



**SAVONIA**

OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO  
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

# RISTIIN KANTAVAN LAA- TASTON SUUNNITTELU

TEKIJÄ: Miika Remes

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala			
Koulutusohjelma/Tutkinto-ohjelma Rakennustekniikan koulutusohjelma			
Työn tekijä Miika Remes			
Työn nimi Ristiin kantavan laataston suunnittelu			
Päiväys	16.4.2018	Sivumäärä/Liitteet	62/17
Ohjaajat Rakennetekniikan yliopettaja, TkT Arto Puurula; tuntiopettaja, Henri Humala			
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani Insinööritoimisto Savolainen Oy			
Tiivistelmä			
<p>Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli perehtyä ristiin kantavan massiivilaataston mitoitukseen sekä raudoitus-suunnitteluun. Tehtävänä oli ratkaista laataston vaatima raudoitus eurokoodien mukaisesti ja tuottaa mitoituksen pohjalta raudoituspiirrustukset, laataston liitosdetaljit sekä rakennetyypit.</p> <p>Esimerkkikohteena oli 6 - kerroksisen asuinkerrostalon toisen ja kolmannen kerroksen välinen välipohjalaatta. Kohteessa on tyypillinen porraskellon ristiin kantava 260 mm:n vahvuinen massiivilaatta, jossa jännemitat vaihtelevat 6 - 8 metriin. Laatasto suunniteltiin eurokoodien SFS-EN 1990, SFS-EN 1991 sekä sen kansallisten liitteiden mukaisesti soveltaen näissä hyväksi havaittuja menetelmiä. Mitoitus toteutettiin <i>Autodesk Robot Structural Analysis professional 2018</i> ohjelmistolla, sisältäen myös vertailulaskelmia MBP-menetelmällä. Varsinaiset piirustukset laadittiin <i>Autodesk AutoCad</i> avusteisesti. Mitoituksen kulku sekä menetelmät on esitetty pääpiirteissään, pääpainon ollessa raudoitussuunnittelussa.</p> <p>Kohteen raudoituspiirustukset toteutettiin kaistaradoitteella sekä irtoterästen yhdistelyllä. Liitosdetaljit suunniteltiin seinä-laatta liitoksesta sekä porraselementin liittymisestä välipohjalaattaan. Lopuksi teräskilot laskettiin ja taukotiin kustannuslaskentaa varten.</p>			
Avainsanat Ristiin kantava laatasto, teräsbetoni			

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme in Civil and Construction Engineering, Construction Architect			
Author(s) Miika Remes			
Title of Thesis Design of a Two-Way Slab			
Date	16 April 2018	Pages/Appendices	63/18
Supervisor(s) Mr Arto Puurula, D.Sc., Principal Lecturer. Mr Henri Humala, Lecturer.			
Client Organisation /Partners Insinööritoimisto Savolainen Oy			
<p>Abstract</p> <p>The purpose of this Bachelor`s thesis was to familiarize with making strength calculations and designing a reinforced two-way concrete slab by using the Eurocodes and making the reinforcement drawings and joint details.</p> <p>The case studied was the intermediate floor slab between the second and third floors of 6 - storey apartment building. There is a typical 260mm wide solid concrete slab with a stair opening. The span length of the slab varies between 6 and 8 meters. The slab was designed in accordance with the Eurocode SFS-EN 1990, SFS-EN 1991 and the Finnish national annexes, applying the methods proven in them. Structural calculations were made with the software <i>Autodesk Robot Structural Analysis professional 2018</i> comparing calculations using the MBP method. The drawings were created <i>with Autodesk AutoCad</i>. The calculations and methods were outlined so that the focus is on reinforcement design.</p> <p>The reinforcement was carried out with a combination of single rebar and customized welded steel fabric. The joint details were produced of a slab-wall joint and the staircase joint to the slab. Finally, the quantity of steel was calculated to make cost calculations.</p>			
Keywords two-way slab, reinforced concrete			

## ALKUSANAT

Tämä insinöörityö on opinnäytetyö, eikä tätä voida käyttää rakennesuunnitelmien asiakirjana, eikä rakennesuunnitteluohjeena.

Haluan kiittää insinööritoimisto Savolainen Oy:n johtoryhmää mielenkiintoisen opinnäytetyön tarjoamisesta. Kiitän vastaava rakennesuunnittelija Juha Kumpulaista, sekä rakennetekniikan yliopettaja Arto Puurulaa arvokkaista kommentteista tämän opinnäytetyöprosessin aikana.

Iisalmessa 4.5.2018

Miika Remes

## SISÄLTÖ

1	JOHDANTO .....	8
2	ASUINKERROSTALON SUUNNITTELU .....	9
2.1	Rakennustekninen suunnittelu .....	9
3	KOHTEEN LÄHTÖTIEDOT .....	9
4	LAATAT .....	11
4.1	Yhteen suuntaan kantava laatta.....	11
4.2	Ristiin kantava laatta.....	12
5	LAATASTON MITOITUS MENETTELY .....	12
5.1	Laskenta menetelmät.....	13
5.2	MBP-menetelmä.....	13
5.3	FEM-analyysi.....	14
6	RAKENTEEN SUUNNITTELU.....	14
6.1	Seuraamusluokka.....	14
6.2	Suunniteltu käyttöikä .....	15
6.3	Laattaan kohdistuvat kuormat .....	16
6.3.1	Kuormitusyhdistelmät.....	17
6.4	Kuormituskaaviot .....	19
6.4.1	Tukimomentti .....	19
6.4.2	Kenttämomentit .....	20
6.5	Taipuma.....	20
6.5.1	Käyttöraajatiilojen kuormitusyhdistelmät .....	21
6.5.2	Taipuman mitoitus .....	22
6.6	Säilyvyysvaatimukset .....	23
6.6.1	Rasitusluokat ympäristöolosuhteiden mukaisesti.....	23
6.6.2	Halkeamaleveyden raja-arvo.....	24
6.6.3	Vähimmäis betonipeite .....	24
6.6.4	Palonkestovaatimukset .....	25
6.6.5	Yhteenveto .....	26
6.7	Betonimassan valinta .....	26
6.7.1	Betonin lujuus.....	26

6.8	Teräksen lujuus .....	27
7	MITOITUS.....	28
7.1	Mitoituksen kulku MBP-menetelmällä.....	28
7.1.1	Perustapausten momentit .....	28
7.1.2	Suhteellinen jäykkyytluku .....	29
7.1.3	Tukimomenttien tasaus .....	29
7.1.4	Erikoistapaukset.....	30
7.1.5	Lopulliset kenttämomentit.....	31
7.2	Taivutusraudoitus .....	32
8	MITOITUS FEM-OHJELMALLA .....	33
8.1	Laatan tuet.....	33
8.2	Tukimomentit .....	35
8.3	Kenttämomentit.....	36
8.4	Taivutusraudoitus .....	38
8.5	Loppu analysointi.....	40
8.5.1	Vertailu momentit .....	40
8.5.2	Vertailu raudoitus.....	41
8.6	Taipumien tarkistus.....	42
9	RAUDOITTEIDEN SUUNNITTELU .....	42
9.1	Laatan raudoitus.....	43
9.1.1	Kenttäraudoitus .....	43
9.1.2	Vähimmäisraudoitus- ja enimmäisjakovälit.....	44
9.1.3	Tukirraudoitus.....	45
9.1.4	Raudoitteiden katkaisukohtat .....	45
9.2	Terästen ankkurointi .....	47
9.3	Laatan reunan ankkurointi.....	48
9.4	Vapaan nurkan raudoitus.....	50
9.5	Laatan lävistyskestävyys.....	51
9.6	Reikien vaikutus.....	53
9.7	Porraselementti .....	54
9.8	Palkkikaistat .....	56
9.8.1	palkkikaistan mitoitus .....	56

10 POHDINTA.....	60
11 LÄHDELUETTELO.....	61
12 LIITTEET .....	62

## 1 JOHDANTO

Asuinkerrostalojen rakenneratkaisut tuntuvat vakiintuneen jo 1970-luvulta. Valtaosaan uusista asuinkerrotaloista valitaan betonielementtirakenteinen seinä-laattarunko, jossa seinät toimivat kantavina pystyrakenteina. Välipohjana on ontelolaatta, tai massiivilaatta.

Ristiinkantavan laataston suunnittelu on monivaiheinen tehtävä, jota ohjaavat Erurokoodien sekä sen kansallisten liitteiden perusteella määräytyvät reunaehdot. Rakennesuunnittelijan työkaluja ovat tietokonepohjaiset FEM-mitotus ohjelmat, joiden avulla monimutkaistenkin rakenteiden analysointi voidaan toteuttaa nopeasti. Nämä eivät kuitenkaan koskaan tule syrjäyttämään käsinlaskentamenetelmiä, koska vain näiden menetelmien yhteiskäytöllä voidaan ennakkoluulottomasti todeta rakenteiden säilyttävän vakavuutensa niille asetettujen vaatimusten mukaisesti.

Rakenteiden säilyvyyden lisäksi on rakennesuunnittelijan tarkkailtava kustannusten muodostumista. Massiivilaataston kustannukset ovat yksi suurimpia rakennuksen rungon kokonaiskustannuksista. Ne muodostuvat materiaali-, sekä työkustannuksista, joihin vaikutetaan merkittävästi suunnitteluvaiheessa. Pelkästään ei voida rajoittaa teräskiloja, vaan on myös ajateltava työmaateknisiä seikkoja, kuten asennettavuus sekä toistuvuus.

Tässä opinnäytetyössä esitellään asuinkerrostalon kantavan teräsbetonivälipohjan rakennesuunnitelua, lopputuotteena ovat raudituspiirustukset, liitosdetaljit sekä rakennetyypit.

## 2 ASUINKERROSTALON SUUNNITTELU

Talonrakennussuunnittelu jakautuu pääpiirteissään kahteen vaiheeseen, luonnos- ja toteutussuunnitteluun. Luonnossuunnitteluvaiheessa määritetään kohteeseen suunnitteluratkaisu, toteutustapa sekä tekninen järjestelmä. Toteutussuunnitteluvaiheessa laaditaan rakentamisaikaiset asiakirjat, kuten piirustukset.

Suunnittelutyötä tekevät muodostavat suunnitteluryhmän, jossa eri alojen asiantuntemus kokoontuu yhteen. Suunnitelijaosapuolet ja tehtävät;

- Arkkitehtisuunnittelu, rakennuksen kokonaissuunnittelu pääsuunnittelijan roolissa
- Rakennustekninen suunnittelu, rakenne- ja elementtisuunnittelu, geotekninen suunnittelu
- LVIS-suunnittelu, teknisten järjestelmien suunnittelu
- kustannussuunnittelu ja määrälaskenta

### 2.1 Rakennustekninen suunnittelu

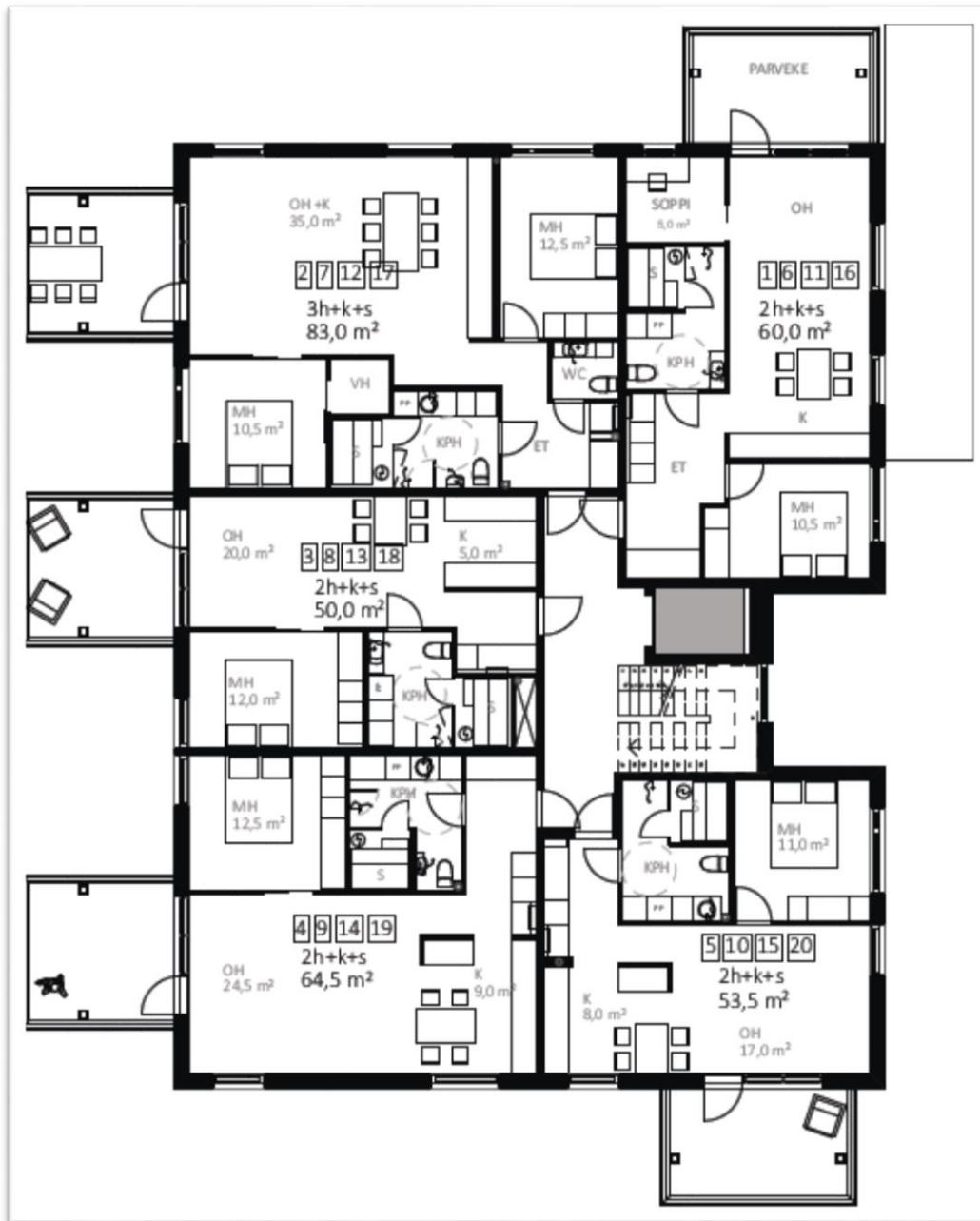
Koska rakennuksen periaateratkaisu ja tilajako määritetään pitkälti luonnossuunnitteluvaiheessa, olisi rakennesuunnittelijan suotavaa olla mukana alusta alkaen. Arkkitehtisuunnittelijat tuntevat rakennetekniikan pääpiirteissään ja tästä syystä luonnosratkaisuja voidaan joutua muuttamaan teknisten ominaisuuksien saavuttamiseksi. Kokenut rakennesuunnittelija osaa arvioida rakenteen toteutuskelpoisuutta jo lyhyellä perehtymisellä ja parhaillaan tämä yhteistyö säästää suunnitteluaikeissa sekä johtaa taloudellisempiin ratkaisuihin.

Rakennesuunnittelijan työ alkaa viimeistään siitä, kun luonnossuunnittelu on saatu lähes valmiiksi ja tarvitaan tietoa rakenteen toteutuskelpoisuudesta. Tyypillistä on, että luonnossuunnitteluvaiheen jälkeen tehdään urakkalaskenta-aikaiset suunnitelmat. Näiden perusteella rakennuttaja toteuttaa urakkakilpailutuksen, jossa osapuolet hinnoittelevat tuotteensa, kuten työn tai rakennusosan.

## 3 KOHTEEN LÄHTÖTIEDOT

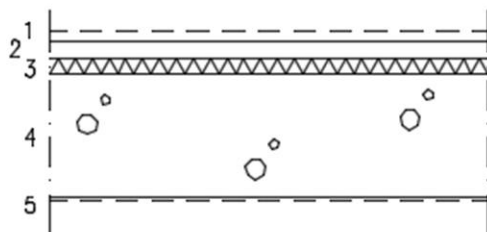
Esimerkkikohteena on 6-kerroksinen asuinkerrostalo, jossa on maanvarainen perustus, kantava sisäkuorielementti ja julkisivumuuraus. Ensimmäisen kerroksen seinät sekä sisäiset kantavat väliseinät ovat paikalla valettavia. Parvekkeet ovat elementtiparvekkeita, jotka ovat tuettu etupäässä betonitäytteisellä teräsputkipilareilla ja kiinnittyvät rakennuksen välipohjalaattaan teräsputkiprofiililla. Rakennus on jäykistetty seinillä sekä välipohjalaatalla.

Tässä työssä käsitellään toisen ja kolmannen kerroksen välistä välipohjalaattaa.



**Kuva 1.** esimerkkikohteen pohjaratkaisu [Arkkitehtisuunnittelu Savoplan]

### RAKENNETYYPIN KUVAUS



20 mm	1. Pintamateriaali-/käsittely huoneselityksen mukaan
35 mm	2. Pumpattava sementtipohjainen tasoite, esim. Weber Comfort lämpölattia
35 mm	3. Askelääntä vaimentava EPS-levy, lämmönluovutuslevyt+lämmityspotket valmistajan ohjeiden mukaisesti
260 mm	4. Kantava teräsbetonilaatta rakennesuunnitelmien mukaan
	5. Pintakäsittely huoneselityksen mukaan

Askeläänitason  $L'_{n,w} \leq 53$  dB saavutetaan kaikilla lattianpäällysteillä.

Askeläänitasoluku  $L'_{n,w} \leq 53$  dB

Ilmaääneneristysluku  $R'_{w} \geq 55$  dB

Paloluokka REI 120 (1.krs irtainvaraston kohdalla)

Paloluokka REI 60 yleensä

**Kuva 2.** Välipohjalaatan rakennetyyppi asuinhuoneiden kohdalla [M.Remes]

## 4 LAATAT

Eurokoodien mukaan rakennetta, jonka poikkileikkausmitat toteuttaa ehdon  $h/b \leq 5$  käsitellään laattana, eli laatan tulee olla leveämpi kuin viisi kertaa sen korkeus. Laatat luokitellaan joko yhteen suuntaan tai ristiin kantavaksi sen mukaan millainen on tuenta laatan sivuilla ja mikä on laatan sivujen pituuksien suhde.

### 4.1 Yhteen suuntaan kantava laatta

Yhteen suuntaan kantavissa laatoissa merkittävää taivutusta esiintyy vain yhdessä suunnassa, joka on laatan jänteen suunta ja laatta toimii periaatteessa samoin kuin taivutettu palkki. Laatasta voidaan tarkastella yksikön levyistä kaistaa taivutettuna sauvarakenteena, koska laatta taipuu sylinteripinnan muotoon yhteen suuntaan kantavissa osissa ja voimasuureet ja siirtymät muuttuvat vain jänteen suunnassa. [1, s.389]

## 4.2 Ristiin kantava laatta

Ristiin kantavilla laatoilla tarkoitetaan kahdessa toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa taivutettuja laattoja. Jos laatat ovat neljältä sivulta tuettuja, niiden pidemmän sivumitan suhde lyhyempään on enintään kaksi. Tämän yli menevien sivusuhteiden tapauksessa laatta taipuu keskiosistaan lyhyemmän sivun suunnassa kuten vastaava yksilevyinen sauva ja on siten keskiosassaan yhteen suuntaan kantava. [1, s.389]

## 5 LAATASTON MITOITUS MENETTELY

Rakenteiden mitoituksessa pyritään aina täyttämään ennalta määrätyt reunaehdot, jotka määräytyvät Eurokoodien sekä kansallisten liitteiden perusteella. Samalla on tarkasteltava rakenteen toteutuskelpoisuutta sekä taloudellisuutta.

Eurokoodien mukainen laataston mitoitusmenettely:

- Määritetään suunniteltu käyttöikä
- Lasketaan laattaan kohdistuvat kuormat ja kuormayhdistelmät
- Määritetään kuormituskaaviot
- Arvioidaan säilyvyysvaatimukset ja määritetään betonin lujuusluokka
- Tarkastetaan betonipeitevaatimukset palonkestoajan perusteella
- Tarkastellaan rakenne kriittisten momenttien ja leikkausvoimien löytämiseksi
- Mitoitetaan taivutusraudoitus
- Tarkistetaan taipuma, leikkauskestävyys, tankojako ja halkeamaleveys

## 5.1 Laskenta menetelmät

Teräsbetoni-laattojen käsinlaskennassa suurin vaikeus on momenttijakauman määrittäminen riittävässä tarkkuudessa. Eräät menetelmät ovat nopeita sekä hyvin toimivia yksinkertaisilla laatoilla, mutta monimutkaisten laattojen tapauksissa on parempi mitoittaa laatasto sopivalla FEM-ohjelmalla.

FEM-ohjelmalla mitoittaessa on kuitenkin syytä tehdä vertailulaskentoja käsin, jotta voidaan tulkita ohjelman laskevan oikein.

Käyttökelpoisia menetelmiä ovat mm;

- MBP –menetelmä
- Myötöviivateoria
- Kaistamentelmä
- Kimmoteoria

## 5.2 MBP-menetelmä

MBP = Massiva Betong Plattform eli massiivilaattamenetelmä, myös ns. Ruotsalainen menetelmä on tarkoitettu laattojen momenttijakauman laskentaan. Mitoittavat momentit saadaan laskettua valmiiden taulukkokorrointien avulla, jossa taulukkoarvo määräytyy laatan sivusehteen  $L_y/L_x$  perusteella. Menetelmä soveltuu tasaisesti kuormitettujen, suorakaiteen muotoisten kaikilta reunoilta tuettujen laattojen laskentaan. Menetelmässä on kolme eri tarkkuustasoa (A, B, C), joista menetelmä A on kaikkein likimääräisin ja C tarkin.

Menetelmä A;

- käytetään suoraan perustapausten momentteja, jotka eivät ota huomioon laatan jatkuvuudesta aiheutuvaa kenttämomenttien tasausta.
- menetelmää voidaan käyttää, kun momenttierot ovat pieniä
- Vain sisärakenteissa, kun  $q_k \leq 2,5 g_k$

Menetelmä B;

- Käytetään yksinkertaistettua momenttien tasausta
- sisärakenteissa, kun  $q_k \leq 2,5 g_k$
- Ulkorakenteissa, kun  $q_k \leq 0,8 g_k$

Menetelmä C;

- Soveltuu tarkempiin momenttijakaumien arviointiin
  - laatastoihin joiden kulmat eivät satu kohdakkain
- tavanomaisessa rakennesuunnittelussa menetelmän C käyttö ei ole perusteltua suuren työmäärän vuoksi.

Mitoituksen kulku B-menetelmän mukaan on esitetty luvussa 7.

### 5.3 FEM-analyysi

FEM = Finite Element Method eli "elementtimetelmä" on tietokonepohjaisena rakennesuunnittelun suurimpia harppauksia viime vuosikymmenten aikana. Ohjelmat tuovat mittavia etuja rakennesuunnitteluun, mutta niiden käyttö vaatii kriittisyyttä. Mitoitettaessa rakenteita tietokoneella on käyttäjän tunnettava rakennetekniikan lisäksi ohjelmiston ominaisuuksia. Tietokoneet kyllä ratkaisevat nopeasti ohjelmaan syötetyt parametrit, mutta niiden tulkinta, sekä vastuu jää rakennesuunnittelijalle.

## 6 RAKENTEEN SUUNNITTELU

Kantavien rakenteiden mitoituksen tavoitteena on saavuttaa vaadittu murtovarmuus sekä muut tekniset ominaisuudet, kuten säilyvyys ja muoto mahdollisimman taloudellisesti siten, että rakenteet säilyttävät kelpoisuutensa moitteettomasti koko elinkaarensa ajan.

Rakenteiden ei kuitenkaan edellytetä säilyvän kaikkien ennalta arvaamattomien rasitusten, kuten suuronnettomuuksien aikana. Rakennesuunnittelijan täytyy kuitenkin varmistaa riittävä varmuus paikallisen sortuminen ja vaurioiden varalle niin että jatkuvan sortuman tapahtuminen on estetty.

Käytännössä rakenteiden ajatellaan toimivan siten, että paikallisen sortuman tapahtuessa muodostuu korvaava rakennesysteemi.

### 6.1 Seuraamusluokka

Rakenteet ja rakennukset ovat normeissa luokiteltu kolmeen seuraamusluokkaan sen perusteella, millaisia riskejä rakennuksen vaurioitumiseen liittyy. Seuraamusluokka edellyttää epäedullisten kuormien osavarmuuden korottamista  $K_{FI}$  kertoimilla.

**Taulukko 6.1.** Seuraamusluokkien määrittely [2, s.26]

Seuraamusluokan (CC) kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	Luotettavuusluokka/kuormakerroin $K_{FI}$
CC3 Suuret seuraamukset ihmishenkien menetyksen tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava Runko <sup>1)</sup> jäykistävine rakennusosineen osallisissa rakennuksissa, joissa on usein suuri joukko ihmisiä kuten - yli 8-kerroksiset <sup>2)</sup> asuin-, konttori - ja liikerakennukset - konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitettavat tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet kuten esim. korkeat tornit Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakenteisten maalajien alueilla.	RC3 $K_{FI} = 1,1$
CC2 Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetyksen tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1	RC2 $K_{FI} = 1,0$
CC1 Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetyksen tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300m <sup>2</sup> tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilmanpaine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana	RC1 $K_{FI} = 0,9$

## 6.2 Suunniteltu käyttöikä

Rakenteen suunnitellun käyttöiän ohjearvot ovat lueteltu eurokoodissa EN 1990 "Rakenteiden suunnitteluperusteet" 3. Suunnitellun käyttöiän mukaan määräytyvät esimerkiksi betonirakenteiden säilyvyysvaatimukset.

**Taulukko 6.2.** Viitteellinen suunniteltukäyttöikä. [2, s.27]

Suunnitellun käyttöiän luokka	Viitteellinen suunniteltu käyttöikä (vuosia)	Esimerkkejä
1	10	Tilapäisrakenteet
2	10...25	Vaihdettavissa olevat rakenteen osat, esim. nosturirata-palkit, laakerit
3	15...30	Maatalous- ja vastaavat rakennukset
4	50	Talorakennukset ja muut tavanomaiset rakenteet

5	100	Monumentaaliset rakennukset, sillat ja muut maa- ja vesirakennuskohteet
---	-----	-------------------------------------------------------------------------

1) Sellaisia rakenteita tai niiden osia, joita voidaan purkaa uudelleen käytettäväksi, ei pidetä tilapäisinä.

### 6.3 Laattaan kohdistuvat kuormat

Rakenteiden rasitukset muodostuvat useista yksilökuormista ja niiden yhteisvaikutuksesta. Laskennassa huomioitavien kuormien ominaisarvoina käytetään tilastollisesti yleensä esiintyviä kuormia, jotka voidaan lukea eurocoden kansallisesta liitteestä SFS-EN 1991-1-1.

Ominaiskuormat voidaan jaotella kolmeen ryhmään:

1. pysyvät kuormat, tulkitaan sijainniltaan muuttumattomiksi.
2. muuttuvat kuormat, ovat sijainniltaan muuttuvia.
3. Onnettomuuskuormat, esiintyvät poikkeuksellisessa tilanteessa.

Vaikutusajan perusteella kuormia voidaan jakaa edelleen:

1. pitkäaikainen
2. lyhytaikainen

Asuinkerrostalon paikallavalettu teräsbetoninen välipohja, jossa päällä

– pintakerros	20mm, 0,15kN/m <sup>2</sup>
– pumpattava sementtipohjainen tasoite	35mm
– askelääneneriste	35mm
– kantava teräsbetoni-laatta	260mm
– asennukset	0,25 kN/m <sup>2</sup>

Betonin tilavuuspaino 24 kN/m<sup>3</sup>

Teräsbetonin tilavuuspaino 25 kN/m<sup>3</sup>

(SFS-EN 1991-1-1, Liite A)

Betonilaatan omapaino:  $g_B = 0,26m * 25 \text{ kN/m}^3 + 0,035 * 24 \text{ kN/m}^3 = 7,34 \text{ kN}$

Muuratut väliseinät:

Kalkkikivitili:  $0,08\text{kN/a} * 17\text{a/m}^2 * 2,8\text{m} = 3,81 \text{ kN/m}$

Tässä kohteessa voidaan muurattujen seinien viivakuormat olettaa sijainniltaan muuttumattomiksi ja huomioidaan FEM analyysissä viivakuormina. Jos keskittyneitä kuormia on laatastossa enintään 0,2 \* tasaisen kuorman määrästä voidaan näitä muuttaa kaavalla ekvivalenteiksi tasokuormiksi [1, s.398].

Jossa kaava pistekuormille on:

$$P_{d.ekv.l} = 50 \frac{F_d a(L_x - a)}{L_y L_x^2 (L_y - 3L_x)}$$

ja viivakuormille:

$$P_{d.ekv.l} = \frac{6(2 \sum P_{ld1} + \sum P_{ld2})}{L_y (L_y - 3L_x)}$$

jossa

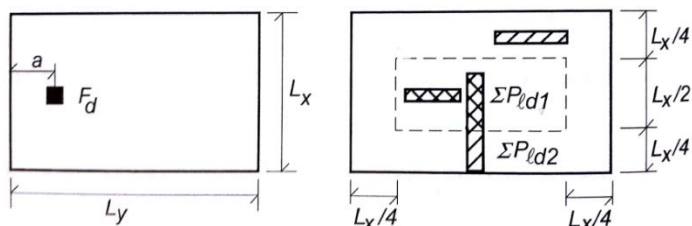
$a$  on pistekuorman etäisyys lähimmästä tuesta

$L_x$  on laatan lyhyempi sivumitta,

$L_y$  on laatan pitempi sivumitta,

$\sum P_{ld1}$  on laatan keskiosalla olevien viivakuormien summa,

$\sum P_{ld2}$  on laatan reunaosilla olevien viivakuormien summa.



**Kuva 3.** Piste- ja viivakuormat laattakentässä [1, s.398]

Välipohjan omapaino:  $g = 7,34 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \text{ kN/m}^2 + = 7,74 \text{ kN/m}^2$

Hyötykuorma: (SFS-EN 1991-1-1, taulukko 6.2):  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Kevyet väliseinät  $< 1 \text{ kN/m}$ :  $0,5 \text{ kN/m}^2$

(SFS-EN 1991-1-1, taulukko 6.12, viitattu; 1.3.2018)

Pienennystekijä =  $0,7$  (ns. liikkuva osuus)

Luotettavuusluokka on CC2, josta  $K_{FI} = 1,0$

### 6.3.1 Kuormitusyhdistelmät

Kuormitusyhdistelyllä tarkoitetaan ominaiskuormien yhdenaikais-vaikutuksen huomioimista. Rakenteiden laskennallinen kestävyys mitoitetaan sietämään ns. rajatilayhdistelmiä, joissa yleisimmät ovat käyttörajatila (KRT) ja murtorajatila (MRT).

Murtorajatila, jaetaan Eurocodessa seuraaviin osiin;

- **EQU** = rakenteen tasapainon menetys.
- **STR** = kantavan rakenteen tai rakenneosan murtuminen tai huomattava muodonmuutos, joka johtaa kantokyvyn menetykseen.
- **GEO** = maaperän huomattavasta muodonmuutoksesta aiheutunut murtuma.
- **FAT** = kantavan rakenteen väsymismurtuma.

Rajatilamitoituksessa selvitetään kullekin rakenneosalle määräävä kuormitusyhdistelmä. Laskennassa huomioitavat osavarmuuskertoimet voidaan lukea taulukosta 6.3.

**Taulukko 6.3.** Kuormien mitoitusarvot [2, s.53]

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusilanteet	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
	Epäedulliset	Edulliset		
mitoittava kuormitusyhdistelmä	1,35 $K_{FI} G_{k,sup}$ 1,15 $K_{FI} G_{k,sup}$	0,9 $G_{k,inf}$ 0,9 $G_{k,inf}$	1,5 $K_{FI} Q_k$	1,5 $K_{FI} Q_{k2}$

Kuorma **STR**–rajatilatarkastelua varten (SFS-EN 1990 Taulukko A1.2(B) ja kansallinen liite):

$$P_d = 1,15 * K_{FI} * G_{kj} + 1,5 * K_{FI} * Q$$

jossa

$K_{FI}$  = kuormakerroin luotettavuusluokan mukaan

$G_{kj}$  = omapaino

$Q$  = hyötykuorma

kuitenkin vähintään:

$$P_d = 1,35 * K_{FI} * G_{kj}$$

Laatan laskentakuorma:

$$P_d = 1,15 * 7,74 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 2,5 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{12,65 \text{ kN/m}^2}$$

$$P_d = 1,35 * 7,74 \text{ kN/m}^2 = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

Tästä seuraa, että ensimmäinen tapaus on mitoittava kuormitusyhdistelmä.

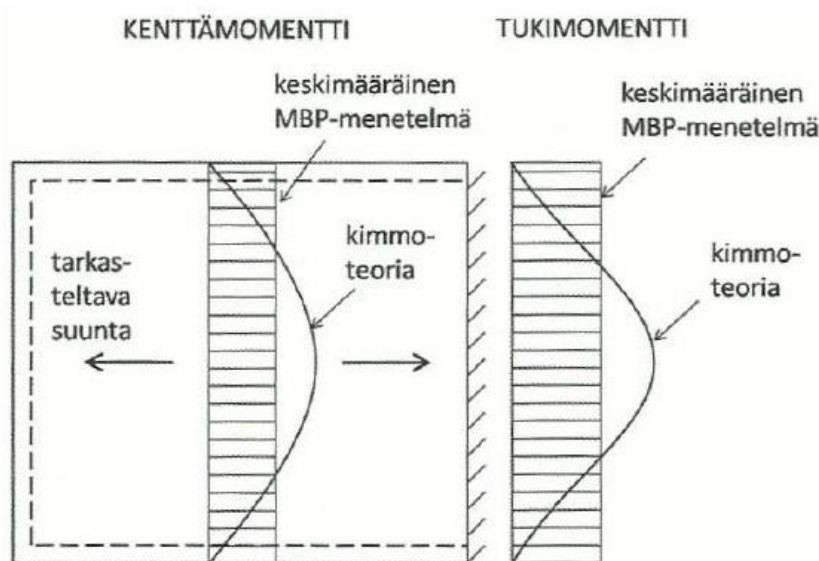
## 6.4 Kuormituskaaviot

Kuormituskaavioilla pyritään luomaan mitoitusilanne, joka on rakenteen toiminnan kannalta kaikkein epäedullisin. Kyseisessä laatastossa voidaan eriyttää kaksi tapausta, joissa haetaan;

1. maksimi tukimomentti (määrää tukiraudoituksen)
2. maksimi kenttämomentti (määrää kenttäraudoituksen)

### 6.4.1 Tukimomentti

Tukimomenttien maksimiarvot saadaan tavallisesti ratkaistua, kun kuormitetaan yhtäaikaaisesti kaikkia laataston kenttiä täydellä kuormalla. FEM-ohjelma ratkaisee yksityiskohtaisen momenttijakauman ja antaa tuelle erisuuruisia momenteja. Tukimomenttien laskeminen MBP-menetelmällä antaa keskimääräisen ja halkeilun kannalta epävarmalla puolella olevan momenttiratkaisun. Tämä johtuu siitä, että kenttämomentit tasataan lineaarisesti koko tuen matkalle, joka ei vastaa todellista momenttijakaumaa.



**Kuva 4.** Keskimääräinen ja kimmoteorian mukainen momenttijakaumatukilinjalla ja jännemitan keskellä [3, s.17]

Tukimomentin huippu saadaan likimain ratkaistua korjaamalla MBP-menetelmällä saatuja tukimomenteja taulukon 6.4 kertoimilla.

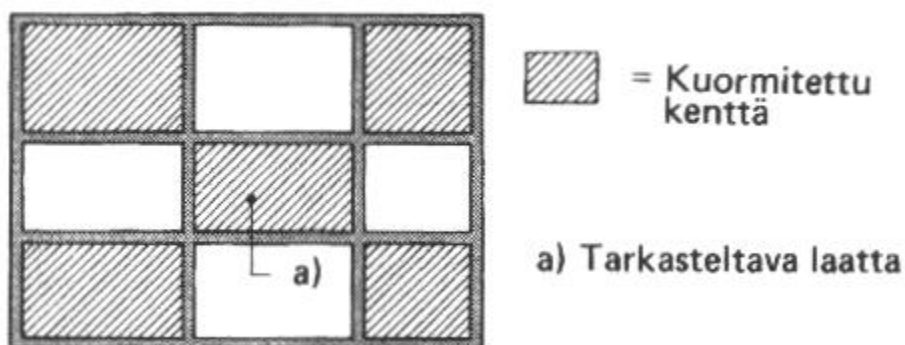
**Taulukko 6.4.** Tukimomentin maksimiarvon suhde keskimääräiseen tukimomenttiin [4, s.311]

	Lyhyt sivu	Pitkä sivu
Viereiset sivut vapaasti tuetut	1,5	1,7-0,2 $L_y/L_x$
Toinen viereisistä sivuista vapaasti tuettu, toinen täysin kiinnitetty	1,65	1,9-0,25 $L_y/L_x$
Viereiset sivut täysin kiinnitettyt	1,8	2,05-0,25 $L_y/L_x$

## 6.4.2 Kenttämomentit

Suurimmat kenttämomentit saadaan ratkaistua ns. shakkilautakuormituksella, jossa tarkastellaan laattakenttää täysin kuormitetuna huomioiden viereisissä kentissä vain pysyvät kuormat. Tällöin tarkasteltavan kentän tukimomentin tasaus jää pienemmäksi josta seuraa kenttämomentin kasvaminen.

Käsinmitoituksessa (MBP) otetaan tämä huomioon ns. hyötykuormalisällä, joka on esitetty osiossa (7.1.5). Fem-ohjelmassa tehdään tätä tarkoitusta varten kuormituskaavio.



**Kuva 5.** Vaarallisin kuormitusasento kenttämomenttien laskemiseksi [5, s. 306]

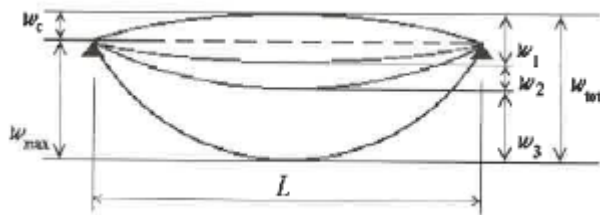
Muodostuu kaksi erillistä shakkilautakuormitusta, joissa kummassakin vuoroin täysi murtorajatilan kuorma. Vain hyötykuorman liikkuva osa ( $\psi * Q$ ) muuttuu.

## 6.5 Taipuma

Taipumat lasketaan poikkileikkauksen painopisteviivan siirtymästä tukien keskiössä vaakasuoraan vaikuttavan vertailuviivan suhteen. Taipumat vertailuviivasta alaspäin ovat positiivisia. Taipumatarkastelun periaatteena on varmistaa taipumien vaikutus rakenteen toimintaan sekä ulkonäköön.

Eurocode 2:ssa esitetään taipuman rajatilaksi pitkäaikaiskuormien vallitessa  $L/250$ , jossa  $L$  = rakenteen jännemitta. Jos rakenne kannattelee herkästi vaurioituvia seiniä, kuten lasiseiniä, tai muurattujarakenteita on taipuman rajatila  $L/500$ .

Kun tarkastellaan välipohjalaataston taipumaa, on syytä asettaa sille vaatimuksena  $L/500$ , koska se kannattelee muurattuja rakenteita. Useinkaan jännemittojen ollessa pitkiä, kuten esimerkikohteessa on, ei laatan riittävää jäyhyyttä saada aikaan taloudellisesti pelkästään raudoituksella. Tätä taipumaa voidaan eliminoida esikorotuksella, kuitenkin niin että esikorotus on korkeintaan  $L/250$ .



**Kuva 6.** Rakenneosien taipumien määritelmät [2, s.43]

$w_c$  = esikorotus kuormittamattomassa rakenneosassa

$w_1$  = taipuman alkuarvo pysyvien kuormien vaikuttaessa

$w_2$  = taipuman pitkäaikaisosuus pysyvien kuormien vaikuttaessa

$w_3$  = muuttuvien kuormien aiheuttama taipuman lisäosuus

$w_{tot}$  = kokonaistaipuma taipumien  $w_1, w_2, w_3$  summana

$w_{max}$  = kokonaistaipumasta näkyvä osuus, kun esikorotukset otetaan huomioon

### 6.5.1 Käyttörajojen kuormitusyhdistelmät

Käyttörajojen tarkastellaan mm. rakenteen taipumia. Eurocoden ohjeiden mukaan taipumat mitoitetaan pitkäaikaiskuormien vaikutuksesta, mutta käytännön suunnittelussa rakenteiden kuormitusyhdistelmät valitaan siten, että ne ovat tarkoituksenmukaisia tarkasteltavien käyttökelpoisuusvaatimusten ja toimivuuskriteerien kannalta.

ominaiskuormitusyhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{o,i} Q_{k,i}$$

Tätä ominaisuusyhdistelmää käytetään tavallisesti palautumattomille rajatiloille – palautumaton rajatilan = rajatila, jossa kaikki käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävät kuormien vaikutukset eivät palaudu, kun kuormat poistetaan (esim. halkeillut poikkileikkaus, muurattujen seinien halkeilu)

Tavallinen kuormitusyhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tavallista kuormitusyhdistelmää käytetään tavallisesti palautuville rajatiloille – palautuva rajatila = käyttörajojen rajatila, jossa jokainen käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävä kuormien vaikutus palautuu, kun kuormat poistetaan.

Pitkäaikaiskuormitusyhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Pitkäaikaisyhdistelmää käytetään tavallisesti pitkäaikaisvaikutuksille ja rakenteen ulkonäön kannalta.

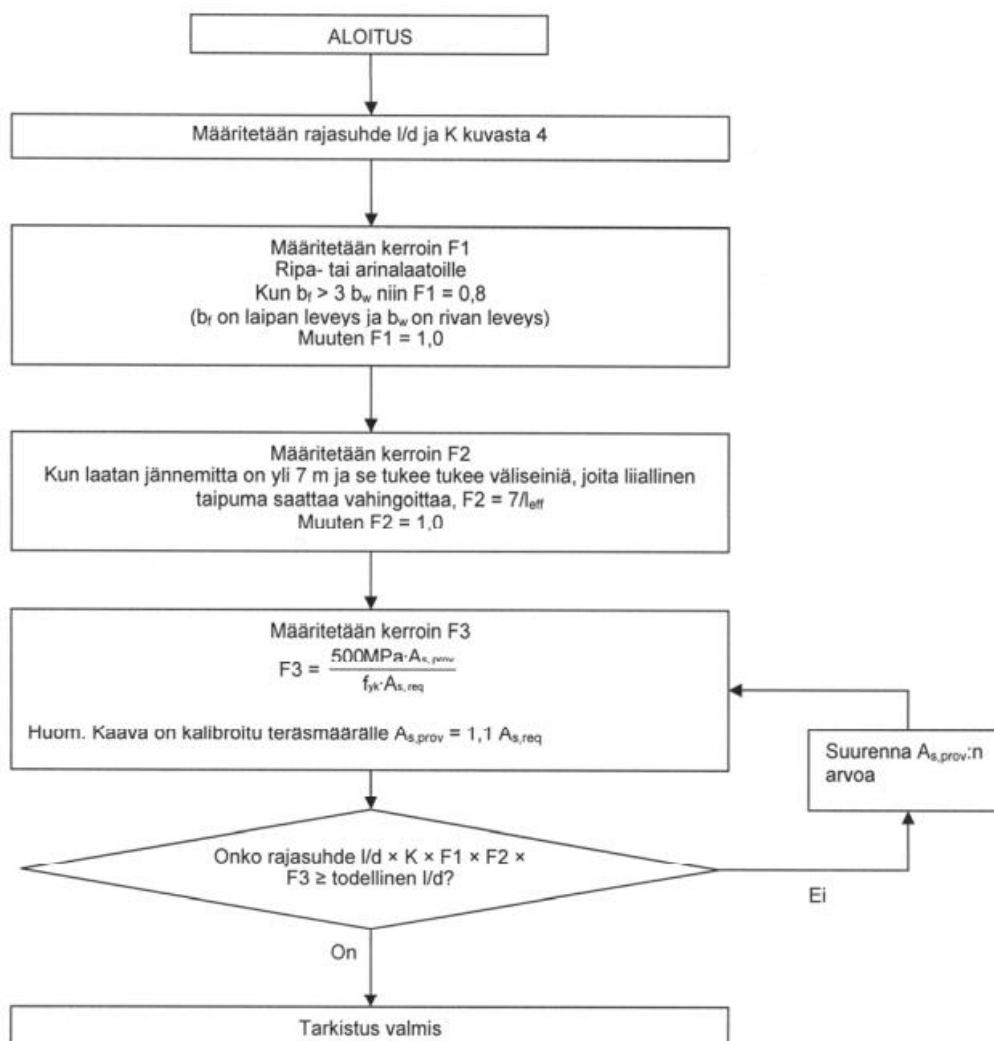
[2, s.44]

**Taulukko 6.5.** Kertoimien  $\psi$  arvot rakennuksille [2, s.51]

Kuorma	$\psi$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Hyötykuormat rakennuksissa</b>			
Luokka A	0,7	0,5	0,3
Luokka E	1,0	0,9	0,8
Luokka F	0,7	0,7	0,6
Luokka G	0,7	0,5	0,3
Luokka H	0	0	0

## 6.5.2 Taipuman mitoitus

Eurocode 2:ssa annetaan taipuman mitoitukseen kaksi vaihtoehtoa, jossa laskennallinen taipuma mitoitetaan määrättyjä kaavoja käyttäen, tai vaihtoehtoisesti rajoitetaan jännemitan ja tehollisen korkeuden ( $d$ ) suhdetta, jolloin taipumaa ei tarvitse tarkastaa. Tässä on kuitenkin huomioitava, että alla kuvattu menetelmä varmistaa taipuman olevan korkeintaan  $L/250$ .

**kuva 7.** [6, kuva 3]

Kun laataston taipumat tulee tarkistettaviksi, onnistuu se parhaiten FEM-ohjelmalla. Mitoitus voidaan tehdä ominaisyhdistelyllä ja tässä tapauksessa hyötykuormat ovat määrääviä muuttuviakuormia, joten taipuma mitoitetaan seuraavalla kuormitusyhdistelyllä sekä shakkilautavaikutuksella:

$$Pd = G_{k,j} + Q_1 + \psi * Q_{k,i}$$

jossa

$G_{k,j}$  = omapaino

$\psi$  = yhdistelykerroin (Taulukko 6.5)

$Q_1$  = hyötykuorman pysyvä osuus

$Q_{k,i}$  = hyötykuorman liikkuva osuus

## 6.6 Säilyvyysvaatimukset

Eurocoden mukaiseen säilyvyysuunnitteluun sisältyy seuraavat vaiheet:

- suunnittelunkäyttöön ja rasitusluokkien määrittely betoninormeista
- betonin sallitun halkeamaleveyden, raudoituksen betonipeitteen ja muiden käyttöikään vaikuttavien tekijöiden määrittely siten, että suunnittelukäyttöikään liittyvät vaatimukset täyttyvät.

### 6.6.1 Rasitusluokat ympäristöolosuhteiden mukaisesti

**Taulukko 6.6.** Rasitusluokat ja määritelmät [7 s.31]

Luokka	Ympäristön kuvaus
<b>1 Ei korroosion tai syöpymisrasituksen riskiä</b>	
X0	Raudoittamattomat rakenteet tai erittäin kuivat sisätilat
<b>2 Karbonatisoitumisen vaikutuksesta aiheutuva korrosio</b>	
XC1	Kuiva tai jakuvasti märkä
XC2	Kostea, harvoin kuiva
XC3	Kohtalaisen kostea
XC4	Jaksollinen kastuminen ja kuivuminen
<b>3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korrosio</b>	
Jos raudoitusta tai muita metalliosia sisältävä betoni on kosketuksissa veden kanssa, joka sisältää muista lähteistä kuin merivedestä peräisin olevia klorideja (kloridilähde voi olla myös jäänpoistoaine), rasitus luokitellaan seuraavasti.	
XD1	Kohtalaisen kostea
XD2	Kostea, harvoin kuiva
XD3	Jaksollinen kastuminen ja kuivuminen
<b>4 Meriveden kloridien aiheuttama korrosio</b>	
Jos raudoitusta tai muita metalliosia sisältävä betoni on alttiina klorideille, jotka ovat peräisin merivedestä tai ilman kuljettamasta merivedestä peräisin olevasta suolasta, rasitus luokitellaan seuraavasti:	
XS1	
XS2	Pysyvästi meriveden alla
XS3	Meriveden vesirajassa ja roiskevyöhykkeellä
<b>5 Jäätymis-sulamisrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä</b>	
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästymisen ilman jäänsulatusaineita

XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi
<b>6 Kemiallinen rasitus</b>	
Jos betoniin kohdistuu luonnon maaperästä ja pohjavedestä aiheutuva kemiallinen rasitus, rasitus luokitellaan seuraavasti:	
XA1	Kemiallisesti heikosti aggressiivinen ympäristö
XA2	Kemiallisesti kohtalaisen aggressiivinen ympäristö
XA3	Kemiallisesti voimakkaasti aggressiivinen ympäristö

### 6.6.2 Halkeamaleveyden raja-arvo

Betonirakenteen halkeilua tulee rajoittaa siten, ettei siitä ole haittaa rakenteen toiminnalle, säilyvyydelle tai ulkonäölle. Suomen betoninormeissa on esitetty halkeamaleveyden raja-arvot eri rasitusluokissa.

Rakenteille on määritetty kolme eri halkeilurajatilaa:

1. Vetojännitysraja-tila, jossa ei sallita vetojännityksiä.
2. Halkeamaleveyden muodostumisraja-tila, jossa rakenne menettää sen halkeilukestävyyden
3. Halkeamaleveydenraja-tila, jossa rakenteelle ei sallita raja-arvoa suurempaa halkeamaleveyttä.

**Taulukko 6.7.** Halkeamaleveyden raja-arvot [9, s.137]

<b>Halkeamaleveyden <math>W_{max}</math> raja-arvot (mm)</b>			
<b>Rasitusluokka</b>	<b>Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet</b>		<b>Tartuntajänneteräsrakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet</b>
	Pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä	Tavallinen kuormitusyhdistelmä	Pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,40	0,20	
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,30	0,20	vetojännityksetöntila
XD2, XD3, XS2, XS3	0,20	vetojännityksetön tila	ei vaatimuksia

HUOM 1. Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen. Tämä raja on asetettu, jotta tavallisesti saavutetaan kelvollinen ulkonäkö. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.

HUOM2. Tartuntajännerakenteilla ja injektoiduilla ankkurijännerakenteilla sallitaan pitkäaikaisella kuormayhdistelmällä korkeintaan vetolujuuden ominaisarvo  $f_{ctk,0,05}$  suuruinen vetojännitys, mikäli rakennetta kuormittaa standardin SFS-EN 1991-1-1 mukainen hyötykuorma, jonka pitkäaikaisuuden yhdistelykerroin on suurempi kuin 0,5.

### 6.6.3 Vähimmäis betonipeite

Rakenteiden raudoitussuunnittelussa tarvittava betonipeitteen nimellisarvo voidaan määrittää ns. taulukkomenettelyllä, jossa valmiita taulukoituja tapauksia tutkimalla löydetään kullekin rakenneosalle vaatimuksensa.

**Taulukko 6.8.** Betonipeitteen vähimmäisarvo [7 s.35]

<b>Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus <math>C_{min,dur}</math> (mm) eri ympäristöolosuhteissa</b>							
<b>Kriteeri</b>	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 käyttökä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5

Vähimmäisbetonipeite on oltava vähintään;

$$C_{min} + \Delta C_{dev}$$

jossa

$C_{min}$  = vähimmäis vaatimus palonkeston, ympäristöolosuhteen sekä tartuntatilan summana.

$\Delta C_{dev}$  = mittaepätarkkuuden huomioiva kerroin, yleensä 10mm.

#### 6.6.4 Palonkestovaatimukset

Rakenteen paloteknisen mitoituksen tarkoituksena on varmistaa rakenteen ominaisuudet siten, että se palonsattuessa säilyttää vakavuutensa sille asetetun vähimmäis palonkestoajan. Betonirakenteiden palomitoitus tarkoittaa käytännössä raudoitusta suojaavan betonikerroksen mitoittamista palokuormia vastaan.

Laataston palomitoitus voidaan tehdä myös taulukkomenettelyllä, joka on esitetty Eurocode EN 1992-1-11, osassa 3. Taulukoissa voidaan lukea betoniterästen keskiöetäisyydet, joka siis esittää pääraudoitustangon keskiön ja betonipinnan välistä etäisyyttä.

**Taulukko 6.9.** Teräsbetoni-laattojen vähimmäismitat ja keskiöetäisyydet [6, taulukko 2]

Standardi-palonkestävyys		Vähimmäismitat (mm)		
		Yhteen suuntaan kantava laatta	Ristiin kantava laatta	
			$L_y/L_x \leq 1,5$	$1,5 < L_y/L_x \leq 2$
REI 60	$h_s =$	80	80	80
	$a =$	20	10	15
REI 90	$h_s =$	100	100	100
	$a =$	30	15	20
REI 120	$h_s =$	120	120	120
	$a =$	40	20	25
REI 240	$h_s =$	175	175	175
	$a =$	65	40	50

Suunnittelijan on varmistettava, että myös reunaetäisyys täyttää ehdon.

$$a = c_{nom} + \varphi_{haka} + \frac{\varphi_{päätanko}}{2} \geq a_{vaadittu}$$

$a_{vaadittu}$  = vähimmäis reunaetäisyys

$c_{nom}$  = keskiöetäisyys

$\varphi$  = raudoitteen halkaisija

### 6.6.5 Yhteenveto

Valitaan kohteen laatalle arvot seuraavasti:

- rasitusluokka on X0, mutta märkätilojen kohdalla XC1. Joten laatastolle rasitusluokaksi XC1.
- vähimmäis betonipeite  $c_{min} + \Delta c_{dev}$  on 10mm +10mm =20mm
- standardipalonestävyys REI60 sivusuhteen ollessa <1,5 on 10mm. Lisäksi kenttä, jossa sivusuhte on >1,5 saa arvon 15+10mm =25mm alapinnan teräksille.
- halkeamaleveyden raja-arvo 0,4mm

## 6.7 Betonimassan valinta

Käytettävä betoninlaatu tulee valita siten, että se täyttää tekniset sekä työtekniset vaatimukset. Rakennesuunnittelija valitsee käytettävän betoninlujuuden jo suunnitteluvaiheessa, mutta ominaisuuksia voidaan joutua tarkentamaan työteknisin perustein. Teknisesti on ajateltava lujuutta, säilyvyyttä sekä muodonmuutoskykyä. Työteknisesti massa valitaan tuotantorytmiin sopivaksi, tässä avainsana on muottikierto. Massan on omattava määrätyt lujuudenkehitysominaisuudet, jotta työmaa pysyy aikataulussa sääolosuhteet ja kaluston vaatimuksen huomioiden.

Rakennesuunnittelijan on annettava raudoituspiirustuksissa betoninlujuus ja betonimassan maksimi raekoko. Raekoko valitaan sen mukaan miten tiheä raudoitusväli on, parasta olisi mahdollisimman suurirakeinen vähäisemmän kutistumisen kannalta, mutta kun kyseessä on tiheään raudoitettuja palkkikaistoja sisältävä laatta, valitaan raekooksi yleensä 16mm.

Valmisbetonintoimittaja on betonin valinnassa ammattilainen, eikä rakennesuunnittelijan tulisi antaa liikaa ohjeita betonimassan valitsemiseksi.

### 6.7.1 Betonin lujuus

Eurocodessa betonin lujuus määritellään betonin lieriölujuuden perustella, joka kuvaa lieriömäisen standardi puristuskappaleen ominaislujuutta C. Jakoviivan erottama lukuarvo osoittaa kuutiomaisen standardi puristuskappaleen ominaisrvon K. Lujuusarvot ovat laadultaan [MPa] = N/mm<sup>2</sup>

**Taulukko 6.91.** Yleisimmin käytettyjä betonilaatuja

<b>Yleisimmin käytetyjä betonin mitoituslujuuksia (2-rakenneluokka) [N/mm<sup>2</sup>]</b>					
<b>Betoni</b>	<b>C30/37</b>	<b>C35/45</b>	<b>C40/50</b>	<b>C45/55</b>	<b>C50/60</b>
Puristus	17	19,8	22,7	25,5	28,3
Veto	1,33	1,47	1,67	1,8	1,93

Edellä taulukoidut arvot määräytyvät seuraavasti:

**C30/37-2** betonin puristuslujuuden mitotusarvo:

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{1,5} = \frac{0,85 * 30}{1,5} = 17 \text{ N/mm}^2$$

Vetolujuuden mitotusarvo:

$$f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (5\% fraktiilli)}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} * f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 * 2,0}{1,5} = 1,33 \text{ N/mm}^2$$

$\alpha_{cc} = 0,85$  on betonin pitkäaikais muodonmuutoksen huomioiva kerroin.

$\gamma_c = 1,5$  on betonin materiaaliosavarmuusluku.

**Taulukko 6.92.** Materiaalien osavarmuusluvut (SFS-EN 1992-1-1 TAULUKKO 2.1N)

<b>Mitoitustilanne</b>	<b>Betonin <math>\gamma_c</math></b>	<b>Betonin <math>\gamma_s</math></b>
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0

## 6.8 Teräksen lujuus

Betoniteräksinä käytetään Suomessa pääasiallisesti kahta tyyppiä, B500k ja A500HW. Nämä eroavat toisistaan lähinnä sitkeysluokituksellaan.

Betoniterästen ominaislujuus:

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Suunnittelussa huomioidaan teräkselle ominaismyötöraja:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2$$

## 7 MITOITUS

Teräsbetonilaattojen voimasuureet määritetään usein kimmoteoriaan perustuvilla menetelmillä, kuten käsinlaskennan momenttien siirto- ja tasaus menetelmät. Myös FEM-ohjelmat perustuvat usein kimmoteorian soveltamiseen, tai plastisuusteoriaan. Kimmoteoriassa kappaleen jännitys-muodonmuutos yhteyden ajatellaan olevan vakio, joka betonirakenteissa tarkoittaa helkeamattoman poikkileikkauksen tarkastelua. Tietokonepohjainen ristikkoanalogiaan perustuva ratkaisumalli eroaa paljolti käsinlaskennasta, koska suuri laskentateho mahdollistaa momenttien siirto- ja tasaus iteraation jatkamisen erittäin pitkälle. Näin saadaan laatalle yksityiskohtainen momenttijakauma.

Joillakin FEM-ohjelmilla on lisäksi epälineaarisia ominaisuuksia, kuten teräsbetonirakenteiden haljenneen tilan tarkastelu. Tämä vaatii kuitenkin laataston erittäin tarkan mallintamisen raudoituksen yksityiskohtia myöten, jotta sillä saadut tulokset olisivat todenmukaisia.

### 7.1 Mitoituksen kulku MBP-menetelmällä

Massiivilaattamenetelmää on käsitelty laajalti vanhemmissa rakentajan kalenterin painoksissa, sekä Rakennusinsinöörien liiton (RIL) julkaisuissa. Menetelmä on hyväksi havaittu sen yksinkertaisuuden vuoksi. Se voi tuntua työläältä, mutta sopivaa taulukkolaskinta käyttäen se on hyvin käyttökelpoinen.

Taulukkoarvot määräytyvät sivusuhteiden perusteella ja ovat ilmoitettu kymmenysten tarkkuudella ja näitä interpoloimalla saadaan kullekin tuentatapaukselle omat lukunsa. Kerrointen ensimmäinen alaindeksi [x/y] ilmoittaa tarkasteltavan suunnan, toinen [f] merkitsee kertoimen kenttämomentille ja [s] merkitsee kerrointa tukimomentille.

#### 7.1.1 Perustapausten momentit

Perustapausten momentteja määritettäessä kukin kenttä otaksutaan aluksi kaikilta sivuilta kiinnityksi, eikä laatan jatkuvuudesta aiheutuvaa kenttämomentin tasausta huomioida. Perustapausten momentit saadaan kaavasta:

$$m = \alpha P d L x^2$$

jossa

$\alpha$  = Taulukkokerroin ko. tuentatapaukselle sivusuhteen  $L_y/L_x$  mukaan

$Pd$  = laskentakuorma

$L_x$  = kentän lyhyempi jännemitta

### 7.1.2 Suhteellinen jäykkyysluku

Vierekkäisten kenttien momenttierot pyrkivät tasaantumaan jatkuvanlaatan tuella. Suhteellinen jäykkyysluku osoittaa kenttämomentin kiertymiskyvyn kenttien liittyessä tuella toisiinsa. Jäykkyysluku lasketaan kaavasta:

$$k = \beta \frac{h^3}{L_x}$$

koska  $h$  = vakio, saadaan kaava edelleen muotoon

$$k = \frac{\beta}{L_x}$$

jossa

$\beta$  = tukemistavasta ja sivusuhteesta riippuva jäykkyyskerroin

$L_x$  = laatan lyhyempi jännemitta

### 7.1.3 Tukimomenttien tasaus

Toisistaan poikkeavat kenttämomentit ajatellaan tasoittuvaksi laatan kiertyessä suuremman kenttämomentin suuntaan. Tasaus momentit lasketaan kaavasta:

$$\Delta m_i = \frac{k_i}{\sum k_i} \Delta m$$

jossa

$\Delta m$  = momenttiero ennen tasoitusta

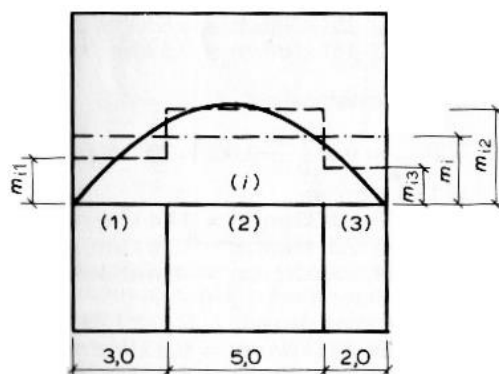
$\Delta m_i$  = kentän  $i$  osalle tuleva tasausmomentti

$k_i$  = kentän  $i$  suhteellinen jäykkyysluku

## 7.1.4 Erikoistapaukset

Asuinkerrostaloja suunnitellaan harvoin siten että laattojen tukina toimivat seinät olisivat samassa linjassa ja näin laattojen nurkat sattuisivat kohdakkain. Jos laattojen nurkat poikkeavat toisistaan enintään  $0,2 * L_x$ , tai  $5 * h$  (jossa  $L_x$  = laatan lyhyempi jännemitta ja  $h$  = laatan paksuus) verran, voidaan ne käsitellä kuten nurkkien sattuessa kohdakkain. Jos ehto ei täyty menetellään seuraavasti:

Kentän sivu joka kiinnittyy useampaan kuin yhteen kenttään jaetaan osiin kiinnittyvien naapurikenttien mukaan.



**Kuva 9.** Keskimääräisten taivutusmomenttien jakaantuminen, kun laattakenttien nurkat eivät satu kohdakkain [4 s.317]

Kiinnitysmomentit kullekin sivun osalle saadaan kaavasta:

$$m_{ik} = \eta_k \frac{L_i}{L_k} m_i$$

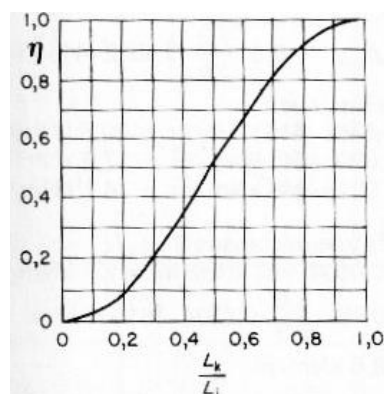
jossa

$\eta_k$  = kerroin (kuva 10) kuvaajan mukaan

$L_i$  = jaetun sivun pituus

$L_k$  = jakavan sivun pituus

$m_i$  = perustapauksen kiinnitysmomentti jaettavalle sivulle



**kuva 10.** kerroin  $\eta$  [4, s.317]

Jäykkyysluku lasketaan erikseen kullekin kiinnittyvälle seinän osalle kaavalla:

$$k_{ik} = \frac{1}{\eta k} \frac{L_k}{L_i} k_i$$

jossa

$\eta_k$  = kerroin (kuva 10) kuvaajan mukaan

$L_k$  = jakavan sivun pituus

$L_i$  = jaetun sivun pituus

$k_i$  = jaetun sivun suhteellinen jäykkyysluku

### 7.1.5 Lopulliset kenttämomentit

Tukimomentin vähennyksen vaikutus lisätään kenttämomenttiin kaavalla:

$$\Delta m_f = \psi \Delta m_s$$

jossa

$\psi$  = kenttämomentin korjauskerroin

$\Delta m_s$  = tukimomentin muutos

Tukimomentin kasvamisen vaikutus vähentää kenttämomenttia kaavalla:

$$\Delta m_f = \xi \psi \Delta m_s$$

jossa

$\xi$  = lisäkerroin kiinnitettyjen sivujen lukumäärästä (taulukko 7.1)

$\psi$  = kenttämomentin korjauskerroin

$\Delta m_s$  = tukimomentin muutos

**Taulukko 7.1.** Kiinnitettyjen sivujen lukumäärä [4, s.311]

kiinnitettyjen sivujen lukumäärä	$\xi$
1	0,5
2	0,6
3	0,75
4	0,9

Kenttämomenteihin tehdään hyötykuormalisäys kaavalla:

$$\Delta m_{fg} = \alpha_q q_{md} L_x^2$$

jossa

$\alpha_q$  = kerroin taulukosta

$q_{md}$  = liikkuva kuorma murtorajatilassa

$L_x$  = kentän lyhyempi sivumitta

## 7.2 Taivutusraudoitus

Ristiin kantavien laattojen poikkileikkauksen taivutuskestävyys lasketaan vetorauδοoitettuna rakenteena. Laattoihin ei yleensä mitoiteta puristusraudoitusta. Kun laatastossa vaikuttavat taivutusmomentit tunenetaan, voidaan tarvittava taivutusraudoitus ratkaista Eurocoden mukaisilla kaavoilla seuraavasti:

Ratkaistaan suhteellinen momentti  $\mu$  kaavalla:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}$$

jossa

$\mu$  = suhteellinen momentti

$M_{Ed}$  = mitoitusmomentti (N/mm<sup>2</sup>)

$b$  = poikkileikkauksen leveys (mm)

$d$  = poikkileikkauksen tehollinen korkeus (mm)

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo (N/mm<sup>2</sup>)

Sisäinen momenttivarsi  $Z$  saadaan kaavasta:

$$z = \frac{d}{2} [1 + \sqrt{1 - 2\mu}]$$

jossa

$z$  = momenttivarsi (mm)

$d$  = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$\mu$  = suhteellinen momentti

Nyt saadaan vaadittava vetorauδοitus ratkaistua kaavalla:

$$A_S = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z}$$

jossa

$A_S$  = raudoituksen poikkileikkausala (mm<sup>2</sup>)

$M_{Ed}$  = mitoitusmomentti (Nmm)

$f_{yd}$  = terästen myötölujuuden mitoitusarvo (N/mm<sup>2</sup>)

$z$  = momenttivarsi (mm)

## 8 MITOITUS FEM-OHJELMALLA

Laatan rakennemalli koostuu laatasta sekä tukirakenteista. Laatasta tulee mallintaa mahdollisimman tarkasti vastaamaan todellista tilannetta. Laatan dimensiot, reijät, betonin lujuus, betoniteräksen lujuus, terästen halkaisijat ja suojaetäisyydet on vastattava suunniteltua. Lisäksi muita vaikuttavia parametrejä ovat esimerkiksi betonin kypsyysikä koestuksen aikana (Suomessa 28vrk), halkeamaleveyden- ja taipuman raja-arvo.

Laataston kuormat koostuvat kuten käsinlaskennassakin alkeiskuormista sekä kuormitusyhdistelmistä. Sijainniltaan muuttumattomat kuormat, kuten pesutilojen kiviseinien kuormat voidaan mallintaa viivakuormina. Myös pistekuormia, kuten porrassyöksen kuormat voidaan asettaa tarkasti vaikuttamaan porrassaukon reunalle.

Kuormitustapauksia on tehtävä niin monta, että kaikkien laattojen vaarallisin kuormitusasento tulee tutkituksi. Murtorajatilassa tarkastellaan laatan murtovarmuutta, mutta lisäksi tarvitaan käyttörajatilojen kuormitusyhdistelmiä laatan taipumien tarkasteluun.

### 8.1 Laatan tuet

Nykyään on muodissa suuret ja korkeat ikkunat, jolloin laatan tuki voi yläosastaan supistua hyvin matalaksi. Esimerkiksi sisäkuorielementissä voi parvekkeden kohdalla olla suuria aukkoja, jolloin tuki ei ole enää riittävän jäyhä. Tämän kaltaisessa tilanteissa kannattaa laatan reuna mallintaa vapaaksi reunaksi, jolloin saadaan reuna-alueen terästyksellä suurempi jäyhyys.

Laatan tuki voidaan olettaa painumattomiksi, mikäli kyseessä on seinä, tai seinämäinen palkki. Palkkien riittävän jäyhyyden reunaehto:

$$\frac{hb}{Lb} > 2,5 \frac{hs}{Ls}$$

jossa

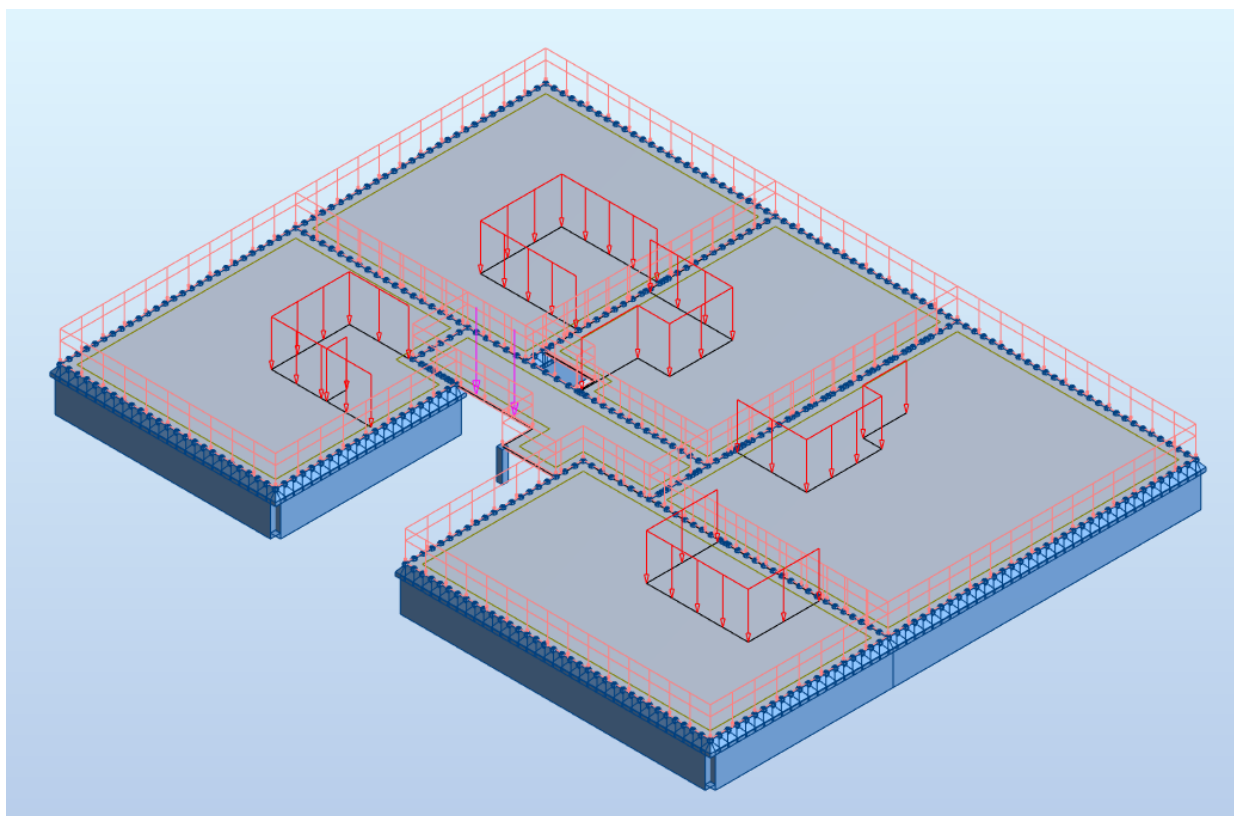
$hb$  = palkin tai palkkikaistan korkeus

$Lb$  = palkin tai palkkikaistan tehollinen jännemitta

$hs$  = laatan paksuus

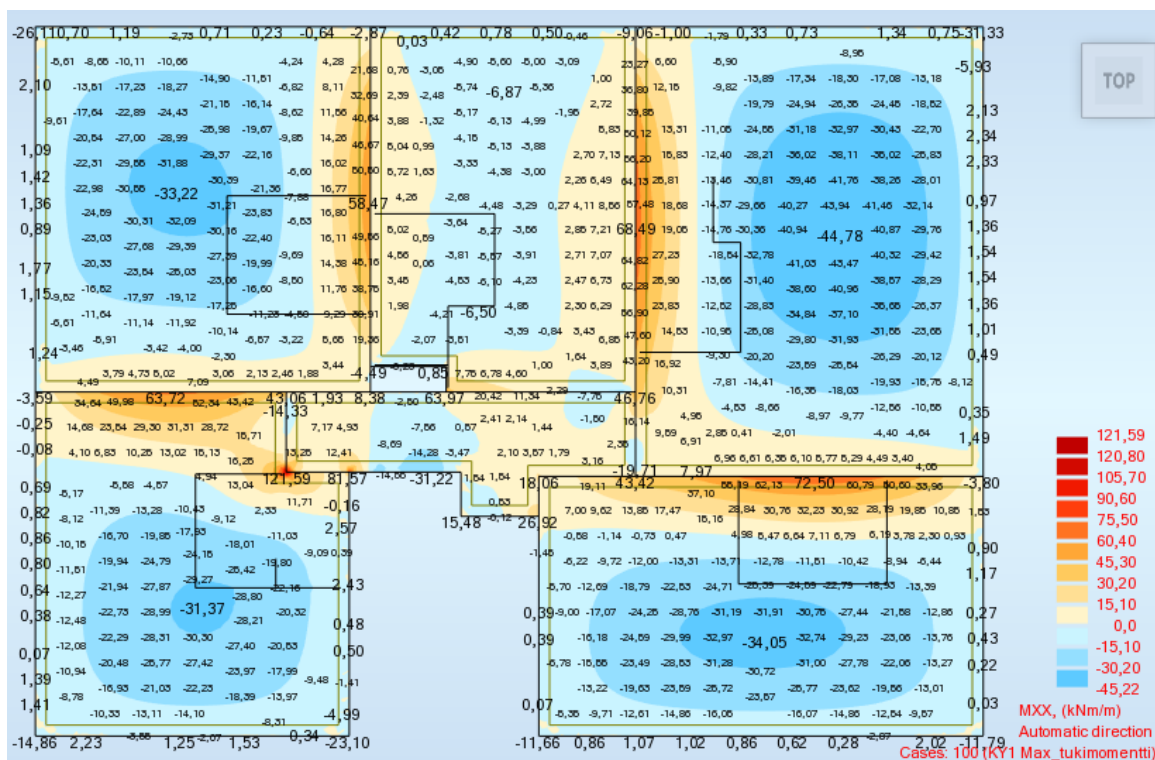
$Ls$  = laatan jännemitta palkin suunnassa

Jos tuki ei toteuta ehtoa, täytyy sen painuma huomioida kokonaistaipumassa. Lisäksi laataston tuet kannattaa mallintaa nivelinä, koska tämä antaa kenttämomentille varmallalla puolella olevan ratkaisun.

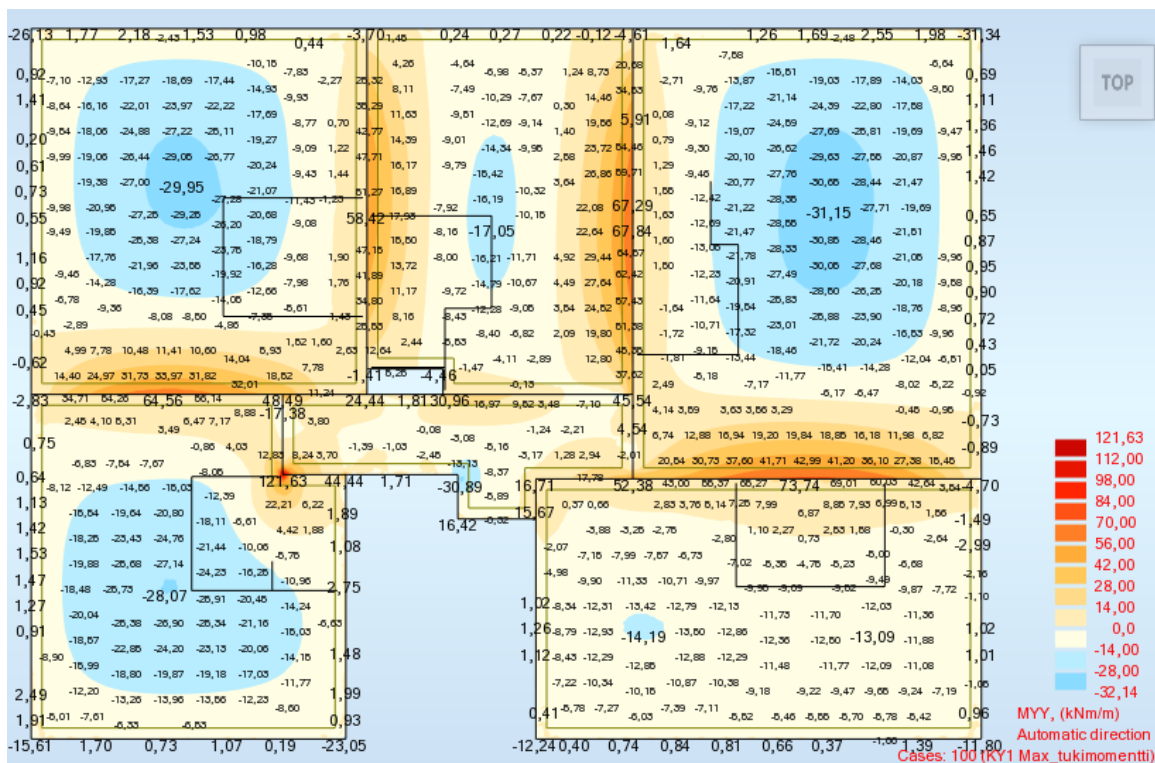


**Kuva 11.** Havainnekuva laskentamallista *Robot Structural Analysis Professional 2018* ohjelmassa.

## 8.2 Tukimomentit

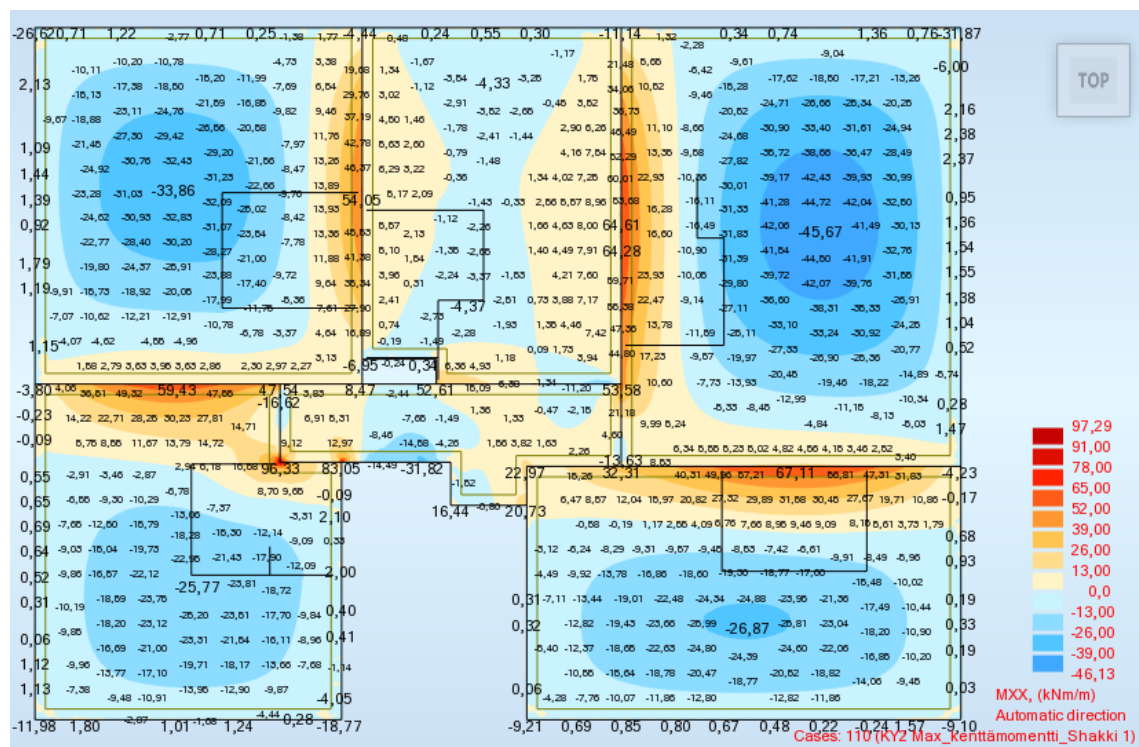


kuva 12. Tukimomenttien maksimiarvot x-suuntaan.

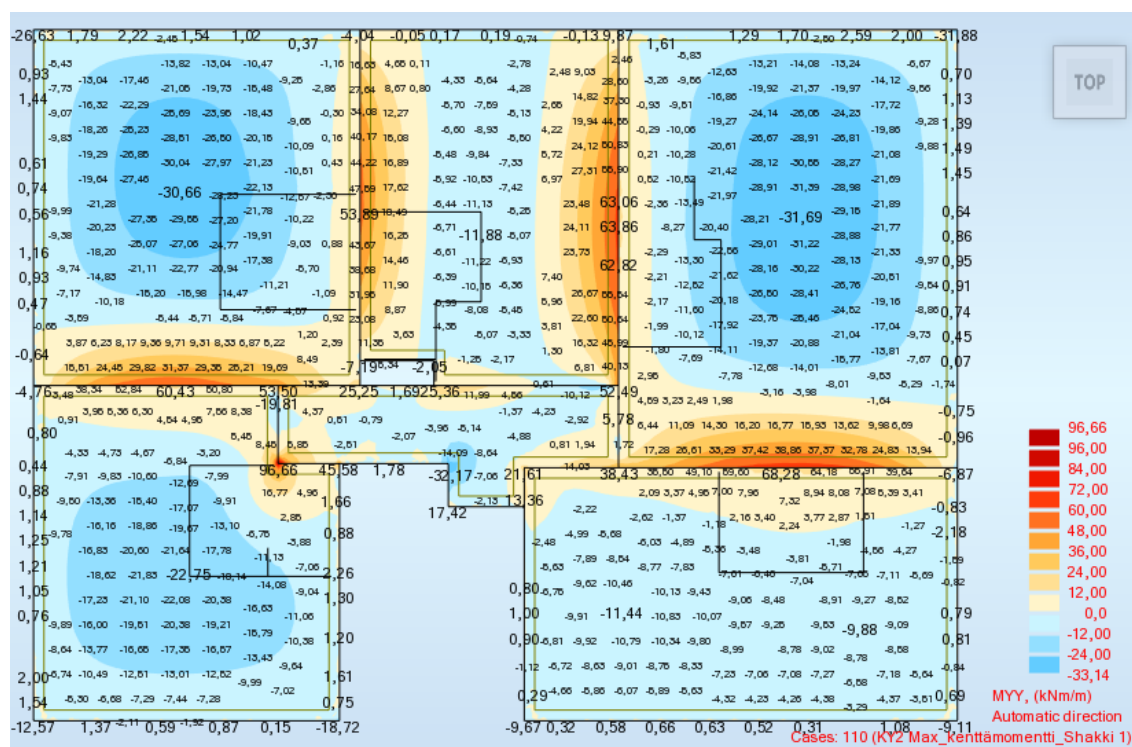


kuva 13. Tukimomenttien maksimiarvot y-suuntaan.

## 8.3 Kenttämomentit



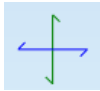
Kuva 14. Kenttämomenttien maksimi Shakki 1 kuormituksessa x-suuntaan.

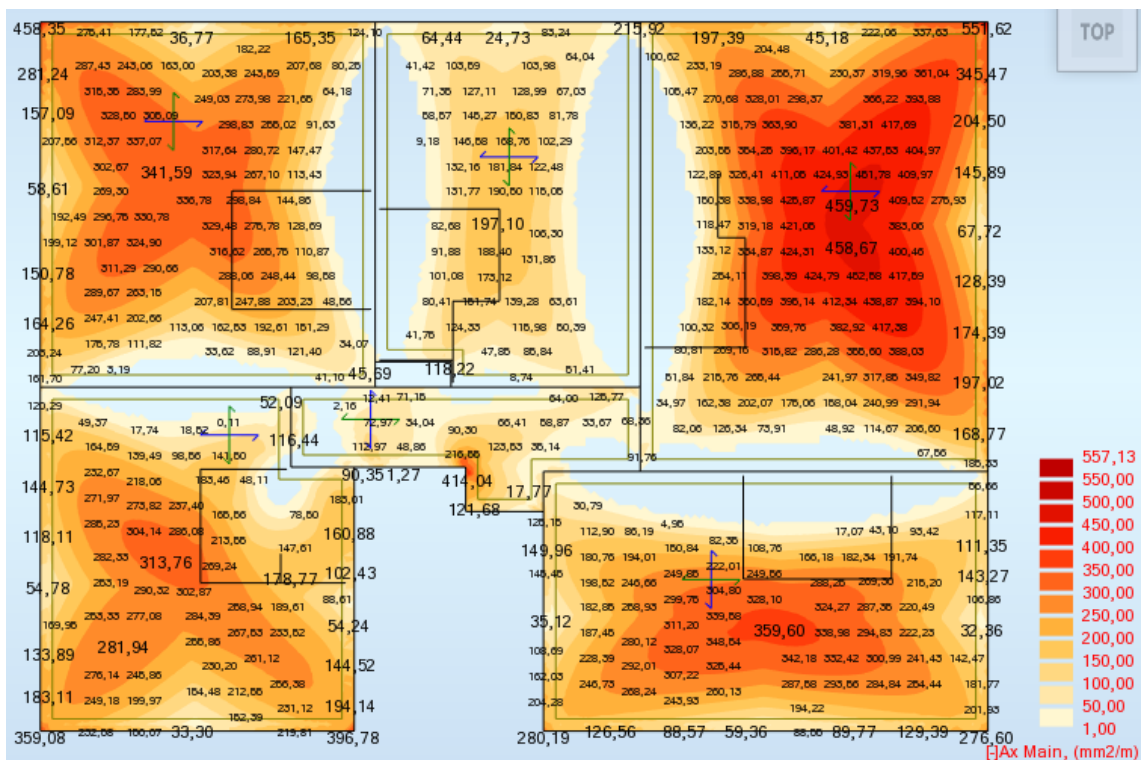


kuva 15. Kenttämomenttien maksimi Shakki 1 kuormituksessa y-suuntaan.

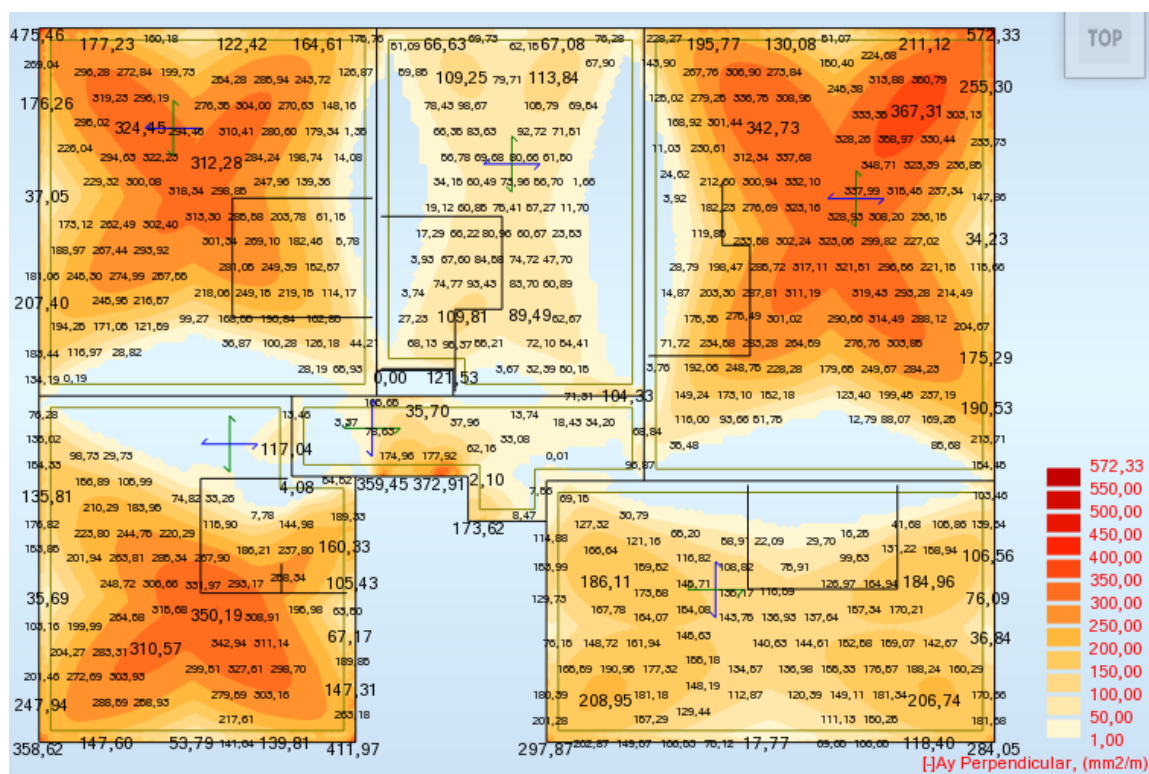


## 8.4 Taivutusraudoitus

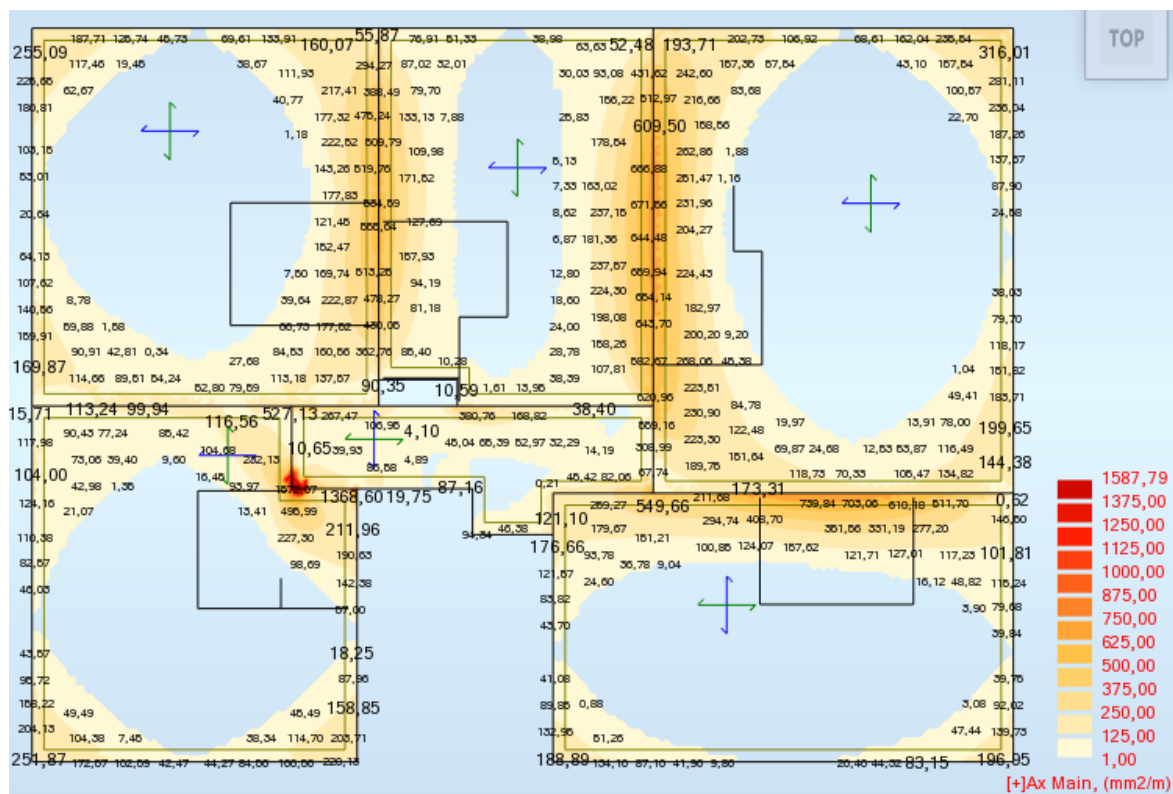
Seuraavassa FEM-ohjelman ratkaisut kenttäraudoitukselle, kuvissa  sininen nuoli merkitsee pääraudoituksen kantsuunnan ja vihreänuoli sekundäärisen kantsuunnan. Lukuarvo merkitsee vaaditun teräs pinta-alan yhden metrin levyisellä kaistalla.  $A_{s,req} = mm^2/m$



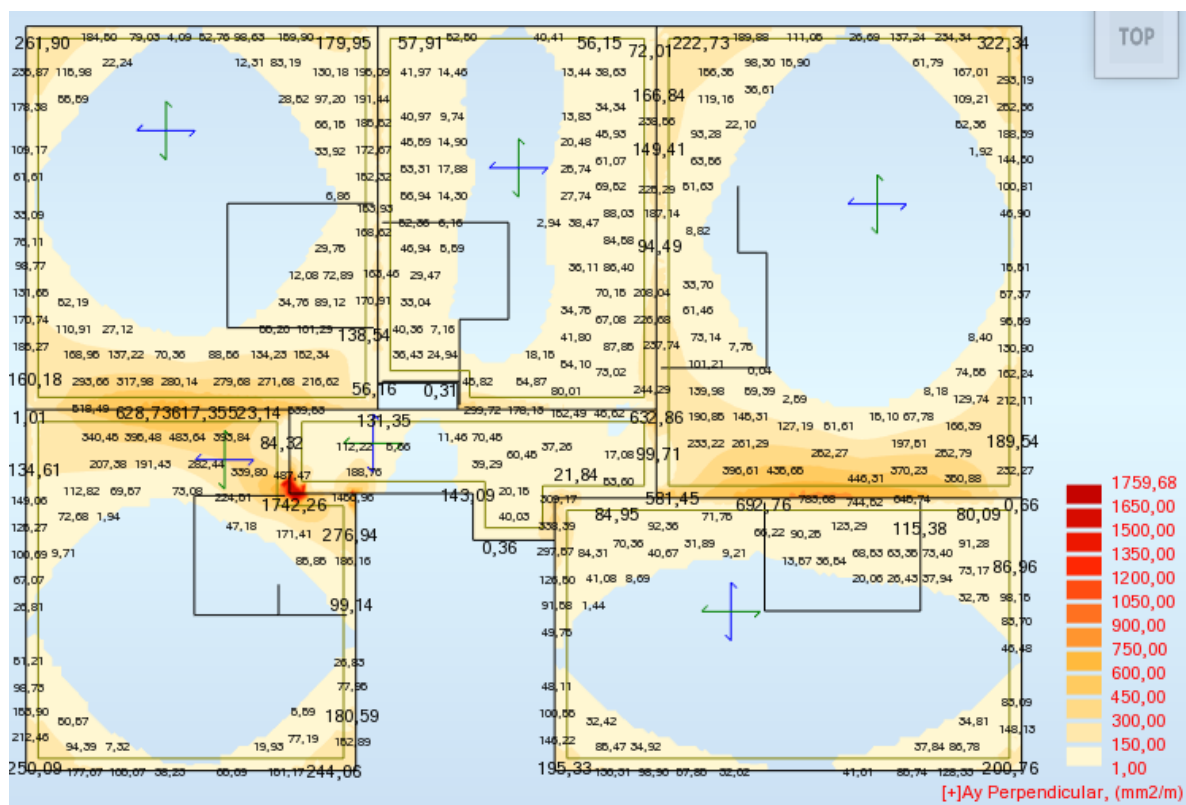
Kuva 18. Alapinnan raudoitus x-suunnassa.



Kuva 19. Alapinnan rauditus y-suunnassa



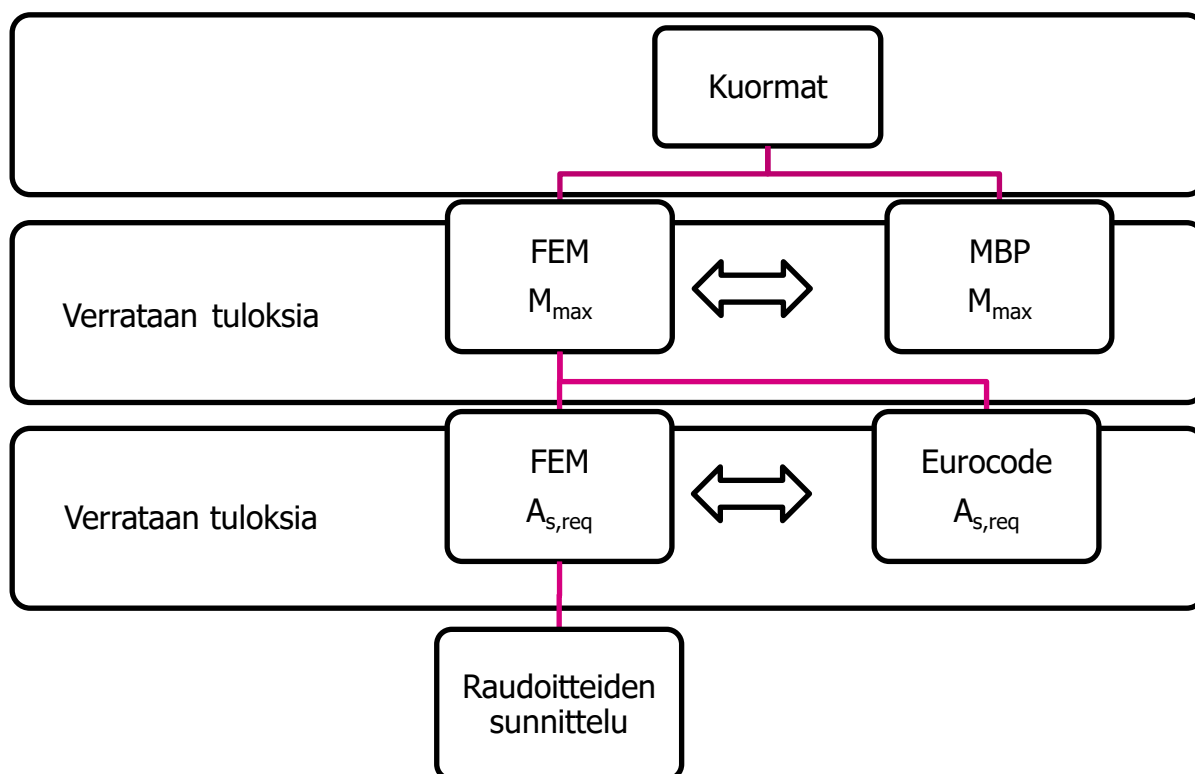
Kuva 20. Yläpinnan rauditus x-suunnassa



Kuva 21. Yläpinnan rauditus y-suunnassa

## 8.5 Loppu analysointi

Fem-ohjelman tulostukset voidaan valita monella tavalla, mutta kaikissa yhteistä on sama ongelma, tuloksia ei voida lukea yksiselitteisesti. Rakennesuunnittelijan on haarukoitava tuloksia, jotta mahdolliset virheet tulevat esille. Nyrkkisääntönä on, että käsinlaskennan momentit on oltava lähes samoja, kuin FEM-ohjelman ratkaisu. Tässä sallitaan pieniä eroja, koska laskentamenetelmä on erilainen. Tuloksia voidaan vertailla vaikkapa seuraavan yksikertaisen kaavion tapaan.



## 8.5.1 Vertailu momentit

Vertailun vuoksi ratkaistaan laatastons ylimmät kentät MBP-menetelmällä. Tässä huomattakoot, että malli sisältää myös ns. kulmalaatan, eikä MBP-menetelmä sovellu tämän kaltaisten laattojen ratkaisuun. Menetelmää voidaan kuitenkin "soveltaa" tulosten haarukoimiseksi. Lisäksi vertailua varten on FEM-ohjelmalla suoritettava laskenta ilman niitä kuormia, joita ei käsinlaskennassa voida huomioida. Esimerkiksi tiiliseinien viivakuorma ja porrassyöksen pistekuorma on jätettävä ulkopuolelle.

laskelmat liite 2 (MBP-menetelmä, tasaus B-menetelmän mukaan)

Kenttä 1:	MBP [kNm/m]	Robot [kNm/m]
$m_{xf}$	32,06	32,67
$m_{yf}$	28,75	29,32

Kenttä 2:	MBP [kNm/m]	Robot [kNm/m]
$m_{xf}$	16,84	16,76
$m_{yf}$	8,1	8,13

Kenttä 3:	MBP [kNm/m]	Robot [kNm/m]
$m_{xf}$	42,34	45,1
$m_{yf}$	27,16	31

### 8.5.2 Vertailu rauditus

Vertailuraudoituksella tarkoitetaan tässä robot ohjelman momenteilla ja EC:n mukaisilla kaavoilla ratkaistuja teräspinta-aloja verrattuna robotin määrittämään raudoitukseen.

Kenttä 1:	Eurocode [mm <sup>2</sup> /m]	Robot [mm <sup>2</sup> /m]
$m_{xf}$	340	342
$m_{yf}$	326	312

Kenttä 2:	Eurocode [mm <sup>2</sup> /m]	Robot [mm <sup>2</sup> /m]
$m_{xf}$	195	197
$m_{yf}$	86	89...

Kenttä 3:	Eurocode [mm <sup>2</sup> /m]	Robot [mm <sup>2</sup> /m]
$m_{xf}$	462	460
$m_{yf}$	338	367

Kenttä 4:	Eurocode [mm <sup>2</sup> /m]	Robot [mm <sup>2</sup> /m]
$m_{xf}$	315	350
$m_{yf}$	305	314

Kenttä 6:	Eurocode	Robot
-----------	----------	-------

	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]
m <sub>xf</sub> =	360	360
m <sub>yf</sub> =	153	186

## 8.6 Taipumien tarkistus

Laataston esikorotus niissä kentissä, joissa laskennallinen taipuma ylittää raja-arvon, voidaan määrittää esimerkiksi omapainon aiheuttaman laskennallisen taipuman mukaan. Yleensä holvimuotteihin tehdään keskialueella vähintään 5, jopa 20mm:n esikorotus muottien painumavaran mukaan, johon laskennallinen esikorotus tulisi lisätä. Kohteessa suurimman kentän taipumarajatila  $L/500 = 8000/500 = 16\text{mm}$  ja laskennallinen taipuma FEM-ohjelmalla 16,9mm.

Teräsbetoni on heterogeeninen, kahden komponentin sekakoosteinen materiaali, jossa taipumien laskennallinen tarkkuus verrattuna vaikkapa teräsrakenteisiin on melko suhteellista. Turvallisinta olisi pysytellä tavanomaisissa jännemitoissa, joissa pitkäaikais muodonmuutosten vaikutukset tunnetaan.

Taipumien kannalta haitallisimpia ovat ylikuormat sekä liian varhainen kuormittaminen. Huolellisella jälkituennalla on merkittävä rooli taipumien rajoittamisessa.

## 9 RAUDOITTEIDEN SUUNNITTELU

Kun laataston vaatima raudoitus tunnetaan, voidaan aloittaa raudoitteiden yksityiskohtainen suunnittelu. Laatastojen raudoittamiseen irtotankojen lisäksi on valittavissa erilaisia teollisia raudoitteita, kuten verkot, kaistaraudoitteet, rullaraudoitteet sekä niiden yhdistelmiä. Nämä menetelmät sisältävät erilaisia ominaisuuksia, jotka on punnittava menetelmää valittaessa.

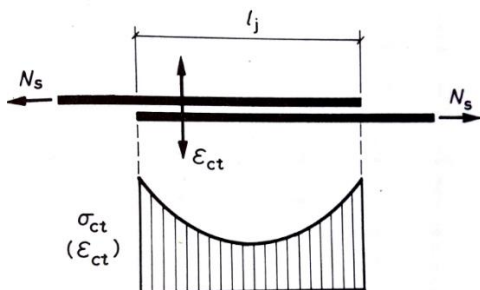
Rakennesuunnittelijan näkökulmasta parasta on pitkät ja ristiin ladottavat raudoitteet, jotka voidaan ulottaa tuelta tuelle, eikä jatkoksia tarvitse tehdä momenttien vaikutusalueella. Työteknisesti pitkät raudoitteet eivät kuitenkaan ole kaikkein parhaita, koska ovat raskaita siirrettäviä ja sitovat nostokaluja jatkuvasti.

Irtoterästyksen vaihtoehto ei yleensä tule kysymykseen sen vaatiman suuren työmäärän vuoksi, vaikkakin olisi teräsmenekiltään kaikkein edullisin. Suunta on nykyään se, että teräskilojen säästäminen voi olla toissijaista, jos raudoitteet ovat nopeasti asennettavia.

Työmaille sopisi parhaiten yhteen kerrokseen ladottava raudoite, jossa molemmat raudoitussuunnat tulisi kerralla valmiiksi. Tämä ei kuitenkaan ole rakenneteknisesti suotavaa, koska ristiinkantavien

laattojen molemmat kantosuunnat ovat pääteräksiä. Mitoitusohjeiden mukaan kaikkia pääteräksiä ei voida jatkaa samassa poikkileikkauksessa.

Limijatkoksissa terästen vetovoima siirtyy teräkseltä toiselle betonin välityksellä, jolloin liitos aiheuttaa poikittaisia vetojännityksiä kuvan 22. tavalla.



**Kuva 22.** Poikittaisten vetojännitysten jakauma limijatkoksissa [4 s.99]

Jos kaikki teräkset jatkettaisiin samassa poikkileikkauksessa sekä liian lähellä toisiaan, voisi tästä seurata halkaisuvoimien kasvaminen, joka edelleen johtaa tartunnan menetykseen. Mitoitusohjeissa usein päädytään jatkamaan korkeintaan joka toinen teräs samassa poikkileikkauksessa.

## 9.1 Laatan rauditus

Rauditus valitaan FEM-ohjelman momenttijakauman vaatiman teräspinta-alan mukaan.

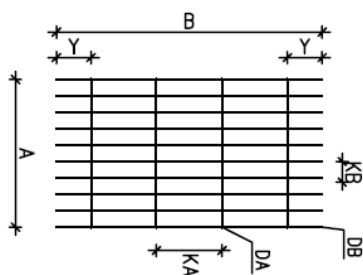
Valinnassa huomioidaan seuraavat seikat:

- Raudoitustapa
- Vähimmäisraudoitus- ja enimmäisjakovälit
- Raudoituksen katkaisukohdat
- tukirauditus
- raudoituksen ankkurointi

### 9.1.1 Kenttäraudoitus

Kohteessa on suuria kenttiä (8x10m) ja koska raudotteet on parasta ulottaa jänteen yli ilman jatkoksia, on kaistarauδοite sopivin tapa. Kaistarauδοite on yhteensuuntaan toimiva raudote, jossa pääteräkset ovat sidottu elementin muotoon sidetangoilla. Tämä mahdollistaa raudotteiden jakamisen melko taloudellisesti raudoitustarpeen mukaan sekä raudotteiden suhteellisen nopean asennustavan. Kaistarauδοitteet on ristiin ladottava kahteen kerrokseen, jolloin ne muodostavat molempien kantosuuntien raudoituksen.

Kaistarauδοitteiden leveys (A) on tyypillisesti 1...2,4m ja pituus (B) korkeintaan 12m. Sidetankojen jako (KA) tyypillisesti 0,6...1,2m. Tankojen dimensiot (DA/DB) ovat yleensä valittavissa 8...12mm.



Kokemusperäisesti kaistaraudoitteet kannattaa suunnitella siten, että pääterästen jako pysyy samana ja vain tankojen dimensioidet sekä kaistojen pituudet muuttuvat. Tämä takaa kaikkein edullisimmat valmistuskustannukset ja tilattavan sarjan ollessa tarpeeksi pitkä, tulevat teräskilot määräämään hinnan.

### 9.1.2 Vähimmäisraudoitus- ja enimmäisjakovälit

Laattojen vähimmäisraudoituksella halutaan varmistaa rakenteen riittävä muodonmuutoskyky esimerkiksi halkeilua vastaan. Eurocoden mukaan laatan vähimmäisraudoitus pinta-ala on suurempi seuraavista:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \\ 0,0013d \end{array} \right.$$

jossa

$A_{s,min}$  = vähimmäis raudoituksen poikkileikkausala (mm<sup>2</sup>)

$f_{ctm}$  = keskimääräinen vetolujuus (N/mm<sup>2</sup>)

$d$  = tehollinen korkeus (mm)

$f_{yk}$  = terästen myötölujuus (N/mm<sup>2</sup>)

Määrävä näistä vaatimuksista:

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{2,9 \text{ N/mm}^2}{500 \text{ N/mm}^2} * 233 \text{ mm} = 352 \text{ mm}^2$$

Eurocoden mukaan vähimmäisraudoitus kasvaa laatan paksuuden kasvaessa. Paksujen laattojen tapauksissa tämä voi johtaa kohtuuttomiin vähimmäisraudoitus vaatimuksiin.

Lähimpänä vähimmäisraudoitus vaatimusta:

$$T10k200 = 5 * 78,5 \text{ mm}^2 = 392,5 \text{ mm}^2$$

Suurin laataston vaatima raudoitus:

$$A_{s,req} = 460 \text{ mm}^2$$

Valitaan raudoitus suurimman vaatimuksen mukaan:

$$T_{12k200} = 5 * 113,1mm^2 = 565,5mm^2$$

tai

$$T_{10k150} = \frac{1000}{150} * 78,5mm^2 = 523,3mm^2$$

**Taulukko 9.1.** Tankovälisäännöt, kahdesta arvosta pienempi on määräävä [3, s.81]

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

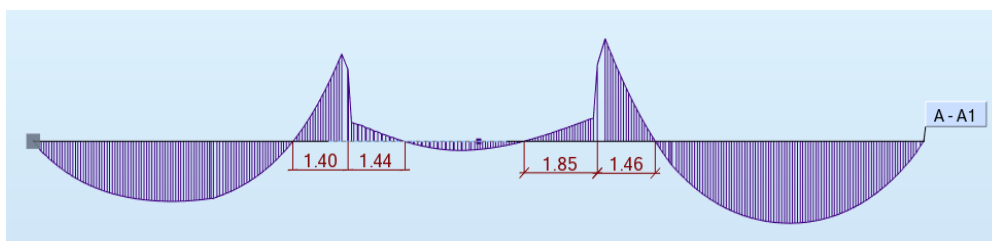
### 9.1.3 Tukirauδοitus

Tukirauδοitus vastaanottaa jatkuvan laatan kiertymisestä aiheutuvan vetorasituksen laatan yläpinnassa. Kuten kenttäraudoitus mitoitetaan tukirauδοituskin vedettyä rakenteena, jolloin sen momentti varsi (z) määritetään ikään kuin ylösalaisin kenttäraudoitukseen nähden.

Yläpinnassa terästen suojaetäisyys ei yleensä ole määräävä, koska päällysrakenteiden, kuten kelluvan jälkivalun voidaan ajatella suojaavan laattaa palolta. Sen sijaan terästen tartunta on huomioitava. Lisäksi yläpinnan terästen on oltava riittävän jäykkiä, jotta ne valun aikana pysyvät paikoillaan.

### 9.1.4 Rauδοitteiden katkaisukohdat

Rauδοitteiden katkaisukohdat määritetään momenttijakauman 0-kohtien mukaisesti. Määräävän kuormitustapauksen etsiminen käsinlaskennalla on aikaa vievä tehtävä, joten nollakohtien määrittäminen FEM-ohjelmalla tulee yleensä kyseeseen. Lisäksi on tavallista, että momentin nollakohdat saavat suurempia arvoja FEM-ohjelmalla käsinlaskentaan verraten, johtuen tarkemmasta menetelmästä. Kuvassa 23. voidaan havaita miten momentin nollakohta siirtyy tuelta kauemmaksi momentin pienenyessä. Tämän vuoksi tarvitaan yleensä useamman kuormitusyhdistelmän tutkiminen nollakohtien löytämiseksi.



**Kuva 23.** FEM-ohjelman verhoikäyrä tukimomenttien maksimista, mittaviivat ovat tukikeskiöstä kullekin laatalle mitatut momentin 0-kohdat [m]

Raudoitteiden katkaisupituudet voidaan määrittää seuraavasti:

Puolet tukirauδοoituksesta voidaan katkaista tuelta etäisyydellä

$$\frac{a_0}{2} + 1,5d \geq 1,5d + l_{b0}$$

Loput tukirauδοoituksesta on ulotettava tuelta etäisyydelle

$$a_0 + 1,5d \geq \frac{a_0}{2} + 1,5d + l_{b0}$$

Puolet kenttäraudoituksesta saa katkaista tuelta lukien etäisyydellä

$$a_0 - 1,5d$$

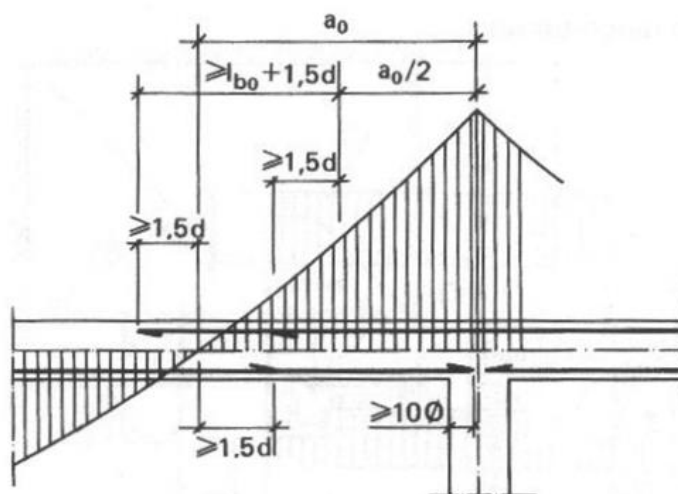
jossa

$a_0$  = momentin 0-kohdan etäisyys tarkasteltavalta tuelta määrävällä kuormitustapauksella.

$l_{b0}$  = ankkurointipituus

$d$  = rakenteen tehollinen korkeus

Loput kenttäraudoituksesta viedään tuelle ja ankkuroidaan tuen reunasta lukien vähintään  $10\phi$  pituinen matka.



**kuva 24.** Raudoituksen katkaisukohtat [5 s.318]

Lisäksi on tavanmukaista vakioida yläpinnan terästys mahdollisimman selkeäksi työteknisistä syistä. Useiden erilaisten katkaisupituuksien käyttäminen ei ole kovin järkevää, koska kilojen säästyminen työmenekkiin nähden jää usein vähäiseksi.

## 9.2 Terästen ankkurointi

Betoniterästen tulee olla ankkuroituna luotettavasti, jotta ne toimivat suunnitellusti. Ankkurointi voidaan toteuttaa seuraavilla tavoilla:

- betonin tartunnan välityksellä
- koukkujen ja lenkkien avulla
- hitsattujen poikittaisten terästen avulla
- ankkurointikappaleen välityksellä

Teräkset ankkuroidaan aina tilanteen vaatimalla tavalla. Ellei ankkurointia betonin välityksellä voida toteuttaa, kuten ahtaissa paikoissa, voidaan teräksiä ankkuroida koukkujen ja liitososien avulla. Terästen ankkurointipituus määritetään seuraavasti:

$$l_{bd}: \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

arvot  $\alpha_1 \dots \alpha_5$  ottavat huomioon terästen tartuntaan vaikuttavia tekijöitä, kuten tangon betonipeitteen paksuus, poikittaisen raudoituksen tartuntaa parantava vaikutus ja halkaisua estävät vaikutukset. Näiden tulona on kuitenkin  $0,7 \leq \alpha_1 \dots \alpha_5 \leq 1$ , joten voidaan yksinkertaistaa mitoitusmenettelyä varmalle puolelle ja valita kaikille arvo 1. Tarkemmat arvot ovat luettavissa esimerkiksi [1, s.466].

Ankkurointipituuden mitoitusarvo määritellään seuraavalla tavalla:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi f_{sd}}{4 f_{b,d}}$$

$$f_{b,d} = 2,25 f_{ctd} \eta_1 \eta_2$$

jossa

$$\eta_1 = \text{tartuntatilakerroin}$$

$$\eta_2 = 1; \phi \leq 32mm$$

Terästen tartuntaolosuhteet ovat "hyvät", kun teräkset sijaitsevat <250mm valun alapinnasta, jolloin kerroin  $\eta_1$  saa arvon 0,7. Laatan ollessa >250mm paksu tulkitaan yläpinnan terästen tartuntaolosuhteiden olevan "huono" joten kerroin  $\eta_1$  saa arvon 1.

Kun oletetaan, ettei ankkurointivoima voi kasvaa teräksen kestävyyttä suuremmaksi, jolloin teräkset tulevat myötäämään ennen betonin murtumista, voidaan ankkurointipituus määrittää seuraavasti:

Kun tartuntaolosuhteet ovat "hyvät" (tartuntatila 1):

$$\max \begin{cases} 0,25\phi f_{yd} \\ 2,25f_{ctd} \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases}$$

Kun tartuntaolosuhteet ovat "huonot" (tartuntatila 2):

$$\max \begin{cases} 0,25\phi f_{yd} \\ 1,575f_{ctd} \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases}$$

Esimerkkikohteessa alapinnan teräkset (12mm) on ankkuroitava vähintään:

$$l_{b,rqd} = \frac{0,25 * 12mm * 435 \frac{N}{mm^2}}{2,25 * 1,33 \frac{N}{mm^2}} = \sim 436mm$$

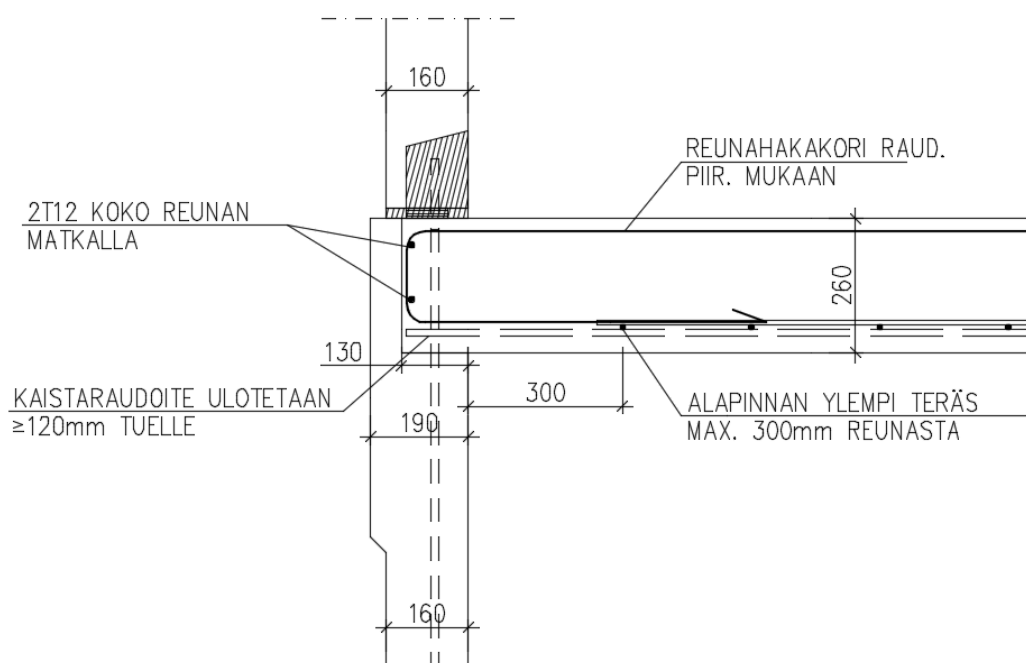
ja yläpinnan teräkset (12mm) on ankkuroitava vähintään:

$$l_{b,rqd} = \frac{0,25 * 12mm * 435 \frac{N}{mm^2}}{1,575 * 1,33 \frac{N}{mm^2}} = \sim 623mm$$

### 9.3 Laatan reunan ankkurointi

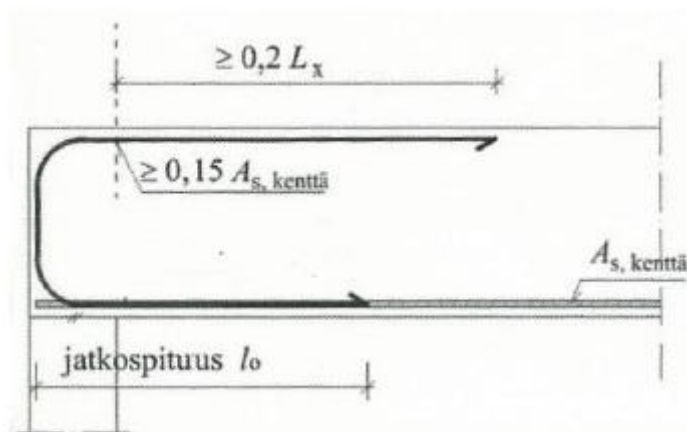
Laatta toimii jäykistävänä rakenneosana vaakakuormia siirtämällä, jolloin vapaalle reunalle syntyy mm. vetorasituksia. Tästä syystä vapaan reunan koko matkalle on parasta sijoittaa hakamainen raudoite, joka muodostaa sidemäisen systeemin yhdessä reunan suuntaisten poikittaisten sidetankojen kanssa (kuva 25).

VÄLIPOHJAN LIITTYMINEN SISÄKUORIELEMENTTIIN

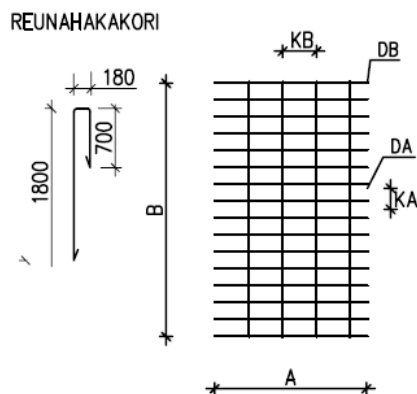


**Kuva 25.** Väli pohjan liittyminen kantavaan sisäkuorielementtiin. [M.Remes]

Reunatuon raudoituksen tulee kestää vähintään 15 (%) kenttämomentin maksimista ja sen on ulotettava yläpinnassa vähintään  $0,2 \cdot L_x$  matkalle. Alapinnassa määrävänä on ankkurointipituus. Käytännössä reunahakakori tulee mitoittaa siten, että se täyttää myös  $A_{s,min}$  vaatimuksen, koska tuelle syntyy osittainen kiinnitysmomentti aiheuttamalla yläpinnassa vetorasitusta.



**Kuva 26.** Vapaan tuenraudoitus [3 s.83]



#### 9.4 Vapaan nurkan raudoitus

Vapaalla nurkalla tarkoitetaan laataston nurkkaa, jossa molemmat sivut ovat vapaasti tuettuja. Tämän kaltaisessa tilanteessa syntyy laatan nurkkaan nostetta, joka tulee ankkuroida. Kun kyseessä on välipohja, voi seinän painon ottaa huomioon ankkurointitarpeen määrittämisessä. Ankkurointi voimaa voidaan arvioida kaavalla:

$$F_d = \frac{P_d L_x^2}{10} \sqrt{\frac{L_y}{L_x}}$$

jossa

$P_d$  = mitoittava kuorma

$L_x$  = laatan lyhyempi sivumitta

$L_y$  = laatan pitempi sivumitta

Laatan vapaannurkan ollessa ankkuroituna syntyy momenttia, joka aiheuttaa vetorasitusta laatan yläpinnassa lävistäjän suuntaisesti sekä laatan alapinnan puristusta kohtisuoraan lävistäjää vasten. Tästä voi seurata laatan helkeilua, jos raudoitusta ei sijoiteta nurkka-alueelle. Momentti kummassakin suunnassa saadaan kaavalla:

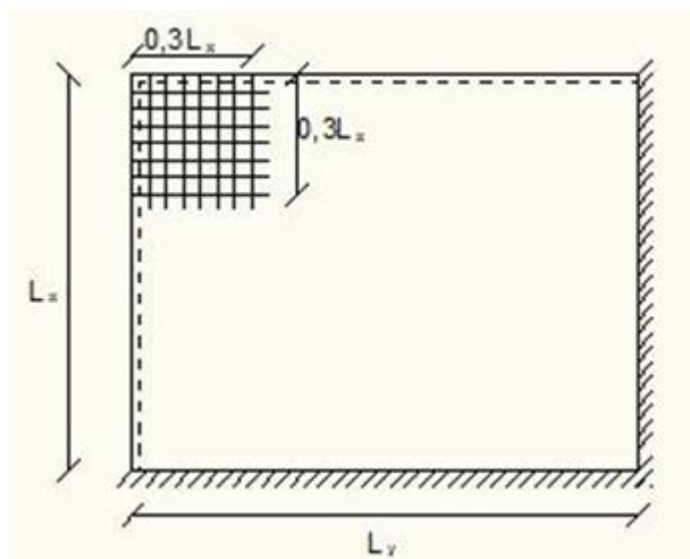
$$M_d = \frac{P_d L_x L_y}{40}$$

jossa

$P_d$  = mitoittava kuorma

$L_x$  = laatan lyhyempi sivumitta

$L_y$  = laatan pitempi sivumitta



**Kuva 27.** Vapaiden nurkkien raudoitus [5 s.322]

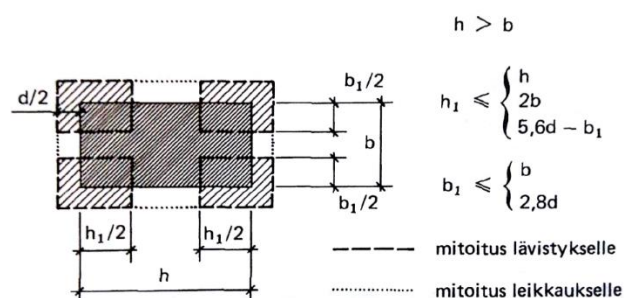
## 9.5 Laatan lävistyskestävyys

Tapaukset leikkaus-, ja lävistys erottuvat karkeasti siten, että leikkautuminen tapahtuu viivamaisilla tuilla ja lävistys pistemäisellä tuella. Tavallisesti laatan leikkauskestävyyden kapasiteetti on niin suuri, ettei laataston leikkauskestävyyttä tutkita viivamaisilla tuilla, vaikka leikkautuminen teknisesti mahdollista olisikin. Sen sijaan riittää, kun tutkitaan laatan lävistyminen kriittisissä paikoissa, jolloin voidaan todeta laatan sietävän lävistysrasitukset kauttaaltaan.

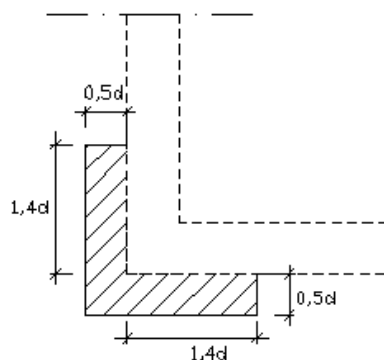
Laataston lävistysmitoitus on tehty pitkään Suomen RakMk:n B4 mukaisesti, koska tutkimuksissa oli havaittu EC:n kaavojen antavan joissain määrin epävarmalla puolella olevia tuloksia. Nykyään tässäkin on kuitenkin siirrytty Eurocode 1991-1-2 mukaiseen laataston lävistysmitoitukseen.

Esimerkkikohteessa on ns. kulmalaatta, jossa laatta jatkuu sisäänvedetyn nurkan ylitse, jolloin muodostuu ikään kuin pistemäinen tuki seinän nurkkaan. Tässä kohtaa laatan lävistyskapasiteetti tulee tarkistettavaksi. Laatan lävistysmitoitus seinän nurkassa voidaan johtaa seuraavalla tavalla.

Kuvassa 28. on esitetty periaatteena lävistyksen mitoituksessa tarvittavan tarkistuspiirin ja pinta-alan määrittäminen suuren tuen nurkassa. Tästä voidaan johtaa muuttujat lävistyskapasiteetin määrittämiseksi seinän nurkassa (kuva 29).

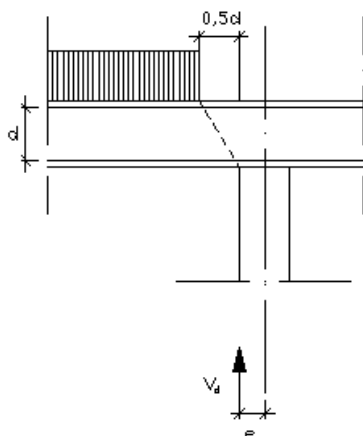


**kuva 28.** Laatan lävistys nurkassa suurten tukien kohdalla. [9, s.45]



**kuva 29.** Laatan lävistys seinän nurkassa. [M.Remes]

Tuen läheisyydessä etäisyydellä  $[0,5d]$  olevia kuormia ei tarvitse huomioida lävistysvoimaa määrittäessä, koska niiden voidaan ajatella siirtyvän kokonaan tuelle lävistysmekanismin olessa kuvan 30. mukainen.



**Kuva 30.** Lävistysvoiman epäkeskisyys [M.Remes]

Laatan lävistyskestävyys:

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

jossa

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ 2,0 \end{array} \right.$$

$$\rho_L = \frac{\rho_{Ly} + \rho_{Lx}}{2} = \text{suhteellinen teräspinta-ala.}$$

- Tässä huomioidaan täysin ankkuroitu vedetynpuolen raudoitus.

$f_{ck}$  = betonin lieriölujuuden ominaisarvo

$$C_{Rd,c} = \begin{cases} \frac{0,18}{\gamma_c}; EC2 \\ \frac{0,3 \left( \frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left( \frac{D}{d} + 4 \right)}; RakMk \end{cases}$$

jossa

$D = \sqrt{C_1 C_2}$  = tarkistuspiiristä johdettu "ekvivalentti poikkileikkaus"

$2d = \frac{d_y + d_x}{2}$  = keskimääräinen tehollinen korkeus

$\gamma_c$  = betonin varmuuskerroin taulukon 6.92 mukaan

Kestävyyden reunaehto:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

jossa

$V_{Ed}$  = lävistys voima tarkistuspiirillä

$V_{Rd,c}$  = lävistyskestävyys

Eli käytännössä tehdään kaavoilla betonista ja teräksestä ekvivalentti homogeeninen materiaali, jonka leikkaukestävyttä tarkistuspiirillä tutkitaan. Esimerkkikohteessa laatta kestää ilman lävistysraudoitusta, laskelmat liite 2.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = 0,316 \text{ MPa} \leq 0,412 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Käyttöaste

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} * 100\% = \frac{0,316}{0,412} * 100\% = \sim 77\%$$

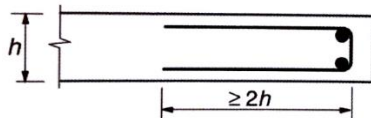
Edellisen tarkistuksen lävistysvoima  $V_{Ed}$  on FEM-ohjelman ratkaisu seinän nurkaan muodostuvasta tukireaktiosta. Voima on erittäin varmalla puolella verrattuna todelliseen tilanteeseen. Fem ohjelma laatta on täysin niveellinen ja tästä seuraa suurempi kiertyminen tuella, jolloin seinän nurkka ikään kuin "kerää" kuorman suuremmalta alalta. Tarkoituksena ei ole selvittää tarkkoja käyttöasteita, vaan todistaa laatan sietävän lävistysrasituksen.

## 9.6 Reikien vaikutus

Laatassa on usein erikokoisia reikiä, kuten talotekniikan läpiviennit, viemärit ja sähköputket. Lisäksi laattoihin tarvitaan suurempia aukkoja hormeille ja kanaville. Laatan reijytys on suunniteltava siten, että siitä on mahdollisimman vähän haittaa rakenteen toiminnalle. Käytännössä kuitenkin talotekniikan suunnittelijat asettavat läpivientinsä helpoiten sijoitettaviin paikkoihin ja rakennesuunnittelija suunnittelee laatan sietämään näiden vaikutukset. Joskus näiden sijaintia voidaan kuitenkin joutua muuttamaan.

Reikien koko jaetaan karkeasti siten, että pienet reiät ovat kooltaan korkeintaan 1/5 laatan jännemittasta. Pienten reikien vaatima lisäraudoitus voidaan suunnitella siten, että reikien katkaisema rauditus sijoitetaan reijän pieliin ja ankkuroidaan ankkurointipituudella.

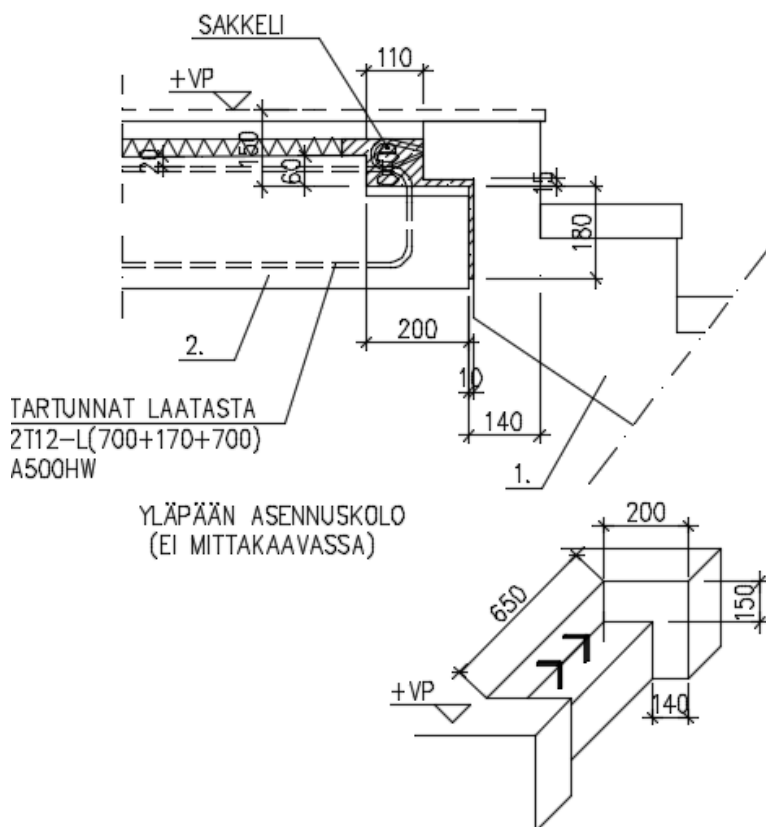
Suurempien reikien tapauksessa täytyy reiät mitoittaa mallintamalla, tai sopivaa laskentamenetelmää, kuten kaistamenetelmää soveltaen. Suurempien reikien pieliin on edullisinta asettaa vapaan reunan rauditus kuvan 31 tapaan.



**kuva 31.** Vapaan reunan raudoittaminen [3, s.86]

## 9.7 Porraselementti

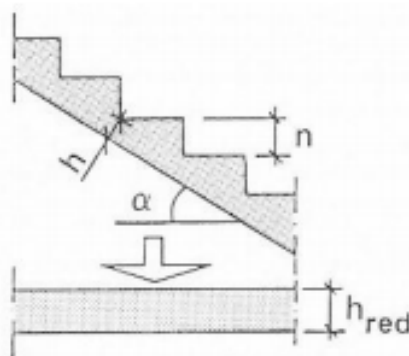
Välipohjalaattaan tehdään määrätynlainen varaus porraselementin asennusta varten ja asennusdetaljit tehdään aina kohdekohtaisesti. Porraselementin valmistaja antaa porrassyöksen liitoksesta yksityiskohtaiset tiedot rakennesuunnittelijalle, joka pienin muutoksin soveltaa detaljit yhteen välipohjan kanssa.



1. PORRASELEMENTTI
2. VÄLIPOHJALAATTA/PALKKIKAISTA RAUD.SUUN. MUKAAN
3. JÄLKIVALU 600/3

**Kuva 32.** Porraselementin liittyminen välipohjaan. [M.Remes]

Porraselementin paino saadaan parhaiten elementtitoimittajalta, mutta painoa voidaan myös arvioida laskennallisesti. Porrassyösy voidaan käsitellä laattana kaavan mukaan:



**Kuva 33.** Porraselementin paino [8 s.547]

$$h_{red} = \frac{h}{\cos\alpha} + \frac{n}{2}$$

jossa

$h$  = porrslaatan paksuus

$n$  = portaan kaltevuus

$\alpha$  = portaan nousu

Lasketaan porraselementin omapaino:

$$\text{pinta ala: } 1,2\text{m} * 2,4\text{m} = 2,88\text{m}^2$$

$$h_{\text{red}} = 0,26\text{m}$$

$$gd = 2,88\text{m}^2 * 0,26\text{m} * 25\text{kN/m}^3 = 18,72\text{kN}$$

Hyötykuorma portaassa =  $3\text{kN/m}^2$

$$qd = 2,88\text{m}^2 * 3\text{kN/m}^2 = 8,64\text{ kN}$$

$$F_p = 1,15 * 18,72\text{kN} + 1,5 * 8,64\text{kN} = \sim 34,5\text{kN (MRT)}$$

## 9.8 Palkkikaistat

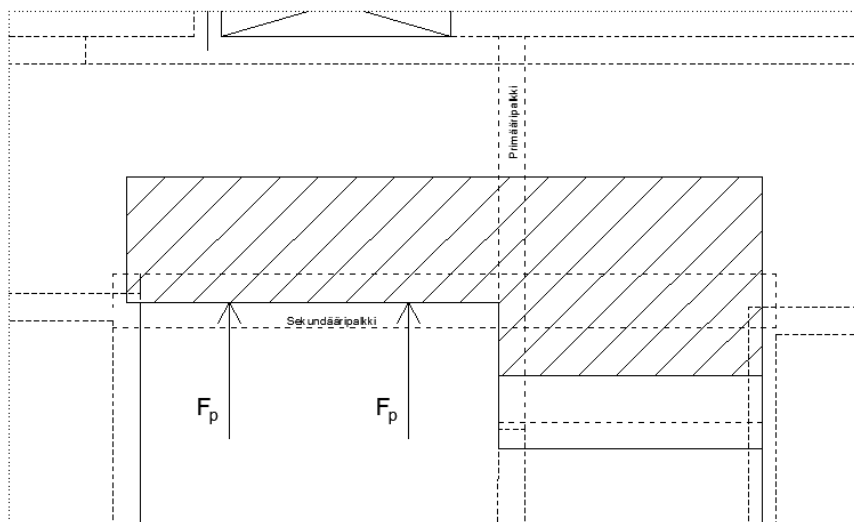
Porrasaukollissa laatoissa syntyy usein tilanne, jossa laatan vapaalle reunalle saadaan suuria mitoituskuormia. Laatan vapaan reunan riittävä jäyhyys varmistetaan vahvistamalla reuna palkkikaistalla, jonka siis ajatellaan toimivan kuin laatan sisäinen palkki. Palkkikaistan toimintaa voidaan simuloida FEM-ohjelmalla, mutta näiden toimintaa on hyvä tarkistaa myös statiikan keinoin.

Tässä tapauksessa porrashuoneen laattaa mitoitetaan tilanteessa, jossa huoneistot ajatellaan olevan tyhjinä ja porrashuoneessa on täysi kuorma. Tämä johtuu siitä, että porrashuone on verrattain pieni muihin kenttiin nähden ja sijaitsee keskeisellä paikalla, joten viereisten kenttien ollessa kuormitettuna pienenevät porrashuoneen laatan momentit tehokkaasti.

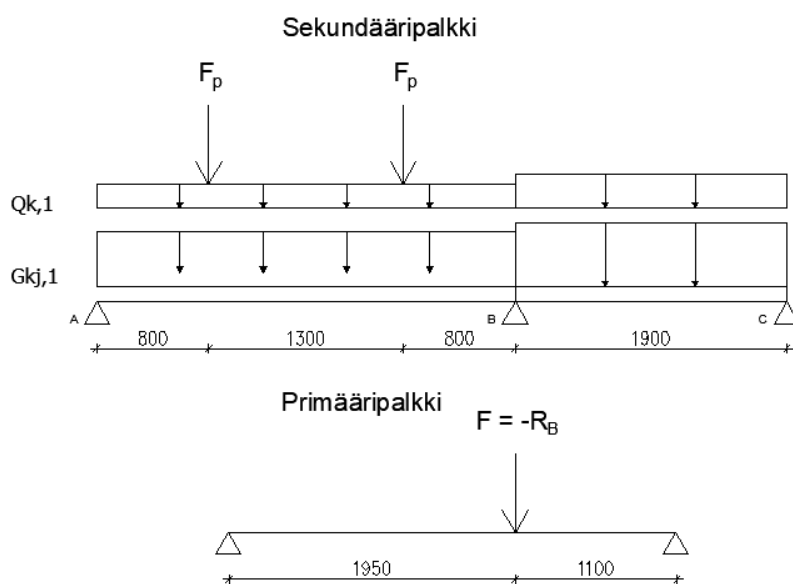
### 9.8.1 palkkikaistan mitoitus

Esimerkkikohteessa porrashuoneen laatta vahvistetaan risteävillä palkkikaistoilla, jossa sekundääri-  
nen palkki ottaa kuorman laatalta sekä porrassyöksyiltä ja tämän tukirektio tulee kuormaksi primääripalkille. Näin ajateltuna saadaan palkin mitoitettavalle momentille alarajaratkaisu, eli varmalla puolella oleva momentti.

Statiikkaratkaisu sekundääripalkille (kuva 36) kuvastaa laatan vapaata reunaa, johon kuormat jakautuvat kuvan 34. tavoin. Palkki on kaksiaukkoinen nivelellisesti tuettu palkki, jossa tuki [B] kuvastaa primääripalkkia. Palkkien tuet on oltava nivelellisiä, jotta palkki saa mahdollisimman suuren momentin.



**Kuva 34.** Palkkikaistan kuormat



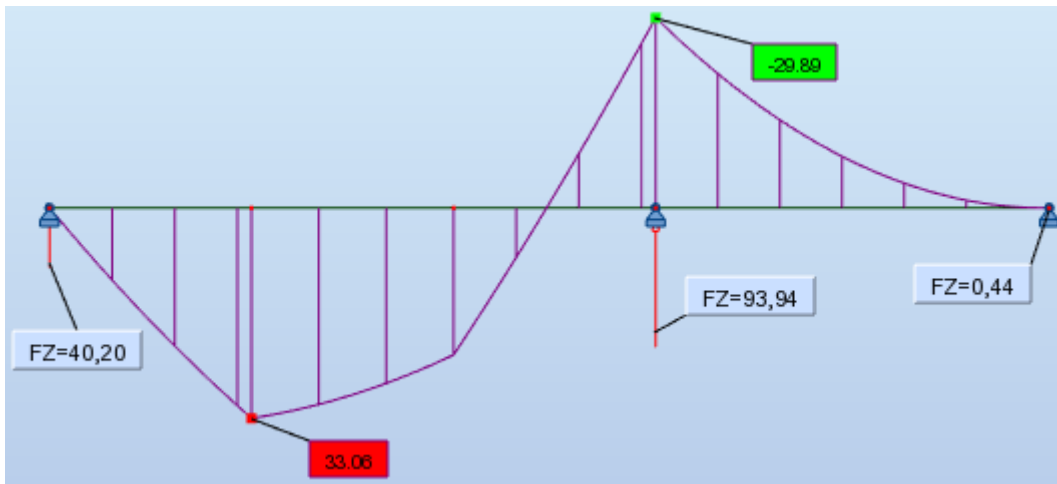
**Kuva 35.** Palkkikaistan rakennemalli

jossa

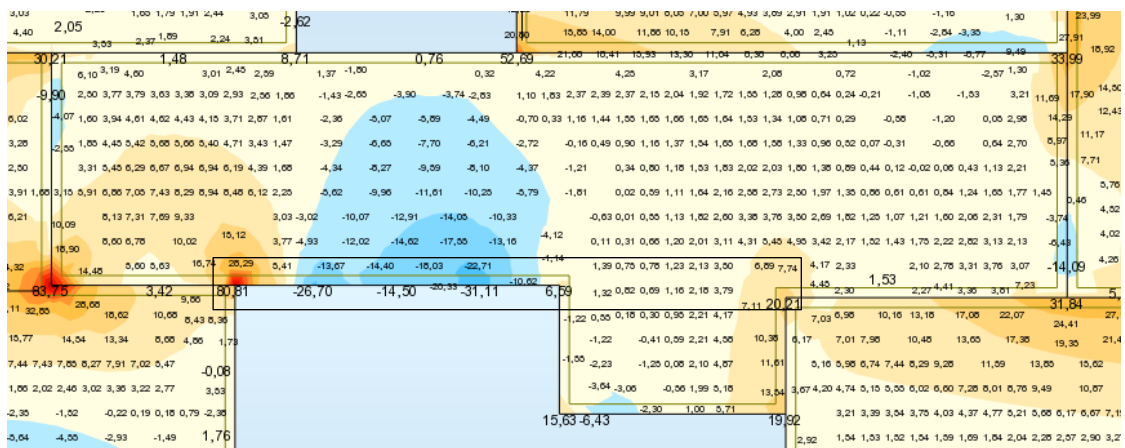
$F_B$  = porraselementin kuorma

$Q_{k,1}$  = omapaino

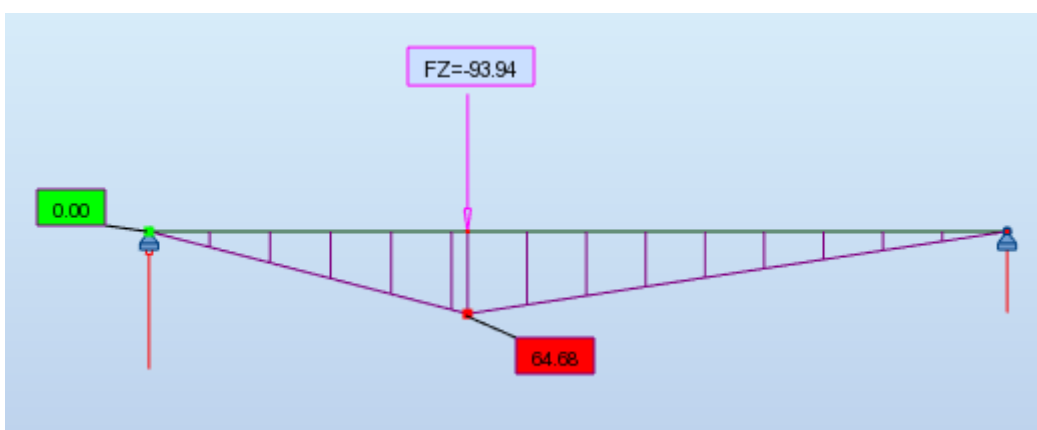
$G_{k,1}$  = hyötykuorma



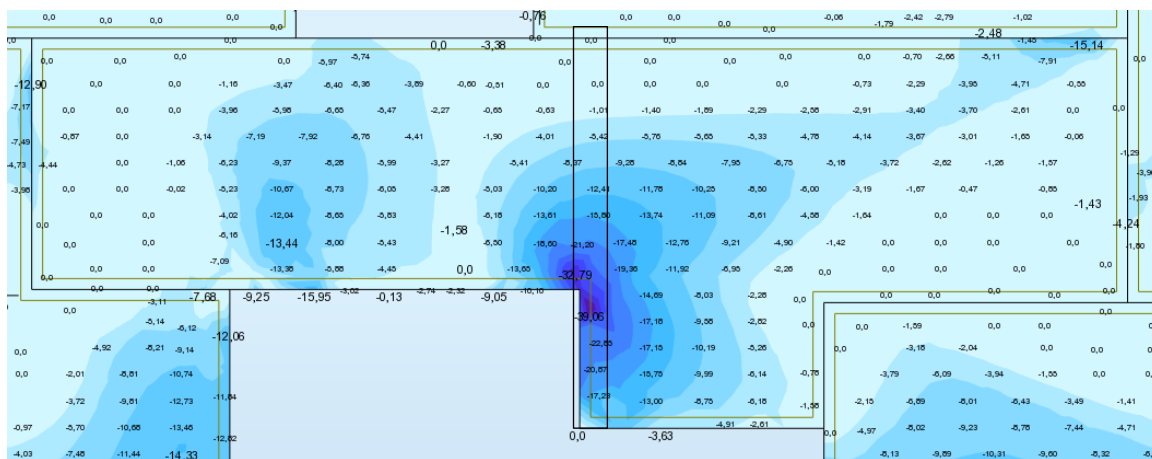
Kuva 36. Statiikkaratkaisu sekundääripalkin voimasuureista.



Kuva 37. 3D mallin ratkaisu sekundääripalkin momentille.



Kuva 38. Statiikkaratkaisu primääripalkin voimasuureista.



**kuva 39.** 3D mallin ratkaisu sekundääripalkin momentille.

3D mallissa kuormien jakautuminen on pitkälti erilaista ja ero ratkaisumallien välillä on huomattava. Näin voidaan kuitenkin tarkastella palkkikaistan toimintaa ja rauditus valita tulkitsemalla näitä tuloksia.

**Taulukko 9.2.** Ratkaisumallien vertailu

	Staattinen [kNm/m]	3D [kNm/m]
Sekundääri	33,06	31,11
Primääri	64,68	39,06

## 10 POHDINTA

Teräsbetonirakenteet ovat rakennesuunnittelun kuningaslaji. Se on kiehtovaa juuri sen monimutkaisuudesta johtuen. Betoni ja teräs ovat kuin yhteen luotuja, yhdessä ne muodostavat materiaalin, jolla on ylivoimaisia ominaisuuksia. Betoni kestää, eristää ääntä ja on palamaton. Nämä ominaisuudet tekevät siitä parhaan ratkaisun välipohjarakenteena.

Niiden suunnitteluun liittyy paljon haasteita, joita suunnittelijoiden on työssään ratkottava. Eurocodet ovat laadittu rakenteiden suunnittelun yhdenmukaistamiseksi ja ovat osaltaan syrjäyttäneet kansalliset mitoitusohjeet. Eurocoden tulkinta on kuitenkin osin ristiriitainen kansallisten ohjeiden kanssa, jolloin on päädytty ristiinkäyttämään näitä ohjeita. Joskus nämä voivat herättää tulkintakysymyksiä.

Mitoitusohjelmat ovat rakennesuunnittelussa tehokas apuväline, mutta aina on muistettava kriittisyys ja pitää yllä myös peruslaskentaosaamista. Parhaillaan näiden menetelmien yhteensovittaminen tuo varmuutta ja voidaan ennakkoluulottomasti käyttää materiaalien parhaat ominaisuudet aina osavarmuustekijöihin saakka.

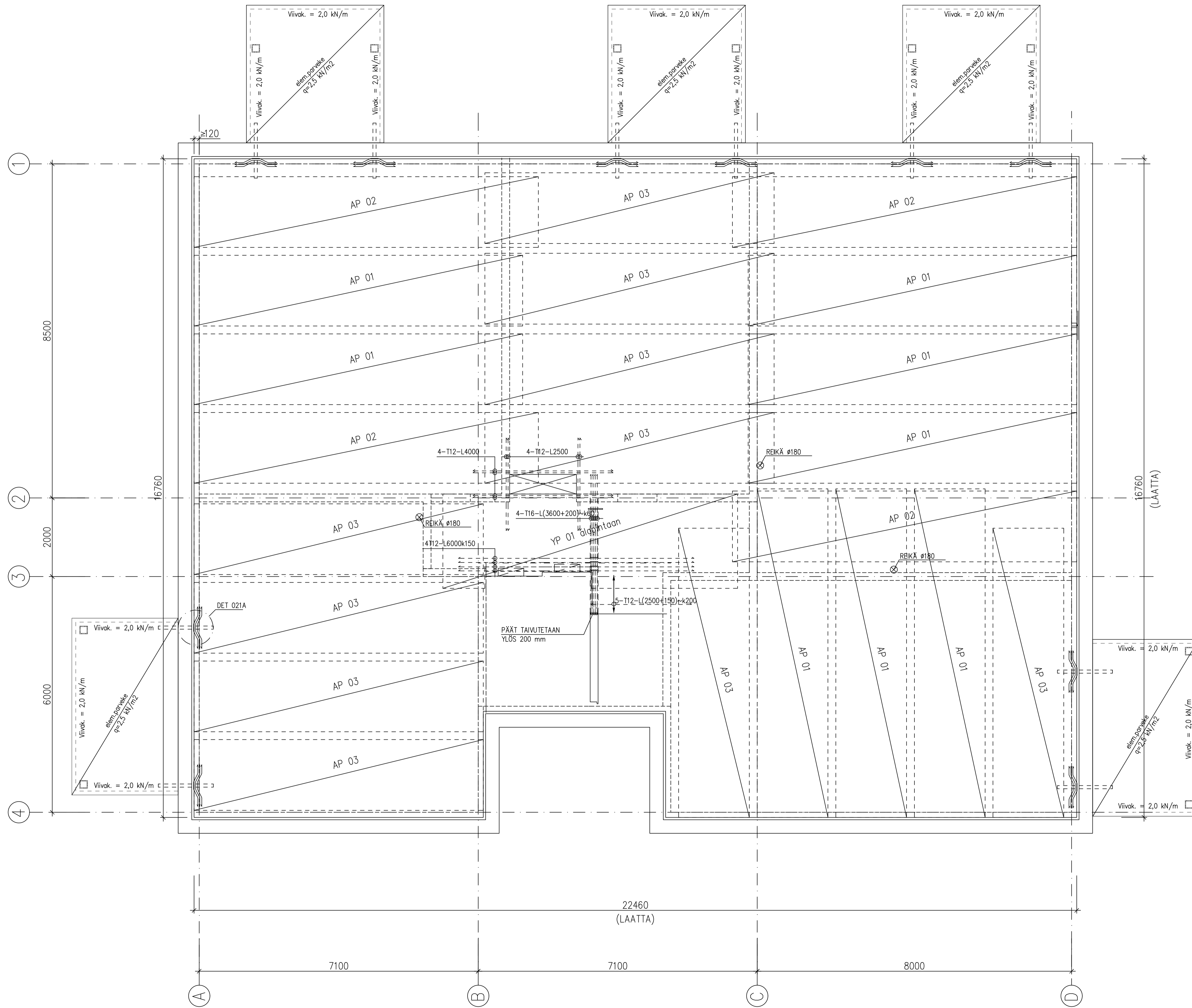
## 11 LÄHDELUETTELO

1. Matti V. Leskelä, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus by 210, 2008  
Suomen Betoniyhdistys r.y.
2. Suomen rakennusinsinöörien liitto, Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat  
RIL 201-1-2017
3. Suomen betoniyhdistys r.y. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 2 by 211, 2014
4. Suomen rakennusinsinöörien liitto, Teräsbetonirakenteet RIL 125, 1986
5. Saarinen Eero, Kähkönen Leo, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 2, by 202, 2004,  
Suomen Betoniyhdistys r.y.
6. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan Osa 3: Laatat, kuva 3 (15.3.2018)
7. Suomen betoniyhdistys r.y. Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu–opas suunnittelijoille BY68,  
2016
8. Saarinen Eero, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 3, by 202, Suomen Betoniyhdistys  
r.y.
9. Suomen rakennusinsinöörien liitto, Betonirakenteiden suunnitteluohje, eurokoodit EN 1992-1-1  
ja EN 1992-1-2, RIL 202-2011

## 12 LIITTEET

1. Raudoitus piirustukset
  - i. Alapinnan alemmat
  - ii. Alapinnan ylemmät
  - iii. Yläpinta
2. Mitoitus MBP-menetelmä
3. Taulukkosarja 1

# alapinnan alemmat



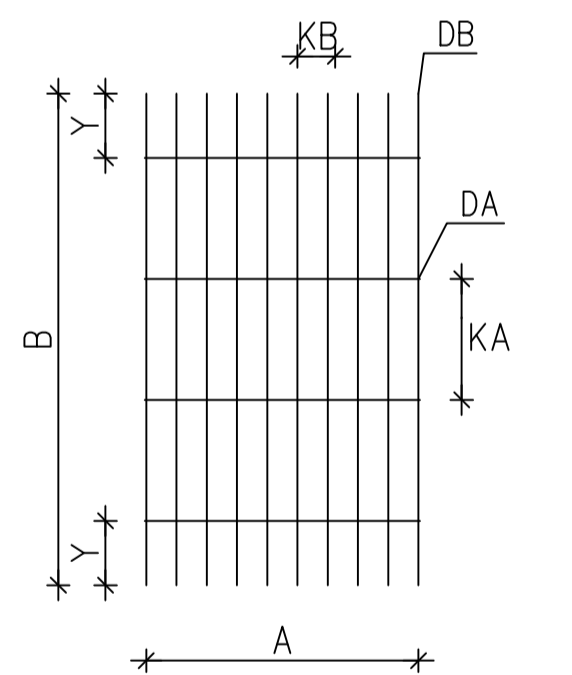
BETONI:	C30/37	SFS-EN 13670 JA SFS 5975
KIVIAINES:	SUURIN RAEKOKO 16 mm	
TERÄS:	TW=A500HW	HITSATTAVA
SFS-EN 13670, SFS 5975	S=S235JRG2	PYÖRÖTERÄS
	K=B500K	VERKOT
	E=AISI304	RUOSTUMATTOMAT TERÄSOSAT
SUUNNITTELUKÄYTTÖIKÄ:	50 v	
HITSAUSLUOKKA:	C	EN ISO 17660-1 TAI 17660-2
SEURAAAMUSLUOKKA:	CC2	SFS-EN 1990 + A1 + AC
TÖTEUTUSLUOKKA:	2	SFS-EN 13670 JA SFS 5975
PALOLUOKKA	R60	
TOLERANSSILUOKKA:	1	SFS-EN 13670 JA SFS 5975
TERÄSBETONILAATTA:	HL=260 mm	

RASITUSLUOKKA: XC1 LÄMPIMÄT SISÄTILAT YLEENSÄ  
XC3,4, XF1 PARVEKELAATAT

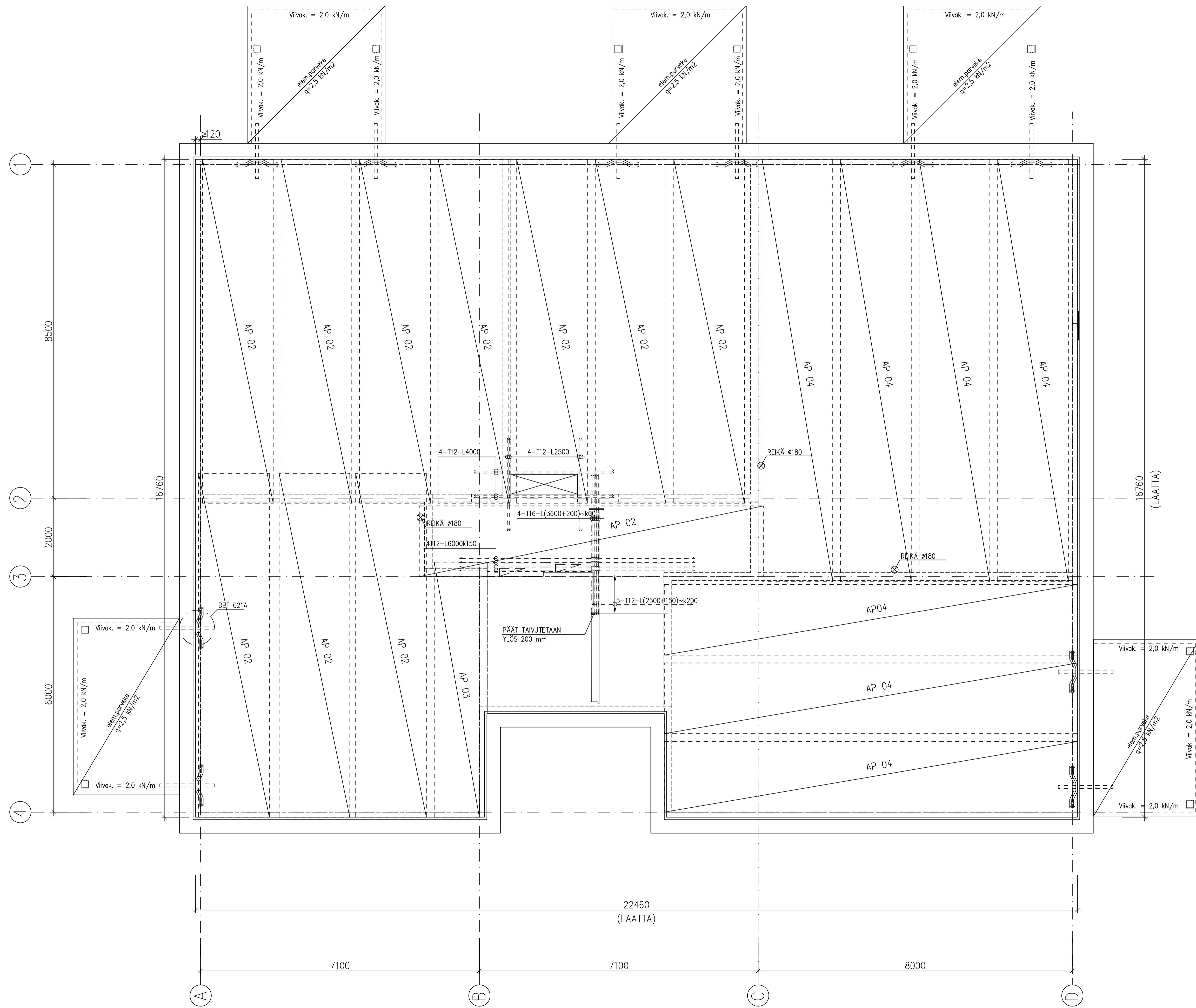
BETONIPEITE: 20 mm (+/-10) YLEENSÄ  
60 mm (+/-10) MAATA VASTEN VALETTAESSA  
BY 45 / BLY 7 VAATIMUKSET KS. RAKENNETYYPPI  
SFS-EN 13670

BETONILATTIAT: REIKIEN LISÄRAUD. JOKA SIVULLA 2T12 L=REIKÄ+1500mm, ELLEI TOISIN MAINITTU  
BETONIPINNAT: KAISTARAUDOITTEET ASENNETAAN SITEN, ETTÄ PÄÄTERÄKSEN OVAT ALIMPINA  
MUUT TIEDOT: RAUDOITUKSET ON ULOTETTAVA ULKOSEINÄN PÄÄLLE VÄHINTÄÄN 120 mm.  
LIMITYS TUELLA VÄHINTÄÄN TUEN LEVEYS = 200mm  
KAISTARAUDOITTEIDEN MAKSIMIIVÄLI PÄÄTERÄSTEN SUUNNASSA 200mm  
LATTIAKAIVOJEN KOHDALLA VOIDAAN TERÄKSIÄ KATKOA ENINTÄÄN 1 kpl.

TYPE	POS	GRADE	DA	DB	KA	KB	A	B	X	Y	KG	KPL	TOTAL (KG)
AP	01	T	8	12	800	200	1800	8300	-	-	82,43	8	659,5
AP	02	T	8	10	800	200	1800	8800	-	-	62,85	14	942,7
AP	03	T	8	10	800	200	1800	7360	-	-	52,79	11	580,7
AP	04	T	8	10	800	200	1800	10800	-	-	76,62	7	536,3
HITSAUSLIITOKSEN TYYPPI FL30													2719



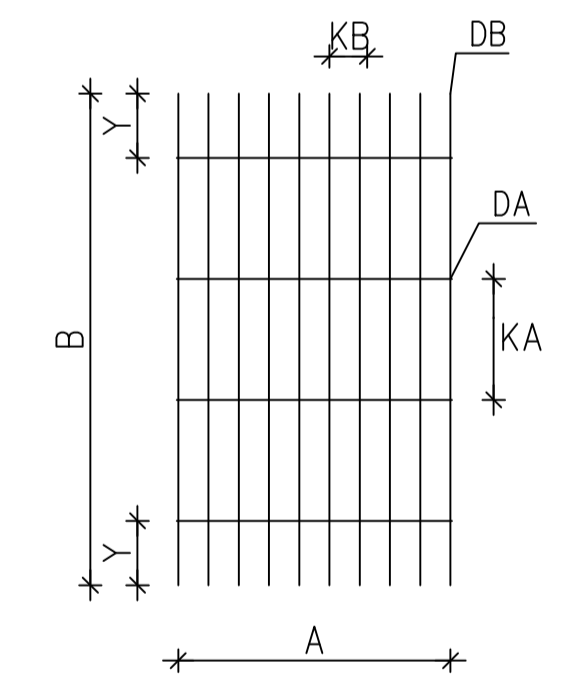
# alapinnan ylemmät

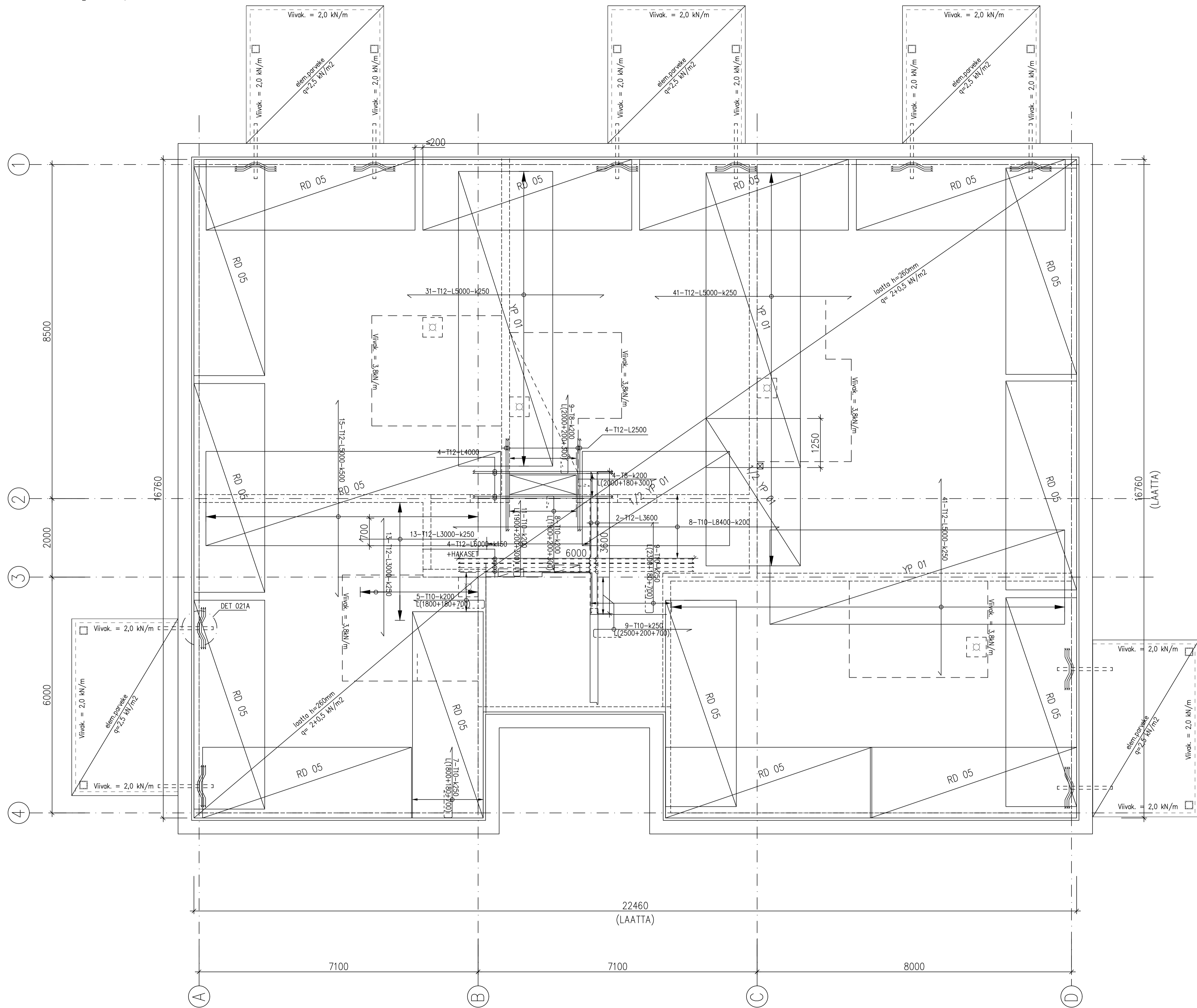


- BETONI:** C30/37  
**KIVAINES:** SUURIN RAEKOKO 16 mm  
**TERÄS:** TW=A500HW  
 SFS-EN 13670, SFS 5975 S=S235JRG2  
 K=B500K  
 E=AISI304
- SUUNNITTELUKÄYTTÖIKÄ:** 50 v  
**HITSAUSLUOKKA:** C  
**SEURAAMUSLUOKKA:** CC2  
**TOTEUTUSLUOKKA:** 2  
**PALOLUOKKA:** R60  
**TOLERANSSILUOKKA:** 1  
**TERÄSBETONILAATTA:** HL=260 mm
- RASITUSLUOKKA:** XC1  
 XC3,4, XF1  
**BETONIPEITE:** 20 mm (+/-10)  
 60 mm (+/-10)  
 BY 45 / BLY 7
- BETONILATTIAT:**  
**BETONIPINNAT:**  
**MUUT TIEDOT:**  
 REIKIEN LISÄRAUD. JOKA SIVULLA 2T12 L=REIKÄ+1500mm, ELLEI TOISIN MAINITTU  
 KAISTARAUDOITTEET ASENNETAAN SITEN, ETTÄ PÄÄTERÄKSEN OVAT ALMPPINA  
 RAUDOITUKSET ON ULOTETTAVA ULKOSEINÄN PÄÄLLE VÄHINTÄÄN 120 mm.  
 LIMITYS TUELLA VÄHINTÄÄN TUEN LEVEYS = 200mm  
 KAISTARAUDOITTEIDEN MAKSIMIVÄLI PÄÄTERÄSTEN SUUNNASSA 200mm  
 LATTIAKAIVOJEN KOHDALLA VOIDAAN TERÄSIÄ KATKOA ENINTÄÄN 1 kpl.
- SFS-EN 13670 JA SFS 5975**  
**HITSATTAVA**  
**PYÖRÖTERÄS**  
**VERKOT**  
**RUOSTUMATTOMAT TERÄSOSAT**  
**EN ISO 17660-1 TAI 17660-2**  
**SFS-EN 1990 + A1 + AC**  
**SFS-EN 13670 JA SFS 5975**  
**SFS-EN 13670 JA SFS 5975**  
**LÄMPIMÄT SISÄTILAT YLEENSÄ**  
**PARVEKELAATAT**  
**YLEENSÄ**  
**MAATA VASTEN VALETTAESSA**  
**VAATIMUKSET KS. RAKENNETYYPPI**  
**SFS-EN 13670**

2. KERROKSEN KATTO, VALMISPINTA +106.30  
 KAISTARAUDOITE, ALAPINTA

TYPE	POS	GRADE	DA	DB	KA	KB	A	B	X	Y	KG	KPL	TOTAL (KG)
AP	01	T	8	12	800	200	1800	8300	-	-	82,43	8	659,5
AP	02	T	8	10	800	200	1800	8800	-	-	62,85	14	942,7
AP	03	T	8	10	800	200	1800	7360	-	-	52,79	11	580,7
AP	04	T	8	10	800	200	1800	10800	-	-	76,62	7	536,3
HITSAUSLIITOKSEN TYYPPI FL30													2719





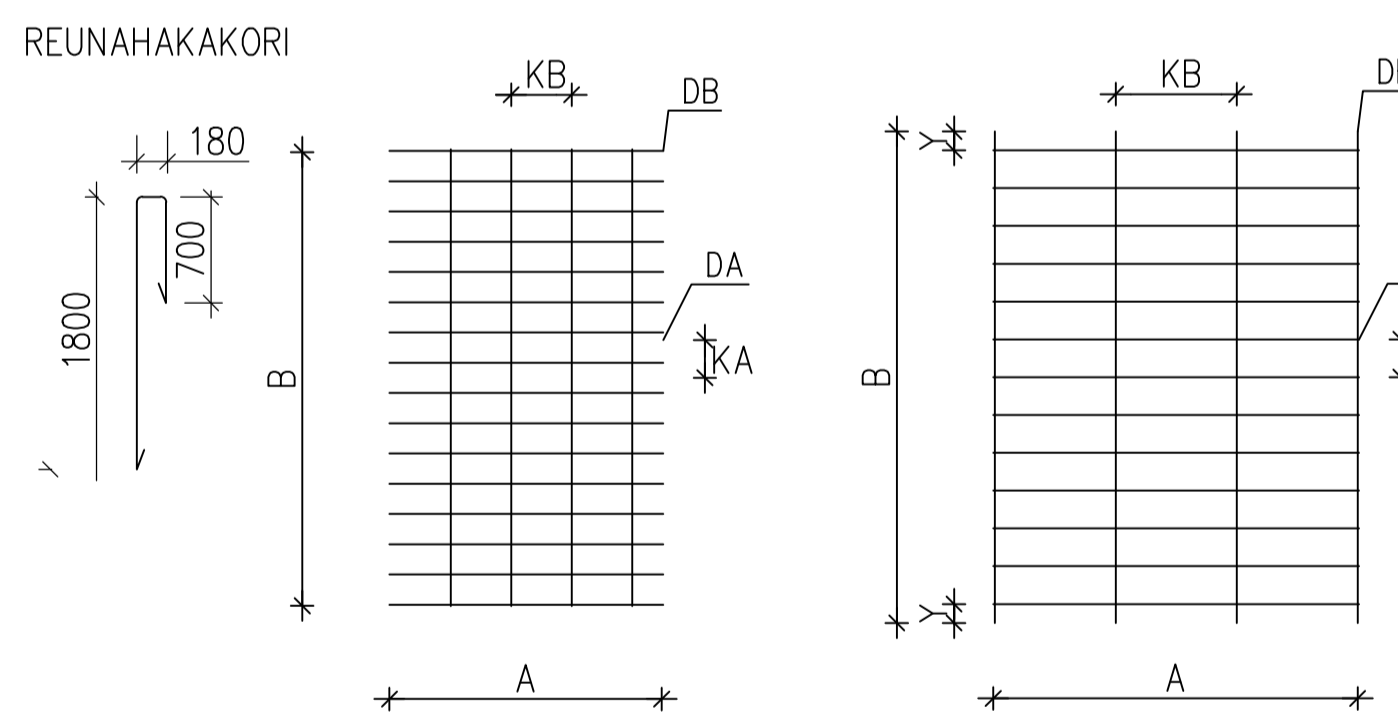
**RASITUSLUOKKA:** XC1  
**BETONIPEITE:** XC3,4, XF1  
 20 mm (+/-10)  
 60 mm (+/-10)  
 BY 45 / BLY 7

**LÄMPIMÄT SISÄTILAT YLEENSÄ**  
 PARVEKELAATAT  
 YLEENSÄ  
 MAATA VASTEN VALETTAESSA  
 VAATIMUKSET KS. RAKENNETYYPI  
 SFS-EN 13670

**BETONILATTIAT:**  
**MUUT TIEDOT:**  
 REIKIEN LISÄRAUD. JOKA SIVULLA 2T12 L=REIKÄ+1500mm, ELLEI TOISIN MAINITTU  
 KAISTARAUDOITTEET ASENNETAAN SITEN, ETTÄ PÄÄTERÄKSEN OVAT ALIMPINA  
 RAUDOITUKSET ON ULOTETTAVA ULKOSEINÄN PÄÄLLE VÄHINTÄÄN 120 mm.  
 LIMITYS TUELLA VÄHINTÄÄN TUEN LEVEYS = 200mm  
 KAISTARAUDOITTEIDEN MAKSIMIVÄLI PÄÄTERÄSTEN SUUNNASSA 200mm  
 LATTIKAIVOJEN KOHDALLA VOIDAAN TERÄKSIÄ KATKOA ENINTÄÄN 1 kpl.

2. KERROKSEN KATTO, VALMISPINTA +106.30  
KAISTARAUDOITE, YLÄPINTA

TYPE	POS	GRADE	DA	DB	KA	KB	A	B	X	Y	KG	KPL	TOTAL (KG)
YP	01	T	12	12	250	800	2400	7500	-	-	92,70	6	556,5
RD 05	01	T	10	10	200	400	2700*	5400	-	-	56,64	15	849,6
HITSAUSLIITOKSEN TYYPI FL30													
*1800+180+700												1406	



## Ristiin kantava laatasto

MBP

tasaus B-menetelmän mukaan

### Murtorajutilan laskentakuorma

Laskentakuormat:	gd	1,15*7,74	8,9 kN/m <sup>2</sup>
	qd	1,5*2,5	3,75 kN/m <sup>2</sup>
	pd=		12,7 kN/m <sup>2</sup>

Laatan paksuus 0,26 m

Laatta	$L_x$ (m)	$pdL_x^2$ (kNm/m)	$qdL_x^2$ (kNm/m)
1	7,90	790	234
2	6,40	518	154
3	8,16	842	250
4	7,46	704	209
5	2,10	56	17
6	2,10	56	17
7	6,16	480	142

### Perustusten momentit

Kenttä 1: tukemistapaus 4,  $L_y/L_x = 1,09$

	$a_{ys}$	$pdL_x^2$ (kNm/m)	kNm/m
$m_{xs}$	0,04645	790	36,7
$m_{ys}$	0,04375	790	34,5
$m_{xf}$	0,03527	790	27,8
$m_{yf}$	0,03167	790	25,0

Kenttä 2: tukemistapaus 7,  $L_y/L_x = 1,35$

	$a_{ys}$	$pdL_x^2$ (kNm/m)	kNm/m
$m_{xs}$	0,04865	518	25,2
$m_{ys}$	0,0317	518	16,4
$m_{xf}$	0,03125	518	16,2
$m_{yf}$	0,0193	518	10,0

Kenttä 3: tukemistapaus 4,  $L_y/L_x = 1,31$

	$a_{ys}$	$pdL_x^2$ (kNm/m)	kNm/m
$m_{xs}$	0,05756	842	48,5
$m_{ys}$	0,04803	842	40,5
$m_{xf}$	0,04246	842	35,8
$m_{yf}$	0,03103	842	26,1

Kenttä 4: tukemistapaus 3 ja 4,  $L_y/L_x = 1,09$

	$a_{ys}$	$pdL_x^2$ (kNm/m)	kNm/m
$m_{xs}$	0,01072	704	7,5
$m_{ys}$	0,04375	704	30,8
$m_{xf}$	0,04283	704	30,2
$m_{yf}$	0,04533	704	31,9

Kenttä 5: tukemistapaus 4 ja 7,  $L_y/L_x = 1,25$

	$a_{ys}$	$pdL_x^2$ (kNm/m)	kNm/m
$m_{xs}$	0,07015	56	3,9
$m_{ys}$	0,04046	56	2,3
$m_{xf}$	0,04411	56	2,5
$m_{yf}$	0,01992	56	1,1

Kenttä 6: tukemistapaus 3,  $L_y/L_x = 1,47$

	$a_{ys}$	$pdL_x^2$ (kNm/m)	kNm/m
$m_{xs}$	0,06864	56	3,8
$m_{ys}$	0,03920	56	2,2
$m_{yf}$	0,04305	56	2,4
$m_{yf}$	0,01937	56	1,1

Kenttä 7: tukemistapaus 2 ja 4,  $L_y/L_x = 1,71$

	$a_{ys}$	$pdL_x^2$ (kNm/m)	kNm/m
$m_{xs}$	0,08420	480	40,4
$m_{xf}$	0,06028	480	28,9
$m_{yf}$	0,03002	480	14,4

#### Suhteelliset jäykkyyksluvut

$k_{1.2}$	0,838
$k_{1.4}$	0,893 sama kuin $k_{1.5}$
$k_{2.1}$	0,913 sama kuin $k_{2.3}$
$k_{2.5}$	1,143 sama kuin $k_{2.6}$
$k_{3.2}$	0,698 sama kuin $k_{3.6}$
$k_{3.7}$	0,850
$k_{4.1}$	0,856
$k_{5.4}$	3,181 sama kuin $k_{5.6}$
$k_{5.2}$	2,102 sama kuin $k_{5.1}$
$k_{6.2}$	2,160 sama kuin $k_{6.7}$
$k_{6.3}$	3,197
$k_{7.3}$	0,702 sama kuin $k_{7.6}$

**Tukimomenttien tasaus**

kNm/m		
Tuki 1.2:	36,7	25,2
	$\Delta m =$	11,5
	$\Delta m_1$	5,5
	$\Delta m_2$	6,0
	$\Delta m_{1.2}$	30,7

kNm/m		
Tuki 2.3:	48,5	25,2
	$\Delta m =$	23,3
	$\Delta m_1$	13,2
	$\Delta m_2$	10,1
	$\Delta m_{1.2}$	38,4

kNm/m		
Tuki 7.6:	40,4	3,8
	$\Delta m =$	36,6
	$\Delta m_1$	9,0
	$\Delta m_2$	27,6
	$\Delta m_{1.2}$	12,8

kNm/m		
Tuki 1.4:	34,5	30,8
	$\Delta m =$	3,7
	$\Delta m_1$	1,9
	$\Delta m_2$	1,8
	$\Delta m_{1.2}$	32,7

kNm/m		
Tuki 2.6:	16,4	3,8
	$\Delta m =$	12,6
	$\Delta m_1$	4,4
	$\Delta m_2$	8,2
	$\Delta m_{1.2}$	8,2

kNm/m		
Tuki 1.5:	34,5	2,3
	$\Delta m =$	32,3
	$\Delta m_1$	9,6
	$\Delta m_2$	22,7
	$\Delta m_{1.2}$	11,9

kNm/m		
Tuki 3.6:	48,5	2,2
	$\Delta m =$	46,3
	$\Delta m_1$	8,3
	$\Delta m_2$	38,0
	$\Delta m_{1.2}$	10,5

kNm/m		
Tuki 2.5:	16,4	3,9
	$\Delta m =$	12,5
	$\Delta m_1$	4,4
	$\Delta m_2$	8,1
	$\Delta m_{1.2}$	8,3

kNm/m		
Tuki 3.7:	40,5	40,4
	$\Delta m =$	0,0
	$\Delta m_1$	#####
	$\Delta m_2$	#####
	$\Delta m_{1.2}$	#####

ei tasausta!

### Lopulliset kenttämomentit

Kenttä 1:	MBP	Robot
$m_{xf} =$	32,06	32,67
$m_{yf} =$	28,75	29,32

Kenttä 2:	MBP	Robot
$m_{xf} =$	16,84	16,76
$m_{yf} =$	8,10	8,13

Kenttä 3:	MBP	Robot
$m_{xf} =$	42,34	45,1
$m_{yf} =$	27,16	31,0

Kenttä 4:	MBP	Robot
$m_{xf} =$	***	29,24
$m_{yf} =$	***	27,03

Kenttä 5:	MBP	Robot
$m_{xf} =$	***	
$m_{yf} =$	***	

Kenttä 6:	MBP	Robot
$m_{xf} =$	28,90	33,4
$m_{yf} =$	14,40	14,3

### Tukimomenttien suhde

Tuki	MBP	MBP*	Robot
1 2	30,7	50	53,27
2 3	38,4	62,6	65,25
1 4	32,7	54	60,31
3 6	40,5	66,8	68,85

\*korjattu taulukon 6.4 kertoimilla

### Lävistyskestävyys

$d_y$	243,4 mm
$d_x$	230,2 mm
$d_{Eff}$	236,8 mm
$\rho_{Iy}$	0,00186
$\rho_{Ix}$	0,00196
$\rho_L$	0,00191
D	331,5 mm
$C_{rd,s}$	0,12
k	1,9190
$V_{rd,c}$	0,4121 Mpa
$V_{ed}$	0,316 Mpa (robot)
käyttöaste	76,7 %

## Kenttäraudoitus

$A_s$	$\text{mm}^2$
φ8	50,3
φ10	78,5
φ12	113,1
φ16	201,1

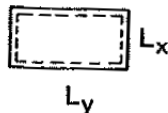
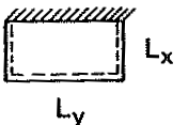

Mitoitusarvot		
$f_{cd}$	17 MPa	$10^6 \text{ N/m}^2$
$f_{yd}$	434,8 MPa	
$f_{ctm}$	2,9 MPa	

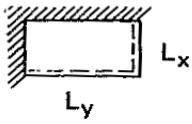
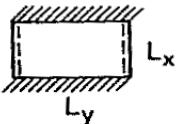
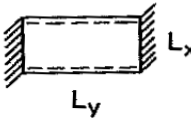
Laatta	suunta	M kNm	b	d	$\mu$	$\beta$	z	$A_s$	$A_{s,min}$	φ10	tod.kpl/m	s [m]
Kenttä 1:	$m_{xf} =$	33,86	1	0,233	0,0366	0,03726	0,2291	340	352	4,481386	5	200
	$m_{yf} =$	30,66	1	0,220	0,0372	0,03791	0,2160	326	352	4,481386	5	200
Kenttä 2:	$m_{xf} =$	19,58	1	0,233	0,0211	0,02137	0,2309	195	352	4,481386	5	200
	$m_{yf} =$	8,17	1	0,220	0,0099	0,00996	0,2191	86	352	4,481386	5	200
Kenttä 3:	$m_{xf} =$	45,67	1	0,233	0,0493	0,05060	0,2275	462	352	5,878665	6	167
	$m_{yf} =$	31,69	1	0,220	0,0384	0,03921	0,2159	338	352	4,481386	5	200
Kenttä 4:	$m_{xf} =$	31,42	1	0,233	0,0339	0,03452	0,2294	315	352	4,481386	5	200
	$m_{yf} =$	28,65	1	0,220	0,0348	0,03538	0,2163	305	352	4,481386	5	200
Kenttä 5:	$m_{xf} =$	31,28	1	0,228	0,0353	0,03592	0,2243	321	352	4,481386	5	200
	/6	$m_{yf} =$	32,17	1	0,215	0,0409	0,04173	0,2107	351	352	4,481386	5
Kenttä 7:	$m_{xf} =$	35,06	1	0,228	0,0395	0,04035	0,2238	360	352	4,58762	5	200
	$m_{yf} =$	14,22	1	0,215	0,0181	0,01823	0,2132	153	352	4,481386	5	200

## LIITE 2: Taulukkosarjat

## Massiivilaatastojen laskumenetelmän taulukot, Taulukkosarja I:

Taulukko 1 Momenttikertoimet  $\alpha$ . Taulukkosarja I [4, s.307-308].

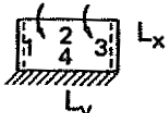
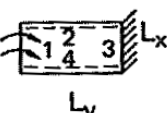
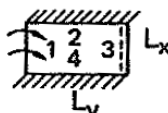
Tuenta- tapaus	1		2			3		
								
$\frac{L_y}{L_x}$	$a_{yf}$ (1)	$a_{xf}$ (2)	$a_{xs}$ (3)	$a_{yf}$ (4)	$a_{xf}$ (5)	$a_{ys}$ (6)	$a_{yf}$ (7)	$a_{xf}$ (8)
1,0	0,0555	0,0555	0,0575	0,0368	0,0429	0,0575	0,0429	0,0368
1,1	564	628	626	364	471	632	456	435
1,2	564	694	672	355	505	684	472	494
1,3	555	754	714	343	536	728	480	548
1,4	542	807	752	331	560	761	478	597
1,5	526	854	786	320	577	786	469	643
1,6	508	894	816	310	592	800	456	686
1,7	492	928	842	301	602	807	442	726
1,8	478	958	864	293	610	807	430	762
1,9	469	982	884	286	620	804	426	796
2,0	464	996	900	280	632	800	426	828
$\infty$		1250	1250		704			

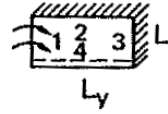
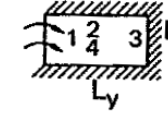
Tuenta- tapaus	4				5			6		
										
$\frac{L_y}{L_x}$	$a_{ys}$ (9)	$a_{xs}$ (10)	$a_{yf}$ (11)	$a_{xf}$ (12)	$a_{xs}$ (13)	$a_{yf}$ (14)	$a_{xf}$ (15)	$a_{ys}$ (16)	$a_{yf}$ (17)	$a_{xf}$ (18)
1,0	0,0415	0,0415	0,0314	0,0314	0,0479	0,0232	0,0310	0,0479	0,0310	0,0232
1,1	440	470	317	357	510	224	330	536	339	276
1,2	462	522	316	392	537	217	347	588	364	322
1,3	479	571	311	422	558	211	361	635	383	369
1,4	492	617	304	448	577	206	374	673	397	417
1,5	503	661	294	471	594	201	385	703	405	465
1,6	511	702	283	489	609	196	394	729	409	511
1,7	517	740	272	505	622	190	400	751	409	555
1,8	520	775	261	516	635	184	405	770	405	595
1,9	521	808	253	529	648	177	409	785	397	631
2,0	520	840	250	538	660	168	414	790	388	664
$\infty$					833		417			

Tuenta- tapaus	7				8				9			
	$\frac{L_y}{L_x}$	$a_{ys}$ (19)	$a_{xs}$ (20)	$a_{yf}$ (21)	$a_{xf}$ (22)	$a_{ys}$ (23)	$a_{xs}$ (24)	$a_{yf}$ (25)	$a_{xf}$ (26)	$a_{ys}$ (27)	$a_{xs}$ (28)	$a_{yf}$ (29)
1,0	0,0308	0,0367	0,0212	0,0247	0,0367	0,0308	0,0247	0,0212	0,0292	0,0292	0,0167	0,0167
1,1	311	406	206	268	396	367	258	247	300	337	168	194
1,2	314	441	201	288	420	424	265	280	305	378	168	214
1,3	316	473	196	305	440	477	268	310	308	414	167	231
1,4	318	500	190	320	454	529	268	336	310	445	164	246
1,5	319	525	184	332	465	579	264	360	310	470	160	259
1,6	320	546	179	342	473	628	258	379	310	491	156	272
1,7	320	565	175	350	480	675	250	396	310	509	152	284
1,8	320	580	171	358	487	718	241	410	310	525	148	294
1,9	320	591	167	365	494	760	230	422	310	543	146	303
2,0	320	600	162	370	500	800	224	430	310	560	146	310

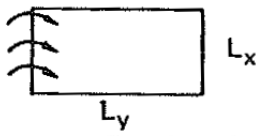
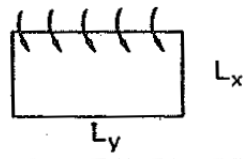
Taulukko 2. Jäykkyykskerroimet  $\beta$  ja siirtoluvut  $\sigma$ . Taulukkosarja I [4, s.308-309].

Tuenta- tapaus	2		3		4		
	$\frac{L_y}{L_x}$	$\beta_2$ (1)	$\beta_1$ (2)	$\beta_1$ (3)	$\delta_{12}$ (4)	$\beta_2$ (5)	$\delta_{21}$ (6)
1,0		6,43	6,43	7,20	0,384	7,20	0,384
1,1		5,91	6,38	7,10	355	6,61	409
1,2		5,51	6,34	7,01	328	6,15	425
1,3		5,18	6,32	6,94	302	5,73	432
1,4		4,91	6,30	6,87	275	5,40	432
1,5		4,69	6,29	6,82	0,248	5,11	0,426
1,6		4,50	6,28	6,77	223	4,88	413
1,7		4,34	6,28	6,72	198	4,68	393
1,8		4,21	6,28	6,68	170	4,50	371
1,9		4,09	6,28	6,65	146	4,34	351
2,0		3,98	6,28	6,62	0,120	4,19	0,332
$\infty$		3,00					

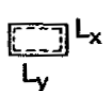
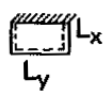
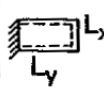
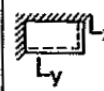
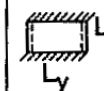
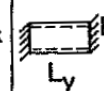
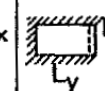
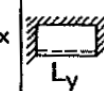
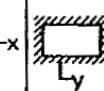
Tuenta- tapaus	5		6		7				
									
$\frac{L_y}{L_x}$	$\beta_2$ (7)	$\delta_{24}$ (8)	$\beta_1$ (9)	$\delta_{13}$ (10)	$\beta_1$ (11)	$\delta_{12}$ (12)	$\beta_2$ (13)	$\delta_{21}$ (14)	$\delta_{24}$ (15)
1,0	6,65	0,202	6,65	0,202	7,78	0,358	7,35	0,292	0,137
1,1	6,24	225	6,54	180	7,63	330	6,80	316	159
1,2	5,90	251	6,46	163	7,49	301	6,35	335	182
1,3	5,63	279	6,39	145	7,37	272	5,99	347	206
1,4	5,40	303	6,35	127	7,26	243	5,70	351	231
1,5	5,22	0,322	6,32	0,107	7,16	0,217	5,47	0,352	0,257
1,6	5,08	337	6,30	088	7,07	200	5,28	350	283
1,7	4,96	349	6,29	070	6,99	190	5,13	348	310
1,8	4,86	360	6,28	048	6,91	182	5,00	344	338
1,9	4,77	369	6,28	030	6,85	177	4,90	339	367
2,0	4,71	0,377	6,28	0,013	6,79	0,174	4,82	0,334	0,391
$\infty$	4,00	0,500							

Tuenta- tapaus	8					9					
											
$\frac{L_y}{L_x}$	$\beta_1$ (16)	$\delta_{13}$ (17)	$\delta_{12}$ (18)	$\beta_2$ (19)	$\delta_{21}$ (20)	$\beta_1$ (21)	$\delta_{13}$ (22)	$\delta_{12}$ (23)	$\beta_2$ (24)	$\delta_{21}$ (25)	$\delta_{24}$ (26)
1,0	7,35	0,137	0,292	7,78	0,358	7,88	0,058	0,257	7,88	0,257	0,058
1,1	7,23	117	266	7,17	381	7,73	042	228	7,27	284	084
1,2	7,12	102	241	6,67	398	7,59	035	206	6,78	304	115
1,3	7,03	090	217	6,21	410	7,46	031	191	6,35	317	150
1,4	6,95	081	194	5,84	414	7,34	030	180	6,00	325	189
1,5	6,88	0,073	0,171	5,51	0,415	7,23	0,030	0,171	5,72	0,331	0,232
1,6	6,82	067	151	5,24	411	7,13	030	165	5,49	335	276
1,7	6,76	063	132	5,00	404	7,04	030	160	5,31	338	320
1,8	6,71	058	112	4,78	394	6,96	030	155	5,15	339	362
1,9	6,67	055	095	4,58	380	6,88	030	152	5,02	340	399
2,0	6,63	0,052	0,080	4,40	0,362	6,81	0,030	0,149	4,91	0,340	0,428

**Taulukko 3.** Kenttämomenttien korjauskertoimet. Taulukkosarja I [4, s.310].

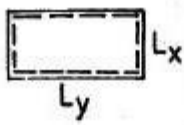
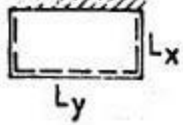
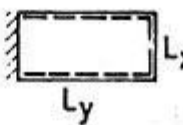
$\frac{L_y}{L_x}$				
	$\psi_y$	$\psi_x$	$\psi_y$	$\psi_x$
1,0	0,280	0,380	0,380	0,280
1,1	220	356	374	314
1,2	172	338	364	344
1,3	135	325	350	373
1,4	110	315	331	398
1,5	94	305	310	421
1,6	83	295	289	443
1,7	74	285	272	461
1,8	66	274	258	473
1,9	60	258	251	481
2,0	55	238	248	484
$\infty$				510

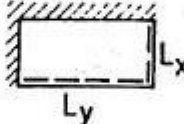
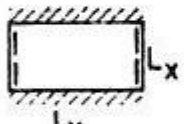
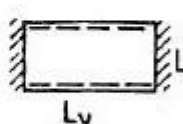
**Taulukko 4.** Kenttämomenttien muuntosuhde. Taulukkosarja I [4, s.310].

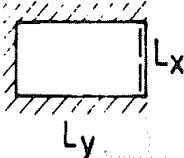
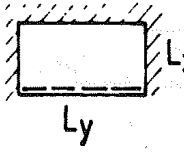
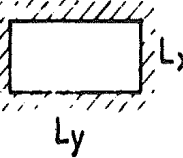
$\frac{L_y}{L_x}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
									
1,0	0,96	1,15	0,80	0,93	1,39	0,74	1,08	0,84	0,95
1,1	0,83	1,02	0,68	0,81	1,24	0,63	0,96	0,72	0,83
1,2	0,74	0,92	0,59	0,71	1,13	0,54	0,86	0,63	0,74
1,3	0,68	0,84	0,53	0,64	1,03	0,47	0,78	0,56	0,67
1,4	0,63	0,78	0,48	0,59	0,95	0,42	0,72	0,51	0,61
1,5	0,59	0,73	0,44	0,54	0,88	0,38	0,67	0,46	0,56
1,6	0,55	0,69	0,41	0,50	0,83	0,35	0,62	0,43	0,52
1,7	0,52	0,65	0,38	0,47	0,78	0,32	0,58	0,40	0,49
1,8	0,49	0,61	0,36	0,44	0,74	0,30	0,54	0,37	0,46
1,9	0,47	0,58	0,34	0,42	0,70	0,28	0,51	0,35	0,43
2,0	0,44	0,55	0,32	0,40	0,68	0,26	0,49	0,33	0,41

## Massiivilaatastojen laskumenetelmän taulukot, Taulukkosarja II:

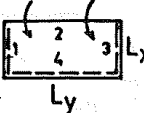
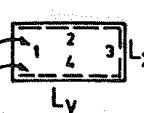
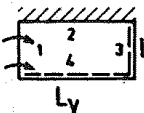
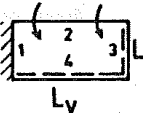
Taulukko 8. Momenttikertoimet  $\alpha$ . Taulukkosarja II [4, s.312-313].

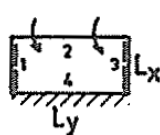
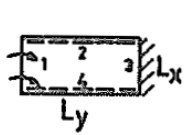
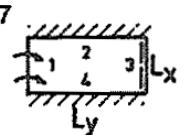
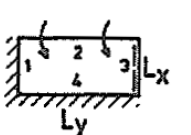
Tuenta tapaus	1 	2 	3 					
$\frac{L_y}{L_x}$	$\alpha_{yf}$ (1)	$\alpha_{xf}$ (2)	$\alpha_{xs}$ (3)	$\alpha_{yf}$ (4)	$\alpha_{xf}$ (5)	$\alpha_{ys}$ (6)	$\alpha_{yf}$ (7)	$\alpha_{xf}$ (8)
1,0	0,0555	0,0555	0,0607	0,0320	0,0468	0,0607	0,0468	0,0320
1,1	486	701	678	274	543	618	429	451
1,2	433	805	741	239	592	621	400	555
1,3	392	881	796	211	623	621	377	637
1,4	359	939	845	189	644	616	358	703
1,5	333	984	889	172	659	608	344	758
1,6	311	1020	929	158	668	599	332	803
1,7	293	1048	965	146	674	588	322	842
1,8	279	1071	1000	136	677	577	313	875
1,9	266	1090	1028	127	679	564	306	904
2,0	255	1106	1056	120	679	550	300	929
$\infty$		1250	1250		704			

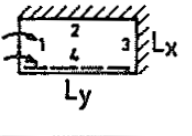
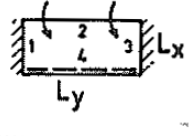
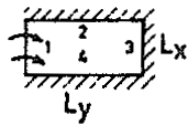
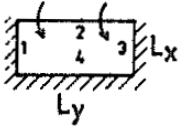
Tuenta tapaus	4 	5 	6 							
$\frac{L_y}{L_x}$	$\alpha_{ys}$ (9)	$\alpha_{xs}$ (10)	$\alpha_{yf}$ (11)	$\alpha_{xf}$ (12)	$\alpha_{xs}$ (13)	$\alpha_{yf}$ (14)	$\alpha_{xf}$ (15)	$\alpha_{ys}$ (16)	$\alpha_{yf}$ (17)	$\alpha_{xf}$ (18)
1,0	0,0430	0,0430	0,0306	0,0306	0,0479	0,0220	0,0329	0,0479	0,0329	0,0220
1,1	413	516	270	387	520	190	372	499	340	305
1,2	395	593	243	444	555	167	398	512	347	386
1,3	378	661	221	485	585	149	412	520	350	460
1,4	360	721	204	515	612	135	420	523	350	527
1,5	344	775	191	537	636	124	423	523	320	605
1,6	329	823	179	554	657	114	423	521	298	657
1,7	315	867	170	566	677	107	420	516	278	708
1,8	302	908	162	575	696	100	416	511	263	751
1,9	290	942	156	584	711	095	413	504	253	788
2,0	279	975	150	589	726	090	408	495	248	820
$\infty$					833		417			

Tuenta tapaus	7 				8 				9 			
	$\frac{L_y}{L_x}$	$\alpha_{ys}$ (19)	$\alpha_{xs}$ (20)	$\alpha_{yl}$ (21)	$\alpha_{xl}$ (22)	$\alpha_{ys}$ (23)	$\alpha_{xs}$ (24)	$\alpha_{yl}$ (25)	$\alpha_{xl}$ (26)	$\alpha_{ys}$ (27)	$\alpha_{xs}$ (28)	$\alpha_{yl}$ (29)
1.0	0.0290	0.0384	0.0200	0.0250	0.0384	0.0290	0.0250	0.0200	0.0290	0.0290	0.0169	0.0169
1.1	270	438	175	295	376	383	225	280	270	357	151	215
1.2	252	484	155	324	365	468	205	341	252	413	137	248
1.3	236	523	140	342	353	543	190	387	236	461	126	270
1.4	222	557	128	354	339	611	178	423	222	501	117	286
1.5	209	586	119	361	326	672	169	452	209	537	111	299
1.6	197	612	111	365	313	727	161	475	197	568	105	307
1.7	187	636	104	367	301	777	154	494	187	595	100	313
1.8	179	658	099	365	290	822	149	509	179	619	096	316
1.9	171	676	094	365	280	862	144	521	171	641	093	318
2.0	164	693	090	364	270	899	140	531	164	660	090	319

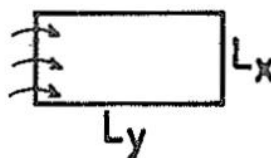
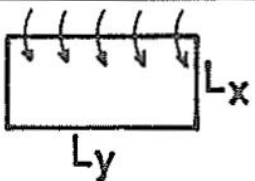
Taulukko 9. Jäykkyyksluvut  $\beta$  ja siirtoluvut  $\sigma$ . Taulukkosarja II [4, s. 313-314].

Tuenta tapaus	2 		3 		4 			
	$\frac{L_y}{L_x}$	$\beta_2$ (1)	$\beta_1$ (2)	$\beta_1$ (3)	$\delta_{12}$ (4)	$\beta_2$ (5)	$\delta_{21}$ (6)	
1,0	6,43	6,43	7,20	0,412	7,20	0,412		
1,1	5,91	6,38	7,10	392	6,61	397		
1,2	5,51	6,34	7,01	374	6,15	382		
1,3	5,18	6,32	6,94	358	5,73	368		
1,4	4,91	6,30	6,87	344	5,40	354		
1,5	4,69	6,29	6,82	0,332	5,11	0,341		
1,6	4,50	6,28	6,77	322	4,88	328		
1,7	4,34	6,28	6,72	312	4,68	315		
1,8	4,21	6,28	6,68	304	4,50	303		
1,9	4,09	6,28	6,65	297	4,34	291		
2,0	3,98	6,28	6,62	291	4,19	279		
$\infty$	3,00							

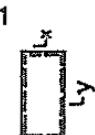
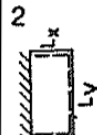
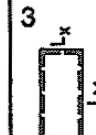

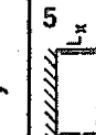
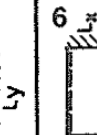



Tuenta tapaus	5 	6 	7 						
$\frac{L_y}{L_x}$	$\beta_2$ (7)	$\delta_{24}$ (8)	$\beta_1$ (9)	$\delta_{13}$ (10)	$\beta_1$ (11)	$\delta_{12}$ (12)	$\beta_2$ (13)	$\delta_{21}$ (14)	$\delta_{24}$ (15)
1,0	6,65	0,268	6,65	0,268	7,78	0,325	7,35	0,363	0,118
1,1	6,24	305	6,54	238	7,63	300	6,80	326	178
1,2	5,90	336	6,46	214	7,49	280	6,35	296	225
1,3	5,63	361	6,39	194	7,37	263	5,99	271	264
1,4	5,40	381	6,35	177	7,26	249	5,70	250	295
1,5	5,22	398	6,32	162	7,16	0,238	5,47	0,231	0,322
1,6	5,08	413	6,30	149	7,07	228	5,28	215	344
1,7	4,96	426	6,29	138	6,99	219	5,13	201	363
1,8	4,86	437	6,28	128	6,91	212	5,00	188	380
1,9	4,77	447	6,28	119	6,85	205	4,90	176	394
2,0	4,71	455	6,28	112	6,79	200	4,82	165	407
$\infty$	4,00	0,500							

Tuenta tapaus	8 		9 								
$\frac{L_y}{L_x}$	$\beta_1$ (16)	$\delta_{13}$ (17)	$\delta_{12}$ (18)	$\beta_2$ (19)	$\delta_{21}$ (20)	$\beta_1$ (21)	$\delta_{13}$ (22)	$\delta_{12}$ (23)	$\beta_2$ (24)	$\delta_{21}$ (25)	$\delta_{24}$ (26)
1,0	7,35	0,118	0,363	7,78	0,325	7,88	0	0,325	7,88	0,325	0
1,1	7,23	098	354	7,17	320	7,73	300	300	7,27	297	0,073
1,2	7,12	083	343	6,67	314	7,59	280	280	6,78	273	132
1,3	7,03	071	333	6,21	308	7,46	263	263	6,35	253	179
1,4	6,95	062	323	5,84	301	7,34	249	249	6,00	235	219
1,5	6,88	055	0,314	5,51	0,293	7,23	228	0,238	5,72	0,219	253
1,6	6,82	049	306	5,24	285	7,13	219	219	5,49	205	282
1,7	6,76	044	299	5,00	277	7,04	212	212	5,31	192	306
1,8	6,71	040	292	4,78	269	6,96	205	205	5,15	181	327
1,9	6,67	036	286	4,58	260	6,88	200	200	5,02	170	346
2,0	6,63	033	281	4,40	251	6,81	200	200	4,91	160	362

**Taulukko 10.** Kenttämomenttien korjauskertoimet. Taulukkosarja II [4, s.315].

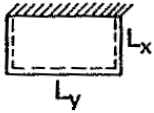
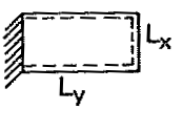
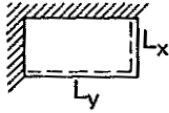
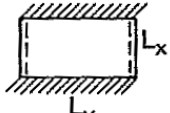
				
$L_y/L_x$	$\psi_y$	$\psi_x$	$\psi_y$	$\psi_x$
1,0	0,253	0,407	0,407	0,253
1,1	196	427	326	350
1,2	153	425	272	407
1,3	121	416	234	445
1,4	95	405	207	470
1,5	74	394	186	486
1,6	56	383	171	497
1,7	40	371	158	506
1,8	25	360	147	511
1,9	12	350	139	515
2,0	0	341	132	517
$\infty$				510

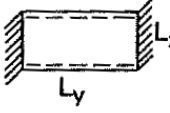
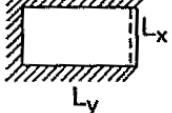
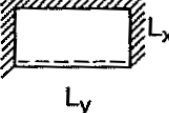
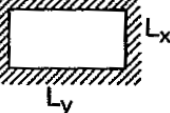
**Taulukko 11.** Kenttämomenttien muuntosuhde. Taulukkosarja II [4, s.311 (taulukko 5)].

$\frac{L_y}{L_x}$	1 	2 	3 	4 	5 	6 	7 	8 	9 
1,0	0,95	1,14	0,87	0,95	1,44	0,74	1,22	0,80	0,96
1,1	0,90	1,09	0,78	0,87	1,35	0,65	1,13	0,71	0,88
1,2	0,85	1,04	0,71	0,81	1,27	0,57	1,06	0,64	0,82
1,3	0,80	0,98	0,65	0,76	1,20	0,51	0,99	0,59	0,76
1,4	0,76	0,94	0,60	0,72	1,14	0,47	0,94	0,55	0,71
1,5	0,72	0,90	0,56	0,68	1,08	0,43	0,89	0,52	0,67
1,6	0,69	0,85	0,53	0,64	1,04	0,41	0,84	0,49	0,64
1,7	0,66	0,83	0,50	0,61	0,99	0,38	0,80	0,46	0,61
1,8	0,63	0,80	0,47	0,58	0,95	0,36	0,77	0,45	0,58
1,9	0,61	0,76	0,45	0,56	0,90	0,34	0,73	0,42	0,56
2,0	0,58	0,73	0,42	0,53	0,87	0,33	0,70	0,40	0,53

**Taulukkosarjalle I ja II:**

**Taulukko.** Momenttikertoimet  $\alpha_q$ . Taulukkosarja I ja II

Tuenta- tapaus	2		3		4		5		Tuenta- tapaus
									
$\frac{L_y}{L_x}$	$\alpha_{qy}$	$\alpha_{qx}$	$\alpha_{qy}$	$\alpha_{qx}$	$\alpha_{qy}$	$\alpha_{qx}$	$\alpha_{qy}$	$\alpha_{qx}$	$\frac{L_y}{L_x}$
1,0	0,0060	0,0014	0,0014	0,0060	0,0058	0,0058	0,0105	0,0042	1,0
1,1	60	30	0	60	49	73	104	71	1,1
1,2	59	45	0	59	45	88	101	98	1,2
1,3	58	60	0	58	42	103	97	125	1,3
1,4	57	76	0	56	41	117	94	150	1,4
1,5	56	94	0	54	41	130	91	170	1,5
1,6	54	114	0	51	42	142	88	190	1,6
1,7	53	134	0	48	43	153	84	210	1,7
1,8	52	153	0	45	45	162	81	230	1,8
1,9	51	172	0	43	47	171	78	250	1,9
2,0	50	190	0	42	50	180	75	270	2,0
$\infty$		273						417	$\infty$

Tuenta- tapaus	6		7		8		9		Tuenta- tapaus
									
$\frac{L_y}{L_x}$	$\alpha_{qy}$	$\alpha_{qx}$	$\alpha_{qy}$	$\alpha_{qx}$	$\alpha_{qy}$	$\alpha_{qx}$	$\alpha_{qy}$	$\alpha_{qx}$	$\frac{L_y}{L_x}$
1,0	0,0042	0,0105	0,0110	0,0085	0,0085	0,0110	0,0097	0,0097	1,0
1,1	22	105	98	100	76	125	88	114	1,1
1,2	9	105	91	120	71	140	81	133	1,2
1,3	0	104	86	142	68	154	76	153	1,3
1,4	0	102	82	163	67	167	74	172	1,4
1,5	0	99	78	183	66	179	72	191	1,5
1,6	0	96	76	203	67	190	71	211	1,6
1,7	0	93	75	222	68	200	71	231	1,7
1,8	0	90	75	241	70	210	72	248	1,8
1,9	0	87	75	258	72	220	73	264	1,9
2,0	0	84	75	275	75	230	75	280	2,0