laskennassa.	20
Kuva 9. z -arvon määrittäminen vaakasidevoimien laskennassa.	24
Kuva 10. Kertymäleveyden s määrittäminen pystysidevoimien laskennassa.	25
Kuva 11. Suoran tangon ankkuroituminen betoniin.	26
Kuva 12. Ekvivalentteja ankkurointipituuksia.	31
Kuva 13. Voiman siirtymisen periaate limijatkoksessa.	33

Kuva 14. Tarkasteltavan limijatkoksen poikkileikkaus.	34
Kuva 15. Kertoimen α_6 -arvot.	35
Kuva 16. Ontelolaataston mitat sekä sidevoimien sijainnit.	36

TAULUKOT

Taulukko 1. Kuormakertoimen K_{FI} -arvoja.	16
Taulukko 2. Ankkurointipituuteen vaikuttavia α -kertoimien arvoja.	28
Taulukko 4. Taivutustelan vähimmäishalkaisijat.	32

1 JOHDANTO

Opinnäytetyön tarkoituksena on tutkia ja mitoittaa onnettomuustilanteen sidejärjestelmän sidevoimia sekä niiden ankkurointia. Sidevoimien ankkurointi on oleellinen rakennesuunnittelun tehtävä, jonka tarkoituksena onnettomuustilanteissa on ennen kaikkea suojella ihmishenkiä vakavilta seuraamuksilta. Sidevoimien laskentatapa perustuukin seuraamusluokkiin, jotka valitaan rakennuskohteen onnettomuustilanteen seuraamusten perusteella.

Aihe on turvallisuuden kannalta tärkeä, ja sen takia olisi myös suotavaa, että lisää tietoa olisi tarjolla, eritoten aiheeseen liittyvää alustavaa mitoitusta. Työssä tarkastellaan myös sidejärjestelmien lisäksi muita huomioon otettavia menettelytapoja. Opinnäytetyö keskittyy kuitenkin pääasiassa sidevoimiin ja niiden ankkurointiin. Myös terästen jatkospituuksien mitoitusta käsitellään. On kuitenkin huomioitava, että kapeissa elementtisaumoissa käytetään mekaanisia jatkoksia harjatankojen limittämisen sijaan.

Esimerkkilaskelmassa käytetään teoreettista kohdetta, jonka lähtötietojen perusteella lasketaan sidevoimia, liitoksen kestävyyttä sekä pysty- ja vaakaraudoitusta. Esimerkkilaskelmien tavoitteena on laskea tarvittavia harjaterästankojen kokoja sekä ankkurointipituutta. Näitä laskelmia voidaan käyttää alustavaan sideraudoituksen optimointiin. Laskelmat suoritetaan Mathcad prime 6 -ohjelmiston avulla. Ohjelma on sopivaa valinta laskujen selkeään havainnollistamiseen.

Työssä rajataan sideraudoituksen murtorajatilamitoitus aiheen ulkopuolelle. Sideraudoituksen ulkopuolelle rajataan myös kaikki muut vaihtoehdot paitsi harjaterästangot. Rajaus on aiheellista käsiteltävän aiheen laajuuden vuoksi ja siksi, että ontelolaataston saumoihin soveltuvat parhaiten koon ja tartuntaominaisuuksien suhteen harjaterästangot. Mekaanisten jatkosten mitoitusta ei myöskään käsitellä, koska tarvittavat tiedot ovat saatavilla tuote-esitteistä. Tässä opinnäytetyössä ei myöskään käsitellä FEM-tietomallinusta, vaan tarkoituksena on esittää käsin laskettavia mitoituskasuja, jotka perustuvat ajankohtaisiin säädöksiin, lakeihin ja ohjeisiin.

2 VAURIONSIIETOKYKY

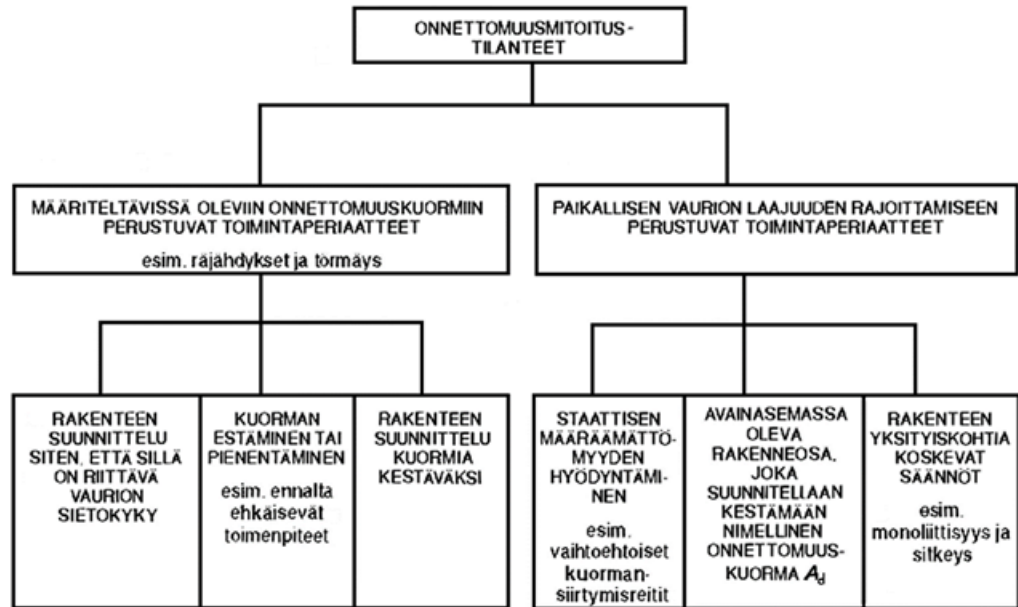
Rakennesuunnittelijan tulee ottaa huomioon rakenteiden suunnittelussa onnettomuuskuormat siten, että niistä muodostuva vaurio ei aiheuta koko rakennuksen tai sen huomattavan osan sortumista (Ympäristöministeriön asetus 10/16, 3 §). Suunnittelulla pyritään saamaan rakenteista riittävän kestäviä, käyttökelpoisia ja säilyviä koko käyttöajan ja saavuttamalla tarvittava vaurionsietokyky. Vaatimusten täyttämiseksi tulee rakenne suunnitella käyttäen murto- ja käyttörajatiloja sekä poikkeuksellisia onnettomuustilanteita. (SFS-EN 1990, 44, 52.)

Onnettomuustilanteessa rakenteen on säilytettävä toimintakyky, kunnes ihmiset on saatu evakuoitua tai pelastettua. Sellaisilta rakenteilta, jotka liittyvät kansallisen turvallisuuteen, vaarallisten aineiden käsittelyyn tai oleellisten palvelujen turvaamiseen voidaan edellyttää pidempiaikaista kestävyyttä. (Ympäristöministeriön asetus 10/16, 3 §.)

2.1 Määriteltävät ja määrittelemättömät onnettomuustilanteet

Onnettomuusmitoitustilanteet syntyvät määritettävissä olevista ja määrittelemättömistä mitoitustilanteista ja molemmat vaihtoehdot tulee huomioida. Onnettomuustilanteiden kuormat voivat vaikuttaa kuormitusyhdistelmissä pysyvien ja hyötykuormien kanssa samanaikaisesti. (RIL 201-4-2017, 127.)

Määriteltävissä olevat onnettomuusmitoitustilanteet perustuvat kuvassa 1 esiteltäviin onnettomuuskuormien toimintaperiaatteisiin. Onnettomuuskuormat ovat suoraviivaisia ja ne voidaan tunnistaa ennakkoon. (RIL 201-4-2017, 127.) Mitoitusarvo voidaan mitoittaa onnettomuuskuormamallin kautta tai käyttämällä onnettomuuskuormalle arvoa $A_d = 34 \frac{kN}{m^2}$. (SFS-EN 1991-1-7, 28.) Tilaaja ei voi kuitenkaan ilman viranomaisen lupaa sopia hankekohtaisesti pienempiä arvoja kuin aiemmin mainittu suositusarvo. (Ympäristöministeriön asetus 10/16, 3 §.)



Kuva 1. Onnettomuustilanteen toimintaperiaatteita luokiteltuna määriteltäviin ja määrittelemättömiin onnettomuustilanteisiin (SFS-EN 1991-1-7, 24).

Monikerroksisissa rakennuksissa paikallisen vaurion laajuutta voi olla vaikea määritellä ennakkoon. Vaurion rajoittamiseen pyritään tällöin käyttämään sidejärjestelmää, vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä tai avainasemassa olevan rakenneosan menettelyä. (Ympäristöministeriö 2019a, 37.) CC3b-luokan rakennuksissa tulee myös aina tehdä riskinarviointi sekä nurkkapilaritarkastelu. (Ympäristöministeriön asetus 10/16, 7 §; RIL 201-4-2017, 41.)

2.2 Menettelytavat

Standardissa SFS-EN 1991-1-7 mainitaan, että määrittelemättömän syyn vaurioita tulee rajoittaa, käyttämällä yhtä tai useampaa menettelytapaa (SFS-EN 1991-1-7, 26; RIL 201-4-2017, 127):

- a) Rakenteen stabiiliuteen vaikuttavien avainasemassa olevien rakenneosien suunnitteleminen niin, että ne kestävät onnettomuuskuorman A_d -vaikutukset.

- b) Paikallisen vaurion tapahtuessa koko rakenne tai sen huomattava osa ei sorru.
- Monikerroksisten rakennusten paikallinen vaurio on sallittua muodostua enintään kahdessa kerroksessa ja sen laajuus saa olla enintään 15 prosenttia yhden kerroksen kerrospinta-alasta sekä enintään 100 m²/krs (Ympäristöministeriön asetus 10/16, 4 §).
- c) Rakenteiden yksityiskohtien suunnittelu siten, että rakenne saa hyväksyttävän vaurionsietokyvyn. (esim. kolmidimensionaalinen sidejärjestelmä monoliittisuuden parantamiseksi tai törmäykselle alttiiden rakenteiden sitkeyden vähimmäistaso)

Onnettomuustilanteen käsittelyn periaatteiden mukaisia menettelytapoja ovat (RIL 201-4-2017, 34–35).

1. sidejärjestelmä
 - a. pystysidonta
 - b. vaakasidonta
2. vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit
3. riskinarviointi
4. avainasemassa oleva rakenneosa
5. hyväksyttävä vaurioalue (hallit)
6. muita keinoja vaurionsietokyvyn ja luotettavuuden lisäämiseksi.

On huomioitava, että riskinarviointia käytetään vain seuraamusluokan CC3b rakennuksissa. Kuudenteen kohtaan kuuluvat muut keinot esitetään kuvassa 2.

Keinoja vaurionsietokyvyn parantamiseksi	Tyypilliset käyttökohteet		
	CC1	CC2	CC3
Rakenteiden suunnittelu: <ul style="list-style-type: none"> - Pileri-palkki-liitoksilta varmistettu suunnittelustandardissa mainitut vähimmäiskestävyydet - Vaakarakenteiden kiinnityksissä tukiin varmistettu standardien SFS-EN 1991 ja materiaalkohtaisten standardien (esim. SFS-EN 1992-1998) määrittelemä vähimmäiskestävyys - Rakennusten stabilointisysteemit (vaakasuuntaan) tulee varmistaa ja varmentaa kahdentamalla osia tarkoituksenmukaisella tavalla - Raskaat katto, välipohja, porrastus ja muut vastaavat elementit ja laitteistotasot yms. tulee ankkuroida rakenteisiin asianmukaisesti - Käytetään standardin SFS-EN 1991-1-7 esittämää menetelmää staattisen määräämättömyyden lisäämisestä - Hyödynnetään tehokkaasti rakenneosien ja liitosten sitkeyttä tai monoliittisuutta - Käytetään KFI-kertoimelle arvoa 1,1 kaikille kohteen rakenneosille, myös CC2-luokan osarakenteille 	x	x	x
Rakennerratkaisujen vaihto: <ul style="list-style-type: none"> - Muutetaan rakennetta siten, että kriittiset yksittäiset rakenneosat muunnetaan jatkuviksi rakenteiksi - Valitaan toinen rakennerratkaisu, jonka herkkyys tarkasteltavan uhkan suhteen on vähäinen - Valitaan rakennerratkaisu, joka pystyy paremmin sietämään paikallisen vaurion tai osan poiston - Valitaan aiemman (esim. 3-nivelkehä) tilalle rakennejärjestelmä, joka ei voi sortua äkillisesti varoittamatta 	x	x	x
Suunnittelun ja toteutuksen laadunvarmistus <ul style="list-style-type: none"> - Hyödynnetään rakennusten suunnittelussa ja rakentamisessa sovellettavia erityismenettelyitä (ulkopuolinen tarkastus tms., ks. RIL 241-2016 Erityismenettelyn soveltaminen /39/) - Hyödynnetään rakenneosien valmistuksessa sovellettavia laaduntarkkailuun liittyviä menettelyitä 			x
Käytön ja ylläpidon varmistus <ul style="list-style-type: none"> - Hyödynnetään rakennusten ylläpidossa ja kunnon tarkkailussa sovellettavia erityismenettelyitä - Otetaan käyttöön järjestelmä, joka hälyttää suurista muodonmuutoksista tai ominaistaajuuksista 		x	x

Kuva 2. Muita menettelytapoja (RIL 201-4-2017, 53).

2.2.1 Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreiitit

Jatkuvan sortuman rajoittamiseen voidaan käyttää vaihtoehtoisten kuormansiirtoreiitien menettelytapaa. Menettelytavan tavoitteena on saavuttaa staattinen määräämättömyys ja siirtää vaurioituneelle rakenteelle tulevat onnettomuuskuormat vaihtoehtoisia kuormansiirtoreiittejä pitkin perustuksille. Vaihtoehtoisia kuormansiirtoreiittejä ja rungon

stabiiliutta tarkastellaan tietokonemallinnuksella poistamalla mielivaltaisesti rakenneosia yksi kerrallaan kussakin kerroksessa. Tarkastelussa rakenneosan poistaminen ei saa ylittää hyväksyttävän raja-arvon sortumaa. Jos raja-arvo ylittyy eikä muuta vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ole muodostettavissa, tulee rakenne mitoittaa avainasemassa olevan rakenteen mukaan. (RIL 201-4-2017, 45–47; Ympäristöministeriö 2019a, 44.)

2.2.2 Avainasemassa oleva rakenneosa

Avainasemassa oleva rakenneosa vaikuttaa koko rakennuksen stabiiliuuteen ja sen tulee kestää onnettomuuskuorma (SFS-EN 1991-1-7, 26). Ensisijaisesti rakenneosat tulee mitoittaa muilla menettelytavoilla tai käyttää vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä, mutta jos sitä ei voida käyttää tai sen käyttäminen johtaisi kohtuuttomiin ratkaisuihin, voidaan avainasemassa olevan rakenneosan menettelyä käyttää (RIL 201-4-2017, 47). Rakennuksen kaikkia rakenneosia ei voi kuitenkaan pitää avainasemassa olevana rakenneosana (Ympäristöministeriö 2019a, 44).

2.2.3 Sidejärjestelmä

Sidejärjestelmää käytetään monikerroksisissa rakennuksissa sitomaan vaaka- ja pystyrakenteita yhteen (RIL 201-4-2017, 42). Tavoitteena on saada liitoksiin riittävä sitkeys, jonka avulla muodostuu yhtenäinen rakenne, joka pystyy jakamaan kuormia onnettomuustilanteessa useammalle rakenneosalle. Tällöin myös yksittäiset rakenneosat kestävät paremmin ennalta määräämättömiä kuormia. (Ympäristöministeriö 2019a, 29.) Rakennusten sidejärjestelmiä on havainnollistettu kuvassa 3.

Liitoksissa toimivien sidevoimien rauditus mitoitetaan onnettomuustilanteiden lisäksi normaalin käyttö- ja murtorajatilatastarkastelun perusteella ja näistä valitaan määräävä tilanne. Onnettomuustilanne ei siis välttämättä ole määräävä tilanne, eikä sen kuormayhdistelmän katsota tapahtuvan samanaikaisesti muiden kuormitustilanteiden kanssa, vaan kyseessä on vähintään vähimmäisraudoitus. Käyttö- ja murtorajatilamitoituksesta saatavat teräkset voidaan siis käyttää suoraan hyödyksi onnettomuustilamitoituksessa siten, ettei teräsmäärää tarvitse lisätä ennen mainittujen mitoitusten rinnalle, jos ne ovat mitoittavia tilanteita. (Betonyhdistys 2012, 14–15.)

CC1-luokan rakenteilta ei tarvita erityistarkastelua määrittelemättömien onnettomuustilanteiden kannalta. Seuraamusluokan CC2 ja CC3 rakennukset suunnitellaan ensisijaisesti sidejärjestelmää käyttäen. CC2a-luokassa käytetään sidejärjestelmänä pelkästään vaakasiteitä ja vakavampien seurausten luokissa käytetään vaakasiteiden ja pystysiteiden yhdistelmää. (Ympäristöministeriö 2019a, 39)

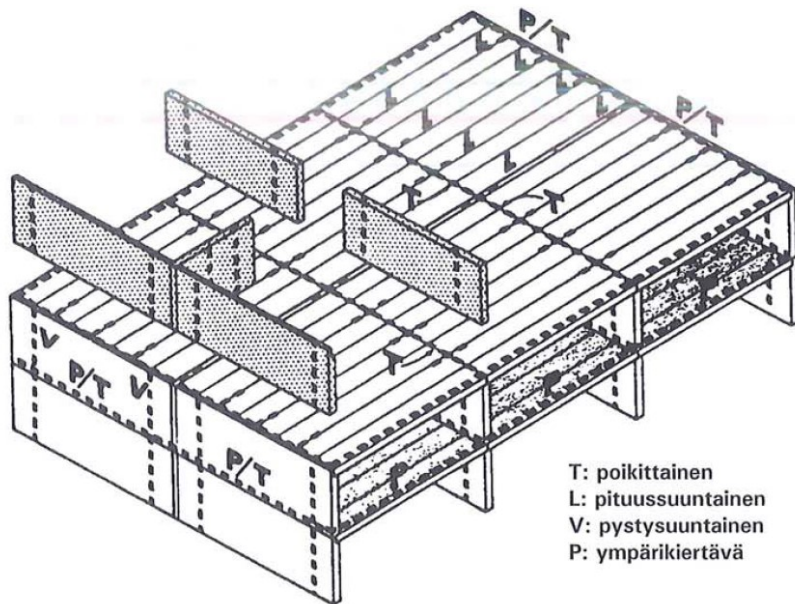
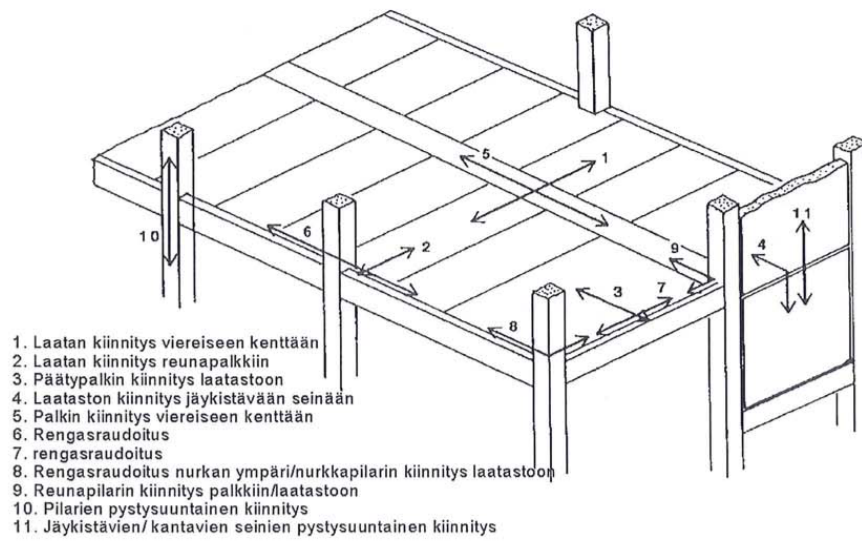
Vaakasiteet

Vaakasidontana toimivat väli- ja yläpohjien ympäri kiertävät rengasraudoitteet, sekä jatkuvat kohtisuoraan kulkevat, seinä- ja pilarilinjojen kohdalla tai läheisyydessä sijaitsevat sisäpuoliset siteet, kuten saumateräkset ja verkkoraudoitteet (SFS-EN 1992-1-1, 167). Sisäisten siteiden tarkoitus on toimia kalvorakenteena pystyrakenteiden vaurioituessa, ja näin siirretään kuormia muille rakenneosille (Betonyhdistys 2012, 23). Vaakasiteistä tulee sijoittaa vähintään 30 % pilaripalkki- ja seinälinjojen läheisyyteen (SFS-EN 1991-1-7, 56).

Vaakasiteinä toimivat rengasraudoitteet saavat olla enintään 1,2 metriä laatan reunasta ja niiden tulee kestää murtorajatilaa lisäksi tarvittava onnettomuustilanteen vetovoima (SFS-EN 1992-1-1, 166).

Pystysiteet

Pystysidonnassa seinät ja pilarit mitoitetaan kestämään pystysuuntaista vetovoimaa, joka on yhden kerroksen suurimman pysyvän ja muuttuvan kuorman summa. Kaikki seinät ja pilarit sidotaan jatkuvalla sidonnalla perustuksista yläpohjaan. Kantavien seinärakenteiden pystysiteet voidaan sijoittaa elementtisaumoihin tai jakaa seinän pituudelle, jossa reunimmaisat siteet sijoitetaan enintään 3 metrin päähän seinän vapaasta päästä (kuva 3). (RIL 201-4-2017, 100.)



Kuva 3. Rakennuksen sidejärjestelmä. (Betoniyhdistys 2012, 19).

3 ONNETTOMUUSTILANTEET

Onnettomuustilanteiden toimintaperiaatteet perustuvat kansalliseen asetukseen, joka seuraa standardin SFS-EN 1990 seuraamusten luokkajakoa (Ympäristöministeriön asetus 3/16, 6 §). Seuraamusluokkamenettelyä käytetään luotettavuuden hallinnassa ja si-dejärjestelmän valinnassa (Ympäristöministeriön asetus 3/16, 5 §). Seuraamusluokat CC2 ja CC3 jaotellaan vielä alaluokkiin a ja b. Seuraamukset ovat vakavammat b-luo-kassa (Ympäristöministeriön asetus 10/16, 5 §). Kuvissa 4 ja 5 esitellään seuraamus-luokkia ja niiden alaluokkia. Ennakoimattomat onnettomuustilanteet tulee myös ottaa huomioon CC2- ja CC3-luokissa (RIL 201-4-2017, 34).

Seuraamus-luokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennus- osineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esimerkiksi korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmis- henkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristö-vahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset ³⁾ rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä ³⁾ kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten - matalalla olevat terassit ja alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana.

¹⁾ pienehköt rakennusrungosta erilliset välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2 elleivät ne toimi koko raken- nusta jäykistävänä rakenteena.

²⁾ kellarikerrokset mukaan luettuina.

³⁾ tilapäisenä oleskeluna pidetään päivittäistä käymistä rakennuksessa, mutta ei siellä pidempään viipymistä.

Kuva 4. Seuraamusluokat (Ympäristöministeriö 2016b, 23).

Seuraamus-/ alaluokka	Rakennukset ja niiden käyttötarkoitus
CC1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esimerkiksi varastot.
CC2a melko pienen riskin ryhmä	Rakennukset, joissa on korkeintaan 4 maanpäällistä kerrosta tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m. Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan 2 maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella onnettomuusmitoitustilanteessa seuraamusluokan 1 mukaisesti.
CC2b melko suuren riskin ryhmä	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu alaluokkiin 1, 2a tai 3.
CC3a	9–15 kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset, ja muut 9–15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset; kerrosten lukumäärään luetaan kellarikerrokset mukaan.
CC3b	a) muut yli 8-kerroksiset rakennukset kellarikerros mukaan luettuna b) konserttisalit, teatterit, urheilu ja näyttelyhallit, katsomot c) raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset, joissa usein on suuri joukko ihmisiä d) erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan.

Kuva 5. Onnettomuusilanteen seuraamusluokkien alaluokat standardin SFS-EN 1997-1-7 mukaisesti (RIL 201-4-2017, 34).

Seuraamusluokituksen perusteena ovat tutkittavien rakenteiden merkitys henkilöturvallisuuden sekä sortuman aiheuttaman taloudellisten, sosiaalisten ja mahdollisten ympäristövahinkojen seuraamusten takia (SFS-EN 1990, 136). Seuraamusluokkamenettelyä käytetään yhdessä K_{FI} -kuormakertoimen kanssa luotettavuuden hallinnassa (Ympäristöministeriön asetus 3/16, 5 §).

Suunnittelussa otetaan vaurioitumisen seuraamukset huomioon kertomalla epäedulliset kuormat kertoimella K_{FI} (Ympäristöministeriö 2016b, 9). Taulukosta 1 havaitaan K_{FI} -arvot. Kuormakerrointa käytetään normaalien ja tilapäisten mitoitustilanteiden kuormayhdistelmissä, mutta ei onnettomuusilanteessa eikä väsyty- tai käyttörajatiloissa (Ympäristöministeriön asetus 3/16, 3 §).

Taulukko 1. Kuormakertoimen K_{FI} -arvoja (SFS-EN 1990, 138).

	CC1	CC2	CC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

Onnettomuustilanteiden kuormia laskettaessa käytetään pitkäaikaisen kuorman ja muuttuvan kuorman lisäksi onnettomuuskuormaa. Kuormakertoimia ei käytetä pysyvälle kuormalle g_k , tai muuttuvalle kuormalle q_k . Yhdistelykertoimia $\psi_{1.1}$ tai $\psi_{2.1}$ käytetään kuitenkin muuttuvalle kuormalle, jossa käytetään yhdistelykerrointa $\psi_{1.1}$, kun pääasiallinen muuttuva kuorma on lumi- jää tai tuulikuorma, ja kerrointa $\psi_{2.1}$ käytetään, kun muuttuvana kuormana on jokin muu kuormittava tilanne. (Ympäristöministeriö 2016b, 21.)

3.1 Seuraamusluokka CC1

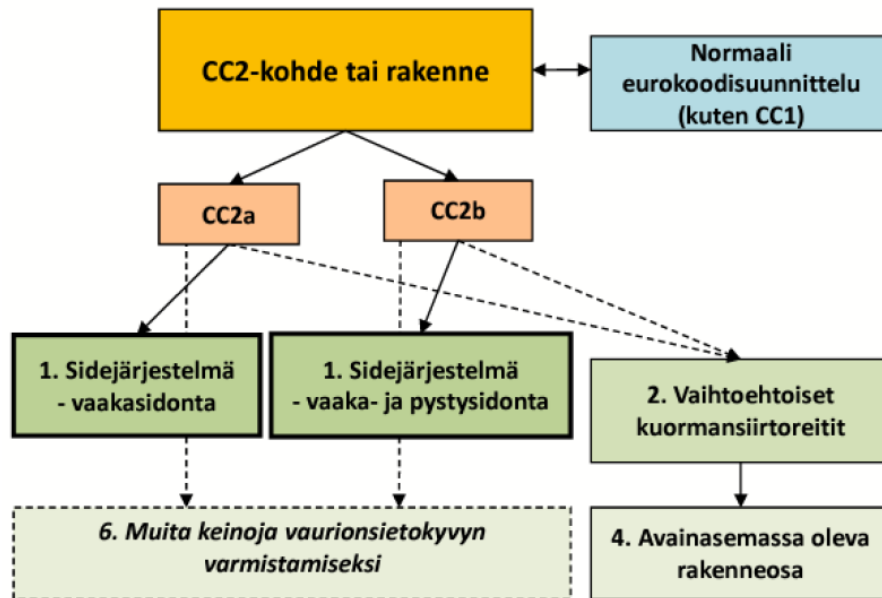
CC1-seuraamusluokkaan kuuluvat rakennukset, joissa ihmiset oleskelevat vain tilapäisesti ja täten seuraamuksetkin ovat vähäiset. Poikkeuksellisesti tähän seuraamusluokkaan kuuluvat myös asuinrakennukset, joissa on enintään kaksi maanpäällistä kerrosta. Tämän seuraamusluokan rakennusten mitoituksessa yleensä murto- ja käyttörajatilamitoitus on riittävä, eikä onnettomuuskuormien osalta tarvita erityistarkastelua. (Ympäristöministeriö 2019a, 37–39.) Määräviin kuormituksiin voi myös mahdollisesti kuulua ennakoitavissa olevat onnettomuuskuormat (RIL 201-4-2017, 36).

3.2 Seuraamusluokka CC2

Tähän seuraamusluokkaan kuuluvat keskisuuren vaurion rakennukset, joissa on maanpinnasta katsottuna, enintään neljä kerrosta tai korkeus on 16 metriä. CC2a-luokan rakennukset suunnitellaan käyttö- ja murtorajatilamitoituksen lisäksi vaakasidontaa käyttäen. Sidontajärjestelmä toteutetaan vaakasidonnalla rakenneosien välillä tai ankkuroimalla vaakasiteitä seiniin.

Melko suuren riskiryhmän seuraamusluokkaan CC2b kuuluvat rakennukset, jotka eivät sovellu muihin luokkiin (RIL 201-4-2017, 34). Tämän seuraamusluokan rakennukset suunnitellaan samoin menetelmin kuin CC2a, mutta sen lisäksi käytetään pystysidontaa. Pystysidonta toteutetaan pystysiteillä kantavissa pilareissa ja seinissä sekä sitomalla pystyrakenteet vaakarakenteisiin (Ympäristöministeriö 2019a, 37–39).

Toissijaisena menettelytapavaihtoehtona voidaan soveltaa vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä, jos sidejärjestelmä ei voi tehdä. Avainasemassa olevan rakenneosan menettelyä käytetään silloin, kun vaihtoehtoinen kuormansiirtoreittiä ei ole mahdollista toteuttaa. (RIL 201-4-2017, 37.) Kuvassa 6 on esitettyä CC2-luokan menettelytavat.

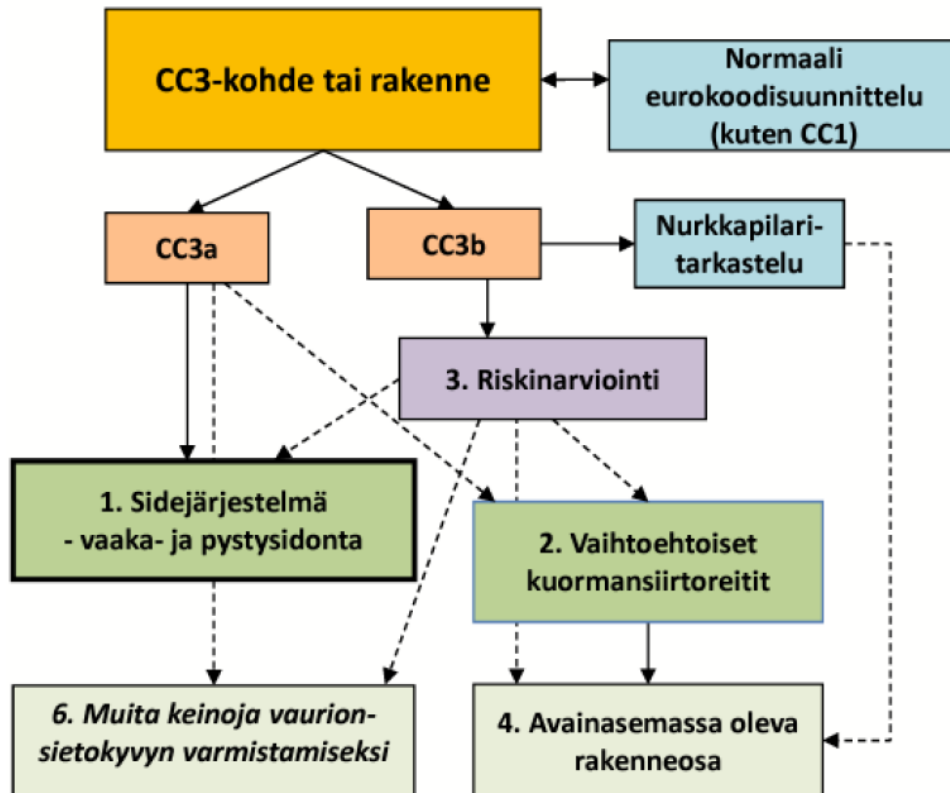


Kuva 6. Seuraamusluokan CC2 menettelytavat (RIL 201-4-2017, 37).

3.3 Seuraamusluokka CC3

Seuraamusluokan CC3a kohteissa tulee käyttää käyttö- ja murtorajatilamitoitusta. Myös samoja menettelytapoja käytetään kuin CC2-luokassa, mutta sidevoimat lasketaan eri kaavoilla.

CC3b-luokassa tulee lisäksi tehdä riskinarviointi, jotta tunnistetaan kriittiset rakenneosat ja riskitekijät. Näiden perusteella suunnitellaan vaurionsietokyky sekä jatkuvan sortuman estämisen toimenpiteet, joiden tehtävänä on vastata havaittuihin riskitekijöihin. Lisäksi tehdään nurkkapilaritarkastelu, jonka tarkoituksena on tarkastella vaikutuksia, kun ulkoi tai sisänurkan pilareita sekä seiniä poistetaan. Tällöin vaakarakenteet toimivat ulokkeena ja rakenne tulee menetellä avainasemassa toimivana rakenteena, jos hyväksyttävän vaurion raja ylittyy. Kuvassa 7 on esitelty CC3-luokan menettelytavat.

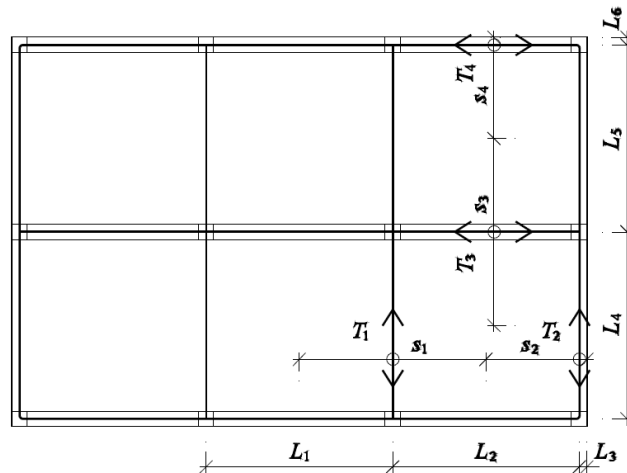


Kuva 7. Seuraamusluokan CC3 menettelytavat (RIL 201-4-2017, 38).

4 SIDOVOIMIEN LASKENTA

Vaaka- ja pystysiteiltä vaaditaan kykyä siirtää voimia onnettomuustilanteessa. Vaaka- ja pystysiteiden sidevoimakertymien T_i laskeminen määräytyy pysyvän kuorman ominaisarvon g_k ja seuraamusluokan perusteella valittavaan kaavaan. (Ympäristöministeriö 2019a, 40–42.)

Laskennassa käytetään myös sidevoimien kertymäleveyttä s , joka on eri rengassiteille ja sisäpuolisille siteille. Kertymäleveuden määrittämisestä on kuvattu kuvassa 8. Rengassiteiden kertymäleveys lasketaan jakamalla lähimmän sisäpuolisen siteen välinen etäisyys kahdella ja siihen lisätään lähimmän reunan etäisyys. Sisäpuolisilla siteillä kertymäleveys on siteiden keskiväli. (Ympäristöministeriö 2019a, 40–41.)



Sidevoimat:

$$T_1: s_1 = (L_1 + L_2) / 2$$

$$T_2: s_2 = L_3 + L_2 / 2$$

$$T_3: s_3 = (L_4 + L_5) / 2$$

$$T_4: s_4 = L_6 + L_5 / 2$$

Kuva 8. Kertymäleveuden s määrittäminen vaakasidevoimien laskennassa (Ympäristöministeriö 2019a, 40).

4.1 Seuraamusluokan CC2 vaakasidevoimat

Seuraamusluokan CC2 vaakasidevoimien laskennassa tulee huomioida, että seuraamusluokassa CC2a käytetään pelkästään vaakasiteitä, ja CC2b-luokassa vaaka- ja pystysiteitä. Vaakasiteiden tulee siirtää onnettomuustilanteissa kaavoista 1 ja 2 laskettavat vaakasidevoimat T_i .

Rengas- ja sisäpuolisten siteiden vaakasidevoima T_i lasketaan kaavasta 1, kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k on $\geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ (Ympäristöministeriö 2019a, 40):

$$T_i = s \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (1)$$

Rengas- ja sisäpuolisten siteiden vaakasidevoima T_i lasketaan kaavasta 2, kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k on $\leq 2,0 \text{ kN/m}^2$ (Ympäristöministeriö 2019a, 40):

$$T_i = s \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (2)$$

Rengas- ja sisäpuolisten siteiden vaakasidevoimalla on kuitenkin seuraavat vähimmäisarvot:

70 kN, kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$

10 kN, kun $g_k \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$

Rengassiteiden vähimmäisarvo vaihtelee pysyvän kuorman ominaisarvon perusteella. Vähimmäisarvo pätee myös sisäisille siteille, jos ne sijoitetaan tukilinjalle. (Ympäristöministeriö 2019a, 40)

4.2 Seuraamusluokan CC2 pystysidevoimat

Reunassa toimivat pilarit ja seinät sidotaan vaakarakenteisiin. Pystysiteiden tulee kestää sidevoimat F_{tie} . Pystysidevoimat määräytyvät vaakasidevoimien tapaan pysyvän kuorman ominaisarvon g_k ja seuraamusluokan perusteella valittavan kaavan mukaan. (Ympäristöministeriö 2019a, 42.)

Pystysidevoima lasketaan kaavasta 3, kun g_k on $\geq 3,0 \text{ kN/m}^2$, niin (Ympäristöministeriö 2019a, 42) lasketaan kaavasta 3:

$$F_{tie} = s \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3)$$

Pystysidevoima lasketaan kaavasta 4, kun g_k on $\leq 2,0 \text{ kN/m}^2$ (Ympäristöministeriö 2019a, 42):

$$F_{tie} = s \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (4)$$

F_{tie} on kuitenkin enintään 150 kN.

F_{tie} interpoloidaan kun g_k on 2,0–3,0 kN/m²

Kaava 3 saavuttaa pystysidevoiman enimmäisarvon, kun kertymäleveys on $\geq 7,5$ metriä. Kertymäleveyden tulisi olla ≥ 50 metriä, jotta enimmäisarvo saataisiin kaavasta 4.

4.3 Seuraamusluokan CC3 vaakasidevoimat

Yleensä CC3-luokan rakennusten pysyvän kuorman ominaisarvo on yleensä suurempi kuin $3,0 \text{ kN/m}^2$, ja jos ominaisarvo on tätä pienempi, niin sidevoimat voidaan määrittää hankekohtaisesti. Laskennassa käytettävä z on siteen keskiviivojen välinen etäisyys siteen suunnassa tai puolet kantavan seinän nimellispituudesta. Nimellispituus on enintään $2,25 \cdot H$, missä H on kerroskorkeus. (Ympäristöministeriö 2019a, 41,44) Kuvassa 9 havainnollistetaan z -arvon määrittystä.

Kaavasta 5 lasketaan rengas- ja sisäpuolisten siteiden pystysidevoima T_i , kun pysyvä kuorma g_k on $\geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ (Ympäristöministeriö 2019a, 41):

$$T_i = \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z}{5m} \cdot s \quad (5)$$

Pystysidevoiman vähimmäisarvo on kuitenkin $T_i = F_t \cdot s$

jossa F_t on pienempi seuraavista arvoista:

$$48 \text{ kN/m tai } (16 + 2,1 \cdot n_s) \text{ kN/m}$$

n_s on rakennuksen kerroslukumäärä.

g_k on pysyvän kuorman ominaisarvo

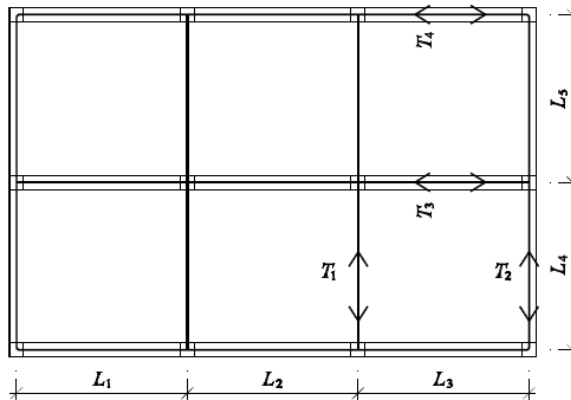
ψ_i on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa

q_k on muuttuvan kuorman ominaisarvo

s on kertymäleveys

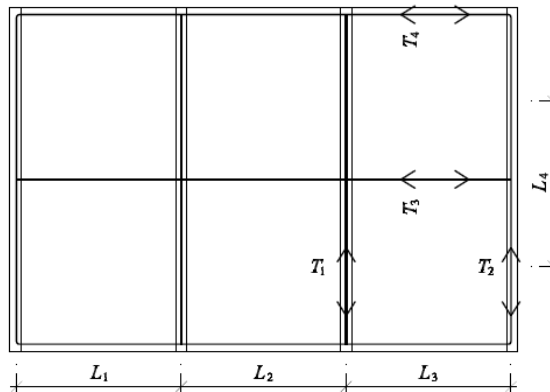
z on pilareiden tai seinien keskiviivojen etäisyys siteiden suunnassa.

a)



Sidevoimat pilari-palkki-rungossa: T_1 ja T_2 : $z = \max(L_4, L_5)$ T_3 ja T_4 : $z = \max(L_1, L_2, L_3)$

b)



Sidevoimat kantavat seinät-laatta-rungossa:

T_1 ja T_2 : $z = L_4/2$, jossa L_4 on kantavan seinänlohkon nimellispituus (ks. kohta 3);

T_3 ja T_4 : $z = \max(L_1, L_2, L_3)$

Kuva 9. z-arvon määrittäminen vaakasidevoimien laskennassa (Ympäristöministeriö 2019a, 42).

4.4 Seuraamusluokan CC3 pystysidevoimat

Pystysidevoima F_{tie} lasketaan samoin perustein kuin CC3 luokan vaakasidevoimat. Pystysidevoima lasketaan pysyvän kuorman ominaisarvon g_k perusteella. Pystysidevoimat voidaan laskea hankekohtaisesti, jos g_k on $\leq 3,0$ kN/m². CC3-luokan pystysidevoima (Ympäristöministeriö 2019a, 43) voidaan laskea kaavasta 6:

$$F_{tie} = F_t \cdot \frac{h}{2,5 m} \cdot s \quad (6)$$

Pystysidevoiman enimmäisarvo on kuitenkin enintään $F_{tie} = 2 \cdot F_t \cdot s$

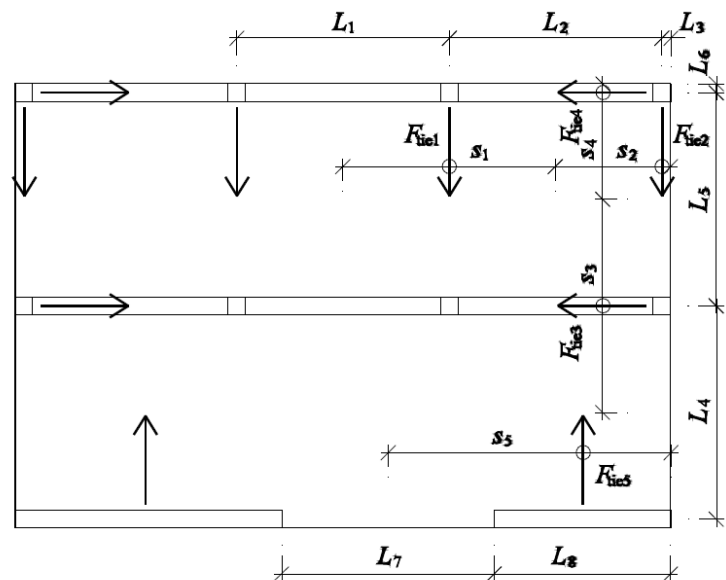
F_t on pienempi seuraavista arvoista:

$$48 \text{ kN/m tai } (16 + 2,1 \cdot n_s) \text{ kN/m}$$

n_s on rakennuksen kerroslukumäärä.

s on kertymäleveys, jonka määrittystä havainnollistetaan kuvassa 10

h on kerrokorkeus.



Sidevoimat:

$$F_{tie1}: s_1 = (L_1 + L_2) / 2 \quad F_{tie2}: s_2 = (L_3 + L_2) / 2$$

$$F_{tie3}: s_3 = (L_4 + L_5) / 2$$

$$F_{tie4}: s_4 = (L_6 + L_5) / 2 \quad F_{tie5}: s_5 = (L_8 + L_7) / 2$$

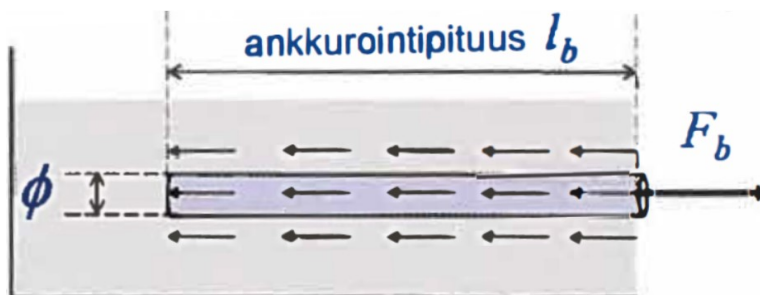
Kuva 10. Kertymäleveyden s määrittäminen pystysidevoimien laskennassa (Ympäristöministeriö 2019a, 43).

5 TANKOJEN ANKKUROINTI

Teräsbetonirakenteiden olennainen osa betonin lisäksi on rauditus. Teräsosat, kuten terästangot, -verkot ja -langat lukeutuvat rakenneosien raudoitukseen (SFS-EN 1992-1-1, 131). Raudoituksen tehtävänä on antaa teräsbetonirakenteille veto- ja taivutuskestävyyttä sekä vahvistaa pystyrakenteissa puristusrasitettua betonia (Nykyri 2020, 56). Toimiva rauditus tarvitsee riittävän tartunnan raudoituksen ja betonin välille, jotta rauditus voi siirtää vedon aiheuttamat voimat betonin halkeamien yli sekä siirtää voimat edelleen kantaville rakenteille. Merkittävin tartuntalujuuteen vaikuttava tekijä on raudoituksen pinnan muoto (Leskelä 2006, 463). Pinnan muoto estää liukumista raudoituksen ja betonin välillä. Tartunta tarvitsee ympärilleen tarpeeksi suuren betonipeitteen lohkeilun estämiseksi, koska tartuntaan aiheutuu vetovoiman lisäksi tartunnan pituussuuntaan nähden poikittaissuuntaisia voimia. (Nykyri 2020, 59–60.)

5.1 Ankkurointipituuden laskeminen

Ankkurointipituuden mitoituksessa selvitetään riittävä ankkurointipituus l_b , jonka tartuntalujuus f_b tulee estää tartunnan peittämisestä aiheutuva murtuminen (SFS-EN 1992-1-1, 132–134). Kuvassa 11 kuvaillaan ankkurointipituutta sekä ankkurointilujuutta.



Kuva 11. Suoran tangon ankkuroituminen betoniin (Nykyri 2020, 155).

Harjatankojen tartuntalujuus (Ympäristöministeriö 2019b, 24) lasketaan kaavasta 7:

$$f_b = \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (7)$$

jossa η_1 on tartuntaolosuhteiden kerroin. Hyvien olosuhteiden vallitessa η_1 saa arvon 1,0 ja huonojen olosuhteiden vallitessa 0,7

η_2 on tangon halkaisijasta riippuvainen kerroin, joka saa arvon 1,0 kun halkaisija (ϕ) on alle 32 mm, muulloin:

$$\eta_2 = \frac{132 - \phi}{100}$$

f_{ctd} on vetolujuuden mitoitusarvo (SFS-EN 1992-1-1, 35), joka lasketaan kaavasta 8:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (8)$$

jossa γ_c on betonin materiaaliosavarmuusluku, jonka arvo on normaalisti vallitsevissa ja tilapäisissä mitoitusilanteissa 1,5. Onnettomuusilanteissa osavarmuusluku on 1,0 (ympäristöministeriö 2016a, 15)

α_{ct} on betonin vetolujuuskerroin, jonka arvo Suomessa on 1,0.

$f_{ctk,0,05}$ on vetolujuuden keskiarvon ominaislujuuden 5 %:n alaraja-arvo (SFS-EN 1992-1-1, 35).

Ankkurointipituuden perusarvolla $l_{b,rqd}$ (SFS-EN 1992-1-1, 133) tarkoitetaan tartuntapi- tuutta, joka tarvitaan ankkuroimaan ankkuroitava voima F_{Ed} . Ankkurointipituuden perus- arvo lasketaan kaavasta 9:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (9)$$

jossa ϕ on tangon halkaisija

f_b on harjatankojen tartuntalujuus

σ_{sd} on tangon mitoitusjännitys (Nykyri 2020, 157) ankkurointipituuden koh- dalla. Tangon mitoitusjännitys lasketaan kaavasta 10:

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s} \quad (10)$$

Ankkurointipituuden perusarvoa voidaan kuitenkin pienentää α -kertoimilla, jos ankkurointipituus on liian suuri (Nykyri 2020, 157). Ankkurointipituuden mitoitusarvo (SFS-EN 1992-1-1, 134) lasketaan kaavasta 11:

$$l_b = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \quad (11)$$

Kertoimet saavat arvoja 0,7...1,0 välillä. Kertoimilla huomioidaan betonipeite, tankojen koukut sekä lenkit, poikittainen raudoitus sekä poikittaislaajeneminen. Taulukossa 2 on esitelty α -kertoimien arvoja ja määrittäisperusteita. Ankkurointipituutta voi kuitenkin pitää varmallalla puolella, jos käytetään α -kertoimissa arvoa 1,0 (Nykyri 2020, 157).

Taulukko 2. Ankkurointipituuteen vaikuttavia α -kertoimien arvoja (SFS-EN1992-1-1, 135).

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$, jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan c_d -arvot ovat kuvassa 11)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1,0 - 1,15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi}$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1,0 - 1,15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi}$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan c_d -arvot ovat kuvassa 11)	$\alpha_2 = 1,0$

(jatkuu)

Taulukko 2. Ankkurointipituuteen vaikuttavia α -kertoimien arvoja (jatkuu)

Poikittainen laajenemisen estoraudoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1,0 - K \cdot \lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraudoitus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 12 (e) määritetyllä tavalla	$\alpha_4 = 1,0$	$\alpha_4 = 1,0$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1,0 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-
<p>Missä</p> $\lambda = \frac{\sum A_{st} - A_{st,min}}{A_s}$ <p>$\sum A_{st}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd}</p> <p>$A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausalan vähimmäisarvo = $0,25 \times A_s$ palkeilla ja 0 laatoilla.</p> <p>A_s yksittäisen poikkileikkausaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala K kuvan 12 arvot</p> <p>p poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd}.</p> <p>* Ks. myös kohtaa 8.6: Välittömällä tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvona l_{bd} voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{0,min}$, mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalta.</p>			

Vetovoiman ankkurointipituuden vähimmäisarvo (SFS-EN1992-1-1, 134) lasketaan kaavasta 12:

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 \cdot l_{b,rqd} \\ 10 \cdot \phi \\ 100mm \end{cases} \quad (12)$$

Puristusvoiman ankkurointipituuden vähimmäisarvo (SFS-EN1992-1-1, 134) lasketaan kaavasta 13:

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,6 \cdot l_{b,rqd} \\ 10 \cdot \phi \\ 100mm \end{cases} \quad (13)$$

5.2 Taivutettujen tankojen ankkurointi

Raudoitustankoja voidaan taivuttaa päädyistä erilaisiin koukku- ja lenkkimuotoihin, jolloin ankkurointipituus mahtuu pienempään tilaan ja myös ankkurointikestävyys kasvaa, verrattaessa suoraan ankkurointiin (Leskelä 2006, 467). Ankkuroinnin taivutus ei lisää puristuskestävyyttä (SFS-EN 1992-1-1, 132). Taivutettujen tankojen mitoituksessa ankkurointipituus mitataan keskiakselia pitkin. Ekvivalenttia ankkurointipituuden avulla voidaan mitoittaa myös vakiotaijutuksia, lenkkejä sekä koukkuja (Nykyri 2020, 160). Ekvivalenttia pituutta havainnollistetaan kuvassa 12.

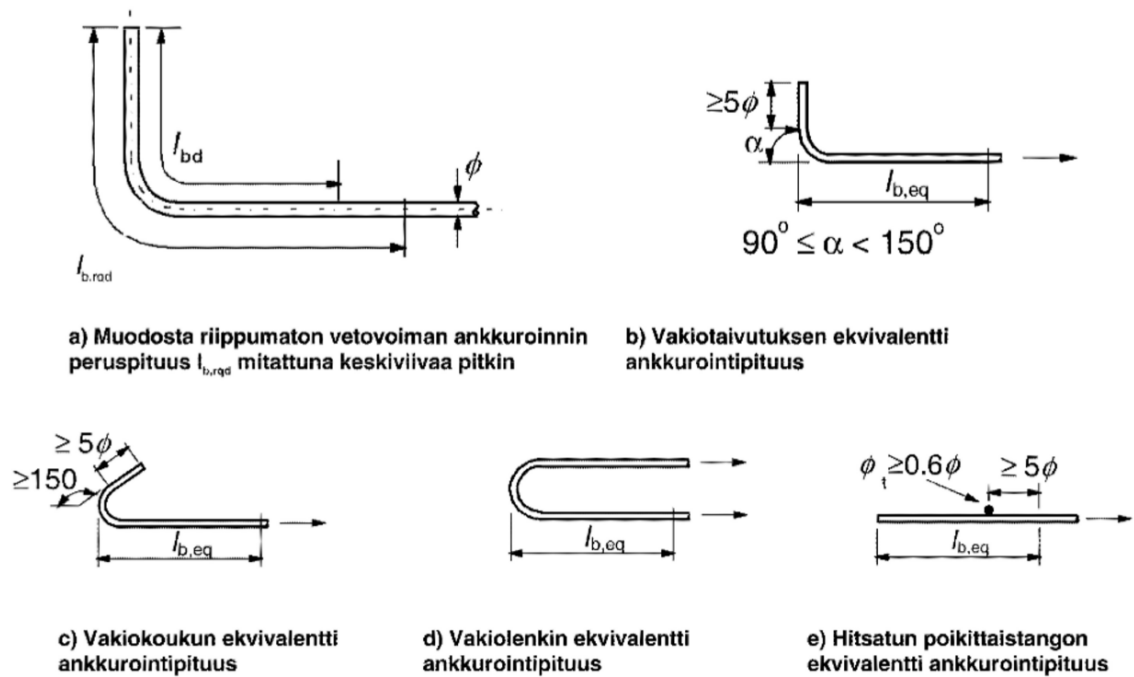
Ekvivalentti ankkurointipituus kuvan 12 a...d mukaisille taivutetuille muodoille (SFS-EN1992-1-1, 134) lasketaan kaavasta 14:

$$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \quad (14)$$

jossa α_1 -kerroin on 0,7 jos betonipeite ja keskiväli muihin tankoihin on riittävä, muulloin arvo on 1,0.

Ekvivalentti ankkurointipituus hitsatulle poikittaistangolle (SFS-EN1992-1-1, 134) lasketaan kaavasta 15:

$$l_{b,eq} = \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} \quad (15)$$



Kuva 12. Ekvivalentteja ankkurointipituuksia (SFS-EN 1992-1-1, 132).

Tangon taivutuksessa tulee huomioida riittävän kokoinen taivutustela eli taivutusympyrä. Liian pieni taivutusympyrä voi aiheuttaa tangolle taivutushalkeamia sekä betonin halkeamista taivutuksen sisäpuolelta. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 Suomen kansallisessa liitteessä on vaurioitumisen välttämiseksi annettu taivutusympyrän vähimmäishalkaisijalle vähimmäisarvo $\phi_{m,min}$, joka valitaan tangon halkaisijan perusteella (Ympäristöministeriö 2019b, 23). Suomessa käytettäviä taivutusympyröiden vähimmäishalkaisijoiden arvoja on esitelty taulukossa 4.

Taulukko 3. Taivutustelan vähimmäishalkaisijat (Ympäristöministeriö 2019b, 23)

Tangon halkaisija	Taivutustelan vähimmäishalkaisija taivutuksille, koukuille ja lenkeille (ks. kuvaa 8.1)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4,5\phi$
$\phi > 16 \text{ mm}$	9ϕ
Huomautus. Taivutustelan vähimmäishalkaisijana voidaan käyttää vaihtoehtoisesti arvoja, jotka ovat vähintään 2 kertaa kyseisen teräsluokan taivutuskokeessa käytettävän tuurnan halkaisija.	

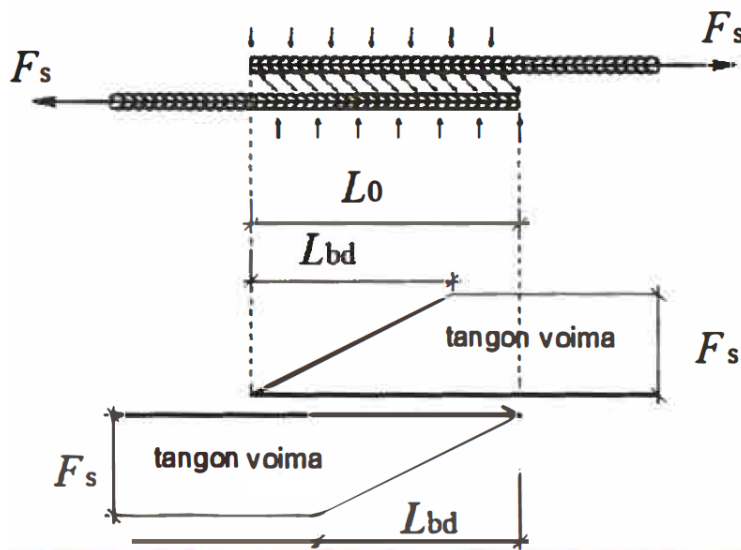
Taivutusympyrää ei kuitenkaan tarvitse ottaa huomioon, jos taivutetun osan jälkeinen suora pituus on enintään 5ϕ tai tangon taivutustaso ei ole lähellä betonin pintaa ja taivutuksen sisäpuolelle on asetettu poikittaistanko, jonka halkaisija on vähintään ϕ . (SFS-EN 1992-1-1, 130–131.)

6 TANKOJEN JATKAMINEN

Tankojen jatkaminen on tarpeen, kun tangon pituus ei riitä, halkaisija vaihtuu tai suunta muuttuu. On tärkeää, että raudoituksen välittämät voimat voidaan siirtää eteenpäin seuraaville tangoille eri keinoin, kuten tankojen limityksellä, yhteen liittäminen hitsauksella sekä mekaanisilla jatkoskappaleilla. (Leskelä 2006, 475.)

6.1 Limijatkos

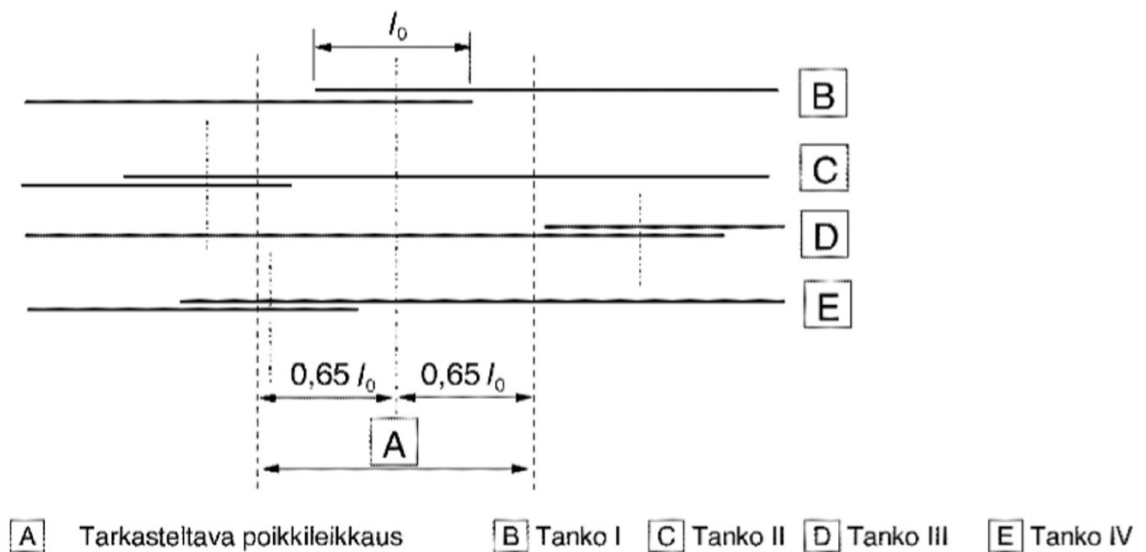
Tankojen limityksessä tanko siirtää tangossa vaikuttavan voiman betonille ja siitä seuraavalle tangolle teräksen ja betonin yhteisvenymisellä. Voiman siirtymisen periaatetta on kuvailtu kuvassa 13. Jatkosalueella tapahtuva venyminen aiheuttaa tankojen välille vinon puristusjännitystilän, joka aiheuttaa tankojen loittonemista toisistaan. Tästä syntyvä kiilavaikutus aiheuttaa vapaassa välissä olevalle betonille halkeamia. Halkeilua pyritään vähentämään poikittaisraudoituksella. (Leskelä 2006, 475–476)



Kuva 13. Voiman siirtymisen periaate limijatkoksessa (Nykyri 2020, 200).

Tankojen limityksen määrittämistä tarkasteltavassa poikkileikkauksessa on havainnollistettu kuvassa 14. Limityksessä tangot sijoitetaan lähekkäin jatkospituudelle l_0 . Jatkokset porrastetaan raudoituskerroksittain, ettei jatkettavat vetotangot olisi samassa kohdassa.

Limijatkosten sijoittamista suurten momenttien tai vetovoimien kohdalle tulee välttää. Tankojen vapaa väli saa olla vähintään 2ϕ tai 20 mm ja korkeintaan 4ϕ tai 50 mm.



Kuva 14. Tarkasteltavan limijatkoksen poikkileikkaus (SFS-EN 1992-1-1, 139).

Jatkospituutta kasvatetaan vapaan välin verran, jos vapaa väli on edellä mainittuja ehtoja suurempi. Vierekkäisten tankojen päiden välin tulee olla $0,3l_0$ etäisyydellä toisistaan.

Kaikki yhden kerroksen tangot saa jatkaa, jos vedettyjen tankojen tarkasteltava poikkileikkauksen limijatkosten etäisyys- sekä vapaiden välien ehdot täyttyvät. Useammassa kerroksessa olevista tangoista vain puolet tarkasteltavan poikkileikkauksen tangoista jatketaan. Tarkasteltava poikkileikkaus on $0,65l_0$ etäisyydellä limijatkoksen keskikohdasta. Vetotangoista poiketen puristetut tangot sekä jakoraukkeet voidaan jatkaa samassa kohdassa. (SFS-EN 1992-1-1, 137–139.)

Elementtien kapeissa saumoissa tulee käyttää mekaanista jatkosta (SFS-EN 1992-1-1, 168). Niin kutsuttujen muhvijatkoksiin liitettävän harjatangon pienin halkaisija on useimmiten 16 mm

6.2 Jatkospituuden laskeminen

Jatkospituuteen vaikuttavat tangossa vaikuttava voima, tartuntaolosuhteet ja jatkettavien tankojen määrä poikkileikkauksessa (Nykyri 2020, 201). Jatkospituuden mitoitusarvo (SFS-EN 1992-1-1, 138) lasketaan kaavasta 16:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (16)$$

jossa $l_{b,rqd}$ on ankkurointipituuden perusarvo

$l_{0,min}$ on jatkospituuden vähimmäisarvo (SFS-EN 1992-1-1, 138) lasketaan kaavasta 17:

$$l_{0,min} \geq \max \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \\ 15\phi \\ 200mm \end{cases} \quad (17)$$

Kaikki α -kertoimet saadaan taulukosta 1, paitsi α_6 -kerrointa, joka antaa arvon limijattettujen tankojen poikkileikkauksalojen suhteesta tankojen kokonaisalaan poikkileikkauksessa. Arvoja esitellään kuvassa 15. Kerroin α_6 (SFS-EN 1992-1-1, 138) lasketaan kaavasta 18:

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25\%}} \quad (18)$$

jossa α_6 on vähintään 1,0 ja enintään 2,0 (Ympäristöministeriö 2019b, 24)

ρ_1 on tarkasteltavassa poikkileikkauksessa sijaitsevan jatkoksen prosenttiosuus.

Käytännössä on kuitenkin työlästä selvittää jatkoksien sijoittumista poikkileikkauksiin, joten laskennan helpottamiseksi on varminta käyttää varmalla puolella olevaa arvoa 2,0.

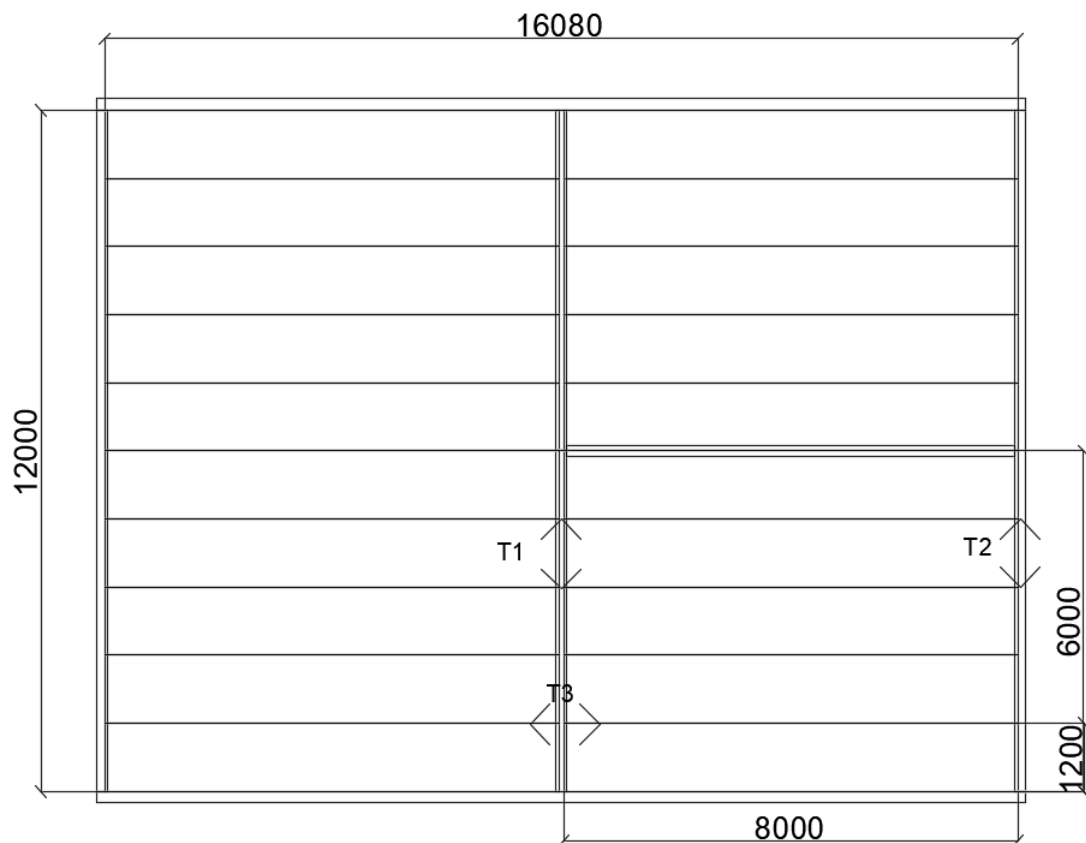
Limijattettujen tankojen suhteellinen osuus poikkileikkauksen tankojen kokonaisalasta	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
α_6	1	1,15	1,4	1,5
HUOM. Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti.				

Kuva 15. Kertoimen α_6 -arvot (SFS-EN 1992-1-1, 138).

7 ESIMERKKILASKELMA

Esimerkkilaskelmassa lasketaan kuvitteelliselle, yhdeksänkerroksiselle kerrostalolle, sisäisen siteen sekä rengasraudoituksen laskelmat onnettomuusrajatilassa, sen lisäksi lasketaan ontelolaattaseinäliitoksen leikkauskestävyys sekä seinän pystysidonta välipohjaan. Liitoksen kestävyys lasketaan murtorajatilan kuormayhdistelmällä.

Rakennuksen seuraamusluokka on CC3a ja laatastona käytetään O27-ontelaaattoja. Juotosbetonin lujuusluokka on C30/37 ja harjateräslajina B500B. Esimerkissä laskettavia sidevoimia sekä ontelolaataston mittoja ja seinien paikkoja esitellään kuvassa 16.



Kuva 16. Ontelolaataston mitat sekä sidevoimien sijainnit.

Esimerkkilaskelman liitteessä 1 laskettiin vaikuttavat kuormat sekä liitoksen kestävyys. Liitoksen käyttöasteeksi saatiin 0,578, eli 57,8 %, mikä on huomattavasti alle täyden käyttöasteen.

Liitteessä 2 mitoitettiin sidevoimalle T3 soveltuva ankkurointipituus ja harjatanko poikki-suuntaisesti seinälinjaan nähden. Laskujen perusteella valittiin halkaisijaltaan T12 eli 12 mm:n harjatanko. Ankkurointipituudeksi saatiin 2 200 mm. Käyttöastetta voidaan pienentää valitsemalla tangoksi T16, mutta tällöin ankkurointipituus kasvaisi noin 700 mm.

Seuraavaksi liitteessä 3 laskettiin seinän suuntaisen sidevoiman T1 saumaraudoitus sekä seinän sitominen vaakarakenteisiin tappien avulla. Laskennan perusteella valittiin 3T16 harjateräs seinän pituudelle, jonka käyttöaste on 92,6 %. Käyttöastetta voidaan pienentää käyttämällä T20 raudoitusta, mutta tällöin sauman vapaa tila pienenesi. Liitteessä 3 laskettiin myös seinän vaakasuuntaiseen saumaan sijoitettavia tappiliitoksia. Tapeiksi valittiin 4T25

Liitteessä 4 laskettiin rengasraudoitus sidevoimalle T2. Rengasraudoitukseksi valittiin 2T16 ja käyttöasteeksi 71,2 %. Tankojen lukumäärä ja koko on sopiva, eikä valintaa ole tarpeen muuttaa.

Laskuissa valittiin alun perin juotosbetoniksi C30/37, mutta liitteen 1 liitos kestäisi myös lujuusluokalla C25/30, jolloin käyttöaste olisi 69,4 %. Sidevoimalle T3 valittiin T12 harjatanko. Harjatangon pienentäminen T10 halkaisijaan muuttaisi käyttöasteeksi 130,3 % eli tanko ei olisi riittävä. T16 antaa käyttöasteeksi 41,7 %. Tämä on varmemmalla puolella kuin T12. Sidevoimalle T1 valittiin 3T16, jonka käyttöaste on varsin korkea 92,6 %. Käyttöastetta voi pienentää valitsemalla 3T20, jolloin käyttöaste olisi 59,2 %. On kuitenkin tärkeä huomioida, että tankojen muuttaminen suuremmiksi saattaa vaikuttaa jonkin verran materiaalikustannuksiin.

Liitteessä 3 valittujen 4T25 tappeja on mahdollista sijoittaa esimerkiksi yhden metrin päähän reunoista, jatkaen yhden metrin jakovälillä seinää pitkin. Harjatangon valinta pienemmällä T20 tangolla antaisi tappien lukumääräksi 6 kpl, mutta tankoväli pienenesi ja tappimäärä kasvaisi.

Rengasraudoitukseksi voidaan valita 1T20, mutta tämä nostaisi käyttöasteeksi 91,1 %. Tämä olisi vielä hyväksyttävä, mutta heikommalla puolella kuin 2T16, joka antaa käyttöasteeksi 71,2 %.

8 YHTEENVETO

Opinnäytetyön tavoitteena oli selvittää onnettomuustilanteita käsitteleviä menettelytapoja sekä perehtyä sidevoima- sekä ankkurointimitoitukseen käyttäen olemassa olevaa, aiheeseen liittyvää laajaa aineistoa, ohjeita ja säädöksiä. Laajan aiheen ja aineiston takia on aiheellista rajoittaa käsiteltävää aihetta, mutta käsiteltävä aihe ei saa kuitenkaan muuttua liian suppeaksi. Tarpeeksi kattavalla työllä myös saavutetaan todellista oppimisprosessia, jonka avulla kerättyä tietoa pystyy myös tulevaisuudessa hyödyntämään.

Onnettomuusrajatilamitoituksen lisäksi on otettava huomioon, että todellisissa kohteissa tulee myös tehdä murto- ja käyttörajatilamitoitus. Kyseiset rajatilat on kuitenkin rajattu tämän opinnäytetyön ulkopuolelle.

Työn esimerkkilaskelmassa laskettiin sidevoimia ja ankkurointipituutta. Myös seinän ja ontelolaattaliitoksen kestävyys mitoitettiin. Laskentaohjelmia ei ole käytetty, koska on tärkeää ymmärtää periaatteet ja ohjeet ennen kuin käytetään tietokoneohjelmia. Tämä on olennaista siksi, että on mahdollista havaita tietokoneohjelmia käytettäessä tehdyt mahdolliset virheet ja poikkeamat.

Esimerkkilaskelmilla laskettiin seinäliitoksen kestävyys sekä sidevoimille tarvittavat tankokoot ja ankkurointipituus seinälinjaa kohtisuoraan kulkevalle sidevoimalle. Lopputulosten perusteella voidaan päätellä, että materiaaleja voidaan optimoida myös onnettomuusrajatilan laskuilla. On kuitenkin muistettava, että valinnat vaikuttavat mm. materiaalikustannuksiin ja valittavat materiaalit vaihtelevat aina hankekohtaisesti. Esimerkkilaskelma antoi kuitenkin tyydyttävän lopputuloksen, jolla voidaan helposti vertailla eri tankokoja ja betonilujuutta sekä niiden vaikutusta sidevoimien sitomiseen ja ankkurointipituuteen.

LÄHTEET

Betoniyhdistys 2012. Betoninormikortti 23EC: Liitosten suunnittelu ja mitoitus standardin SFS-EN 1991-1-7 Yleiset kuormat, onnettomuuskuormat mukaan. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y. Viitattu 15.4.2021 https://www.betoniyhdistys.fi/media/normikortit/normikortti_23ec.pdf

Leskelä, M. 2006. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.

Nykyri, P. by 211. 2020. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja: Osa 1. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.

RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

SFS-EN 1990. Eurokoodi. Rakenteiden Suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto

SFS-EN 1991-1-7. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1–7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto

SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto

Ympäristöministeriö 2016a. Betonirakenteet. Helsinki: Ympäristöministeriö. Viitattu 15.4.2021 <https://ym.fi/rakentamismaaraykset>

Ympäristöministeriö 2016b. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Ympäristöministeriö. Viitattu 15.4.2021 <https://ym.fi/rakentamismaaraykset>

Ympäristöministeriö 2019a. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Rakenteiden kuormat. Helsinki: Ympäristöministeriö. Viitattu 15.4.2021 <https://ym.fi/rakentamismaaraykset>

Ympäristöministeriö 2019b. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet. Helsinki: Ympäristöministeriö. Viitattu 15.4.2021 <https://ym.fi/rakentamismaaraykset>

Ympäristöministeriön asetus Rakennusten onnettomuuskuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-7 10/16. Viitattu 15.4.2021 <https://finlex.fi/fi/viranomaiset/normi/700001/42815>

Ympäristöministeriön asetus Rakenteiden suunnitteluperusteita koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1990 3/16. Viitattu 15.4.2021 <https://www.finlex.fi/fi/viranomaiset/normi/700001/42808>

Lähtötiedot ja liitoksen kestävyys

Lähtötiedot:

$$b_{ol} := 1200 \text{ mm} \quad L_{ol} := 8000 \text{ mm}$$

$$h_s := 3000 \text{ mm} \quad L_s := 6000 \text{ mm} \quad h_s := 3000 \text{ mm}$$

$$h_{pv} := 50 \text{ mm}$$

Materiaalit ja lujuudet

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$n := 1$$

$$A_s := n \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{TB} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_s := 1$$

$$\gamma_c := 1$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\alpha_{ct} := 1$$

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

$$f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{\gamma_s} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.896 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.028 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 2.028 \text{ MPa}$$

Kuormat:

$$g_{k.O27} := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 3.728 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{k.pv} := 0.05 \text{ m} \cdot \gamma_{TB} = 1.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{k.lattia} := g_{k.O27} + g_{k.pv} = 4.978 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{k.s} := b_s \cdot h_s \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_k := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ontelolaatta

Seinä

Paikallavalu

Terästangon halkaisija

Terästangon kappalemäärä

Teräksen poikkipinta-ala

Raudoitettun betonin tilavuuspaino

Onnettomuusrajatilan osavarmuusluvut

Betonin puristus- ja vetolujuuskerroin

Ontelolaatan omapaino saumattuna

Paikallavalun omapaino

lattian omapaino

Seinän omapaino

Hyötykuorma

Murtorajatilan kuormayhdistelyt:

$$K_{FI} := 1.1$$

Seinä kerää kuormaa etäisyydeltä $L/2 + L/2 = L$

$$p_{Ed1} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot (L_{ol} \cdot (g_{k.lattia}) + g_{k.s}) + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot L_{ol} \cdot q_k = 102.35 \frac{kN}{m}$$

$$p_{Ed2} := 1.35 \cdot K_{FI} \cdot (L_{ol} \cdot (g_{k.lattia}) + g_{k.s}) = 81.411 \frac{kN}{m}$$

$$p_{Ed} := \max(p_{Ed1}, p_{Ed2}) = 102.35 \frac{kN}{m}$$

$$N_{Ed} := p_{Ed}$$

Seinässä vaikuttava normaalivoima
pituusyksikköä kohti

Liitoksen mitoitus

$$k := 0.5$$

$$\gamma_{c.liitos} := 1.6$$

Toteutusluokka 3

$$b_j := b_s$$

Juotosbetonin leveys sama
kuin seinän leveys

$$N_{Rd} := k \cdot \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{c.liitos}} \cdot b_j = 1593.75 \frac{kN}{m}$$

$$\frac{9 \cdot N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.578 \leq 1.0$$

Yhdeksänkerroksinen rakennus.
Liitos kestää

Sidevoima T3 ja sideraudoituksen ankkurointi

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$n := 1$$

$$A_s := n \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$F_s := A_s \cdot f_{yd} = 56.549 \text{ kN}$$

Tangon vetokestävyys
onnettomuusrajatilassa

$$s := b_{ot} = 1.2 \text{ m}$$

Saumaradoituksen keskiväli
Kantavien pystylinjojen väli siteen

$$z := 8 \text{ m}$$

$$\psi_2 := 0.3$$

Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin
onnettomuusrajatilassa

$$n_s := 9$$

Kerrostien lukumäärä

$$F_t := \min\left(48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, (16 + 2.1 \cdot n_s) \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) = 34.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sidevoima:

$$T_3 := \max\left(\frac{F_t \cdot 0.8 \cdot ((g_{k.O27} + g_{k.pv}) + \psi_2 \cdot q_k) \cdot \frac{z}{5} \cdot s, F_t \cdot s}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}\right) = 51.174 \text{ kN}$$

$$\frac{T_3}{F_s} = 0.905 \leq 1.0$$

Sideraudoituksen ankkurointi:

$$\eta_1 := 0.7$$

Saumassa huonot tartuntaolosuhteet

$$\eta_2 := 1.0$$

Tangon halkaisijasta riippuva kerroin

$$f_{bd} := \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1.419 \text{ MPa}$$

Harjatankojen tartuntalujuus

$$\sigma_{sd} := \frac{T_3}{A_s} = 452.482 \text{ MPa}$$

Raudoituksen suurin jännitys

$$l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 956.439 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$\alpha_1 := 1$$

Ankkurointiin vaikuttavat α -kertoimet

$$\alpha_2 := 1$$

$$\alpha_3 := 1$$

$$\alpha_4 := 1$$

$$\alpha_5 := 1$$

$$l_{b,min} := \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 286.932 \text{ mm}$$

$$l_{bd,1} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}, l_{b,min}) = 956.439 \text{ mm}$$

$$V_{rd} := 0.15 \text{ MPa}$$

Saumavalun tartuntalujuus

$$h_{ol,tart} := 245 \text{ mm}$$

Ontelolaatan ja saumavalun välisen pinnan korkeus

$$l_{bd,2} := \frac{F_s}{2 V_{rd} \cdot h_{ol,tart}} = 769.37 \text{ mm}$$

Saumavalun ja ontelolaatan välisen tartunnan edellyttämä ankkurointipituus

$$l_{bd,ol} := \max(l_{bd,1}, l_{bd,2}) = 956.439 \text{ mm}$$

Valitaan tarvittava suurin ankkurointipituus

$$l_b := b_s + 2 l_{bd,ol} = 2112.878 \text{ mm}$$

Lopullinen ankkurointipituus

$$l_b := 2200 \text{ mm}$$

Valitaan 1 T12 L=2200mm

Seinän suuntainen saumaraudoitus sekä seinän sitominen vaakarakenteisiin

Seinän suuntainen saumaraudoitus:

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

$$n := 3$$

$$A_s := n \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 603.186 \text{ mm}^2$$

$$F_s := A_s \cdot f_{yd} = 301.593 \text{ kN}$$

Teräksen poikkipinta-ala
Saumateräksen vetokestävyys
onnettomuusrajatilassa

$$L_{np} := 2.25 \cdot h_s = 6.75 \text{ m}$$

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

$$s := 8 \text{ m}$$

Kantavan seinän nimellispituus

Nimellispituuden keskiviivojen
etäisyys

Kertymäleveys

$$T_1 := \max \left(\frac{F_t \cdot 0.8 \cdot ((g_{k,027} + g_{k,pv}) + \psi_2 \cdot q_k) \cdot \frac{z}{5 \text{ m}} \cdot s, F_t \cdot s}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \right) = 279.2 \text{ kN}$$

$$\frac{T_1}{F_s} = 0.926 \leq 1.0$$

Valitaan 3 kpl T16

Seinän vaakasidonta laatastoon

$$\phi := 25 \text{ mm}$$

$$V_{Rd} := \frac{1.2 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}}}{\gamma_c} = 91.856 \text{ kN}$$

Tapin leikkauskestävyys

$$T_1 := \min \left(F_t \cdot \frac{h_s}{2.5 \text{ m}} \cdot \frac{L_{ol} + L_{ol}}{2}, 2 \cdot F_t \cdot \frac{L_{ol} + L_{ol}}{2} \right) = 335.04 \text{ kN}$$

$$T_{1,s} := T_1 = 335.04 \text{ kN}$$

Seinän hallittava vaakavoima

$$n := \frac{T_{1,s}}{V_{Rd}} = 3.647 \quad n := 4$$

Tappimäärä

Sijoitetaan 4 T25 tappiitosta
seinän vaakasaumaan

Rengasraudoitus

Rengasraudoitus

$$L_{np} := 2.25 \cdot h_s = 6.75 \text{ m}$$

Kantavan seinän nimellispituus

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

Nimellispituuden keskiviivojen etäisyys

$$s := \frac{L_{ol}}{2} + \frac{b_s}{2} = 4.1 \text{ m}$$

Kantavan seinän kertymäleveys

$$\psi_2 := 0.3$$

Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa

$$n_s := 9$$

Kerrosten lukumäärä |

$$F_t := \min \left(48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}, (16 + 2.1 \cdot n_s) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 34.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sidevoima:

$$T_2 := \max \left(\frac{F_t \cdot 0.8 \cdot ((g_{k.O27} + g_{k.pv}) + \psi_2 \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z}{5 \text{ m}} \cdot s, F_t \cdot s \right) = 143.09 \text{ kN}$$

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

$$n := 2$$

$$A_s := n \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 402.124 \text{ mm}^2$$

$$F_s := A_s \cdot f_{yd} = 201.062 \text{ kN}$$

$$\frac{T_2}{F_s} = 0.712 \leq 1.0$$

Valitaan 2 T16