

# **RFEM-laskentaohjelman hyödyntäminen betonirakenteiden suunnittelussa**

**Case: paalulaatan mitoitus**

Jani Lindroos

Opinnäytetyö  
Toukokuu 2021  
Tekniikan ja liikenteen ala  
Insinööri (AMK), rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

Tekijä(t) Lindroos, Jani	Julkaisun laji Opinnäytetyö, AMK	Päivämäärä Toukokuu 2021
	Sivumäärä 107	Julkaisun kieli Suomi
		Verkojulkaisulupa myönnetty: x
Työn nimi <b>RFEM-laskentaohjelman hyödyntäminen betonirakenteiden suunnittelussa</b> Case: paalulaatan mitoitus		
Tutkinto-ohjelma Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka (AMK)		
Työn ohjaaja(t) Lähdesmäki, Pekka		
Toimeksiantaja(t) Vahanan Jyväskylä Oy		
Tiivistelmä <p>Työn tavoitteena oli selvittää paalulaattarakenteen mitoituksen käytänteitä ja vertailla niitä RFEM-ohjelmalla saatuihin tuloksiin. Työ oli luonteeltaan tutkimuksellinen kehittämistyö, jossa pyrittiin selvittämään vaihtoehtoista uutta betonirakenteiden mitoituksen toimintatapaa hyödyntämällä RFEM-mitoitusohjelmaa. Työn tarkoituksena oli vastata kysymykseen, miksi RFEM-ohjelmaa kannattaa käyttää betonirakenteiden mitoituksessa. Tavoitteena oli myös kuvata RFEM-mitoitusprosessia.</p> <p>Kehitystyön suunnittelussa ratkaisuksi päädyttiin toteuttamaan yhden esimerkkikohteen paalulaatta rakenteen mitoituksen tarkastelu yrityksen nykyisten käytänteiden mukaisella menetelmällä ja RFEM-ohjelmalla. Nykyisten käytänteiden selvittämiseksi suoritettiin samassa projektissa työskennelleille työntekijöille haastattelu. Haastatteluissa selvisi, että yksi käytössä ollut mitoitusmenetelmä paalulaattarakenteiden tarkasteluun on kaistamenetelmä. Laskentamallien luominen toteutettiin kirjallisuusselvityksen ja ohjelmistovalmistajalta saatavien ohjelmatietojen perusteella.</p> <p>Työn lopputuloksena syntyi valmiit Excel-laskentapohjat, jotka hyödyntävät kaistamenetelmää. RFEM-ohjelmalla suoritettiin vertailulaskelmat, joista saatiin laatan rasiukset selvitettyä ja saatiin käsitys laatan raudoituksen mitoittamisen vaiheista RFEM-ohjelmalla. Työssä ei kuitenkaan onnistuttu saamaan raudoituksen osalta luotettavia vertailutuloksia. RFEM-ohjelman laskentavaiheista muodostettiin havainnollistava prosessikaavio. Lisäksi laskentamenetelmien keskeisistä eroista tehtiin vertailu, joka perustui kehittämistyön aikana tehtyihin keskeisiin havaintoihin. Paalulaatan kaistamenetelmän mukaisesta raudoituksesta laadittiin mallipiirustukset.</p>		
Avainsanat (asiasanat)  RFEM, paalulaatta, betonirakenteiden mitoitus		
Muut tiedot (Salassa pidettävät liitteet)		

Author(s) Lindroos, Jani	Type of publication Bachelor's thesis	Date May 2021 Language of publication: Finnish
	Number of pages 107	Permission for web publication: x
Title of publication <b>Utilizing the RFEM calculation program in designing concrete structures</b> Case: dimensioning of a pile slab		
Degree programme Bachelor's Degree Programme in Construction and Civil Engineering		
Supervisor(s) Lähdesmäki, Pekka		
Assigned by Vahanen Jyväskylä Oy		
Abstract  <p>The aim of the work was to find out the calculation methods of the pile slab structure and to compare them with the results obtained with the RFEM-program. The work was of a research development nature, in which the aim was to find out an alternative new way of dimensioning concrete structures by utilizing the RFEM dimensioning program. The purpose of the work was to answer the question, why the RFEM program should be used in calculating of concrete structures. The aim was also to describe the RFEM- calculation process.</p> <p>In the planning of the development work, it was decided to examine the calculation process of one example pile slab by using the company's current calculation practices and the RFEM- program. To find out about current practices, an interview was conducted with employees working on the same project. The interviews revealed that one of the sizing methods used to examine pile slab structures is the advanced strip method. The calculation models were created based on a literature review and program data obtained from the software manufacturer.</p> <p>A result of the work was complete Excel calculation templates that utilize the advanced strip method. Comparative calculations were performed using the RFEM program, from which the stresses of the slab were determined and an understanding of the steps of dimensioning the slab reinforcement with the RFEM program was obtained. However, the work did not succeed in obtaining reliable comparison results for reinforcement. An illustrative process diagram was formed from the calculation steps of the RFEM program. In addition, a comparison was made of the key differences in the calculation methods based on the observations made during the development work. Model drawings were prepared for the reinforcement according to the advanced strip method of the pile slab.</p>		
Keywords/tags (subjects) RFEM, pile slab, design of concrete structures		
Miscellaneous (Confidential information)		

## Sisältö

<b>1</b>	<b>Käsitteitä ja määritelmiä.....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Johdanto .....</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>Kehittämistyön tarkoitus, tavoitteet ja tutkimuskysymys .....</b>	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>Kehittämissuunnitelma.....</b>	<b>9</b>
<b>5</b>	<b>Laskentaohjelman esittely .....</b>	<b>10</b>
<b>6</b>	<b>Laskentaprosessi .....</b>	<b>10</b>
6.1	Kuormien määrittäminen .....	10
6.2	Paalulaattaan vaikuttavien voimien laskenta .....	16
6.2.1	Kaistamenetelmä.....	18
6.2.2	Myötöviivamenetelmä .....	19
6.2.3	Elementtimenetelmä.....	21
6.3	Paalulaatan mitoitus.....	30
6.3.1	Mitoitus murtorajatilassa .....	33
6.3.2	Mitoitus käyttörajatilassa .....	40
6.3.3	Betonin valinta.....	53
6.3.4	Raudoituksen suunnittelu .....	56
<b>7</b>	<b>Kehittämistyön toteutus.....</b>	<b>64</b>
7.1	Projektin lähtötiedot .....	64
7.2	Nykyisten käytänteiden selvittäminen.....	65
7.3	Paalulaatan laskenta nykyisten käytänteiden mukaisesti.....	67
7.4	Paalulaatan laskenta RFEM:llä .....	73
<b>8</b>	<b>Tulokset .....</b>	<b>79</b>
8.1	Paalulaatan mitoituksen Excel-taulukkolaskentapohja .....	79
8.2	Nykyisten käytänteiden ja RFEM-laskennan vertailu.....	80
8.3	RFEM-mitoitusprosessi.....	82

	2
<b>9 Pohdinta.....</b>	<b>83</b>
<b>Lähteet .....</b>	<b>86</b>
<b>Liitteet .....</b>	<b>88</b>
Liite 1. Kysely .....	88
Liite 2. Rakennelaskelmien Excel-pohjat .....	91

## **Kuviot**

Kuvio 1 Rajatilamitoituksen kestävyyksien ja jännitysten todennäköisyysjakaumat .....	13
Kuvio 2 Laatan alapinnan halkeilu .....	20
Kuvio 3 Teoreettinen myötökuvio .....	21
Kuvio 4 Jousimalli.....	22
Kuvio 5 Kuorielementit ja niiden vapausasteet .....	24
Kuvio 6 Viivaelementin lineaarisen muotofunktion kuvaaja.....	25
Kuvio 7 Vipuvarsisääntö.....	27
Kuvio 8 Elementin muotovääritymä .....	27
Kuvio 9 Elementtien kulmavääritymiä .....	28
Kuvio 10 Erialaisten ja kokoisten elementtien liittyminen toisiinsa, jossa katkoviivojen erot kuvaavat siirtymien välistä eroa .....	28
Kuvio 11 Elementin keskimmäisen solmupisteen poikkeama reunalinjan keskeltä .....	29
Kuvio 12 Pilarilaataston muotosuositus .....	31
Kuvio 13 Vahvistuslaattojen alustava koon arviointi.....	32
Kuvio 14 Leikkausraudoituksen sijoittelu tarkastuspiirin alueella .....	35
Kuvio 15 K-kertoimen määrittäminen pilarimittojen mukaisesti .....	37
Kuvio 16 Vahvistuslaatan mitat, kun reunetaisyys alle 2 kertaa vahvistuksen paksuus .....	39
Kuvio 17 Vahvistuslaatan mitat, kun reunetaisyys yli 2 kertaa vahvistuksen paksuus .....	40
Kuvio 18 Virumaluvun arviointi kuvaaja .....	45

Kuvio 19 UFO-lävistysvahvikkeen toimintaperiaate.....	57
Kuvio 20 Kenttäraudoituksen sijoitus reuna- ja nurkkapilarien kohdalla .....	62
Kuvio 21 Raudoituksen tartuntaolosuhteet .....	63
Kuvio 22 Paalulaatan lattiapiirustuksen luonnos. ....	65
Kuvio 23 Paalulaatan suuremman osan jakaminen kaistoihin. ....	68
Kuvio 24 Paalulaatan pienemmän osan jakaminen kaistoihin. ....	68
Kuvio 25 Paalukaistojen rajat kenttämomenttien osalta. ....	69
Kuvio 26 Paalukaistojen rajat tukimomenttien osalta. ....	70
Kuvio 27 Laatan raudoitusmalli. ....	72
Kuvio 28 Laatan raudoitusmalli vahvistuslaatan kohdalla. ....	72
Kuvio 29 Laatan raudoitusmalli reunapalkin kohdalla. ....	73
Kuvio 30 Ohjelman ilmoittamat laskentamomentit y-suuntaan.....	75
Kuvio 31 Ohjelman ilmoittamat laskentamomentit x-suuntaan. ....	75
Kuvio 32 X ja y- suunnan yhdistetty taipumakuvaaja.....	76
Kuvio 33 RF-Concrete Surfaces- moduulilla saatu yläpinnan raudoituskuvaaaja. .	77
Kuvio 34 RF-Concrete Surfaces- moduulista saatu alapinnan raudoituskuvaaaja.	77
Kuvio 35 Akselikuorman aiheuttama rasitus reunapalkkiin. ....	78
Kuvio 36 Reunapalkin rasitusten määrittäminen RFEM-ohjelmalla.....	79
Kuvio 37 RFEM- betonirakenteiden mitoituksen prosessikaavio.....	82

## Taulukot

Taulukko 1 Kuormien yhdistelyarvot.....	15
Taulukko 2 Palkkiteorioiden mukainen jaottelu.....	23
Taulukko 3 Betonin halkeamaleveyden KRT:n maksimiarvot .....	42
Taulukko 4 Raudotustangon enimmäishalkaisija halkeamaleveyden rajoittamiseksi .....	43
Taulukko 5 Raudoitustankovälien enimmäisarvot halkeamaleveyden rajoittamiseksi .....	44
Taulukko 6 Kuivumiskutistuman loppuarvoja .....	52
Taulukko 7 Sementtilajista riippuva tekijä.....	52
Taulukko 8 Betonin rasitusluokat .....	55

Taulukko 9 Betonipeitevaatimukset 50-100 vuoden käyttöiälle.....	58
Taulukko 10 Pilarilaattoja koskevat vähimmäismitat palotilanteessa .....	60
Taulukko 11 Laatan raudoituksen maksimivälit .....	61
Taulukko 12 Ankkurointipituudet suhteessa raudoitustangon halkaisijaan .....	63

# 1 Käsitteitä ja määritelmiä

Anisotrooppinen materiaali	Materiaaliparametrit vaihtelevat suunnan mukaan.
FEA	Lyhenne nimestä Finite Element Analysis. Tarkoittaa elementtimenetelmää hyödyntävien sovellusten suorittamaa elementtianalyysia.
FEM	Lyhenne nimestä Finite Element Method. Tarkoittaa elementtimenetelmää.
Isotrooppinen materiaali	Kaikissa suunnissa samanlainen materiaali.
Keskikaista	Pilarilaatoissa pilarikaistoihin tukeutuva ris-tiin kantava laatanosa.
KRT	Käyttörajatila
Laatta	Levyäinen vaakarakenne, jonka sivumitat ovat $L_x$ ja $L_y$ . Laatan paksuutta merkataan $h$ kirjaimella. Lyhyemmän sivun $L_x$ tulee olla suurempi tai yhtä suuri kuin 5 kertaa laatan paksuus $h$ . Laatan pääasiallinen kuormitus-suunta on sivuja vastaan kohtisuora suunta.
MRT	Murtorajatila
Ortorooppinen materiaali	Erilaiset materiaaliparametrit 2–3 ortogo-naaliakselin suunnassa.



Paalulaatta	Maata vasten valettava teräsbetonilaatta, joka on kannateltu suoraan paaluilla ilman palkkeja.
Paalukaista	Pilarikaistan tavoin paalujen väliin suunniteltu yhteen suuntaan kantava kaista.
Pilarikaista	Pilarilaatoissa pilareiden väliin suunniteltu yhteen suuntaan kantava kaista. Käytetään myös sanaa palkkikaista. Usein kyseessä on laatan sisäinen palkin kaltainen tiheämpi raudoitus kaista.
Pilarilaatta	Laatta, joka on kannateltu suoraan pilareilla ilman palkkeja.
Rasitukset	Tarkoittavat erilaisten kuormitusten seurauksena kappaleen sisälle syntyviä rakennetta koossa pitäviä voimia ja momentteja.
Ristiin kantava laatta	Laatta, jonka kuormat siirtyvät kahdessa toisiansaan vastaan kohtisuorassa suunnassa. Laatan lyhyempi sivu siirtää enemmän kuormaa kuin pidempi sivu. Mikäli sivusuhte $L_y/L_x > 2$ niin laatan keskiosan katsotaan toimivan lyhyemmässä suunnassa yhteen suuntaan kantavana laattana ja päädyt kantavat ristiin.
Systeemi	Rakennekokonaisuus
Yhteen suuntaan kantava laatta	Laatta, jonka kuormat siirtyvät suoraan lähes yhdensuuntaiselle viivamaiselle tuelle.

## 2 Johdanto

Opinnäytetyössä esitellään betonirakenteisen paalulaatta-alapohjan mitoittamista RFEM-laskentaohjelman avulla ja kuvataan mitoitusprosessin vaiheita. Työelämän digitalisoituminen ja ohjelmistojen lisääntyminen luovat uusia mahdollisuuksia, joita tulisi hyödyntää mahdollisimman kattavasti myös rakenteiden suunnittelussa. RFEM on yksi rakennesuunnittelussa yleisesti käytetty rakenneanalyysiohjelma.

Paalulaatan laskenta on suhteellisen työläs toteuttaa käsin laskentana, jonka vuoksi laskentaohjelman käyttö on järkevää. Työn lopputuloksen pohjalta voidaan arvioida, mahdollistaako RFEM-ohjelmiston käyttö uusia näkökulmia rakenteiden suunnitteluun ja onko työn toteutuksen kannalta olennaista, minkä laskentamenetelmän valitsee. Aihe on lisäksi ajankohtainen, koska usein nykyään joudutaan kaupunkialueilla perustamaan rakennukset alueille, joissa maaperän kantavuus on heikko ja paalulaatan käyttö voi olla perusteltua.

Suunniteluprojektina on paalulaatta, jonka päälle perustetaan teräsrakenteinen halli Keski-Suomen alueella. Työ on toteutettu Vahanen Jyväskylä Oy:lle, joka on osa Vahanen-konsernia. Yrityksellä ja konsernilla on pitkä kokemus rakennesuunnittelusta. Vertailun vuoksi työssä on esitelty yrityksessä nykyisin käytössä olevat betonirakenteiden mitoitusmenetelmät ja niiden pohjalta toteutetut vertailulaskelmat.

## 3 Kehittämistyön tarkoitus, tavoitteet ja tutkimuskysymys

Opinnäytetyön keskeisimpiä tavoitteina ovat: Yrityksessä käytössä olevien betonirakenteiden mitoituskäytänteiden selvittäminen, ja niiden vertailu RFEM-laskentaan. Lisäksi tavoitteena on RFEM-mitoitusprosessin kuvaus.

Kehittämistyön tarkoituksena on selvittää, milloin laskentaohjelman käyttö on perusteltua ja mitä lisäarvoa se tuo rakennesuunnitteluun. Opinnäytetyö vastaa kysymykseen, miksi ohjelmistoa tulisi käyttää suunnittelussa. Aikaisemmat tutkimukset ovat tutkineet paalulaattarakenteiden mitoitus käsien laskentaa tai Excel-taulukkolaskentaohjelmaa hyödyntäen.

Laskentaohjelmia on saatettu käyttää tulosten tarkastuksessa tai tutkittu niiden vastaavuutta käsien laskentaan, mutta niiden käytettävyyttä tai soveltuvuutta ei ole erikseen arvioitu kriittisesti. Toimeksiantajan tavoitteena on rakennusprojektin suunnittelun onnistunut toteutus ja RFEM-laskentaohjelman vakiintuneempi käyttö tulevaisuuden betonirakenteiden suunnitteluprojekteissa.

Aikaisemmillä tutkimuksilla viitataan seuraaviin paalulaattojen suunnittelua tutkineisiin opinnäytetöihin: Mari Törrön vuoden 2017 opinnäytetyö Vesitiiviin paalulaatan suunnittelu, Nea Kokon vuoden 2019 opinnäytetyö Paalulaatan mitoitus ja kustannusarvio, Santeri Kallion vuoden 2018 opinnäytetyö Pilarilaattojen rakennesuunnittelu ja Tomi Molanderin vuoden 2019 opinnäytetyö Betonielementtirakenteisen teollisuushallin suunnittelu.

Olettamukseni työn lopputuloksesta on, että eri rakennemallien tai kuormayhdistelmien laskeminen ohjelmiston avulla nopeutuu, mutta laskentatavoissa voi esiintyä jonkin verran eroavaisuuksia alkuperäisiin lähtötietolaskelmiin. Uskon myös, että lähtötietoina saamani arviot rakenteiden koosta ja raudoituksesta ovat hyvinkin käytökelpoisia ja kohteeseen soveltuvia sekä vastaavat laskentaohjelmalla saatuja tuloksia ilman suurta ylimitoitusta.

Oletuksenani on, että laskentaohjelmasta saatavien rakennelaskelma tulosteiden kanssa voi tulla hankaluuksia, koska niistä ei välttämättä helposti selviä, miten saatuihin tuloksiin on päädytty. Mitoitusohjelman antaa todennäköisesti mahdollisuuden hyödyntää luotua rakennemallia jatkossa, esimerkiksi lisä- ja muutostöissä, koska mallin muuttaminen uusien suunnitelmien pohjalta nopeutuu, kun valmis laskelmapohja on jo valmiina. Tästä syystä ohjelman käyttö saattaisi helpottaa rakenteen uudelleenlaskentaa verrattuna, esimerkiksi käsien laskentaan.

## 4 Kehittämissuunnitelma

Kehittämistyö aloitetaan selvittämällä avoimen kyselytutkimuksen avulla yrityksen työntekijöiltä yrityksen nykyiset betonirakenteiden mitoituskäytänteet ja selvitetään, kuinka suunnitteluprojektin esisuunnittelu vaiheessa on arvioitu rakenteiden alustavat koot ja rakennemallin toimintaperiaate. Kyselytutkimuksessa on annettu vapaus vastaajille itselle valita haluavatko he itse vastata avoimiin kysymyksiin lomakkeella tai suostua niiden pohjalta suoritettavaan haastatteluun.

Kysely on lähetetty yhteensä kolmelle yrityksen työntekijälle. Kyselyyn vastaajat on valittu sen perusteella, että he ovat olleet mukana suunnitteluprojektissa. Näiden saatujen tietojen perusteella suoritetaan rakenteiden mitoitus, sekä yrityksen nykyisillä mitoitusmenetelmillä, että RFEM-ohjelmalla. RFEM-mitoitusprosessin vaiheista toteutetaan oma kuvaus.

Kehittämistyö toteutetaan ohjelmavalmistajan tuotetietojen ja kirjallisuusselvitykseen pohjautuvana rakenteen ja sen mitoitusprosessien kuvauksena, jossa pyritään huomioimaan erilaisia rakenteiden mitoitusvaihtoehtoja ja niiden pohjalta tehtyjä projektikohtaisia valintoja.

Kehittämistyöstä pois rajataan tietomallien ja laskentaohjelmien yhteensovittaminen, koska aiheesta on tehty aikaisempia tutkimuksia ja saatavissa olevat lähtötiedot ovat 2D-muodossa. Rakentamistalouden näkökulmia, kuten suunnittelun kannattavuuslaskelmia ei kehittämistyössä tutkita, koska tämä edellyttäisi yritykselle syntyvän lisäarvon hinnoittelua, laajempaa usean projektin kattavaa otantatutkimusta sekä usean projektin käytettyjen työtuntien seuranta.

Paalulaatan yläpuolisten teräsrakenteiden suunnittelua ei tarkastella tämän työn osalta vaan keskitytään ainoastaan betonirakenteisiin, koska ne on jo aikaisemmassa suunnittelussa mitoitettu. Pystyrakenteiden liitokset perustuksiin suunnitellaan toimivan nivelellisinä. Paalujen mitoitus ja rakenteellinen tarkastelu jätetään työn ulkopuolella ja niiden oletetaan siirtävän niille tulevat kuormat suoraan maahan. Rakennuksessa ei käytetä vinoon asennettavia paaluja.

Kuitubetonin käyttö ja mitoitus rajataan aiheen ulkopuolelle. Tämä rajaus on hyödyllinen, koska tarkoituksena on vertailla mitoitusmenetelmiä keskenään samoilla lähtötiedoilla eikä vertailla vaihtoehtoisia rakenneratkaisuja keskenään. Opinnäytetyössä ei myöskään käsitellä mahdollisuutta toteuttaa paalulaatta jännitettynä.

## 5 Laskentaohjelman esittely

RFEM on 3D FEA-ohjelma, joka ottaa huomioon rakennesuunnittelun uusimmat vaatimukset. Rakenneanalyysiohjelma RFEM on modulaarisen ohjelmistojärjestelmän perusta ja pääohjelma. Ohjelman avulla voidaan määritellä rakenteita, materiaaleja sekä kuormia taso- ja 3D-rakennejärjestelmille. Nämä rakenteet voivat koostua levyistä, kuorista ja osista. Ohjelman avulla pystytään luomaan yhdistettyjä rakenteita, kiinteitä elementtejä tai kontaktissa olevia elementtejä. (What is RFEM? n.d.)

Ohjelmisto mahdollistaa muodonmuutosten, sisäisten voimien, tukivoimien ja maaperän kanssa kosketuksissa olevien rakenteiden rasituksen määrittämisen. Saatavilla olevat lisämoduulit helpottavat tiedon syöttämistä luomalla automaattisesti yhteyksiä ja rakenteita sekä niiden avulla voidaan suorittaa lisäanalyysjä erilaisiin standardeihin perustuen. Modulaarinen konsepti mahdollistaa sopivien lisäosien hankkimisen pääohjelman yhteyteen yksilöllisen tarpeen mukaan. (What is RFEM? n.d.)

## 6 Laskentaprosessi

### 6.1 Kuormien määrittäminen

Kuormat jaetaan pysyviin kuormiin, muuttuviin kuormiin ja onnettomuuskuormiin. Erilaiset pakkosiirtymät ja muodonmuutostilat voivat lisäksi muodostaa rakenteesseen, joko pysyviä tai muuttuvia välillisiä kuormia. Kuormat jaetaan esiintymismuotonsa mukaan vielä edelleen välittömiin, välillisiin, staattisiin, liikkuviin ja dynaamisiin. Esijännitykset luokitellaan pysyviksi kuormiksi. (RIL-201-1-2017, 31.)

Pysyvien kuormien ominaisarvo riippuu kuorma-arvojen vaihteluvälistä ja rakenteen herkkyydestä. Vaihteluvälin ollessa pieni käytetään tilastollista keskiarvoa. Poikkeuksellisen herkeit rakenteet tai suuren vaihteluvälin kuormitukset jaetaan 0,05-fraktiiliin  $G_{k,inf}$  ja 0,95-fraktiiliin  $G_{k,sup}$  pysyvän kuorman arvoihin, jotka ottavat huomioon tilastollisen vaihtelun riittävällä varmuudella. Rakenteiden omapaino lasketaan nimellismittojen ja keskimääräisen tiheyden mukaan. (RIL-201-1-2017, 31.)

Siirtymistä ja muodonmuutoksista aiheutuvat lisäkuormat otetaan tarvittaessa laskelmiin mukaan murtorajatilan osalta. Muuttuvan kuorman ominaisarvot valitaan nimellisarvon perusteella tai tunnetun tilastollisen jakauman mukaisilla tilastollisen todennäköisyyden ylä- tai alaraja-arvoilla. Standardi EN 1991 ja RIL-201 sisältävät tavanomaisia kuorma-arvoja. (RIL-201-1-2017, 31.)

Staattisten kuormien määrittäminen perustuu yleisen rakennetekniikan teorian ja käytännön mukaan laaditun rakennemallin rakenneosien, niiden liitosten ja maaperän keskinäisten voima- ja siirtymäsuureiden sekä reunaehtojen valintaan. (RIL 201-1-2017, 34.) Dynaamiset ja väsyttävät kuormat voidaan sisällyttää staattisiin kuorman ominaisarvoihin tai kertomalla staattiset kuormat dynaamisella suurennuskerroimella (RIL-201-1-2017, 32).

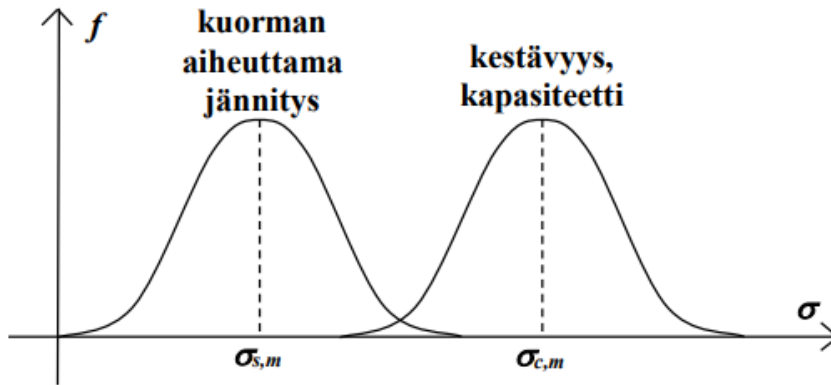
Onnettomuuskuormia voi syntyä, esimerkiksi tulipalon, räjähdyksen, törmäyksen tai paikallisen vaurion seurauksena (RIL-201-1-2017, 29). Tarvittaessa tulee rakenteita mitoittaessa ottaa huomioon ne kuormat, jotka voivat aiheuttaa kantavien rakenteiden sortumisen (RIL-201-2-2017, 91). Rakenteet voidaan tapauskohtaisesti suunnitella kestäväksi, estämään tai pienentämään onnettomuuskuormia. Toinen tapa on suunnitella rakenteet riittävän sitkeiksi tai suunnitella vaihtoehtoinen kuormien siirtymisreitti, jolloin rakenteen vaurioituminen tai sortuminen ei aiheuttamatta jatkuva sortumaa. (RIL-201-2-2017, 99.)

Onnettomuuskuormat voivat olla ennalta määriteltävissä tai määrittelemättömiä. Standardi EN 1991 esittelee nimellisarvoja ennalta määriteltäville onnettomuuskuormille. Rakennuksen kantavien rakenteiden tulee säilyttää kantokykynsä siihen asti, että ihmiset saadaan pelastettua sen välittömästä läheisyydestä. (RIL-201-2-2017, 99–100.)

Rajatilamitoitukset huomioidaan erillisinä tilanteina, joissa otetaan huomioon suunniteltu käyttöikä. Murtorajatilassa tarkastellaan rakenteen tasapainon menetystä, suuria siirtymiä, katkeamista, stabiiliteettia ja vaurioitumista ajan myötä. Käyttörajatilassa tarkastellaan rakenteiden toiminnallisuutta normaalikäytössä, joilla on vaikutusta ulkonäköön, käytön mukavuuteen tai säilyvyyteen. (RIL-201-1-2017, 29–30.)

Tarkasteltavia kuormayhdistelmiä ovat murtorajatilassa rakennuksen tai rakenteen staattinen tasapaino, kestävyys, geotekninen kantavuus ja onnettomuustilanteet. (RIL-201-1-2017, 40–41.) Rajatilamitoitus pohjautuu osavarmuuslukumenetelmään, jossa mitään kuormitusyhdistelyiden muodostamaa rajatilaa ei ylitetä. Mitoitustilanteiden mukaiset kuormitusyhdistelmät valitaan niiden fysikaalisen esiintymisen perusteella ja jokaiselle yhdistelmälle käytetään eurokoodien mukaisia osavarmuuskerroimia. (RIL-201-1-2017, 36–37.)

Kuormitusyhdistelyn säännöt koskevat staattisesti kuormitettuja rakenteita. Dynaamiset kuormat sisällytetään staattisiin kuormiin dynaamisilla suurennuskertoimilla kerrottuna. (RIL-201-1-2017, 36–37.) Rajatilamitoituksen periaatetta on havainnollistettu tilastollisten todennäköisyysjakaumien avulla kuviossa 1.



Kuvio 1 Rajatilamitoituksen kestävyksien ja jännitysten todennäköisyysjakaumat (Syrjä 2019, 87).

Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät ovat: rakenteen staattisen tasapainon osalta kaavan 1 mukainen, rakenteen kestävyys ja geoteknisen kantavuuden osalta kaavan 2 mukainen, luiskien geoteknisen kantavuuden ja kokonaisvakavuuden kannalta kaavan 3 mukainen, sekä onnettomuustilanteessa kaavan 4 mukainen. (RIL-201-1-2017, 40–41.)

$$1,1K_{FI} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (1)$$

missä  $1,1K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$  = epäedullisen vaikutuksen aiheuttavat pysyvät kuormat G kerrottuna osavarmuuskertoimilla

$0,9 \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$  = edullisen vaikutuksen aiheuttavat pysyvät kuormat G kerrottuna osavarmuuskertoimella

$\gamma_P P$  = esijännitysvoimat P kerrottuna osavarmuuskertoimella

$1,5K_{FI} Q_{k,1}$  = määräävä muuttuvakuorma kerrottuna osavarmuuskertoimilla

$1,5K_{FI} Q_{k,i}$  = muut samaanaikaan vaikuttavat muuttuvat kuormat kerrottuna osavarmuuskertoimilla

$\psi_{0,i}$  = kuormien yhdistelyarvo.



$$1,15K_{FI} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2)$$

*kuitenkin vähintään*  $1,35K_{FI} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right\}$

$$1,0K_{FI} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,3K_{FI} Q_{k,1} + 1,3K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (3)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4a)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4b)$$

kun pääasiallinen kuorma on lumi-, jää- tai tuulikuorma valitaan kaava 4a, muissa tapauksissa 4b. Seuraamusluokkia CC1, CC2 ja CC3 vastaavat luotettavuusluokat ovat RC1, RC2 ja RC3. Luotettavuusluokakohtaiset  $K_{FI}$  arvot, jotka ovat 1,1 luokassa RC3, 1,0 luokassa RC2 ja 0,9 luokassa RC1. (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 2016, 19.) Ohje rakennuksille ja rakenteille määriteltävistä seuraamusluokista on esitetty standardin SFS-EN 1990 kansallisessa liitteessä.

Käyttörajatilassa otetaan huomioon erilaisia käyttökelpoisuuskriteerejä eri kuormitusyhdistelmissä, joita ovat ominaisyhdistelmä, tavallinen yhdistelmä ja pitkäaikaisyhdistelmä. Ominaisyhdistelmä ottaa huomioon palautumattomat kuormien vaikutukset. Tavallinen yhdistelmä ottaa huomioon lyhyt aikaisille palautuville kuormituksille ja pitkäaikaisyhdistelmä vastaaville pitkäaikaisemmille kuormituksille. Eri standardit EN 1992...EN 1999 ja kansalliset liitteet voivat antaa ohjeita tapauskohtaisesti kuormitusyhdistelmän valintaan. (RIL-201-1-2017, 44.)

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät ominaiskuormien osalta määritetään kaavalla 5, tavallisten yhdistelmien osalta kaavalla 6 ja pitkäaikaisyhdistelmille puolestaan kaavalla 7 (RIL-201-1-2017, 44).

## Taulukko 1 Kuormien yhdistelyarvot

(Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 2016, 18).

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6 <sup>**</sup> )
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3 <sup>**</sup> )
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) <sup>*)</sup> kun			
$s_k < 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma <sup>***)</sup>	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
<sup>*)</sup> Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huomautus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään $\psi$ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. <sup>**)</sup> Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$ <sup>***)</sup> Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia			

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7)$$

missä  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$  = pysyvät kuormat $P$  = esijännitysvoimat $Q_{k,1}$  = määräävä muuttuva kuorma $\sum_{i > 1} Q_{k,i}$  = muut muuttuvat kuormat $\psi_{0,i}$  = kuormien yhdistelyarvo.

## 6.2 Paalulaattaan vaikuttavien voimien laskenta

Rakenneanalyysin avulla pyritään selvittämään voimien, jännitysten, siirtymien ja muodonmuutosten jakaumat tarkasteltavassa rakenteessa. Tarvittaessa suoritetaan paikallinen analyysi, jos muodonmuutoksen jakautuminen ei ole suoraviivaista, kuten tukien tai pistekuormien läheisyydessä. Yleisiä rakenteen toimintaa kuvaavia malleja ovat lineaarinen kimmoteoria ja sen erikoistapaus tilanteessa, jossa momentit jakautuvat rajallisesti uudelleen, ja plastisuusteoria sekä siihen perustuva ristikkoanalogiaa käyttävä analyysimalli. (RIL 202-2011, 29.) Pilarilaattaan vaikuttavien voimien määrittämiseen voidaan käyttää kaista-, myötöviiva- ja FEM-menetelmää. Voimien määrittelyn jälkeen voidaan toteuttaa eurokoodien mukainen betonirakenteiden mitoitus. (Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan osa 7: pilarilaatat 2010, 1.)

Leskelä (2008, 148) on tästä ohjeesta poiketen esittänyt kirjassaan, että pilarilaattojen mitoittamiseen voisi käyttää kaistamenetelmän ja myötöviivateorian lisäksi ekvivalentin kehän laskentamallia. Toriseva (2014, 58) on diplomityössään kyseenalaistanut eurokoodissa SFS-EN 1992 1-1 esitettyä ekvivalentin kehän laskentamallin suoraa soveltamista pilarilaatoille, koska menetelmän ohjeistus on hyvin suppea.

Pilarilaatoissa on laskentamenetelmästä riippumatta pilarikaista ja keskikaista. Pilarikaistat toimivat pilareiden välillä jatkuvina palkkeina ja keskikaistat sijaitsevat niiden välissä. Pilarikaistat kantavat suurimman osan kuormituksesta. (Leskelä 2008, 148) Tuella jatkuvan laatan tukimomenttia voidaan SFS-EN 1992 (2015, 58) standardin mukaan pienentää kaavan 8 mukaisella arvolla.

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} t}{8} \quad (8)$$

missä  $\Delta M_{Ed}$  = momentin pienennys  
 $F_{Ed,sup}$  = tukireaktion suunnitteluarvo  
 $t$  = tuen leveys jännevälin suuntaan.

Pienet piste- ja viivakuormat, joiden suuruus on korkeintaan 20 % laattakentässä vaikuttavasta tasaisen kuorman kokonaismäärästä voidaan huomioida tasaisten kuormien tapaan muuttaen ne tasaisiksi ekvivalenteiksi kuormiksi. Tukireaktiot huomioidaan kuitenkin kuormien todellisten jakaumien perusteella. (Leskelä 2008, 397-398.)

Suurten pistekuormien vaikutukset jatkuvassa rakenteessa kenttä- ja tukimomenttien suuruuteen voidaan tarkastella painuvien tukien laskentamallien avulla, jossa huomioidaan reunatukien tuentatapa. Pistekuorman aiheuttama lisämomentti voidaan laskea kaavan 9 avulla ja tukimomentin muutos kaavan 10 avulla. Kaavan 9 avulla saatu momentin muutos vastaa pistekuorman aiheuttamaa momenttia yksiaukkoisella palkilla. (Leskelä 2008, 102-103.)

$$\Delta M_B = \frac{\beta_M \Delta_B (EI)}{L_1 L_2} \quad (9)$$

missä  $\Delta M_B$  = kenttämomentin muutos  
 $\beta_M$  = tuentatavasta riippuvainen kerroin  
 $\Delta_B$  = pistevoiman aiheuttama siirtymä  
 $\beta_M = 3$  kun vapaasti tuettu, 4,18 kun toinen reunatuki kiinnitetty ja 6 kun molemmat reunatuet kiinnitetyt ( $0,8 < \frac{L_1}{L_2} < 1,25$ )  
 $EI$  = rakenteen jäykkyys  
 $L_1$  ja  $L_2$  = etäisyydet reunatuesta.

$$\Delta M = -\Delta M_B / 2 \quad (10)$$

missä  $\Delta M_B$  = kenttämomentin muutos  
 $\Delta M$  = tukimomentin muutos.

### 6.2.1 Kaistamenetelmä

Kaistamenetelmä noudattaa plastisuusteorian mukaista alarajalauseetta eli sen momenttijakauma toteuttaa tasapainoehdot ja laatan reunaehdot. Laattaa mitoittaessa tulee huomioida, ettei murto- tai myötöehtoa ylitetä missään vaiheessa. Momenttijakaumia voi olla useita, mutta niistä usein valitaan suurimman kantokestävyyden antava jakauma. Muut jakaumat ovat laskennallisesti enemmän varmallalla puolella murto-tilan suhteen. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 23.)

Menetelmän toimintaperiaatteena on, että laatat jaetaan toisiaan risteäviin yhteen suuntaan kantaviksi ajateltuihin laattoihin, jotka vastaanottavat vain pituussuuntaista taivutus- ja leikkausrasitusta. Laatat eivät leikkaa toisiaan ja niihin ei katsota syntyvän vääntöä. Menetelmää voidaan soveltaa erilaisille ristiin kantaville laatoille, joiden tukien kiinnitysaste vaihtelee. Eroja aiheuttavat valitut kuormasuhteet ja kaistajako sen perusteella, minkälaiset tukiehdot, jännemitat sekä valittu laatanosa ovat kyseessä. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 23–24.)

Käsittelen tässä tarkemmin palkkikaistojen käyttöä, koska By211 osan 2 (2014,28) mukaan palkkikaistoja käyttämällä voidaan kaistamenetelmää soveltaa myös pilari-laattoihin. Palkkikaistan leveyden tulee olla riittävä laattakaistoilta tulevia kuormia ilman, että raudoitusmäärät kasvavat ylisuuriksi. Pitkien palkkikaistojen kohdalla tulee huomioida erityisesti taipuma. Kaistamenetelmä soveltuu ainoastaan neliön tai suorakaiteen muotoisien laattojen laskentaan. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 28–29.)

Momenttijakauma kannattaa valita sellaiseksi, jossa vääntömomentti on nolla, ulkoinen kuorma pidetään tasapainossa taivutusmomenttien avulla ja jakauma muistuttaa kimmoteoreettista. Mikäli valittu jakauma ei muistuta kimmoteoreettista, saattaa halkeamaleveydet kasvaa liian suuriksi ja käyttörajatila ei tule otettua tarpeeksi huomioon. (Leskelä 2008, 143–144.) Leskelä (2008, 148) käyttää palkkikaistoista termiä pilarikaista ja perustelee niiden toimivan rakenteessa tukikaitoina, joille pääosa kuormista johdetaan.

Tukikaistat toimivat kuin laatan sisäinen palkki ja niissä on keskimääräistä enemmän raudoitusta. Tukikaistat siirtävät kuormat ainoastaan tuille tai vaihtoehtoisesti toisille tukikaistoille, esimerkiksi aukkojen tapauksessa. Pilarilaatan kaistojen jännemitat määräytyvät pilareiden vapaiden välien mukaan ja ne toimivat molemmissa suunnissa yhteen suuntaan kantavina. (Leskelä 2008, 150.)

### 6.2.2 Myötöviivamenetelmä

Leskelän (2008, 155) mukaan myötöviivateoria soveltuu monien erilaisten laattojen tarkasteluun mukaan lukien pilarilaatat. Myötöviivateoria hyödyntää plastisuusteoriaa laattarakenteiden rajakuormien laskentaan ottaen huomioon laattojen muoto- ja tuentatavat ja raudoituksen. (Leskelä 2008, 125) Plastisessa taivutuksessa kuormitusta kasvatetaan yli kimmoisen rajan ja siitä edelleen yli myötörajan, jolloin saavutetaan rakenteen äärimmäinen kantokyky, jonka momenttia kutsutaan plastiseksi rajamomentiksi (Karhunen, Lassila, Pyy, Ranta, Räsänen, Saikkonen & Suoranta 1993, 148).

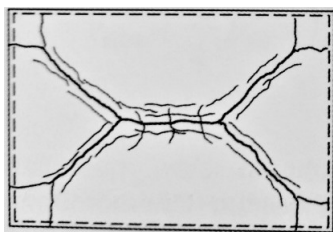
Rajamomentti synnyttää plastisen nivelen, johonkin osaan rakennetta. Hyperstaattinen rakenne voi vielä jakaa lisää kuormaa muualle, mutta lopulta saavutetaan rajakuorma, jolla tapahtuu stabiliteetin menetys. Tätä rajatilakuormaa voidaan käyttää rajatilamitoituksessa, johon rakenteen varmuutta verrataan. Väsyttävien kuormien tapauksessa tätä mitoitusta ei voi käyttää. (Karhunen ym. 1993, 151.) Leskelä (2008, 113) on plastisuusteorian yhteydessä maininnut, että kyseinen teoria soveltuu ainoastaan murtorajatilien laskelmiin eikä sitä voi siis soveltaa suoraan käyttörajatilassa.

Myötöviivateorian perusteella laatta jaetaan myötöviivan mukaisiin osiin, jotka pääsevät kiertymään toistensa suhteessa (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 33). Myötöviivojen sijainnit voidaan arvioida likimääräisesti ja niiden raja-arvot ratkaista valitun sijainnin funktiona (Leskelä 2008, 125). Leskelä (2008, 125–126) esittää myötöviivojen jakavan laatan jäykkiin osiin, jotka kiertyvät niiden suhteen ja myötöviivojen alueella vaikuttaa vakiomomentti.

Laattaan voidaan määrittää useita erilaisia myötökuvioita, joista valitaan se, joka syntyy pienimmällä kuormalla. Ilmiötä kuvataan virtuaalisen työn periaatteella, jossa ulkoisen kuorman tekemä työ valitaan yhtä suureksi kuin myötöviivoilla tapahtuva sisäisestä muodonmuutoksesta aiheutuva työ. Teorian pohjalta on luotu jo valmiiksi ratkaistuja myötökuvioita tyypillisimmistä tapauksista. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 33.)

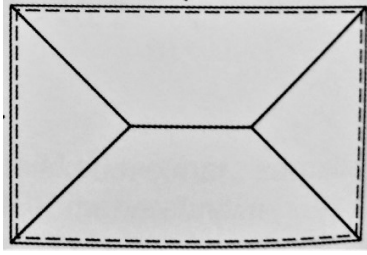
Myötöviivateoria soveltuu monien erilaisten laattojen tarkasteluun, ja niissä tutkittavia mekanismeja ovat vähintään laskosmekanismi ja pilareiden kohdilla paikallinen viuhkamekanismi. Laataston reunapalkkien yhteydessä joudutaan tutkimaan myös muita mekanismeja. Laskosmekanismeissa myötöviivat ovat pilarilinjojen suuntaisia ja sijaitsevat pilarien sivujen mukaisesti ja laataston kentän keskivaiheilla. Kartiomekanismeissa puolestaan muodostaa pilareiden ympärille pilareiden mittojen ja viuhkamekanismin säteen mukaan määräytyvän myötöviivan muodon. (Leskelä 2008, 155–156)

Myötökuvioiden alueille syntyy laskennallinen myötömomentti, joka vaikuttaa yhtä suurena kaikilla viivaosuuksilla. Myötöviivateoria on havaittu toimivaksi laatan halkeilussa, joka muodostaa syntyessään hyvin lähelle myötökuviota vastaavan muodon. Myötöviivateorian oletuksena laatalle on riittävä kiertymiskyky, joka asettaa vaatimuksia sen raudoitukselle. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 32–33.) Laatan halkeilun ja teoreettisen myötökuvion vastaavuuksia on havainnollistettu kuvioissa 2 ja 3.



Kuvio 2 Laatan alapinnan halkeilu

(By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 32).



Kuvio 3 Teoreettinen myötökuvio

(By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 32).

Lasketun myötömomentin suuruus on teorian mukaan sama kuin laatan taivutuskestävyys. Myötömomentin laskennassa tulisi käyttää betonille suunnittelulujuudenarvoa, jotta kiertymiskyky katsotaan olevan riittävä ja todellinen lujuus näin ollen laskettua suurempi. (Leskelä 2008, 125.) Raudoituksen sitkeyden tulisi olla vähintään luokkaa B ja puristusvyöhykkeen korkeuden suhde teholliseen korkeuteen alle 0,25, joka voidaan myös ilmoittaa yhtä suureksi kuin suhde  $\beta/0,85$ .  $\beta$  arvo kuvaa tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellista korkeutta. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 56.)

Tämä edellä mainittu koskee korkeintaan betonin lujuusluokkaa C50/60, jos käytetään tätä korkeampaa lujuutta tulee raja-arvo olla korkeintaan 0,15. Lisäksi tuki- ja kenttämomenttien kestävyyksille suhteelle on asetettu vaatimusväli 0,5–2,0. Pilari-laatan lävistystarkastelu ja pilareiden kestävyys tulee tarkistaa suurimpia saatuja plastisia momenteja käyttäen. Näillä keinoilla varmistetaan mekanismien riittävä poikkileikkausten sitkeys ja kiertymiskyky ilman erillisiä laskelmia. (Leskelä 2008, 113.)

### 6.2.3 Elementtimenetelmä

Elementtimenetelmässä pyritään rajaamaan kenttämuuttujien tai tuntemattomien määrä äärelliseksi jakamalla kappale pieniksi elementeiksi, joille voidaan muodostaa likimääräisiä funktioita, kuten interpolaatio funktioita tai muotofunktioita. Kenttämuuttujat määritetään tiettyihin solmupisteisiin, joiden ratkaisemisen jälkeen nämä kaikki kenttämuuttujat voidaan ratkaista interpolaatio funktion avulla. (Bhavikatti 2005, 1–2.)

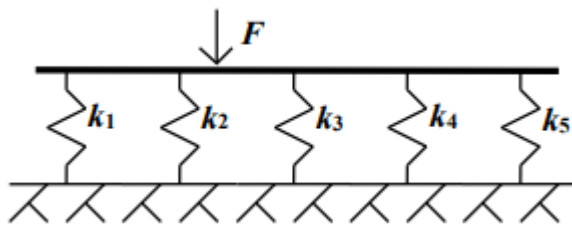


Elementeille tulee määrittää niiden ominaisuudet, johon löytyy neljä eri lähestymistapaa. Näitä ovat suora lähestymistapa, muunneltava lähestymistapa, painotettu jäännös menetelmä ja energiatasapainon lähestymistapa. Kiinteiden kappaleiden mekaniikassa käytetään useimmiten muunneltavaa lähestymistapaa määrittäessä jäykkyyssmatriisia ja solmuvoima vektoria. Kiinteille elementeille voidaan määrittää kaavan 11 mukainen yhtälö. (Bhavikatti 2005, 1–2.)

$$[k]_e \{\delta\}_e = \{F\}_e \quad (11)$$

missä  $[k]_e$  = elementin jäykkyyssmatriisi  
 $\{\delta\}_e$  = elementtisolmun siirtymävektori  
 $\{F\}_e$  = solmuun kohdistuva voimavektori.

Elementti ominaisuuksien avulla voidaan määrittää koko rakenteen ominaisuudet määrittää ja muodostaa koko rakenteelle vastaavanlainen yhtälö. Jäykkyyssmatriisilla  $k_{ij}$  kertoo, kuinka paljon voimaa kohdistuu suuntaan  $i$  yksikön suuruudesta siirtymästä suuntaan  $j$ . Ottamalla huomioon rakenteen reunaehdot saadaan määritettyä solmujen tuntemattomat muuttujat. Solmujen arvojen selvittämisen jälkeen voidaan laskea rasitukset ja momentit erilaisissa tilanteissa. (Bhavikatti 2005, 2.) Toimintaperiaatetta havainnollistaa yksinkertaistettu kuvion 4 mukainen jousimalli.



Kuvio 4 Jousimalli

(Syrjä 2019, 11).

Kaikki elementit muodostuvat vähintään yhdestä solmupisteestä. Solmupisteet sijaitsevat elementin reunaviivan päässä tai elementin päässä. Mahdollisesti reunaviivan alueella on myös kolmas piste, jos reunaviiva on kaareva. Jokaiselle solmupisteelle määritetään vapausasteiden määrä sen mukaan, missä ulottuvuudessa elementtiä tarkastellaan. (Syrjä 2019, 52.)

Vapausasteita ovat siirtymä koordinaattiakselin suunnassa ja kiertymä sen ympäri. Vapausasteita vastaavat voimat ovat koordinaattiakselin suuntainen voima ja sen ympäri kiertävä momentti. Elementtien vapausasteiden tulee olla yhteneviä erityyppisiä elementtejä yhdisteltäessä. Elementit voidaan jakaa erilaisiin tyyppisiin, joita ovat piste-, viiva-, pinta- ja tilavuuselementit. (Syrjä 2019, 52.)

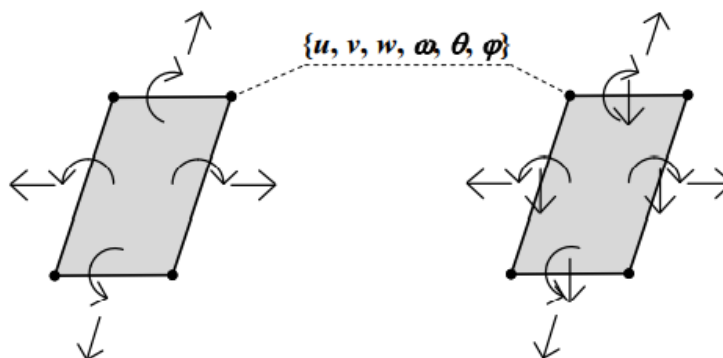
Piste-elementtejä ovat pistemäiset massat tai liitoselementit (Syrjä 2019, 56–57). Viivaelementit voidaan jakaa edelleen niiden toimintaperiaatteen mukaan sauvaelementteihin, köysielementteihin, sekä mataliin ja korkeisiin palkkielementteihin. Sauvaelementit vastaanottavat ainoastaan aksiaalivoimaa. Köysielementit ottavat vastaan ainoastaan vetoa. Matalat palkkielementit ottavat vastaan aksiaalivoimaa ja taivutusmomenteja. Korkeat palkit eroavat matalista palkeista sillä, että ne ottavat vastaan myös leikkausvoimia. (Syrjä 2019, 57.) Palkkien luokittelu korkeuden  $h$  ja pituuden  $L$  mukaan on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2 Palkkiteorioiden mukainen jaottelu  
(Syrjä 2019, 59).

$\frac{h}{L} < \frac{1}{20}$	Matala palkki, Euler-Bernoulli
$\frac{1}{20} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{10}$	Harmaa alue
$\frac{h}{L} > \frac{1}{10}$	Korkea palkki, Timoshenko

Pintaelementit jaetaan edelleen levy-, laatta-, kalvo- ja kuorielementteihin. Levyelementit ovat 2D elementtejä, joihin ei kohdistu tasoa vastaan kohtisuoria leikkaus- tai tasojännityksiä vaan ainoastaan tasonsuuntaisia voimia. Levyelementissä ei esiinny venymää tai liukumaa. Laattaelementit ottavat vastaan tasonsuuntaisten voimien lisäksi taivutus- ja vääntömomentteja. Laattaelementit, joiden paksuus ylittää viidesosan laatan pituudesta luokitellaan paksuiksi laatoiksi ja niiden mitoittamiseen sovelletaan eri mitoitusoteoriaa, joka ottaa huomioon myös leikkausvoimia. (Syrjä 2019, 60–62.)

Kalvoelementit ovat kolmiulotteisia ja ne ottavat vastaan ainoastaan tasonsuuntaisia normaali- ja leikkausvoimia. Kalvoelementit voivat olla muodoltaan usein ohuita ja kaarevia. (Syrjä 2019, 33; 62.) Kuorielementit ovat kolmiulotteisia kaarevia, pallomaisia tai sylinterimäisiä. Ne ovat usein ohut seinäisiä ja kuten laattaelementit ne jaetaan usein vielä paksuihin ja ohuisiin kuorielementteihin. Ne pystyvät ottamaan vastaan tasonsuuntaisten voimien lisäksi taivutusta ja vääntöä. (Syrjä 2019, 34; 63.)



Kuvio 5 Kuorielementit ja niiden vapausasteet (Syrjä 2019, 62).

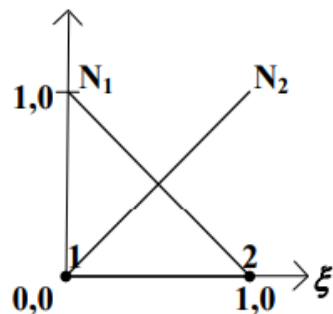
Tilavuuselementtejä käytetään massiivisissa elementeissä, joihin saattaa kohdistua useita eri suuntaisia jännitys komponentteja. Niiden solmupisteiden väliin muodostuu tilavuus. (Syrjä 2019, 67.) Syrjä (2019, 68) samoin kuin Liu & Quek (2014, 307) esittävät suositeltaviksi elementtimuodoiksi tasasivuista kolmiota, neliötä, tasasivuista tetraedriä ja kuutiota.

Elementeistä muodostetaan rakenteen geometriaan sopiva elementtiverkko. Elementtijako voi olla säännöllinen tai epäsäännöllinen ja niiden koko saattaa muuttua rakenteessa, kuitenkin pyritään lineaariseen elementtikoon muutokseen (Syrjä 2019, 54; 71).

Elementtimenetelmä käyttää siirtymien ratkaisemiseen elementtikohtaisesti määritettyjä muotofunktioita. Kaava 12 esittää lineaarisen viivaelementin  $n$  siirtymän arviointia muotofunktioiden  $N$  avulla, joiden kuvaajat on esitetty kuviossa 6. Funktio saa arvon yksi valitussa solmupisteessä ja muissa solmupisteissä arvon 0. Funktioiden summa saa arvon yksi. (Syrjä 2019, 54.) Kaarevan elementin interpolaatio on lineaarisen sijaan neliöllinen (Syrjä 2019, 52).

$$u(x) = \sum_i N_i^n(x) u_i \quad (12)$$

missä  $x$  = koordinaattivektori  
 $i$  = vapausasteiden lukumääräindeksi.



Kuvio 6 Viivaelementin lineaarisen muotofunktion kuvaaja (Syrjä 2019, 60).

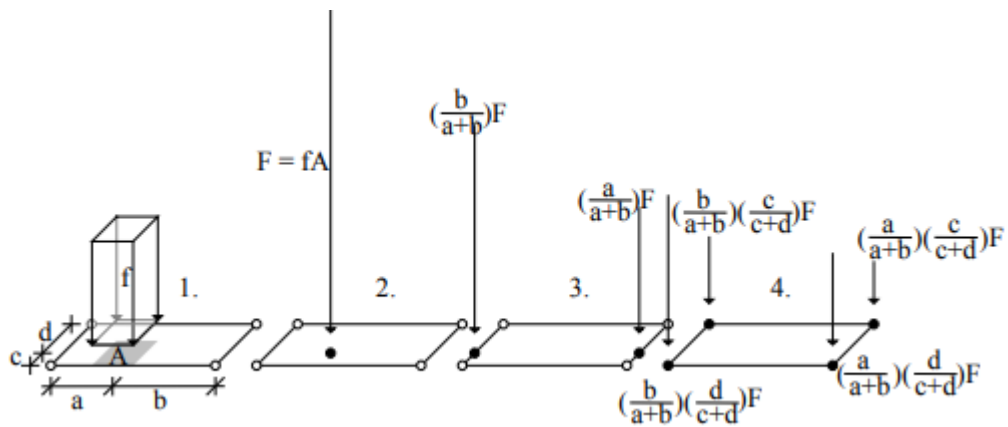
Elementtien laskenta toteutetaan elementin omassa koordinaatistossa, josta se on muunnettava globaaliin eli yleiseen koordinaatistoon. Koko rakenteen toimintaa kuvataksaan tulee systeemiyhtälön muodostamisessa huomioitava yhteensopivuusehto ja tasapainoehto. Yhteensopivuus ehdon mukaan elementtien tulee rakenteen siirtymien osalta pysyä aina kiinni toisissaan. Tasapainoehto määrittää, että solmupisteiden tulee säilyttää tasapaino. (Karhunen ym. 1993, 498–501.)

Systeemyhtälö täyttää yhteensopivuusehdon, kun elementin siirtymävektoreiden alkiot ja solmusiirtymät systeemin siirtymävektorissa vastaavat toisiaan. Tasapainoehto täyttyy, kun solmuun vaikuttavien kuormien vaikutus on samansuuruinen, kuin solmuihin liittyvien elementtien rasitusten vastavoima. (Karhunen ym. 1993, 498–501.)

Tuet esitetään aksiaalisina jousina ja kierrejousina solmupisteille. Tuki voi olla myös pinta tai viiva, jolloin se käsittää kaikki siihen kuuluvat solmut. Tuille on määritettävä vapausasteen mukaiset reunaehdot. Vaihtoehtoisia vapausasteita on valittavissa kolme, jotka ovat jäykkä, joustava tai vapaa. Usein rakenteiden yksinkertaistuksen vuoksi käytetään tukina, joko jäykkää tai vapaata. Tukea ei ole, jos kaikki reunaehdot ovat vapaita. Näin syntyviä erilaisia tukivaihtoehtoja, joissa vapausaste valitaan ainoastaan jäykän ja vapaan väliltä on yksiulotteisessa rakenteessa yksi, kaksiulotteisessa 7 ja kolmiulotteisessa 63. (Syrjä 2019, 77; 80.)

Rakenteiden materiaali vaikuttaa suunnitteluun ja materiaalit usein yksinkertaistetaan koostumukseltaan homogeenisiksi. Materiaalimallit jakavat rakenteet sen mukaan ovatko ne isotrooppisia, ortotrooppisia tai anisotrooppisia. Lisäksi ne jaetaan ideallisiin niiden jännitys-venymäkuvaajien mukaisiin luokkiin, joita ovat kimmainen, plastinen, kimmoplastinen ja myötölujittuva kimmainen. Todellisuudessa materiaalien kuvaajat jännitys-venymäkuvaajat ovat, joko elastisia tai epälineaarisia. (Syrjä 2019, 72–74.)

Rakenteelle tulevat kuormat jaetaan tarvittaessa aksiaalisiin-, pysty- ja vaakakomponentteihin. Tämän jälkeen elementille tuleva kuorma jaetaan sen solmuille vipuvarsisääntöä noudattaen. (Syrjä 2019, 83.) Vipuvarsisääntö on esitetty kuviossa 7 ta-soa vastaan kohtisuoralle pintakuormalle  $f$  ja sen vaikutusalueelle  $A$  elementin alueella.

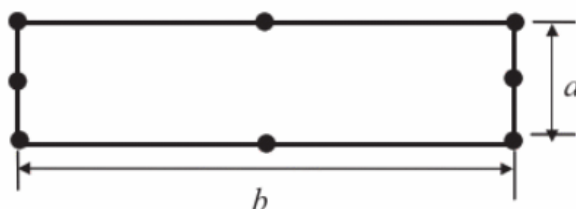


Kuvio 7 Vipuvarsisääntö

(Syrjä 2019, 83).

Elementtiverkon rakentamisessa on suositeltavaa valita oikea elementtityyppi, nimetä elementit selkeästi, pyrkiä käyttämään mahdollisimman tasasivuisia elementtejä, tihentää elementtiverkkoa tarvittaessa myöhemmässä vaiheessa, jotta mallikoko pysyy kohtuullisena, ja tihentää elementtiverkko tukien tai suurten pistekuormien lähellä. (Syrjä 2019, 104.)

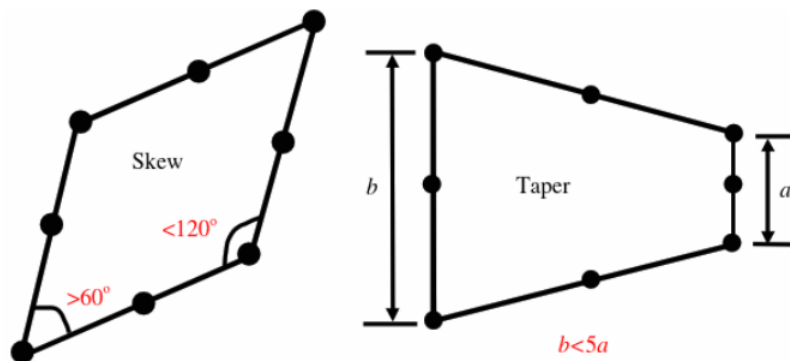
Elementin sivujen välinen suhde tulisi suorakaiteen muotoisella elementillä olla alle kolme rasitusten laskennan osalta, mutta alle kymmenen riittää siirtymien osalta. Suorakaide muistuttaa liian paljon kolmiota, mikäli sen sivu on viisikertaa pidempi kuin toisen puolen sivu. Kulmien ei tulisi lähestyä 0 tai 180 astetta. Nelikulmaisen elementin kulmien tulisi pysyä 60 ja 120 asteen välillä. (Liu & Quek 2014, 307–308.)



$$\frac{b}{a} \leq \begin{cases} 3 & \text{for stress analysis} \\ 10 & \text{for displacement analysis} \end{cases}$$

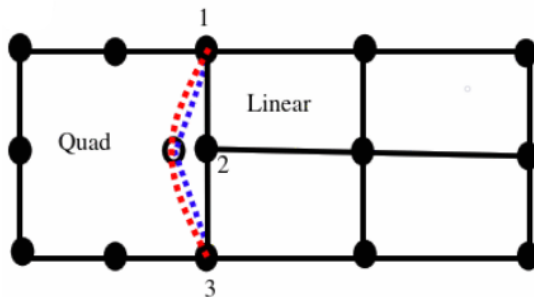
Kuvio 8 Elementin muotovääritymä

(Liu &amp; Quek 2014, 308).



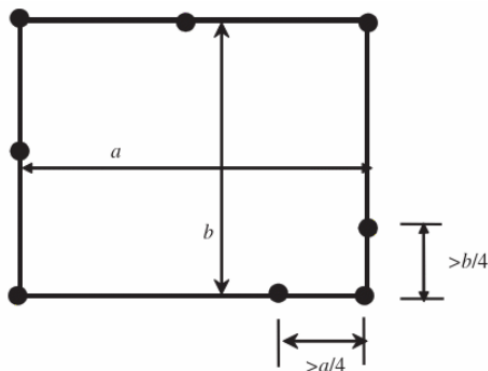
Kuvio 9 Elementtien kulmavääristymiä  
(Liu & Quek 2014, 308).

Elementtiverkon vääristymät voidaan havaita usein vertaamalla viereisten elementtien siirtymiä toisiinsa. Elementtien muodolle on asetettu muoto suosituksia ja niistä poikkeamiseen liittyviä raja-arvoja, joiden ylittäminen tai alittaminen aiheuttaa vääristymää. Elementtiverkon vääristymiä voivat aiheuttaa erimallisten tai eri kokoisten elementtien liittyminen toisiinsa, joka on esitetty kuviossa 10. (Liu & Quek 2014, 307; 309–310.)



Kuvio 10 Erialaisten ja kokoisten elementtien liittyminen toisiinsa, jossa katkoviivojen erot kuvaavat siirtymien välistä eroa  
(Liu & Quek 2014, 308).

Vääristymiä voi seurata myös kaarevien elementtien keskimmäisen solmupisteen liian suuri etäisyys reunalinjan keskeltä, kuten kuviossa 11 on esitetty tai ohjelman muuntaessa fyysisen koordinaatiston kuperan tilavuuselementin normaaliin muotoon luonnollisessa koordinaatistossa, josta seuraa negatiivisia arvoja, kun ulkopuolinen osa katsotaan kuuluvaksi elementin sisälle. Joillain FEA-ohjelmistoilla on toimintoja elementtiverkon vääristymisasteen tarkastamiseen. (Liu & Quek 2014, 307; 309–310.)



Kuvio 11 Elementin keskimmäisen solmupisteen poikkeama reunalinjan keskeltä (Liu & Quek 2014, 308).

Kuormitusten määrittämisen ja elementtiverkon luomisen jälkeen rakenteelle voidaan suorittaa analyysi, joko lineaarisesti tai epälineaaraisesti. Epälineaarinen analyysi ottaa huomioon laskettavan materiaalin tai geometrian epälineaarisuuden. (Syrjä 2019, 93.)

Lineaarinen analyysi on kimmoteoreettinen, jolloin poikkileikkaus oletetaan halkeilemattomaksi, kimmokertoimen arvona käytetään keskiarvoa, sekä jännityksien ja muodonmuutoksien välisen yhteyden katsotaan olevan lineaarinen. Lineaarinen analyysi soveltuu, sekä murtorajatilan että käyttörajatilan tarkasteluun. (SFS-EN 1992-1-1, 60.)



Lineaarisessa analyysissä lämpötilan aiheuttamat muodonmuutokset, painumat ja kutistumat voidaan ottaa murtorajatilassa huomioon käyttämällä pienennettyä jäykkyyttä, jolloin betonin vetojäykistysvaikutus jätetään pois ja viruma huomioidaan. Käyttörajatilassa vähittäin kehittyvä halkeilu otetaan huomioon näiden kuormien osalta. (SFS-EN 1992-1-1, 60.) Epälineaarinen analyysia voidaan käyttää, sekä murtoetta käyttörajatilan analyysihin. Sitä voidaan soveltaa lisäksi hoikkiin rakenteisiin, joissa toisen kertaluvun vaikutukset on otettava huomioon. (SFS-EN 1992-1-1, 63.)

Murtorajatilassa tutkitaan määrävien poikkileikkausten kykyä sietää ei-kimmoisia muodonmuutoksia ottaen huomioon niiden epävarmuuden. Lisäksi materiaalien jäykkyysominaisuudet pyritään ottamaan huomioon mahdollisimman realistisin sa-  
moin kuin vaurioitumiseen liittyvät epävarmuudet. Jännitys-muodonmuutosyhteyden laskennassa otetaan huomioon viruman vaikutus. (SFS-EN 1992-1-1, 63; 68.)

### 6.3 Paalulaatan mitoitus

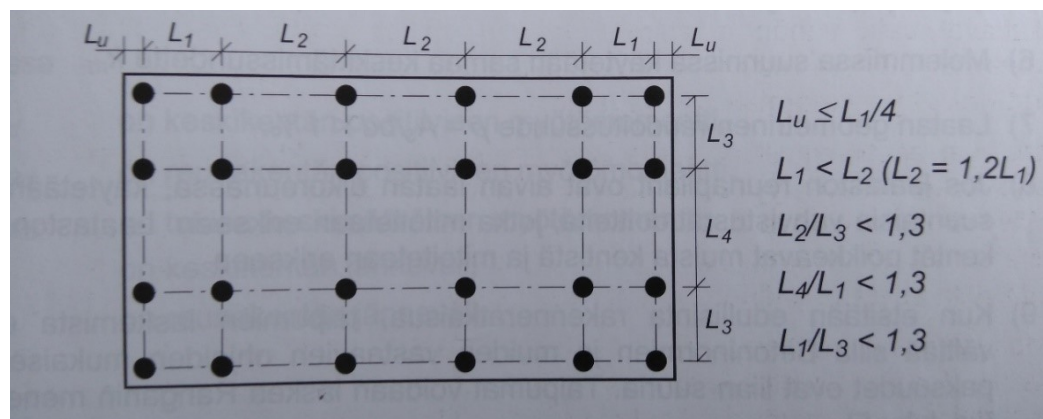
Pilarilaattojen alustavassa suunnittelussa huomioitavaa on, että säännöllinen pilari-  
jako ja neliön muotoiset laattakentät ovat edullisimpia toteuttaa. Suorakaiteen muo-  
toisten laattakenttien pilareiden jännevälien suhteeksi suositellaan 0,7–1,5 ja reu-  
nimmaisena pilarin vapaaksi mitaksi laatan reunasta yli 2 kertaa laatan hyötykorkeus  
 $d$ . Lämpökestävyyden parantamiseksi laattoihin voidaan tehdä paksunnos  
vahvistuslaatalla tai kartiomaisella sienellä pilareiden päähän. (Leskelä 2008, 148–  
150.) Muilta osin murtorajatila ei yleensä tule laatoilla paksuuden määräväksi mitoi-  
tuskriteeriksi (By 211 osa 2, 11).

Alustavassa suunnittelussa voidaan ottaa myös taipuma huomioon valitsemalla laa-  
tan hyötykorkeudeksi jatkuvien laattojen tapauksen mukaisesti vähintään  $L/28$ , jossa  
 $L$  on jänneväli ja käytettävän teräslaadun ominaislujuus on  $500 \text{ N/mm}^2$ . Vapaasti tue-  
tulla laaatalla vastaava arvo on  $L/23$  ja ulokelaatalla  $L/9$ . (Leskelä 2008, 148–150.)

Vastaavasti eurokoodin 2 kansallinen liite (2019, 22) esittää taipumien osalta tehollisen korkeudelle mittaa  $L/14$  tai  $L/20$  riippuen rakenteen kuormituksesta, missä  $L$  on rakenteen pidempi jännemitta. Pilarilaatoilla aukotus vaikuttaa enemmän laatan jäykkyyteen, kuin sivuiltaan tuetussa laatasta, joten aukotuksen määrä kannattaa minimoida ja läpiviennit mahdollisuuksien mukaan keskittää (Leskelä 2008, 405).

Edullisimpaan rakenteeseen pyrittäessä tulisi taipumat tarkastaa, esimerkiksi Ranganin menetelmällä. Betoninormien ja muiden ohjeiden mukaiset laatta paksuudet ovat tarpeettoman suuria. (Leskelä 2008, 408.) Paksuuden kasvattaminen voi johtaa siihen, että laatan omapaino suhteessa hyötykuormaan kasvaa, jolloin muut laattarakenteet voivat tulla edullisemmiksi. (Leskelä 2008, 405–406.)

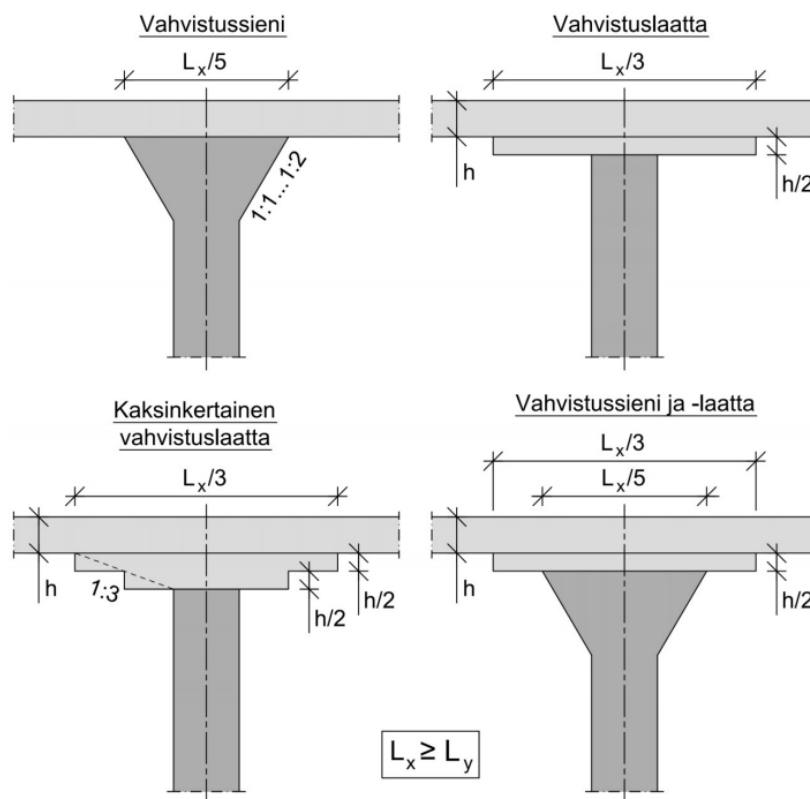
Pilarilaattojen kokonaistaipumaan vaikuttavat pääosin pitkäaikaiset kuormat, jolloin hyötykuormien arvojen  $2,5\text{--}10\text{ kN/m}^2$  vaikutus on pieni. Järkeviä rajoituksia voidaan kuitenkin tehdä laatan paksuudelle taloudellisuus huomioiden. Laataston alustava paksuus tulisi tällöin ehdot  $L/30\text{--}L/27$  tai vaihtoehtoisesti  $L_r/25\text{--}L_r/22$ , missä  $L_r$  tarkoittaa pilarin etäisyyttä kohtisuoraan laatan reunaan ja  $L$  tarkoittaa laataston suurinta jänneväliä. (Leskelä 2008, 405–406.) Laataston alustava muoto kannattaa valita alustavasti kuvion 12 muodon mukaan.



Kuvio 12 Pilarilaataston muotosuositus  
(Leskelä 2008, 407).

Laatan lävistyskestävyys määrää usein käytettävän pilarikoon ja usein se riittää tällöin myös pilarin puristuskestävyyden osalta. Pelkästään pilarikokoa kasvattamalla ei laatan lävistyskestävyys välttämättä ole riittävä, jolloin joudutaan vahvistamaan laatua paksunnoksilla tai raudoituksella. (Leskelä 2008, 148–150.)

Leikkausraudoittamattoman laatan kestävyttä voidaan raudoittamalla parantaa jopa kaksinkertaiseksi alkuperäisestä. Lävistysvahvikkeilla voidaan myös saada kasvatettua lävistyskestävyttä kasvattamatta pilarikokoa. Vahvistuslaattojen käyttö pienentää laatan taipumia, jolloin jännevälejä on mahdollista kasvattaa. Minimikokoa suuremman pilarin valinta helpottaa leikkausraudoituksen toteuttamista työteknisesti. (Leskelä 2008, 148–150.) Kuviossa 13 on esitetty mittoja alustavaa vahvistuslaatan tai -sienen valintaan. Lävistysraudoituksen käyttö katsotaan usein taloudellisemmaksi vaihtoehdoksi, kuin laatan paksuuden kasvatus (By 211 osa 2 2014, 11).



Kuvio 13 Vahvistuslaattojen alustava koon arviointi (Toriseva 2014, 10).

### 6.3.1 Mitoitus murtorajatilassa

Laatan taivutusmitoituksessa yhteen suuntaan kantavilla laatoilla mitoitetaan raudoitussuhteet pääsuunnalle ja jakoraudoitussuhteet puolestaan toiseen suuntaan. Ristiin kantavat laatat mitoitetaan molemmille pääsuunnille erikseen ilman jakoraudoitusta. Laatalle määritetään aluksi ulkoisten kuormista syntyvä mitoitusmomentti, poikkileikkauksen tehollinen korkeus, tehollinen lujuuskerroin ja betonin lujuuden mitoitusarvo. Näillä arvoilla saadaan laskettua kaavan 13 mukainen suhteellinen momentti. Suhteellisen momentin avulla pystytään määrittämään puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus  $\beta$  ja siitä edelleen mekaaninen raudoitussuhde  $\omega$  kaavan 14 avulla. Mekaanisen raudoitussuhteen selvittämisen jälkeen voidaan tarvittava vetoraudoituksen pinta-ala selvittää kaavalla 15. (By 211 osa 2, 48–49.)

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} \quad (13)$$

missä  $\mu$  = suhteellinen momentti.  
 $d$  = tehollinen korkeus  
 $b$  = rakenteen leveys  
 $m_{Ed}$  = mitoitusmomentti  
 $\eta$  = tehollinen lujuuskerroin  
 $f_{cd}$  = betonin lujuuden mitoitusarvo.

$$\omega = \beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (14)$$

missä  $\mu$  = suhteellinen momentti.  
 $\beta$  = puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus  
 $\omega$  = mekaaninen raudoitussuhde.

$$A_{s,vaad} = \omega d b \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} \quad (15)$$

missä  $A_{s,vaad}$  = vetoraudoituksen pinta-ala  
 $\omega$  = mekaaninen raudoitussuhde  
 $b$  = rakenteen leveys

$d$ =tehollinen korkeus

$\eta$ = tehollinen lujuuskerroin

$f_{cd}$ = betonin lujuuden mitoitusarvo.

Vähimmäisraudoitusala, minimi- ja maksimitankovälit on esitetty kappaleessa 6.3.4. Tankoväli saadaan selvitetty kaavalla 16, kun valitaan sopiva terästanko ja sen mukainen pinta-ala (By 211 osa 2, 49).

$$k = \frac{A_s(\emptyset)}{A_{s,vaad}} \quad (16)$$

missä  $k$ =valitun tangon tankoväli.

$A_{s,vaad}$  = vetorausituksen pinta-ala

$A_s(\emptyset)$ = yhden valitun tangon poikkipinta-ala.

Viivamaisesti tuetuille laatoille tehdään leikkaustarkastelu, joka toteutetaan useimmiten voimakkaimmin rasitetulla tuella. Tyypilliset laatat ovat leikkausraudoittamattomia, mutta pilarilaattoihin saatetaan toteuttaa lävistysraudoitus. Betonin paksuuden tai lujuuden kasvatus lisäävät myös leikkauskestävyyttä. (By 211 osa 2 2014, 58; 60.) Pilarilaatoille tehtävässä lävistysmitoituksessa tarkastellaan rakenteen varmuutta lävistysmurtumaan nähden, joka tarkoittaa laatan kartiomaista leikkautumista pilarin kohdalla tai pistemäisen kuorman alueella. (By 211 osa 2 2014, 64–65.)

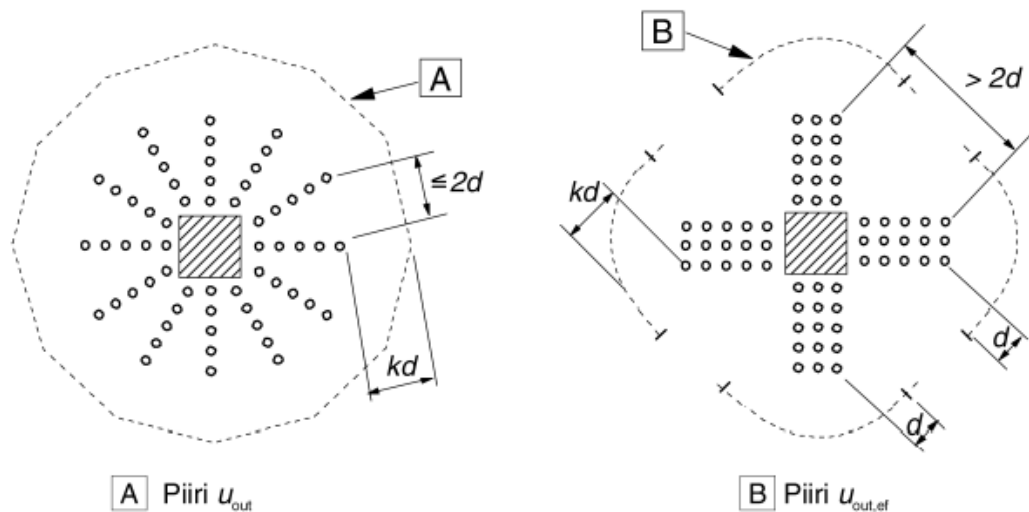
Laatan yläpinnan raudoitus rajoittaa halkeamien syntyä ja lisää hieman leikkauskestävyyttä. Lävistysraudoitus kasvattaa murtokartion piiriä, joka sekä kasvattaa lasketta-  
vaa pinta-alaa ja kauempana pilarista lävistyskestävyys on muutenkin parempi.

Laatta voidaan toteuttaa leikkausraudoittamattomana, jos laatan perustarkastuspiirin lävistyskestävyys on vähintään siihen kohdistuva leikkausjännitys. Muussa tapauksessa laatalle mitoitetaan leikkausraudoitus. Laatalle tulee määrittää leikkauskestävyyden maksimiarvo, jota ei voi ylittää. (By 211 osa 2 2014, 64–66.)

Leikkausraudoituksen ulottuma määräytyy laskettavan lisätarkastuspiirin mukaan. Lisätarkastuspiiri ulottuu alueelle, jossa leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys riittää leikkausjännitykseen nähden. Leikkausraudoitus sijoitetaan lisätarkastuspiirin sisäpuolelle etäisyydelle 1,5 kertaa laatan tehollinen korkeus  $d$  ja yli 0,3 kertaa  $d$  etäisyydelle pilarista. Maksimihakavälin tulee olla 0,75 kertaa  $d$ . (By 211 osa 2 71–72.) Kuviossa 14 on esitetty leikkausraudoituksen sijoittelu suhteessa pilariin ja tarkastuspiireihin. Lävistyskestävyyden yläraja on leikkausraudoitetuille rakenteille tarkistettava kaavan 17 avulla.

$$V_{Rd,max} = 1,6v_{Rd,c} \frac{u_1}{\beta} \quad (17)$$

missä  $v_{Ed}$  = Lävistyskestävyyden yläraja  
 $v_{Rd,c}$  = laatan lävistyskestävyys raudoittamattomana  
 $\beta$  = kuorman epäkeskisyyden huomioiva kerroin  
 $u_1$  = tarkistuspiirin pituus.



Kuvio 14 Leikkausraudoituksen sijoittelu tarkastuspiirin alueella (SFS-EN 1992-1-1 2015, 105).

Leikkausjännitys tarkistuspiirillä lasketaan kaavalla 18. Kertoimelle  $\beta$  voidaan käyttää pilarin sijainnin mukaisia likiarvoja, jos rakenteen stabiiliteettiin ei vaikuta rakenteiden välinen kehävaikutus tai laatan jännevälit eivät eroa toisistaan yli 25 %. Likiarvo  $\beta$  on nurkkapilarille 1,5, reunapilarille 1,4 ja sisäpilarille 1,15. Muissa tapauksissa tulisi  $\beta$  arvioida kaavan 19 perusteella, käyttäen apuna kuvion 15 avulla saatavaa  $k$ -arvoa ja kaavan 20 avulla laskettavaa leikkausvoiman staattisen momentin arvoa. (By 211 osa 2 2014, 68–69.)

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{du_i} \quad (18)$$

missä  $v_{Ed}$ = leikkausjännitys  
 $\beta$ = kuorman epäkeskisyyden huomioiva kerroin  
 $V_{Ed}$ =kokonaiskuorma  
 $u_i$ =tarkistuspiirin pituus  
 $d$ =tehollinen korkeus.

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed} u_1}{V_{Ed} W_1} \quad (19)$$

missä  $\beta$ = kuorman epäkeskisyyden huomioiva kerroin  
 $u_1$ =tarkistuspiirin pituus  
 $k$ =pilarin sivumittojen suhteen mukainen kerroin  
 $M_{Ed}$ =kuorman epäkeskisyydestä johtuva taivutusmomentti  
 $V_{Ed}$ =kokonaiskuorma  
 $W_1$ =tarkastuspiirin leikkausvoiman staattinen momentti.

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (20)$$

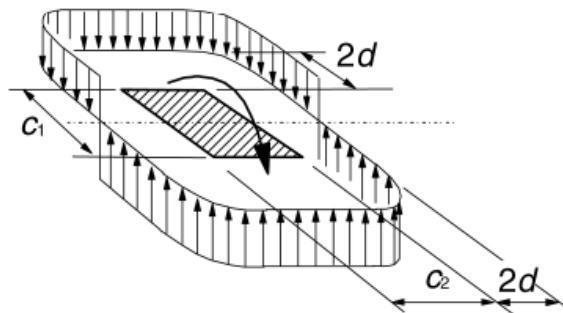
missä  $W_1$ =leikkausvoiman staattinen momentti tarkistuspiirillä

$c_1$ =pilarin sivumitta

$c_2$ =pilarin toinen sivumitta

$d$ =tehollinen korkeus.

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
$k$	0,45	0,60	0,70	0,80



Kuvio 15 K-kertoimen määrittäminen pilarimittojen mukaisesti

(SFS-EN 1992-1-1 2015, 100).

Laatan lävistyskestävyys leikkausraudoittamattomana voidaan laskea kaavalla 21 käyttäen apuna kaavan 22 molemmille vedetyille suunnille erikseen määritettävää raudoitussuhdetta, jossa huomioidaan keskimääräinen raudoitusmäärä  $3d$  etäisyydeltä pilarin molemmiin puolin. Lävistyskestävyyden määrittäminen edellyttää aina taivutusraudoituksen käyttöä. Kaavan 22 esittämää vetoraudoitusmäärää pienennetään ankkurointipituuksien suhteessa, mikäli raudoitus ei ole täysin ankkuroitu poikkileikkaukseen. Kaavan 23 avulla voidaan määrittää leikkausvoiman staattinen momentti tarkistuspiirillä. (By 211 osa 2 2014, 58; 69–71.)



$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left( 100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right) MPa^{1/3} \quad (21)$$

missä  $C_{Rd,c}$ =leikkausvoiman staattinen momentti tarkistuspiirillä

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}} \leq 2,0$$

$d$ =tehollinen korkeus

$$\rho_L = \min \left\{ \sqrt{\rho_{Ly} \rho_{Lz}}, 0,02 \right\} = \text{geometrinen raudoitussuhde}$$

$f_{ck}$  =betonin ominaispuristuslujuus.

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{d} \leq 0,02 \quad (22)$$

missä  $\rho_L$ =raudoitussuhde

$A_{sL}$  = *vetoraudoitus*määrä

$d$ =tehollinen korkeus.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3}{\gamma_c} \cdot \frac{\left( \frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\left( \frac{D}{d} + 4 \right)} \quad (23)$$

missä  $C_{Rd,c}$ =leikkausvoiman staattinen momentti tarkistuspiirillä

$d$ =tehollinen korkeus

$$\gamma_c = 1,5$$

$$D = \sqrt{c_1 c_2}$$

$c_1$  ja  $c_2$  = *pilarin sivumitat*.

Käytettäessä vahvistuslaattaa tai sienipaksunnosta voidaan laatan lävistyskestävyyden määrittämisessä tarvittava tarkistuspiiri pilareiden kohdalla määrittää kaavan 24 tai 25 avulla, jos laatan alapuolinen vahvistus on korkeudeltaan alle 2 kertaa vahvistuksen etäisyys pilarin reunasta. Kaava 26 on vastaavasti tarkoitettu tilanteeseen, jossa laatan alapuolinen vahvistus on korkeudeltaan yli 2 kertaa vahvistuksen etäisyys pilarin reunasta. Kaava 26 antaa vahvistuslaatan sisä- ja ulkopuolelle omat tarkistuspiirit, jotka tulee molemmat tarkistaa lävistyskestävyyden osalta. (SFS-EN 1992 1-1 2015, 98–99.) Kuviot 16 ja 17 selventävät mittojen määräytymistä.

$$r_{cont} = 2,0d + l_H + 0,5c \quad \text{pyöreälle laatalle} \quad (24)$$

$$r_{cont} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,0d + 0,56\sqrt{l_1 l_2} \\ 2,0d + 0,69l_1 \end{array} \right\} \quad \text{suorakaide laatalle} \quad (25)$$

$$r_{cont.ext} = l_H + 2,0d + 0,5c \quad (26)$$

$$r_{cont.int} = 2,0(d + h_H) + 0,5c$$

missä  $r_{cont}$ =tarkistuspiirin säde

$d$ =tehollinen korkeus

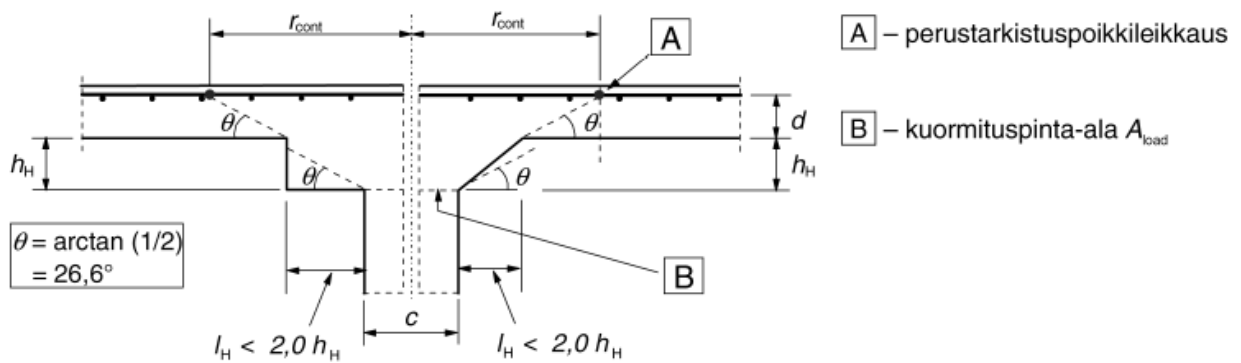
$l_1$ =vahvistuslaatan lyhyempi sivumitta

$l_2$ =vahvistuslaatan pidempi sivumitta

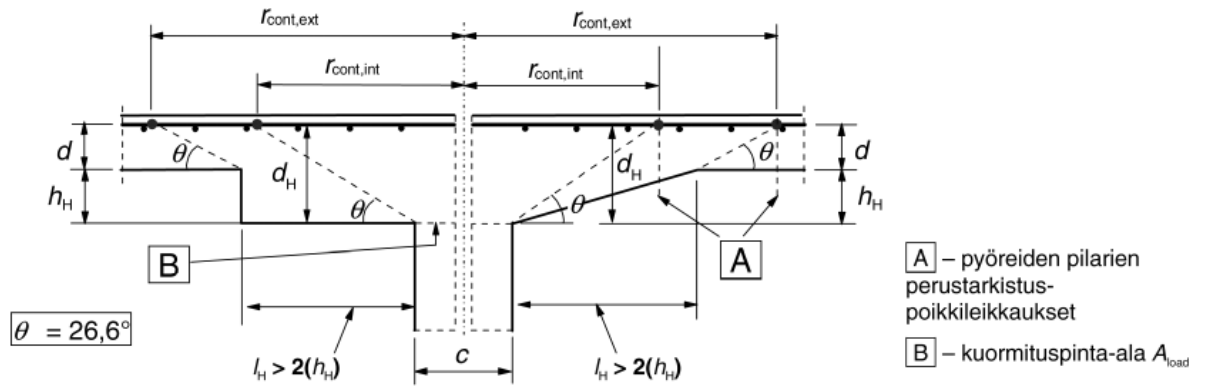
$l_H$ =vahvistuslaatan reunan etäisyys pilarista

$h_H$ =laatan alapuolisen vahvistuksen paksuus

$c$ =pyöreän pilarin halkaisija.



Kuvio 16 Vahvistuslaatan mitat, kun reunetäisyys alle 2 kertaa vahvistuksen paksuus (SFS-EN 1992 1-1 2015, 98).



Kuvio 17 Vahvistuslaatan mitat, kun reunetaisyys yli 2 kertaa vahvistuksen paksuus (SFS-EN 1992 1-1 2015, 99).

### 6.3.2 Mitoitus käyttörajatilassa

Käyttörajatilan kuormien tarkastelussa ei sovelleta menetelmiä, jotka edellyttävät rakenteen plastisoitumista. Käyttörajatilan tarkasteluissa pyritään rajaamaan laatan halkeamaleveyttä ja taipumaa. Laatan halkeamatarkastelussa tarvittavaa raudoituksen jännitystilaa arvioitaessa voidaan käyttää apuna murtorajatilan laskelmissa hyödynnettyjä laskentatapoja käyttörajatilan kuormitusyhdistelmillä laskettuna. (By 211 osa 2 2014, 88.)

Laatan halkeilua ei tarvitse tarkastaa, jos laatan paksuus on enintään 200 mm, laatussa ei vaikuta taivutuksen lisäksi isossa määrin vetoa, ja rakenne täyttää eurokoodin 2 kohdan 9.3 mukaiset yleiset laatan raudoitusehdot. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 121.) Taulukossa 3 on esitetty suurimpia sallittuja halkeamaleveyksiä erilaisissa rasitusluokissa ja kuormitustilanteissa.

Laataan voi syntyä halkeilua ulkoisen kuormituksen tai pakkovoimien seurauksena. Pakkovoimista aiheutuvaa halkeilua voidaan rajoittaa betonimassan koostumuksen valinnalla ja oikealla jälkihoidolla. Pakkomuodonmuutosten aiheuttamat teräsännitykset eivät saa kuitenkaan ylittää eurokoodin kansallisen liitteen asettamaa raja-arvoa  $0,8 f_{yk}$ . (By 211 osa 1 2013, 209–211.)

Kuormituksen aiheuttama halkeilu sen sijaan otetaan huomioon laskennallisesti. Laskenta suoritetaan tyypillisesti ominaiskuormilla, jolloin eurokoodi 2 kansallinen liite rajaa raudoituksen suurimman vetojännityksen arvoon 0,6 kertaa myötölujuuden ominaisarvo ja betonin puristusjännityksen arvoon 0,6 kertaa puristuslujuuden ominaisarvo. Betonin halkeilu on riippuvainen kuormitushistoriasta ja virumasta. (By 211 osa 1 2013, 209–211.)

Laatan halkeilukestävyys voidaan arvioida taulukoiden avulla tai laskennallisesti. Laskennassa voidaan käyttää käsin laskentaa tai tietokoneohjelmia. Epälineaarilla analyysillä voidaan ottaa huomioon laatan halkeamien vaikutukset momenttijakaumiin ja siten lisähalkeamien syntyyn. (By 211 osa 2 2014, 92–93.)  
Kaavan 27 avulla voidaan käsin laskennalla arvioida laatan halkeilukestävyyttä. Laatta halkeaa, jos ominaiskuormilla laskettu momenttirasitus ylittää kaavan avulla lasketun kriittisen momentin. (By 211 osa 2 2014, 92–93.)

Taulukko 3 Betonin halkeamaleveyden KRT:n maksimiarvot  
(Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1 Osa 1–1 2019,21).

Rasitus- luokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkuri- jännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijänne- rakenteet	
	Pitkäaikainen kuormayh- distelmä	Tavallinen kuormayhdis- telmä	Pitkäaikainen kuormayh- distelmä
X0, XC1	0,40	0,20	ei vaatimuksia
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,30	0,20	Vetojännityksetön tila
XD2, XD3, XS2, XS3	0,20	Vetojännityksetön tila	ei vaatimuksia

**Huomautus 1.** Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä teräsbetonirakenteissa tai käytettäessä tartunnattomia jänteitä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja esitetty raja on asetettu kelvollisen ulkonäön takaamiseksi. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.

**Huomautus 2.** Tartuntajännerakenteilla ja injektoiduilla ankkurijännerakenteilla sallitaan pitkäaikaisella kuormayhdistelmällä korkeintaan vetolujuuden ominaisarvon  $f_{ctk,0,05}$  suuruinen vetojännitys, mikäli rakennetta kuormittaa standardin SFS-EN 1991-1-1 mukainen hyötykuorma, jonka pitkäaikaisosuuden yhdistelykerroin on suurempi kuin 0,5.

**Huomautus 3.** Betonipeitteen ollessa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittu minimipeite  $c_{min,dur}$ , taulukon halkeamaleveyden raja-arvoja saa korottaa kertoimella  $(c_{true}-c_{dev})/c_{min,dur} \leq 1,4$ , jossa  $c_{true}$  on suunnitelmien mukainen betonipeite. Mikäli betonipeitteen paksuus on suurempi kuin 50 mm, betonipeitteelle  $c$  voidaan käyttää halkeamaleveyden laskennassa arvoa 50 mm.

$$M_{cr} = f_{ct,eff}W \quad (27)$$

missä  $M_{cr}$ = kriittinen momentti  
 $f_{ct,eff}=f_{ctm}$ =betonin tehollinen vetolujuus  
 $W$ =laatan taivutusvastus.

Taulukkomitoituksen avulla voidaan halkeamaleveyttä rajata sopivilla raudoitusvalinnoilla taulukoiden 4 ja 5 mukaisesti. Tämä arviointi edellyttää, kuitenkin teräsännityksen selvittämistä. Taulukko 4 on tarkoitettu käytettävän tilanteessa, jossa halkeilun aiheuttajana ovat ensisijaisesti pakkovoimat. Taulukon 4 käytössä huomioitava saadun enimmäishalkaisijan muunnos kuormitustapauksen mukaisen kaavan 32 tai 33 avulla. Mikäli halkeilu johtuu kuormitusyhdistelmästä, voidaan valita vapaasti toinen taulukoista. (SFS-EN 1992 1-1 2015, 121.) Teräsännitys saadaan selville By 211 osa 2 (2014, 92–94) esittämällä kaavalla 28, jonka ratkaisemiseen tarvitaan kaavan 29 mukaista puristusvyöhykkeen korkeutta ja kaavan 30 mukaista viruman huomioivaa teräksen ja betonin kimmokertoimien suhdetta.

Virumamuodonmuutokset ovat lineaarisia, kun pitkäaikaiskuormat pysyvät enintään 0,45 kertaa betonin ominaispuristuslujuus (By 211 osa 1 2013, 210). Virumaluku voidaan määrittää betonille kuormitusiässä  $t_0$  likimääräisesti kuvion 18 avulla, mikäli muodonmuutokset ovat lineaarisia. Kuvion 18 muunnetun paksuuden arvo  $h_0$  arvo saadaan kaavasta 31. (SFS-EN 1992 1-1 2015, 31; 33).

$$\sigma_{LT} = \frac{m_{E.qp}}{A_s Z_{LT}} \quad (28)$$

missä  $\sigma_{LT}$ = teräsännitys  
 $m_{E.qp}$ =laskentamomentti  
 $A_s$ =raudoituspinta-ala  
 $Z_{LT}$ =puristusvyöhykkeen korkeus.

Taulukko 4 Raudotustangon enimmäishalkaisija halkeamaleveyden rajoittamiseksi (SFS-EN 1992 1-1 2015, 122).

Teräsännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Taulukko 5 Raudoitustankovälien enimmäisarvot halkeamaleveyden rajoittamiseksi (SFS-EN 1992 1-1 2015, 122).

Teräsännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

$$Z_{LT} = d - \frac{X_{LT}}{3} \quad (29)$$

missä  $Z_{LT}$  = puristusvyöhykkeen korkeus

$d$  = tehollinen korkeus

$$X_{LT} = d \rho \alpha_{e,eff} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho \alpha_{e,eff}}} \right)$$

$\alpha_{e,eff}$  = teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde.

$$\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (30)$$

missä  $E_s$  = teräksen kimmokerroin

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = \text{betonin tehollinen kimmokerroin}$$

$\varphi$  = virumaluku

$$E_{cm} = 22 \text{ GPa} \left( \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$f_{ck}$  = betonin puristuslujuus.

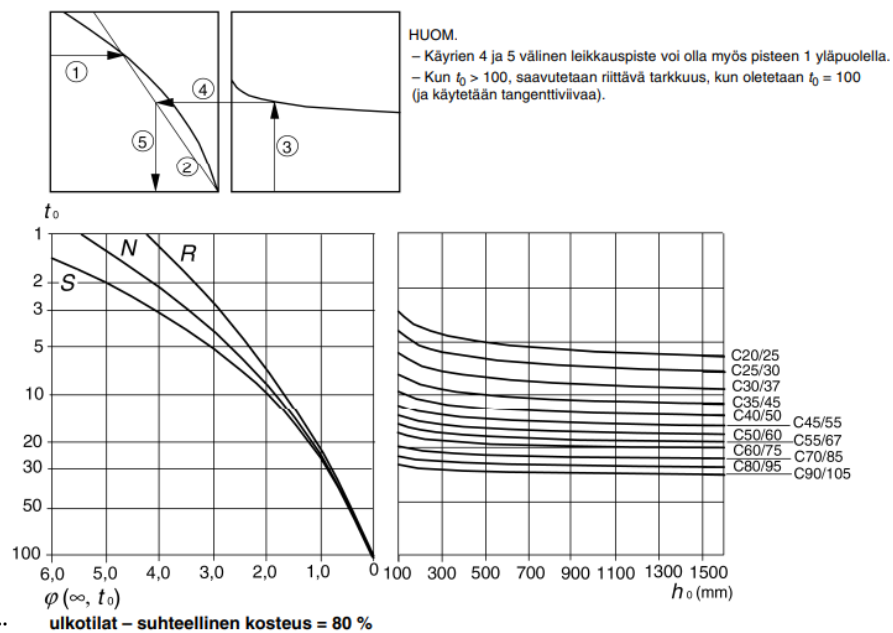
$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (31)$$

missä  $h_0$  = muunnettu paksuus laatan poikkileikkaukselle  
 $A_c$  =laatan poikkileikkausala  
 $u$ =poikkileikkauksen piirin pituus.

$$\phi_s = \phi_s^*(f_{ct,eff}/2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad \text{kun kyseessä taivutus} \quad (32)$$

$$\phi_s = \phi_s^*(f_{ct,eff}/2,9) \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \quad \text{kun kyseessä veto} \quad (33)$$

missä  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ =betonin keskimääräinen vetolujuus  
 $h_{cr}$  =vedetyn alueen korkeus ennen halkeilua  
 $h$ =rakenteen korkeus  
 $d$ =tehollinen korkeus.  
 $k_c=0,4$ =jännityksen jakauman huomioiva kerroin.



Kuvio 18 Virumaluvun arviointi kuvaaja  
 (SFS-EN 1992-1-1 2015, 32).



Hauraan murtuman riski on olemassa, vaikka halkeamaleveyttä on rajoitettu raudoituksella, jonka vuoksi raudoitusmäärän tulee olla vähintään kaavan 34 mukainen. Teräsjännityksenä käytetään taulukkomitoituksen mukaisia arvoja tai halkeamaleveyden suoran laskennan yhteydessä yläraja-arvoa  $f_{yk}$ . (By 211 osa 1 2013, 215–216.) Halkeamaleveyden rajoittamista suoran laskennan avulla ei tässä työssä esitellä tarkemmin.

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (34)$$

missä  $A_{s,min}$  = vähimmäisteräsmäärä  
 $\sigma_s$  = terästen vetojännitys  
 $k_c = 0,4$  puhtaassa taivutuksessa;  $1,0$  vedossa; yhdistetty normaalivoima + taivutus  $0,4 \left( 1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right) \leq 1$   
 $k = 0,4$ , kun laatan korkeus  $\leq 300$  mm;  
 $0,65$ , kun laatan korkeus  $\geq 800$  mm  
väliarvot interpoloidaan  
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  = betonin tehollinen vetolujuus  
 $A_{ct}$  = vetorasitettu poikkileikkausala.

Pitkäaikaisille kuormille on määritetty suositus taipumaraja  $L/250$ , jossa  $L$  on jännemitta. Mikäli taipumalle herkät rakenneosat tai laitteet liittyvät laattaan suositus arvona käytetään  $L/500$ . Laatan taipuman tarkka laskenta on hankalaa, koska laatan kuormitusten selvittämiseen käyttörajatilassa ei onnistu plastisuusteorian mukaisilla murtorajatilan laskentamenetelmillä, joissa laatan jäykkyydet ovat murtorajatilan mukaisia. Käyttörajatilassa jäykkyyssuhteet voivat erota murtorajatilan vastaavista ja halkeilu on merkittävästi vähäisempää. (By 211 osa 1 2013, 225–226.)

Halkeilumomentin ylittämisen jälkeen laatan kaarevuus kasvaa ja taivutusjäykkyys pienenee. Taivutusmomentin kasvu ja kaarevuus noudattavat epälineaarista riippuvuutta, mistä johtuen taivutusmomentin pienentyminen ei vähennä kaareutumista alkuperäisessä suhteessa. (By 211 osa 1 2013, 229–230.)

Taipuman arvioidaan pysyvän sallituissa rajoissa, mikäli kaavan 33 tai 34 mukainen ehto täyttyy edellyttäen, että teräsjännitys vastaa arvoa 310 MPa. Laatan teräsjännityksen ollessa jotain muuta kuin 310 MPa, tulisi kaavalla 35 tai 36 saatu arvo kertoa kaavan 37 mukaisella arvolla. (SFS-EN 1992 1-1 2015, 126–127; By 211 osa 1 2013, 226–227.)

$$\frac{L}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ jos } \rho \leq \rho_0 \quad (35)$$

$$\frac{L}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ jos } \rho > \rho_0 \quad (36)$$

missä  $L$  = jänneväli  
 $d$  = tehollinen korkeus  
 $K$  = rakennejärjestelmän mukainen kerroin pilarilaatoille eurokoodin kansallisen liitteen (2019, 22) mukaan 1,0  
 $f_{ck}$  = betonin puristuslujuus  
 $\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}$  = raudoitussuhteen vertailuarvo  
 $\rho$  = vetoraudoitussuhde  
 $\rho'$  = puristusraudoitussuhde.

$$\frac{310}{\sigma_s} = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (37)$$

missä  $\sigma_s$  = vetoterästen jännitys jänteen puolivälissä tai ulokkeiden tapauksessa tuella  
 $f_{yk}$  = teräksen myötölujuuden ominaisarvo  
 $A_{s,req}$  = vaadittu teräspinta-ala murtorajatilassa  
 $A_{s,prov}$  = poikkileikkauksen teräspinta-ala.

Leskelä (2015, 331) pitää edellä esitettyjä eurokoodi 2 sallittuja taipumarajoja soveltumattomina pilarilaattojen kaltaisiin rakenteisiin, jotka eivät ole yksinkertaisesti tuttuja. Eurokoodi 2 ei esitä hoikkuusrajoja ja se ottaa huomioon kuormitukset vain välillisesti. Pilarilaattojen osalta eurokoodissa esitetty menetelmä ei ota huomioon tukien raudoitusta. Gilbert ja Rangan ovat kritisoineet aikaisemmin vastaavia puutteita ja luoneet oman laskentamenetelmän, joka soveltuu kaikkiin käytännön rakenteisiin. Kaava 38 esittää tämän menetelmän. (Leskelä 2015, 331–332). Menetelmä on varmallalla puolella taipumien suhteen, kun otetaan vielä huomioon kutistumasta ja viiruman vaikutuksesta syntyvät pitkäaikaiset taipumat (Leskelä 2008, 417).

$$\frac{L}{d} \leq K_1 K_2 K_3 \left( \frac{a}{L} \frac{\alpha b_{ef} E_{cm}}{Lk(c(g_k + q_{k.lt}) + q_{k.st})} \right)^{1/3} \quad (38)$$

missä  $L =$  lyhyemmän sivun jänneväli

$d =$  tehollinen korkeus

$a =$  sallittu taipuma

$$\alpha = 15\sqrt{\alpha_e \rho} \leq 8 \text{ kun } \alpha_e \rho > 0,045$$

$$\frac{1}{7\alpha_e \rho} \leq 5 \text{ kun } \alpha_e \rho \leq 0,045$$

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$  = teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde

$b_{ef} =$  poikkileikkauksen puristetun puolen tehollinen leveys jännevälin

keskellä tai ulokkeen reuna-alueella, laatoissa käytetään yksikköleveyttä

$E_{cm} =$  betonin kimmokertoimen keskiarvo

$K_1 =$  jatkuvan laatan keskikentässä 1,6

jatkuvan laatan reunakentässä 1,4

$K_2 =$  laatoissa 1,0

$K_3 =$  laattarakenteen tyyppikerroin taulukon 6 mukaan

$k =$  pilarilaatoissa 1

$\rho =$  geometrinen raudoitussuhde

$c = 1 + \lambda$  kun kyseessä kokonaistaipuma

$\lambda$  kun kyseessä taipumaosa

$$\lambda = \left( 2 - 1,2 \frac{A_{sc}}{A_s} \right) \geq 0,6 = \text{pitkäaikaistaipumakertoja}$$

$A_{sc} =$  puristusraudoituspinta-ala jännevälin keskellä

$A_s =$  vetoraudoituspinta-ala jännevälin keskellä

$g_k$ =rakenteen omapaino

$q_{k.lt}$ =pitkäaikainen hyötykuorma

$q_{k.st}$ =muuttuva hyötykuorma.

Ranganin menetelmällä voidaan tarkistaa taipumat myös laskennallisesti. Menetelmä perustuu arinaperiaatteeseen, jossa laatan keskipisteen taipuma lasketaan pilarikais-  
tan taipuman ja keskikaistan kokonaistaipumien summana ottaen huomioon viruman  
ja kutistuman aiheuttaman lisätaipuman. Menetelmässä kaistojen taipumat laske-  
taan taivutettujen sauvojen kaavoilla käyttäen taivutusmomentteina murtorajatilassa  
kaistamenetelmällä laskettuja momentin arvoja kerrottuna kaavan 39 mukaisella pie-  
nennyskerroimella  $k_M$ . (Leskelä 2008, 338–340.)

$$k_M = \frac{g_k + q_{k.lt} + q_{k.st}}{\gamma_g(g_k + q_{k.lt}) + \gamma_q q_{k.st}} \quad (39)$$

missä  $\gamma_q$  =muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin

$\gamma_g$  =pysyvän kuorman osavarmuuskerroin

$g_k$ =rakenteen omapaino

$q_{k.lt}$ =pitkäaikaisen hyötykuorma

$q_{k.st}$ =muuttuva hyötykuorma.

Betonirakenteiden kutistuma ja lämpötilasta johtuvien liikkeiden estäminen tai rajoittaminen aiheuttavat rakenteeseen lisärasituksia. Maanvaraisissa laatoissa laatan ja maaperän välinen kitka toimii osittaisena esteenä liikkumiselle. Lämpötilasta johtuvat kuormitukset korostuvat kylmissä varastoissa tai kylmissä rakenteen osissa kuten suurten oviaukkojen läheisyydessä lämmitetyissä rakennuksissa. Kutistuminen lämpötilan laskun tai kuivumisen seurauksena aiheuttavat laattaan vetojännityksien seurauksena halkeilua. (By 45 2018, 66.)

Kutistuman eri muotoja ovat plastinen kutistuma, plastinen painuma, kuivumiskutistuma, lämpötilasta johtuvat muodonmuutokset ja autogeeninen kutistuma. Plastista kutistumaa voidaan vähentää valuolosuhteiden hallinnalla, jälkihoidolla, välttämällä betonin lisähuokoistusta ja riittävän suurella vesi-sementtisuhteella. Plastinen kutistuma on noin 0–5 mm/m riippuen tilanteesta. (By 45 2018, 144.)

Kuivumiskutistumaa voidaan jälkihoidolla hidastamaan ja siten sen vaikutuksia halkeiluun vähentää. Loppuvaiheen kuivumiskutistumaan ei voida juurikaan vaikuttaa, mutta sen nopeuteen vaikuttavat kuivumisolosuhteet ja betonin koostumus. (By 45 2018, 146–147.)

Sementtipastan määrän vähentäminen ja kiviaineksen lisääminen vähentävät kuivumiskutistumaa. Vesisementtisuhteen pienennys vähentää tiettyyn rajaan asti kuivumiskutistumaa. Autogeeninen kutistuma on sisäistä kuivumista, joka tapahtuu sementin ja veden reagoidessa keskenään aiheuttaen tilavuuden pientymisen. Sen merkitys on suuri alhaisilla vesisementtisuhteilla, mutta tyyppillisillä lattiabetoneilla ongelmia harvoin syntyy. (By 45 2018, 146–147.)

Jännitysten suuruus riippuu käytettävästä betonista, lämpötilaerosta, olosuhteista valuhetkellä, kovettumisen aikaisesta puristusjännityksen suuruudesta ja virumasta. (By 45 2018, 66). Nämä rasitukset voidaan hallita kutistumissaumojen avulla, raudoituksella tai jälkijännittämällä. Ainoastaan jälkijännitetty laatta voidaan katsoa halkeilemattomaksi rakenteeksi. Muut vaihtoehdot pyrkivät halkeamien koon rajaamiseen. (By 45 2018, 155.) Liikennekuormitetuille lattioille ei suositella kutistumissaumoja, koska saumat ovat rakenteen heikoin kohta. Lämpötilaerot laatan eri puolilla aiheuttavat laattaan taivutusvetojännityksiä laatan kylmälle ja kostealle puolelle ja puristusta vastaavasti toiselle puolelle. (By 45 2018, 66.)

Maan kitkavoimat aiheuttavat merkittäviä pakkovoimia paalulaatta rakenteessa laatan kutistuessa (Walden 2021, 2; 108). Laatan paksuuden kasvattaminen kasvattaa merkittävästi paalulaattaan kohdistuvia sisäisistä lämpötilaeroista syntyviä jännityksiä. (Walden 2021, 98.) Paalujen ja laatan kiinnitysasteen määrittäminen on haastavaa ja sillä voi olla suuria vaikutuksia laatan kutistuman estämisessä, jolloin laattaan syntyy pakkovoimia (Walden 2021, 109).

Kitkavoimat, joita syntyy laatan ja alustan välisestä liikkumisesta voidaan pitää vakiona koko laatan alueella maanvaraisissa lattioissa. Kitkakertoimen arvot voidaan määrittää kokeellisesti tai taulukkoarvoin. (By 45 2018, 156–157).

Hiekkakerros ja muovikalvo aiheuttavat pienen kitkan, kun taas sora, solumuovieriste ja laatan paksunnokset aiheuttavat huomattavasti suuremman kitkan. Arvot vastaavat ensiliikkeen arvoja. Kitkakerroin kasvaa laatan pohjapaineen kasvaessa. Laatta vahvistukset voidaan tapauskohtaisesti viistää riittävän loiviksi, jos kitkaa halutaan vähentää. Laatan hidas kutistuminen mahdollistaa vetoviruman seurauksena rakenteen murtovenymän kasvamisen, jolloin rakenne ei ole yhtä herkkä halkeilulle (By 45 2018, 156–157).

Betonin lämpötilan vaihtelu voi lisätä kuivumiskutistuman aiheuttamaa halkeilua tai saada itsessään aikaa laatan halkeilua. Betonin keskimääräinen lämpölaajenemiskerroin on  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , mutta kovettumisreaktioissa syntyvä hydrataatiolämpö kasvattaa tätä kerrointa ja se on tuoreella betonilla yli  $19 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . 2–7 vuorokauden kuluttua vastaava arvo on  $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . Tyypillistä halkeilua rakenteiden liittymäkohdissa voidaan myös hallita pienentämällä liittyvien ja uusien rakenteiden välistä lämpötilaeroa. (By 45 2018, 149–150.)

Laatan toteuttaminen saumattomana maanvaraisesti onnistuu riittävällä raudoituksella ja kitkavoimien avulla. Kitkavoimien kasvu on saumattomalle laatalle eduksi tosin kuin kutistumissaumoilla varustetuissa laatoissa. Laatan paksuuden kasvattaminen lisää kuivumiskutistumasta syntyviä vetojännityksiä, joten laattaa ei kannata suunnitella liian paksuksi. Saumattoman laatan mitoituksen vähimmäisarvo voidaan määrittää kaavan 40 avulla molempiin kohtisuoriin suuntiin. (By 45 2018, 109–110.) Betonin kokonaiskutistuma voidaan määrittää sisäisen eli autogeenisen kutistuman ja kuivumiskutistuman summana kaavan 41 ja taulukon mukaisesti.

$$A_S = k_1 k_2 \frac{f_{ctm} A_c}{f_{yk}} \quad (40)$$

missä  $A_S$  = raudoitusmäärä poikkileikkauksessa

$k_1$  = alustan kitkasta riippuva kerroin = 0,8 tiivistetylle sepelille;

0,9 tiivistetyllä soralla; 1,0 lämmöneristeellä, geotekstiilillä tai muovilla

$k_2 = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_1) / 0,8\%_0 \geq 1,0$

$\varepsilon_{cs}$  = betonin kutistuma, voidaan ottaa huomioon kaikki sen lajit

$\varepsilon_1$  = kutistuma lämpötilan muutoksesta ottaen huomioon

sitoutumislämpötilan ja käytönaikaisen lämpötilan

$f_{ctm}$  = betonin vetolujuuden keskiarvo

$f_{yk}$  = raudituksen myötölujuus käytetään tässä arvoa 400N/mm<sup>2</sup>

$A_c$  =betonipoikkileikkauksen pinta-ala.

Taulukko 6 Kuivumiskutistuman loppuarvoja

(By 210 2008, 43).

Betoni- luokka	Vapaa loppuarvo $\varepsilon_{cd,\infty} \times 10^3$					
	Suhteellinen kosteus $RH$ (%)					
	20	40	60	80	90	100
C20/25	-0,75	-0,70	-0,59	-0,33	-0,20	0,12
C40/50	-0,60	-0,56	-0,47	-0,29	-0,16	0,10
C60/75	-0,48	-0,45	-0,38	-0,24	-0,13	0,08
C80/95	-0,39	-0,36	-0,30	-0,19	-0,11	0,06
C90/105	-0,35	-0,33	-0,27	-0,17	0,06	0,06

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca0}(f_{cm})\beta_{as}(t) \quad (41)$$

missä  $\varepsilon_{ca}(t)$  = ajasta riippuvainen sisäinen kutistuma

$$\varepsilon_{ca0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \left( \frac{f_{cm}/10}{6+f_{cm}/10} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6}$$

$\alpha_{as}$  =sementtilajista riippuva tekijä, esitetty taulukossa 7

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2\sqrt{t}}$$

t=betonin ikä vuorokausissa ilmoitettuna

$f_{cm}$ =betonin keskiarvolujuus.

Taulukko 7 Sementtilajista riippuva tekijä

(By 210 2008, 42).

Sementti- laatu	Hitaasti kovettuva (S)	Normaalisti kovettuva (N)	Rapid erikoisluja (R)
$\alpha_{as}$	800	700	600
$\alpha_{ds1}$	3	4	6
$\alpha_{ds2}$	0,13	0,11	0,12

Kokonaiskutistuman ohjeelliseksi arvoksi RIL suunnitteluohjeessa on annettu kuivien sisätilojen osalta 0,65 promillea ja ulkotilan rakenteille vastaavasti 0,35 promillea (RIL 202-2011, 22). Lämpötilan vaikutukset on huomioitu saumattoman maanvaraisen betonilaatan laskennassa, mutta muissa tapauksissa maanvaraisen betonilaatan lämpötilaerojen aiheuttaman rasitusten laskentaan voidaan käyttää By 45 (2018, 105) esitelmää taivutusmomentin kaavaa, jossa taivutusvetojännitystä syntyy laatan kylmälle puolelle. Lämpölaajenemisen tai tässä tapauksessa kutistuman  $\varepsilon_1$  arviointiin voidaan soveltaa By 45 (2018, 105) esiteltyä kaavaa 42.

$$\Delta L_1 = a \cdot \Delta T \cdot L_x \quad (42)$$

missä  $\Delta L_1$  = pituuden muutos

$L_x$  =Laatan pituus suuntaan x

a= lämpölaajenemiskerroin, betonilla normaalisti  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

$\Delta T$  = lämpötilaero.

### 6.3.3 Betonin valinta

Betonin valinnassa voidaan ottaa halkeilun hallinta huomioon karkealla suhteituk-sella, jolloin kiviaineksen osuus kasvaa yli 35 %. Sementin karkeus ja kohtuullinen määrä sekä suhteellisen korkea vesi-sementtisuhde vähentävät halkeilua. Valuolo-suhteiden tulisi olla suojaisat ja lämpötilan mielellään 10 ja 20 asteen välissä. Muovi- ja teräskuituja käyttö vähentää halkeilua. (By 45 2018, 152.)

Jälkihoito tulisi tehdä huolellisesti ja riittävän pitkään. Betonin hierrolla tulisi saada tiivis pintakerros oikeaan aikaan. (By 45 2018, 152.) Kuormitusta ei tulisi aloittaa ennen kuin lattia on riittävästi kovettunut. Kutistumista voidaan hallita lisäaineiden avulla. Rakenteen yllijuutta tulisi välttää ja käyttää 91 vuorokauden laadunarvoste-luikää. Suurien notkistin määrien käyttöä tulisi välttää. (By 45 2018, 152.)



Maanvaraisissa lattioissa tyypillisesti riittää lujuusluokaksi C20/25 – C30/37, jolloin kutistumat pysyvät riittävän pieninä johtuen vähäisemmästä sementin määrästä ja kantavuus on harvoin määräävä tekijä. Suositeltavaa on käyttää suurta maksimirae-kokoa eli vähintään 16 mm ja jos mahdollista niin 32 mm. (By 45 2018, 152–155.)

Vesisementtisuhteen tulisi olla halkeilun osalta yli 0,55 tai notkistimia käytettäessä alhaisempi. (By 45 2018, 152–155.) Toriseva (2014, 11) on kuitenkin tuonut esiin betonin lujuusluokan nostamisen merkityksen lävistyskapasiteetin kasvattamisessa pilareiden kohdalla, jota oli aikaisemmin Suomessakin testattu.

Lattioiden betonin valintaan vaikuttavat vaaditus rasisluokkakohtaiset säilyvyysvaatimukset, jotka on esitetty taulukossa 8. Lattioiden tulisi täyttää niille asetetut laatuvaatimukset sekä toiminnalliset vaatimukset, joita on esitetty By 45 tarkemmin. (By 45 2018, 18–19.) Kulutuskestävyydelle on omat luokat, joiden saavuttamiseksi täytyy tehdä luokkakohtaisia toimenpiteitä ja pinnoitusvaatimuksia (By 45 2018 22–23).

Betonirakenteen ulkonäkövaatimukseen pohjautuvat sallittuja halkeamaleveyksiä koskevat luokkakohtaiset vaatimukset on esitetty taulukkomuodossa ja niissä on esitetty vaatimusten mukaiset toimenpiteet rakennesuunnittelijalle ja lattiaurakoitsijalle, sekä tarvittavat testaustoimenpiteet. Kloridirasitetuille betonilattioille tulisi käyttää tavanomaista pienempää vesi-sementtisuhdetta ja tiiviimpää betonipintaa suojaamaan raudotteita korroosiolta (By 45 2018, 26–29).

Taulukko 8 Betonin rasitusluokat  
(RIL 202-2011, 26).

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokkia voi esiintyä
<b>1. Ei korroosion tai rasituksen riskiä</b>		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni kaikissa ympäristöissä, lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulu- tusrasitusta tai kemiallista rasitusta. Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni hyvin kuivissa olosuhteissa	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
<b>2. Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korroosio</b>		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betoni, joka on pitkään kosketuksissa veteen Useimmat perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri. Ulkona oleva sateelta suojattu betoni.
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
<b>3. Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio</b>		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältäville klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alttiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät Paikoitustalojen laatat
<b>4. Meriveden kloridien aiheuttama korroosio</b>		
XS1	Betoni on kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksissa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
<b>5. Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä</b>		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltojen kannet Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
<b>6. Kemiallinen rasitus</b>		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

#### 6.3.4 Raudoituksen suunnittelu

Betonirakenteet mitoittaminen voidaan suorittaa, kun tiedetään rakenteelle syntyvät suurimmat rasitukset. Nämä rasitukset asettavat vaatimukset betonirakenteen raudoitukselle. Raudoittamisessa tyypillisesti käytetään halvinta mahdollista tapaa sen toteuttamiseen. Siinä huomioidaan materiaalien valinnasta, valmistuksesta, kuljetuksesta, varastoinnista ja asennuksesta syntyvät kustannukset. Usein raudoittamisessa pyritään valitsemaan paksuja, saman poikkileikkauksen ja pituuden tankoja tai tankonippuja. Taivutettavat tangot valitaan usein ohuemmiksi ja tarvittaessa niillä hoidetaan limitykset paksujen tankojen kanssa. (By 211 osa 1 2013, 187.)

Raudoittamiseen käytetään kuumavalssattuja tai kylmämuokattuja harjateräksiä. Kylmämuokatuista teräksistä valmistettavia raudoitusverkkoja voidaan myös käyttää. Verkkojen koot ovat tyypillisesti 5–12 mm, kun puolestaan kuumavalssattujen irtotankojen koot ovat tyypillisesti 6–40 mm paksuja. Tankojen varastokoot ovat tyypillisesti 12 m ja työmaa käytössä ne ovat katkaistu 6 m tangoiksi. (By 211 osa 1 2013, 50.)

Raudoitus voidaan toteuttaa myös noin metrin leveillä kaistaraudoitteilla, jotka ovat joko kylmämuokattuja tai kuumavalssattuja harjatankoja, jotka on sidottu toisiinsa sidetangoilla. Kaistaraudoitteet toimivat yhteen suuntaan, kuten irtotangotkin. (By 211 osa 2 2014, 79–80.) Kaistaraudoitteiden valinta voidaan toteuttaa rakenteen mittojen ja asennettavuuden kannalta sopiviksi ja niiden jatkaminen voidaan toteuttaa tasossa limittämällä, jolloin ei synny useita raudoituskerroksia (By 201 2018, 285).

Nauharaudoitteet ovat harjatankoja, jotka on sidottu toisiinsa poikittaisella hitsatulla tangolla molemmista päistään. Taivutetut verkot, hitsatut hakakorit, pilariraudoitus-elementit, suurraudoitteet ja elementtirakenteissa hyödynnetyt vakio raudoitus-elementit ovat valmiiksi koottuja kolmiulotteisia raudoituskomponentteja. (By 201 2018, 285–286.) Näistä esimerkkinä ovat pilarianturoiden raudoituksessa käytettävät valmiiksi hitsatut mittatarkat raudoitekomponentit (RT 38832 2016, 2).

Erikoistuotteita ovat myös UFO-lävistysvahvikkeet, joita voidaan käyttää pilarianturoiden lävistysraudoituksen tilalla. Lävistysvahvikkeen ideana on jakaa kuormia sienivahvistuksen tapaan laatan sisällä. Toimintaperiaate on esitetty kuviossa 19. (Betoniyhdistyksen käyttöseloste BY 5 b 2016, 2.)



Kuvio 19 UFO-lävistysvahvikkeen toimintaperiaate  
(Betoniyhdistyksen käyttöseloste BY 5 b 2016, 2).

Käytettävien betoniterästen on täytettävä standardin SFS-EN 10080 ja eurokoodin liitteen C vaatimukset. (By 211 osa 1 2013, 50–51.) Kuumavalssatut teräkset ovat tyyppillisesti sitkeitä luokan B tai C teräksiä ja kylmämuokatut teräkset hauraampia ja kuuluvat luokkaan A. Korkea lujuusluokka saattaa vähentää teräksen sitkeyttä. (By 211 osa 1 2013, 55.) Näistä syistä verkkoraudoitteita tai kylmämuokattuja tankoja ei tulisi käyttää myötöteorian mukaisiin betonirakenteiden mitoituksiin (By 211 osa 2 2014, 79).

Raudoitusta käytetään laattarakenteissa ottamaan vastaan taivutusmomentista syntyviä vetorasituksia. Raudoitus asetetaan momenttipinnan mukaisesti vedetyn pinnan läheisyyteen. (By 211 osa 1 2013, 56–57.) Raudoituksen sijoittelussa tulee ottaa huomioon betonipeite, joka suojaa raudoitteita korroosiolta ja mahdollistaa betonin ja teräksen yhteistoiminnan tartunnan kautta.

Betonipeitteen nimellisarvoa  $c_{nom}$  määritettäessä otetaan huomioon betonipeitteen vähimmäisarvo  $c_{min}$  ja sallittu mittapoikkeama  $\Delta c_{dev}$ . Vähimmäisarvoon vaikuttavat: tartuntavaatimus  $c_{min,b}$ , säilyvyysvaatimus  $c_{min,dur}$  sekä palonkestävyysvaatimus. Säilyvyysvaatimukset on esitetty taulukossa 9 rasitusluokkakohtaisesti. Betonipeitteen tulee kaikissa tapauksissa olla vähintään 10 mm. (By 201 2018, 268-269.)

Taulukko 9 Betonipeitevaatimukset 50-100 vuoden käyttöiälle  
(Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1 Osa 1–1 2019, 17).

Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm) eri ympäristöolosuhteissa							
Kriteeri	Rasitusluokka standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 4.1 mukaan						
	X0	XC1	XC2	XC3, XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5

**Huomautus 1.** Tartuntajänteille, joiden pitkäaikainen jännitys käyttörajatilassa on korkeintaan  $400 \text{ N/mm}^2$ , sovelletaan betoniteräkselle asetettuja vaatimuksia.

**Huomautus 2.** Betonipeitteen vähimmäisarvoa voidaan pienentää 5 mm, mikäli betonin lieeriölujuus on vähintään 10 MPa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittava vähimmäislieeriölujuus.

**Huomautus 3.** Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset koskevat myös jänneterästen ankkureita ja valuun asennettavia metalliosia ellei niitä ole korroosiosuojattu rasitusluokkaa vastaavasti.

**Huomautus 4.** Betonin säilyvyyden tulee myös muilta osin täyttää 100 vuoden käyttöikävaatimus, mikäli rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta

Sallittu mittapoikkeama on yleensä 10 mm. Ulkopuolisen laadunvarmistuksen piirissä oleva elementtitehdas, jonka sisäisen laadunhallintajärjestelmän mukaan on perusteltua käyttää pienempää arvoa, saa käyttää vähintään 5 mm mittapoikkeamaa. Samoin voi menetellä myös työmaa, jos betonirakenteen toteutusluokka on 3 ja toleranssiluokka 2. (By 201 2018, 267–269.)

Tartuntavaatimus  $c_{\min,b}$  määräytyy käytettävän tangon halkaisijan tai tankonippujen osalta ekvivalentinhalkaisijan mukaan, joka on esitetty kaavoissa 43 ja 44. Ekvivalenttihalkaisijalle on annettu enimmäisarvoksi 55mm. (By 201 2018, 267–269.) By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1 (2013, 61) esittää tankonippujen tankomäärälle 3 kpl enimmäismäärää ja lisäohjeena betonipeitteen kasvattamiselle 5 mm, jos betonin maksimiraekoko on yli 32 mm.

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \quad (43)$$

missä  $\phi_n$ =ekvivalenttihalkaisija  
 $\phi$  =tangon halkaisija  
 $n_b$ =tankojen määrä.

$$\phi_n = 2 \sqrt{\frac{\sum A_s}{\pi}} \quad (44)$$

missä  $\phi_n$ =ekvivalenttihalkaisija  
 $\sum A_s$  =tankojen summa pinta-ala.

Rakenteen tulee kestää sille asetetut palonkestävyysvaatimukset, jotka tulee ottaa huomioon rakennepaksuuksia ja raudoituksen keskiöetäisyyksiä määritettäessä (By 211 osa 1 2013, 66–67). Taulukossa 10 on esitetty pilarilaattaa koskien näitä palonkestovaatimusten mukaisia vähimmäismittoja. Laatan tehollinen korkeus  $d$  määritetään By 211 osan 2 (2014, 51) mukaan kaavalla 45. Kerroin 1,1 tulee harjatankojen harjan vaikutuksesta, kun tangot ovat kontaktissa keskenään (By 211 osa 1 2013, 103).

Laatan riittävän muodonmuutoskyvyn varmistamiseksi ja yliraudoituksen välttämiseksi laatan raudoitust määrän tulisi olla selvästi alle tasapainoraudoituksen (By 211 osa 1 2013, 90). Käytettäessä lujuusluokan 500 N/mm<sup>2</sup> raudotteita ja teräksen osavarmuuslukua 1,15 saadaan tasapainoraudoituksen suhteellisen momentin arvoksi 0,372 ja siitä johtaen teholliseksi puristusvyöhykkeen suhteelliseksi korkeudeksi 0,493. Haettaessa rakenteelta plastista muodonmuutoskykyä tulisi tämä arvo rajata 70 % näin saadusta teräsmäärästä. (By 211 osa 1 2013, 99–100.)

Taulukko 10 Pilarilaattoja koskevat vähimmäismitat palotilanteessa (Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan osa 7: pilarilaatat 2010, 3).

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)	
	Laatan paksuus, $h_s$	Keskiöetäisyys, $a$
REI 60	180	15 <sup>a</sup>
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 240	200	50

**Huomautukset**  
1 Tämä taulukko perustuu eurokoodin EN 1992-1-2 taulukkoon 5.9.  
2 Keskiöetäisyys mitataan uloimman raudoituserroksen keskikohdasta.  
3 Taulukko on voimassa vain, kun yksityiskohtien suunnitteluohjeet on huomioitu (ks. huomautus 4) ja kun normaaliilämpötilamitoituksessa taivutusmomenttien uudelleen jakautuminen on korkeintaan 15 %.  
4 Kun standardipalonkestävyys on REI90 tai suurempi, edellytetään, että vähintään 20 % eurokoodin EN 1992-1-1 edellyttämästä yläpinnan kokonaisraudoituksesta välitukien kohdalla kummassakin suunnassa jatkuu koko jännemitan pituudelle. Tämä raudoitus sijoitetaan pilarikaistalle.  
5 Standardin mukaisia paloaltistusolosuhteita, joiden mukaiset vaatimukset on täytettävä, on kolme:  
R mekaaninen kestävyys kantavuuden takia  
E rakenteen tiiviyys  
I eristys  
**Merkintä**  
a Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudoituksen betonipeite on määräävä.

$$d = h - c_{nom} - \frac{1,1\emptyset}{2} \quad (45)$$

missä  $d$ =tehollinen korkeus  
 $h$ =laatan korkeus  
 $c_{nom}$ =betonipeitteen nimellisarvo  
 $\emptyset$ =päätangon halkaisija.

Vetoraudoituksen pinta-alan tulee olla ristiin kantavilla laatoilla molempiin suuntiin suurempi kuin vähimmäisraudoitusalala, joka on esitetty kaavassa 46 (By 211 osa 2,

80–81). Jatkuvan laatan tuen kohdalla tulee olla vähintään vähimmäisraudoituksen verran terästä tai muussa tapauksessa katkaista tuen kohdalta (By 211 osa 2, 85). Tankovälin tulee olla enintään taulukossa 11 esitetyn maksimitankovälin suuruinen. Minimitankovälin tulee olla suurin seuraavista arvoista: tangon halkaisija tai ekvivalenttihalkaisija, runkoaineen maksimiraekoko lisättynä kolmella millimetrillä, tai 20 millimetriä (By 201 2018, 267).

Taulukko 11 Laatan raudoituksen maksimivälit  
(By211 osa 2 2014, 81).

$S_{max,slabs}$ (pienempi arvoista)	pääraudoitus	jakoraudoitus
maksimimomentin ja pistekuormien alueet	$2h$ 250 mm	$3h$ 400 mm
muut alueet	$3h$ 400 mm	$4h (3,5h)$ 600 mm (450 mm)

$$A_{s,min} = \max \left( \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0,0013d \end{array} \right) \quad (46)$$

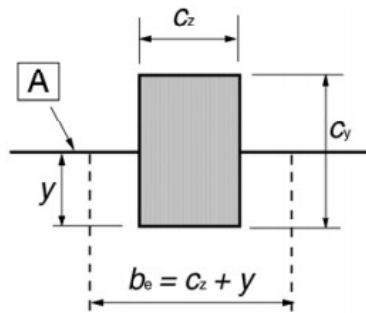
missä  $d$ =tehollinen korkeus  
 $b_t$  =vedetyn osan keskimääräinen leveys  
 $f_{ctm}$ =betonin keskimääräinen vetolujuus  
 $f_{yk}$ =raudoituksen ominaismyötölujuuus.

Jatkuvalle tuelle on tuotava vähintään 25 % kenttäraudoituksesta. Laatan vapaata reunaa tulisi asentaa pitkittäis- ja poikittaisraudoitus. Poikittaisraudoitus tulisi ulottua yli 2 kertaa laatan korkeuden mukaiselle pituudelle. Nurkka- ja reunapilareille tuotava kenttäraudoitus jaetaan pilarikaistan leveydelle  $b_e$  kuvion 16 mukaisesti (SFS-EN 1992-1-1 2015 ,157-158).

Jatkuvien tukien kohdalla raudoituksen katkaisu toteutetaan momenttipinnan mukaisesti, kuitenkin vähintään 10 kertaa tangon halkaisija. Raudoitustangon vähimmäis-

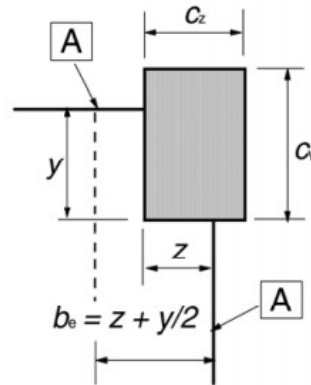


paksuus on 8 mm. Momenttipinnan nollakohta voidaan arvioida likimääräisesti kaavan 47 tai kaavan 48 avulla. Kaavan mukainen etäisyyteen  $a_0$  lisätään vielä tehollisen korkeus  $d$ . Puolet raudoituksesta voidaan katkaista etäisyydellä  $0,5 a_0 + d$ . (By 211 osa 2, 83–84.)



Huom:  $y$  voi olla  $> c_y$

a) Reunapilari



Huom:  $z$  voi olla  $> c_z$  ja  $y$  voi olla  $> c_y$

b) Nurkkapilari

A Laatan reuna

Kuvio 20 Kenttäraudoituksen sijoitus reuna- ja nurkkapilarien kohdalla (SFS-EN 1992-1-1 2015 ,158).

$$a_{0i} = \frac{\sqrt{1+k_i}-1}{\sqrt{1+k_i}+\sqrt{1+k_j}} L_x \quad \text{kun i-j lyhyemmän jänteen suunta} \quad (47)$$

$$a_{0i} = \frac{\sqrt{1+k_i}-1}{\sqrt{1+k_i}+\sqrt{1+k_j}} L_x \sqrt{L_x L_y} \quad \text{kun i-j pidemmän jänteen suunta} \quad (48)$$

missä  $a_{0i}$ =momentin nollakohdan etäisyys tuelta i

$$k_i = \frac{m_i}{m_{i-j}} = \text{momenttisuhte}$$

$$k_j = \frac{m_j}{m_{i-j}} = \text{momenttisuhte}$$

$m_i$  ja  $m_j$  ovat tukimomenteja

$m_{i-j}$  =kenttämomentti

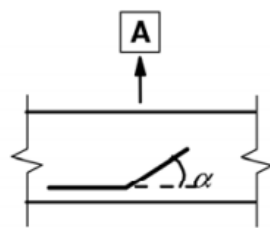
$L_x$  =jänneväli lyhyempään suuntaan

$L_y$  =jänneväli pidempään suuntaan.

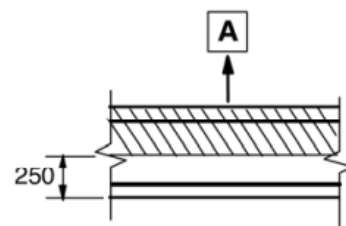
Raudoituksen ankkurointi tuilla voidaan määrittää, kun tiedetään tarvittava rauditus ja käytettävän betonin lujuusluokka käyttäen apuna taulukon 12 avulla saatua arvoa ja kertomalla saatu tulos käytettävän raudoitustangon halkaisijalla. (RIL 202-2011, 65; 74.) Taulukon 12 käyttö edellyttää lisäksi tartuntaolosuhteiden arviointia eurokoodissa 2 esitetyn kuvion 21 mukaisesti ottaen huomioon ankkuroitavan teräksen sijainnin rakenteessa. Ankkurointipituus määritetään alkamaan tukena toimivan pinnan reunasta. (RIL 202-2011, 65; 74.)

Taulukko 12 Ankkurointipituudet suhteessa raudoitustangon halkaisijaan (RIL 202-2011, 65).

Lujuusluokka	Tartuntatila I	Tartuntatila II
C25/30	41	57
C30/37	36	53
C35/45	32	46

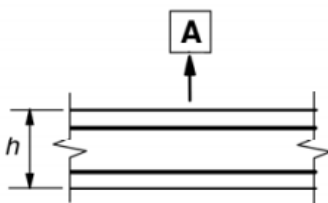


a)  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$



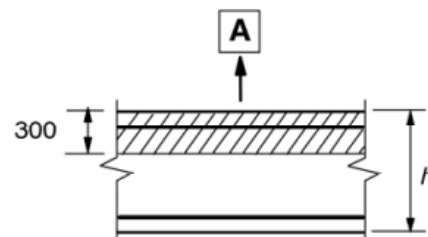
c)  $h > 250 \text{ mm}$

**A** Betonointisuunta



b)  $h \leq 250 \text{ mm}$

a) & b) 'hyvät' tartuntaolosuhteet kaikissa tangoissa



d)  $h > 600 \text{ mm}$

c) & d) vinoviivoittamaton vyöhyke – 'hyvät' tartuntaolosuhteet  
vinoviivoitettu vyöhyke – 'huonot' tartuntaolosuhteet

Kuvio 21 Raudoituksen tartuntaolosuhteet (SFS-EN 1992 1-1 2015, 133).

## 7 Kehittämistyön toteutus

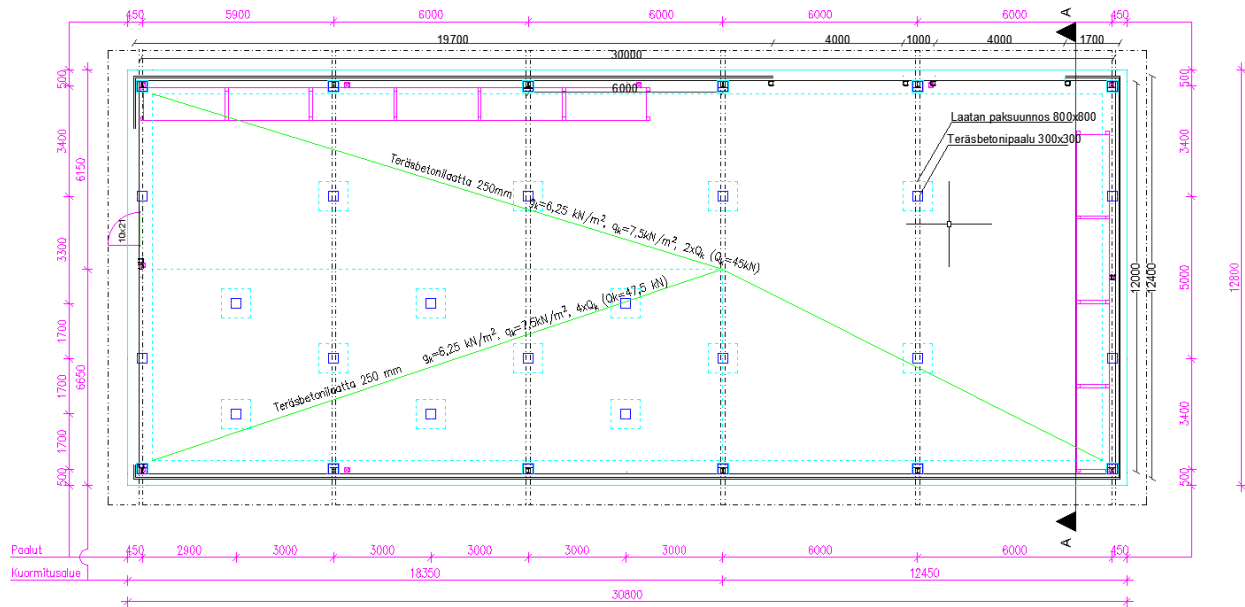
### 7.1 Projektin lähtötiedot

Laskentaprojekti on varastohallin paalulaatta, jonka reunoille on suunniteltu kiertävä nauhamainen paaluantura, joka toimii reunapalkin tavoin ja laatan keskipilareiden päihin valetaan 800x800 kokoiset 100 mm paksut vahvistuslaatat. Paalut ovat 300x300 teräsbetonipaaluja. Paalulaatan paksuudeksi muualla on lähtötiedoissa arvioitu riittävän 200 mm isommalla laatanosalla ja pienemmällä kovemmin kuormiteulla osalla paksuudeksi on arvioitu riittävän 270 mm. Lopulta laatta päädyttiin toteuttamaan tasapaksuna 250 mm laattana vahvistuksia lukuun ottamatta. Tehtävänä on määrittää kestäkö laatta sille tulevat kuormitukset käyttö- ja murtorajatilassa. Kuormitukset tulevat laatan omasta painosta, joka on tasainen kuorma, tasaisesta varastokuormasta 7,5 kN/m<sup>2</sup> koko laatan alueelle ja pistekuormista. Laatta valetaan yhtenäisenä ilman kutistumissaumoja, jolloin laatan ei synny heikkoja kohtia saumanpaikkoihin, joka on suositeltavaa liikennekuorman alueella.

Yläpohjalta tulevat lumikuormat ja rakenteiden omat painot katsotaan siirtyvän suoraan pilareiden kautta paaluanturalle. Rakennuksen tuulikuormien ja lisävaakavoiman siirtymistä laatan kautta paaluille ei tässä mitoituksessa tarkastella. Laatan pistekuormat vaihtelevat laatan alueella. Yhdellä laatanosalla sijaitsee kaksi akselikuorman aiheuttamaa pistekuormaa ja toisella laatan alueella sijaitsee neljä telikuormasta aiheutuvaa pistekuormaa tai vaihtoehtoisesti 2 akselikuorman mukaista pistekuormaa.

Pistekuormina käytetään RIL 201-1-2017 mukaisia telikuorman ja akselikuorman arvoja. Telikuorman aiheuttamien pistekuormien katsotaan kohdistuvaksi 400x400 kokoiselle alueelle. Akselikuormasta syntyvien pistekuormien katsotaan kohdistuvan 100x100 kokoiselle alueelle. Pistekuormien väliset etäisyydet on esitetty kyseisessä RIL-teoksessa niin, että akseliväli on 1,2 metriä ja akselien keskinäinen etäisyys on 2 metriä.

Laskennassa voisi käyttää myös projektikohtaisia arvoja, jos sellaisia olisi saatavilla, mutta lähtötietojen selvityksessä ei selvinnyt tarkkaa tietoa kuormista ja akseliväleistä ja karkeat arviot osuivat hieman alle ohjearvojen niin laskenta päädyttiin tekemään käyttäen ohjearvoja. Kuviossa 22 on esitetty rakenteen mitat, paaluvälit ja kuormitusalueen rajat.



Kuvio 22 Paalulaatan lattiapiirustuksen luonnos.

## 7.2 Nykyisten käytänteiden selvittäminen

Haastattelujen avulla saatiin selville yrityksessä käytössä olevia nykyisiä betonirakenteiden ja erityisesti paalulaatan mitoituskäytänteitä. Haastattelun kysymykset on esitetty liitteen 1 kyselypohjassa. Nykyisten käytänteiden mukainen betonirakenteiden mitoitus etenee kuormien määrittämisestä, joissa otetaan huomioon rakennetyyppi-kohtaisesti rakenteiden pysyvät kuormat, lumikuormat otetaan huomioon paikkakunta-kohtaisilla lumikuormilla ja muunnettuna katon muotokertoimella, lisäksi on huomioitu tuulen vaikutus korotettuna lumikertoimena suurten rakennusten osalta, hyöty-, tuuli- ja muut luonnonkuormat on huomioitu RIL ohjeiden mukaisesti. Voimasuureet on laskettu tyypillisesti käsin.

Rakenteille valitaan alustavat mitat, joiden arviointi voi vaihdella laskijan mukaan. Alustavat mitat pilareille voidaan valita betonin keskimääräisen jännityksen puristuksen ja taivutuksen suhteen ja vertaa niitä betonin arvioituun sallittuun jännitykseen, joka on noin kolmannes K-luvusta. Palkki koot arvioidaan kokemuksella ja taipuman laskennan välttämiseksi arvioidaan kokoluokka sellaiseksi, että tämä kaavaehto tulee täytetyksi. Tämän jälkeen toteutetaan laskenta murto- ja käyttörajatilassa.

Käyttörajatilan halkeilu on havaittu usein olevan mitoittava. Muiden runkorakenteiden, kuten jännitettyjen rakenteiden koot arvioidaan elementtisuunnittelu.fi nettisivujen kantokykykäyrien avulla. Sen jälkeen tarkistetaan arvatulle poikkileikkaukselle ja kuormituksille tarvittava raudoitus. Alustavaa raudoitusta ei määritetä vaan ainoastaan todellinen raudoitustarve. Ensin tehdään alustava mitoitus, jonka jälkeen tehdään lopullinen mitoitus.

Paalulaatan paalukoot ja kapasiteetit on arvioitu yleensä SSAB:n putkipaaluohjeen mukaisesti arvioimalla yhdelle paalulle tuleva kuorma. Betonipaalujen kohdalla on arvioitu paalun kestävän noin 0,7 MPa:n jännityksen, jonka perusteella on pystytty arvioimaan oikea paalukoko, kun jänneväliltä kertyvät kuormat ovat tiedossa. Laatan paalujen jännevälit ja paksuudet on valittu kokemusperäisesti tai hyödynnetty By 210 antamia suositusarvoja.

Sopivan paaluvälin on arvioitu olevan noin 3–4 metriä, paksuus noin 200 mm +/- 50 mm todellisuudessa ja reunakentät vähän lyhyempiä optimaalisesti noin 60 % keskimmäisten paalujen välistä. Kyseessä jatkuva rakenne, joten reunimmainen kenttä taipuu eniten. Paalujen kohdalla usein vahvennus tai sieni, jotta voidaan toteuttaa ilman leikkausraudoitteita lävistykselle, jolloin edullinen toteuttaa. Paaluvahvennuksen koko arvioituna noin 800x800 alue, jossa noin 100 mm paksunnos.

Nykyisten käytänteiden mukaan jokaisella työntekijällä on omat Excel-taulukkolaskentapohjat palkeille ja pilareille. Laatta rakenteet on aikaisemmin laskettu robotilla ja käsin laskennalla. Aikaisemmin käytössä poistunut pilarilaatan laskenta ohjelma, joka määrittä myös tarvittavan raudoituksen.

Laattojen mitoitukselle on havaittu tarve uusille hyvillä ohjelmilla. Raudoitus tarkistetaan usein Excel-taulukkolaskentapohjien avulla. Rakennelaskelmien tarkastamisessa painotetaan kuormien oikeellisuuden tarkastamista. Ohjelmia käytettäessä omista laskelmista tarkistetaan, että siirtymät ja kuormat ovat oikein. Materiaalit ja nurjahduspituuksien oikeellisuus tarkistetaan, kun rasitukset on tarkistettu. Toisten laskelmista havaitaan kokemuseräisesti rakenteiden koon oikeellisuus. Nopeasti selviää, vaikuttaako jokin rakenne alimittaiselta, jolloin selvitetään syyt rakenteen poikkeavuuteen.

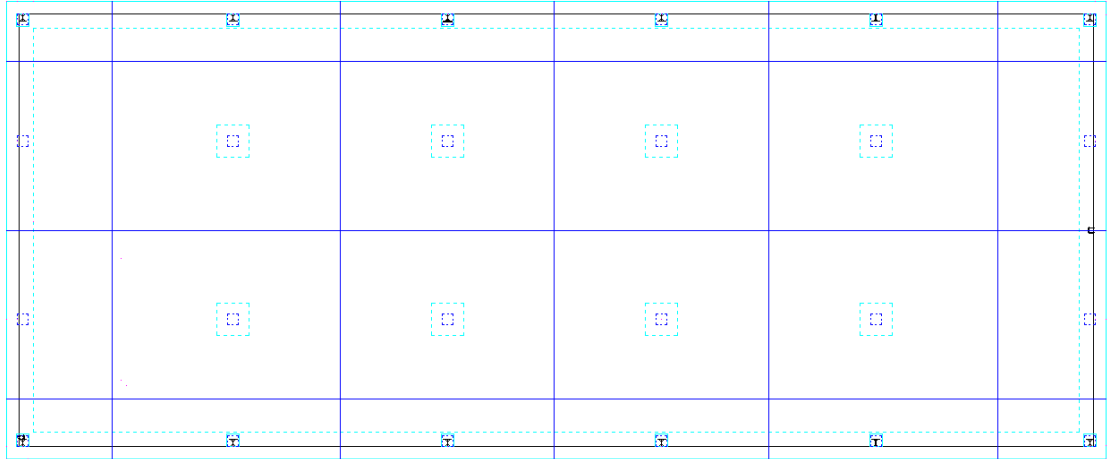
Aikaisemmin paalulaatan laskennassa käytetty kaistamenetelmää. Käsin laskennassa raudoituskasta paalujen välillä tietyllä etäisyydellä paalusta, joten on havaittu mielenkiintoiseksi nähdä jakaako RFEM jännityksiä tai raudoitusta eri tavalla kuin on oletettu. RFEM-ohjelmaa ei ole aikaisemmin käytetty laskennassa, joten sen mitoituksen esittäminen nähdään kiinnostavana.

### 7.3 Paalulaatan laskenta nykyisten käytänteiden mukaisesti

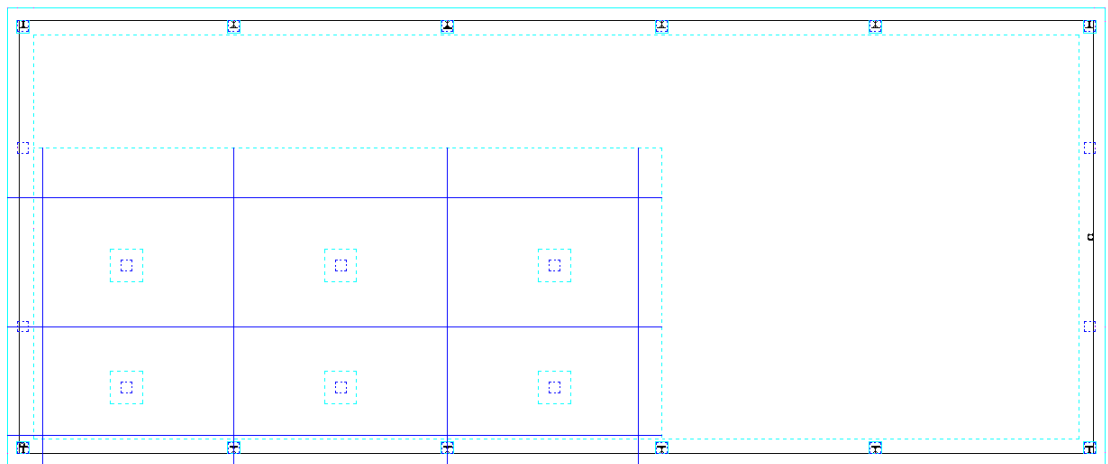
Paalulaatan laskenta toteutettiin kaistamenetelmän avulla. Paalulaatta on päädytty suunnittelemaan tasapaksuna lukuun ottamatta paalujen vahvistuslaattoja ja reunapalkkia, jotta laatan liikennöidylle alueelle ei syntyisi rakennetta heikentäviä saumoja ja rakenne olisi helpompi toteuttaa. Saumattomuudesta johtuen lattiarakenteeseen jouduttiin laskemaan enemmän terästä, jotta laatan halkeamaleveydet pysyvät sallituissa rajoissa. Laatan kovemmin kuormitetulle pienemmälle alueelle on suunniteltu tiheämpi paaluväli, jotta laatan paksuus saataisiin pidettyä kohtuullisena. Laskenta pohjautuu edellä esitettyyn mitoituksen teoriaan ja Leskelän (2008, 150–153) esittämään kaistamenetelmän laskentamalliin.

Epäsäännöllinen paalujako tuottaa haasteita kaistamenetelmän hyödyntämiseen, joten laatta päädyttiin jakamaan kahteen erilliseen mitoitettavaan osaan. Risteävät laatan osat raudoitetaan kovemman kuormituksen mukaisesti. Laatan osien erillistarkastelussa on jätetty huomioimatta epäsäännöllisyydet paalujaossa, jolloin laatan mitoitus katsotaan olevan todellisuudessa varmallalla puolella.

Pienemmän laatan osan erillistarkastelussa on laatan reunat katsottu reunoiltaan vapaasti tuetuiksi samoin kuin suurempi laatanosa. Erillistarkasteluissa laatanosat on jaettu leikkausvoimien nollakohtien perusteella kaistoihin, jotka näkyvät sinisellä viivalla kuvioissa 23 ja 24 esitetyllä tavalla molempiin toisiaan vastaan kohtisuoriin suuntiin.



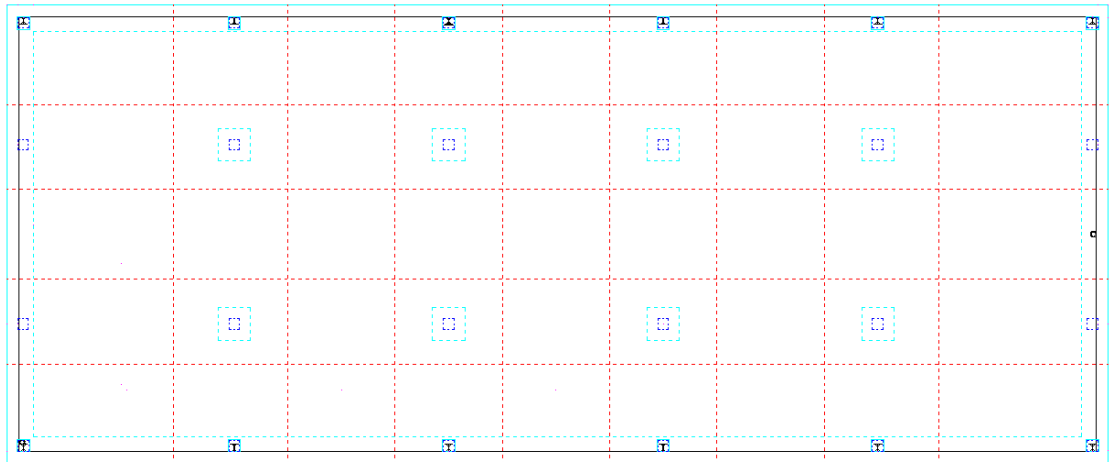
Kuvio 23 Paalulaatan suuremman osan jakaminen kaistoihin.



Kuvio 24 Paalulaatan pienemmän osan jakaminen kaistoihin.

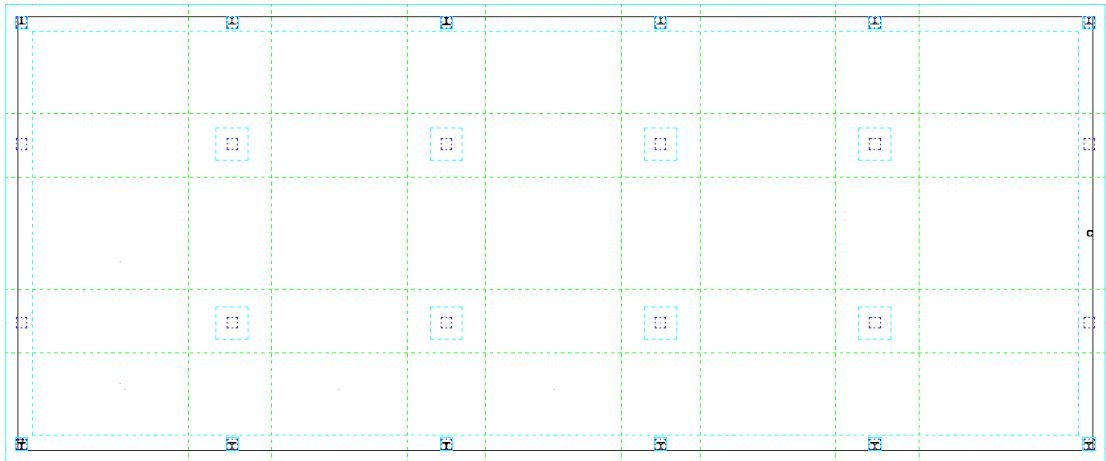
Jokaiselle kaistalle määritettiin keskimääräiset tuki- ja kenttämomentit molempiin suuntiin. Momenttien määrittämisessä jokainen jänneväli tarkastellaan erikseen yhteen suuntaan. Kenttä ja tukimomenteja määritettäessä otettiin huomioon laatan osalla vaikuttavat pistekuormat niiden vaarallisimman sijainnin perusteella. Pistekuorman aiheuttama muutosmomentti lisättiin tasaisen kuorman momenttiarvoihin erikseen jokaiselle jännevälille. Laskelmissa keskipaalut katsottiin jatkuviksi tuiksi ja laatan reunat vapaasti tuetuiksi. Kaistamenetelmässä paalujen välillä kulkee paalukaistat molempiin pääsuuntiin, ja niiden välissä olevat alueet ovat keskikaistoja.

Kaistojen jakaminen edelleen paalukaistoille ja keskikaistoille toteutettiin erikseen tukimomenteille ja kenttämomenteille. Paalukaistan leveyden määrittäminen kenttämomenttien osalta toteutettiin kuvion 25 mukaisesti punaisella katkoviivalla jakamalla kaistan reunan ja paalun keskikohdan välinen etäisyys puoliksi. Paalukaistan leveyden määrittäminen tukimomenttien osalta toteutettiin kuvion 26 mukaisesti vihreällä katkoviivalla jakamalla kaistan reunan ja paalun reunan välinen etäisyys kolmella.



Kuvio 25 Paalukaistojen rajat kenttämomenttien osalta.





Kuvio 26 Paalukaistojen rajat tukimomenttien osalta.

Alueiden rajauksen jälkeen voitiin kaistoille määritetyt keskimääräiset momentit jakaa erikseen paalu- ja keskikaistoille. Paalukaistalle laskettiin siirtyvän neljä kolmasosaa ja vastaavasti keskikaistalle siirtyisi kaksi kolmasosaa kaistalla vaikuttavasta keskimääräisestä kenttämomentista. Tukimomenteista paalukaistalle laskettiin siirtyvän kaksinkertainen määrä keskimääräiseen kaistalla vaikuttavaan tukimomenttiin verrattuna. Keskimääräisistä kaistakohtaisista tukimomenteista laskennassa huomioitiin ainoastaan puolet tulevan keskikaistoille.

Laskentamomenttien määrittämisessä käytettiin eurokoodin 2 mukaisia kuormayhdistelmien mukaisia osavarmuuskertoimia murtorajatilassa. Kenttämomenttien avulla määritettiin kaistoille vaadittu teräspinta-ala laatan alapintaan ja tukimomenttien avulla puolestaan laatan yläpintaan. Laskennassa huomioitiin pistekuormien vaikutuksen mukainen laatan minimirauditus. Näistä teräsmääristä valittiin suurempi ottaen huomioon laatan ylirauditus riski, jota ei laskennassa havaittu.

Laatalle suoritettiin lävistystarkastelu eniten kuormitetun paalun kohdalla ja suurimman pistekuorman kohdalla. Paalun kohdalla huomioitiin vahvistuslaatan vaikutus sekä telikuorman keskeinen kuormitus. Molemmissa tarkasteluissa päädyttiin siihen, että laatta kestää ilman lävistysraudoitusta. Laatan rauditus suunniteltiin jatkuvan yhtenäisenä kokolaatan pituudelta ja samalla tankopaksuudella. Tangolle laskettiin tarvittava ankkurointi- ja limityksen jatkospituus toteutusta varten.

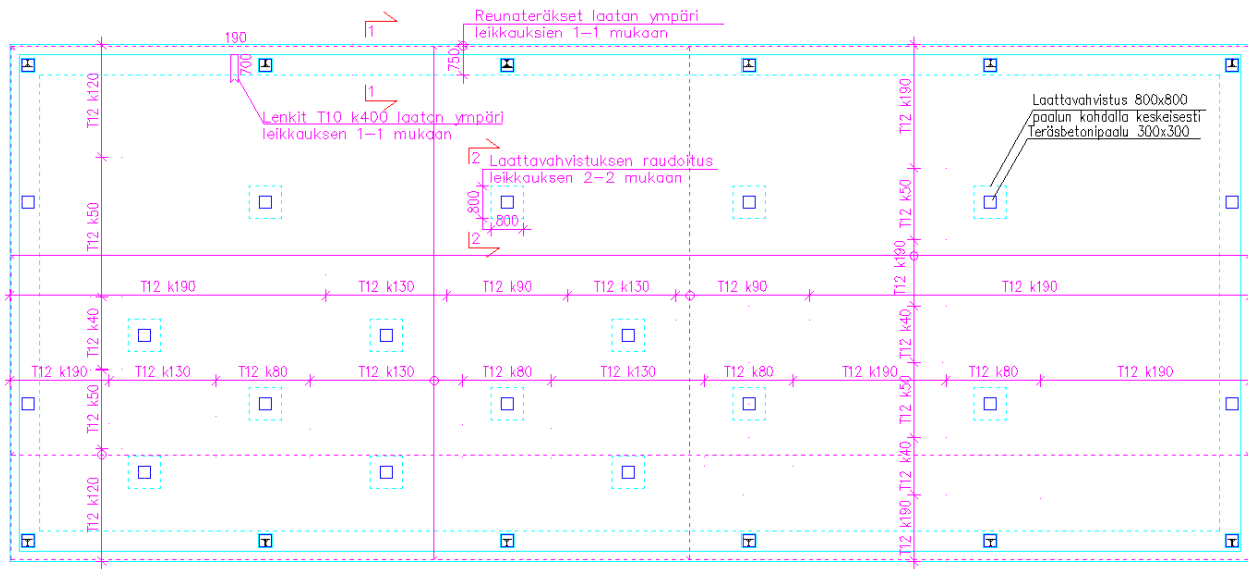
Laatan reunapalkin rasitukset määritettiin jatkuvana palkkina, johon kohdistuu kaksi symmetristä pistekuormaa, joiden sijainti on valittu kovimman rasituksen antavaksi murtorajatilassa erikseen tuelle ja kentälle. Lisäksi on huomioitu tuulen aiheuttama vaakasuora viivakuorma riippumatta tuulen suunnasta. Saatujen momenttirasitusten perusteella reunapalkille on muodostettu pääraudoitus palkin ala-, ylä- ja sivupintoihin. Syntyneen leikkausrasituksen mukaan palkkiin on laskettu leikkaushaajat. Pää- ja leikkausraudoitusta määritettäessä on huomioitu raudoitusmäärät eivät alita minimiraudoitusmääriä. Maksimileikkausrasitusta ei ylitetty ja pääraudoituksen yliaudoitusriski on huomioitu. Reunapalkin yläpuoliselle laatalle toteutettiin vapaantuen reuna-raudoitus.

Paalulaatan käyttörajatilan kuormitukset huomioitiin saumattoman betonilaatan raudoitustarve, jossa otettiin huomioon laatan lämpöliike, autogeeninen kutistuma ja kuivumiskutistuma. Käyttörajatilan raudoitustarve korotti jonkin verran tarvittavaa raudoitusta vähiten rasitetuilla laatan osilla niin ylä- kuin alapinnassakin. Lopullisen raudoitusmäärän ratkaisemisen jälkeen laatan halkeamaleveyden arviointi toteutettiin eurokoodissa 2 esitettyjen taulukkoarvojen perusteella ja todettiin riittäväksi.

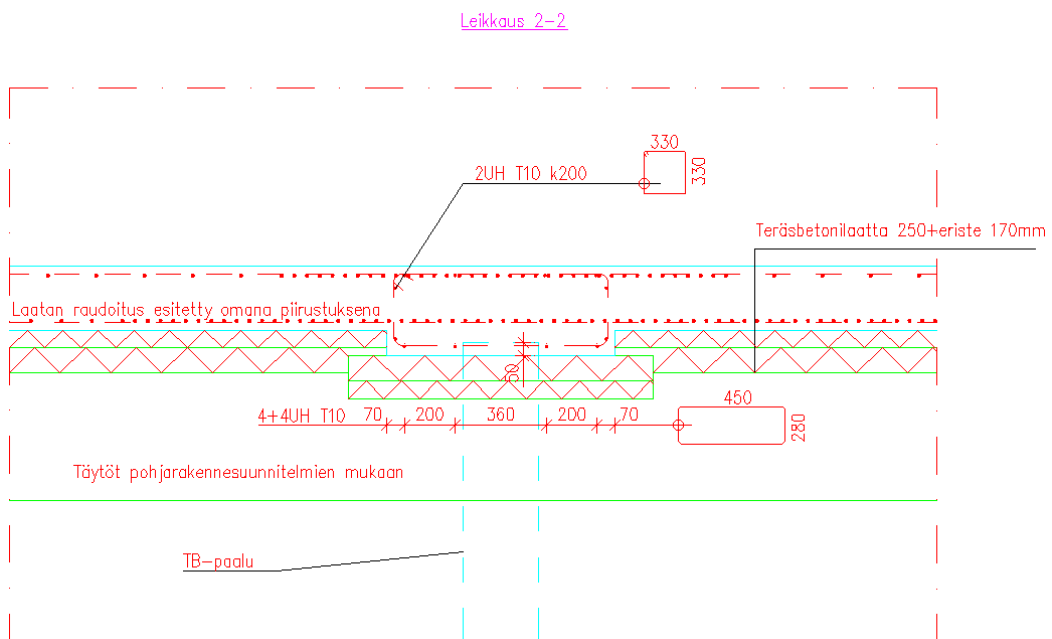
Laatan taipumaa tarkasteltiin laskennallisesti käyttäen apuna eurokoodin 2 mukaista taipuman arviointi kaavaa, jossa ei suoraan tarvitse laskea taipumaa vaan katsotaan sen pysyvän sallituissa rajoissa, jos kaavan raja-arvot täyttyvät. Lisäksi tarkastelu tehtiin käyttäen Leskelän (2015, 331–332) esittelemää Gilbert ja Ranganin–menetelmää käyttäen. Taipuma tarkastelu tehtiin ensin telikuorman kuormittamalle pienemmälle laatan osalle ja sen jälkeen suuremmalle akselikuorman kuormittamalla laatanosalle, jossa jännevälit olivat suurimmat.

Pienemmän laatan osan tarkastelu ei antanut varmuutta taipuman pysymisestä sallituissa rajoissa, joten asia piti varmistaa suuremman laatanosan kohdalla. Pienemmällä laatanosan erillistarkastelu ei kuvaa rakenteen todellista toimintaa johtuen jännevälillä sijaitsevasta todellisesta paalukaistasta. Vastaavaa tilannetta ei suuremman laatan osan kentässä ole, joten siitä saatu tulos kuvaa paremmin todellista ja sen mukaan laatan taipuma pysyy molemmilla tavoilla laskettuna sallituissa rajoissa.

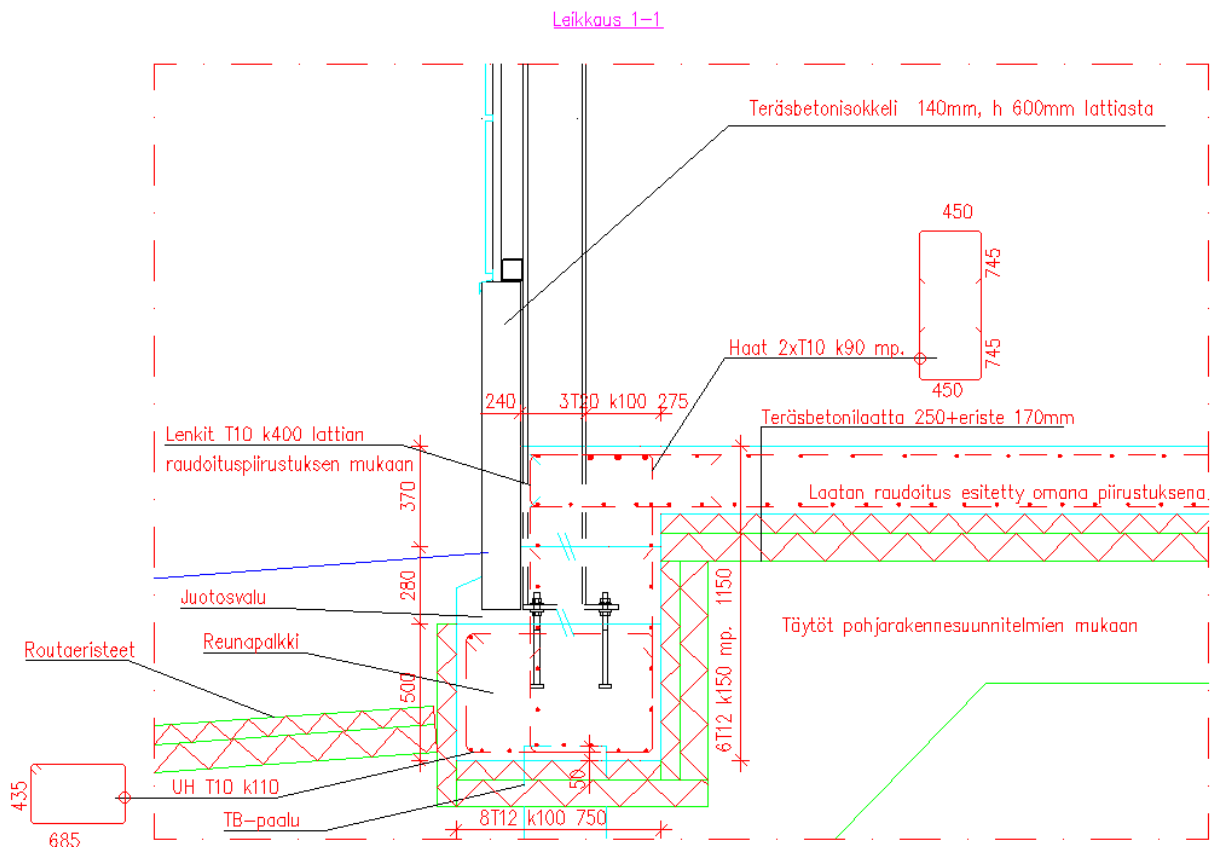
Laskentatulosten pohjalta muodostettiin laatan raudoitusmalli kuvion 27 mukaisesti tasossa. Laatan raudoitus vahvistuslaatan kohdalla esitetään kuvion 28 mukaisena raudoitusmallina ottaen huomioon vahvistuslaatan tartunnat ja rengasraudoitukset. Vahvistuslaatan rengasraudoitus tarpeen arviointiin hyödynnettiin VTT:n hyväksymiä vakiopaaluanturaraudoite ohjeita (Vakiopaaluanturat n.d., 2). Reunapalkin raudoitusmalli on esitetty kuviossa 29. Laatan mitoituslaskelmat löytyvät liitteestä 2.



Kuvio 27 Laatan raudoitusmalli.



Kuvio 28 Laatan raudoitusmalli vahvistuslaatan kohdalla.



Kuvio 29 Laatan rauditusmalli reunapalkin kohdalla.

#### 7.4 Paalulaatan laskenta RFEM:llä

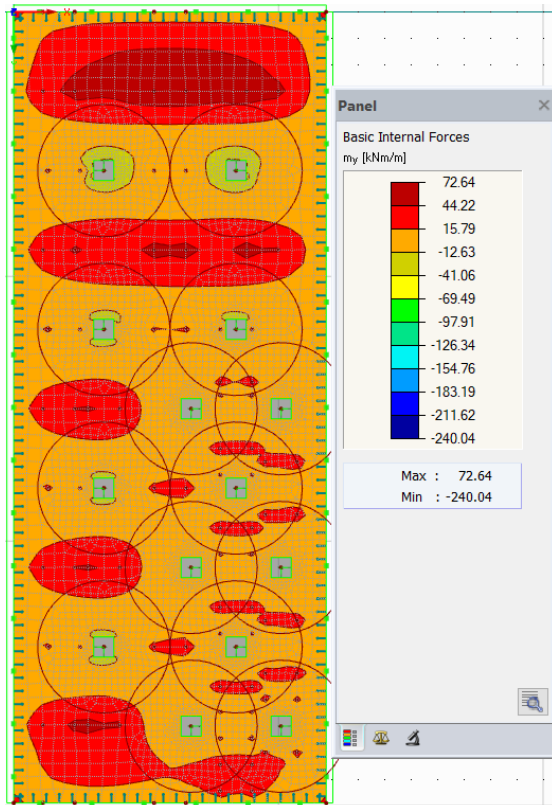
Paalulaatan laskenta RFEM ohjelmalla suoritettiin käyttämällä laattaelementtejä. Laatan nurkkasolmut valittiin paalulaattaa kiertävän reunapalkin keskilinjän nurkkapisteen mukaisiksi. Laatan reunalle asetettiin viivamainen tuki, joka muutettiin seinäksi, jolle annettiin reunapalkin mitat. Seinän molemmat päät asetettiin nivelellisiksi. Laatan keskellä sijaitsevien paalujen kohdat merkittiin ensin laattaan solmupisteinä oikeiden keskiöväliensä perusteella. Näihin solmuihin asetettiin pistemäinen tuki, joka muutettiin vastaamaan vahvistuslaatan mittoja. Vahvistuslaatat asetettiin molemmista päistään nivelellisiksi.

Kuormitustapauksiksi laatalle valittiin automaattisesti laskettava omapaino, tasainen varastokuorma, kaksi lämpötilakuormaa ja useita liikennekuormia. Ensimmäiseksi lämpötilakuormaksi määritettiin laatan aksiaalinen kuormitus, joka syntyy laatan kuumiskutistumasta ja autogeenisestä kutistumasta.

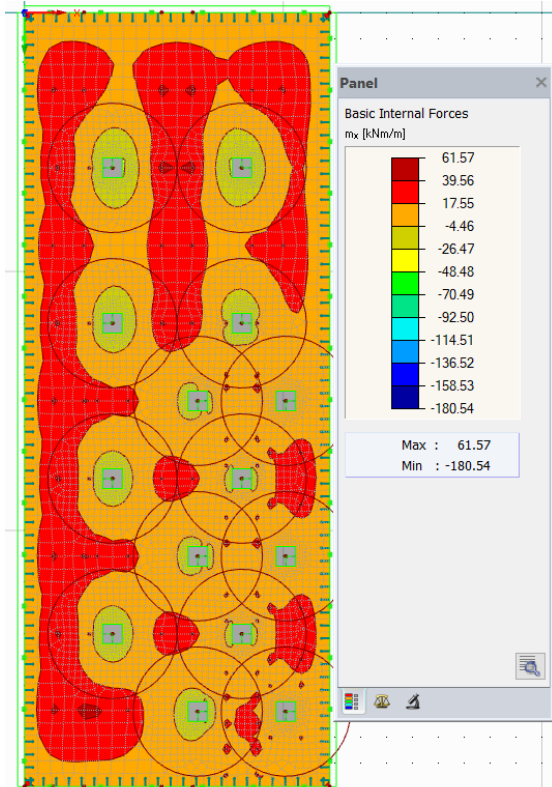
Nämä kuormat ohjelma osasi itse laskea standardien perusteella. Toiseksi lämpötilakuormaksi määritettiin lämpöliike, joka syntyy rakenteen eri pintojen välisestä lämpötilaerosta sekä rakenteeseen vaikuttavasta keskeisestä lämpötilaerosta. Molemmiksi lämpötilaeroiksi asetettiin 15 astetta.

Liikennekuormien kuormitustapaukset määritettiin pistemäisinä kuormina solmupisteille, joiden sijainti valittiin oletettujen vaarallisimpien sijaintien perusteella. Liikennekuormat jaettiin kahden 1,2 metrin päässä toisistaan sijaitsevan akselikuorman kokonaisuuksiksi. Toiseksi liikennekuorman kuormitustapaus tyyppiksi valittiin telikuormat, joissa neljä pistekuormaa sijaitsivat 1,2 ja 2 metrin etäisyydellä toisistaan. Kaikille liikennekuormille asetettiin ehdoksi, että ne eivät esiinny samaan aikaan kuormitusyhdistelmissä vaan vuorottelevat. Kaikista erilaisista kuormitustapauksista ohjelma laski mahdolliset kuormitusyhdistelmät niin murtorajatilassa kuin käyttörajatilassa.

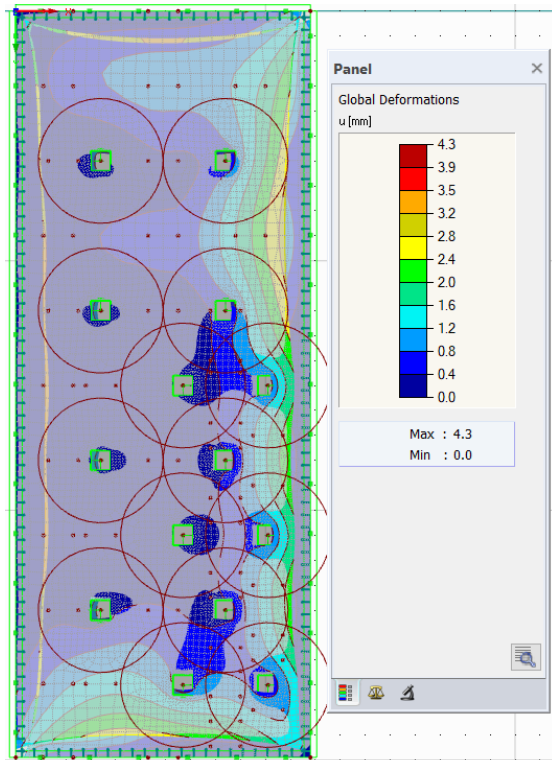
Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmiä muodostettiin sen perusteella, onko kyseessä lyhytaikainen, pitkäaikainen vai ominaiskuormitusyhdistelmä. RFEM-ohjelmavalmistajan ohjeiden mukaisesti laskennan helpottamiseksi lyhytaikaisien ja ominaiskuormayhdistelmien maksimimäärää rajattiin automaattisesti kolmeen merkittävimpään kuormitusyhdistelmään. Laskentamallin koordinaatisto on toisin päin verrattuna kaistamenetelmässä käyttämäni xy-koordinaatistoon. Laskennan tuloksena saatiin muodostettua laatan taivutusmomentit kuvioissa 30 ja 31 esitetyllä tavalla. Laatan taipumanarvot on esitetty kuviossa 32.



Kuvio 30 Ohjelman ilmoittamat laskentamomentit y-suuntaan.



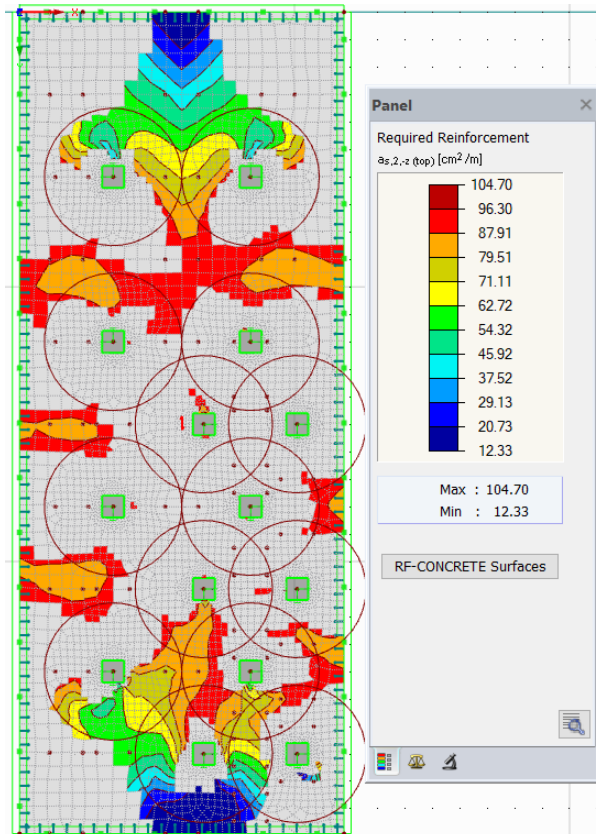
Kuvio 31 Ohjelman ilmoittamat laskentamomentit x-suuntaan.



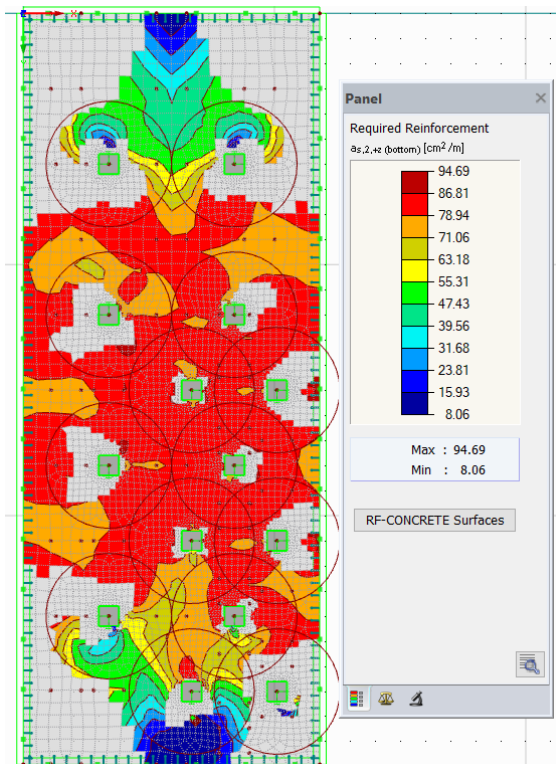
Kuvio 32 X ja y- suunnan yhdistetty taipumakuvaaja.

Kuvioissa näkyvät pisteet edustavat pistekuormien sijaintia ja paaluja ympäröivät ympyrät ovat elementtiverkon tihennyksen vaikutusaluetta. Käytetty elementtiverkon tiheys on puolimetriä laatan muulla alueella, mutta paalujen kohdalla verkkoa tihennetty kymmeneen senttimetriin. Tuloksissa ei näy suuria poikkeamia tai epämääräisiä arvoja, jotka johtuisivat verkon vääristymästä.

Laatan raudoitusta varten kuormitusyhdistelmät syötettiin RF-Concrete-Surfaces-moduuliin, joka antoi kuvion 33 mukaisen raudoitustarpeen laatan yläpintaan ja kuvion 34 mukaisen raudoitustarpeen kuvaajan laatan alapintaan. Kuvioissa näkyy ainoastaan toiseen suuntaan tuleva raudoitus. Ohjelma antaa vastaavalla tavalla tulokset myös toiseen suuntaan. Ohjelma ei pystynyt laskelmaan raudoitusta laatan koko osuudelle, koska laatan halkeilua ei pystytty arvioimaan kuormitusyhdistelmien perusteella ja se johti ilmoitukseen, jonka mukaan betoni on täysin halkeillut eikä kestä kuormitusta. Lisäksi laatan ohjelma pyrki korjaamaan tilannetta asentamalla maksimiraudoituksen näihin kohtiin, mutta se ei riittänyt.



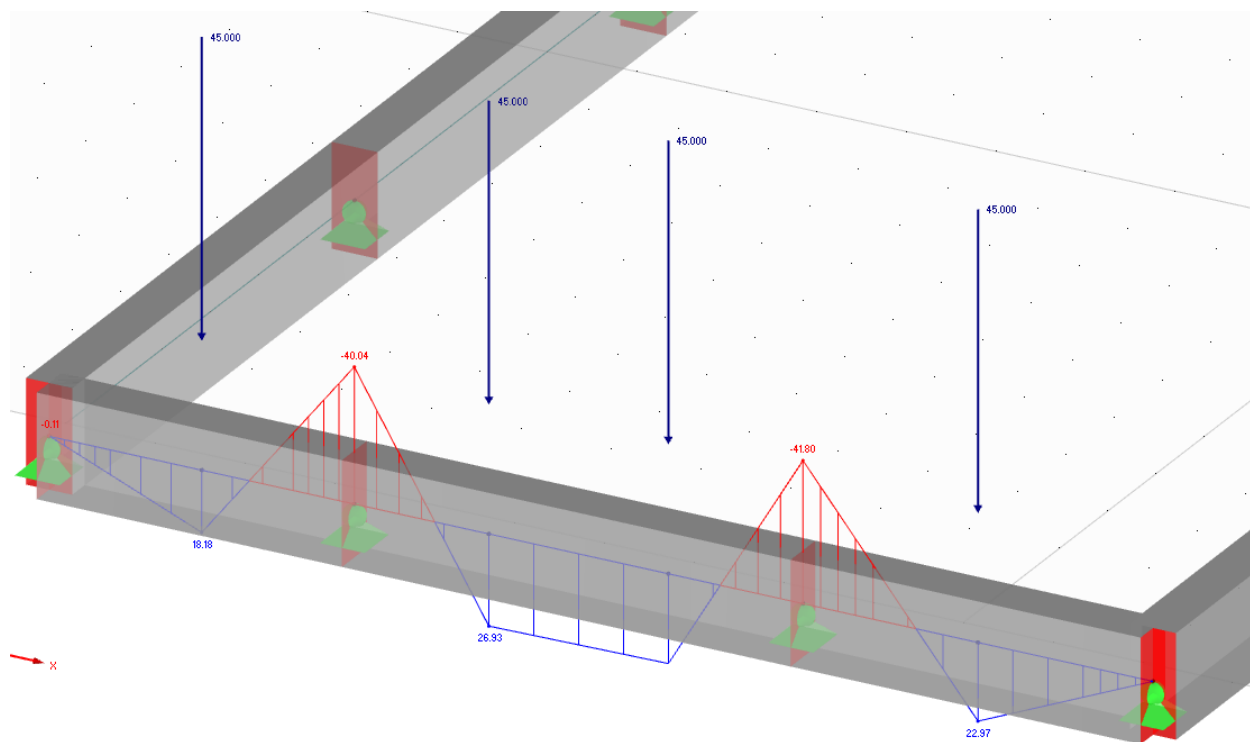
Kuvio 33 RF-Concrete Surfaces- moduulilla saatu yläpinnan raudoituskuvaaja.



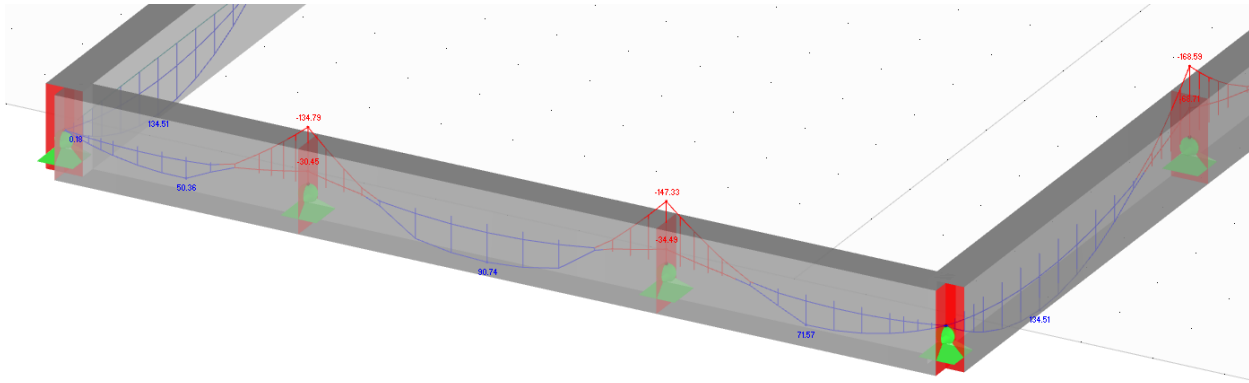
Kuvio 34 RF-Concrete Surfaces- moduulista saatu alapinnan raudoituskuvaaja.



Reunapalkista muodostettiin rakennemalli RFEM- ohjelmalla, jonka tarkoituksena oli Excel-laskelmien tarkastaminen ja reunapalkin rakennemallin muodostamisen esitely. Reunapalkin rakennemalli toteutettiin palkkielementtien avulla jatkuvana palkkina, jonka tuet asetettiin nivelellisiksi. Laatalta tulevat kuormat huomioitiin palkin osalta viivamaisena ominaiskuormana, jonka kuormitusleveytenä huomioitiin Excel-pohjissa laskettu paaluvälin puolikkaan mukainen kuormitusleveys. Laatan omaa painoa ei laskelmissa huomioitu, jonka suuruus on paksulla laatalle merkittävä. Reunapalkin taivutusmomentit laskettiin ottaen huomioon kuviossa 35 esitetty vaarallisin tilanne, jossa kaksi akselikuormaa sijaitsevat samaan aikaan reunapalkin kohdalla. Kuormitusyhdistelyn kautta saatu taivutusmomentti on esitetty kuviossa 36. Näiden tulosten perusteella voidaan todeta, että Excelillä saadut tulokset ovat riittävän varmallalla puolella kuormitusten suhteen.



Kuvio 35 Akselikuorman aiheuttama rasitus reunapalkkiin.



Kuvio 36 Reunapalkin rasiusten määrittäminen RFEM-ohjelmalla.

## 8 Tulokset

### 8.1 Paalulaatan mitoituksen Excel-taulukkolaskentapohja

Paalulaatan laskennan helpottamiseksi ja jatkokäyttöä ajatellen kehittämistyön toteutuksen tuloksena rakentui Excel-taulukkolaskentapohja, jonka avulla on mahdollista laskea paalulaattarakenteita kaistamenetelmällä. Laskentapohjat hyödyntävät useista lähteistä laskentamalleja, joiden käyttöohjeet löytyvät tämän työn teoriakappaleista. Oranssilla värillä merkittyihin soluihin voi syöttää tiedossa olevat projekti-kohtaiset lähtötiedot.

Harmaalla pohjalla oleviin soluihin ilmestyy laskennan välitulokset sekä lopputulos. Tulokset täyttyvät automaattisesti tämän kehittämistyön pohjatietona toimivan kirjallisuusselvityksen mukaan luotujen laskentakaavojen perusteella. Valkoisella pohjalla olevat arvot ovat valmiita laskentakaavojen parametreja, jotka on valittu kyseiseen laskentaan soveltuviksi kirjallisuuslähteiden pohjalta.

Laskennan eri vaiheet on jaettu omiin Excel-pohjiin, jolloin niitä voi soveltaa riippuen projektin lähtötiedoista. Jännevälien määrä ja kuormitustilanteiden määrän muuttaminen onnistuu lisäämällä tai poistamalla sarakkeita kaistamomentteja määrittäessä ottaen kuitenkin huomioon reunakentän momentin vaikutuksen, joka tässä tapauksessa on valittu nollassi, koska kyseessä vapaa tuki. Excel-pohjat ja niiden mukaan toteutetut mitoituslaskelmat löytyvät liitteestä 2.

## 8.2 Nykyisten käytänteiden ja RFEM-laskennan vertailu

Paalulaatalle kaistamenetelmällä ja RFEM-ohjelman käyttämällä elementtimenetelmällä määritetyt rasitukset vastaavat hyvin toisiaan suuremmalla laatanosalla niin tukimomenttien kuin kenttämomenttien suhteen. Pienellä laatan osalla erot ovat huomattavia johtuen pääosin kaistamenetelmän erillistarkastelusta, jossa epäsymmetrisesti kaistalinjoihin sijoittuvat paalut jätettiin huomioimatta laskelmissa, jolloin rakenteeseen syntyi huomattava lisävarmuus.

Kaistamenetelmässä kuormitusyhdistelmien luominen on huomattavasti hankalampaa kuin RFEM-laskennassa. Tämä johtuu siitä, että kaistamenetelmä soveltuu parhaiten tasaisten staattisten kuormien tarkasteluun. Kaistamenetelmässä laattaa tarkastellaan yksiaukkoisena palkkina, josta seuraa haasteita mielivaltaisessa paikassa laatalta sijaitsevan pistekuorman aiheuttamien rasitusten jakautumisen määrittämiseen. Elementtimenetelmä käyttää tähän tarkoitukseen paremmin soveltuvia tasomaisia laatta- tai kuorielementtejä.

RFEM-laskentaprosessi on nopea ja tarkka, kun lähtötiedot ja rakennemallin reunaehdot ovat tiedossa. Mallin elementtiverkon luominen ja liittymä kohtien rasitusten tarkastaminen ovat tärkeitä huomioitavia asioita, jotta tuloksiin saatuihin tuloksiin voi luottaa. Kaistamenetelmä on työläämpi toteuttaa, mutta valmiin laskelma pohjan luomisen jälkeen laskenta on huomattavasti nopeampaa ja tulos on tarkka, jos kuormitusyhdistelmät ovat yksinkertaisia. Kaistamenetelmässä, kuten muissakin käsin laskentamenetelmissä on mahdollista oikaista tarvittaessa tekemällä lisävarmuutta luovia yksinkertaistuksia, joita harvemmin onnistuu tehdä RFEM-laskentaohjelmalla.

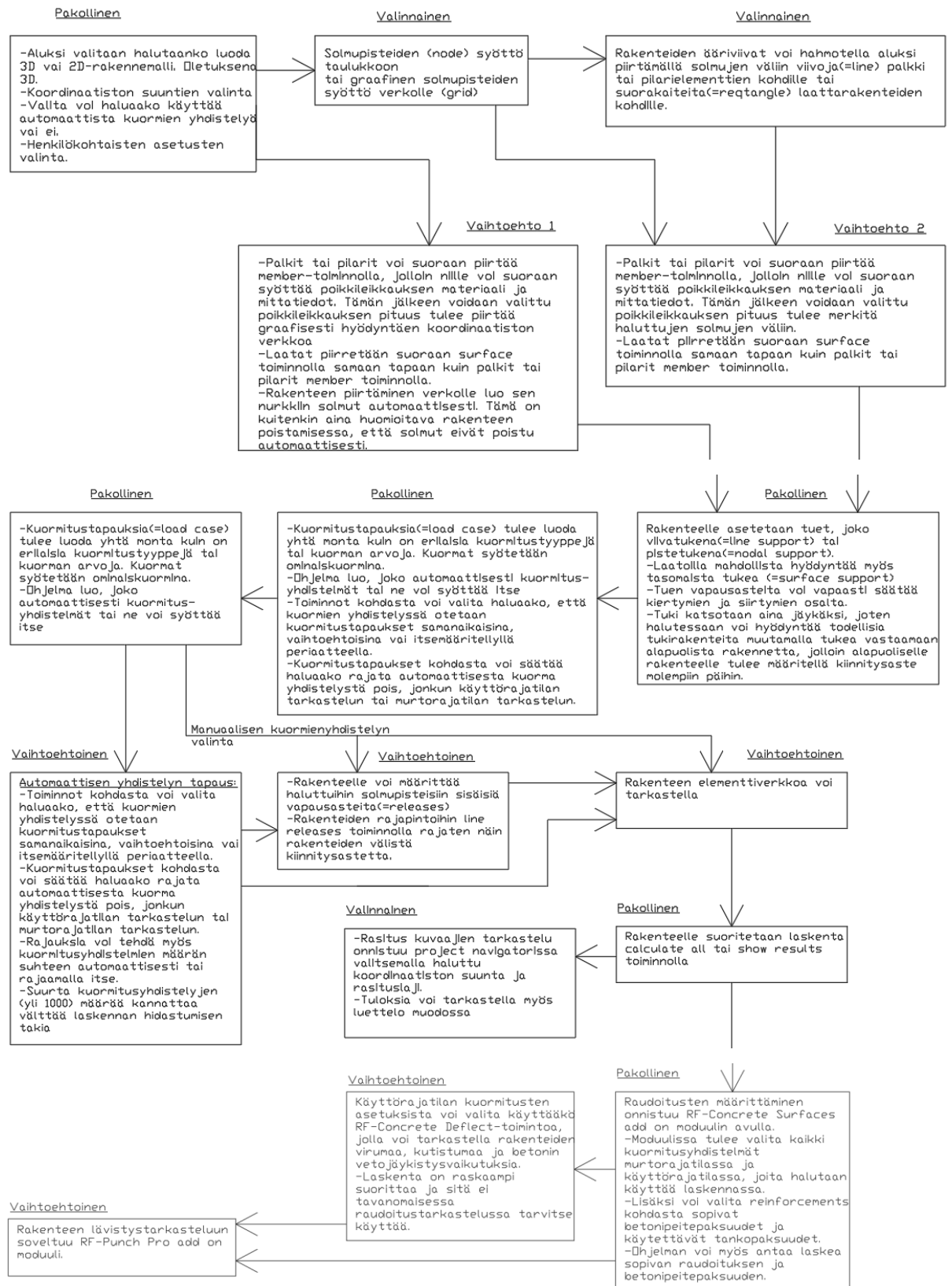
Taipuman laskentaan RFEM soveltuu käsin laskentamenetelmiä paremmin, koska muuttujien määrä on suuri ja suuntaa antavien tulosten saaminen käsin laskennalla on hyvin haastavaa. Käsin laskennassa usein käytetyt taipuman raja-arvot eivät anna selvää käsitystä taipuman todellisista arvoista vaan ainoastaan jännevälin ja tehollisen korkeuden suhteeseen perustuvan raja-arvon. Sen sijaan RFEM antaa tarkan taipuman arvon ja sen sijainnin, jolloin laskelman muuttaminen on helpompi kohdentaa rakenteita muuttamalla.

RFEM-laskentaohjelman käytössä tärkeää on tarkasteltavan rakennemallin syöttäminen ohjelmaan oikein, jotta tulokset ovat luotettavia. Paalulaatan rakennemallia rakentaessa kävi ilmi, että liian tarkan ja monimutkaisen rakenteen luominen voi aiheuttaa ongelmia tulosten saamisessa. Tästä syystä rakennemalli pilkottiin osiin, jossa reunapalkki ja paalulaatta mitoitettiin omina rakennemalleinaan. Paalujen kohdalla haasteita ilmeni, jos käytti pistemäisiä tukia laatan alla. Elementtiverkkoon syntyi paikallisia jännityshuippuja paalujen kohdalle, jotka estivät tulosten saamisen rakennemallista.

Pieniä eroavaisuuksia kaistamenetelmällä saatujen tukimomentin arvojen ja RFEM:llä saatujen tulosten välillä syntyi myös siitä, että kaistamenetelmällä saatuihin arvoihin ei tehty eurokoodi 2 sallimia jatkuvan tuen tukimomentin vähennyksiä. Reunapalkin laskennassa tehtiin rakenteen yksinkertaistuksia käyttämällä laskennassa suurinta jänneväliä kuormitusten määrittämiseksi, joka johti todellista suurempiin rasituksiin muuttuvan jännevälin rakenteessa.

Rakenteiden mitoituksessa voi syntyä pieniä eroja riippuen käytetystä laskentateoriasta, esimerkiksi leikkausmuodonmuutosten osalta. RFEM-ohjelmistossa on mahdollisuus valita, käytetäänkö laattaelementtien laskentaan Kirchhoffin - vai Reissner & Mindlinin - menetelmää, joista Reissner & Mindlinin - menetelmä ottaa huomioon leikkausmuodonmuutokset, joiden suuruus korostuu paksuilla laatoilla. Vastaavasti palkkielementtien rasitusten laskentaan voi valita käyttääkö Bernoullin - vai Timoshenkon - menetelmää, joista Timoshenkon - menetelmä ottaa huomioon leikkausmuodonmuutokset.

## 8.3 RFEM-mitointiprosessi



Kuvio 37 RFEM- betonirakenteiden mitoituksen prosessikaavio.

Betonirakenteiden mitoituksen toimintaperiaate on esitetty tiivistetysti kuviossa 32 prosessikaaviona. Mitoituksessa tulee olla hyvät lähtötiedot rakenteiden mitoista, kuormituksesta, materiaaleista ja kiinnitysasteista. Lisäksi on hyvä huomioida, että RFEM käyttää rakenteiden mittoina vapaakappalekuvissa tyypillisesti esiintyvää esitysmuotoa, jossa mitat ilmoitetaan jänneväleinä eikä todellisina mittoina. Palkkien tuet asennetaan niiden painopisteakselille, joka havainnollistuu ohjelman rakenne-mallissa viivana. Laskentasolmujen paikat ohjelma hakee laskennassa itsenäisesti.

RFEM-laskentaohjelma toimii pääasiallisesti statiikkaohjelmanä ja erikoistoiminnot on eritelty omiksi lisämoduuleiksi, jotka tulee tarvittaessa hankkia valmistajalta erikseen. Kaaviossa esitettyjen moduulien lisäksi stabiliteetti tarkastelujen tekemiseen löytyy RF-Stability-lisämoduuli. Pilareiden tarkasteluun on RF-Concrete-Columns-lisämoduuli ja RF-Concrete Members-lisämoduuli hoikkien kehärakenteiden tarkasteluun. Useat lisämoduulit hyödyntävät tarkasteluissaan myös epälineaarista analyysiä, jolloin laskentamahdollisuudet ja ohjelman tekemä laskentatyö kasvavat olennaisesti.

## 9 Pohdinta

Kehittämistyön tavoitteet tulivat suurimmalta osin täytetyiksi. Prosessikaavio kuvaa tiivistetysti betonirakenteiden mitoitusta RFEM-ohjelmalla. Käsien laskennan ja RFEM-laskennan vertailu pystyttiin tekemään, koska laskenta-aineistoa oli työn edetessä syntynyt riittävästi. Haastattelujen pohjalta saatiin hyvä käsitys betonirakenteiden mitoituksen kokemuksista ja käytänteistä.

Haastatteluaineistoa olisi voinut koota enemmänkin lisäämällä haastateltavien määrää, jotta olisi saatu riittävän kattava kuva mitoituksen erilaisista käytänteistä. Tässä huomioitavaa on kuitenkin yrityksen henkilöstön vähäinen määrä, sekä esitietojen puute siitä, kenellä yrityksen työntekijöistä on kokemusta paalulaatta rakenteiden suunnittelusta.

Kyselyä olisi ollut myös mahdollista laajentaa myös koko konsernin kattavaksi tai ottaa mukaan muiden yritysten henkilöstöä, jolloin tulokset olisivat olleet huomattavasti kattavampia. Haastattelut toimivat, kuitenkin riittävällä tarkkuudella saamaan käsityksen paalulaattojen laskennan tavoista ja ominaispiirteistä. Lisäksi haastattelujen pohjalta sai riittävän käsityksen siitä, kuinka rakenteiden alustavia mittoja voidaan hakea.

Alkuoletukset kuormitusyhdistelmien muodostamisesta osoittautuivat työn tulosten perusteella oikeiksi. Rakenteen alustavat paksuudet ja mittatiedot osoittautuivat myös oikeiksi eikä niitä työn edetessä tarvinnut lähteä muuttamaan. Alkuvaiheen muutos, jossa laatan yhtenäiseksi paksuudeksi valittiin 250 mm oli hyvä päätös, sillä alkuperäinen 200 mm ei olisi välttämättä soveltunut laatan lävistyskestävyyden ja taipuman osalta. Yllättävää tuloksien osalta oli se, kuinka vähän laskentamomentit erosivat toisistaan suuremmalla laatanosalla, vaikka laskentakentässä oli lukuisia piste-kuormia.

Alkuoletus RFEM-laskentatulosten huonosta jäljitettävyydestä laskentakaavoihin osoittautui vääräksi, sillä RF-Concrete-Surfaces-moduulissa ilmeni useita viittauksia standardien kohtiin ja käytettävissä oli kansallisen liitteen mukaisia rajauksia ja valintoja. Varsinaisessa RFEM-ohjelmassakin on viittauksia eurokoodien kuormitusohjeisiin. Rakennemallin käyttö mitoituksen jälkeen mahdollistaa lisä- ja muutostöiden tekemisen, vaikka projektissa keskityttiinkin ainoastaan uudisrakentamiseen.

Työn perusteella käy ilmi, että RFEM-ohjelman käytön laajentamiselle on perusteita, sillä tulokset ovat vertailukelpoisia ja ohjelmassa on selkeästi ilmaistuna käytettävät mitoitusstandardit, sekä mahdollisuus yrityksen räätälöidä itselleen sopivat laskentatuloste pohjat. Laskentatietojen kattava dokumentointi, laskentakaavojen jäljitettävyys ja siitä seurannut rakennelaskelmien tarkastamisen helppous saattavat joissain tilanteissa olla syy, jonka vuoksi käsin laskentamenetelmiä yleisesti edelleen käytetään.

RFEM-ohjelman käyttö edellyttää lisämoduulien hankintaa tai ohjelman antamien tietojen käsittelyä käsin laskennan menetelmin, jotta rakenteeseen pystytään määrittämään tarvittavat raudoitukset. Raudoituksien vertailuaineiston puuttumisen seurauksena ei voi ottaa kantaa siihen, voidaanko laskentaohjelmalla täysin korvata käsin laskentaa tai tässä tapauksessa Excel-laskentaa.

Eri menetelmien rinnakkaiselle käytölle on perusteita laskelmien tarkastamisen ja raudoituksen suunnittelun näkökulmasta ottaen huomioon rasitusten jakautuminen kentässä. Kehittämistyössä tarkastellaan ainoastaan yhden paalulaattaperusteisen rakennuksen laskennan vaiheita, eikä tutkimukseni vastaa kaikkiin kysymyksiin RFEM-ohjelman käytettävyyden osalta. Ohjelman luomien mahdollisuuksien tarkempi tutkiminen on jatkossa tarpeen.



## Lähteet

Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan osa 7: pilarilaatat. 2010. Rakennustuoteteollisuus RTT ry, betoniteollisuus- jaoston sähköinen julkaisu. Viitattu 10.12.2020. [https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_7\\_Pilarilaatat.pdf](https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_7_Pilarilaatat.pdf).

Betoniyhdistyksen käyttöseloste BY 5 b UFO lävistysvahvike käyttöohje. 2016. Viitattu 19.3.2021. <https://celsa-steelservice.fi/wp-content/uploads/2016/12/UFO-k%C3%A4ytt%C3%B6hje-EC2rev1.pdf>

Bhavikatti, S. 2005. Finite element analysis. New age international publishers. ISBN: 978-81-224 2524-6. Viitattu 20.1.2021. Ebook central academic complete international education.

By 211 betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1. 2013. 3. p. Helsinki: BY-koulutus.

By 211 betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. 2014. 2. p. Helsinki: BY-koulutus.

By 201 betonitekniikan oppikirja. 2018. 7. p. Helsinki: BY-koulutus Oy.

By 45 betonilattiat. 2018.

Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990. 2016. Viitattu 8.3.2021. [https://ym.fi/documents/1410903/38439968/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F\\_E7C4\\_4653\\_BF44\\_1AB47FB50CB0-137127.pdf/00fb719c-365d-d570-618e-cad1004fbc5b/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F\\_E7C4\\_4653\\_BF44\\_1AB47FB50CB0-137127.pdf?t=1603260660111](https://ym.fi/documents/1410903/38439968/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F_E7C4_4653_BF44_1AB47FB50CB0-137127.pdf/00fb719c-365d-d570-618e-cad1004fbc5b/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F_E7C4_4653_BF44_1AB47FB50CB0-137127.pdf?t=1603260660111).

Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1 Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2019. Viitattu 10.3.2021. [https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Betonirakenteet\\_16122019-281486B7\\_FA18\\_4532\\_82C4\\_767392EE368F-153760.pdf/f18c7388-5543-aa9b-8c6e-1e0bd5be57e7/Betonirakenteet\\_16122019-281486B7\\_FA18\\_4532\\_82C4\\_767392EE368F-153760.pdf?t=1603260655971](https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Betonirakenteet_16122019-281486B7_FA18_4532_82C4_767392EE368F-153760.pdf/f18c7388-5543-aa9b-8c6e-1e0bd5be57e7/Betonirakenteet_16122019-281486B7_FA18_4532_82C4_767392EE368F-153760.pdf?t=1603260655971).

Karhunen, J., Lassila, V., Pyy, S., Ranta, A., Räsänen, S., Saikkonen, M. & Suosara, E. 1993. 11.p. Lujuusoppi. Gaudeamus Oy.

Leskelä, M.V. 2008. By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Liu, G.R. & Quek, S.S. 2014. Finite element method a practical course. 2.p. Elsevier Ltd. ISBN: 978-0-08-098356-1. Viitattu 4.3.2021. Ebook central academic complete international education.

RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. 2017. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

RIL 201-2-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. 2017. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje. 2011. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry & Suomen betoniyhdistys ry.

RT 38832 Raudoitustuotteet Celsa Steel Service Oy. 2016. Viitattu 19.3.2021.  
<https://rt.rakennustieto.fi/verkkopalvelut/rt-kortisto>.

SFS-EN 1990 +A1+AC. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. 2006. Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1992-1-1+A1+AC Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2015. Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

Syrjä, R. 2019. Elementtimenetelmään perustuvan ohjelman käytön perusteet. Aalto-yliopiston rakennustekniikan laitoksen sähköinen julkaisu. Viitattu 10.12.2020.  
[https://mycourses.aalto.fi/pluginfile.php/1260662/course/section/158839/L\\_FEM\\_FI\\_20190905.pdf](https://mycourses.aalto.fi/pluginfile.php/1260662/course/section/158839/L_FEM_FI_20190905.pdf).

Toriseva, T. 2014. Pilarilaattojen suunnittelu Eurokoodien mukaan. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan koulutusohjelma. Viitattu 4.12.2020.  
<http://urn.fi/URN:NBN:fi:tty-201405131157>.

Vakiopaaluanturat. N.d. RT-tuotekortti: 1021821. Viitattu 29.4.2021.  
[https://www.rttuotetieto.fi/pub/media/resources/29805\\_29805\\_vakipaaluanturajarjestelma.pdf](https://www.rttuotetieto.fi/pub/media/resources/29805_29805_vakipaaluanturajarjestelma.pdf).

Walden, W. 2021. Paalulaatan pakkovoimien ja niiden vaikutusten arviointi. Diplomityö. Aalto yliopisto. Master's Programme in Building Technology. Viitattu 12.4.2021. <https://aaltodoc.aalto.fi/handle/123456789/102420>.

What is RFEM?. N.d. Ohjelmistoselostus yrityksen Dlubal Software verkkosivuilla. Viitattu 30.11.2020. <https://www.dlubal.com/en/products/rfem-fea-software/what-is-rfem>.

## Liitteet

### Liite 1. Kysely

8.12.2020

1

## Kyselytutkimus

Kyselyn laatija: Jani Lindroos

Vastaaja: ~~Vahanen~~ Jyväskylä Oy:n työntekijä

Yleiset kysymykset betonirakenteiden suunnittelusta:

Kysymys 1: Miten betonirakenteiden mitoitusprosessi etenee?

Kysymys 2: Kuinka arvioit rakenteiden alustavat mitat? Entä alustavan raudoitustarpeen?

Kysymys 3: Kuinka määrität rakenteiden kuormitukset?

8.12.2020

Kysymys 4: Mitä laskentamenetelmiä käytät betonirakenteiden mitoittamisessa?

Kysymys 5: Mitä menetelmiä käytät rakennelaskelmien tarkistamiseen?

Opinnäytetyön aiheena olevan paalulaattarakenteen suunnittelu:

Kysymys 6: Miten opinnäytetyön aiheena olevan paalulaatan voimat/rasitukset on määritetty?

Kysymys 7: Miten tarvittavat paalut, niiden koot ja niiden sijainnit on valittu?

8.12.2020

Kysymys 8: Miten opinnäytetyön aiheena olevan paalulaatan alustavat rakenteen mitat on valittu?

Kysymys 9: Miten opinnäytetyön aiheena olevan paalulaatan mitoitus on toteutettu?

Kysymys 10: Mitä erikoispiirteitä tai aikaisemmasta poikkeavaa opinnäytetyön aiheena olevassa paalulaattarakenteessa on verrattuna aikaisemmin suunnittelemiisi paalulaattarakenteisiin?

## Liite 2. Rakennelaskelmien Excel-pohjat

Paalulaatan keskimääräisten momenttien määrittäminen:  
x-suunta isomman laatanosan mukaisilla kuormilla

L1=	5,9	[m]	Jänneväli
L2=	6	[m]	Jänneväli
L3=	6	[m]	Jänneväli
L4=	6	[m]	Jänneväli
L5=	6	[m]	Jänneväli
a1=	2,4	[m]	Pistekuorman etäisyys tuesta
a2=	2,35	[m]	Pistekuorman etäisyys tuesta
pd1=	18,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
pd2=	18,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
pd3=	18,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
pd4=	18,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
pd5=	18,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
Pd.1=	67,5	[kN]	Pistekuorma jännevälillä
Pd.2=	67,5	[kN]	Pistekuorma jännevälillä
Pd.3=	67,5	[kN]	Pistekuorma jännevälillä
Pd.4=	67,5	[kN]	Pistekuorma jännevälillä
Pd.5=	67,5	[kN]	Pistekuorma jännevälillä
ΔMB1=	63,18114407	[kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔMB2=	64,8	[kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔMB3=	64,8	[kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔMB4=	64,8	[kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔMB5=	64,8	[kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔM =	-31,590572	[kNm]	Tukimomentin muutos 1
ΔM =	-32,4	[kNm]	Tukimomentin muutos 2
ΔM =	-32,4	[kNm]	Tukimomentin muutos 3
ΔM =	-32,4	[kNm]	Tukimomentin muutos 4
ΔM =	-32,4	[kNm]	Tukimomentin muutos 5
M <sub>sup.Ed.0</sub> =	0	[kNm]	Reunatuen momentti
M <sub>sup.Ed.1</sub> =	-47,5714286	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.2</sub> =	-47,5714286	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.3</sub> =	-47,5714286	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.4</sub> =	-47,5714286	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.5</sub> =	0	[kNm]	Reunatuen momentti
x0.0=	2,51	[m]	Leikkausvoiman nollakohta
x0.1=	3	[m]	Leikkausvoiman nollakohta
x0.2=	3	[m]	Leikkausvoiman nollakohta
x0.3=	3	[m]	Leikkausvoiman nollakohta
x0.4=	2,57	[m]	Leikkausvoiman nollakohta
M <sub>span.Ed.0</sub> =	58,46947091	[kNm]	Reunakentän momentti
M <sub>span.Ed.1</sub> =	35,67857143	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.2</sub> =	35,67857143	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.3</sub> =	35,67857143	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.4</sub> =	35,67857143	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.5</sub> =	61,16326531	[kNm]	Reunakentän momentti

Laskentamomentit + pistekuormien aiheuttamat momentin muutokset:

M <sub>sup.Ed.1</sub> =	-79,2	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.2</sub> =	-80,0	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.3</sub> =	-80,0	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.4</sub> =	-80,0	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>span.Ed.0</sub> =	121,7	[kNm]	Reunakentän momentti
M <sub>span.Ed.1</sub> =	100,5	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.2</sub> =	100,5	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.3</sub> =	100,5	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.4</sub> =	100,5	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.5</sub> =	126,0	[kNm]	Reunakentän momentti

**Paalulaatan keskimääräisten momenttien määrittäminen:  
x-suunta pienemmän laatanosan mukaisilla kuormilla**

L1=	2,9	[m]	Jänneväli
L2=	6	[m]	Jänneväli
L3=	6	[m]	Jänneväli
L4=	3	[m]	Jänneväli
a1=	0,9	[m]	Pistekuorman etäisyys tuesta
a2=	2,4	[m]	Pistekuorman etäisyys tuesta
pd1=	18,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
pd2=	18,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
pd3=	18,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
pd4=	18,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
Pd.1=	112,5	[kN]	Pistekuorma jännevälillä
Pd.2=	112,5	[kN]	Pistekuorma jännevälillä
Pd.3=	112,5	[kN]	Pistekuorma jännevälillä
Pd.4=	112,5	[kN]	Pistekuorma jännevälillä
ΔM <sub>B1</sub> =	31,42241379	[kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔM <sub>B2</sub> =	108	[kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔM <sub>B3</sub> =	108	[kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔM <sub>B4</sub> =	30,375	[kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔM =	-15,7112069	[kNm]	Tukimomentin muutos 1
ΔM =	-54	[kNm]	Tukimomentin muutos 2
ΔM =	-54	[kNm]	Tukimomentin muutos 3
ΔM =	-15,1875	[kNm]	Tukimomentin muutos 4
M <sub>sup.Ed.0</sub> =	0	[kNm]	Reunatuen momentti
M <sub>sup.Ed.1</sub> =	-47,5714286	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.2</sub> =	-47,5714286	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.3</sub> =	-47,5714286	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.4</sub> =	0	[kNm]	Reunatuen momentti
x0.0=	0,56	[m]	Leikkausvoiman nollakohta
x0.1=	3,00	[m]	Leikkausvoiman nollakohta
x0.2=	3,00	[m]	Leikkausvoiman nollakohta
x0.3=	0,64	[m]	Leikkausvoiman nollakohta
M <sub>span.Ed.0</sub> =	2,935093866	[kNm]	Reunakentän momentti
M <sub>span.Ed.1</sub> =	35,67857143	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.2</sub> =	35,67857143	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.3</sub> =	35,67857143	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.4</sub> =	3,822704082	[kNm]	Reunakentän momentti

Laskentamomentit + pistekuormien aiheuttamat momentin muutokset:

M <sub>sup.Ed.1</sub> =	-101,6	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.2</sub> =	-101,6	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.3</sub> =	-101,6	[kNm]	Tukimomentti
M <sub>span.Ed.0</sub> =	34,4	[kNm]	Reunakentän momentti
M <sub>span.Ed.1</sub> =	143,7	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.2</sub> =	143,7	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.3</sub> =	143,7	[kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.4</sub> =	34,2	[kNm]	Kenttämomentti

**Paalulaatan keskimääräisten momenttien määrittäminen:  
y-suunta isomman laatanosan mukaisilla kuormilla**

L1=	3,4 [m]	Jänneväli
L2=	5 [m]	Jänneväli
L3=	3,4 [m]	Jänneväli
a1=	1,1 [m]	Pistekuorman etäisyys tuesta
a2=	1,9 [m]	Pistekuorman etäisyys tuesta
pd1=	18,5 [kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
pd2=	18,5 [kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
pd3=	18,5 [kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
Pd.1=	67,5 [kN]	Pistekuorma jännevälillä
Pd.2=	67,5 [kN]	Pistekuorma jännevälillä
Pd.3=	67,5 [kN]	Pistekuorma jännevälillä
$\Delta M_{B1} =$	24,02205882 [kNm]	Momentin muutos kentässä
$\Delta M_{B2} =$	48,735 [kNm]	Momentin muutos kentässä
$\Delta M_{B3} =$	24,02205882 [kNm]	Momentin muutos kentässä
$\Delta M =$	-12,0110294 [kNm]	Tukimomentin muutos 1
$\Delta M =$	-24,3675 [kNm]	Tukimomentin muutos 2
$\Delta M =$	-12,0110294 [kNm]	Tukimomentin muutos 3
M <sub>sup.Ed.0</sub> =	0 [kNm]	Reunatuen momentti
M <sub>sup.Ed.1</sub> =	-33,0357143 [kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.2</sub> =	-33,0357143 [kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.3</sub> =	0 [kNm]	Reunatuen momentti
y0.0=	1,17 [m]	Leikkausvoiman nollakohta
y0.1=	2,50 [m]	Leikkausvoiman nollakohta
y0.2=	1,17 [m]	Leikkausvoiman nollakohta
M <sub>span.Ed.0</sub> =	12,76621496 [kNm]	Reunakentän momentti
M <sub>span.Ed.1</sub> =	24,77678571 [kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.2</sub> =	24,77678571 [kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.3</sub> =	12,76621496 [kNm]	Kenttämomentti

**Laskentamomentit + pistekuormien aiheuttamat momentin muutokset:**

M <sub>sup.Ed.1</sub> =	-57,4 [kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.2</sub> =	-57,4 [kNm]	Tukimomentti
M <sub>span.Ed.0</sub> =	36,8 [kNm]	Reunakentän momentti
M <sub>span.Ed.1</sub> =	73,5 [kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.2</sub> =	73,5 [kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.3</sub> =	36,8 [kNm]	Kenttämomentti



**Paalulaatan keskimääräisten momenttien määrittäminen:  
y-suunta pienemmän laatanosan mukaisilla kuormilla**

L1=	1,7 [m]	Jänneväli
L2=	3,4 [m]	Jänneväli
L3=	3,3 [m]	Jänneväli
a1=	0,25 [m]	Pistekuorman etäisyys tuesta
a2=	1,1 [m]	Pistekuorman etäisyys tuesta
a3=	1,05 [m]	Pistekuorman etäisyys tuesta
p <sub>d1</sub> =	18,5 [kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
p <sub>d2</sub> =	18,5 [kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
p <sub>d3</sub> =	18,5 [kN/m <sup>2</sup> ]	Tasainen kuorma jännevälillä
P <sub>d.1</sub> =	112,5 [kN]	Pistekuorma jännevälillä
P <sub>d.2</sub> =	112,5 [kN]	Pistekuorma jännevälillä
P <sub>d.3</sub> =	112,5 [kN]	Pistekuorma jännevälillä
ΔM <sub>B1</sub> =	4,136029412 [kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔM <sub>B2</sub> =	40,03676471 [kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔM <sub>B3</sub> =	37,58522727 [kNm]	Momentin muutos kentässä
ΔM =	-2,06801471 [kNm]	Tukimomentin muutos 1
ΔM =	-20,0183824 [kNm]	Tukimomentin muutos 2
ΔM =	-18,7926136 [kNm]	Tukimomentin muutos 3
M <sub>sup.Ed.0</sub> =	0 [kNm]	Reunatuen momentti
M <sub>sup.Ed.1</sub> =	-15,2757143 [kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.2</sub> =	-15,2757143 [kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.3</sub> =	0 [kNm]	Reunatuen momentti
y <sub>0.0</sub> =	0,36 [m]	Leikkausvoiman nollakohta
y <sub>0.1</sub> =	1,70 [m]	Leikkausvoiman nollakohta
y <sub>0.2</sub> =	1,40 [m]	Leikkausvoiman nollakohta
M <sub>span.Ed.0</sub> =	1,227512755 [kNm]	Reunakentän momentti
M <sub>span.Ed.1</sub> =	11,45678571 [kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.2</sub> =	11,45678571 [kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.3</sub> =	18,12439437 [kNm]	Kenttämomentti

**Laskentamomentit + pistekuormien aiheuttamat momentin muutokset:**

M <sub>sup.Ed.1</sub> =	-35,3 [kNm]	Tukimomentti
M <sub>sup.Ed.2</sub> =	-35,3 [kNm]	Tukimomentti
M <sub>span.Ed.0</sub> =	5,4 [kNm]	Reunakentän momentti
M <sub>span.Ed.1</sub> =	51,5 [kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.2</sub> =	51,5 [kNm]	Kenttämomentti
M <sub>span.Ed.3</sub> =	55,7 [kNm]	Kenttämomentti

**Paalulaatan mitoitus suuremmalle laatan osuudelle:**Valittu betonin lujuusluokka C30/37-2.  $f_{cd}=17 \text{ N/mm}^2$   $d_x [\text{mm}]=213,4$ Käytettävä teräs B500B.  $f_{yd}=435 \text{ N/mm}^2$   $d_y [\text{mm}]=206,8$ Valitaan tankopakuudeksi 12 mm.  $c_{nom}=20 \text{ mm}+10 \text{ mm}=30 \text{ mm}$ **x-suuntaan:**  $f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$   $f_{ctm}=2,9 \text{ N/mm}^2$ 

Keskimääräinen momentti: Paalukaistan osuus: Keskikaistan osuus:

$M_{sup.Ed.1} =$	-79,2 [kNm]	-158,4 [kNm]	-39,6 [kNm]
$M_{sup.Ed.2} =$	-80 [kNm]	-160 [kNm]	-40 [kNm]
$M_{sup.Ed.3} =$	-80 [kNm]	-160 [kNm]	-40 [kNm]
$M_{sup.Ed.4} =$	-80 [kNm]	-160 [kNm]	-40 [kNm]

$M_{span.Ed.0} =$	121,7 [kNm]	162,3 [kNm]	81,1 [kNm]
$M_{span.Ed.1} =$	100,5 [kNm]	134 [kNm]	67 [kNm]
$M_{span.Ed.2} =$	100,5 [kNm]	134 [kNm]	67 [kNm]
$M_{span.Ed.3} =$	100,5 [kNm]	134 [kNm]	67 [kNm]
$M_{span.Ed.4} =$	100,5 [kNm]	134 [kNm]	67 [kNm]
$M_{span.Ed.5} =$	126 [kNm]	168 [kNm]	84 [kNm]

**y-suuntaan:**

Keskimääräinen momentti: Paalukaistan osuus: Keskikaistan osuus:

$M_{sup.Ed.1} =$	-57,4 [kNm]	-114,8 [kNm]	-28,7 [kNm]
$M_{sup.Ed.2} =$	-57,4 [kNm]	-114,8 [kNm]	-28,7 [kNm]

$M_{span.Ed.0} =$	36,8 [kNm]	49,1 [kNm]	24,5 [kNm]
$M_{span.Ed.1} =$	73,5 [kNm]	98 [kNm]	49 [kNm]
$M_{span.Ed.2} =$	73,5 [kNm]	98 [kNm]	49 [kNm]
$M_{span.Ed.3} =$	36,8 [kNm]	49,1 [kNm]	24,5 [kNm]

**Momenteja vastaavat teräsmäärät ja k-jako:****x-suuntaan:**

		$\mu$	$\omega$	$A_{s,vaad}$	$A_{s,min}$	$k$	$s_{max}$	valittu k-jako
$M_{sup.Ed.1} =$	Paalukaista:	0,205	0,2314	1929,6	321,8	0,05856	0,25	58,6
	Keskikaista:	0,051	0,0525	438,1	321,8	0,25793	0,25	250,0
$M_{sup.Ed.2} =$	Paalukaista:	0,207	0,2341	1952,1	321,8	0,05789	0,25	57,9
	Keskikaista:	0,052	0,0531	442,6	321,8	0,25528	0,25	250,0
$M_{sup.Ed.3} =$	Paalukaista:	0,207	0,2341	1952,1	321,8	0,05789	0,25	57,9
	Keskikaista:	0,052	0,0531	442,6	321,8	0,25528	0,25	250,0
$M_{sup.Ed.4} =$	Paalukaista:	0,207	0,2341	1952,1	321,8	0,05789	0,25	57,9
	Keskikaista:	0,052	0,0531	442,6	321,8	0,25528	0,25	250,0
$M_{span.Ed.0} =$	Paalukaista:	0,21	0,2379	1984,0	321,8	0,05696	0,25	57,0
	Keskikaista:	0,105	0,111	925,3	321,8	0,12212	0,25	122,1
$M_{span.Ed.1} =$	Paalukaista:	0,173	0,1914	1596,3	321,8	0,07079	0,25	70,8
	Keskikaista:	0,087	0,0907	756,0	321,8	0,14947	0,25	149,5
$M_{span.Ed.2} =$	Paalukaista:	0,173	0,1914	1596,3	321,8	0,07079	0,25	70,8
	Keskikaista:	0,087	0,0907	756,0	321,8	0,14947	0,25	149,5
$M_{span.Ed.3} =$	Paalukaista:	0,173	0,1914	1596,3	321,8	0,07079	0,25	70,8
	Keskikaista:	0,087	0,0907	756,0	321,8	0,14947	0,25	149,5
$M_{span.Ed.4} =$	Paalukaista:	0,173	0,1914	1596,3	321,8	0,07079	0,25	70,8
	Keskikaista:	0,087	0,0907	756,0	321,8	0,14947	0,25	149,5
$M_{span.Ed.5} =$	Paalukaista:	0,217	0,2477	2065,6	321,8	0,05471	0,25	54,7
	Keskikaista:	0,109	0,1151	960,2	321,8	0,11769	0,25	117,7

**Momentteja vastaavat teräsmäärät ja k-jako:****y-suuntaan:**

		$\mu$	$\omega$	$A_{s,vaad}$	$A_{s,min}$	$k$	$S_{max}$	valittu k-jako
M <sub>sup.Ed.1=</sub>	Paalukaista:	0,158	0,1728	1441,4	321,8	0,07839	0,25	78,4
	Keskikaista:	0,039	0,0403	336,0	321,8	0,33632	0,25	250,0
M <sub>sup.Ed.2=</sub>	Paalukaista:	0,158	0,1728	1441,4	321,8	0,07839	0,25	78,4
	Keskikaista:	0,039	0,0403	336,0	321,8	0,33632	0,25	250,0
M <sub>span.Ed.0=</sub>	Paalukaista:	0,067	0,0699	583,2	321,8	0,19374	0,25	193,7
	Keskikaista:	0,034	0,0343	286,3	321,8	0,39464	0,25	250,0
M <sub>span.Ed.1=</sub>	Paalukaista:	0,135	0,1454	1212,3	321,8	0,09321	0,25	93,2
	Keskikaista:	0,067	0,0698	582,4	321,8	0,19402	0,25	194,0
M <sub>span.Ed.2=</sub>	Paalukaista:	0,135	0,1454	1212,3	321,8	0,09321	0,25	93,2
	Keskikaista:	0,067	0,0698	582,4	321,8	0,19402	0,25	194,0
M <sub>span.Ed.3=</sub>	Paalukaista:	0,067	0,0699	583,2	321,8	0,19374	0,25	193,7
	Keskikaista:	0,034	0,0343	286,3	321,8	0,39464	0,25	250,0

**Paalulaatan mitoitus pienemmälle laatan osuudelle:****x-suuntaan:**

Keskimääräinen momentti:

Paalukaistan osuus:

Keskikaistan osuus:

M <sub>sup.Ed.1=</sub>	-101,7 [kNm]	-203,4 [kNm]	-50,85 [kNm]
M <sub>sup.Ed.2=</sub>	-101,7 [kNm]	-203,4 [kNm]	-50,85 [kNm]
M <sub>sup.Ed.3=</sub>	-101,7 [kNm]	-203,4 [kNm]	-50,85 [kNm]

M <sub>span.Ed.0=</sub>	34,4 [kNm]	45,9 [kNm]	22,9 [kNm]
M <sub>span.Ed.1=</sub>	143,7 [kNm]	191,6 [kNm]	95,8 [kNm]
M <sub>span.Ed.2=</sub>	143,7 [kNm]	191,6 [kNm]	95,8 [kNm]
M <sub>span.Ed.3=</sub>	143,7 [kNm]	191,6 [kNm]	95,8 [kNm]
M <sub>span.Ed.4=</sub>	34,2 [kNm]	45,6 [kNm]	22,8 [kNm]

**y-suuntaan:**

Keskimääräinen momentti:

Paalukaistan osuus:

Keskikaistan osuus:

M <sub>sup.Ed.1=</sub>	-35,3 [kNm]	-70,6 [kNm]	-17,65 [kNm]
M <sub>sup.Ed.2=</sub>	-35,3 [kNm]	-70,6 [kNm]	-17,65 [kNm]

M <sub>span.Ed.0=</sub>	5,4 [kNm]	7,2 [kNm]	3,6 [kNm]
M <sub>span.Ed.1=</sub>	51,5 [kNm]	68,7 [kNm]	34,3 [kNm]
M <sub>span.Ed.2=</sub>	51,5 [kNm]	68,7 [kNm]	34,3 [kNm]
M <sub>span.Ed.3=</sub>	55,7 [kNm]	74,3 [kNm]	37,1 [kNm]

**Momenteja vastaavat teräsmäärät ja k-jako:****x-suuntaan:**

		$\mu$	$\omega$	$A_{s,vaad}$	$A_{s,min}$	$k$	$S_{max}$	valittu k-jako
$M_{sup.Ed.1=}$	Paalukaista:	0,263	0,3111	2594,8	321,8	0,04355	0,25	43,5
	Keskikaista:	0,066	0,068	567,1	321,8	0,19927	0,25	199,3
$M_{sup.Ed.2=}$	Paalukaista:	0,263	0,3111	2594,8	321,8	0,04355	0,25	43,5
	Keskikaista:	0,066	0,068	567,1	321,8	0,19927	0,25	199,3
$M_{sup.Ed.3=}$	Paalukaista:	0,263	0,3111	2594,8	321,8	0,04355	0,25	43,5
	Keskikaista:	0,066	0,068	567,1	321,8	0,19927	0,25	199,3
$M_{span.Ed.0=}$	Paalukaista:	0,059	0,0611	509,7	321,8	0,22171	0,25	221,7
	Keskikaista:	0,03	0,0301	250,8	321,8	0,45052	0,25	250,0
$M_{span.Ed.1=}$	Paalukaista:	0,247	0,2894	2413,1	321,8	0,04683	0,25	46,8
	Keskikaista:	0,124	0,1325	1105,2	321,8	0,10224	0,25	102,2
$M_{span.Ed.2=}$	Paalukaista:	0,247	0,2894	2413,1	321,8	0,04683	0,25	46,8
	Keskikaista:	0,124	0,1325	1105,2	321,8	0,10224	0,25	102,2
$M_{span.Ed.3=}$	Paalukaista:	0,247	0,2894	2413,1	321,8	0,04683	0,25	46,8
	Keskikaista:	0,124	0,1325	1105,2	321,8	0,10224	0,25	102,2
$M_{span.Ed.4=}$	Paalukaista:	0,059	0,0607	506,6	321,8	0,22305	0,25	223,0
	Keskikaista:	0,029	0,0299	249,3	321,8	0,4532	0,25	250,0

**y-suuntaan:**

		$\mu$	$\omega$	$A_{s,vaad}$	$A_{s,min}$	$k$	$S_{max}$	valittu k-jako
$M_{sup.Ed.1=}$	Paalukaista:	0,097	0,1023	853,5	321,8	0,13239	0,25	132,4
	Keskikaista:	0,024	0,0246	205,0	321,8	0,55126	0,25	250,0
$M_{sup.Ed.2=}$	Paalukaista:	0,097	0,1023	853,5	321,8	0,13239	0,25	132,4
	Keskikaista:	0,024	0,0246	205,0	321,8	0,55126	0,25	250,0
$M_{span.Ed.0=}$	Paalukaista:	0,01	0,01	83,0	321,8	1,36137	0,25	250,0
	Keskikaista:	0,005	0,005	41,4	321,8	2,72956	0,25	250,0
$M_{span.Ed.1=}$	Paalukaista:	0,094	0,0994	828,9	321,8	0,13633	0,25	136,3
	Keskikaista:	0,047	0,0484	403,6	321,8	0,27998	0,25	250,0
$M_{span.Ed.2=}$	Paalukaista:	0,094	0,0994	828,9	321,8	0,13633	0,25	136,3
	Keskikaista:	0,047	0,0484	403,6	321,8	0,27998	0,25	250,0
$M_{span.Ed.3=}$	Paalukaista:	0,102	0,108	900,5	321,8	0,12548	0,25	125,5
	Keskikaista:	0,051	0,0525	437,4	321,8	0,25833	0,25	250,0

**Huom!** Keskimääräisiä tukimomenteja määritettäessä ei ole huomioitu jatkuvan tuen kohdalla sallittua tukimomentin pienennystä.

Taulukon 12 ja kuvion 21 mukaisesti voidaan todeta:

Ankkurointipituus T12 harjaterästangolle on 492mm eli pyöristettynä 500mm.

Limijatkospituus T12 harjaterästangolle on 492mm, jos alle 25% tangoista jatkettu samassa poikkileikkauksessa ja 738 mm, jos yli puolet tangoista jatketaan samassa pökkileikkauksessa.



**Laatan reunapalkin mitoitus:****Pystykuorman aiheutama momentti:**

Kuorman vaikutusalue=	2200	[mm]
Paaluväli=	5000	[mm]
d=	1120	[mm]
b=	500	[mm]
f <sub>cd</sub> =	17	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ctm</sub> =	2,9	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>yk</sub> =	500	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>yd</sub> =	435	[N/mm <sup>2</sup> ]
g <sub>d</sub> (reunapalkki)=	17,02719	[kN/m]
p <sub>d</sub> (laatta)=	18,4375	[kN/m <sup>2</sup> ]
p <sub>d</sub> (yhteensä)=	57,58969	[kN/m]
P <sub>d</sub> =	67,5	[kN]

**Tukimomentit:**

M <sub>d</sub> =	-70,2	[kNm]	akselikuormista aiheutava momentti
M <sub>d</sub> =	-143,974	[kNm]	Tasaisesta kuormasta aiheutuva momentti
M <sub>d. tot</sub> =	-214,2	[kNm]	

**Kenttämomentit:**

M <sub>d</sub> =	97,5375	[kNm]	akselikuormista aiheutava momentti
M <sub>d</sub> =	145,414	[kNm]	Tasaisesta kuormasta aiheutuva momentti
M <sub>d. tot</sub> =	243,0		

Valittu teräskoko	As(T20)=	314	[mm <sup>2</sup> ]	As(T12)=	113	[mm <sup>2</sup> ]
	μ	ω	A <sub>s,vaad</sub>	A <sub>s,min</sub>	kpl	
Tukimomentti	0,020087	0,02	444,1083	844,48	2,7	T20
Kenttämomentti	0,022786	0,023	504,4834	844,48	7,5	T12

**Vaakuorman aiheutama momentti:**

Paaluväli=	6	[m]			
Tuulikuorma (KRT)=	0,74	[kN/m <sup>2</sup> ]			
Rakennuksen korkeus=	8,1	[m]			
p <sub>d</sub> =	8,991	[kN/m]			
M <sub>d</sub> =	-34,6333	[kNm]	Tukimomentti		
M <sub>d</sub> =	24,92305	[kNm]	Kenttämomentti		
d=	480	[mm]			
	μ	ω	A <sub>s,vaad</sub>	A <sub>s,min</sub>	kpl
Tukimomentti	0,007895	0,008	173,4671	844,48	2,7
Kenttämomentti	0,005681	0,006	124,692	844,48	2,7

**Leikkaustarkastelu:**

Valitaan haka T10	As=	78,5	[mm <sup>2</sup> ]				
V <sub>d</sub> =	316,7433	[kN]	Tasaisesta kuormasta				
V <sub>d</sub> =	576,45	[kN]	2 akselikuormasta vierekkäisissä kentissä				
V <sub>d. tot</sub> =	893,1933	[kN]	ρ <sub>I</sub> =	0,001508	raudoitussuhde		
V <sub>Rd</sub> =	1689,964	[kN]	v <sub>1</sub> =	0,572	f <sub>ck</sub> =	30	[N/mm <sup>2</sup> ]
V <sub>Rd.c</sub> =	158,1076	[kN]	C <sub>Rd.c</sub> =	0,12			
s=	96,34163	[mm]	k=	1,422577			
s <sub>max</sub> =	600	[mm]					
k-jako=	96,3	[mm]					

**Laatan lävistyskestävyyden tarkistaminen pistekuorman kohdalla:**

Telikuormasta aiheutuvan pistekuorman vaikutus alue 400x400. Arviointi minimirauδοituksen avulla.

$V_{ed} =$	112,5 [kN]	$A_{s.x} =$	113 [mm <sup>2</sup> ]	$k_x (min) =$	194 [mm]
$\beta =$	1,15	$A_{s.y} =$	113 [mm <sup>2</sup> ]	$k_y (min) =$	194 [mm]
$d_y =$	206,8 [mm]	$d$ (keskiarvo) =	210,1 [mm]		
$d_x =$	213,4 [mm]	$\gamma_c =$	1,5		
$u_i =$	4240,194 [mm]	$\rho_{Ly} =$	0,002817		
$V_{Ed} =$	0,145224 [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho_{Lx} =$	0,002729		
$D =$	400 [mm]	$\rho_L =$	0,002773		
$C_{Rd.c} =$	0,11531	$f_{ck} =$	30 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$k =$	1,975668				

$$U_{Rd.c} = 0,461588 \text{ [N/mm}^2\text{]} > V_{Ed}$$

$$KA: 31,46184 \text{ [\%]}$$

Paalulaatan lävistyskestävyys riittää pistekuorman kohdalla.

**Akselikuormasta aiheutuvan pistekuorman vaikutusalue 100x100.**

$V_{ed} =$	67,5 [kN]
$u_i =$	3040,194 [mm]
$V_{Ed} =$	0,121527 [N/mm <sup>2</sup> ]
$D =$	100 [mm]
$C_{Rd.c} =$	0,088292
$U_{Rd.c} =$	0,353437 [N/mm <sup>2</sup> ]
$KA:$	34,3845 [%]

**Laatan lävistyskestävyyden tarkistaminen paalun kohdalla:**

$c =$	300 [mm]	$p_d =$	18,5 [kN/m <sup>2</sup> ]		
$h_h =$	100 [mm]	$P_d$ (telikuorma) =	225 [kN]		
$h =$	250 [mm]	Kuormitusala =	21,6 [m <sup>2</sup> ]		
$r_{cont.ext} =$	820,2 [mm]	Vahvistuslaatta =	1,6 [kN]		
$r_{cont.int} =$	770,2 [mm]	Paalukuorma =	626,2 [kN]		
$\beta =$	1,15	$A_{s.x} =$	113 [mm <sup>2</sup> ]	$k_x (min) =$	43,5 [mm]
$V_{ed} =$	626,2 [kN]	$A_{s.y} =$	113 [mm <sup>2</sup> ]	$k_y (min) =$	132,4 [mm]
$d =$	310,1 [mm]	$\rho_{Ly} =$	0,004127		
$u_{i.ext} =$	5410,991 [mm]	$\rho_{Lx} =$	0,012173		
$u_{i.int} =$	5096,832 [mm]	$\rho_L =$	0,007088		
$V_{Ed.ext} =$	0,429173 [N/mm <sup>2</sup> ]				
$V_{Ed.int} =$	0,455626 [N/mm <sup>2</sup> ]				
$D =$	300 [mm]				
$C_{Rd.c} =$	0,099344				
$k =$	1,80309				
$U_{Rd.c} =$	0,496257 [N/mm <sup>2</sup> ]				
$KA:$	91,81259 [%]				

Paalulaatan lävistyskestävyys riittää paalun kohdalla.

**Paalulaatan halkeilun hallintaan tarvittava teräsmäärä:**

Käytetään B500B T12 ( $A_s=113 \text{ mm}^2$ ) raudoitusta.

$k_1 =$	1	$\Delta T =$	30 [°C]
$f_{ctm} =$	2,9 [N/mm <sup>2</sup> ]	$a =$	$10 \times 10^{-6}$ [1/°C]
$f_{yk} =$	500 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm} =$	38 [N/mm <sup>2</sup> ]
$A_c =$	250000 [mm <sup>2</sup> ]	$\alpha_{as} =$	700
$\varepsilon_1 =$	-0,0003	$\varepsilon_{cao}(f_{cm}) =$	-6,55378E-05
Kuivumiskutistuma=	-0,0003	$\beta_{as}(t) =$	0,652954896
$\varepsilon_{cs} =$	-0,0003428	$\varepsilon_{ca}(t) =$	-4,27932E-05
$k_2 =$	0,80349153		

$$A_s = k_1 k_2 \frac{f_{ctm} A_c}{f_{yk}}$$

$A_s =$	1165,1 [mm <sup>2</sup> ]	Kokonaisraudoitusmäärä
$A_{s/2} =$	582,5 [mm <sup>2</sup> ]	Ylä- ja alapintaan tuleva raudoitusmäärä.
$k =$	194,0 [mm]	Ylä- ja alapintaan tulevan raudoituksen k-jako.

**Halkeilun arviointi:**

$W =$	10416666,7 [mm <sup>3</sup> ]	
$f_{ct,eff} =$	2,9 [N/mm <sup>2</sup> ]	
$M_{cr} =$	30,2 [kNm/m]	
$M_{sup,max} =$	-101,7 [kNm/m]	Tukimomentti
$M_{span,max} =$	143,7 [kNm/m]	Kenttämomentti
$kM =$	0,74576271	arvioitu korjauskerroin, joka ei ota huomioon pistekuormaa.
$M_{sup,max} =$	-75,844068 [kNm/m]	korjattu momentti
$M_{span,max} =$	107,166102 [kNm/m]	korjattu momentti

**Molemmat momentit ylittävät kriittisen momentin eli laatussa esiintyy halkeilua, jonka leveys tulee tarkistaa.**

$d =$	210,1	
$h_0 =$	$200 \rho_E$	0,007190363 kentän osalla
$\varphi =$	$2,3 \rho_L$	0,007088 tuen kohdalla
$E_{c,eff} =$	9216,36364 $A_s =$	2594,8 [mm <sup>2</sup> ] Tuki
$\alpha_{e,eff} =$	21,7005326 $A_s =$	1759,15 [mm <sup>2</sup> ] Kentän raudoitus
$X_{LT} =$	88,6118846 Tuen kohdalla	$X_{LT} =$ 89,07804841 Kentän kohdalla
$Z_{LT} =$	180,562705 Tuen kohdalla	$Z_{LT} =$ 180,4073172 Kentän kohdalla
$\sigma_{LT} =$	161,878688 Tuen kohdalla	
$\sigma_{LT} =$	337,676169 Kentän kohdalla	
$A_{s,min} =$	358,292995 Tuen kohdalla	$< A_s$
$A_{s,min} =$	171,762195 Kentän kohdalla	$< A_s$

Taulukon 5 perusteella tuella tarvitsisi olla k-jako enintään 300mm, joka täyttyy.

Taulukon 5 perusteella kentässä tarvitsisi olla k-jako 100-150, joka täyttyy.

**Paalulaatan taipuman arviointi rajan määrittäminen eurokoodin mukaan:**

Laatan rasitustuimmalta osalta.

Laskelma ei ota huomioon paalukaistan vaikutusta jännevälän keskellä.

K=	1
$f_{ck}$ =	30 [Mpa]
$\rho_0$ =	0,005477226
$\rho$ =	0,005378391
$\rho'$ =	0,002830732

Taipuman arviointirajaan sovellettavat kaavat eurokoodin mukaan (SFS-EN 1992 1-1 2015, 126–127).

$$\frac{L}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \frac{\rho_0}{\rho}} + 3,2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2}} \right] \text{ jos } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{L}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'}} + \frac{1}{12} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ jos } \rho > \rho_0$$

$$L/d = 19,41047517$$

Muunnoskerroin, kun teräsännitys poikkeaa kaavan mukaisesta 310 Mpa jännityksestä (SFS-EN 1992 1-1 2015, 126–127).

$f_{yk}$ =	500 [N/mm <sup>2</sup> ]
$A_{s,req}$ =	1105,2 [mm <sup>2</sup> ]
$A_{s,prov}$ =	1130 [mm <sup>2</sup> ]

$$\frac{310}{\sigma_s} = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov})$$

$$\frac{310}{\sigma_s} = 1,022439377$$

=&gt;Lopullinen taipuman arviointi raja L/d.

$$L/d = 19,84603415 < 28,6 \text{ Taipuma tulisi tarkistaa.}$$

**Paalulaatan taipumarajan arviointi Gilbert & Ranganin menetelmällä (Leskelä 2015, 331–332).**

$$\frac{L}{d} \leq K_1 K_2 K_3 \left( \frac{a}{L} \frac{\alpha b_{ef} E_{cm}}{Lk(c(g_k + q_{k,lt}) + q_{k,st})} \right)^{1/3}$$

L=	6000
K <sub>1</sub> =	1,6 ,jatkuvan laatan reunakentässä 1,4, keskikentässä 1,6.
K <sub>2</sub> =	1 Laatoissa 1,0.
K <sub>3</sub> =	1,08 taulukkoarvo
$E_{cm}$ =	30413,81265
$b_{ef}$ =	1000
$\rho$ =	0,005378391
$E_s/E_{cm}$ =	6,575959492 = $\alpha_e$
$\alpha$ =	$15 \sqrt{\alpha_e \rho} \leq 8$ kun $\alpha_e \rho > 0,045$



$$\frac{1}{7\alpha_e\rho} \leq 5 \text{ kun } \alpha_e\rho \leq 0,045$$

$$\alpha = 2,820960592$$

$$k = 1 \text{ Pilarilaatoissa } 1,0.$$

$$c = 1 + \lambda \text{ kun kyseessä kokonaistaipuma}$$

$$\lambda = (2 - 1,2 A_{sc}/A_s) \geq 0,6$$

$$A_{sc} = 594,7$$

$$A_s = 1130$$

$$c = 2,4$$

$$g_k = 6,25$$

$$q_{k.lt} =$$

$$q_{k.st} = 15,99326899$$

$$a/L = 0,004$$

$$L/d = 38,6$$

Pistekuorman ekvivalenttikuorma:

$$p_k = 8,493269$$

arvioitu muuttuvan kuorman arvo KRT

Todellinen  $L/d = 28,6 < 38,6$ . Taipuma pysyy sallituissa rajoissa.

**Paalulaatan taipuman arviointi rajan määrittäminen eurokoodin mukaan:**

Suuremman laatan osan jännevälin keskeltä.

K=	1
$f_{ck}$ =	30 [Mpa]
$\rho_0$ =	0,005477226
$\rho$ =	0,003597586
$\rho'$ =	0,002830732

Taipuman arviointirajaan sovellettavat kaavat eurokoodin mukaan (SFS-EN 1992 1-1 2015, 126–127).

$$\frac{L}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \frac{\rho_0}{\rho}} + 3,2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2}} \right] \text{ jos } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{L}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'}} + \frac{1}{12} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ jos } \rho > \rho_0$$

$$L/d = 30,12758923$$

Muunnoskerroin, kun teräsännitys poikkeaa kaavan mukaisesta 310 Mpa jännityksestä (SFS-EN 1992 1-1 2015, 126–127).

$f_{yk}$ =	500 [N/mm <sup>2</sup> ]
$A_{s.req}$ =	756 [mm <sup>2</sup> ]
$A_{s.prov}$ =	941,66 [mm <sup>2</sup> ]

$$\frac{310}{\sigma_s} = 500 / (f_{yk} A_{s.req} / A_{s.prov})$$

$$\frac{310}{\sigma_s} = 1,245582011$$

=&gt;Lopullinen taipuman arviointi raja L/d.

$$L/d = 37,52638316 > 28,6 \text{ Taipuma on sallituissa rajoissa.}$$

**Paalulaatan taipumarajan arviointi Gilbert & Ranganin menetelmällä (Leskelä 2015, 331–332).**

$$\frac{L}{d} \leq K_1 K_2 K_3 \left( \frac{a}{L} \frac{\alpha b_{ef} E_{cm}}{Lk(c(g_k + q_{k.it}) + q_{k.st})} \right)^{1/3}$$

L=	6000
K <sub>1</sub> =	1,6 ,jatkuvan laatan reunakentässä 1,4, jatkuvan laatan keskikentässä 1
K <sub>2</sub> =	1 Laatoissa 1,0.
K <sub>3</sub> =	1,08 taulukkoarvo
$E_{cm}$ =	30413,81265
$b_{ef}$ =	1000
$\rho$ =	0,003597586
$E_s/E_{cm}$ =	6,575959492 = $\alpha_e$
$\alpha$ =	$15\sqrt{\alpha_e \rho} \leq 8$ kun $\alpha_e \rho > 0,045$

$$\frac{1}{7\alpha_e\rho} \leq 5 \text{ kun } \alpha_e\rho \leq 0,045$$

$$\alpha = 5$$

$$k = 1 \text{ Pilarilaatoissa } 1,0.$$

$$c = 1 + \lambda \text{ kun kyseessä kokonaistaipuma}$$

$$\lambda = (2 - 1,2 A_{sc}/A_s) \geq 0,6$$

$$A_{sc} = 594,7$$

$$A_s = 941,56$$

$$c = 2,2$$

$$g_k = 6,25$$

$$q_{k.lt} =$$

$$q_{k.st} = 15,99326899$$

$$a/L = 0,004$$

$$L/d = 47,1$$

Pistekuorman ekvivalenttikuorma:

$$p_k = 8,493269$$

arvioitu muuttuvan kuorman arvo KRT

Todellinen  $L/d = 28,6 < 47,1$ . Taipuma pysyy sallituissa rajoissa.