

Opinnäytetyö (AMK)

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri

2021

Iiris Helttunen

# LUJA-SUPERLAATAN KÄYTTÖ KORKEIDEN RAKENNUSTEN VÄLIPOHJARAKENTEENA

OPINNÄYTETYÖ (AMK) | TIIVISTELMÄ

TURUN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri

2021 | 35 sivua, 11 liitesivua

Iiris Helttunen

# LUJA-SUPERLAATAN KÄYTTÖ KORKEIDEN RAKENNUSTEN VÄLIPOHJARAKENTEENA

Opinnäytetyössä tutkittiin välipohjarakenteen rakenneteknisiä vaatimuksia, vauriosietokyvyn varmistamista ja korkean rakentamisen kohteissa huomioitavia erityispiirteitä. Työssä tutkittiin Lujabetoni Oy:n Superlaatta-rakenteen käyttöä esimerkkikohteen laskelmien avulla korkean rakentamisen kohteessa. Työn tavoitteena oli tehdä selvitys Luja-Superlaatan käyttömahdollisuuksista korkean rakentamisen kohteissa ja erityisesti selvittää rakennuksen vauriosietokyvyn toteutuminen CC3b-seuraamusluokassa. Työ tehtiin Sitowise Oy:lle sekä Lujabetoni Oy:lle.

Tutkimuksessa tehtiin kirjallisuuskatsaus, jonka lähteenä käytettiin rakennusmääräyksiä, eurokoodeja, kirjallisuuslähteitä ja Lujabetonin suunnitteluaineistoja. Työssä käytettiin Etabs FEM -laskentaohjelmaa rakenteiden rasiusten laskemiseen.

Tutkimuksen välipohjan laskelmissa käsiteltiin esimerkkiä 19-kerroksisesta asuinrakennuksesta. Kohteesta selvitettiin rakenneteknisten vaatimusten täyttyminen ja kantavien rakenteiden rasituksia. Välipohjarakenteen vaurionsietokyky varmistettiin seuraamusluokan CC3b asettamien määräysten mukaan. Todettiin, että Luja-Superlaatan käyttö korkeassa rakentamisessa on mahdollista ja että käytettävyyttä paransivat suuret elementtien koot, muokattavuus sekä talotekniikan sisällytys.

Havaittiin, että elementtitoteutuksessa sideraudoitusten määrä nousee suureksi kyseisessä toteutuksessa ja että pohjansuunnittelussa tarvitaan erityisesti huomiota saumarauoituksen sijoittelun takia.

ASIASANAT:

korkea rakentaminen, vaurionsietokyky, välipohja

BACHELOR'S THESIS | ABSTRACT

TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Civil Engineering

2021 | 35 pages, 11 appendix pages

Iiris Helttunen

# UTILIZING LUJA-SUPERLAATTA AS A FLOOR STRUCTURE IN HIGH-RISE BUILDINGS

This thesis studied structural planning of floor structures and notable features for high-rise building cases. The structure Luja-Superlaatta was presented and examined through calculations of a case study.

The aim of the study was to solve if Luja-Superlaatta was utilizable in high-rise buildings and to evaluate the stiffening system for the structure. This thesis was commissioned by Sitowise Oy and Lujabetoni Oy.

The thesis includes a literary research into building regulations, Eurocodes, structural planning materials from Lujabetoni and other literary sources. The FEM-calculation program Etabs, was used to identify stresses to structures in the case building.

The research calculations were conducted on a 19-story apartment building. It was confirmed that the structural requirements were met. The building stiffening system was coherent with the regulations for the case. It was stated that Superlaatta can be suitable for a high-rise building and the structural attributes are practicable for the case. It was noted that when using precast structures, the quantity of steel reinforcement increases significantly. Also, floor planning should be completed with caution due to the execution of steel reinforcement in the structure.

## KEYWORDS:

high-rise building, stiffening system, floor structure

# SISÄLTÖ

<b>1 JOHDANTO</b>	<b>7</b>
<b>2 VÄLIPOHJARAKENTEEN SUUNNITTELU KORKEASSA RAKENTAMISESSA</b>	<b>8</b>
2.1 Korkean rakentamisen luokittelu	8
2.2 Kuormat	8
2.2.1 Lumi- ja hyötykuormat	9
2.2.2 Tuulikuorma	10
2.2.3 Lisävaakavoimat	11
2.3 Vauriosietokyvyn varmistaminen seuraamusluokassa CC3b	12
2.3.1 Riskiarviointi	13
2.3.2 Sidejärjestelmä	14
2.3.3 Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit	16
2.3.4 Nurkkapilareiden erikoistarkastelu	16
2.4 Äänitekniset vaatimukset	18
2.5 Palotekniset vaatimukset	18
2.6 Värähtely	19
<b>3 LUJABETONI SUPERLAATTA</b>	<b>21</b>
3.1 Esittely	21
3.2 Tekniset tiedot	22
3.3 Laattojen saumat	22
3.4 Liitokset	23
<b>4 ESIMERKKIKOHDE</b>	<b>24</b>
4.1 Kohteen tiedot	24
4.2 Välipohjan massa	25
4.3 Rakenteiden kuormitusten tarkastelu	25
4.3.1 Pystyrakenteiden vetojännitys	26
4.3.2 Vaakarakenteiden kuormitus	27
4.3.3 Välipohjan saumoihin kohdistuva kuormitus	28
4.4 Rakenteen vauriosietokyvyn varmistaminen	29
4.4.1 Rengasraudoitus	30
4.4.2 Sideraudoitus	31
4.4.3 Seinien vaakasuorasidonta välipohjaan	31

4.4.4 Nurkkapilarin erikoistarkastelu	31
<b>5 POHDINTA JA JOHTOPÄÄTÖKSET</b>	<b>33</b>
<b>6 LÄHDELUETTELO</b>	<b>34</b>

## LIITTEET

- Liite 1. Detalji: Seinän vaakasidonta Superlaattaan.
- Liite 2. Superlaatan pään normaalivoimakapasiteetti.
- Liite 3. Esimerkkikohteen välipohjan sideraudoitukset.
- Liite 4. Välipohjan sideraudoitus ja sidevoimien laskelmat.

## KAAVAT

Kaava 1. Tuulen puuskanopeuspaine.	11
Kaava 2. Lisävaakavoiman laskenta-arvo rakennuksen lyhyemmässä suunnassa.	11
Kaava 3. Lisävaakavoiman laskenta-arvo rakennuksen pidemmässä suunnassa.	11
Kaava 4. Rengas- ja sisäpuolistensiteiden sidevoimat	14
Kaava 5. Ehto kaavan "Rengas- ja sisäpuolistensidevoiman" käytölle	14
Kaava 6. Seinien ja pilareiden vaakasidevoima	15
Kaava 7. Ehto kaavan "Seinien ja pilareiden vaakasidevoima" käytölle	15
Kaava 9. Köysirakenteen normaalivoima	17

## KUVAT

Kuva 1. Tuulikuorman jakaantuminen korkeissa rakennuksissa.	10
Kuva 2. Rakennuksen lisävaakavoimat.	12
Kuva 3. Vauriosietokyvyn varmistaminen.	13
Kuva 4. Sidevoimien kertymäleveys vaakasiteissä.	15
Kuva 5. Mitan z määrittäminen vas. pilari-palkki-rungossa, oik. seinät-laatta-rungossa.	15
Kuva 6. Seinien ja pilarien sidonta välipohjaan.	16
Kuva 7. Korvaavan rakennemallin köysimalli.	17
Kuva 8. Superlaatan pituussuuntainen sideraudoitus.	23
Kuva 9. Esimerkkikohteen laattajako.	24
Kuva 10. Etabs-malli.	26
Kuva 11. Esimerkkikohteen pystyrakenteiden veto- ja puristusvoimat.	27
Kuva 12. Liitoskohtien kuormitus.	28
Kuva 13. Välipohjan leikkauskuorma.	29
Kuva 14. Välipohjan sideraudoitus.	30
Kuva 15. Seinäelementin poiston vaikutus alue.	32

# TAULUKOT

Taulukko 1. Rakennusten hyötykuormat, pinta-alakuormat $q_k$ ja pistekuormat $Q_k$ .	9
Taulukko 2. Väliseinien ja kaiteiden vaakakuormat.	9
Taulukko 3. Sallitut äänitasot.	18
Taulukko 4. Rakennuksen kiihtyvyyden vaikutukset.	19
Taulukko 5. Esimerkkikohteen välipohjan sideraudoitukset.	Liite 2
Taulukko 6. Seinien vaakaraudoitus välipohjaan.	Liite 2

# 1 JOHDANTO

Opinnäytetyön tarkoituksena on tutkia, soveltuuko Lujabetoni Oy:n Superlaatta korkeiden rakennusten välipohjarakenteeksi. Rakenne on esijännitetty betonielementti, jolla on mahdollista toteuttaa erilaisia muotoiluja ja sisällyttää talotekniikkaa. Selvitys tehdään, koska rakennetta ei ole tähän mennessä käytetty korkeassa rakentamisessa. Työssä selvitetään rungon jäykkyyden toteutuminen, teknisten vaatimusten täytyminen ja etenkin rakenteen vaurionsietokyvyn varmistaminen seuraamusluokassa CC3b. Työ jakautuu teoriaosaan sekä esimerkkikohteen välipohjarakenteen suunnitteluprosessiin.

Teoriaosuudessa kerrotaan ensin korkean rakentamisen välipohjarakenteen suunnittelun pääpiirteistä ja huomioitavista asioista. Sisältönä ovat rakennuksen luokittelut, korkealla rakentamiselle oleelliset kuormat, vaurionsietokyvyn varmistaminen ja värähtely. Lopuksi tarkistetaan välipohjarakenteen ääni- ja palotekniset vaatimukset.

Teoriaosuudessa tarkastellaan Luja-Superlaatta rakennetta ja sen rakenneteknisiä tietoja. Työssä selvitetään tuotteen soveltuvuutta korkean rakentamisen kohteisiin.

Esimerkkilaskussa tarkastellaan kohteen välipohjarakenteen suunnitteluprosessi, kun Luja-Superlaattaa käytetään 19-kerroksisessa rakennuksessa. Laskelmissa tarkastellaan kohteen kantavien pystyrakenteiden kuormitus ja vaakakuormien siirtyminen jäykistävälle rakenteille. Suunnittelussa perehdytään vaativimman seuraamusluokan CC3b vaurionsietokyvyn varmistamisen vaatimuksiin. Opinnäytetyössä tehdään välipohjan sidejärjestelmien mitoitus ja nurkkapilarin erikoistarkastelu.

Opinnäytetyön aineistona käytetään kirjallisuusaineistoja, eurokoodeja ja Suomen rakentamismääräyskokoelman esittämiä vaatimuksia. Esimerkkilaskelmia varten hyödynnetään Sitowisen rakennelaskelmapohjia ja Lujabetonin suunnitteluaineistoa. Työssä käytettiin Etabs 19 3D-FEM laskentaohjelmaa, jonka avulla on mahdollista analysoida monikerroksisten rakennuksen rakenteita.

## 2 VÄLIPOHJARAKENTEEN SUUNNITTELU KORKEASSA RAKENTAMISESSA

### 2.1 Korkean rakentamisen luokittelu

Korkealle rakentamiselle ei ole voimassa tarkkaa määritelmää. Yleisesti rakennus luokitellaan korkeaksi sen ollessa korkeudeltaan rakennuskannasta poikkeava ja mitoiltaan hoikkarakenteinen. Tarkat määritelmät vaihtelevat Suomessakin kaupunkien välillä. Helsingin kaupunginvirasto määrittelee korkean rakentamisen kohteiksi yli 16-kerroksiset rakennukset, kun taas Tampere luokittelee 12-kerroksiset tai yli 40 m:n rakennukset korkeaksi. (1) (2)

Rakennus suunnitellaan ja toteutetaan seuraamusten vakavuuden määräämän luokan mukaan. Standardin SFS-EN 1990 kansallisen liitteen mukaan korkeat rakennukset luokitellaan seuraamusluokkaan CC3. Tällöin kohteessa tapahtuva vaurio voi aiheuttaa vakavia ihmisten turvallisuuden, taloudellisia, sosiaalisia tai ympäritöllisiä menetyksiä. Alaluokkiin CC3a kuuluvat 9–15-kerroksiset asuin-, toimisto- ja liikerakennukset. Seuraamusluokkaan CC3b kuuluvat muut korkeat rakennukset ja kaikki suurille väkijoukoille suunnitellut rakennukset. (3, s. 6)

CC3b-luokassa kantavien rakenteiden suunnittelutehtävät kuuluvat poikkeuksellisen vaativaan luokkaan. Rakennus täyttää tämän vaatimuksen suunniteltavan kohteen ollessa yli 12-kerroksinen kellarikerrokset mukaan lukien. Päärakenteet ovat betoni-, teräs- tai liittorakenteisia. (4, s. 9)

### 2.2 Kuormat

Tässä luvussa keskitytään korkeassa rakentamisessa huomioitaviin kuormiin. Rakennukseen vaikuttavat kuormat huomioidaan kuormitusyhdistelmillä murto- ja käyttörajatilassa. Seuraamusluokassa CC3 korkeille rakennuksille käytetään murtotilassa kuormakerrointa  $K_{FI} = 1,1$ .

Onnettomuuskuormat otetaan huomioon yksilöllisesti kohteen olosuhteiden mukaan. Asia käsitellään laajemmin seuraavassa luvussa ”Vauriosietokyvyn varmistaminen CC3b rakennuskohteissa”. (5)



### 2.2.1 Lumi- ja hyötykuormat

Rakennukseen vaikuttavien lumi- ja hyötykuormien määrittely toimii samalla tavalla kuin muissakin tavanomaisissa kerrostaloissa. Lumikuorma määritellään maassa olevan lumikuorman ominaisarvon ja katon muotokertoimen mukaan. Rakennuksen korkeus ei tuo muutoksia kuorman vaikutuksiin. (6, s. 98)

Suunnittelussa käytettävät vähimmäishyötykuormat määräytyvät tilan käyttötarkoituksen mukaan. Kuormat ovat esitetty taulukossa 1, jotka on määritelty standardissa SFS-1991-1-1. Tähän arvoon lisätään siirreltävien ei-kantavien väliseinien omasta painosta syntyvä hyötykuorma, jotka ovat esitetty taulukossa 2.

Taulukko 1. Rakennusten hyötykuormat, pinta-alakuormat  $q_k$  ja pistekuormat  $Q_k$ . (6)

Kuormitettujen tilojen luokat	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]			$Q_k$ [kN] (portaat suluissa)
	Välipohjat	Portaat	Parvekkeet	
Luokka A Asunto- ja majoitustilat	2,0	2,0	2,5	2,0 (2,0*)
Luokka B Toimistotilat	2,5	3,0	2,5	2,0 (2,0)
Luokka C Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua				
– C1	2,5	3,0	2,5	3,0 (2,0)
– C2	3,0	3,0	3,0	3,0 (2,0)
– C3	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– C4	5,0	3,0	5,0	4,0 (2,0)
– C5	6,0	6,0	6,0	4,0 (2,0)
Luokka D Myyvälätilat				
– D1	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– D2	5,0	6,0	5,0	7,0 (2,0)

Taulukko 2. Väliseinien ja kaiteiden vaakakuormat. (6)

Kuormitettu tila	$q_k$ tai $Q_k$
Luokka A	0,5 kN/m
Luokka B	0,5 kN/m
Luokat C1–C4 ja D	1,0 kN/m
Luokka C5	3,0 kN/m
Luokka E	1,0 kN/m
Luokka F	katso liite B
Luokka G	katso liite B

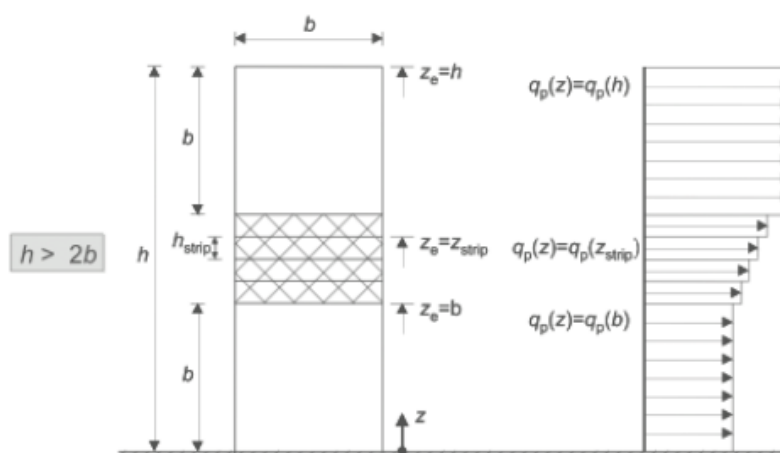
## 2.2.2 Tuulikuorma

Rakennukseen kohdistuva tuuli aiheuttaa kantaviin ja jäykistäviin rakenteisiin ensisijaisesti vaakakuormia. Korkeassa rakentamisessa tuulen vaikutukset ovat huomattavat rakennuksen hoikkuudesta ja korkeudesta johtuen. Tuulikuormat voidaan määrittellä korkean rakentamisen kohteissa tekemällä tuulitunnelikokeet tai laskennallisesti standardin SFS-EN-1991-1-4 mukaan. (7)

Rakennuskohteen rakennesuunnittelija perustelee tuulitunnelikokeiden tarpeen tapauskohtaisesti. Valinta perustellaan kohteeseen syntyvien vaikutuksien, kuten rakennuksen muodon, dynaamisten ominaisuuksien ja ympäristön perusteella. (8, s. 44)

Tuulikuorma voidaan mitoittaa laskennallisesti yksittäiselle rakenteelle tai koko rakennukselle. Tuulesta syntyvät kuormat määritetään rakenteeseen tai rakenneosaan vaikuttavina käyttämällä laskennassa kuormien voimakertoimen  $c_f$  tai pintapaineiden perusteella painekertoimilla  $c_p$ . Koko rakennukseen vaikuttava tuulikuorma voidaan laskea voimakertoimella tai pintakuormien resultanttina. (6)

Vaikuttavan tuulen nopeuteen vaikuttaa rakennuspaikan ympäristö, joka huomioidaan osana laskentaa. Korkeiden rakennusten tuulikuorman laskennassa huomioidaan tavanomaisten kohteiden mukaan maastoluokka ja maanpinnan muoto. Korkeissa rakennuksissa tuulikuormien vaikutusta tarkastellaan kolmesta eri korkeusasemasta kuvan 1 mukaan. (6)



Kuva 1. Tuulikuorman jakaantuminen korkeissa rakennuksissa. (6)

Laskennassa käytetään rakennuksen korkeuden huomioonottava tuulen nopeuspainekertoimen määrittämiseen kaavaa 1, jossa  $z$  on korkeusasema.

$$q_{p0}(z) = \begin{cases} 0,00893 \times \left[ \ln \left( \frac{\max(1,z)}{0,003} \right) \right]^{-2} + 0,0625 * \ln \left( \frac{\max(1,z)}{0,003} \right) & \text{maastoluokka 0} \\ 0,00794 \times \left[ \ln \left( \frac{\max(1,z)}{0,01} \right) \right]^{-2} + 0,0556 * \ln \left( \frac{\max(1,z)}{0,01} \right) & \text{maastoluokka I} \\ 0,00995 \times \left[ \ln \left( \frac{\max(2,z)}{0,05} \right) \right]^{-2} + 0,0697 * \ln \left( \frac{\max(2,z)}{0,05} \right) & \text{maastoluokka II} \\ 0,01279 \times \left[ \ln \left( \frac{\max(5,z)}{0,3} \right) \right]^{-2} + 0,0895 * \ln \left( \frac{\max(5,z)}{0,3} \right) & \text{maastoluokka III} \\ 0,01513 \times \left[ \ln \left( \frac{\max(10,z)}{1,0} \right) \right]^{-2} + 0,1059 * \ln \left( \frac{\max(10,z)}{1,0} \right) & \text{maastoluokka VI} \end{cases}$$

Kaava 1. Tuulen puuskanopeuspaine. (6)

### 2.2.3 Lisävaakavoimat

Lisävaakavoimat syntyvät rakenteiden mahdollisista mittapoikkeamista ja kuormien epäedullisen sijainnin vaikutuksesta. Voimat huomioidaan laskennassa murtorajatilassa sekä onnettomuusmitoitustilanteissa. Voimat voidaan laskea käyttämällä standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 5.2 Mittaepätarkkuudet menetelmää. Jos suunnittelussa ei tehdä voimien tarkempaa tarkastelua tai vaadita normaalia tiukempia toleransseja, voidaan käyttää RIL 144:n menetelmää. Kaavoilla 2 ja 3 selvitetään voimien laskenta-arvot rakennuksen lyhyemmässä ja pidemmässä suunnassa. (6, s. 79) (9, s. 54)

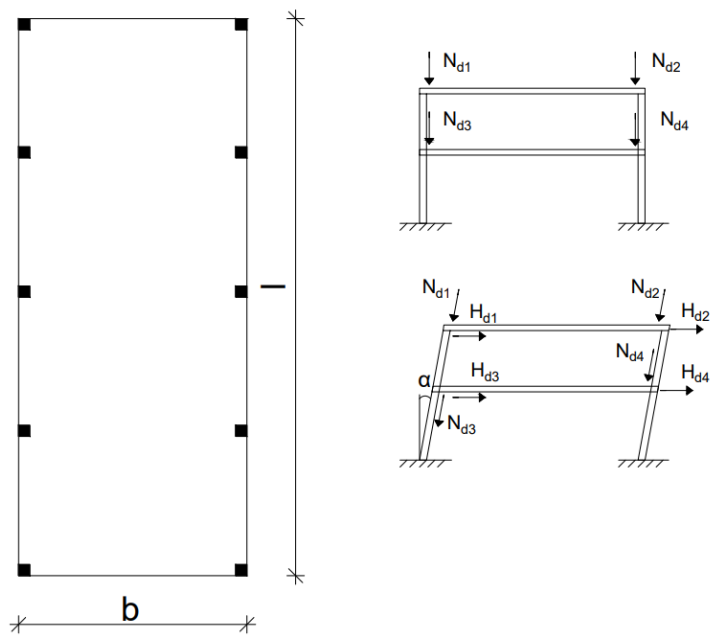
$$H_{dt} = \frac{N_d}{150}$$

Kaava 2. Lisävaakavoiman laskenta-arvo rakennuksen lyhyemmässä suunnassa. (6)

$$H_{dt} = \frac{b}{l} \times \frac{N_d}{150} \geq \frac{N_d}{250}$$

Kaava 3. Lisävaakavoiman laskenta-arvo rakennuksen pidemmässä suunnassa. (6)

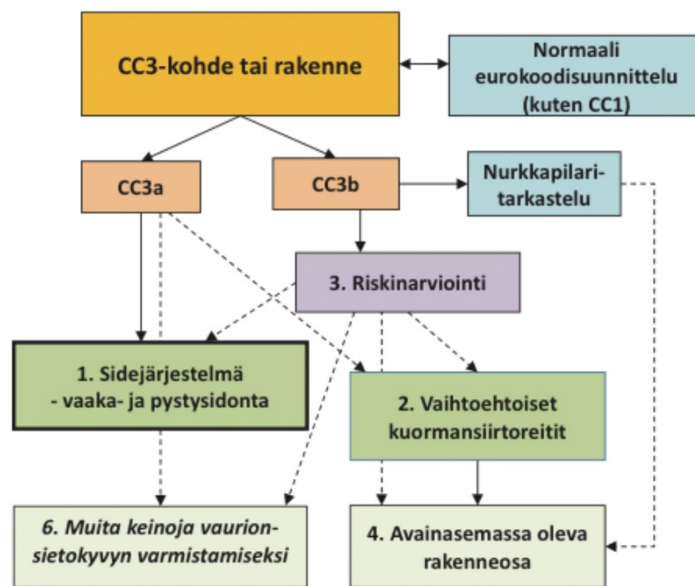
Oletus on, että kaavojen voimat eivät esiinny yhtäaikaaisesti. Kaavoissa käytettävät suureet esitetään kuvassa 2, jossa  $N_d$  on lisävaakavoiman aiheuttaman pystykuorman laskenta-arvo.



Kuva 2. Rakennuksen lisävaakavoimat.

### 2.3 Vauriosietokyvyn varmistaminen seuraamusluokassa CC3b

Korkeassa asuinrakentamisessa yli 15-kerroksiset asuinrakennukset kuuluvat seuraamusluokkaan CC3b. Vauriosietokyvyn varmistamiseen kuuluvat sidejärjestelmien mitoittaminen luokituksen vaatimusten mukaisesti tai vaihtoehtoisten kuormansiirtomenetelmien avulla. Lisäksi seuraamusluokassa CC3b suoritetaan nurkkapilaritarkastelu sekä riskiarvio, jossa huomioidaan rakennuksen vaaratilanteet. Rakenteen määrittäminen avainasemassa olevaksi tehdään vaihtoehtoisten kuormansiirtomenetelmien tai nurkkapilaritarkastelun perusteella. Menetelmää voidaan käyttää, kun rakennetta ei ole mahdollista korvata ja todetaan rakenteen poistamisen johtavan sallittua suurempiin vaurioihin tai rakennuksen sortumaan.



Kuva 3. Vauriosietokyvyn varmistaminen. (10)

Rakennuksen vauriosietokyvyn varmistamisen tarkoituksena on, että onnettomuustilanteesta syntyvät mahdolliset vauriot jäävät rajatuiksi. Vaurioista ei pitäisi päästä tapahtumaan jatkuvaa sortumaa, jolloin paikallinen vaurio johtaa ketjureaktiona rakennuksen merkittävään vaurioitumiseen. Suunnittelulla pienennetään onnettomuustapausten tapahtumisriskiä ja sen mahdollista laajuutta. (5) (10, s. 17)

### 2.3.1 Riskiarviointi

Riskiarvioinnissa tunnistetaan mahdolliset ominaiset onnettomuustilanteet rakennuksen käyttötarkoituksen ja sijainnin perusteella. Onnettomuustilanteet ovat harvinaisia eikä niiden kuormien tarkkoja tietoja voida ennustaa. Määriteltäviä onnettomuustapauksia ovat esimerkiksi räjähdykset, törmäykset tai maanjäristykset. Tilanteita suunniteltaessa otetaan huomioon riskien todennäköisyys ja suuruus. Onnettomuuksille valitaan tämän mukaan riskitaso.

CC3b-luokassa suoritetaan systemaattinen riskiarvio, jossa arvioidaan tapahtumista aiheutuvat henkilö-, ympäristö- ja talousvahingot. Riskiarviossa tai -analyysissä tunnistetuille riskitekijöille tehdään korjaus tai riskihallintatoimenpiteitä, joilla pyritään vaikuttamaan joko alkuperäiseen tapahtumaan, sen todennäköisyyteen, aiheutuneen

ensimmäisen vaurion syntyyn, vauriosta aiheutuvan jatkuvan sortuman todennäköisyyteen tai seurausten määrään. (10)

### 2.3.2 Sidejärjestelmä

Sidejärjestelmän avulla rakenteeseen kohdistuvat onnettomuustilanteen kuormat saadaan jaettua useamman osan välille. Tämä estää yksittäisten rakenneosien vaurioitumista ja jatkuvan sortuman tapahtumista. Sidejärjestelmät mitoitetaan samoilla menetelmillä kuin seuraamusluokassa CC3a. Mitoitetaan sauma-, rengassiteet ja pystyrakenteiden sidonta välipohjaan (3). Siteet tehdään jatkuviksi. Ne sijoitetaan lähelle pilari- ja seinälinjoja sekä välipohjien reunoja. (10)

Rengassiteet kiertävät laatastons ympärillä reunoilla ylä- ja välipohjissa. Sisäpuoliset siteet sijoitetaan laatan pituussuuntaan toisiaan vastaan kohtisuoraan. Vaakasiteiden voimat  $T_i$  lasketaan kaavan 4 mukaan. Kuorma määräytyy rakenteen pysyvän kuorman  $g_k$  perusteella, kun  $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ .

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

Kaava 4. Rengas- ja sisäpuolistensiteiden sidevoimat (10)

$$T_i \leq F_t \times s$$

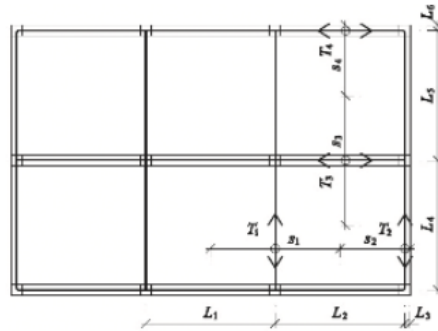
Kaava 5. Ehto kaavan "Rengas- ja sisäpuolistensidevoiman" käytölle (10),

missä

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

$g_k$  vaakarakenteiden pysyvän kuorman ominaisarvo

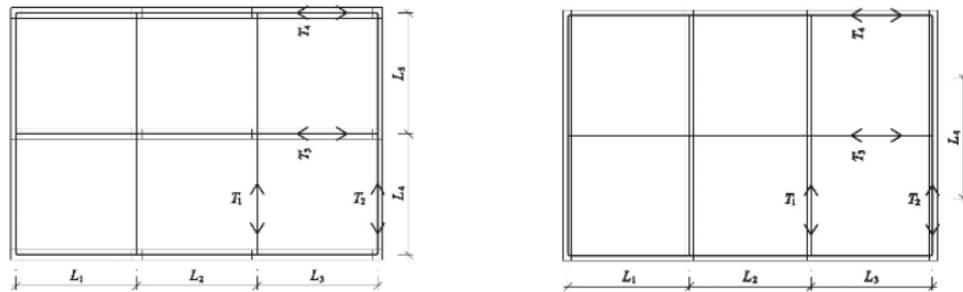
$z$  ja  $s$  määrittäminen kuvien 4 ja 5 mukaisesti



Sidevoimat:

$$T_1: s_1 = (L_1 + L_2)/2 \quad T_2: s_2 = L_3 + L_2/2 \quad T_3: s_3 = (L_4 + L_5)/2 \quad T_4: s_4 = L_6 + L_5/2$$

Kuva 4. Sidevoimien kertymäleveys vaakasiteissä. (10)



Sidevoimat:

$$T_1 \text{ ja } T_2: z = \max(L_4, L_5), \quad T_3 \text{ ja } T_4: z = \max(L_1, L_2, L_3)$$

Sidevoimat:

$$T_1 \text{ ja } T_2: z = L_4/2, \text{ jossa } L_4 \text{ on kantavan seinänlohkon nimellispituus (ks. kohta 3/7.2.4);}$$

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

Kuva 5. Mitan z määrittäminen vas. pilari-palkki-rungossa, oik. seinät-laatta-rungossa. (10)

Seinien ja pilareiden vaakasuorasidonta mitoitetaan vaakarakenteiden pysyvän kuorman  $g_k$  perusteella. Vaakavoiman kaavaa 6 voidaan käyttää, kun  $g_k \geq 3 \text{ kN/m}^2$ . Sidevoimien kertymisleveydet määräytyvät kuvan 6 mukaan.

$$F_{tie} = F_t \times \frac{h}{2,5m} \times s$$

Kaava 6. Seinien ja pilareiden vaakasidevoima (10)

$$F_{tie} \leq 2 \times F_t \times s$$

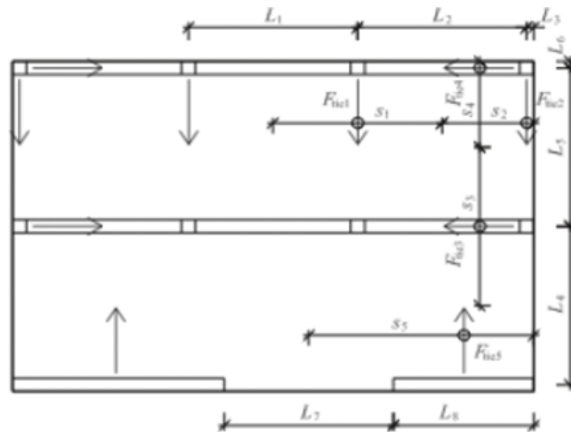
Kaava 7. Ehto kaavan "Seinien ja pilareiden vaakasidevoima" käytölle (10),

missä

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

$h$  kerroskorkeus

$s$  sidevoiman määrittäminen kuvan 6 mukaisesti



Kuva 6. Seinien ja pilarien sidonta välipohjaan. (10, s. 44)

### 2.3.3 Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit

Välipohjassa käytetään vaihtoehtoisia kuormansiirtomenetelmiä, joissa hyödynnetään elementtisaumojen sidejärjestelmää. Jos vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei löydetä, mitoitetaan pystyrakenne avainasemassa olevana rakenteena. Vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitillä suunnitellaan kuormien siirtäminen käyttäen muita rakenneosia. Toteutus voidaan suorittaa rakennelaskelmilla, kun 3D-mallista poistetaan kantavia rakenteita yksi kerrallaan. Tarkisteltavasta tilanteesta selvitetään jäljelle jäävien rakenteiden stabiilitteetti sekä kestävyys. Toinen tapa vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin toteuttamiselle on identifioida piirustuksista eniten rasittavat pystyrakenteet ja epätavalliset pilarijaot sekä niitä tukevat palkit. Havainnoidut rakenteet suunnitellaan ympäröivän lisätyn luotettavuuden mukaan, hyödyntäen rakenneosien yhteistoimintana tai staattinen määräämättömyyden avulla, jolloin rakenne kestää paikalliset vauriot. (10)

### 2.3.4 Nurkkapilareiden erikoistarkastelu

Seuraamusluokassa CC3b tehdään tarkempi arviointi reunarakenteisiin kohdistuvista riskeistä. Tarkastellaan tilannetta, jossa vaakarakenne alkaa toimia ulokkeena poistattaessa pilari tai kantavan seinälohko, jonka pituus on enintään  $2,5 \times$  kerroskorkeus. Jos



kuitenkin tarkastelussa syntyvä vaurio ylittää hyväksytyn rajan, poistettu pystyrakenne mitoitetaan avainasemassa olevaksi. Huomioitava on kuitenkin, että kaikki pystyrakenteet eivät saa olla mitoitettuna avainasemassa olevaksi. Monikerroksissa rakennuksissa vaurion laajuus yhdessä kerroksessa saa olla enintään 100 m<sup>2</sup>/krs tai 15 % kerroksen lattiapinta-alasta. (5) (10, s. 49)

Välipohjan tason tehtävässä tarkastelussa välipohjan alta poistetaan pystyrakenne. Välipohjarakenne jää tällöin roikkumaan sideraudoitusten varassa roikkumaan viereisten rakenteiden varaan. Tämä korvaavan rakennemallin köysimalli on esitetty kuvassa 7. Tilanteessa sideraudoitus mitoitetaan vaakarakenteessa vaikuttavalle köysivoimalle  $N$  kaavalla 8.

$$N = \frac{Q \times l}{2 \times a}$$

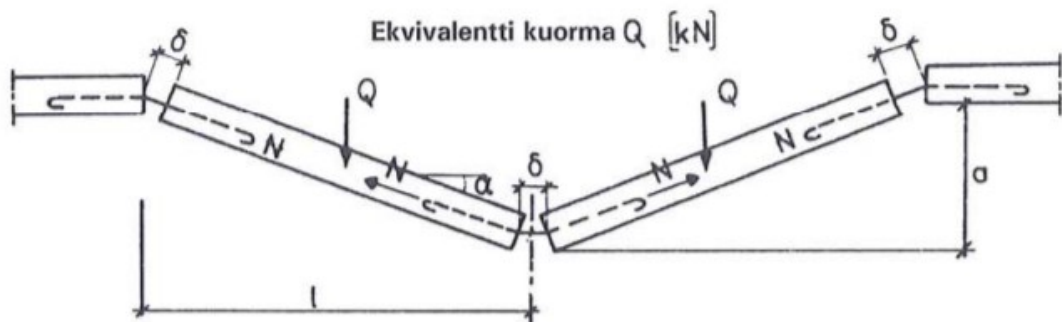
Kaava 8. Köysirakenteen normaalivoima (3),

missä

$Q$  ekvivalentti kuorma

$l$  jänteen pituus

$a$  taipuma tasapainotilassa



Kuva 7. Korvaavan rakennemallin köysimalli. (3)

## 2.4 Äänitekniset vaatimukset

Korkean rakentamisen kohteissa äänitekniset vaatimukset määräytyvät tilan käyttötarkoituksen mukaan. Taulukossa 3 esitetään asuinrakennuksen suunnittelussa käytettäviä arvoja. Toimisto-, harrastus- ja koulutilojen äänieristykselle on esitetty suosituksia tilan erityisen käyttötarkoituksen perusteella. (11)

Taulukko 3. Sallitut äänitasot. (11)

Huonetila	Pienin sallittu äänitaso-eroluku $D_{nT,w}$ (dB)	Suurin sallittu askelääni-tasoluku $L'_{nT,w} + C_{l, 50-2500}$ (dB)
Asuntojen, majoitus- tai potilashuoneiden välillä	55	53
Uloskäytävästä asuin-, majoitus- tai potilashuoneeseen	39	63

Rakennesuunnittelua varten välipohjarakenteille on ilma- ja askeläänitaso minimivaatimukset. Ilmaaänen lähteitä ovat esimerkiksi puhe tai musiikki, jotka siirtyvät rakenteiden värähtelyn seurauksena tilasta toiseen. Askeläänet syntyvät kävelyn lisäksi muista iskuista välipohjaan. Molemmista aiheutuu värähtelyä välipohjarakenteisiin, joka aiheuttaa ilmaääntä toiseen tilaan. (11)

## 2.5 Palotekniset vaatimukset

Paloteknisiin vaatimuksiin keskeisiä vaikuttavia tekijöitä ovat rakennuksen korkeus, käyttötarkoitus ja kantavien rakenteiden materiaalit. Yli 28 m korkeat rakennukset kuuluvat paloluokkaan P1, jolloin palo-osastoinnissa käytetään kerrososastointia. 28–56 metrin korkeudessa kaksi kerrosta voidaan jakaa samaan palo-osastoon, kun palo-osaston koko ei ylitä 2 400 neliometriä. Yli 56 metrin korkeudella palo-osastot jaetaan kerroksittain lukuun ottamatta porrashuoneita ja asuinhuoneistoissa, joissa on sallittu kahden kerroksen palo-osastot. Tässä tilanteessa asuinhuoneistosta on järjestettävä pääsy uloskäytävään kummastakin kerroksesta. (12, s. 9)

Jäykistävien ja kantavien rakenteiden kantavuuden luokkavaatimus määräytyy rakennuksen korkeuden, paloluokan ja palokuormaryhmän perusteella. Asuintarkoituksessa palokuorma on alle 600 MJ/ m<sup>2</sup> ja esimerkiksi irtainvarastossa se on 600–1200 MJ /m<sup>2</sup> (12 s. 4). Asuintiloissa 28–56 m korkeissa rakennuksissa kantavuuden luokkavaatimus

on R 120 tai R 90, jolloin automaattinen palosammutusjärjestelmä on pakollinen. Yli 56 m:n luokitus on R 120, ja rakennus varustetaan aina automaattisella sammutusjärjestelmällä. (12, s. 7)

Standardissa SFS-EN 1992-1-2 ohjeistetaan betonirakenteisten välipohjien palonkestävyyden varmistamisesta. Rakenne voidaan varmistaa kyseisen eurokoodin yksinkertaisten tai kehittyneiden laskentamenettelyjen avulla. Suunnittelu voidaan myös toteuttaa hyväksytyjen suunnitteluratkaisujen mukaisella taulukkomitoituksella tai polttokokeella.

Yksittäinen välipohjarakenne mitoitetaan paloluokituksen mukaisten vaatimuservojen mukaan. Minimiarvot on annettu laatan paksuudelle sekä minimikeskiöetäisyydelle standardissa SFS-EN 1992-1-2 luvussa 5. (13)

## 2.6 Värähtely

Korkeiden rakennusten suunnittelussa huomioidaan värähtelystä aiheutuva lisäkuorma. Pyrkimyksenä on, että värähtelyä syntyy mahdollisimman vähän. Rakennuksen käyttäjät voivat havaita värähtelystä syntyvän kiihtyvyyden aistihavaintoina. Suuremmasta kiihtyvyydestä syntyy epämukavuuden tunnetta. Taulukossa kiihtyvyyservojen vaikutukset ihmisiin. (7)

Taulukko 4. Rakennuksen kiihtyvyyden vaikutukset.

Luokka	Kiihtyvyys [ $m/s^2$ ]	Vaikutus
1	< 0,05	Ihminen ei havaitse kiihtyvyyttä
2	0,05–0,10	Herkät ihmiset saattavat aistia liikkeen, riippuvat esineet saattavat liikkua hieman
3	0,10–0,25	Suuri osa ihmisistä havaitsee liikkeen, voi vaikuttaa toimistotyöhön, pitkäaikainen altistuminen saattaa aiheuttaa pahoinvointia
4	0,25–0,40	Toimistotyö on vaikeata tai melkein mahdotonta, liikkuminen vielä mahdollista
5	0,40–0,50	Ihmiset aistivat liikkeen vahvasti, vaikeuksia kävellä normaalisti, seisova ihminen saattaa menettää tasapainonsa
6	0,50–0,60	Suuri osa ihmisistä ei pysty sietämään liikettä, kävely normaalisti mahdotonta
7	0,60–0,70	Ihminen ei pysty kävelemään tai sietämään liikettä
8	> 0,85	Tavarat alkavat kaatuilla ja ihmiset saattavat loukkaantua

Värähtelyä aiheuttavia tekijöitä ovat ihmiset, kodinkoneet ja liikenne. Korkeassa rakentamisessa tuuli aiheuttaa kuitenkin eniten värähtelyä. Rakennuksen tai rakenteen värähtely syntyy tuulen taajuuden ollessa sama rakenteen ominaistajuuden kanssa. Rakennuksen stabiiliteettia suunniteltaessa käytetään Suomen keskimääräistä tuulenpuuskanopeutta 21 m/s. (7)

## 3 LUJABETONI SUPERLAATTA

### 3.1 Esittely

Luja-Superlaatta on esijännitetty betonilaattaelementti, joka toteutetaan kevytsoraharkkokevennyksistä ja itsetiivistyvästä betonista. Tuotteen on kehittänyt 2010 Tanskalainen Abeo A/S. Suomessa tuote on saanut alkuperäisen tuotehyväksynnän 2018. Laatta toimii teknisesti samalla tavoin kuin esijännitetty ripalaatta. Rakenteeseen on mahdollista sijoittaa talotekniikkaa, kuten sähköläpiviennit, integroitu lattialämmitys, viemärit ja kaivot. Ulkoparvekkeiden käyttöä varten voidaan tehtaalla asentaa tarvittavat tuennan rau-doiteosat. Tämän suunnittelu tehdään Lujabetonin sekä parvekekiinnitysosien valmistajien toimesta. Ulokeparveke voidaan myös toteuttaa Superlaatan integroidulla parveke-laamalla, jotka valmistetaan elementtitehtaalla, ja asennus tapahtuu yhdellä nostolla. (14) (15)

Superlaatan suunnitteluprosessissa laatat suunnittelee pääasiassa Lujabetoni. Pääsuunnittelija toteuttaa ohjattuna laattajaon ja mitoituksen yhteistyössä Lujabetonin kanssa. Sähkösuunnittelijoilta tarvitaan laattojen suunnittelua varten tasokuvat, joihin on merkitty laatassa kulkevat sähköputket, liittymäpaikat, sähköasiat ja muut varaukset. LVI-suunnittelijoiden suunnitelmien perusteella laattojen suunnitelmiin lisätään kylpyhuonetekniikka.

Luja-Superlaatalle varausten ja reikien lisäys toimii samoin kuin vastaavalla esijännitetyllä massiivilaamalla. Suurin sallittu reikäkoko on puolet laatan leveydestä. Pienemmät reiät suositellaan sijoittamaan kevytsorainserttien kohdalle. Tällöin vältetään vaikutusten syntymistä jännepunosten toimivuuteen tai laatan kapasiteettiin. (14)

Superlaatta valmistetaan valamalla ensin ohut betonimassa C25/30, jonka jälkeen valetaan kevytsorainsertit C2,5/3. Tämän jälkeen jännitetään esijännityspunokset J12,5 ja asetetaan poikkisuuntaiset sekä tarvittavat lisäteräksset. Seuraavaksi asennetaan sähköputket ja sen jälkeen lattialämmityspotkistot. Viimeiseksi elementti valetaan itsetiivistyväällä betonilla C55/67. Jos laattoihin halutaan lisätä märkätilojen talotekniikkaa, niihin ei tule pohjavalua. Tilat valetaan pohjakorkoon lopullisen betonivalun C55/67 yhteydessä.

### 3.2 Tekniset tiedot

Luja-Superlaatan suurin mahdollinen toteutettava leveys on 3 m ja pituus 12 m. Yläpohjassa voidaan käyttää 220 mm paksuista rakennetta. Välipohjalaatan paksuudeksi määrätty 270 mm ääniteknisen rajoitusten perusteella. Kyseisen laatan suunnittelupaino on  $500 \text{ kg/m}^2$ . Märkätilojen kohdalla ei käytetä kevytsorainserttejä, joten paino määritetään tapauskohtaisesti.

Luja-Superlaatalle on osoitettu laskennallisesti 120 minuutin palonkestävyys. Paloluokan REI 120 vaatimukset jännitetyille betonirakenteille ovat keskiöetäisyys  $a = 40 \text{ mm}$  ja laatan paksuus  $h_s = 120 \text{ mm}$ . Laatan ääneneristävyysarvot ovat Ympäristöministeriön asetuksen 796/2017 mukaisissa sallituissa rajoissa laatan paksuuden ollessa 270 mm. Tutkimus on toteutettu laskennallisesti perustuen rakenteen ilma- ja asteläpänieneristävyyslaboratorioarvoihin. Rastitusluokaltaan Superlaatta soveltuu XC1, XC2 ja XC3-luokan kohteisiin. (14) (16)

### 3.3 Laattojen saumat

Välipohjaan vaikuttavat vaakavoimat siirretään jäykistäville pystyrakenteille levyvaikutuksen avulla. Rakenne toteutetaan jäykistäväksi levyiksi yhdistämällä laattakentät saumavaluilla ja rengas- ja saumaraudoituksella. 270 mm:n Superlaatan pituussuuntaisen sauma leikkauskestävyys on  $44,8 \text{ kN/m}$  ja 220 mm:n rakenteella  $43,3 \text{ kN/m}$  saumavalun lujuusluokan ollessa C25/30. Laatan kannen leikkauskestävyydet ovat  $30,5 \text{ kN/m}$  ja  $28,0 \text{ kN/m}$ . Laattojen pituussuuntaisten saumojen leikkauskestävyyttä voidaan parantaa lisäämällä saumoihin vaarnat. Mikäli pelkillä vaarnoilla ei saada riittävää kapasiteettia laatan pituussuuntaisiin saumoihin, voi kapasiteettia kasvattaa lisäämällä varauksia laattaelementtiin. Varaukset raudoitetaan tarvittavalla teräsmäärällä.

Tavanomaisesti elementtirakenteisessa välipohjassa sideraudoitukset sijoitetaan laattojen välisiin saumoihin. Korkeassa rakentamisessa sidevoimat kasvavat, mistä johtuen teräsmäärä laattasaumoissa kasvaa. Superlaatan perusleveys on suuri, joten sideraudoitusta ei ole järkevää toteuttaa saumoihin sijoitettuna. Vaihtoehtoisesti rauditus voidaan sijoittaa saumojen lisäksi elementtiin tehtäviin varauksiin kuten kuvassa 8.



Kuva 8. Superlaatan pituussuuntainen sideraudoitus. (17)

Rengasraudoituksen toteutukseen ei tule muutoksia, vaan raudoitukset voidaan sijoittaa normaalisti ympärillä kiertäviin saumoihin. Reunapilareiden ja -seinien sidonta välipohjaan mitoitetaan seuraamusluokkaan yleisellä tavalla. Raudoituksen sijoittaminen välipohjan varauksiin on esitetty esimerkkidetali liitteessä 1.

### 3.4 Liitokset

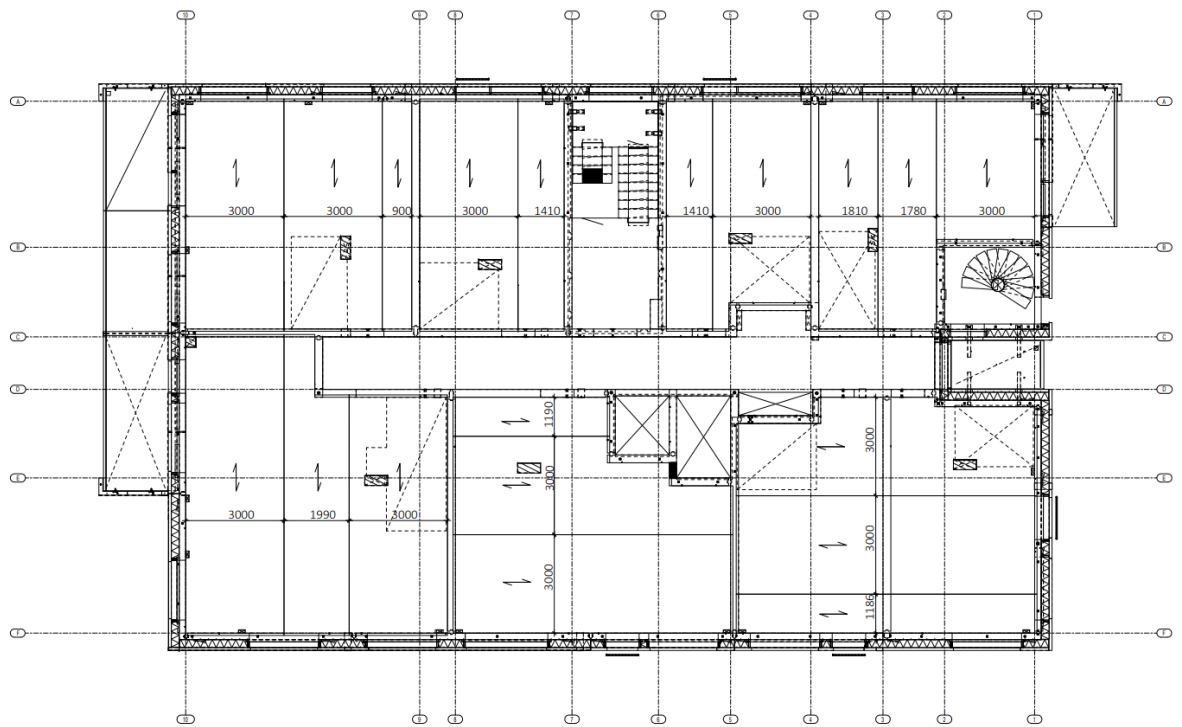
Kantavan seinän kohdalla laatan pää toimii osana pystykuormia siirtävänä rakenteena. Rakenteeseen kohdistuu suurta leikkausvoimaa sekä kiertymisen estymisestä syntyvää negatiivista taivutusmomenttia. Laatan päät ovat umpibetonia, eivätkä sisällä kevytsorainserttejä. Korkean rakentamisen kohteissa pystyrasitukset elementtien liitoksissa on suuret. Tämän takia ohutta heikomman betoniluokan betonia ei tule valaa tukialueelle.

Luja-Superlaatan ja seinien välisen liitoksen kestävyyttä käsitellään vertailemalla eri laskelmien tuloksia luvussa 4.3.3 Välipohjan saumoihin kohdistuva kuormitus.

## 4 ESIMERKKIKOHDE

### 4.1 Kohteen tiedot

Esimerkkikohteessa käsitellään 19-kerroksista asuinkerrostaloa, jonka seuraamusluokka on CC3b. Rakennuksen korkeus korkeimmasta kohdasta on 60 metriä ja kerroskorkeus 3 metriä. Tutkitaan kohteen välipohjan suunnitteluprosessia, kun välipohjarakenteena käytetään Luja-Superlaattaa 270 mm. Rakennuksen kerrokset 1–16 on laskeksen yksinkertaistamiseksi suunniteltu samanlaisiksi. Kerrosten laattajako on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. Esimerkkikohteen laattajako.

Korkeuden perusteella rakennuksen paloluokaksi määräytyy P1. Kantavien rakenteiden paloluokka on R 120. Kohde varustetaan automaattisella sammutusjärjestelmällä. Lujasuperlaatalle on osoitettu vaadittava palonkestävyys. Rakennuksen äänitekniset vaatimukset eivät muutu rakennuksen korkeuden perusteella, vaan vaatimukset määräytyvät tilan käyttötarkoituksen mukaan. Lujasuperlaatta täyttää asetetut vaatimukset laattapaksuuden ollessa 270 mm.



Rakennukseen kohdistuvat kuormitukset:

- Luja-superlaatta 270 mm ja pintarakenteet  $g_k = 5 \frac{kN}{m^2} + 1 \frac{kN}{m^2} = 6 \frac{kN}{m^2}$
- hyötykuorma, luokka A ja ei-kantavat väliseinät  $q_k = 2,0 \frac{kN}{m^2} + 0,5 \frac{kN}{m^2} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$
- lumikuorma  $q_{lumi} = 2,4 \frac{kN}{m^2}$
- onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmä  $P_{d,acc} = g_k + \psi \times q_k = 6 \frac{kN}{m^2} + 0,3 \times 2,5 \frac{kN}{m^2} = 6,75 \frac{kN}{m^2}$
- Puuskannopeuspaineen suurin perusarvo maastoluokassa I,  $q_p(z) = 1,193 \text{ kN/m}^2$ . Arvo määräytyy tuulen kohdistuessa rakennuksen pidemmälle sivulle harjakorkeudessa.

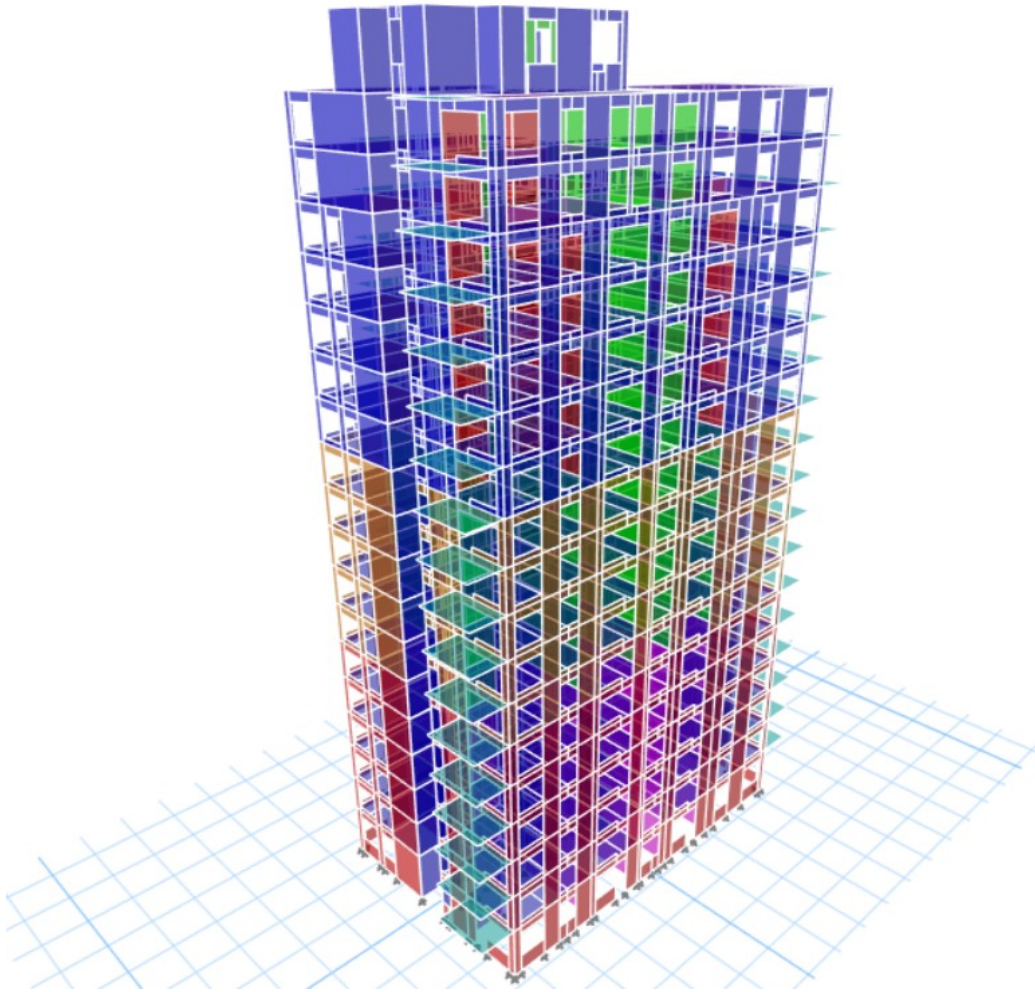
#### 4.2 Välipohjan massa

270 mm:n Luja-Superlaatan suunnittelussa käytettävä omapaino on  $5,0 \text{ kN/m}^2$  eli  $500 \text{ kg/m}^3$ . Kohteen välipohjan paino arvioitiin uudestaan ottamalla huomioon kylpyhuoneeletentit ja laattojen saumaukset. Välipohjarakenteen toteutuvaksi painoksi saatiin  $5,15 \text{ kN/m}^2$ .

Tehdään vertailu välipohjan kuormista eri toteutuksissa. Tyypillisenä toteutuksena välipohjarakenteeksi voitaisiin valita paikallavaletturakenne. Paksuuden ollessa 280 mm omapaino olisi  $7,0 \text{ kN/m}^2$ . Tarkastelussa välipohjan paino olisi 26,9 % kevyempi toteutettuna Luja-Superlaatalla verrattuna paikallavalettuun.

#### 4.3 Rakenteiden kuormitusten tarkastelu

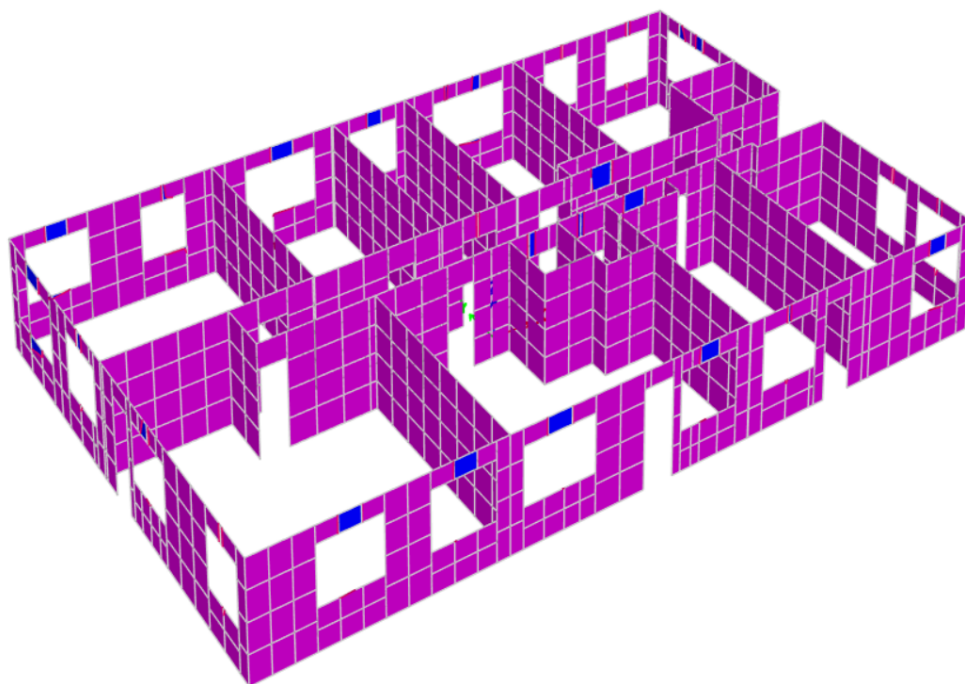
Rakennukseen kohdistuvia rasitusta tutkittiin käyttämällä Etabs 19 FEM-laskentaohjelmaa, joka on esitetty kuvassa 10. Mallin yksinkertaistamiseksi kerrokset 1–16 muokattiin pohjaltaan yhtenäisiksi. Kerrokset mallinnettiin kuvan 9 mukaisella elementtijaolla, siten että välipohjarakenne vastaa teknisesti Luja-Superlaattaa. Tuloksia varten mallissa on huomioitu eri kuormitusyhdistelmät.



Kuva 10. Etabs-malli.

#### 4.3.1 Pystyrakenteiden vetojännitys

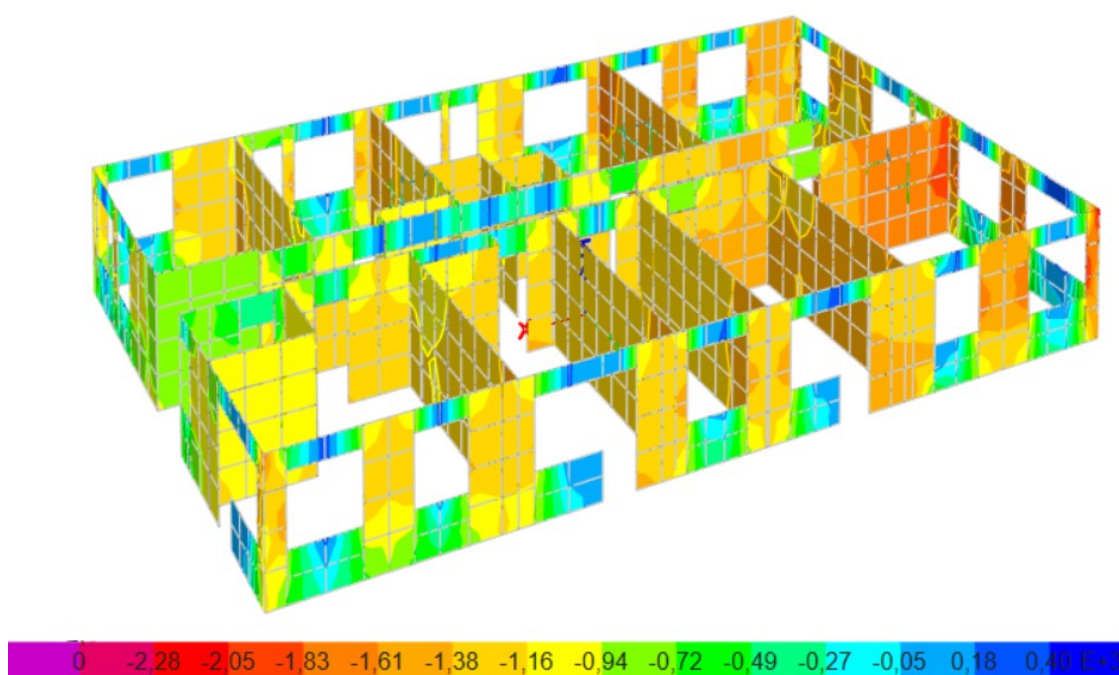
Tutkittiin alimpien kerrosten rakenteisiin kohdistuvat vetovoimista syntyvät kuormitukset. Mallin tarkastelussa huomattiin, että esimerkkikohteen ensimmäisen kerroksen seinät pysyvät pääosin puristettuina. Vetoa syntyi vain pistemäisesti ulkoseinärakenteisiin, joka näkyy mallin tuloksissa sinisellä värillä kuvassa 11.



Kuva 11. Esimerkkikohteen pystyrakenteiden veto- ja puristusvoimat.

#### 4.3.2 Vaakarakenteiden kuormitus

Laattaelementin päähän kohdistuu puristusta liitoskohdassa pystyrakenteisiin. FEM-laskentamallin tulosten mukaan suurin kohdistuva pistemäinen kuorma on  $\sim 2350$  kN/m. Pidemmällä vaikutusalueella toteutuva kuorma on max  $\sim 1780$  kN/m. Tulokset saatiin tulkitsemalla mallin pystyrakenteiden pystykuormaa pysty- ja vaakarakenteiden liitoksien kohdista. Tulokset ovat rakennuksen ensimmäisen kerroksesta kuvassa 12, jossa negatiiviset tulokset tarkoittavat rakenteeseen kohdistuvaa puristusta.



Kuva 12. Liitoskohtien kuormitus [MN/m].

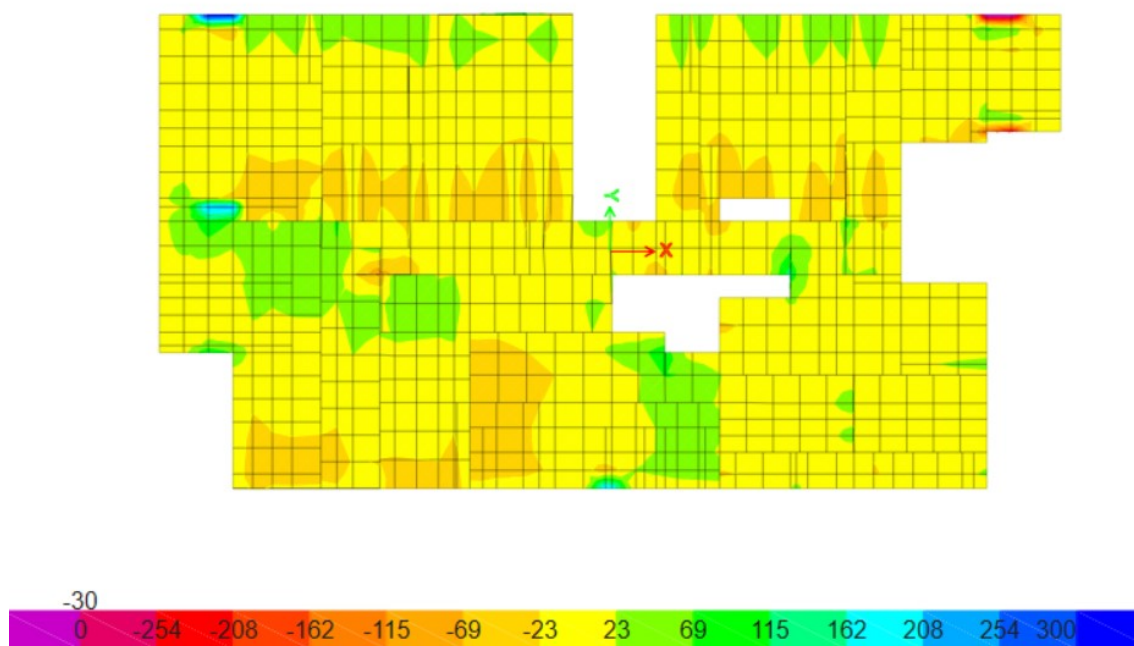
Laskelmissa Superlaatan pään puristuskapasiteetiksi saatiin 2107 kN/m, jonka mukaan liitoskohtien pitäisi kestää siihen kohdistuvat kuormitukset.

Superlaatan normaalivoiman puristuskapasiteetille vertailtiin kahta eri laskelmaa liitteessä 3. Ensimmäisessä laskelmassa sovellettiin BY210 luvun 8.5.1 ”Ontelolaatan puristettu betonisauma” kaavaa normaalivoimakapasiteetille. Toisessa laskelmassa hyödynnettiin standardin 1992-1-2 luvun 10.9.5 ”Tukipinnat” liitoksen kuormituksen määrittämistä. Kaavoja muokattiin Superlaatalle sopivaksi, sillä rakenteen pää on umpibetonia. Laskelmissa liitoksen kapasiteettina käytettiin pienennetyin arvon sijasta täyttä kapasiteettia. Saumassa käytettävä juotosbetoni oletetaan toimivan täysin kantavana osana saumaa eli se voidaan hyödyntää kuorman jakaantumista varten. Laskelmista saatiin liitoksen kantokyvyn tuloksiksi 2231 kN/m ja 2107 kN/m. Liitoksen kestävyuden tarkastelussa on käytetty kapasiteetin epäedullisempaa tulosta, joka laskettiin BY210:n kaavalla.

#### 4.3.3 Välipohjan saumoihin kohdistuva kuormitus

Elementtien saumoille suurimmat leikkausvoimat ovat ~50 kN/m ja muutama pistemäinen kuormituskohta ~100 kN/m. Muuten mallin välipohjan kuormat pysyvät pienemmissä

arvoissa. Kuvassa 11 esitetään laskentamallista saadut tulokset, jossa pohjan keltaisella alueella kuormitus on pienempää. Välipohjan elementtien enemmän kuormitetut arvot ovat oranssin sekä vihreän värisillä alueilla. Ne ovat sijoittuneet eniten elementtien pään ja seinien liitosten lähelle.



Kuva 13. Välipohjan leikkauskuorma [kN/m].

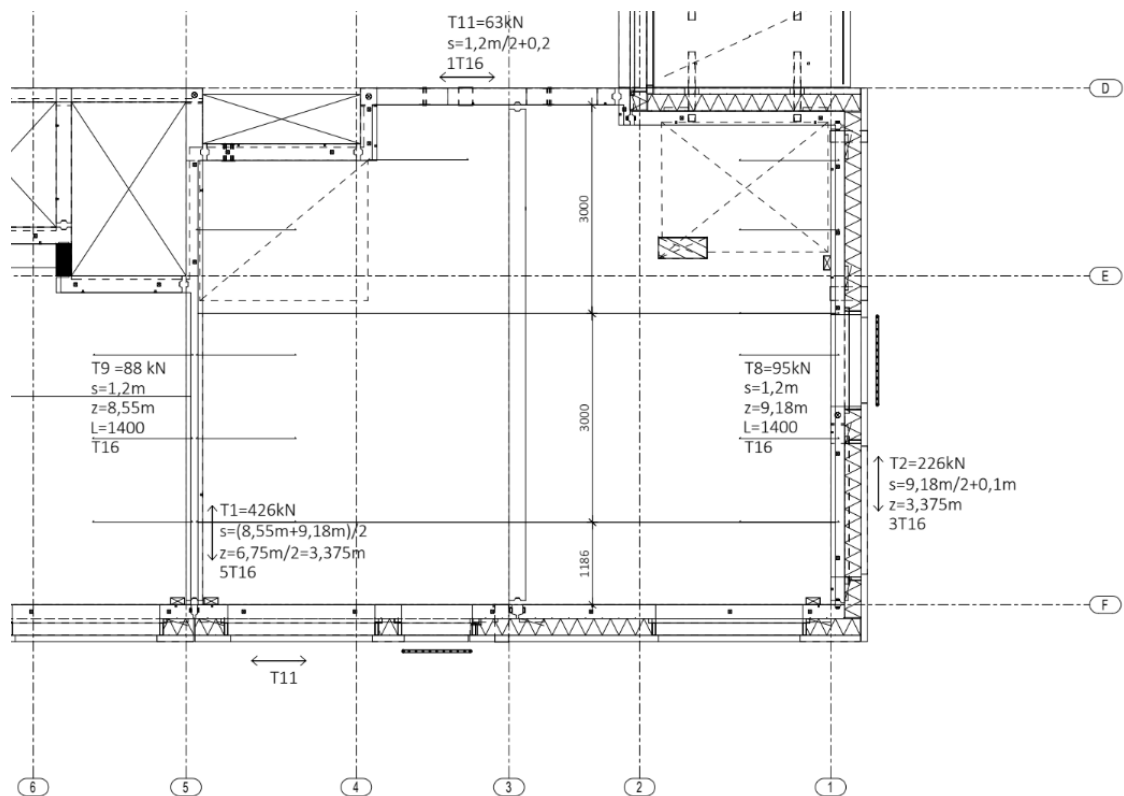
Superlaatan pituussuuntaisen sauman leikkauskestävyys 44 kN/m ei ole tarpeeksi suuri kestämään välipohjalle syntyviä suurempia kuormituksia. Osa tarkastellun pohjan laatastion saumoista täytyisi toteuttaa vaarnattuna, jotta tarvittava leikkauskestävyys toteutuu.

#### 4.4 Rakenteen vauriosietokyvyn varmistaminen

Vauriosietokyky varmistetaan kohteessa seuraamusluokka CC3b:n vaatimusten mukaisesti. Ennen suunnittelua rakennuksesta tehdään riskiarvio rakenteiden kriittisten osien ja uhkaavien tekijöiden tunnistamiseksi. Välipohjan sidejärjestelmään mitoitetaan laatastion ympärillä kiertävät rengasraudoitukset ja laattojen pituussuunnassa kulkevat sideraudoitukset. Reunapilareille ja -seinille mitoitetaan sidonta jokaiseen väli- ja yläpohjatasoon. Suoritetaan myös nurkkapilari tarkastelu tutkimalla onnettomuustilannetta,

jossa poistetaan seinäelementti tason alta. Tarkastellaan välipohjarakenteen kestävyyttä tilanteessa, kun rakenne jää roikkumaan raudoitusten avulla viereisten pystyrakenteiden varaan. Tarkastelu suoritetaan vain yhden tason vaikutuksille. Työssä ei tarkisteta vaikutuksia koko rakennuksen stabiileettiin tai ympäröivien pystyrakenteiden kuormituksiin.

Välipohjasta käsitellään esimerkkilaskut kuvan 14 kohdasta, moduulien 1–5 väliltä. Koko välipohjalle toteutuvat sideraudoitukset ovat liitteenä 3 ja esimerkkilaskut kokonaisuudessaan liitteenä 4.



Kuva 14. Välipohjan sideraudoitus.

#### 4.4.1 Rengasraudoitus

Tarkastellaan laataston rengasraudoituksia T1 ja T2. Moduulilla 5 raudoitukselle kerääntyy kuormaa kahdelta ympäröivältä laatalta. Sidevoima on 426 kN ja tarvittava raudoitus on 5 T16. Moduulilla 1 ulkoseinän kohdalla olevalle raudoitukselle T2 kerääntyy välipohjan kuormitusta vain viereiseltä laatalta. Tarvittava raudoitusmäärä ei siis nouse niin suureksi ja raudoitukseksi määritetään 3T16.

#### 4.4.2 Sideraudoitus

Sideraudoituksena käytetään raudoituskokoa T16. Laskelmissa havaitaan, että elementtien pidemmällä jänneväleillä sideraudoitusta tulee lisätä vähintään 1,2 m:n välein. Superlaatan perusleveys on 3 m, joten raudoituksia sijoitetaan laattasaumojen lisäksi myös laattoihin tehtäviin varauksiin.

Sideraudoituksien T8 ja T9 laskelmissa tarkistetaan sidevoiman lisäksi laatan putoamisen eston toteutuminen, jossa tarkastellaan saumateräksen vetokestävyyttä onnettomuustilanteessa. Raudoitukselle määritellään ankkurointipituus laattojen pituussuuntaiselle saumalle. Laataston molemmat raudoitukseksi valitaan T16 k1200, jonka ankkurointipituutena on 1,4 m.

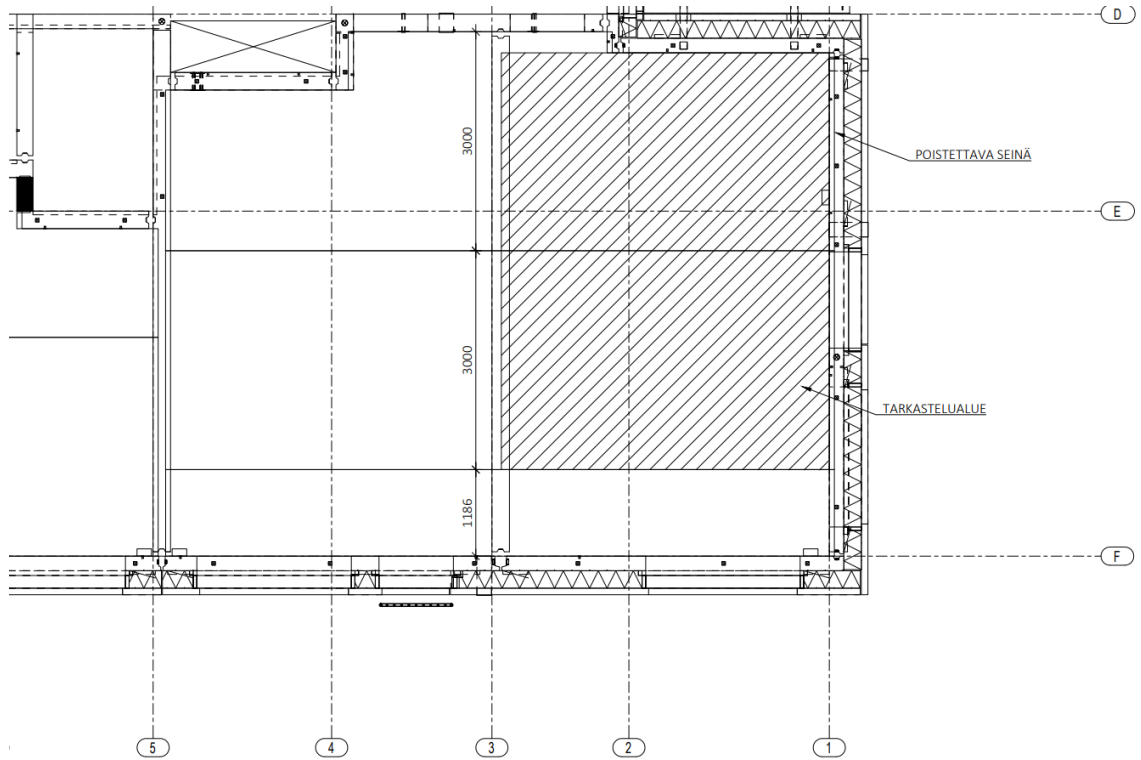
#### 4.4.3 Seinien vaakasuorasidonta välipohjaan

Rakennuksen reunapilareille ja -seinille määritetään vaakasideraudoitus jokaiseen välipohjaan. Esimerkkidetallji vaakaraudoituksen mahdollisesta toteutuksesta Luja-Superlaatalla esitetään liitteessä 1.

Esimerkkikohteelle käytetään koko kerrokselle sideraudoitukselle raudoituksena T10 k600. Kohteessa sideraudoituksen jakaminen määräytyisi seinien pystyraudoitusten jaon mukaisesti.

#### 4.4.4 Nurkkapilarin erikoistarkastelu

Tarkastellaan välipohjarakenteen kestävyyttä tilanteessa, jossa moduulilta 1 poistetaan seinäelementti  $L = 5,5$  m. Laatan pituus on 9,2 m ja rakennuksen reunalta katsottuna toinen kantava seinä on moduulilla 5. Tilanteesta syntyvä vaurioalue esitetty kuvassa 15. Käsiteltäväksi on valittu alue, jonka onnettomuustapauksessa syntyvä vaurioalue olisi mahdollisimman suuri.



Kuva 15. Seinäelementin poiston vaikutus alue.

Laskelmien vaurioilanteen köysirakenteen normaalivoima on 222 kN. Tällöin raudoitukseksi riittäisi 3T16, jonka raudoituksen kapasiteetti on 301 kN. Rauditusmäärä pysyy siis samana, eikä muutoksia tule sidejärjestelmän laskelmissa määritettyihin raudoituksiin.



## 5 POHDINTA JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Suomessa on pitkään käytetty esivalmistettuja betonielementtejä. Korkeassa rakentamisessa elementtien määrä ja niiden nostamiseen käytettävä aika kasvavat. Superlaatan etuna on, että sen leveytenä voidaan käyttää 3 m:ä. Kun taas Suomessa yleisesti käytettävän ontelolaatan leveys on 1,2 m. Ontelolaattaan verrattuna Superlaatan etuna on myös sen muodon muokattavuus. Se on helppo toteuttaa erilaisissa pohjaratkaisuissa.

Korkean rakentamisen välipohjarakenteet on useimmiten toteutettu paikalla valettuna rakenteena. Valintana se on parempi vauriosietokyvyn varmistamisen kannalta. Superlaatalla voidaan todeta, että vauriosietokyvyn varmentamiseen tarvitaan erityistä huolellisuutta. Sidejärjestelmän rauditusmäärä nousee suureksi korkean rakentamisen seuraamusluokan asettamien määräyksien sekä suurien elementtikokojen vuoksi. Tuotannon puolesta paikalla valettu välipohja on itsessään hitaampi toteuttaa, kun verrataan elementtien nostoon käytettävään aikaan. Superlaatalla on Suomessa vain yksi tuotantopaikka, mikä voisi vaikuttaa rakenteen saatavuuteen. Näin on varsinkin korkean rakentamisen kohteissa, joissa käytettävien elementtien määrä on suurempi.

Työn tutkimuksesta voidaan todeta, että Luja-Superlaatta soveltuu korkeaan rakentamiseen välipohjan suunnittelun ja mitoituksen perusteella. Laskelmien perusteella huomataan, että tarvittava vauriosietokyvyn varmistus oli mahdollista toteuttaa korkean rakentamisen kohteessa. FEM-laskentamallin tulokset osoittavat, että rakenteelle ei kohdistunut esimerkkitapauksessa kohtuuttomia kuormia. On kuitenkin huomioitava Superlaattojen saumoihin kohdistuvat kuormat ja että toteutuksen leikkauskestävyys on tarpeen vaatima.

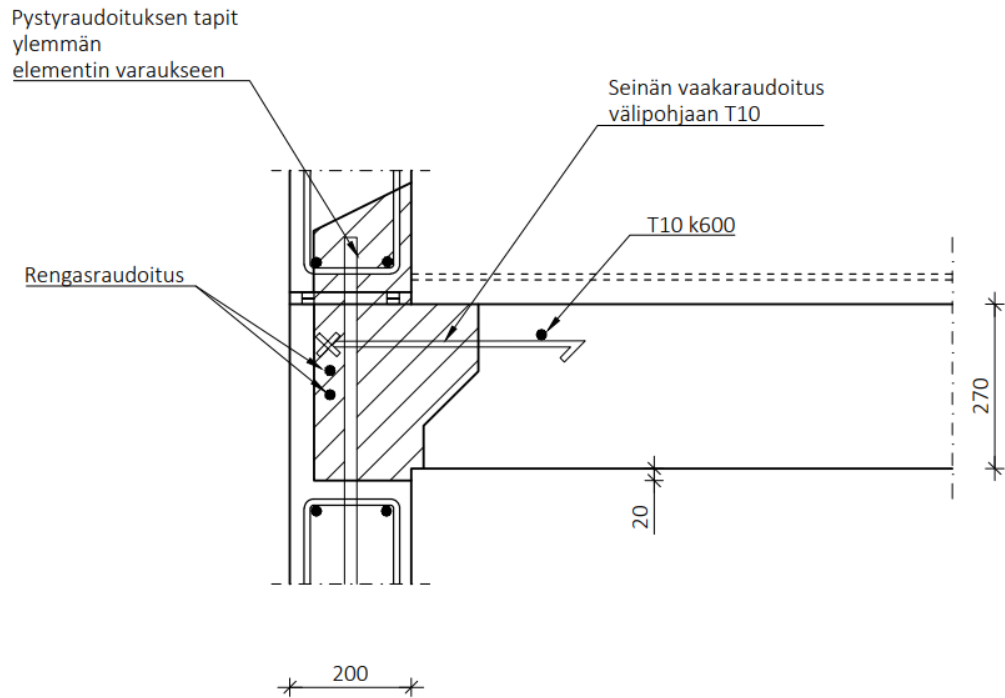
Rakenteen hyviä ominaisuuksia ovat laatan jännepituus, leveys ja talotekniikan sisällytys rakenteeseen. Pohjan suunnittelu on laatan muodon muokattavuuden puolesta suhteellisen vaivatonta. On kuitenkin otettava huomioon laattaan sijoitettavat saumaraudoitukset. Esimerkiksi kylpyhuone-elementit olisi sijoitettava siten, että sideraudoitukset saadaan toteutettua tarvittavalla minimijaolla. Työssä ei tutkittu sidejärjestelmän seinien pystysidontaa tai miten välipohjarakenteen valinta vaikuttaa koko rakennuksen stabiiliteettiin. Tulevaisuudessa Superlaatan pään ja pystyrakenteiden liitosta on myös syytä tutkia kattavammin.

## 6 LÄHDELUETTELO

1. **Helsingin kaupunkisuunnitteluvirasto.** *Korkea rakentaminen Helsingin esikaupunkialueilla.* Helsinki : s.n., 2014.
2. **Arkkitehtistudio M&Y Moisala & Ylä-Anttila.** *Korkean rakentamisen selvitys Tampereen keskusta-alueella.* s.l. : Tampereen kaupunki, 2012.
3. **Betoniyhdistys Ry.** *Betonikortti 23EC.* 2012.
4. **Ympäristöministeriö.** *Ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista YM1/601/2015.* Helsinki : Ympäristöministeriö, 2015.
5. **Ympäristöministeriö.** *Ympäristöministeriön asetus 10/16 onnettomuuskuormista.* 2017.
6. **Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.** *RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat.* Helsinki : s.n., 2017.
7. **Kiviluoma, Risto.** *Suomen korkeimman rakennuksen turvalliset rakennusratkaisut: Tuulen vaikutus.*
8. **Helsingin kaupunki.** *Korkean rakentamisen rakentamistapaohje* 2018.
9. **Suomen standardisopimusliitto SFS.** *SFS-EN 1992-1-1 +A1 + AC, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu.* 2015.
10. **Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.** *201-4-2017 Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa.* Helsinki : s.n.
11. **Ympäristöministeriö.** *Ääniympäristö: Ympäristöministeriön ohje rakennuksen ääniympäristöstä.* Helsinki : s.n., 2018.
12. **Ympäristöministeriö.** *Ympäristöministeriön asetus 848/2017 rakennusten paloturvallisuudesta.* Helsinki : s.n., 2017.
13. **Suomen standardisoiimisliitto SFS.** *Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Rakenteiden palomitoitus.* 2008.
14. **Lujabetoni Oy.** *Luja-Superlaatta -Suunnitteluohje.* 2019.

15. **Inspecta Sertifiointi Oy.** *Luja-Superlaatta varmennustodistus.* Siilinjärvi : s.n., 6. 3 2018.
16. **Helimäki Akustikot.** *Lausunto 7036-2a SL-välipohjajaelementin ääneneristävydestä.* 2018.
17. **The SL deck- Cast-in edge reinforcement.** [Online] Abeo concrete technology. [Viitattu: 5. 5 2021.] <https://abeoconcrete.com/the-sl-deck/benefits-and-solutions/cast-in-edge-reinforcement/>.
18. **Ympäristöministeriö.** Ympäristöministeriö: 4/16 . *Ympäristöministeriön asetus: 4/16 Ympäristöministeriön asetus rakenteiden tilavuuspainoa, omaa painoa ja rakennusten hyötykuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-1.* 2016.
19. **Suomen Standardisopimusliitto SFS.** *SFS-EN 1991-1-4: EUROKOODI 1 RAKENTEIDEN KUORMAT. OSA 1-4: YLEISET KUORMAT. TUULIKUORMAT.* 2011.

## Liite 1. Detalji: Seinän sidonta Superlaattaan.



## Liite 2. Superlaatan pään normaalivoimakapasiteetti.

### Kaava 1: Raskaasti kuormitetun Superlaatan pään liitos

Sovellettu: BY210, 8.5.1 Keskeisesti puristettu betonisauma

$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	Sauman betonin puristuslujuuden ominaisarvo
$f_y := 500 \text{ MPa}$	Raudituksen myötölujuuden raja
$\alpha_{cc} := 0.85$	Puristuslujuuden kerroin
$\gamma_{c.liitos} := 1.6$	Liitoksen haurauden kerroin
$b_j := 200 \text{ mm}$	Seinän leveys
$L_j := 1.0 \text{ m}$	Kuormitus alueen pituus per metri
$k := 0.6$	Kerroin, joka vastaa lovetun ontelolaatan pään liitoksen arvoa

Liitoksen kantokyky pystykuormalle:

$$N_{Rd} := k \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_{c.liitos}} \cdot b_j \cdot L_j = (2.231 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### Kaava 2: Raskaasti kuormitetun Superlaatan pään liitos

Sovellettu: Standardi 1992-1-1, 10.9.5 Tukipinnat

$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.5} \cdot \alpha_{cc} = 19.833 \text{ MPa}$	Puristuslujuuden pienempi arvo: tuettava tai tuettu rakenne
$f_{Rd} := 0.85 \cdot f_{cd} = 16.858 \text{ MPa}$	Tukipinnan puristuslujuuden arvo

Liitoksen keskiosan kapasiteetti

$$N_{Rd.1} := f_{Rd} \cdot 80 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = (1.349 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

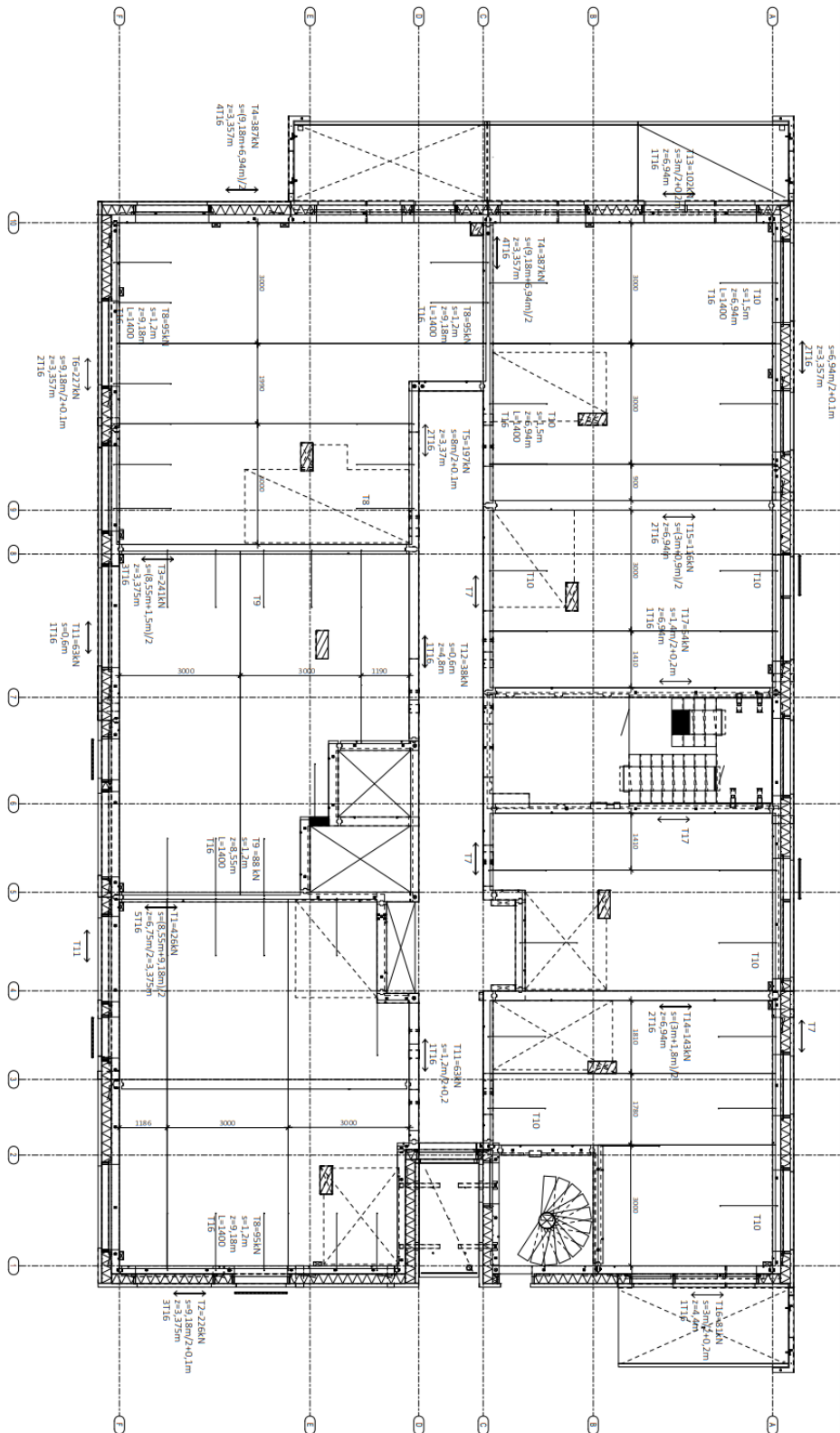
Laattojen alusten kapasiteetti

$$N_{Rd.2} := f_{Rd} \cdot (70 \text{ mm} - 25 \text{ mm}) \cdot 1000 \text{ mm} = 758.625 \text{ kN}$$

Liitoksen kantakyky pystykuormille:

$$N_{Rd} := N_{Rd.1} + N_{Rd.2} = (2.107 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### Liite 3. Esimerkkikohteen välipohjan sideraudoitukset.



Taulukko 5. Esimerkkikohteen välipohjan sideraudoitukset.

	Raudoitus	Sidevoima
T1	5T16	426 kN
T2	3T16	226 kN
T3	3T16	241 kN
T4	4T16	387 kN
T5	2T16	196 kN
T6	3T16	227 kN
T7	2T16	171 kN
T8	T16	95 kN
T9	T16	88 kN
T10	T16	90 kN
T11	1T16	63 kN
T12	1T16	38 kN
T13	1T16	102 kN
T14	2T16	144 kN
T15	2T16	117 kN
T16	T16	81 kN
T17	T16	54 kN

Taulukko 6. Seinien vaakaraudoitus välipohjaan.

	Seinien vaakaraudoitus	Sidevoima
T1	T10 k600	35 kN



## Liite 4. Välipohjan sideraudoitus ja sidevoima laskelmat.

Esimerkkikohteen sideraudoitukset

Lähtötiedot:

$$n_s := 19$$

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

$$g_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

$$\psi := 0.3$$

$$P_{d,acc} := g_k + \psi \cdot q_k = 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

Kerrosten lukumäärä

Kerroskorkeus

Superlaatan ja pintarakenteiden omapaino

Hyötykuorma

Onnettomuustilanteen kuorman pitkäaikaiskerroin

Onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmä

Materiaalitiedot:

Saumabetoni:

$$\gamma_{c,acc} := 1.0 \quad \gamma_c := 1.5$$

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,acc} := \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,acc}} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0.05} := 2 \text{ MPa}$$

Raudoitus:

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

$$\gamma_{s,acc} := 1.0 \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd,acc} := f_{yk} \cdot \gamma_{s,acc} = 500 \text{ MPa}$$

Raudoituksen osavarmuuskertoimet

Betonin ominaispuristuslujuus

Mitoituslujuus onnettomuusrajatilassa

Betonin ominaisvetolujuus

Raudoituksen myötölujuus

Raudoituksen osavarmuuskertoimet

Raudoituksen mitoituslujuus onnettomuusrajatilassa

Rengasraudoitus T1

$$s := \frac{8.55 \text{ m} + 9.18 \text{ m}}{2} = 8.865 \text{ m}$$

Sidevoiman kertymisleveys

$$z := \frac{6.75}{2} \text{ m} = 3.375 \text{ m}$$

$$T_1 := \max \left( \frac{F_t \cdot 0.8 \cdot P_{d,acc} \cdot z}{6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot s, F_t \cdot s \right) = 425.52 \text{ kN}$$

Sidevoima

$$A_{s,vaad} := \frac{T_1}{f_{yk}} = 851.04 \text{ mm}^2$$

Tarvittava raudoitus

$$A_s := 5 \cdot \left( \frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = (1.005 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Valittu raudoitus 5T16

$$\frac{A_{s,vaad}}{A_s} = 0.847$$

OK!

Rengasraudoitus T2

$$s := \frac{9.2 \text{ m}}{2} + 0.1 \text{ m} = 4.7 \text{ m}$$

Sidevoiman kertymisleveys

$$z := \frac{6.75}{2} \text{ m} = 3.375 \text{ m}$$

$$T_1 := \max \left( \frac{F_t \cdot 0.8 \cdot P_{d,acc} \cdot z}{6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot s, F_t \cdot s \right) = 225.6 \text{ kN}$$

Sidevoima

$$A_{s,vaad} := \frac{T_1}{f_{yk}} = 451.2 \text{ mm}^2$$

Tarvittava raudoitus

$$A_s := 3 \cdot \left( \frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 603.186 \text{ mm}^2$$

Valittu raudoitus 3T16

$$\frac{A_{s,vaad}}{A_s} = 0.748$$

OK!

Sideraudoitus T8

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

Sideraudoituksen kuormitusleveys

$$z := 9.18 \text{ m}$$

$$\phi := 16 \text{ mm} \quad n_s := 1$$

$$A_s := n_s \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \pi = 201.062 \text{ mm}^2$$

Saumaraudoitus

$$T_1 := \max\left(\frac{F_t \cdot 0.8 \cdot P_{d,acc} \cdot z}{6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot s, F_t \cdot s\right) = 95.178 \text{ kN}$$

Sisäpuolisten siteiden köysirakenteen vetovoima

$$A_{s,vaad} := \frac{T_1}{f_{yk}} = 190.356 \text{ mm}^2$$

Tarvittava raudoitus

$$\frac{A_{s,vaad}}{A_s} = 0.947$$

OK!

## Laatan putoamisen esto

$$F_{s,acc} := A_s \cdot f_{yd,acc} = 100.531 \text{ kN}$$

Saumaterästen suurin vastaanottama voima

$$k := 0.4$$

Kitkakerroin

$$R_{s,acc} := P_{d,acc} \cdot s \cdot \frac{z}{2} = 37.179 \text{ kN}$$

Laatan tukireaktio

$$F_{d,acc} := \max(k \cdot R_{s,acc}, 30 \text{ kN}) = 30 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{d,acc}}{F_{s,acc}} = 0.298$$

OK!

## Sideraudoitusten ankkurointi saumabetoniin

$$\sigma_{sd} := \max\left(\frac{F_{d,acc}}{A_s}, \frac{T_1}{A_s}\right) = 473.378 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 := 0.7$$

Tartuntaolosuhteiden kerroin

$$\eta_2 := 1$$

Raudoituskoon kerroin

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk.005} = 3.15 \text{ MPa}$$

Teräsjännitys

$$L_{brqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 601 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

Ankkuroinnin kertoimet

$$\alpha_1 := 1 \quad \alpha_2 := 1 \quad \alpha_3 := 1 \quad \alpha_4 := 1 \quad \alpha_5 := 1$$

$$l_{b.min} := \max(0.3 \cdot L_{brqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 180 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo

$$l_{bd1} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot L_{brqd}, l_{b.min}) = 601 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

Saumabetonin tartunta ontelolaattojen välissä

$$v_{Rdi} := 0.15 \text{ MPa}$$

Tartuntalujuus

$$h_{l.tart} := 270 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Laaatan ja saumavalun välisen pinnan arvioitu korkeus

$$l_{bd2} := \frac{F_{s.acc}}{2 \cdot v_{Rdi} \cdot h_{l.tart}} = 1396 \text{ mm}$$

Tartunnan edellyttämä ankkurointi

$$l_{bd} := \max(l_{bd1}, l_{bd2}) = 1396 \text{ mm}$$

Suurin tarvittava ankkurointipituus

Seinien vaakasidonta välipohjaan

$$n_s := 19$$

$$s := 0.5 \text{ m}$$

$$F_t := (16 + 2.1 \cdot n_s) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 55.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_t := \min\left(F_t, 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) = 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{tie} := F_t \cdot \frac{h}{2.5 \text{ m}} \cdot s = 28.8 \text{ kN}$$

Seinän vaakasidevoima

$$F_{tie} := \min(F_{tie}, 2 \cdot F_t \cdot s) = 28.8 \text{ kN}$$

Voiman minimiarvo

## Raudoitus

$$f_{ya} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{s,vaad} := \frac{F_{tie}}{f_{ya}} = 66.2 \text{ mm}^2$$

Vaadittu raudoitus

$$A_s := \pi \cdot \left( \frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 78.5 \text{ mm}^2$$

Valittu raudoitus T10

$$\frac{A_{s,vaad}}{A_s} = 0.843$$

OK!

Nurkkapilari tarkastelu

$$b := 6 \text{ m}$$

Seinäelementin leveys (vaikuttaa kahden 3m laatan kohdalla)

$$l_{pit} := 9.17 \text{ m}$$

Laatan tukiväli

$$l_{lev} := \min(2.25 \cdot h, b) = 6 \text{ m}$$

Tuen poiston leveys:  $b < 2.25h$ 

$$k_d := 1.2$$

Dynaaminen kerroin

$$A := \frac{l_{pit}}{2} \cdot l_{lev} = 27.51 \text{ m}^2$$

Kuormitus pinta-ala

$$F_{omn} := A \cdot k_d \cdot (g_k + q_k \cdot \psi) = 222.831 \text{ kN}$$

Kokonaiskuorma tasorakenteella

$$Q := \frac{F_{omn}}{2} = 111.416 \text{ kN}$$

Ekvivalentti kuorma

$$l := \frac{l_{lev}}{2} = 3 \text{ m}$$

$$a := \frac{l}{4} = 0.75 \text{ m}$$

$$N := \frac{Q \cdot l}{2 \cdot a} = 222.831 \text{ kN}$$

Köysivoima

Raudoitus 3T16

$$\phi := 16 \text{ mm} \quad n := 3$$

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

$$N_{ro} := A_s \cdot f_{yk} = 301.593 \text{ kN}$$

Kapasiteetti

$$\frac{N}{N_{ro}} = 0.739$$

OK!