

Saimaan ammattikorkeakoulu  
Tekniikka Lappeenranta  
Rakennustekniikan koulutusohjelma  
Rakennesuunnittelu

Teemu Korhonen

## **S1-luokan väestönsuoja**

Opinnäytetyö 2017

## Tiivistelmä

Teemu Korhonen

S1-luokan väestönsuoja, 65 sivua, 4 liitettä

Saimaan ammattikorkeakoulu

Tekniikka Lappeenranta

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Rakennesuunnittelu

Opinnäytetyö 2017

Ohjaajat: lehtori Petri Himmi, Saimaan ammattikorkeakoulu, projektipäällikkö

Jukka Ukko, Wise Group Finland Oy

Opinnäytetyön tavoitteena oli mitoitaa S1-luokan väestönsuojan ympärysraakenteet nykyisten mitoitusnormien mukaan, mallintaa väestönsuoja 3D-FEM-ohjelmalla, tuottaa ohjelmaan kuormitusyhdistelmät ja valmistaa raudituspiirustukset.

Opinnäytetyön alussa käydään läpi S1-luokan väestönsuojaa koskevaa lainsäädäntöä ja määräyksiä. Tämän jälkeen esitetään erilaisia käsinlaskentamenetelmiä ja vertaillaan muutamaa menetelmää yksinkertaisen esimerkin avulla. Opinnäytetyön esimerkkikohde mallinnettiin ETABS-laskentaohjelmalla ja rauditukset laskettiin sekä käsin, että laskenta-alustoja hyödyntäen.

Opinnäytetyön tuloksena on S1-luokan väestönsuojan ajantasaiset viranomaismääräykset, kuormitusyhdistelmät laskentaohjelmaan sekä esimerkkikohteen 3D-malli ja raudituspiirustukset.

Asiasanat: ristiinkantava laatta, väestönsuoja, momentti

## **Abstract**

Teemu Korhonen

S1-class air raid shelter, 65 pages, 4 appendices

Saimaa University of Applied Sciences

Technology Lappeenranta

Construction and civil engineering

Civil engineering

Bachelor's Thesis 2017

Instructors: Mr Petri Himmi, Lecturer, Saimaa University of Applied Sciences,

Mr Jukka Ukko, Project manager, Wise Group Finland Oy

The purpose of the study was to collect the current instructions of S1-class air raid shelter, calculate the structures according to the existing regulation, make a 3D model and draw reinforcement pictures.

The beginning focuses on legislation and regulation. After that the thesis presents a couple of different methods of calculation. The thesis exemplar air shelter was modelled with ETABS 3D-modelling program. Reinforcement was calculated on hand calculation and calculation softwares.

The result of the thesis is up-to-date official instruction, load combinations and the thesis exemplar air shelter 3d model and reinforcement pictures.

Keywords: across supporting slab, air raid shelter, moment

## Sisällys

1	Johdanto .....	8
2	Säädökset ja lainsäädäntö .....	9
	Rakentamisvelvollisuus .....	9
	Suojaluokat ja väestönsuojan koko .....	10
3	Rakenteet .....	12
3.1	Ympärysrakenteet .....	12
3.1.1	Hätäpoistumiskäytävä .....	13
3.1.2	Sirpalesuojaus .....	14
3.2	Rakenteiden paksuus .....	15
3.3	Rakenteiden kuormitukset .....	17
3.4	Rakenteiden mitoitus ja rauditus .....	18
4	Laskentamenetelmät .....	19
4.1	Myötöviivateoria .....	21
4.1.1	Myötökuvion muoto .....	22
4.1.2	Jatkuvan laatan mitoitus .....	23
4.2	Massiivilaatasto menetelmä .....	25
4.2.1	Lähtömomentit .....	26
4.2.2	Jatkuvien laattojen momentit .....	26
4.3	Kimoteoria .....	27
4.4	Kaistamenetelmä .....	29
4.4.1	Vapaasti tuettu suorakaidelaatta .....	29
4.4.2	Suorakaidelaatta, jossa kiinnitetty tuki .....	30
4.4.3	Palkkikaistojen käyttö .....	32
5	3D FEM .....	33
6	Raudoitukset .....	34
6.1.1	Laatan vetorausoitus .....	34
6.1.2	Mitoitus leikkaukselle .....	35
6.2	Seinien raudoitukset .....	36
6.2.1	1.-kertaluku .....	37
6.2.2	2.-kertaluku .....	38
6.2.3	Mitoitusmomentti .....	39
6.2.4	Poikkileikkauksen mitoitus .....	39
7	Laskentamenetelmien vertailu .....	40
7.1	Kuormat ja dimensiot .....	41
7.2	Massiivilaattamenetelmä .....	41
7.3	Kimoteoria (ETABS) .....	48
7.4	Tulosten vertailu .....	49
8	Esimerkkikohde .....	50
8.1	3D-malli .....	50
8.1.1	Mallintaminen .....	50
8.1.2	Kuormat .....	54
8.1.3	Kuormitusyhdistelmät .....	56
8.2	Voimasuureet .....	57
8.3	Laatan raudoitukset .....	57
8.4	Seinän raudoitukset .....	60
9	Pohdinta .....	62
	Kuvat .....	63
	Taulukot .....	64

Lähteet.....	65
--------------	----

Liitteet:

- Liite 1. Massiivilaattateoriataulukot
- Liite 2. Voimasuureita (ETABS)
- Liite 3. Raudoituslaskelmat
- Liite 4. Raudoituspiirustukset

## Lyhenteet ja termit

$L_x$	Laatan lyhyempi jänneväli
$L_y$	Laatan pidempi jänneväli
$m_{xf}$	Lyhyemmän jännemitan suuntainen momentti
$m_{yf}$	Pidemmän jännemitan suuntainen momentti
$p_d$	Kokonaiskuorman laskenta-arvo pinta-alayksikköä kohden
$q$	Pintakuorma (kN/m <sup>2</sup> )
$d$	Laatan tehollinen korkeus
$\alpha$	Kerros, leikkausraudoituksen kaltevuuskulma
$l_0$	Nurjahduspituus
$a$	Laatan taipuma
$D$	Laatan jäykkyyysluku
$\nu$	Betonin suppeumaluku
$f_{ck}$	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{cd}$	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{yk}$	Raudoituksen ominaislujuus
$A_c$	Betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$A_s$	Vetoraudoituksen poikkileikkauksen pinta-ala
$A_{sw}$	Leikkausraudoituksen poikkileikkauksen pinta-ala
$F_k$	Kuorman ominaisarvo
$F_d$	Kuorman mitoitusarvo

$M_{Ed}$	Mitoitustaivutusmomentti
$N_{Ed}$	Mitoitusnormaalivoima
$V_{Ed}$	Mitoitusleikkausvoima
$M_{Rd}$	Taivutuskestävyys
$V_{Rd}$	Leikkauskestävyys
$V_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys
$V_{Rd,s}$	Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys
$\mu$	Suhteellinen momentti
$\beta$	Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus
$z$	Sisäinen momenttivarsi
$\rho$	Geometrinen raudoitussuhde

# 1 Johdanto

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on koota yhteen S1-luokan väestösuojan nykyiset viranomaismääräykset ja lainsäädäntö sekä mallintaa esimerkkikohde 3D-ohjelmalla ja laskea ympärysrakenteiden (ulkoseinät, katto ja lattia) raudoitukset.

Työn tilaaja on Wise Group Finland Oy, Kotkan toimisto. Wise Group on suomalainen yritys, joka tarjoaa talonrakennusalan konsultointi-, suunnittelu- ja rakennuttamispalveluja Suomessa ja Baltiassa.

Työssä käydään läpi nykyiset viranomaismääräykset ja niiden vaikutus S1-luokan väestönsuojan rakenteisiin. Työssä ei oteta kantaa S2-luokanväestönsuojiiin tai kalliosuojiiin. Käsien laskettaessa väestönsuojissa voidaan soveltaa monia eri laskentamenetelmiä ja niitä käydään pintapuolisesti läpi. Käsienlaskentamenetelmät ovat työläitä ja hitaita, joten opinnäytetyössä lasketaan hyvin yksinkertaisen väestönsuojan voimasuureet yhdellä käsienlaskentamenetelmällä ja 3D-mallinnusohjelmalla ja vertaillaan hieman tuloksia. Opinnäytetyön esimerkkikohde mallinnetaan ETABS 3D-laskentaohjelmalla, raudoitusten laskennassa käytetään apuna Excel-laskenta-alustoja. Raudoituspaiirukset on tehty Auto-CAD-ohjelmalla.



## **2 Säädökset ja lainsäädäntö**

Väestönsuoja on suojatila, jonka pelastuslain (29.4.2011/379 § 74) mukaan tulee antaa suojaa siinä oleskeleville asevaikutuksilta, rakennussortumilta, ionisoivalta säteilyltä ja myrkyllisiltä aineilta. Väestönsuojan lämpötila, ilmanlaatu ja hygieeninen varustetaso on oltava sillä tasolla, että tarvittaessa siellä voidaan viettää pitkiäkin aikoja.

Väestönsuojien rakentamista ja teknisiä vaatimuksia säädellään seuraavissa asetuskokoelmissa:

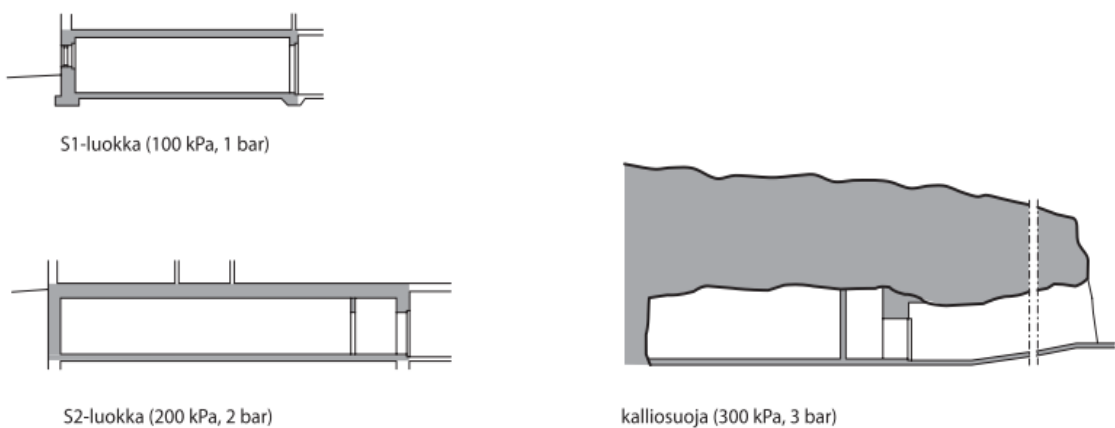
- Suomen pelastuslaki 379/2011
- Valtionneuvoston asetus väestönsuojista 408/2011
- Sisäasianministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta 506/2011
- S1-Luokan teräsbetoniväestönsuoja RT 92-11173

### **Rakentamisvelvollisuus**

Rakennuksen omistajalla on velvollisuus uudisrakentamisen yhteydessä tehdä rakennukseen tai sen läheisyyteen väestönsuoja, kun pysyvää asutusta sisältävän rakennuksen tai samalla tontilla olevin rakennuksien kerrosala on vähintään 1200 neliometriä. Teollisuus-, tuotanto-, varasto- ja kokoontumisrakennuksia varten on rakennettava väestönsuoja, kun rakennuksen/rakennuksien kerrosala on vähintään 1500 neliometriä. Väestönsuojan on oltava suuruudeltaan riittävä rakennuksessa asuvia, pysyvästi työskenteleviä tai muutoin oleskelevia henkilöitä varten. Väestönsuojan rakentamisvelvollisuus ei koske rakennuksia, jotka ovat tilapäisessä käytössä enintään viisi vuotta. (Pelastuslaki 29.4.2011/379 71 §.)

## Suojaluokat ja väestönsuojan koko

Suomessa on käytössä kolme erilaista suojaluokkaa: S1, S2 ja kalliosuoja. Suojaluokka määräytyy suojatilan pinta-alan ja väestönsuojaan kohdistuvan uhan mukaan. S1-luokan suoja on yleisin ja niitä rakennetaan kerrostalojen yhteyteen. S2-luokan suoja on pinta-alaltaan suurempi ja kestää suurempia kuormia kuin S1-luokan suoja. Kalliosuoja on kaikista jyrkein ja on nimensä mukaan rakennettu kallioon. Kuvassa 1 ja taulukossa 1 on esitetty väestönsuojien suojaluokat ja suojaluokan vaikutukset suojatilan kokoon ja henkilömäärään.



Kuva 1. Väestönsuojien suojaluokat S1, S2 ja kalliosuoja (RT 92-11173)

Suojaluokka	Varsinainen suojatila enintään (m <sup>2</sup> )	Laskennallinen henkilömäärä enintään	Väestönsuoja kuormitus	Suojaryhmä (m <sup>2</sup> )
S1 teräsbetoniväestönsuoja	135	180	100 kPa, 1 bar	270
S2 teräsbetoniväestönsuoja	900	1200	200 kPa, 2 bar	-
kalliosuoja	4500	6000	300 kPa, 3 bar	-

Taulukko 1. Väestönsuojan suojaluokat, varsinainen suojatila, laskennallinen henkilömäärä, kuormitus ja suojaryhmä (RT 92-11173)

Väestönsuojan varsinainen suojatila on henkilöiden suojautumiseen varattu tila, johon luetaan myös käymälät ja ensiapu- ja sairashuone. Sulkuhuonetta tai telttaa eikä teknisiä tiloja kuten konehuoneet ja valvomo lueta varsinaiseen suojatilaan. Suojatila lasketaan rakennuksen kerrosalan mukaan seuraavasti:

- 2 % rakennuksen kerrosalasta

- 1 % myymälä-, teollisuus-, tuotanto- ja varastorakennusten sekä kokoontumisrakennusten kerrosalasta.

Jotta teollisuus-, tuotanto- ja varastorakennuksen väestönsuoja ei olisi tarpeettoman suuri rakennuksessa pysyvästi oleskelevien tai työskentelevien suhteen, voidaan koko määrätä keskimääräisen henkilömäärän mukaan, joka rakennuksessa keskimäärin oleskelee. Tällöin suojatilan tulee olla 0,75 neliometriä henkilöä kohden. Suojatilan vähimmäiskoon tulee kuitenkin olla 20 neliometriä. (Valtioneuvoston asetus väestönsuojista 5.5.2011/408 2 §.)

Taulukossa 2 on esitetty S1-luokan väestönsuojan karkea mitoitusohje, josta saadaan nopeasti selville henkilömäärä, suojatilan koko ja varusteiden lukumäärä.

rakennuksen tai rakennusryhmän kerrosala, m <sup>2</sup> (1 %)	2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000 10000 11000 12000 13000										
rakennuksen tai rakennusryhmän kerrosala, m <sup>2</sup> (2 %)	1500   1200 1500 2000 2500 3000 3500 4000 4500 5000 5500 6000 6500										
henkilömäärä	26 30 35 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180										
varsinainen suojatila, 0,75 m <sup>2</sup> /henkilö	20   30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 135										
suojahuoneiden lukumäärä vähintään	1					2					2 kpl S1-luokan väestönsuoja, S2-luokan suoja tai kalliosuoja
sulkutila, ≥2,5 m <sup>2</sup>	sulkutelta					sulkutelta tai sulkuhuone					
ilmanvaihtolaitteiden lukumäärä, IVL-1, 1 kpl/45 m <sup>2</sup> varsinaista suojatilaa	1		2			3			4		
käymälöiden lukumäärä (kpl/m <sup>2</sup> ) alkavaa varsinaisen suojatilan 20 m <sup>2</sup> kohti	2/1,4 m <sup>2</sup>		3/2,1 m <sup>2</sup>	4/2,8 m <sup>2</sup>	5/3,5 m <sup>2</sup>		6/4,2 m <sup>2</sup>	7/4,9 m <sup>2</sup>	n/n x 0,7 m <sup>2</sup>		
ensiaputila, tilavaraus	ei tilavarausta ensiaputilalle									6 m <sup>2</sup> , kun varsinainen suojatila >135 m <sup>2</sup>	

Taulukko 2. S1-luokan väestönsuoja. Tilojen mitoitus ja tilojen sekä varusteiden lukumäärä. Käyttöesimerkki: rakennuksen kerrosala 4100 neliometriä (merkitty katkoviivalla). (RT 92-11173)

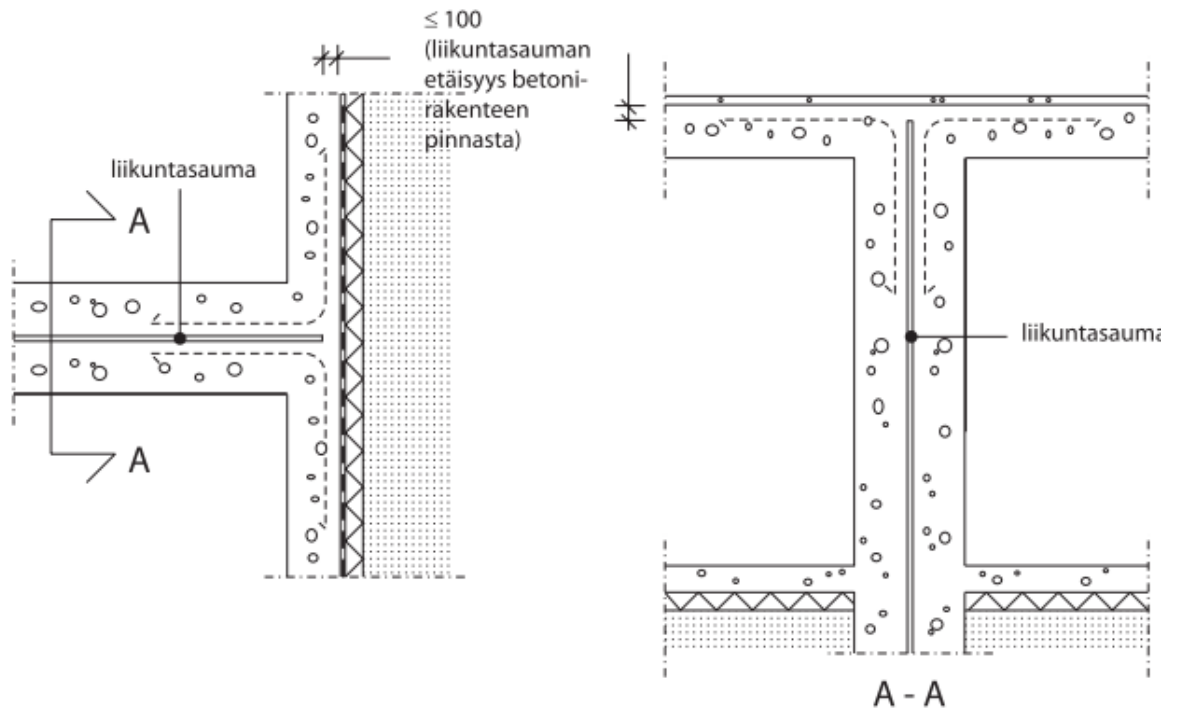
Jos S1-luokan väestönsuoja on varsinaiselta suoja-alaltaan yli 90 neliometriä, on se jaettava vähintään kahteen osastoon teräsbetoniväliseinällä. Seinään saa sijoittaa normaalioloissa käytön kannalta tarpeelliset aukot. (RT 92-11173.)

### **3 Rakenteet**

Väestönsuojan rakenteet muodostavat osan rakennuksen kantavasta rungosta, mutta suojan katto, seinät ja lattia poikkeavat vaatimuksiltaan muusta rakennuksesta. Näin ollen väestönsuojan rakenteiden suunnittelu toteutetaan erillään rakennuksen muista rakenteista. Väestönsuoja eri rakenteiden vaatimuksia esitellään seuraavissa kappaleissa.

#### **3.1 Ympärysrakenteet**

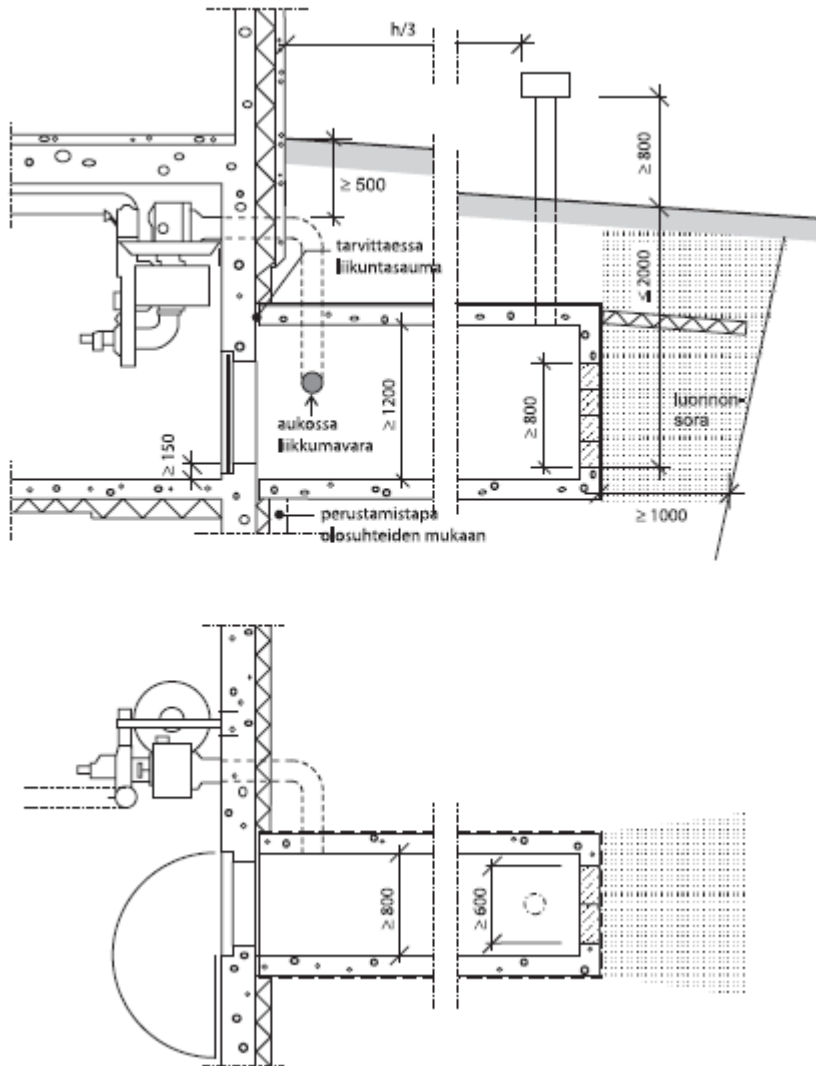
Ympärysrakenteilla tarkoitetaan suojatilaa rajoittavia rakenteita: seiniä, kattoa ja lattiaa. Näiden rakenteiden on tarkoitus olla kaasutiiviitä, vastaanottaa painekuormia sekä suojata säteilyltä. Rakenteet voidaan tehdä teräsbetonista paikallaanvalettuina tai betonielementeistä. Suojan ympärysrakenteisiin ei saa tehdä liikuntasauvoja, ja jos rakennuksen muut rakenteet vaativat liikuntasauvoja, on ne sijoitettava väestönsuojan ulkopuolelle. Väestönsuojien ympärysseinien koskettaessa toisiaan on niiden väliin jätettävä liikuntasauva kuten kuvassa 2. (RT 92-11173.)



Kuva 2. Liikuntasauma (RT 92-11173)

### 3.1.1 Hätäpoistumiskäytävä

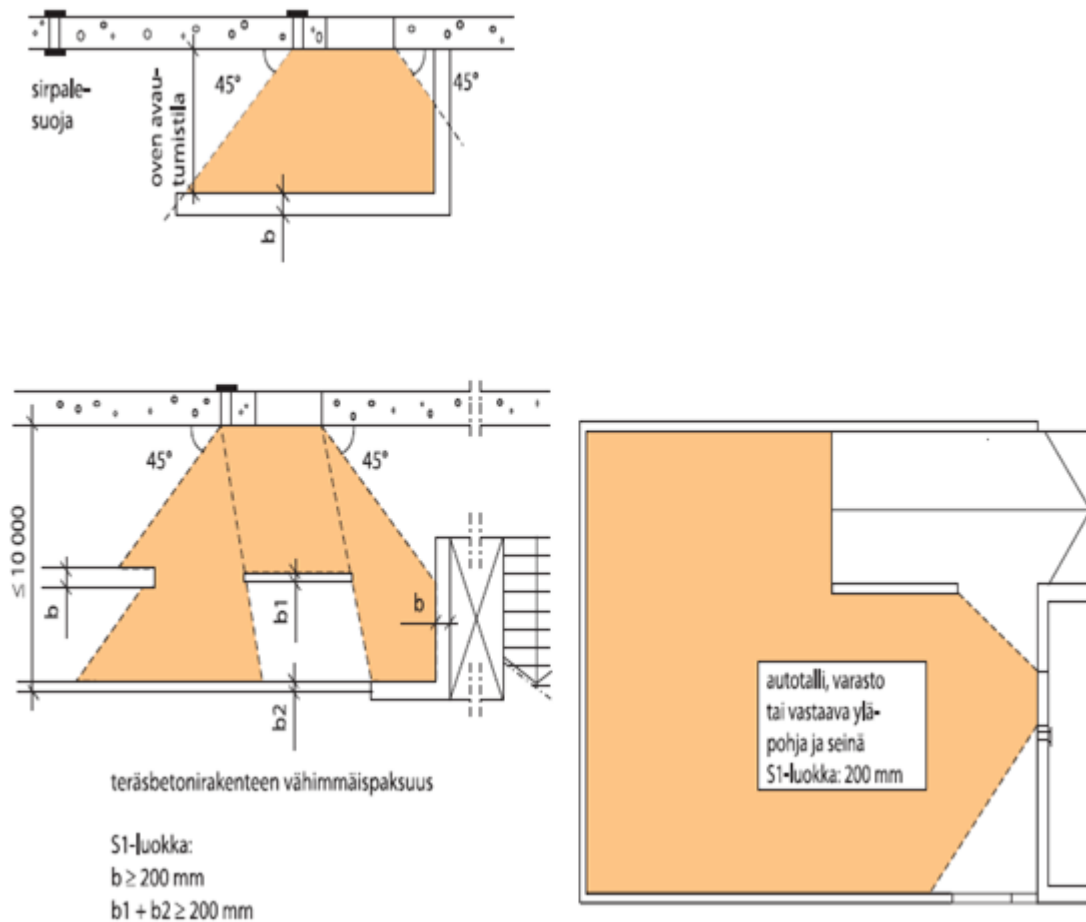
Väestönsuojan yhteyteen on tehtävä hätäpoistumisaukko sekä hätäpoistumiskäytävä. Hätäpoistumiskäytävää voidaan joutua käyttämään tilanteissa, joissa pääasiallinen poistumistie on poissa käytöstä esimerkiksi rakennuksen sortuman takia. Tämän takia hätäpoistumiskäytävä tehdään mahdollisuuksien mukaan sortuman ulkopuolelle ulottuvaksi maan päälle tai alle. Sortuman oletetaan ulottuvan pituudelle, joka on  $1/3$  rakennuksen korkeudesta kyseisellä kohdalla. (RT 92- 11173) Kuvassa 3 on esitetty maan alle ja sortuman ulkopuolelle päätyvä hätäpoistumiskäytävä.



Kuva 3. Hätäpoistumiskäytävä mikä ulottuu rakennuksen sortuman ulkopuolelle (RT 92-11173)

### 3.1.2 Sirpalesuojaus

Väestönsuojan kulkuaukot (ovet ja luukut) sekä laitteisto tulee suojata sivuilta tai ylhäältä vähintään 45 asteen kulmassa tulevilta sirpaleilta tai luodeilta. (RT 92-11173). Kuvassa 4 on esitetty sirpalesuojauksen periaate. Sirpaleenkestäviä laitteita tai ovia ei tarvitse suojata sirpaleilta.



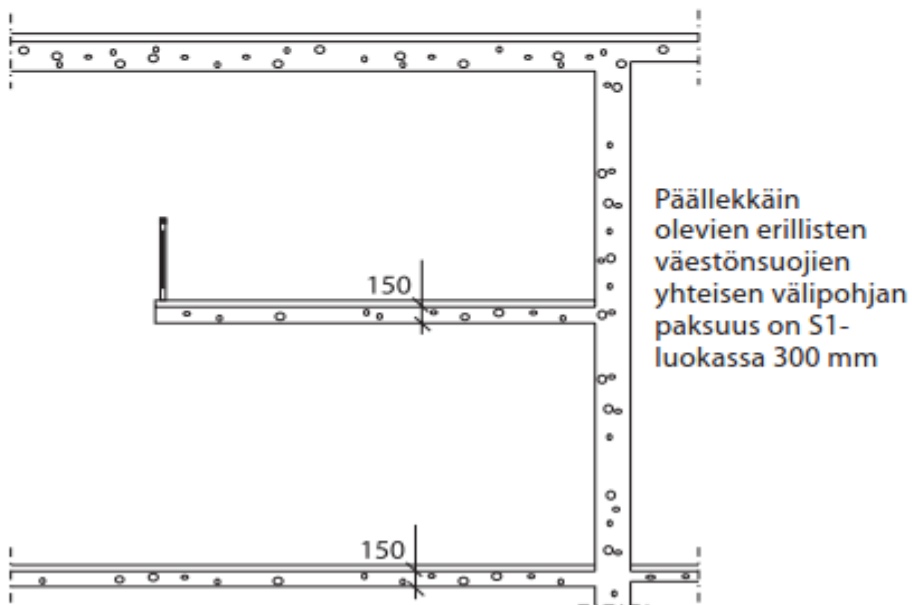
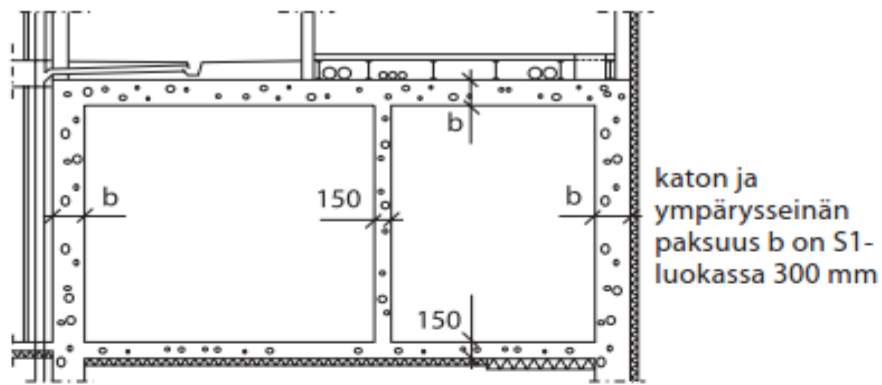
Kuva 4. Sirpalesuojauksen periaate, suojatut alueet merkitty rasteroinnilla (RT 92-11173)

### 3.2 Rakenteiden paksuus

S1-luokan väestönsuojan rakenteiden paksuudet on määritelty Valtionneuvoston asetuksessa väestönsuojista 5.5.2011/408 5 §.

- Ympärysseinät ja katto ovat teräsbetonia ja niiden vähimmäispaksuus on 300 mm.
- Lattian, kantavien väliseinien, pilarien ja kaksikerroksisen väestönsuojan teräsbetonisen välipohjan paksuus on 150 mm.

Jos väestönsuojan kaikki seinät ovat perustettu ja ankkuroitu kallioon, voidaan lattia tehdä 100 mm paksuksi. (RT 92-11173). Kuvassa 5 on esitetty S1-luokan väestönsuojan rakenteiden paksuuksia.



kaksikerroksinen väestösuoja

Kuva 5. S1-luokan väestösuojan rakenteiden paksuuksia (RT 92-11173)

Sirpaleilta suojaavien rakenteiden vähimmäispaksuudet on esitetty taulukossa 3. Peräkkäisten sirpalesuojarakenteiden paksuudet voidaan laskea yhteen vähimmäispaksuuden saavuttamiseksi, kuten kuvassa 4 todetaan.



Rakenne	Paksuus (mm)
teräsbetoni	200
teräs	30
maa	600

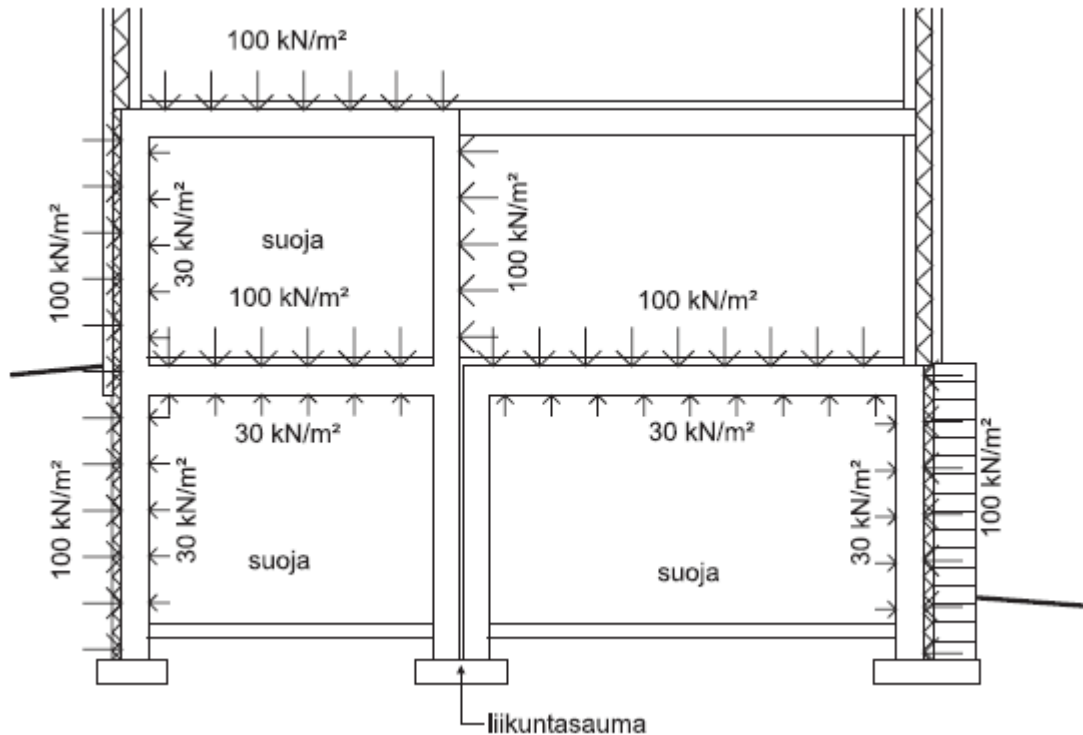
Taulukko 3. Sirpaleilta suojaavien rakenteiden yhteenlaskettu vähimmäispaksuus (RT 92-11173)

### 3.3 Rakenteiden kuormitukset

S1-luokan väestönsuojan ympärysrakenteet mitoitetaan tavanomaisten kuormien lisäksi myös asevaikutuksen paineaallon aiheuttamille kuormille:

- ympärysseinät, katto 100 kN/m<sup>2</sup>
- lattia, alapohja ulkoilmaa vastaan 100 kN/m<sup>2</sup>
- hätäpoistumiskäytävä 25 kN/m<sup>2</sup>
- maanvarainen lattia -

Lisäksi kaikki väestönsuojan rakenteet on mitoitettava mielivaltaisesta suunnasta vaikuttavalle tärähdySKUORMALLE, joka vastaa vähintään väestönsuojan rakenteen massaa kaksinkertaisena. PaineSKUORMILLE altistuvat rakenteet on mitoitettava takaisinheilahduSKUORMALLE, joka on 1/3 paineSKUORMASTA. Suojaovista, -luukuista, sulkulaitteista ja paineSKUORMITUKSIA vastaanottamista venttiileistä aiheutuvat paineSKUORMAT on otettava huomioon 1,5-kertaisina. (Sisäasiainministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta 10.5.2011/506 12 §). S1-luokan väestönsuojan paineSKUORMIA on esitetty kuvassa 6.



Kuva 6. S1-luokan väestönsuojan painekuormat (RT 92-11173)

Perustusten mitoituksessa otetaan huomioon  $\frac{1}{4}$  kohtisuoraan vaikuttavista sortuma- ja painekuormista (Valtioneuvoston asetus väestönsuojista 5.5.2011/408 10 §).

### 3.4 Rakenteiden mitoitus ja rauditus

Väestönsuojan rakenteita rasittavien kuormitusten (paine- tai sortumakuorma, niitä vastaavat takaisinheilahduskuormat, tärähdyskuormat tai niihin lisätyt hyötykuormat) sisältävien kuormitusyhdistelmien mitoituksessa osavarmuuskerroin on vähintään 1 (Valtioneuvoston asetus väestönsuojista 5.5.2011/408 11 §).

Betoni- ja teräsbetonirakenteita koskevissa ohjeissa ja määräyksissä olevia ominaislujuuksia voidaan korottaa 20 prosenttia raudituksen lujuuden ja betonin puristuslujuuden suhteen, osavarmuuskertoimien ollessa vähintään 1 (Valtioneuvoston asetus väestönsuojista 5.5.2011/408 11 §).

S1-luokan väestönsuojan teräsbetonirakenteet tulee tehdä Suomen rakentamismääräyskokoelmassa säädetyn rakenneluokan 2 vaatimusten mukaan. Rakentamisessa käytetyn betonin lujuuden täytyy olla vähintään C25/30. Betoni-

raudoituksessa käytettävä kokonaisvenymävaatimus on viisi prosenttia. (Sisäasiainministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta 10.5.2011/506 14 §)

Halkaisijaltaan vähintään 8 millimetrin ja enintään 20 millimetrin terästankoja tulee käyttää laattojen ja seinien pääraudoituksena. Rakenteiden, jotka mitoiteetaan paine- ja sortumakuormille, sekä maanvaraisen lattian raudoituksen tankojen keskiöväliin molempiin suuntiin tulee rakenteen sisäpinnassa olla vähintään 150 millimetriä ja ulkopinnassa enintään 300 millimetriä. (Sisäasiainministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta 10.5.2011/506 14 §)

Taivutetuissa rakenteissa raudoituksen poikkipinta-alan täytyy olla vähintään 0,17 prosenttia staattisesti yhdessä toimivasta betonin poikkileikkauspinta-alasta. Tämän ehdon täytyy toteutua molemmissa suunnissa sekä erikseen kummassakin pinnassa. (Sisäasiainministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta 10.5.2011/506 14 §)

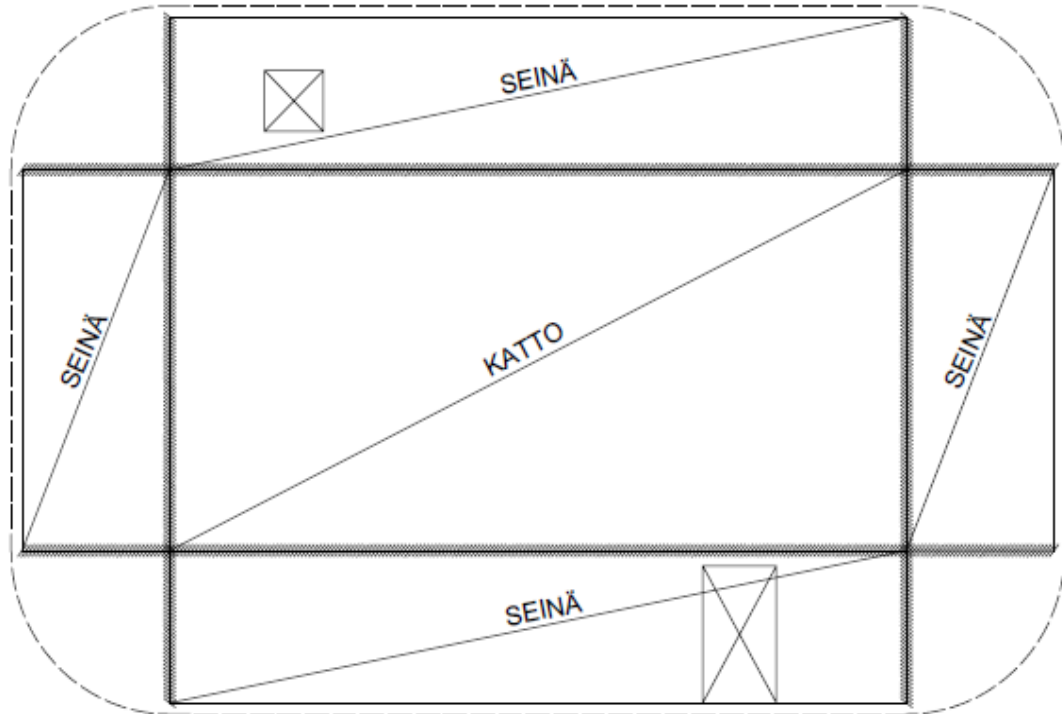
Katon alapinnassa raudoituksen lisäksi tulee olla teräsverkko, joka sidotaan pääraudoitukseen, tai betoniin kiinnittyvä teräspoimulevy. Maanvaraisessa laattassa voidaan käyttää yhtä keskeistä verkkoa. Laattoina mitoitettavissa rakenteissa tai palkeissa pääraudoitus viedään tuelle ja ankkuroidaan vetorasituksen voimille. (Sisäasiainministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta 10.5.2011/506 14 §)

#### **4 Laskentamenetelmät**

Väestönsuojan rakenteet (seinät ja katto) levitetään tasoon kuvan 7 mukaisesti, jolloin ne voidaan mitoittaa jatkuvana, useimmiten ristiin kantavana laatastona. Ristiin kantavien teräsbetonilaattojen voimasuureiden laskentaan voidaan käyttää joitain seuraavista:

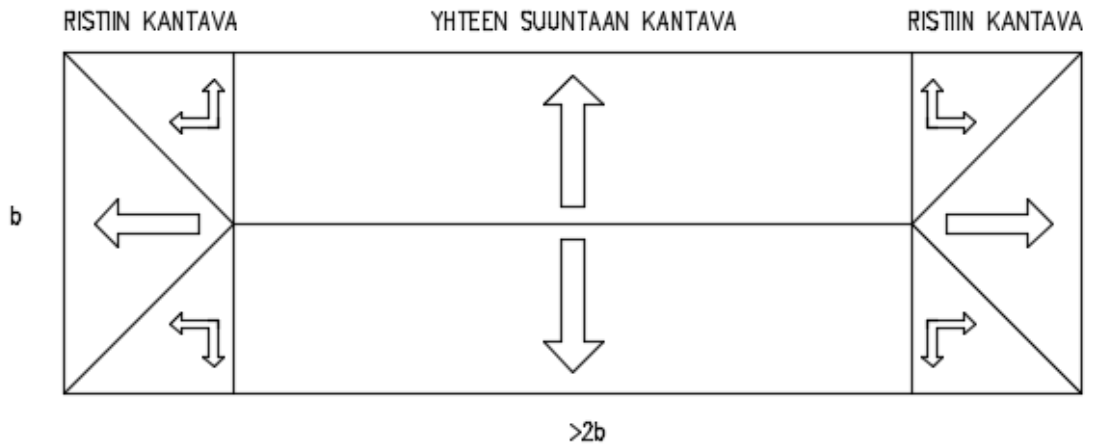
- myötöviivateoria
- massiivilaatasto menetelmä, MBP-menetelmä (Masiiva Betongplattor)
- kimmoteoria

- kaistamenetelmä.



Kuva 7. Rakenne levitettynä tasoon

Ristiin kantavista laatoista puhuttaessa tarkoitetaan laattoja, jotka on taivutettu kahdessa toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa. Ristiin kantavaa ja yhteen suuntaan kantavaa laattaa vertailtaessa ristiin kantavalla laattalla on suurempi jäykkyys ja pienemmät taipumat kuin yhteen suuntaan kantavalla laattalla. Laatta on tavallisesti suorakaiteen muotoinen ja tuettu neljältä sivulta. Laatan pidemmän sivun suhde lyhyempään on enintään 2. Jos suhde on suurempi, mitoitetaan kentän keskiosa yhteen suuntaan kantavana ja päistään ristiin kantavana (kuva 8). (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a)

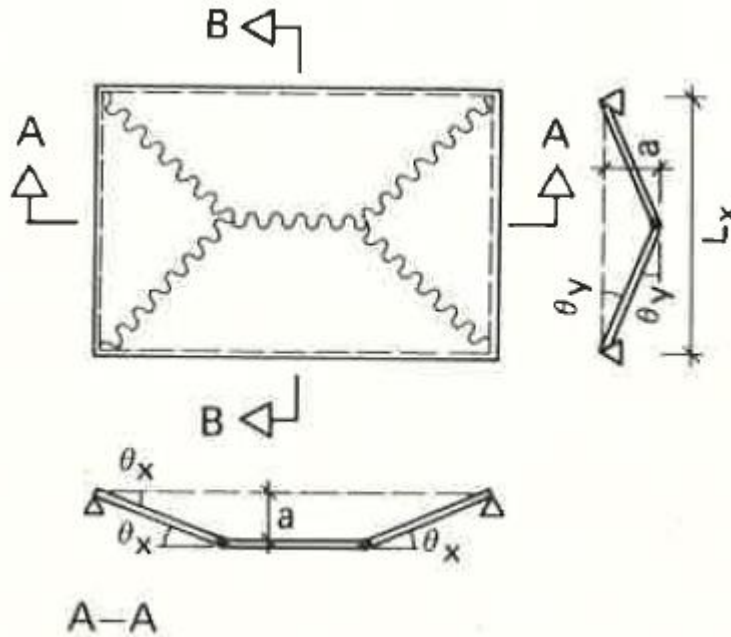


Kuva 8. Pitkän laatan toimintasuunnat

Taivutusmomenttien jakautuminen riippuu laatan sivusuhteesta ja sivujen kiinnitysasteesta. Kuormituksen jakautuessa laatalle tasaisesti leikkauskapasiteettia ei tarvitse tarkistaa. Lämpileikkautuminen on tutkittava, jos laatalle tulee suuria pistekuormia.

#### 4.1 Myötöviivateoria

Kun laattaa kuormitetaan pienillä kuormilla, laatta ei halkeile ja toimii kimmoisesti. Kuormitusta lisättäessä laatan taivutusmomentti ylittää halkeamiskapasiteetin, jolloin eniten rasitettuihin kohtiin syntyy halkeamat. Halkeamien muodostuminen jatkuu, kunnes eniten taivutetuissa kohdissa taivutusmomentti kasvaa niin suureksi, että raudoitus myötää. Myötö keskittyy laatasta kapealle alueelle, jota laskelmissa kutsutaan myötöviivaksi. Myötön edetessä myötöviivoja pitkin taivutusmomentin pysyessä vakiona, myötöviivat jakavat laatan osiin kuvan 9 mukaisesti siten, että laatasta muodostuu mekanismi. (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a)



Kuva 9. Laatan myötöviivat ja muortomekanismi (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a)

Myötöviivoilla tapahtuvat plastiset muodonmuutokset ovat paljon suurempia kuin muualla laatasta tapahtuvat kimmoiset muodonmuutokset. Näin ollen kimmoiset muodonmuutokset voidaan jättää huomiotta laatan kantokykyä laskettaessa. (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a)

Laatan muodonmuutoskyvyn on oltava tarpeeksi suuri, jotta myötöviivojen muodostuminen ja niillä tapahtuva momenttien tasoittuminen ovat mahdollisia. Laatan muodonmuutoskyky riippuu raudoituksesta, väestönsuojan raudoituksen vaatimuksia on käsitelty aiemmin sivulla 14. (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a)

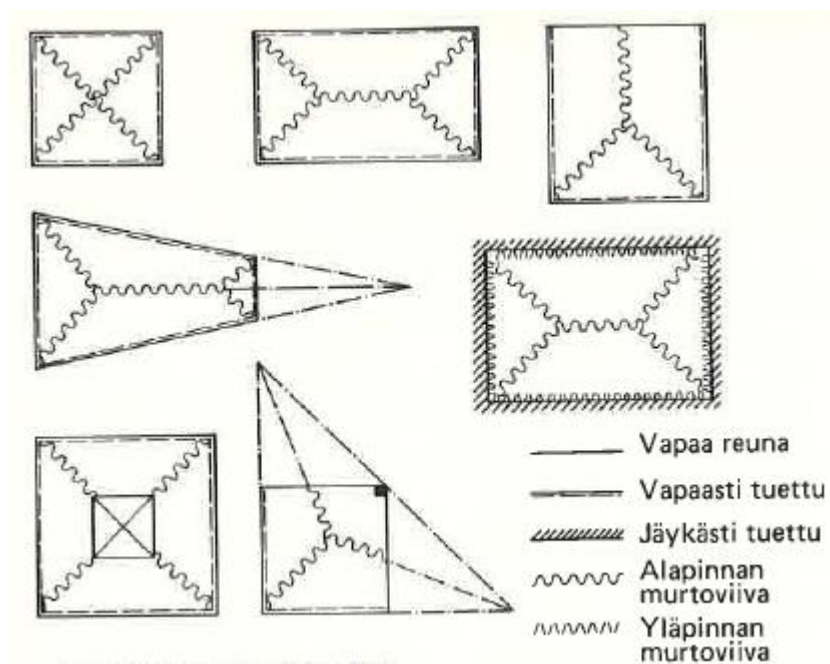
#### 4.1.1 Myötökuvion muoto

Myötömomentin ja rajakuorman välisen yhteyden ratkaisemiseksi on myötökuvion muoto tunnettava. By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan 3 osan mukaan seuraavat säännöt helpottavat myötöviivakuvion määrittämistä (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a):

- Myötöviivat ovat suoria.
- Myötöviivat päättyvät aina laatan reunaan (lukuun ottamatta paikallista myötöä).

- Laatan ollessa jatkuva tuen yläpintaan muodostuu tukiviivan suuntainen myötöviiva.
- Kahden laatanosan välinen myötöviiva kulkee osien kiertoakseleiden leikkauspisteen kautta.
- Laatan vapaasti tuetuilla ja kiinnitetyillä sivuilla osien kiertoakselit yhtyvät tukiviivaan.

Myötökuvioiden joukosta pyritään löytämään sellainen myötökuvio, joka antaa pienimmän murtokuorman ja siten suurimman myötömomentin. Kuvassa 10 on esitetty yleisiä myötökuvioita. (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a)



Kuva 10. Erilaisia myötökuvioita (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a)

#### 4.1.2 Jatkuvan laatan mitoitus

By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osan 3 mukaan tasaisesti kuormitetut suorakaiteen muotoiset laatat voidaan mitoittaa seuraavasti (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a):

1. Valitaan laatan paksuus (väestönsuojan rakenteita laskettaessa, rakenteiden paksuudet on määrätty, kuten aikaisemmin todettiin).

2. Valitaan myötömomentit (ts. myötökapasiteetit) tuilla. Apuna voidaan käyttää massiivilaatastojen laskumenetelmän perustapausten tukimomentteja.
3. Vähimmäisraudoitusta vastaavan momenttikapasiteetin ja tukimomenttien perusteella valitaan pidemmän sivun suuntaista raudoitusta vastaavat kenttämomentit  $m_{yf}$  kussakin kentässä.
4. Lasketaan kussakin kentässä myötökuvion muodon määräävät parametrit  $y_1, y_3$  ja  $x_2$  (kuva 11):

$$y_1 = \frac{\sqrt{6(m_1 + m_{yf})}}{p_d} \quad (1)$$

$$y_3 = \frac{\sqrt{6(m_3 + m_{yf})}}{p_d} \quad (2)$$

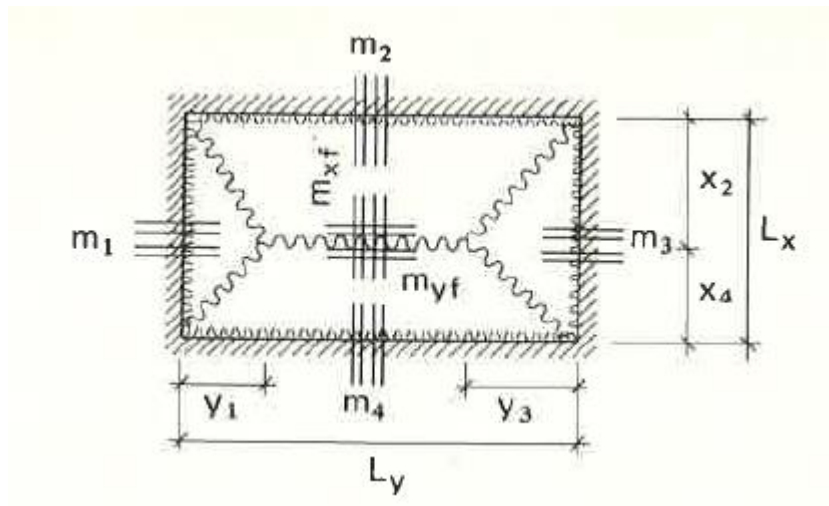
$$x_2 = L_x \left[ \frac{1}{2} + \frac{m_2 - m_4}{p_d L_x^2 \left[ 1 - \frac{2}{3L_y} (y_1 + y_3) \right]} \right] \quad (3)$$

5. Lasketaan kussakin kentässä lyhyemmän sivun suuntaista raudoitusta vastaava kenttämomentti  $m_{xf}$

$$m_{xf} = \frac{p_d x_2^2}{2} \left[ 1 - \frac{2}{3L_y} (y_1 + y_3) \right] - m_2 \quad (4)$$

6. Momenteihin tehdään tarvittavat korjaukset.
7. Lasketaan raudoitukset.



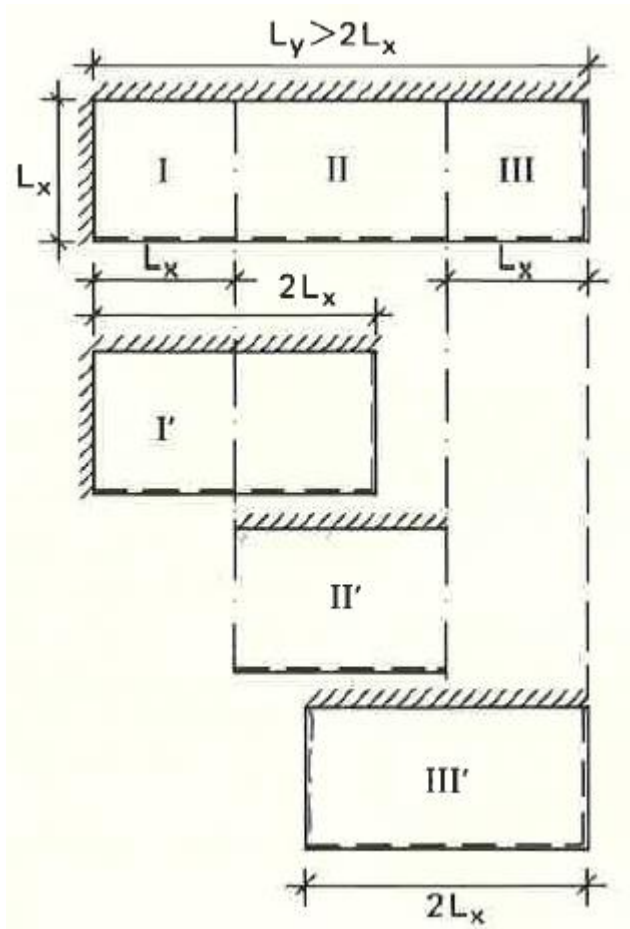


Kuva 11. Neljältä reunalta kiinnitetyn laatan myötökuvio ja taivutusmomentit. (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986a)

#### 4.2 Massiivilaatasto menetelmä

Massiivilaatastojen laskumenetelmä on tarkoitettu tasaisesti jakautuneella kuormalla kuormitettujen laattojen laskemiseen. Laatan tai laattakenttien tulee olla suorakaiteen muotoisia ja neljältä reunalta tuettuja tai vastakkaisilta reunoilta tuettuja. (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986b)

Laatat joiden sivusuhte  $L_x/L_y$  on suurempi kuin 2 on jaettava osiin kuvan 12 mukaisesti.



Kuva 12. Laatan jako osiin (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986b)

#### 4.2.1 Lähtömomentit

Laattakenttien, joiden reunat ovat koko pituudeltaan joko vapaasti tuettuja tai täysin kiinnitettyjä, momentit lasketaan seuraavan yhtälön avulla:

$$m = \alpha p_d L_x^2 \quad (5)$$

Momenttikerroin  $\alpha$  saadaan betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan toisen osan taulukosta 3.1 (Liite 1) sivusuhteen  $L_y/L_x$  funktiona. (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986b)

#### 4.2.2 Jatkuvien laattojen momentit

Aluksi laatat oletetaan jatkuvilta tuiltaan täysin kiinnitetyiksi ja lasketaan niiden lähtömomentit sekä tuilla ja kentässä. Jokaiselle tuelle tulee kaksi erisuurta momenttia. Koska momentit eivät ole tasapainossa, laatta kiertyy tuella, jolloin

momentti tasautuu laattojen jäykkyyksien suhteessa. Tukimomenttien tasautuminen vaikuttaa myös kenttämomenttien arvovihin. (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986b)

Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan toisessa osassa (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986b) jatkuvien laattojen massiivilaatastomenetelmästä on erotettu kolme eri menetelmää:

- A-menetelmä: mitoituksessa käytetään suoraan tasaamattomia perustapausten momentteja.
  - A-menetelmällä saadaan likimääräisimmät arvot. Tuen mitoituksessa käytetään suurinta tukimomenttia ja kentät mitoitetaan perustapausten momenttien mukaan.
  - A-menetelmää saa käyttää vain sisärakenteissa, kun muuttuva kuorma  $q_k \leq 2,5$  gk.
- B-menetelmä: käytetään yksinkertaistettua momenttien tasausta.
  - Yksinkertaistetun momenttien tasauksen tuloksena tukimomentille saadaan yksi arvo. Kenttämomenteille tehdään myös tukimomenttien tasausta vastaavat korjaukset.
  - B-menetelmää saa käyttää sisärakenteissa kun  $q_k \leq 2,5$  gk ja ulkorakenteissa kun  $q_k \leq 0,8$  gk.
- C-menetelmä: suoritetaan tarkka momenttien tasaus
  - C-menetelmä soveltuu momenttien tarkempaan määrittämiseen vaativimmissa kohteissa.
  - C-menetelmässä ei ole rajoituksia hyötykuormien suhteen joten se sopii väestönsuojien mitoitukseen. Menetelmä on kuitenkin niin työläs, että mitoitus kannattaa tehdä siihen soveltuvilla laskentaohjelmilla.

### 4.3 Kimmoteoria

Kimmenteorian mukaiset laskelmat perustuvat seuraaviin oletuksiin:

- Laatan paksuus on pieni suhteessa laatan jännemittoihin.
- Laatan taipuma on pieni suhteessa laatan paksuuteen.
- Laatta on materialtaan tasalaatuinen ja kimmoinen.

Halkeilurajatilan perusteella ( $m_k \leq m_r$ ) mitoitettu laatta on käyttötilassa halkeilemattomassa tilassa, jolloin edellä mainitut oletukset ovat voimassa. Halkeamisen avauduttua viimeinen oletus ei enää pidä paikkaansa, joten laattojen laskeminen kimmoteorian mukaan tulee kysymykseen vain käyttötilassa. (Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986b)

Kun laatan kuormitus ja reunaehdot ovat selvillä, saadaan taipumat ratkaistua yhtälöstä:

$$\frac{\partial^4 a}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 a}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 a}{\partial y^4} = \frac{p}{D} \quad (6)$$

$$\text{jossa laatan jäykkyyysluku } D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (7)$$

Taivutus ja vääntömomentit voidaan laskea taipumien perusteella yhtälöistä:

$$m_x = -D \left( \frac{\partial^2 a}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 a}{\partial y^2} \right) \quad (8)$$

$$m_y = -D \left( \frac{\partial^2 a}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 a}{\partial x^2} \right) \quad (9)$$

$$m_{xy} = -(1 - \nu) D \frac{\partial^2 a}{\partial x \partial y} \quad (10)$$

Tunnettaessa momentit  $m_x$ ,  $m_y$  ja  $m_{xy}$ , saadaan päämomentit yhtälöistä:

$$m_1 = \frac{m_x + m_y}{2} + \sqrt{\left( \frac{m_x - m_y}{2} \right)^2 + m_{xy}^2} \quad (11)$$

$$m_2 = \frac{m_x + m_y}{2} - \sqrt{\left( \frac{m_x - m_y}{2} \right)^2 + m_{xy}^2} \quad (12)$$

Päämomenttien suunnat muodostavat x- ja y-akseleiden kanssa kulman  $\alpha$ , joka saadaan:

$$\tan 2\alpha = \frac{2m_{xy}}{m_x - m_y} \quad (13)$$

Kenttämomenttien mitoitusarvot voidaan riittävän tarkasti määrittää:

$$m_{xd} = m_x + km_{xy} \quad (14)$$

$$m_{yd} = m_y + \frac{1}{k}m_{xy} \quad (15)$$

$$\frac{m_{yx}}{k} > 0$$

$k$  valitaan  $\approx 1$ , kuitenkin siten, että  $m_{xd} > 0$  ja  $m_{yd} > 0$  tai jompikumpi = 0.

(Saarinen, Kinnunen & Tiira 1986b)

#### 4.4 Kaistamenetelmä

Kaistamenetelmä on plastisuusteorian alarajalauseen mukainen, jolloin momenttijakauma toteuttaa tasapainoehdot ja laatan reunaehdot. Murto-/ myötöehto ei saa ylittyä missään kohdassa laattaa mitoittaessa. Menetelmällä saadaan muodostettua useita ehdot täyttäviä momenttijaukaumia, näistä suurimman kantokyvyn antava jakauma on lähimpänä tarkkaa ratkaisua.

Menetelmässä laatta jaetaan ristikkäisiin, yhteen suuntaan kantaviin kaistoihin. Kaistojen toimintaa mallinnetaan seuraavasti:

- Kaistat toimivat palkkien tavoin, yhteen suuntaan kantavina.
- Kaistat ottavat taivutus- ja leikkausrasituksia pituusakselinsa suunnassa.
- Samansuuntaisilla kaistoilla ei ole leikkausvoimia.

Jakosuhte, jolla laatan kuorma jaetaan risteäville kaistoille, valitaan laatan osan, jännemittojen ja tukiehtojen mukaan. Tämä vaikuttaa ratkaisevasti taivutusmomentteihin ja sitä kautta rauditusmäärään. Pienin kokonaisraudoitusmäärä saadaan, kun momenttijakauma on lähellä kimmoteorian mukaista jakaumaa. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2)

##### 4.4.1 Vapaasti tuettu suorakaidelaatta

Laskettava laatta jaetaan molemmissa suunnissa kaistoihin, tukien suuntaisesti. Siten, että tukien vieressä kulkee kohtisuorassa kaista, jonka leveys on  $\frac{1}{4}$  laa-

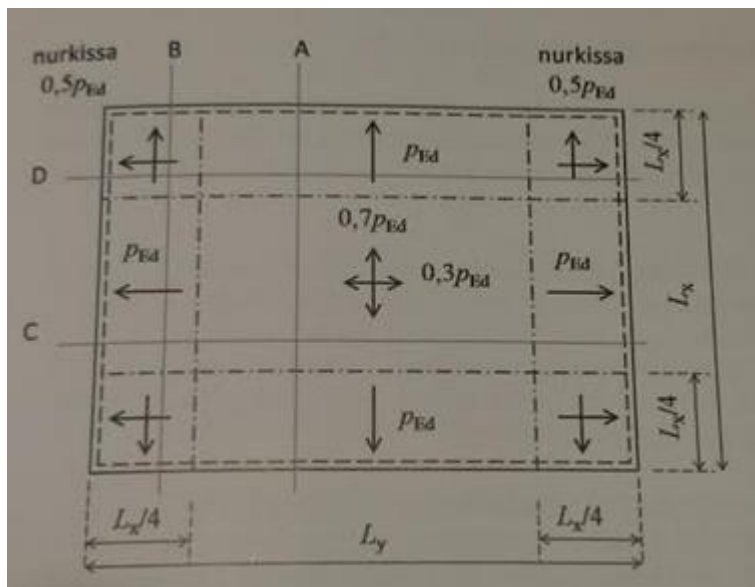
tan lyhyemmästä sivumitasta. By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan 2014 osassa 2 on kuormien jako kaistoihin esitetty seuraavasti (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2):

#### Reunakaista

- nurkissa puolet kuormasta ( $0,5 \rho_{Ed}$ )
- keskiosalle ei kuormaa

#### Keskikaista

- päädyissä (tuen vieressä) koko kuorma ( $\rho_{Ed}$ )
- keskiosalla kuorma jaetaan laatan sivusuhteen mukaan lyhyemmässä suunnassa välillä  $0,5 \dots 1,0 \rho_{Ed}$  ja pidemmässä  $0,0 \dots 0,5 \rho_{Ed}$
- keskiosan kuorma otetaan kokonaan lyhyemmän suunnan kaistalle sivusuhteella  $L_x/L_y > 1,3$



Kuva 13. Laatta jaettuna kaistoihin (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2)

#### 4.4.2 Suorakaidelaatta, jossa kiinnitetty tuki

Kaistajaossa käytetään samaa periaatetta kuin edellä, mutta kiinnitettyllä tuella kaistan leveyttä lisätään. Kiinnitetty tuki kerää enemmän kuormaa, jolloin tuelle kertyy täysi kuorma.

Kiinnitetyn tuen tukimomentti lasketaan valitsemalla tuki- ja kenttämomenttien suhde, jolloin rakenne on staattisesti määrätty ja momenttijakauma voidaan laskea alkeistekniikan avulla.

Kiertymäkykyä ei tarvitse tarkistaa, jos plastisuusteorian mukaan mitoittaessa noudatetaan näitä ehtoja:

- Rauditusmäärää rajoitetaan siten, että puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus ( $X/d$ ) on  $\leq 0,25$  betonin lujuuksille  $\leq C50/60$   
 $\leq 0,15$  betonin lujuuksille  $\geq C55/67$ .
- Raudituksena käytetään B ja C luokan betoniteräksiä
- Jatkuvien tukien tukimomenttien ja kenttämomenttien suhde on välillä 0,5...2,0.

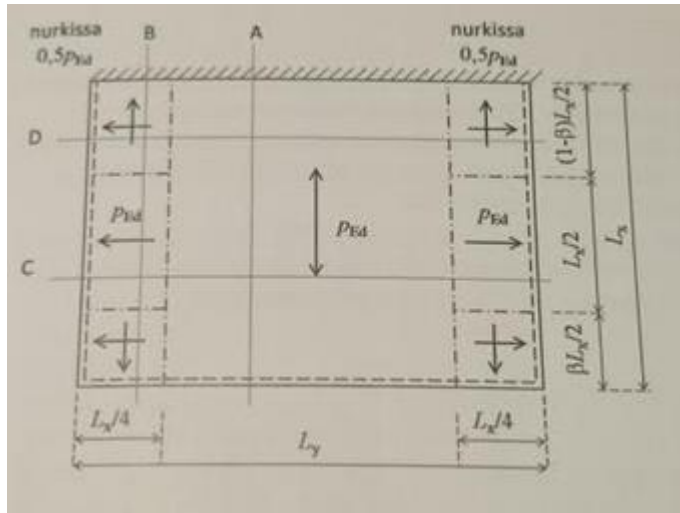
Laatan tuki ja kenttämomenttien suhde valitaan siten, että leikkausvoima keski-alueella on nolla. Saadaan yhtälö:

$$\frac{m_{xs}}{m_{xf}} = R_m = \frac{1-2\beta}{\beta^2}, \text{ jossa} \quad (16)$$

$$\beta = \frac{1}{R_m} (-1 + \sqrt{a + R_m}) \quad (17)$$

( $\beta$  arvo 0,366 vastaa tuki- ja kenttämomentin suhdetta 2,0, arvo 0,40 suhdetta 1,25 ja 0,45 suhdetta 0,5)

(By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2)

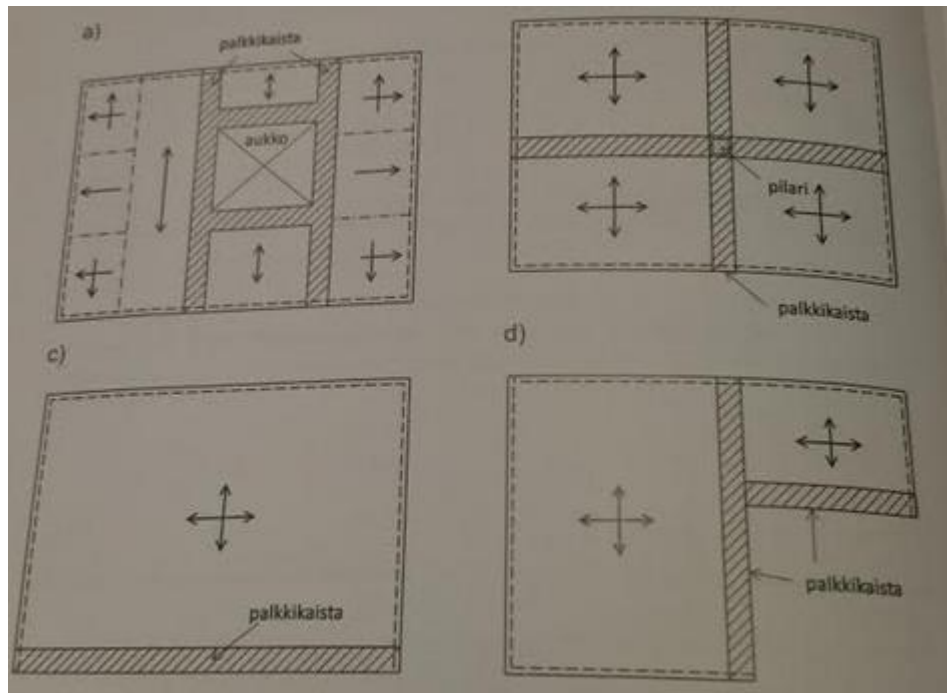


Kuva 14. Laatta jaettuna kaistoihin (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2)

#### 4.4.3 Palkkikaistojen käyttö

Jos laatussa on suuria aukkoja tai tukemattomia reunoja, ei kaistamenetelmää voi käyttää sellaisenaan. Vapaat reunat mitoitetaan palkeiksi. Palkkikaista saa kuormat laattakaistoilta ja toimii laataston tukena. Palkkikaistojen avulla voidaan kaistamenetelmää soveltaa lähes kaikkiin mahdollisiin laattoihin. Kuvassa 15 on esitetty erilaisia variaatioita palkkikaistoista. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2)





Kuva 15. Esimerkkejä palkkikaistojen käytöstä (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2)

Palkkikaistat voivat olla paksuudeltaan paksumpia, kuin itse laatta. Kaistojen leveys täytyy olla sellainen, että se pystyy kantamaan huomattaman määrän kuormaa, koska se kantaa osan laattakaistoilta tulevasta kuormasta. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2)

## 5 3D FEM

FEM on englanninkielinen lyhenne sanoista Finite Element Method, joka on suomeksi elementtimenetelmä. Elementtimenetelmä on lujuuslaskentaan kehitetty numeerinen menetelmä, jonka avulla pystytään ratkaisemaan monimutkaisia rakenteita.

Rakenteiden mitoituksessa käytettiin CSI:n ETABS 2015-ohjelmaa. Ohjelmalla voidaan mallintaa rakennus (tässä tapauksessa väestösuoja) kolmiulotteisesti, kuormittaa ja tutkia saatuja tuloksia. Ohjelmalla saadaan varsin helposti ja nopeasti tarvittavat laskelmat ja tulokset, joiden avulla väestönsuojan raudoitukset saadaan määritettyä.

## 6 Raudoitukset.

### 6.1.1 Laatan vetorausoititus

Laattojen raudoitukset lasketaan Eurokoodin EN 1992-1-1 mukaan.

Määritellään mitoitusmomentit:

$$M_{Ed}$$

Määritellään suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \quad (18)$$

(väestönsuojan raudoituksia laskettaessa voidaan teräksen ja betonin lujuutta korottaa 20 %)

Tarkastetaan onko suhteellinen momentti pienempi kuin tasapainorausoituksen mukainen suhteellinen momentti:

$$\mu \leq \mu_d \quad (19)$$

Jos yhtälö pätee, puristusraudoitusta ei tarvita, jolloin poikkileikkaus voidaan mitoittaa normaaliraudoitettuna.

Lasketaan momenttivarsi kaavasta:

$$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (20)$$

Vetorausoituksen pinta-ala saadaan kaavasta:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z} \quad (21)$$

Tarkastetaan vielä raudoituksen vähimmäisvaatimukset kaavalla:

$$A_{s,min} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * \frac{d}{f_{yk}} \quad (22)$$

### 6.1.2 Mitoitus leikkaukselle

Laatat ovat yleensä leikkausraudoittamattomia rakenteita, mutta on tarpeellista varmistaa, että laatan leikkauskestävyys on suurempi kuin siihen kohdistuva leikkausvoima.

Tunnetaan leikkausvoima:

$$V_{Ed}$$

Lasketaan leikkauskestävyyden mitoitusarvo:

$$V_{Rd,c0} = (C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100\rho * f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (23)$$

jossa;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (24)$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \quad (25)$$

$$\rho = A_{sl}/(b_w d) \quad (26)$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma = N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd} \quad (27)$$

Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo kaavasta:

$$V_{Rd,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (28)$$

jossa;

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}} \quad (29)$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \frac{V_{Rd,c0}}{V_{Rd,min}} \right\} \quad (30)$$

Mitoitusehto:

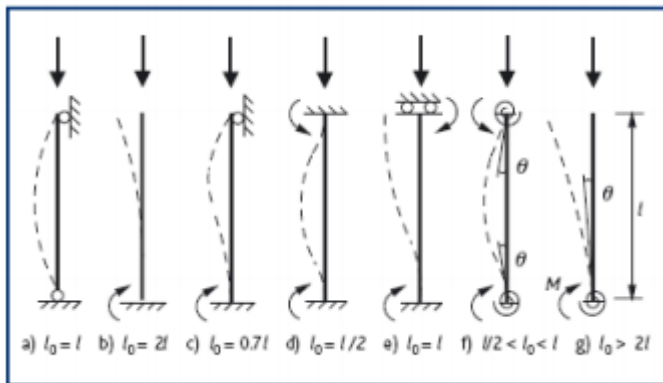
$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (31)$$

Ehdon toteutuessa rakenne kestää ilman leikkausraudoitusta. Jos ehto ei toteudu, rakenteeseen täytyy mitoittaa leikkausraudoitus Eurokoodin suunnitteluoppaan palkit mukaan.

## 6.2 Seinien raudoitukset

Seinien raudoitukset lasketaan Eurokoodin EN 1992-1-1 mukaan.

Nurjahduspituudella tarkoitetaan puristetun rakenteen taipumamuodon mukaan määritettyä tehollista mitoituspituutta. Nurjahduspituus saadaan kuvan 16 mukaisesta taulukosta.



Kuva 16 Seinän/pilarin nurjahduspituus eri tuentatapauksissa (SFS-EN 1992-1-1)

Tässä opinnäytetyössä käsiteltävät seinät ovat jäykistettyjä ja nivelellisesti tuettuja molemmista päistä. Nurjahduspituus on silloin:

$$l_0 = l$$

$l$  on rakenteen pituus

Hoikkuudella kuvataan rakenteen taipumisherkkyttä. Mitä suurempi hoikkuus on, sitä enemmän rakennetta kuormittaessa siihen syntyy lisätaipumaa ja lisämomenttia. Hoikkuusluku lasketaan yhtälöllä:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (32)$$

jossa;

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (33)$$

$h$  on seinän poikkileikkauksen paksuus

### 6.2.1 1.-kertaluku

1.-kertaluvun analyysissä otetaan rakenteen mittaepätarkkuudet huomioon. Mittaepätarkkuudella tarkoitetaan rakenteen mittapoikkeamien ja kuormien sijainnin epäedullisia vaikutuksia. Lisäepäkeskisyys kattaa nämä vaikutuksen ja se saadaan kaavasta;

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2} \quad , \quad (34)$$

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (35)$$

jossa;

$\theta_0$  on perusarvo, 1/200

$\alpha_h$  on rakenteen pituudesta riippuva pienennyskerroin

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (36)$$

$\alpha_m$  on rakenneosien määrästä riippuva kerroin, erilliselle rakenneosalle kerroin on 1

Vähimmäisepäkeskisyys lasketaan symmetrisesti raudoitettulle poikkileikkaukselle kaavasta;

$$e_0 = \begin{cases} M_d / N_{ed} \\ h / 30 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (37)$$

## 6.2.2 2.-kertaluku

2.-kertaluvulla tarkoitetaan geometrisesta epälineaarisuudesta johtuvaa voimasuuretta, joka syntyy kun epäkeskeinen kuormitus aiheuttaa rakenteeseen momenttia ja tavuttaa rakennetta. Taivutusmomentti kasvaa normaalivoimaa nopeammin, jolloin normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus muuttuu epälineaarisesti. Käsien laskettaessa käytetään likimääräisiä menetelmiä lisämomentin arviointiin:

- 1) Nimellisjäykkyyden menetelmä
- 2) Nimellisen kaarevuuden menetelmä

Tässä tapauksessa rakenne on symmetrinen ja symmetrisesti raudoitettu joten, käytetään nimellisen kaarevuuden menetelmää.

Kaarevuus saadaan kaavasta:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} \quad (38)$$

jossa;

$K_r$  Normaalivoimasta riippuva kerroin ( $\leq 1,0$ )

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1,0 \quad (39)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A c f_{cd}} \quad (40)$$

$$n_u = 1 + \omega \quad (41)$$

$$n_{bal} = 0,4 \quad (42)$$

$K_\varphi$  Viruman vaikutuksen huomioonottava kerroin ( $\geq 1,0$ )

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1,0 \quad (43)$$

$\varphi_{ef}$  Virumisaste

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200 \text{ MPa}} - \frac{\lambda}{150} \quad (44)$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} \quad (45)$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (46)$$

Kaarevuuden perusteella saadaan taipuma kaavalla:

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c} \quad (47)$$

c On kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin. Vakio poikkileikkauksilla c=10

### 6.2.3 Mitoitusmomentti

Nimelliseen kaarevuuteen perustuvaa menetelmää käytettäessä mitoitusmomentti määritellään kaavasta:

$$M_{Ed} = \max \begin{cases} M_{0,min} \\ M_{0e} + M_2 \\ M_{02} \end{cases} \quad (48)$$

jossa;

$$M_{0,min} = N_{Ed} e_0 \quad (49)$$

$$M_{0e} = \max \begin{cases} 0,6m_{02} + 0,4m_{01} \\ 0,4m_{02} \end{cases} \quad (50)$$

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (51)$$

$$M_{02} = \max(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i N_{Ed} \quad (52)$$

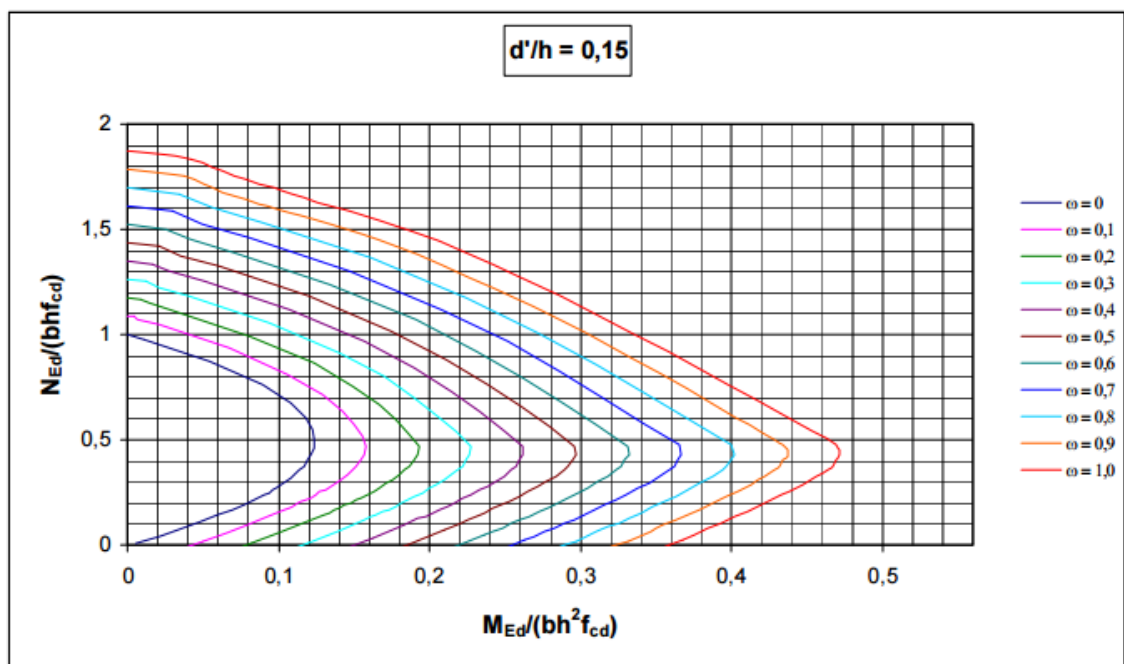
### 6.2.4 Poikkileikkauksen mitoitus

Suhteellinen taivutusmomentti

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{h^2 f_{cd}} \quad (53)$$

(väestönsuojan raudoituksia laskettaessa voidaan teräksen ja betonin lujuutta korottaa 20 %)

Raudoitussuhteen  $\omega$  arvo luetaan normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammista (kuva 17). Pysty akselille sijoitetaan suhteellisen normaalivoiman  $n$  arvo ja vaaka-akselille suhteellisen taivutusmomentin  $\mu$  arvo. Yhteisvaikutusdiagrammi valitaan seinän tehollisen paksuuden ja korkeuden suhteen mukaan.



Kuva 17. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi (SFS-EN 1992-1-1)

Seinän molempien pintojen yhteenlaskettu pystyraudoitus saadaan kaavasta:

$$A_{s,vaad} = \omega h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (54)$$

## 7 Laskentamenetelmien vertailu

Väestönsuoja voidaan laskea monilla eri laskentamenetelmillä. Tässä tapauksessa väestönsuoja lasketaan käsin massiivilaattateorian mukaan ja ETABS-laskentaohjelmalla (kimmoteoria). Laskentamenetelmien vertailu pohjana toimii



yksinkertainen väestönsuoja, jotta virhemarginaalit käsinlaskennassa olisivat mahdollisimman pienet.

## 7.1 Kuormat ja dimensiot

Väestönsuojaa rasittaa seuraavat rasitukset:

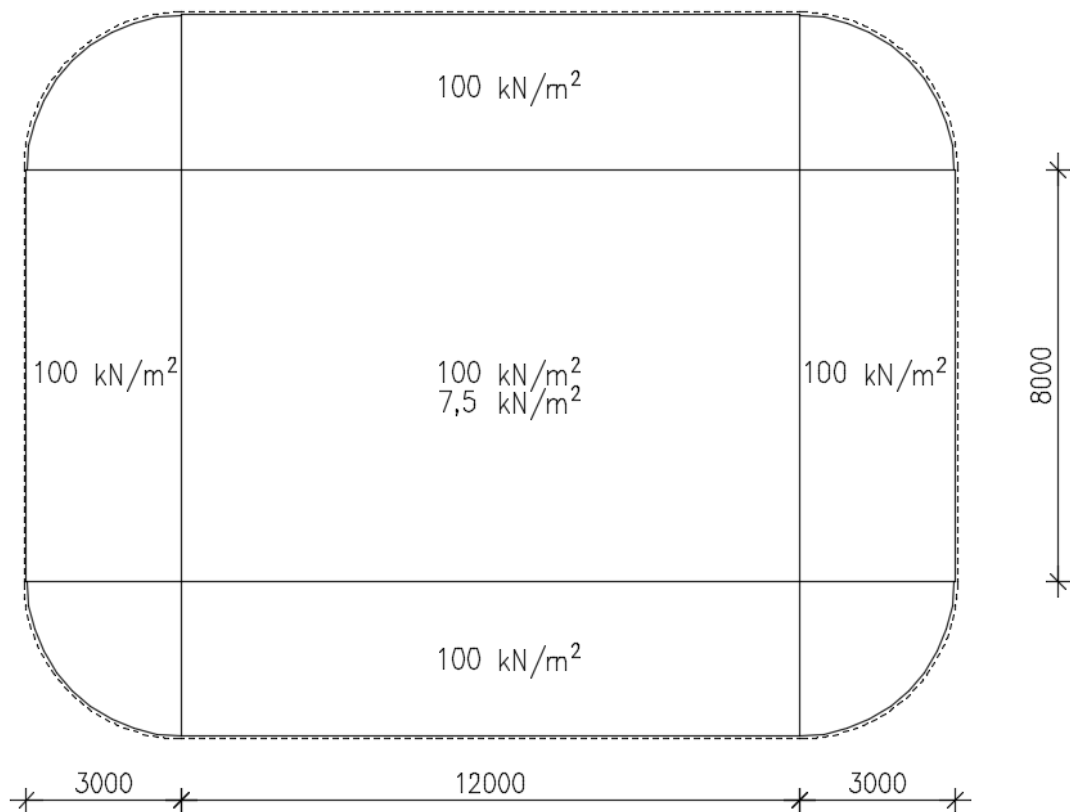
- Painekuorma (katossa ja seinissä) 100 kN/m<sup>2</sup>
- Pysyvä kuorma (katossa) 7,5 kN/m<sup>2</sup>
- Imukuorma (katossa ja seinissä) 30 kN/m<sup>2</sup>

Väestönsuojan dimensiot:

- katto: 12 m x 8 m x 300 mm
- seinät: 12 m x 3 m x 300 mm ja 8 m x 3 m x 300 mm

## 7.2 Massiivilaattamenetelmä

Väestönsuoja levitetään tasoon kuvan 18 mukaisesti. Katto ja seinät kiinnittyvät toisiinsa jäykästi ja muodostavat yhdessä jatkuvan ja ristiin kantavan laataston. Seinien alapää kiinnittyy vapaasti (kiertyvä tuki) eikä näin kerää tukimomenttia. Massiivilaatta menetelmällä laattojen tuki- ja kenttämomentit saadaan laskettua erilaisia taulukkoja hyödyntäen (liite 1). Tässä esimerkissä ei lasketa leikkausvoimia lainkaan, koska väestönsuojan mitoittavana voimasuurena toimivat tuki- ja kenttämomentit.



Kuva 18. Väestönsuoja levitettyä tasoon

Väestönsuojan mitoituskuormia laskettaessa varmuuskertoimet ovat 1, joten niitä ei tarvitse huomioida. Kuvassa 18 on esitetty kuormitukset.

Taivutusmomentit (katto):

Ensin lasketaan laatan sivujen suhde  $\frac{L_y}{L_x}$ ,

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{12}{8} = 1,5$$

Momenttikertoimet saadaan taulukosta:

$$\alpha_{ys} = 0,0310$$

$$\alpha_{xs} = 0,0470$$

$$\alpha_{yf} = 0,0160$$

$$\alpha_{xf} = 0,0259$$

Taivutusmomentit saadaan kaavan 5 s. 24 avulla:

$$m_{ys} = 213 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xs} = 323 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yf} = 110 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xf} = 178 \text{ kNm/m}$$

( $m_{ys}$  ja  $m_{xs}$  ovat tukimomenteja ja  $m_{yf}$  ja  $m_{xf}$  ovat kenttämomenteja)

### Taivutusmomentit (seinä 1 ja 3)

Seinän sivusuhte on suurempi kuin 2, joten se on jaettava osiin.

1 ja 3 osa:

sivusuhte:

$$\frac{L_y}{L_x} = 1,5$$

momenttikertoimet:

$$\alpha_{ys} = 0,0520$$

$$\alpha_{xs} = 0,0840$$

$$\alpha_{yf} = 0,0250$$

$$\alpha_{xf} = 0,0538$$

Taivutusmomentit:

$$m_{ys} = 46,7 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xs} = 75,6 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yf} = 22,5 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xf} = 48,4 \text{ kNm/m}$$

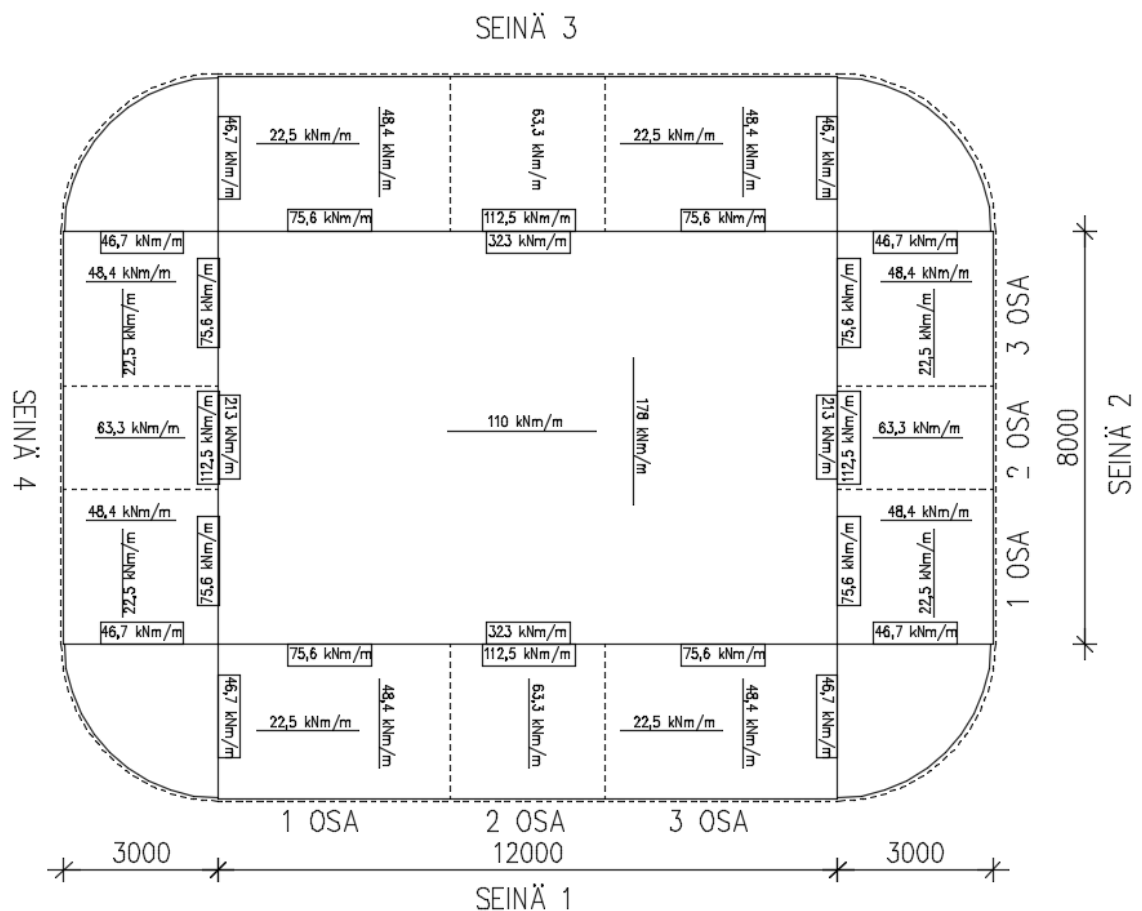
2 osa:

Seinän keskimäinen osa on yhteen suuntaan kantava ja sen momenteiksi saadaan:

$$m_{ys} = 112,5 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yf} = 63,3 \text{ kNm/m}$$

Seinät 2 ja 4 lasketaan vastaavasti. Kuvassa 19 näkyy katon ja seinien tuki ja kenttämomentit.



Kuva 19. Alustavat tuki- ja kenttämomentit

Tukimomentit täytyy vielä tasata seuraavasti:

Tuelle syntyvät momenttierot tasataan laattojen ja jäykkyyksien suhteessa. Tasausmomentit saadaan määriteltyä kaavan 55 avulla:

$$\Delta m_i = \frac{k_i}{\sum k} \Delta m \quad (55)$$

jossa,

$\Delta m$  = perustapausten momenttien erotus

$\Delta m_i$  = laatalle i tuleva tasausmomentti

$k_i$  = laatan i suhteellinen jäykkyysluku

Suhteelliset jäykkyysluvut k saadaan kaavasta 56:

$$k = \beta \frac{h^3}{L_x} \quad (56)$$

jossa,

$\beta$  = taulukosta

Tukien jäykkyysluvut:

$$k_{1,2} = k_{1,3} = k_{1,4} = k_{1,8} = k_{1,9} = k_{1,10} = 0,715$$

$$k_{1,5} = k_{1,6} = k_{1,7} = k_{1,11} = k_{1,12} = k_{1,13} = 0,904$$

$$k_{2,1} = k_{4,1} = k_{8,1} = k_{10,1} = 1,400$$

jne.

Tasausmomentit:

Tuki 1:2

$$\Delta m_1 = 83,6 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta m_2 = 163,8 \text{ kNm/m}$$

Tuki 1:3

$$\Delta m_1 = 73,8 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta m_3 = 137,2 \text{ kNm/m}$$

Tuki 1:5

$$\Delta m_1 = 53,9 \text{ kNm/m}$$

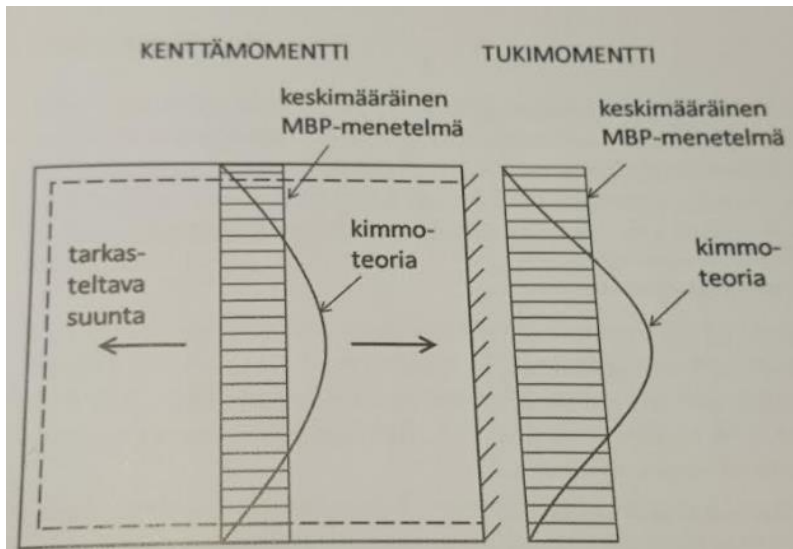
$$\Delta m_5 = 83,5 \text{ kNm/m}$$

Tuki 1:6

$$\Delta m_1 = 36,7 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta m_6 = 63,3 \text{ kNm/m}$$

Perustapausten momentit vastaavat lineaarisen kimmoteorian mukaisia keskimääräisiä momentteja. Käsinelaskennalla ei saada suoraan maksimimomenteja, vaan keskimääräisiä momentteja joudutaan korottamaan. Kuvassa 20 havainnollistetaan keskimääräisten ja maksimimomenttien suhdetta.



Kuva 20. Keskimääräinen massiivilaattamenetelmän ja kimmoteorian mukainen momenttijakauma (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2)

Keskimääräisen tukimomentin suhde maksimimomenttiin on esitetty taulukossa 4.

	Lyhyt sivu	Pitkä sivu
Viereiset sivut vapaasti tuetut	1,50	1,70–0,20 $L_y/L_x$
Toinen viereisistä sivuista vapaasti tuettu, toinen täysin kiinnitetty	1,65	1,90–0,25 $L_y/L_x$
Viereiset sivut täysin kiinnitetyt	1,80	2,05–0,25 $L_y/L_x$

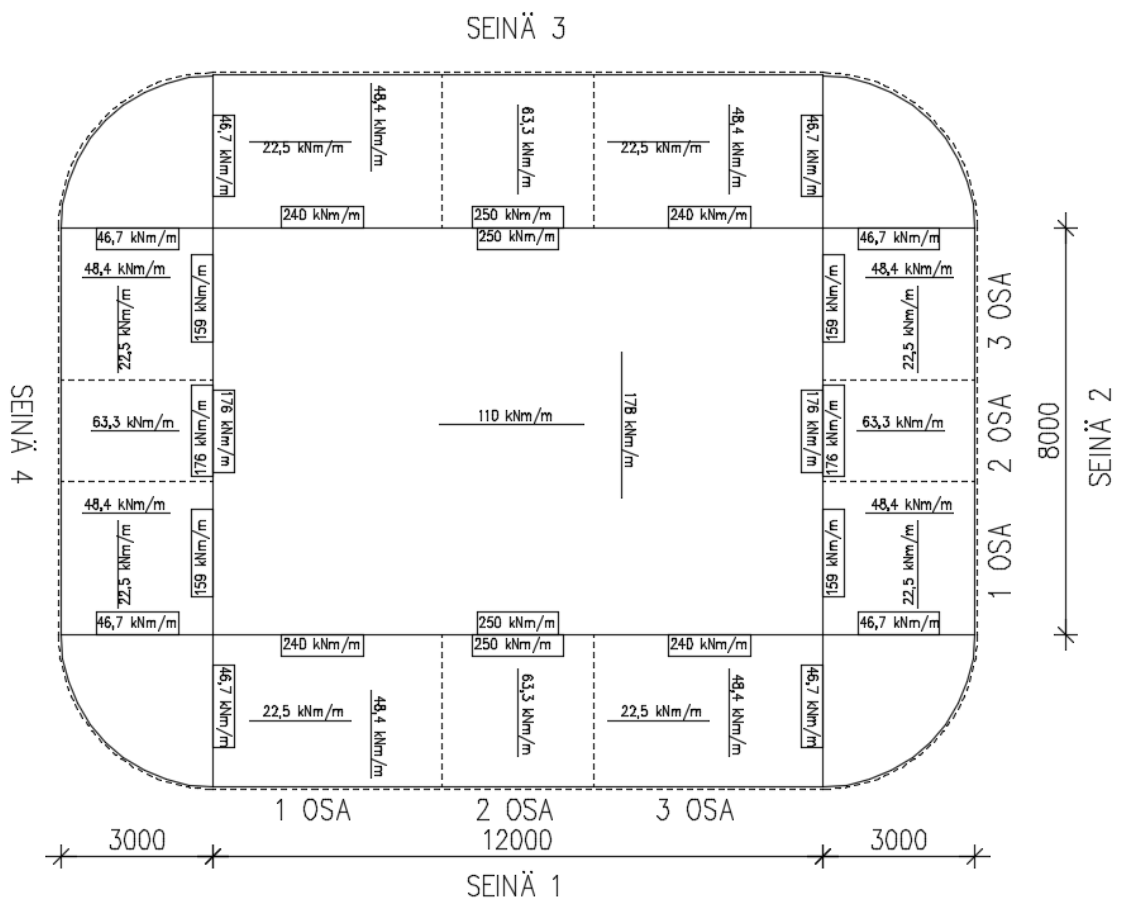
Taulukko 4. Tukimomentin maksimiarvon ja keskimääräisen tukimomentin suhde (By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2)

Kattolaatan maksimitukimomentit ovat siten:

$$m_{ys} = 316,8 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xs} = 418,75 \text{ kNm/m}$$

Tukimomentit tasattuna on esitetty kuvassa 21.

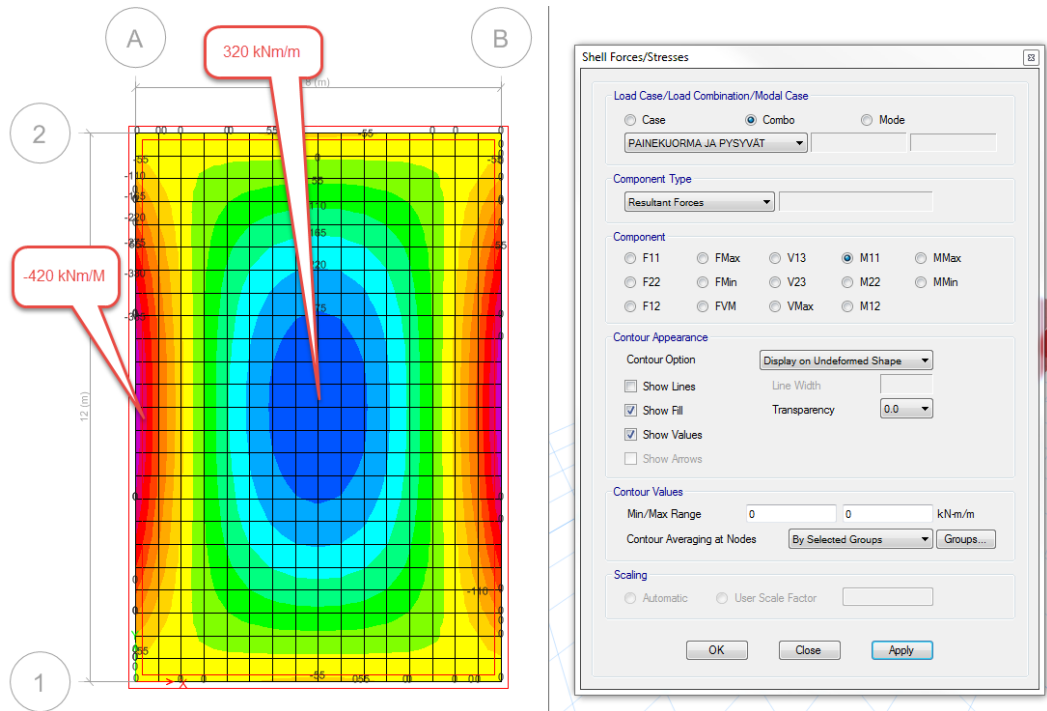


Kuva 21. Keskimääräiset tuki- ja kenttämomentit

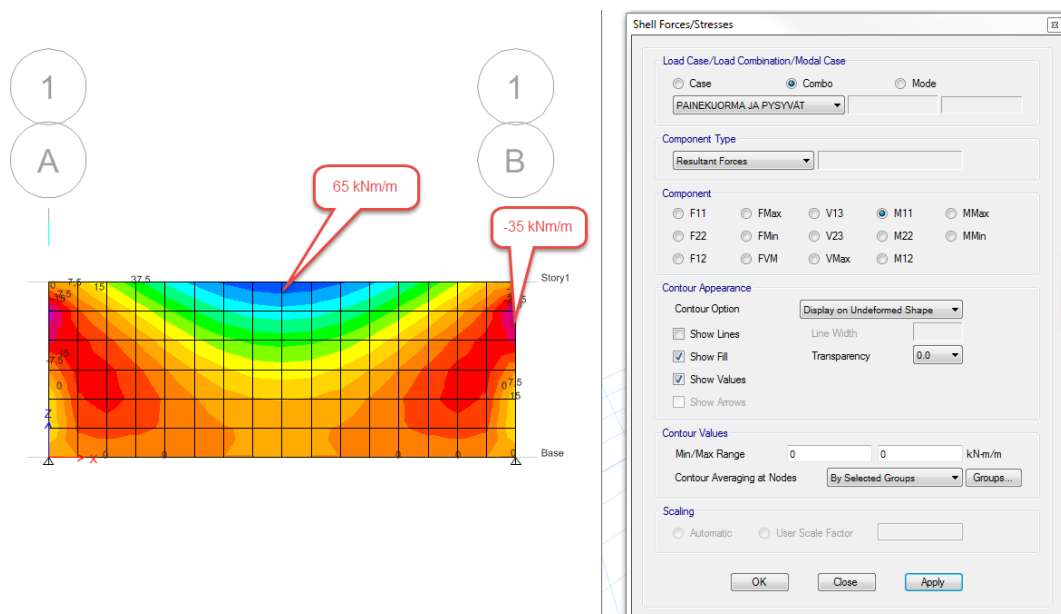
### 7.3 Kimmoteoria (ETABS)

Vastaavanlainen väestönsuoja mallinnetaan ja kuormitetaan ETABS-laskentaohjelmalla. Mallinnus toteutetaan vastaavin työvaihein kuin luvussa 8.2.

Kuvissa 22 ja 23 on voimasuureita, jotka on saatu ETABS-ohjelmasta.



Kuva 22. Kattolaatan  $M_x$ -momentit



Kuva 23. Seinän  $M_x$ -momentit



## 7.4 Tulosten vertailu

Massiivilaattateorian ja kimmoteorian (ETABS) mukaisen laskennan tulokset on esitetty taulukoissa 5 ja 6.

	<b>Kattolaatta</b>	
	Massiivilaattamen. kNm/m	Kimmenteoria kNm/m
<b>Tukimomentit</b>	<b>(maksimimomentit)</b>	
Mx	250, (420)	420
My	176, (320)	330
<b>Kenttämomentit</b>		
Mx	178	320
My	110	160

Taulukko 5. Kattolaatan tuki- ja kenttämomentit

Kun massiivilaattamenetelmällä saadut kattolaatan keskimääräiset tukimomentit korotetaan taulukon 4 mukaisilla kaavoilla, päästään samoihin arvoihin kuin kimmoteorian mukaisella laskennalla. Keskimääräisten kenttämomenttien suhde maksimimomentteihin on noin 1,6, kuten kuvasta 20 voidaan myös tulkita.

	<b>Seinä 1 ja 3</b>		<b>Osa2</b>	
	Osat 1 ja 3		Osat 1 ja 3	Osa2
	Massiivilaattamen. kNm/m	Kimmenteoria kNm/m (maks)	Massiivilaattamen. kNm/m	Kimmenteoria kNm/m (maks)
<b>Tukimomentit</b>	<b>(maksimimomentit)</b>			
Mx	240	n. 300	250, (420)	420
My	46,7	30		
<b>Kenttämomentit</b>				
Mx	48,1			
My	22,5		63,3	50

Taulukko 6. Seinien 1 ja 3 tuki- ja kenttämomentit

Seinien momenttien vertailu on enemmän tulkinnan varassa. Maksimitukimomentit ovat samaa luokkaa molemmilla menetelmillä laskettaessa. Massiivilaattamenetelmällä laskettaessa ylipitkät laatat on jaettava osiin, mikä osaltaan hankaloittaa tulosten vertailua varsinkin kenttämomenttien suhteen. Raudoituksen kannalta oleellisinta kuitenkin on, että maksimimomentit vastaavat toisiaan laskentatavasta huolimatta.

Esimerkin tyyppisen yksinkertaisen ja suorakulmaisen väestönsuojan laskeminen käsin on vielä melko nopeaa ja saadut tulokset riittävän tarkkoja. Mutta monimutkaisempien (vrt. luvun 8 esimerkkikohteen väestönsuoja) väestönsuojien laskenta massiivilaattamenetelmällä vaatii turhan paljon aikaa ja vaivaa.

## 8 Esimerkkikohte

Esimerkkikohteen väestönsuojaa rasittavat seuraavat kuormitukset:

- Katto:
  - pysyvät kuormat 13,75 kN/m<sup>2</sup>
  - painekuorma 100 kN/m<sup>2</sup>
  - imukuorma 33 kN/m<sup>2</sup>
- Seinät (pois lukien väliseinät):
  - painekuorma 100 kN/m<sup>2</sup>
  - imukuorma 33 kN/m<sup>2</sup>
  - yhdellä seinällä myös maanpainekuorma 60 kN/m<sup>2</sup>

Rakenteiden paksuudet ovat seuraavat:

- katto 350 mm
- ympäryseinät 300 mm, 350 mm ja 400 mm
- lattia 200 mm

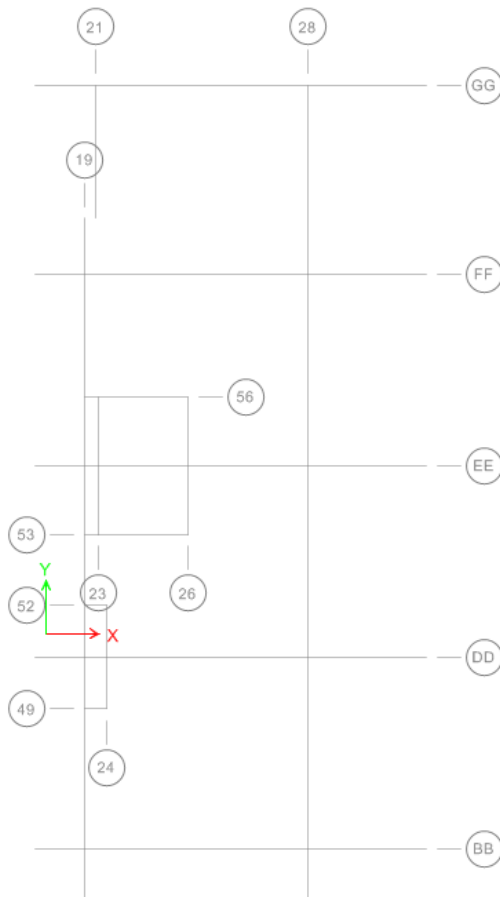
### 8.1 3D-malli

3D-mallilla tarkoitetaan kolmiulotteista mallia, joka on suunniteltu tietokoneohjelman avulla. 3D-mallin avulla on helppo havainnollistaa monimutkaisiakin rakennuksia ja nykyään suurin osa kohteista pyritään mallintamaan kolmiulotteisesti.

#### 8.1.1 Mallintaminen

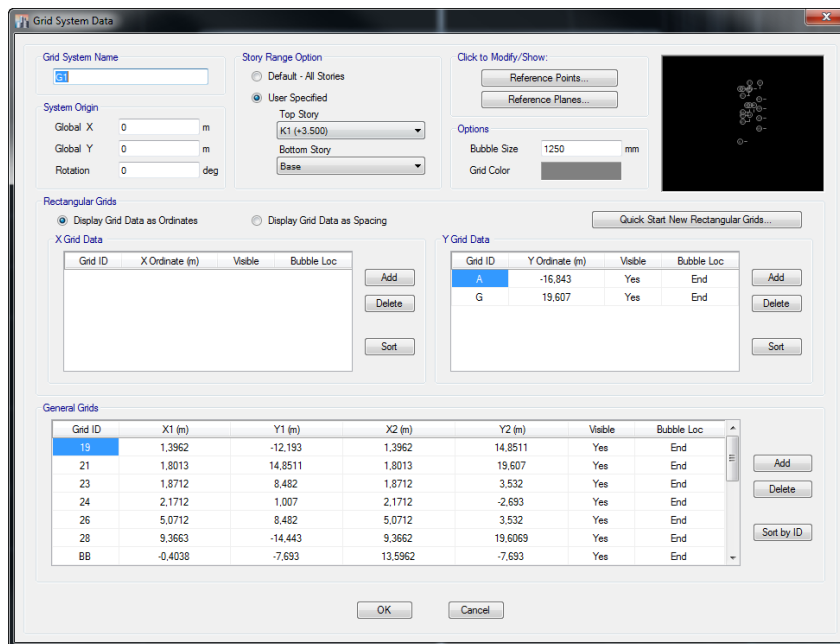
Nopein tapa luoda uusi malli on avata jokin vanha malli, jossa on jo valmiiksi EN-kuormakombinaatiot määriteltä, ja tallentaa se uudelle nimelle. Jos tämä ei ole mahdollista, kuormakombinaatiot on määriteltävä käsin.

Mallintaminen aloitetaan luomalla moduuliverkko tai tuomalla se jo valmiista arkkitehti- tai rakennekuvasta. Jo valmiista ACAD-kuvasta tuotaessa moduuli- viivat on tallennettava omalle tasolle ja tiedosto tallennettava dxf-tiedostoksi. Kuvaa importoitaessa kysytään, mitä tasoa käytetään moduuliverkon luomises- sa jolloin valitaan taso jolle moduuliviivat on piirretty. Kuvassa 24 on moduuli- verkko, jota käytettiin väestönsuojan mallintamisessa.



Kuva 24. Moduuliverkko, josta poistettu väestönsuojan kannalta epäoleelliset moduulit

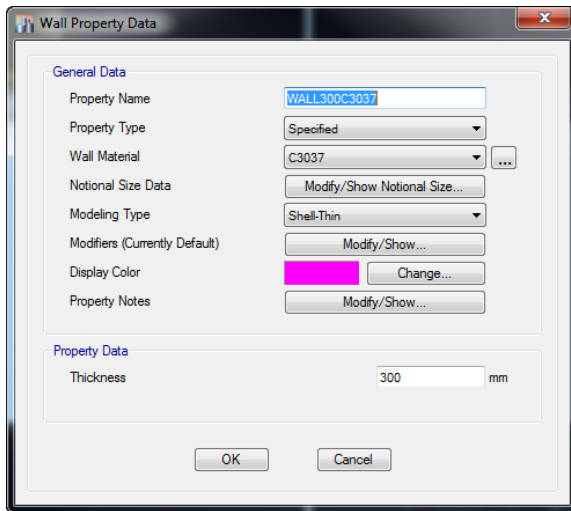
Moduuliverkon numerointia, moduulien sijaintia ja määrää voidaan vielä muoka- ta sen malliin tuomisen jälkeenkin kuvan 25 mukaisesti.



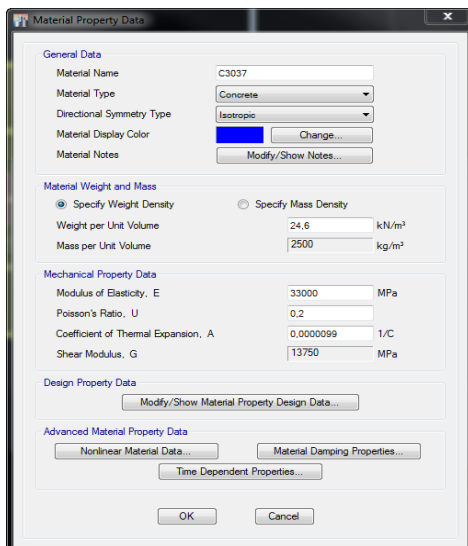
Kuva 25. Moduuliverkon editointi

Ennen kuin voidaan aloittaa mallinnus, on kerrokset ja kerroskorkeudet määrittävä. Kerroksia voidaan lisätä ja muokata mallinnuksen edetessä mutta ne kannattaa määrittellä heti alussa. Tässä tapauksessa väestönsuoja sijaitsee K2-kerroksessa, joten kerroksia ei tarvitse määrittää kahta (K2 ja K1) enempää.

Väestönsuojan seinät mallinnetaan WALL-objekteina (umpiseinä). Eri paksuisille ja betonin lujuuksiltaan erilaisille seinille tehdään omat poikkileikkaukset kuten kuvassa 26. Eri betonilujuuksille tehdään myös omat tietopaketit kuvan 27 mukaisesti. Jos jossain vanhassa mallissa nämä on jo määritelty, kannattaa uusi malli luoda tämän pohjalta.

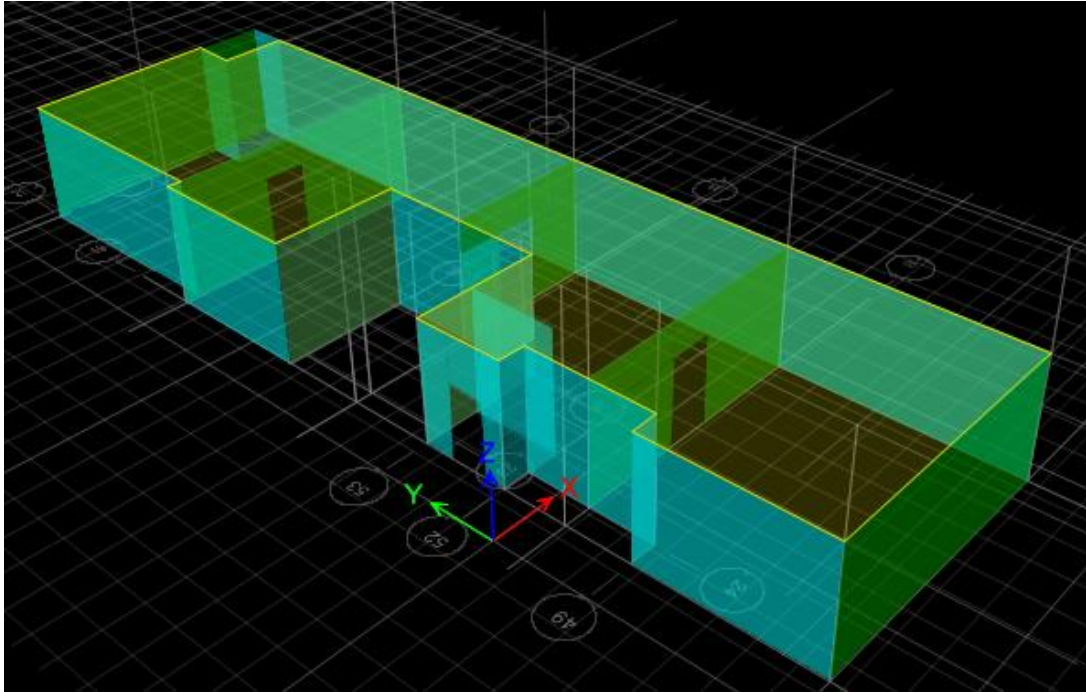


Kuva 26. Seinän ominaisuudet



Kuva 27. C30/37 betonin materiaaliominaisuudet

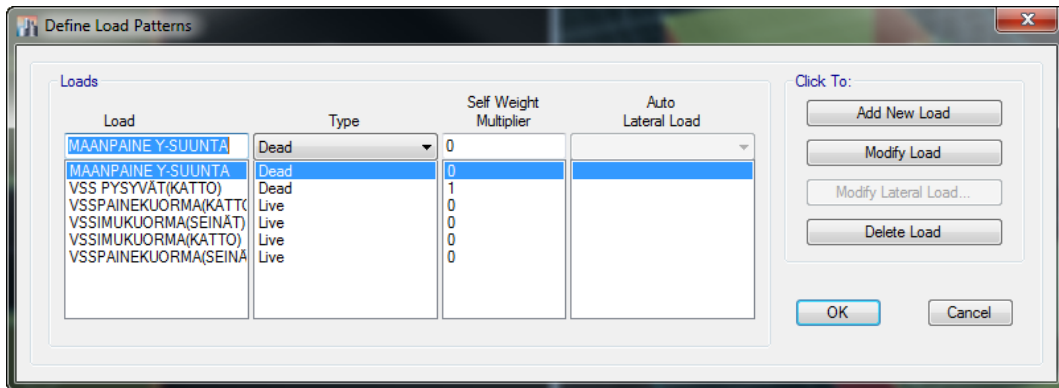
Seiniä mallinnettaessa tulevat ne automaattisesti oikeaan korkoon, kun kerroskorkeudet on määritelty oikein. Kun seinät on mallinnettu, lisätään niihin verkot (rectangular mesh for walls), jotta kuormat jakautuvat realistisesti. Laatat mallinnetaan SLAB-objekteina ja saman kaavan mukaan kuin seinät. Reikiä ja aukkoja tehtäessä reikäobjektityökalulla on reikäobjekti generoitava uudelleen, jotta malli ymmärtää aukon. Kuvassa 28 näkyy väestönsuoja mallinnettuna.



Kuva 28. Väestönsuoja mallinnettuna

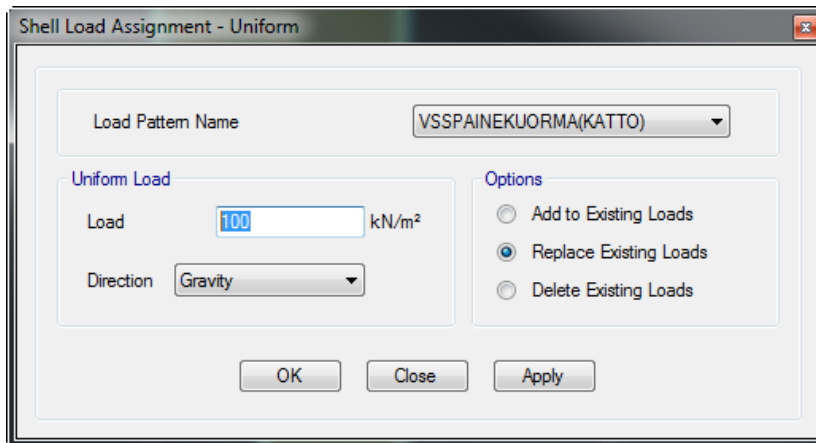
### 8.1.2 Kuormat

Kuormitusmallit täytyy määrittää kuvan 29 mukaisesti ennen kuin ne voidaan lisätä malliin.



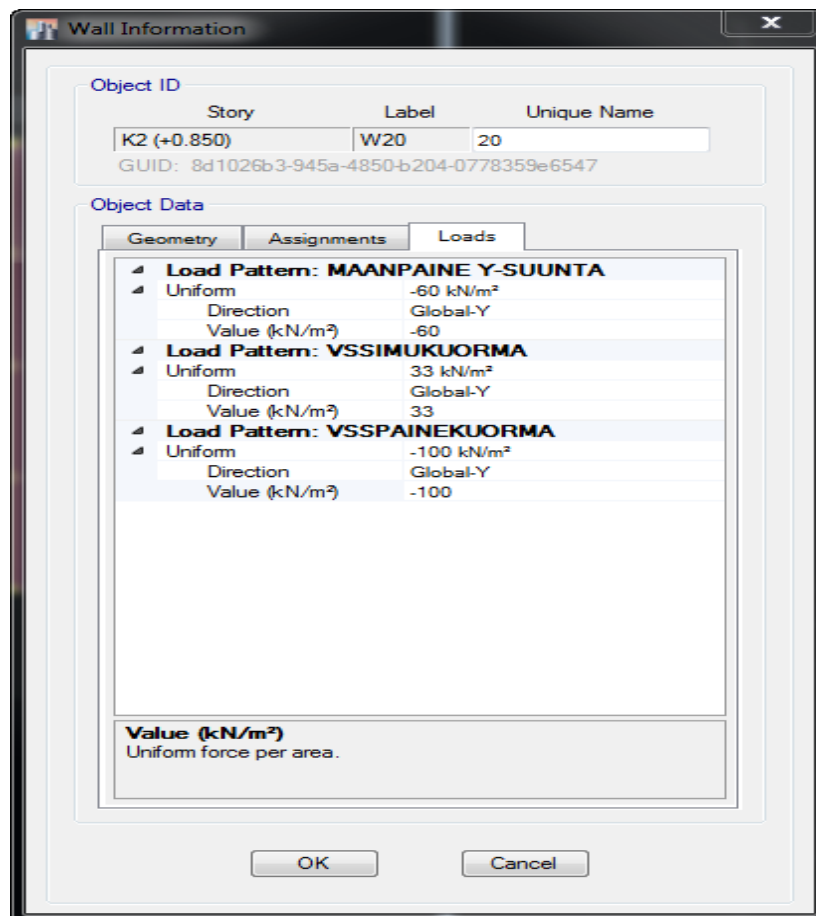
Kuva 29. Kuormituksen määrittäminen.

Tässä tapauksessa kaikki kuormat ovat jakautuneet tasaisesti, joten kuormat lisätään malliin Shell load uniform-komennolla, kuvan 30 mukaisesti. Kuormia lisättäessä on niiden suunta tarkistettava niin, että kuormitus on kohtisuorassa kuormitettavaan objektiin. Kuorman ominaisarvoa voi vielä muokata sen lisäämisenkin jälkeen.

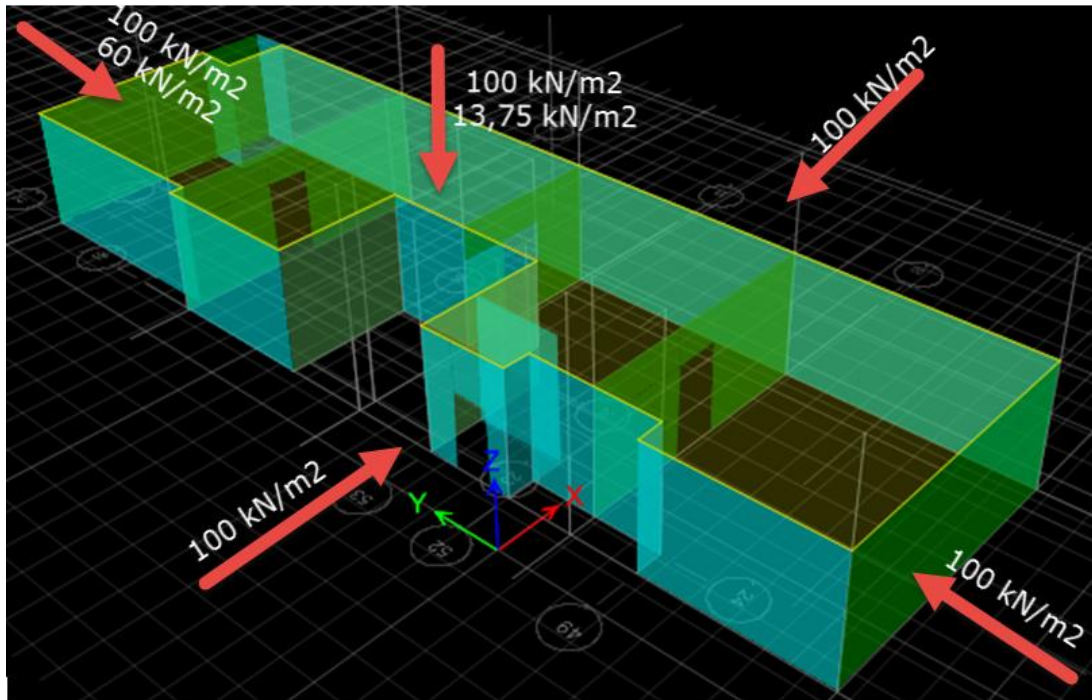


Kuva 30. Kuormien lisääminen malliin

Yksittäisen objektin tietoja (geometriaa, kuormitusta ym.) voidaan muokata kuvan 31 mukaisessa valikossa. Kyseisestä valikosta näkee myös objektiin kohdistuvat kuormitukset ja niiden suunnan.



Kuva 31. Seinän tietovalikko



Kuva 32. Mitoittavan kuormitusyhdistelmän kuormat

### 8.1.3 Kuormitusyhdistelmät

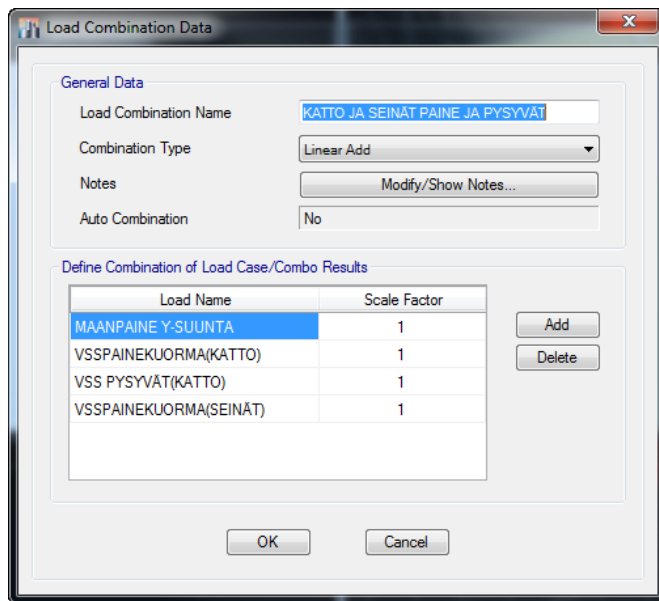
Laskennassa käytetyt kuormitusyhdistelmät:

- kattoon painekuorma ja pysyvät kuormat
- ulkoseiniin painekuorma ja pysyvä kuorma
- kattoon ja ulkoseiniin painekuorma sekä pysyvät kuormat
- edelliset kohdat painekuorman tilalla imukuorma

Yleensä määrävin kuormitusyhdistelmä on paine ja pysyvät kuormat samanaikaisesti sekä kattoon että seiniin, niin myös tässä tapauksessa.

Kuormitusyhdistelmiä voi luoda ja muokata kuvan 33 mukaisesti.





Kuva 33. Kuormitusyhdistelmien luonti ja muokkaus

## 8.2 Voimasuureet

Laskennan tuloksena saatiin väestönsuojan voimasuureet, joiden pohjalta raudoitukset lasketaan. ETABS-mallissa materiaaliosavarmuuskertoimien korotuksella ei ole vaikutusta voimasuureiden suuruuksiin. Korotukset on otettu huomioon raudoitusten laskennassa. Voimasuureet on esitetty liitteessä 2.

## 8.3 Laatan raudoitukset

Alapinnan raudoitus, y-suunnassa (moduulivälillä BB-DD):

Mitoittava momentti on 330 kNm/m.

Suhteellinen momentti  $\mu$  lasketaan kaavan 18 s. 43 mukaan:

$$\mu = 0,0729$$

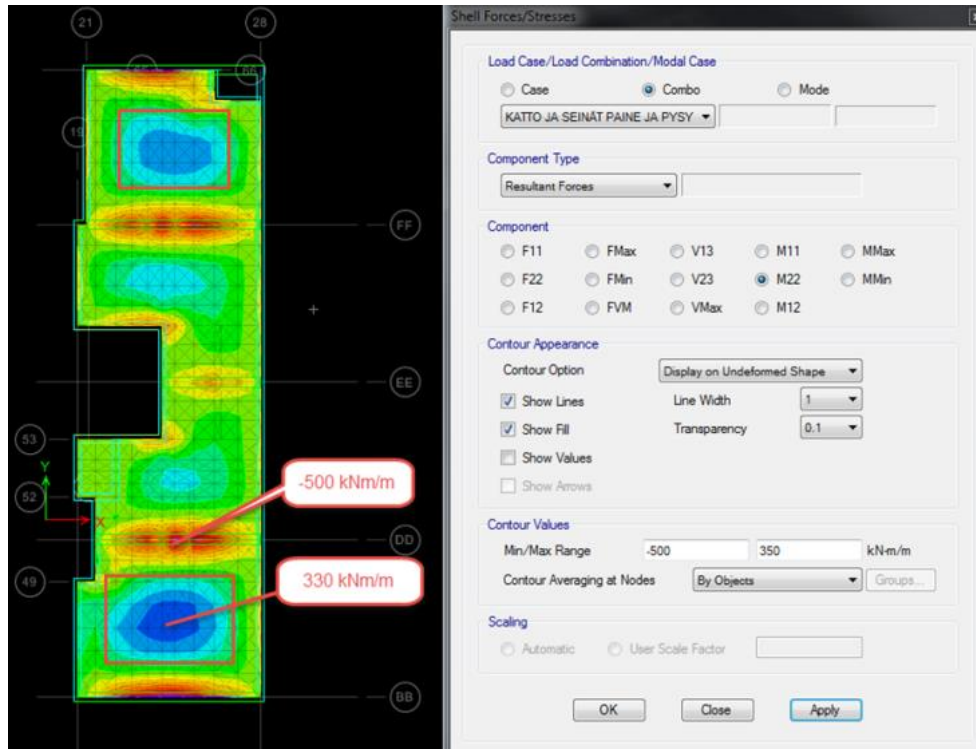
Momenttivarsi z saadaan kaavasta 20 s. 34:

$$z = 295 \text{ mm}$$

Vetoraudoituksen pinta-ala  $A_s$  saadaan kaavasta 21 s. 34:

$$A_s = 1862 \text{ mm}^2/\text{m}$$

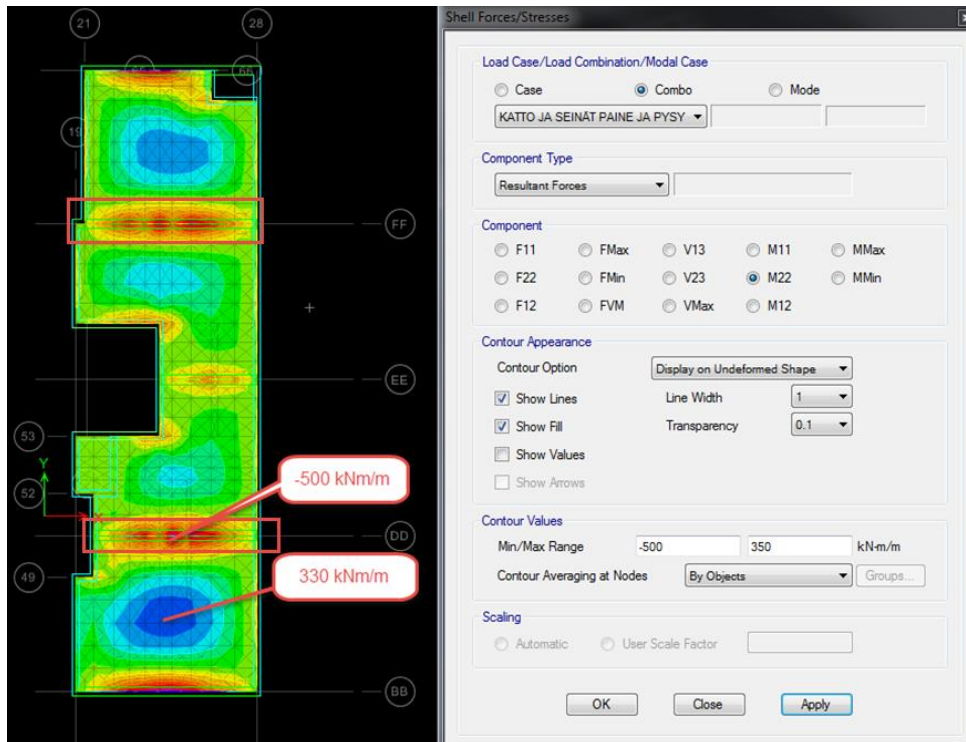
Tiheämpää raudoitusta vaativiin kohtiin valitaan T16 k100 rauditus. Koska maksimikenttämomentti on muuten koko laatastossa alle 200 kNm/m, voidaan muualla käyttää alapinnan y-suunnan raudoituksena T16 k150. Kuvassa 34 mukaisissa paikoissa tarvitaan tiheämpää raudoitusta.



Kuva 34. Tiheämpää raudoitusta vaativat kohdat

Laatan alapinnan x-suuntaiset maksimikenttämomentit ovat samoissa kohdissa kuten y-suunnassa, joten raudituksen suhteen toimitaan samoin. Toisin sanoen moduulivälin BB-DD ja FF-GG keskellä on tiheämpi rauditus T16 k100, ja muuten laatasta on T16 k150.

Yläpinnan raudoitukset lasketaan kuten alapinnankin. Yläpinnassa perusraudoituksena riittää T12 k150, mutta väliseinien kohdalla tarvitaan lisäraudoitusta (T20 k150). Kuvassa 35 näkyy paikat, joissa vaaditaan y-suuntaista lisäraudoitusta laatan yläpintaan.



Kuva 35. Laatan yläpinnan kriittiset paikat raudoituksen suhteen

Väestönsuojien lattioissa yleisesti riittää vähimmäisraudoitus T10 k150 molempiin suuntiin.

Tarkastetaan vielä laatan leikkauskestävyys:

Leikkausraudoittamattoman laatan leikkauskestävyydeksi saadaan kaksi arvoa joista valitaan maksimiarvo. Mitoitusarvot saadaan sivulla 35 esitettyjen kaavojen mukaan:

$$V_{Rd,c0} = (C_{Rd,c} k \sqrt{100\rho * f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 254 \text{ kN}$$

jossa;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 = 1,807$$

$$\rho = A_{sl}/(b_w d) = 0,013651$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma = N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd} = 0 \quad (N_{Ed} = 0)$$

Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo kaavasta:

$$V_{Rd,min} = (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d = 180 \text{ kN}$$

jossa;

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}\sqrt{f_{ck}} = 0,589$$

$$V_{Rd,c} = \max\left\{\frac{V_{Rd,co}}{V_{Rd,min}}\right\} = \max\left\{\frac{254 \text{ kN}}{180 \text{ kN}}\right\} = 254 \text{ kN}$$

Mitoitusehto:

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} = 254 \text{ kN} > 250 \text{ kN}$$

Laattaa rasittaa maksimissaan 250 kN leikkaus, joten laatta kestää leikkausraudoittamattomana.

#### 8.4 Seinän raudoitukset

Suurimmat voimasuureet ovat seinälinjalla 28 ja moduulivälissä BB-DD.

Mitoittavat voimasuureet:

- normaalivoima 650 kN
- momentti 280 kNm

Seinän nurjahduspituus  $l_0$  on 2,8m

Hoikkuus  $\lambda$  saadaan kaavasta 32 s. 36:

$$\lambda = 32,3$$

1-kertaluvun vaikutukset:

Lisäepäkeskeisyys  $e_i$  lasketaan kaavalla 34 s. 37:

$$e_i = 7 \text{ mm}$$

2-kertaluvun vaikutukset nimellisen kaarevuuden menetelmällä:

Ensin lasketaan kaarevuus  $\frac{1}{r}$  kaavalla 38 s.38:

ennen sitä on laskettava suhteellinen normaalivoima  $n$  kaavalla 40 s.38:

$$n = 0,0451$$

$$\frac{1}{r} = 1/27,63$$

Ja taipuma  $e_2$  kaavalla 47 s. 39:

$$e_2 = 25,6$$

Mitoitusmomentit saadaan kaavalla 48 s. 39:

$$M_{ed} = 284,55 \text{ kNm/m}$$

Poikkileikkauksen mitoitus:

Suhteellinen taivutusmomentti  $\mu$  lasketaan kaavalla 53 s. 40:

$$\mu = 0,066$$

Raudoitussuhde  $\omega$  saadaan yhteisvaikutusdiagrammista:

$$\omega = 0,084 \text{ (tarkka arvo laskenta alustasta)}$$

Raudoitussuhde vastaa T16 k100 raudoitusta seinän molemmissa pinnoissa sekä pystyyn että vaakaan.

Mualla väestönsuojan ulkoseinissä käytetään raudoitusta T16 k150 molemmissa pinnoissa sekä pystyyn että vaakaan.

## 9 Pohdinta

Työn tavoitteena oli mitoitaa S1-luokan väestönsuojan ympärysrakenteet ja mallintaa väestönsuoja 3D-FEM-ohjelmalla. Lisäksi työn tarkoituksena oli analysoida väestönsuojia koskevaa lainsäädäntöä ja määräyksiä sekä erilaisia laskentamenetelmiä.

Työssä käytiin ensin läpi säädöksiä ja lainsäädäntöä ja perehdyttiin neljään erilaiseen laskentamenetelmään. Laskentamenetelmiin perehdyttiin hieman tarkemmin yksinkertaisen laskuesimerkin avulla ja saatuja tuloksia vertailtiin. FEM-mallista saatujen voimasuureiden perusteella mitoitettiin hieman monimutkaisempi esimerkki kohde, josta piirrettiin myös raudoituskuvat.

Väestönsuojan suunnittelu on oma erillinen osa koko rakennuksen suunnittelu-prosessista, koska sen tekniset vaatimukset poikkeavat asuin- tai toimistotalon teknisistä vaatimuksista. Väestönsuoja voidaan mitoitaa monilla erilaisilla käsinlaskentamenetelmillä, mutta monimutkaisemmissa kohteissa ne ovat niin työläitä ja hitaita, että mitoitus kannattaa suorittaa FEM-ohjelmilla. Tässä työssä väestönsuoja mallinnettiin ETABS-laskentaohjelmalla. ETABS on selkeä ja helppo käyttää ja tarvittavat voimasuureet saadaan nopeasti ohjelmasta ulos. ETABS-laskentaohjelmalla pystytään myös laskemaan tarvittavat raudoitusmäärät, mutta tässä työssä kyseistä ominaisuutta ei käytetty, vaan raudoitukset laskettiin sekä käsin että Excel-laskentapohjia hyödyntäen. On myös monia muita FEM-ohjelmia, jotka varmasti soveltuvat hyvin väestönsuojan mitoitukseen.

## Kuvat

- Kuva 1. Väestönsuojien suojuokat S1, S2 ja kalliosuoja (RT 92- 11173), s 10
- Kuva 2. Liikuntasäama (RT 92- 11173), s 13
- Kuva 3. Hätäpoistumiskäytävä mikä ulottuu rakennuksen sortuman ulkopuolelle (RT 92- 11173), s 14
- Kuva 4. Sirpalesuojauksen periaate, suojatut alueet merkitty rasteroinnilla (RT 92- 11173), s 15
- Kuva 5. S1-luokan väestönsuojan rakenteiden paksuuksia (RT 92- 11173), s 16
- Kuva 6. S1-luokan väestönsuojan painekuormat (RT 92- 11173), s 18
- Kuva 7. Rakenne levitettynä tasoon, s 20
- Kuva 8. Pitkän laatan toimintasunnat, s 21
- Kuva 9. Laatan myötöviivat ja muortomekanismi (Saarinen, Kinnunen Tiira 1986a), s 22
- Kuva 10. Erilaisia myötökuvioita (Saarinen, Kinnunen Tiira 1986a), s 23
- Kuva 11. Neljältä reunalta kiinnitetyn laatan myötökuvio ja taivutusmomentit (Saarinen, Kinnunen Tiira 1986a), s 25
- Kuva 12. Laatan jako osiin (Saarinen, Kinnunen Tiira 1986b), s 26
- Kuva 13. Laatta jaettuna kaistoihin (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2), s 30
- Kuva 14. Laatta jaettuna kaistoihin (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2), s 32
- Kuva 15. Esimerkkejä palkkikaistojen käytöstä (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2), s 33
- Kuva 16. Seinän/pilarin nurjahduspituus eri tuentatapauksissa (SFS-EN 1992-1-1), s 36
- Kuva 17. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi (SFS-EN 1992-1-1), s 40
- Kuva 18. Väestönsuoja levitettynä tasoon, s 42
- Kuva 19. Alustavat tuki- ja kenttämomentit, s 44
- Kuva 20. Keskimääräinen massiivilaattamenetelmän ja kimmoteorian mukainen momenttijakauma, (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2), s 46
- Kuva 21. Keskimääräiset tuki- ja kenttämomentit, s 47

- Kuva 22. Kattolaatan Mx-momentit, s 48
- Kuva 23. Seinän Mx-momentit, s 48
- Kuva 24. Moduuliverkko, josta poistettu väestönsuojan kannalta epäoleelliset moduulit., s 51
- Kuva 25. Moduuliverkon editointi, s 52
- Kuva 26. Seinän ominaisuudet, s 53
- Kuva 27. C30/37 betonin materiaaliominaisuudet, s 53
- Kuva 28. Väestönsuoja mallinnettuna, s 54
- Kuva 29. Kuormituksen määrittäminen, s 54
- Kuva 30. Kuormien lisääminen malliin, s 55
- Kuva 31. Seinän tietovalikko, s 55
- Kuva 32. Mitoitettavan kuormitusyhdistelmän kuormat, s 56
- Kuva 33. Kuormitusyhdistelmien luonti ja muokkaus, s 57
- Kuva 34. Tiheämpää raudoitusta vaativat kohdat, s 58
- Kuva 35. Laatan yläpinnan kriittiset paikat raudoituksen suhteen, s 59

## **Taulukot**

- Taulukko 1. Väestönsuojan suojuoluokat, varsinainen suojuutila, laskennallinen henkilö määrä, kuormitus ja suojuuryhmä (RT 92- 11173), s 10
- Taulukko 2. S1-luokan väestönsuoja. Tilojen mitoitus ja tilojen sekä varusteiden lukumäärä. Käyttöesimerkki: rakennuksen kerrosala 4100 neliometriä (merkitty katkoviivalla). (RT 92- 11173), s 11
- Taulukko 3. Sirpaleilta suojaavien rakenteiden yhteenlaskettu vähimmäispaksuus (RT 92- 11173), s 17
- Taulukko 4. Tukimomentin maksimiarvon ja keskimääräisen tukimomentin suhde, By 202, betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 osa 2, s 47
- Taulukko 5. Kattolaatan tuki- ja kenttämomentit, s 49
- Taulukko 6. Seinien 1 ja 3 tuki- ja kenttämomentit, s 49



## Lähteet

By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013, osa 1. 2 korjattu painos. Suomen Betoniyhdistys ry. Tampere 2015, Tammerprint Oy

By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014, osa 2. Suomen Betoniyhdistys ry. Tampere 2015, Tammerprint Oy

Pelastuslaki 29.4.2011/379. Finlex, lainsäädäntö. [Finlex.fi](http://Finlex.fi) Viitattu 23.01.2016

RT 92-11173 S1-luokan teräsbetoniväestönsuoja. Rakennustieto. <https://www.rakennustieto.fi> viitattu 23.01.2016

SFS-EN 1992-1-1 + AC.

Sisäasiainministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta 10.5.2011/506. Finlex lainsäädäntö. [Finlex.fi](http://Finlex.fi) Viitattu 23.01.2016

Saarinen, Eero, Kinnunen, Jukka & Tiira, Seppo 1986b. By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2. 2 painos, Jyväskylä, Gummerus kirjapaino Oy.

Saarinen, Eero, Kinnunen, Jukka & Tiira, Seppo 1986a. By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 3. 2 painos, Jyväskylä, Gummerus kirjapaino Oy.

Valtioneuvoston asetus väestönsuojista 5.5.2011/408. Finlex lainsäädäntö. [Finlex.fi](http://Finlex.fi) Viitattu 23.01.2016

# Liitteet

## Liite 1. Massivilaattateoriataulukot

Momenttikertoimet  $\alpha$

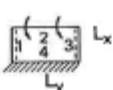
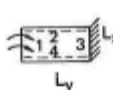
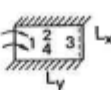
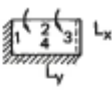
Tuenta- tapaus	1		2			3			
	$\frac{L_y}{L_x}$	$a_{yf}$ (1)	$a_{xf}$ (2)	$a_{xs}$ (3)	$a_{yf}$ (4)	$a_{xf}$ (5)	$a_{ys}$ (6)	$a_{yf}$ (7)	$a_{xf}$ (8)
1,0		0,0555	0,0555	0,0575	0,0368	0,0429	0,0575	0,0429	0,0368
1,1		564	628	626	364	471	632	456	435
1,2		564	694	672	355	505	684	472	494
1,3		555	754	714	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			

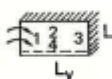
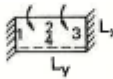
Tuenta- tapaus	4				5			6			
	$\frac{L_y}{L_x}$	$a_{ys}$ (9)	$a_{xs}$ (10)	$a_{yf}$ (11)	$a_{xf}$ (12)	$a_{xs}$ (13)	$a_{yf}$ (14)	$a_{xf}$ (15)	$a_{ys}$ (16)	$a_{yf}$ (17)	$a_{xf}$ (18)
1,0		0,0415	0,0415	0,0314	0,0314	0,0479	0,0232	0,0310	0,0479	0,0310	0,0232
1,1		440	470	317	357	510	224	330	536	339	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)	$a_{xf}$ (30)
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	446	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	

### Jäykkyskertoimet $\beta$

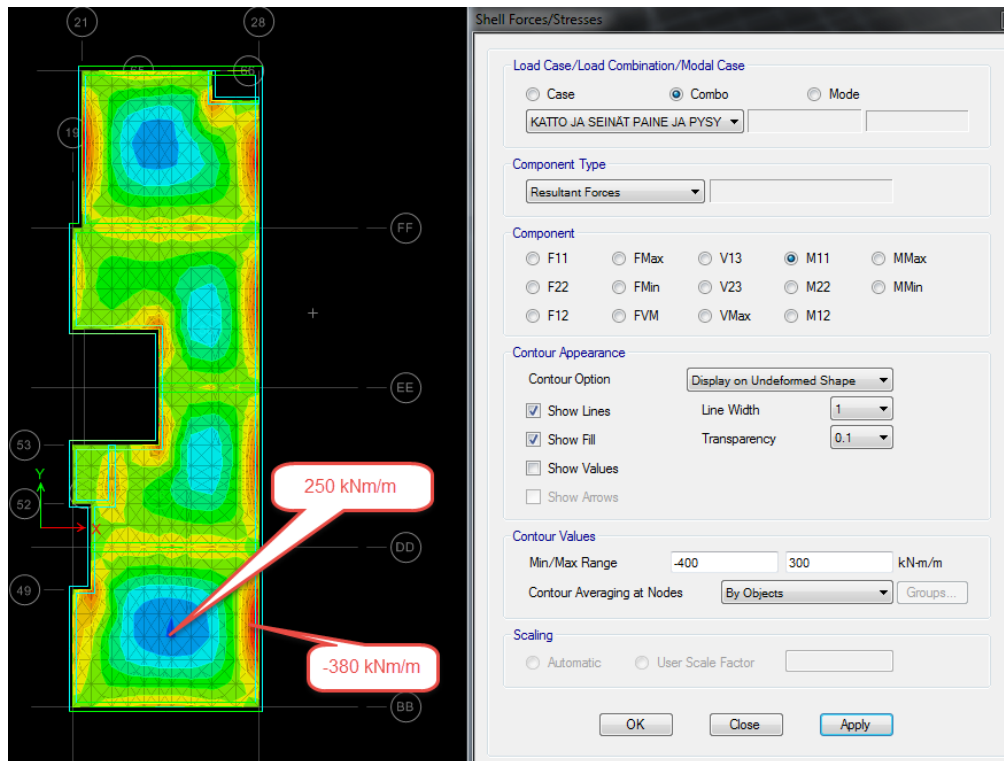
Tuenta- tapaus	2		3		4		
	$\frac{L_y}{L_x}$	$\beta_2$ (1)	$\beta_1$ (2)	$\beta_1$ (3)	$\delta_{12}$ (4)	$\beta_2$ (5)	$\delta_{21}$ (6)
1,0		6,43	6,43	7,20	0,384	7,20	0,384
1,1		5,91	6,38	7,10	355	6,61	409
1,2		5,5	6,34	7,01	328	6,15	426
1,3		5,18	6,32	6,94	302	5,73	432
1,4		4,91	6,30	6,87	275	5,40	432
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-tapsus	5		6		7				
					$\beta_1$	$\delta_{12}$	$\beta_2$	$\delta_{21}$	$\delta_{24}$
$\frac{L_y}{L_x}$	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(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							

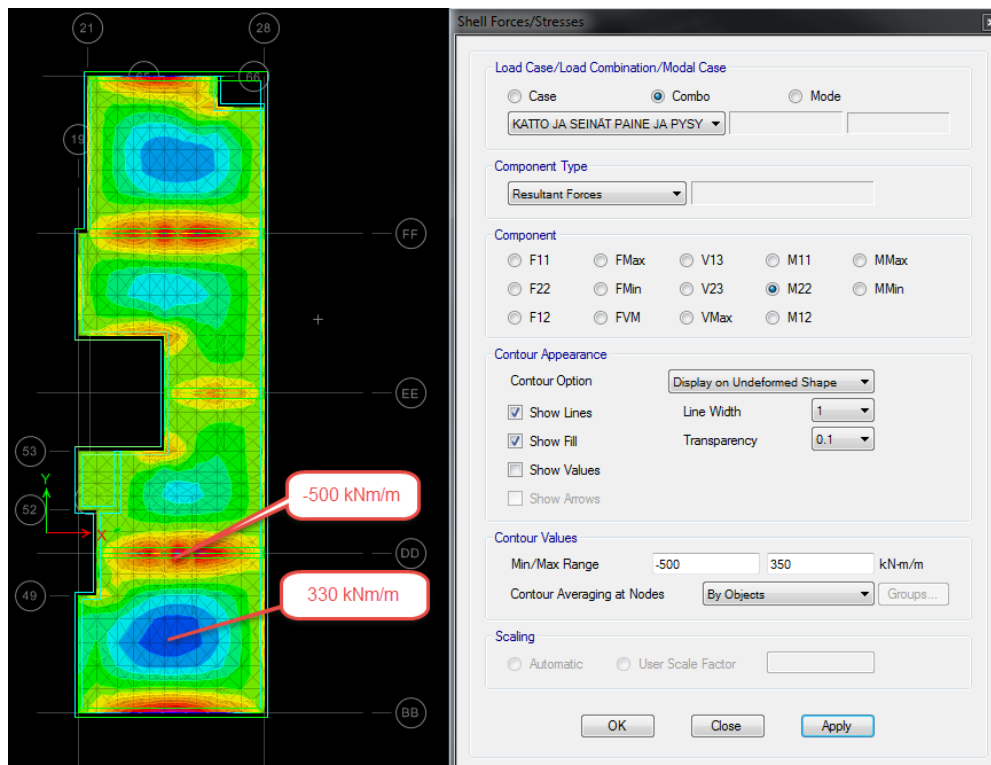
Tuenta-tapsus	8					9						
			$\beta_1$	$\delta_{13}$	$\delta_{12}$	$\beta_2$	$\delta_{21}$	$\beta_1$	$\delta_{13}$	$\delta_{12}$	$\beta_2$	$\delta_{21}$
$\frac{L_y}{L_x}$	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	
1,0	7,35	0,137	0,292	7,78	0,358	7,88	0,058	0,257	7,88	0,257	0,058	
1,1	7,23	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	

## Liite 2: Voimasuureita (ETABS)

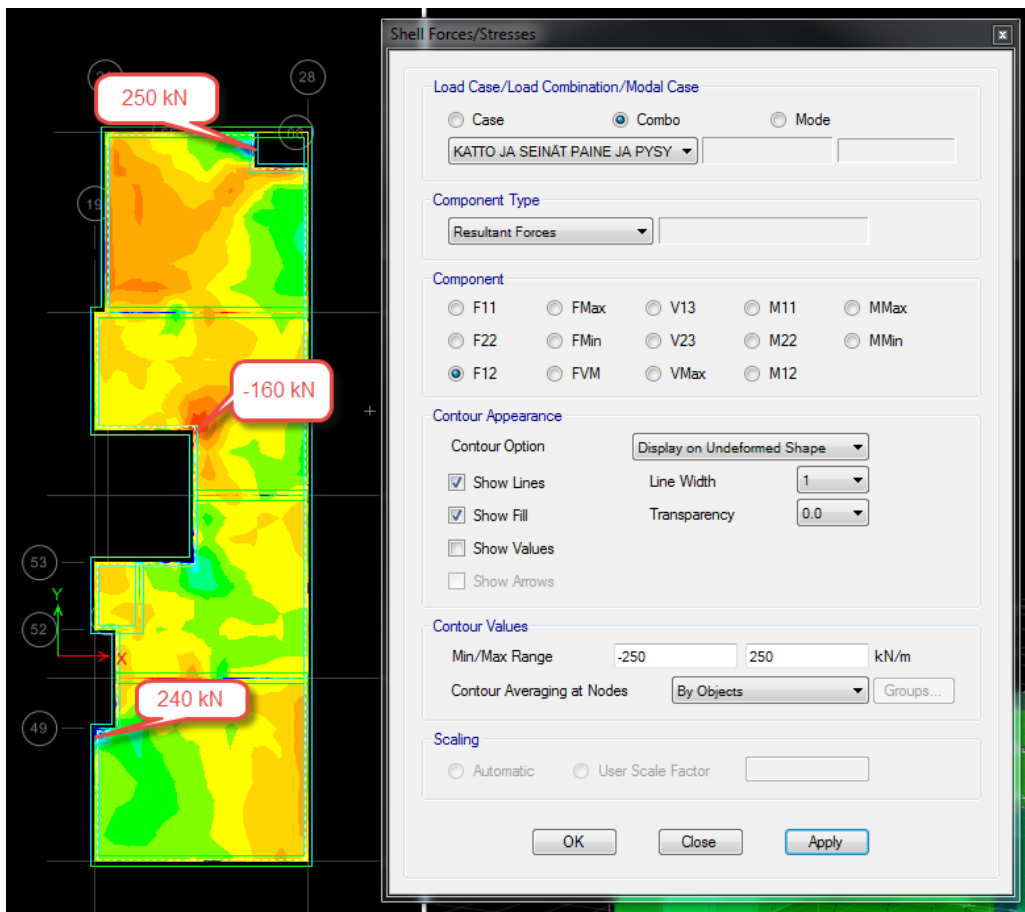
### Kattolaatta Mx



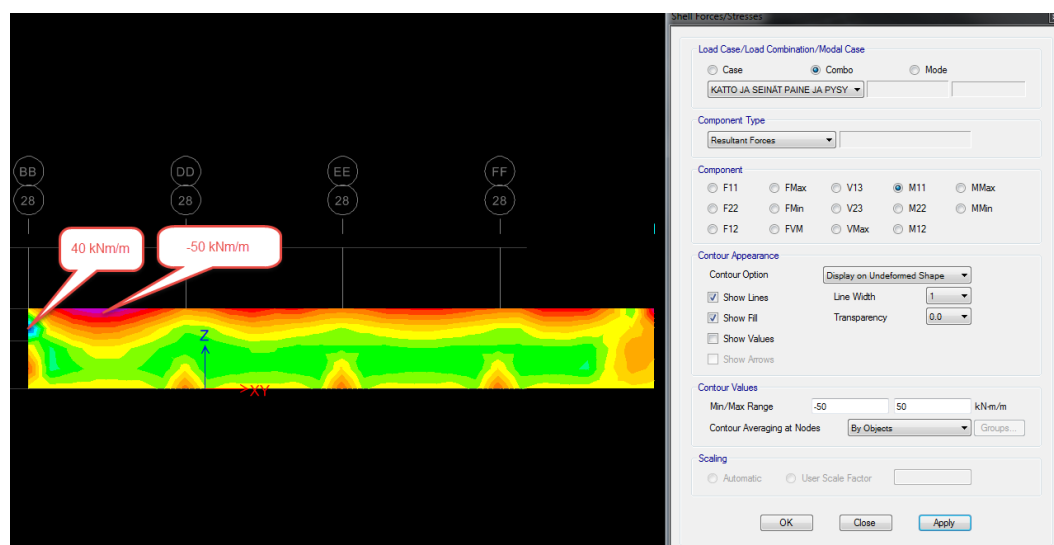
### Kattolaatta My



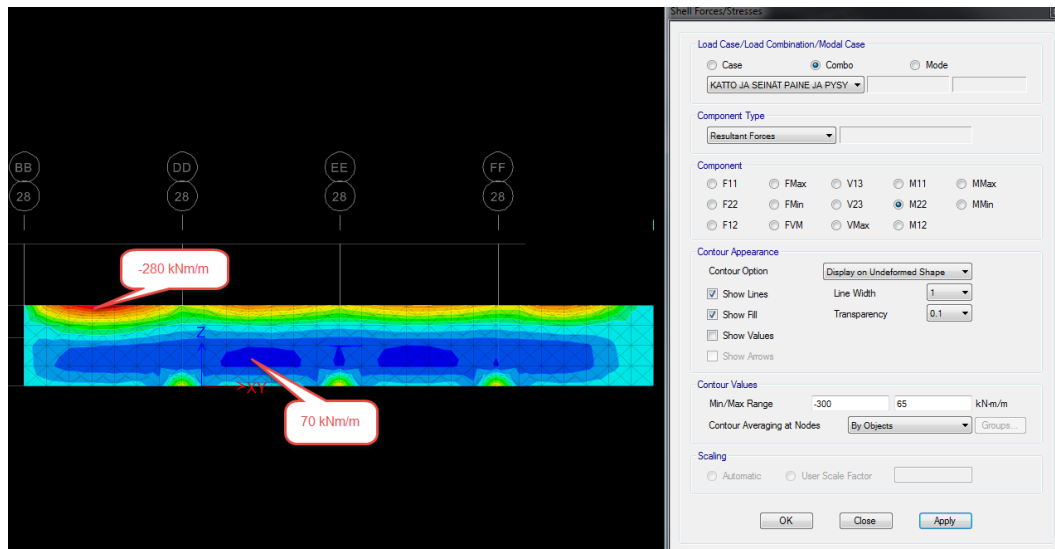
## Kattolaatta, leikkaus



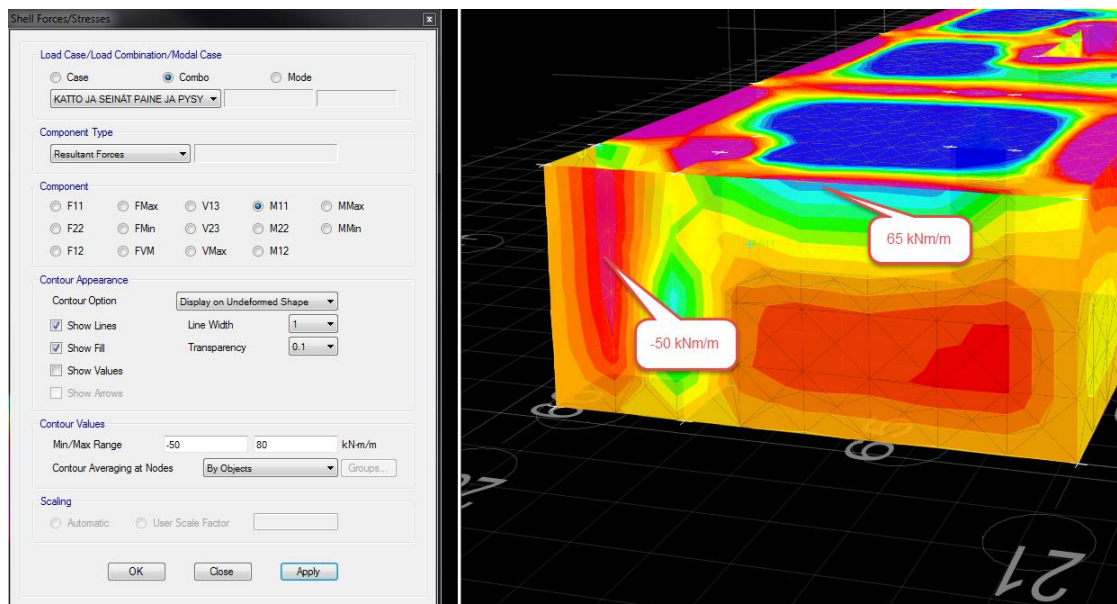
## Seinälinja 28 Mz



## Seinälinja 28 My

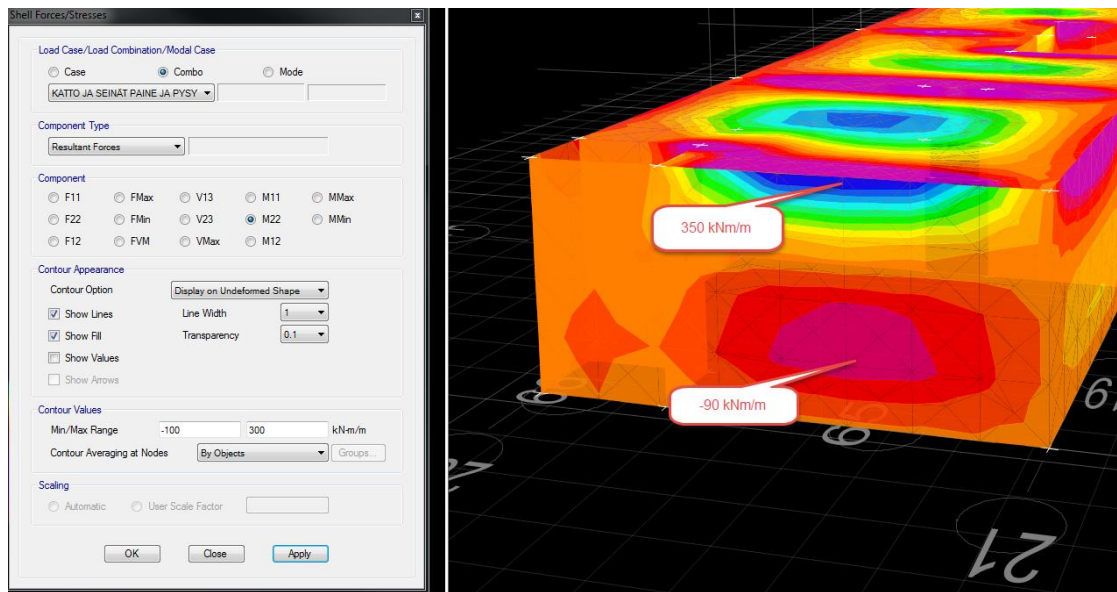


## Seinälinja GG Mz

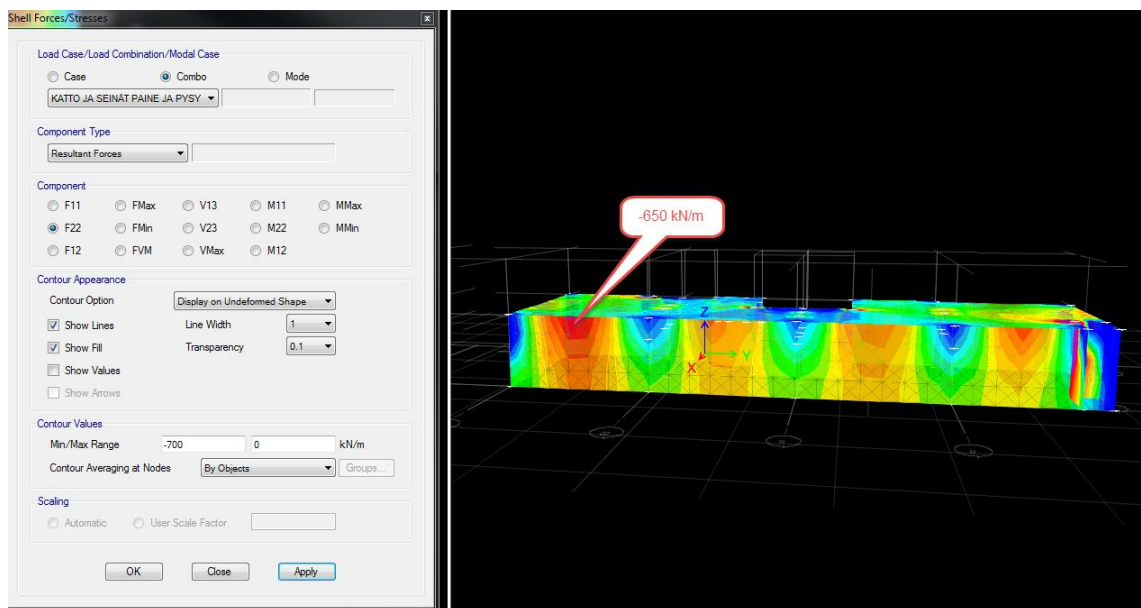




## Seinälinja GG My

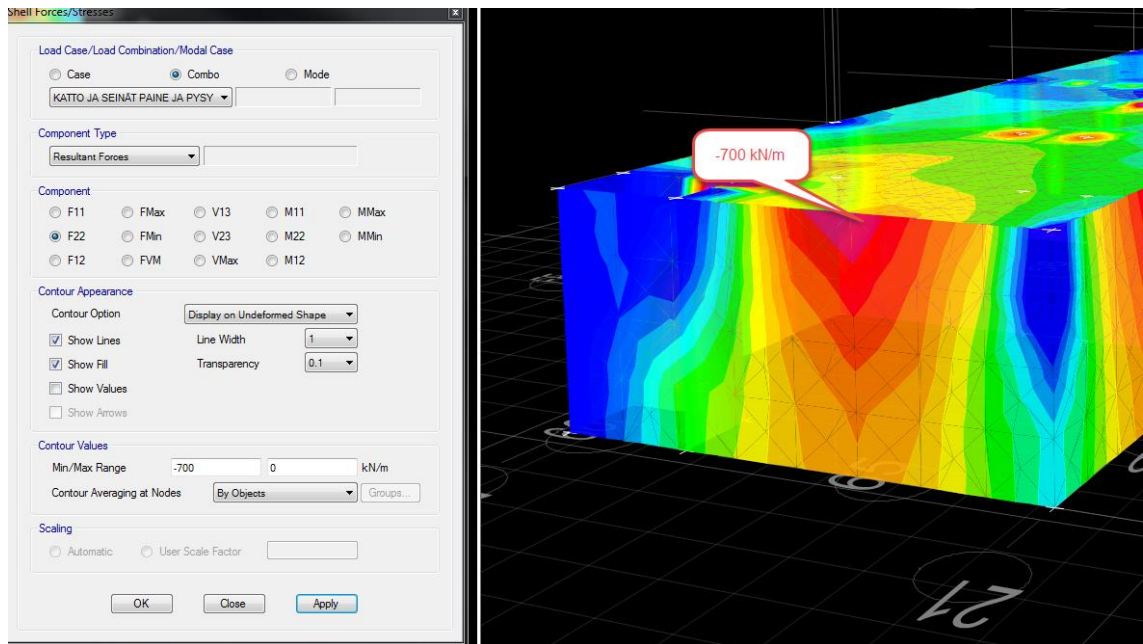


## Normaalivoima Nd, seinälinja 28





## Normaalivoima Nd, seinälinja GG



### Liite 3: Raudoituslaskeskelmat

VSS laatan mitoitus		Alapinnan teräkset x suunta	
Betoni	C40/50	rasitukset	
fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40,00	Taivutusmomentti	M <sub>ed</sub> [kNm] 230,00
fcd [N/mm <sup>2</sup> ] korotettu	48,00		
Betonipeite	C [mm]	35	
Teräs	Materiaali		
A500HW	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	500	betoni C40/50
Laskenta-arvo (korotettu)	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	600,00	Teräs A500HW
			fck [N/mm <sup>2</sup> ] 40
			fyk [N/mm <sup>2</sup> ] 500
			fcd [N/mm <sup>2</sup> ] 48
			f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] 600,0
Laatta	Taivutusmitoitus		
Korkeus	h [mm]	350	
Leveys	b [mm]	1000	
		poikkileikkaus	
	d [mm]	307	
	suhteellinen momentti		
	$\mu = M_{ed}/f_{cd}bd^2$	0,051	
	sisäinen momenttivarsi		
	z [mm]	$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ 299	
	Vaadittava vetoteräsmäärä		
	A <sub>s,vaad</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1282	A <sub>s</sub> = M <sub>ed</sub> /f <sub>yd</sub> z
	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	560	A <sub>s,min</sub> = 0,26 * f <sub>ctm</sub> bd / f <sub>yk</sub>
Valitaan	t	kpl/m	
	16	6,67	1341 [mm <sup>2</sup> ]
Lisäteräs	0	0	0 [mm <sup>2</sup> ]
		yht	1341
		ka	96 %

VSS laatan mitoitus		Alapinnan teräsket x suunta	
Betoni	C40/50	<b>rasitukset</b>	
fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40,00	Taivutusmomentti	M <sub>ed</sub> [kNm] 250,00
fcd [N/mm <sup>2</sup> ] korotettu	48,00		
Betonipeite	C [mm] 35	<b>Materiaali</b>	
Teräs		betoni	Teräs
A500HW	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] 500	C40/50	A500HW
Laskenta-arvo (korotettu)	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] 600,00	fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40 fyk [N/mm <sup>2</sup> ] 500
		fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	48 fyd [N/mm <sup>2</sup> ] 600,0
Laatta		<b>Taivutusmitoitus</b>	
Korkeus	h [mm] 350	<b>poikkileikkaus</b>	
Leveys	b [mm] 1000	d [mm]	307
		<b>suhteellinen momentti</b>	
		$\mu = M_{ed} / f_{cd} b d^2$	0,055
		<b>sisäinen momenttivarsi</b>	
		z [mm]	$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ 298
		<b>Vaadittava vetoteräsmäärä</b>	
		A <sub>s,vaad</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1397 $A_s = M_{ed} / f_{yd} z$
		A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	560 $A_{s,min} = 0,26 * f_{ctm} b d / f_{yk}$
<b>Valitaan</b>		t	kpl/m
		16	10
		2011	[mm <sup>2</sup> ]
Lisäteräs		0	0
		0	[mm <sup>2</sup> ]
		yht	2011
		ka	69 %

VSS laatan mitoitus		Alapinnan teräkset y suunta	
Betoni	C40/50	<b>rasitukset</b>	
fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40,00	Taivutusmomentti	M <sub>ed</sub> [kNm] 330,00
fcd [N/mm <sup>2</sup> ] korotettu	48,00		
Betonipeite	C [mm]	35	
<b>Teräs</b>		<b>Materiaali</b>	
A500HW	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	500	betoni
Laskenta-arvo (korotettu)	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	600,00	C40/50
			Teräs
			A500HW
			fck [N/mm <sup>2</sup> ]
			40
			f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
			500
			fcd [N/mm <sup>2</sup> ]
			48
			f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
			600,0
<b>Laatta</b>	<b>Taivutusmitoitus</b>		
Korkeus	h [mm]	350	
Leveys	b [mm]	1000	
		poikkileikkaus	
	d [mm]	307	
	suhteellinen momentti		
	$\mu = M_{ed} / f_{cd} b d^2$	0,073	
	sisäinen momenttivarsi		
	z [mm]	$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ 295	
	Vaadittava vetoteräsmäärä		
	A <sub>s,vaad</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1862	A <sub>s</sub> = M <sub>ed</sub> / f <sub>yd</sub> z
	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	560	A <sub>s,min</sub> = 0,26 * f <sub>ctm</sub> b d / f <sub>yk</sub>
<b>Valitaan</b>	t	16	10
	Lisäteräs	0	0
		yht 2011 [mm <sup>2</sup> ]	
		ka 93 %	

VSS laatan mitoitus			Yläpinnan teräkset y suunta			
Betoni	C40/50		<b>rasitukset</b>			
fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40,00		Taivutusmomentti	M <sub>ed</sub> [kNm]	250,00	
fcd [N/mm <sup>2</sup> ] korotettu	48,00					
Betonipeite	C [mm]	35	<b>Materiaali</b>			
Teräs			betoni		Teräs	
A500HW	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	500	C40/50		A500HW	
Laskenta-arvo (korotettu)	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	600,00	fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	500
			fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	48	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	600,0
Laatta			<b>Taivutusmitoitus</b>			
Korkeus	h [mm]	350	<b>poikkileikkaus</b>			
Leveys	b [mm]	1000	d [mm]		309	
			<b>suhteellinen momentti</b>			
			$\mu$	$\mu = M_{ed} / f_{cd} b d^2$	0,055	
			<b>sisäinen momenttivarsi</b>			
			z [mm]	$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$	300	
			<b>Vaadittava vetoteräsmäärä</b>			
			A <sub>s,vaad</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1387	$A_s = M_{ed} / f_{yd} z$	
			A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	564	$A_{s,min} = 0,26 * f_{ctm} b d / f_{yk}$	
			<b>Valitaan</b>			
				t	kpl/m	
				12	13,33	1508 [mm <sup>2</sup> ]
			Lisäteräs		0	0 [mm <sup>2</sup> ]
				yht	1508	
				ka	92 %	

VSS laatan mitoitus			Yläpinnan teräsket y suunta			
Betoni	C40/50		<b>rasitukset</b>			
fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40,00		Taivutusmomentti	M <sub>ed</sub> [kNm]	470,00	
fcd [N/mm <sup>2</sup> ] korotettu	48,00					
Betonipeite	C [mm]	35	<b>Materiaali</b>			
Teräs			betoni		Teräs	
A500HW	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	500	C40/50		A500HW	
Laskenta-arvo (korotettu)	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	600,00	fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	500
			fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	48	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	600,0
Laatta			<b>Taivutusmitoitus</b>			
Korkeus	h [mm]	350	poikkileikkaus			
Leveys	b [mm]	1000	d [mm]		309	
			<b>suhteellinen momentti</b>			
			$\mu = M_{ed} / f_{cd} b d^2$		0,103	
			<b>sisäinen momenttivarssi</b>			
			z [mm]	$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$	292	
			<b>Vaadittava vetoteräsmäärä</b>			
			A <sub>s,vaad</sub> [mm <sup>2</sup> ]	2680	$A_s = M_{ed} / f_{yd} z$	
			A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	564	$A_{s,min} = 0,26 * f_{ctm} b d / f_{yk}$	
			<b>Valitaan</b>			
			t	kpl/m		
			12	6,67	754 [mm <sup>2</sup> ]	
			Lisäteräs	16	10	2011 [mm <sup>2</sup> ]
				yht	2765	
				ka	97 %	

VSS laatan mitoitus		Yläpinnan teräkset y suunta																					
Betoni	C40/50	<b>rasitukset</b>																					
fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40,00	Taivutusmomentti	M <sub>ed</sub> [kNm] 500,00																				
fcd [N/mm <sup>2</sup> ] korotettu	48,00																						
Betonipeite	C [mm] 35	<b>Materiaali</b>																					
Teräs		betoni	Teräs																				
A500HW	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] 500	C40/50	A500HW																				
Laskenta-arvo (korotettu)	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] 600,00	fck [N/mm <sup>2</sup> ]	40																				
		fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	48																				
		f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	500																				
		f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	600,0																				
Laatta		<b>Taivutusmitoitus</b>																					
Korkeus	h [mm] 350	poikkileikkaus																					
Leveys	b [mm] 1000	d [mm]	309																				
		suhteellinen momentti																					
		$\mu = M_{ed} / f_{cd} b d^2$	0,109																				
		sisäinen momenttivarsi																					
		z [mm]	$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ 291																				
		Vaadittava vetoteräsmäärä																					
		A <sub>s,vaad</sub> [mm <sup>2</sup> ]	2863 $A_s = M_{ed} / f_{yd} z$																				
		A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	564 $A_{s,min} = 0,26 * f_{ctm} b d / f_{yk}$																				
		<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>t</th> <th>kpl/m</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Valitaan</td> <td>12</td> <td>6,67</td> <td>754 [mm<sup>2</sup>]</td> </tr> <tr> <td>Lisäteräs</td> <td>16</td> <td>13,33</td> <td>2680 [mm<sup>2</sup>]</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>yht</td> <td>3435</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>ka</td> <td>83 %</td> </tr> </tbody> </table>			t	kpl/m		Valitaan	12	6,67	754 [mm <sup>2</sup> ]	Lisäteräs	16	13,33	2680 [mm <sup>2</sup> ]			yht	3435			ka	83 %
	t	kpl/m																					
Valitaan	12	6,67	754 [mm <sup>2</sup> ]																				
Lisäteräs	16	13,33	2680 [mm <sup>2</sup> ]																				
		yht	3435																				
		ka	83 %																				

Seinälinja 28 mod. väli BB-DD

LÄHTÖARVOT			
<b>Mitat</b>			
sivu	h	mm	300
sivu	b	mm	1000
pituus	L	m	2,8
jäykistetty (1) tai ei (2)			1
pään 1 joustovakio	$k_1$		1000000
pään 2 joustovakio	$k_2$		1000000
<b>Materiaaliosavarmuusluokka</b>			
Toleranssit: normaali=2, tiukennettu=1			2
<b>Betoni</b>			
betonin lujuus	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	40
suojabetoni	c	mm	40
<b>Viruma</b>			
virumaluku	$\phi_{(\infty,t_0)}$		1
<b>Rauditus</b>			
Päätangot			
Myötölujuus	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	500
puristuspuoli paksuus	$\phi'$	mm	16
puristuspuoli määrä	$n'$	kpl	10
vetopuoli paksuus	$\phi$	mm	16
vetopuoli määrä	$n$	kpl	10
Haat			
tankopaksuus	$\phi$	mm	0
hakaväli	s	mm	200
<b>Kuormitus</b>			
<b>murotjatilan laskentakuormat</b>			
Normaalivoima	$N_{Ed}$	kN	650
Momentti 1 pienempi	$M_{01}$	kNm	74,55
Momentti 2 suurempi	$M_{02}$	kNm	284,55
<b>käyttörajatila pitkäaikaisyhdistelmä</b>			
KRT pitkäaikaisen momentin suhde MRT:n mitoitusmomenttiin	$M_{0Eqp}/M_{0E}$		0,7



LASKETUT				
<b>Mitat</b>				
Nurjahduspit	$Lk_o$	m	2,80	
joustolisä jäykistetty			1,00	
joustolisä ei jäykistetty			2236,07	
Hoikkuus	$\lambda$		32,33	
<b>Betonin mekaaniset ominaisuudet</b>				
osavarmuus	$\gamma_c$		1	
puristuslujuus	$f_{cm}$	Mpa	48,0	
puristuslujuus	$f_{cd}$	Mpa	48,0	korotettu
vetolujuus	$f_{ctm}$	Mpa	3,51	
vetolujuus	$f_{ctk}$	Mpa	2,46	
vetolujuus	$f_{ctd}$	Mpa	2,46	
myötövenymä	$\epsilon_c$	%	0,20	
murtovenymä	$\epsilon_{cu}$	%	0,35	
kimmokerroin	$E_{cm}$	Mpa	35220	
kimmokerroin	$E_{ck}$	Mpa	29350	
<b>Raudituksen mekaaniset omin.</b>				
osavarmuus	$\gamma_s$		1	
laskentalujuus	$f_{sd}$	N/mm <sup>2</sup>	600,00	korotettu
kimmokerroin	$E_s$	N/mm <sup>2</sup>	200000	
<b>Poikkileikkaussuureet</b>				
Raud et. reunasta p.	$d'$		48	
Raud et. reunasta v.	$(d')$		48	
Raud tehol.kork. veto	$d$		252	
Raud. p-a puristus	$A'_s$	mm <sup>2</sup>	2010,6	
Raud. p-a veto	$A_s$	mm <sup>2</sup>	2010,6	
Betoni pl p-a	$A_c$	mm <sup>2</sup>	300000,0	
Raud suht p-a purist	$\rho'$		0,0067	
Raud suht p-a veto	$\rho$		0,0067	
Raud. Suhde $\Sigma$		%	1,34	
Mek. Raud suhde	$\omega'$		0,084	
Mek. Rau. suhde	$\omega$		0,084	
Kimkok. suhde	$\alpha$		5,68	
Ideaali pl. P-a	$A_i$	mm <sup>2</sup>	318813,43	
Pintakeskiön paikka	$pp$	mm	150,00	
mom. varsi es'		mm	-102,00	
mom. varsi es		mm	102,00	
Jäyhysmomentti	$I_c$	mm <sup>4</sup>	2250000000	
Jäyhysmomentti	$I_s$	mm <sup>4</sup>	41836966	

<b>Momentin suurennus</b>			
<b>Nimellisen käyritymän menetelmä</b>			
<b>(SFS-EN 1992-1-1, luku 5.8.8)</b>			
suht. norm.voima akt. kuormalla	$v$		0,045
suht. norm.voima mrt:ssa	$n_u$		1,168
suht. norm.voima tasap. til.	$n_{bal}$		0,400
korjauskerroin	$K_c$		1,000
tehollinen virumissuhde	$\phi_{ef}$		0,700
kerroin, kaava 5.37	$\beta$		0,334
virumisen vaikutus	$K_\phi$		1,234
peruskäyritymä	$1/r_o$		2,646E-05
lopullinen käyritymä	$1/r$		3,265E-05
käyr. jakautuma kerroin	$c$		10,0
2.kertaluvun epäkesk	$e_z$	mm	25,60
epäkeskisyyden vähimmäisarvo	$e_{o,min}$	mm	20
momentin vähimmäisarvo	$M_{oe,min}$	kNm	13,0
1. kl.ekv. momentti	$M_{oe}$	kNm	200,55
2. kl. momentti	$M_2$	kNm	16,64
Mitoitusmomentti	$M_{Ed}$	kNm	217,19
1.kl momentti	$M_{o2}$	kNm	284,55
<b>Mitoittava kuormitus</b>			
Normaalivoima	$N_d$	kN	650
Momentti	$M_d$	kNm	284,6

Normaalivoiman mitoitusarvo  $N_{Ed} = 650$  kN  $n_{yy} = 0,045139$   
Momentin arvot rakenteen päissä (ilman epätarkkuutta)  $M_{2,end} = 280$  kNm  $n_{yy} = 0,065868$   
Itseisarvoltaan suurempi momentti (positiivisena)  $M_{1,end} = 70$  kNm  
Itseisarvoltaan pienempi momentti  $M_{1,end} = 70$  kNm



## Seinälinja mod GG

LÄHTÖARVOT			
<b>Mitat</b>			
sivu	h	mm	400
sivu	b	mm	1000
pituus	L	m	2,8
jäykistetty (1) tai ei (2)			1
pään 1 joustovakio	$k_1$		1000000
pään 2 joustovakio	$k_2$		1000000
<b>Materiaaliosavarmuusluokka</b>			
Toleranssit: normaali=2, tiukennettu=1			2
<b>Betoni</b>			
betonin lujuus	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	40
suojabetoni	c	mm	40
<b>Viruma</b>			
virumaluku	$\phi_{(oo,t0)}$		1
<b>Raudoitus</b>			
Päätangot			
Myötölujuus	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	500
puristuspuoli paksuus	$\phi'$	mm	16
puristuspuoli määrä	$n'$	kpl	6,67
vetopuoli paksuus	$\phi$	mm	16
vetopuoli määrä	n	kpl	6,67
Haat			
tankopaksuus	$\phi$	mm	0
hakaväli	s	mm	200
<b>Kuormitus</b>			
<b>murotajan tilan laskentakuormat</b>			
Normaalivoima	$N_{Ed}$	kN	700
Momentti 1 pienempi	$M_{01}$	kNm	94,9
Momentti 2 suurempi	$M_{02}$	kNm	354,9
<b>käyttöraja tila pitkäaikaisyhdistelmä</b>			
KRT pitkäaikaisen momentin suhde MRT:n mitoitusmomenttiin	$M_{0Eqp}/M_{0E}$		0,7

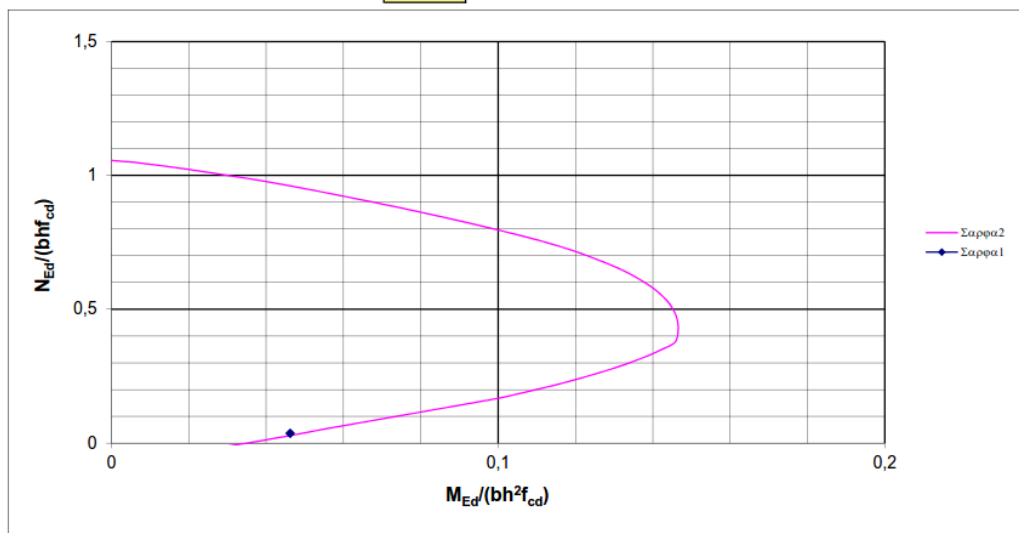
LASKETUT			
<b>Mitat</b>			
Nurjahduspit	Lk <sub>o</sub>	m	2,80
joustolisä jäykistetty			1,00
joustolisä ei jäykistetty			2236,07
Hoikkuus	λ		24,25
<b>Betonin mekaaniset ominaisuudet</b>			
osavarmuus	γ <sub>c</sub>		1
puristuslujuus	f <sub>cm</sub>	Mpa	48,0
puristuslujuus	f <sub>cd</sub>	Mpa	48,0
vetolujuus	f <sub>ctm</sub>	Mpa	3,51
vetolujuus	f <sub>ctk</sub>	Mpa	2,46
vetolujuus	f <sub>ctd</sub>	Mpa	2,46
myötövenymä	ε <sub>c</sub>	%	0,20
murtövenymä	ε <sub>cu</sub>	%	0,35
kimmokerroin	E <sub>cm</sub>	Mpa	35220
kimmokerroin	E <sub>ck</sub>	Mpa	29350
<b>Raudoituksen mekaaniset omin.</b>			
osavarmuus	γ <sub>s</sub>		1
laskentalujuus	f <sub>sd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	600,00
kimmokerroin	E <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	200000
<b>Poikkileikkaussuureet</b>			
Raud et. reunasta p.	d'		48
Raud et. reunasta v.	(d')		48
Raud tehokork. veto	d		352
Raud. p-a puristus	A' <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	1341,1
Raud. p-a veto	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	1341,1
Betoni pl p-a	A <sub>c</sub>	mm <sup>2</sup>	400000,0
Raud suht p-a purist	ρ'		0,0034
Raud suht p-a veto	ρ		0,0034
Raud. Suhde Σ		%	0,67
Mek. Raud suhde	ω'		0,042
Mek. Rau. suhde	ω		0,042
Kimkok. suhde	α		5,68
Ideaali pl. P-a	A <sub>i</sub>	mm <sup>2</sup>	412548,56
Pintakeskiön paikka	pp	mm	200,00
mom. varsi es'		mm	-152,00
mom. varsi es		mm	152,00
Jäyhyysmomentti	I <sub>c</sub>	mm <sup>4</sup>	5333333333
Jäyhyysmomentti	I <sub>s</sub>	mm <sup>4</sup>	61968767

korotettu

korotettu

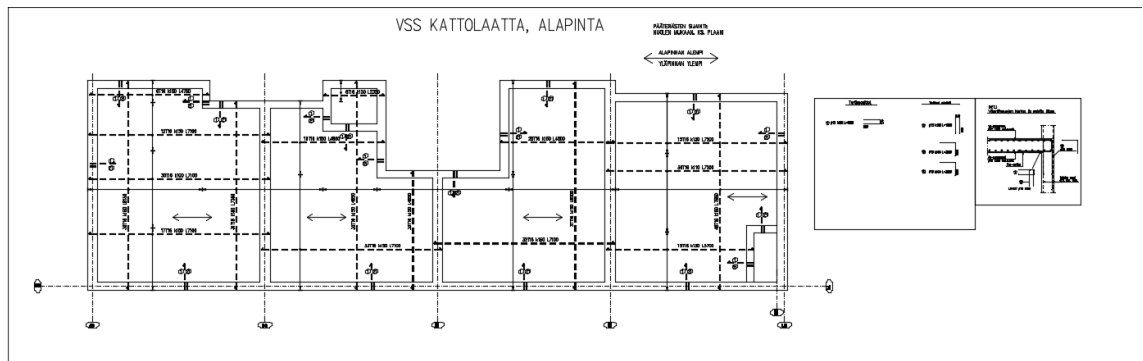
<b>Momentin suurennus</b>			
<b>Nimellisen käyristymän menetelmä</b>			
<b>(SFS-EN 1992-1-1, luku 5.8.8)</b>			
suht. norm.voima akt. kuormalla	$\nu$		0,036
suht. norm.voima mrt:ssa	$\eta_u$		1,084
suht. norm.voima tasap. til.	$\eta_{bal}$		0,400
korjauskerroin	$K_r$		1,000
tehollinen virumissuhde	$\phi_{er}$		0,700
kerroin, kaava 5.37	$\beta$		0,388
virumisen vaikutus	$K_\beta$		1,272
peruskäyristymä	$1/r_o$		1,894E-05
lopullien käyristymä	$1/r$		2,409E-05
käyr. jakautuma kerroin	$c$		10,0
2.kertaluvun epäkesk	$e_z$	mm	18,88
epäkeskisyyden vähimmäisarvo	$e_{o,min}$	mm	20
momentin vähimmäisarvo	$M_{oe,min}$	kNm	14,0
1. kl.ekv. momentti	$M_{oe}$	kNm	250,90
2. kl. momentti	$M_2$	kNm	13,22
Mitoitusmomentti	$M_{Ed}$	kNm	264,12
1.kl momentti	$M_{o2}$	kNm	354,90
<b>Mitoittava kuormitus</b>			
Normaalivoima	$N_d$	kN	700
Momentti	$M_d$	kNm	354,9

Normaalivoiman mitoitusarvo  $N_{Ed} = 700$  kN  $\eta_{yy} = 0,036458$   
 Momentin arvot rakenteen päissä (ilman epätarkkuutta)  $\eta_{my} = 0,046211$   
 Itseisarvoltaan suurempi momentti (positiivisena)  $M_{2,end} = 350$  kNm  
 Itseisarvoltaan pienempi momentti  $M_{1,end} = 90$  kNm

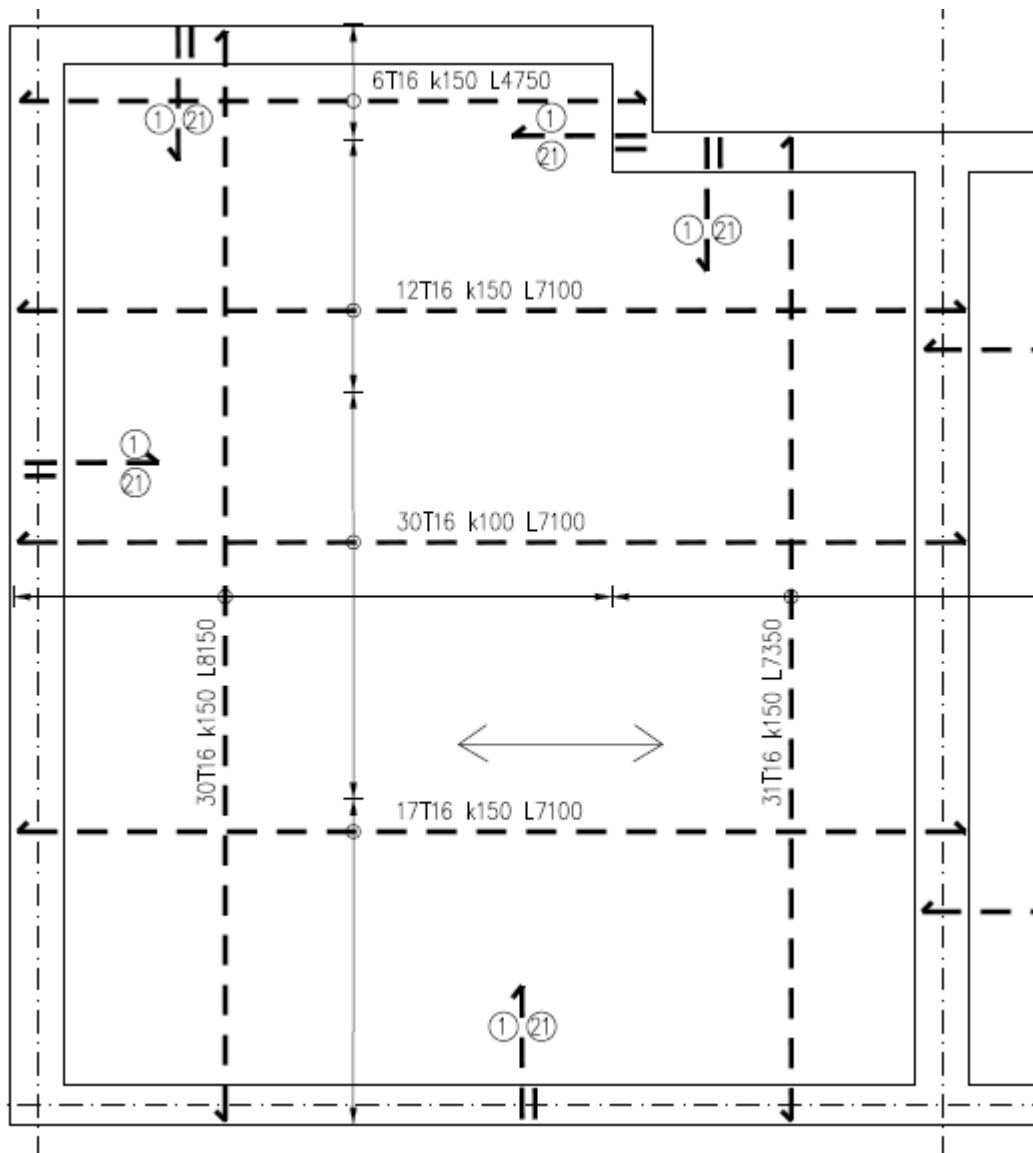


## Liite 34: Raudoituspiirustukset

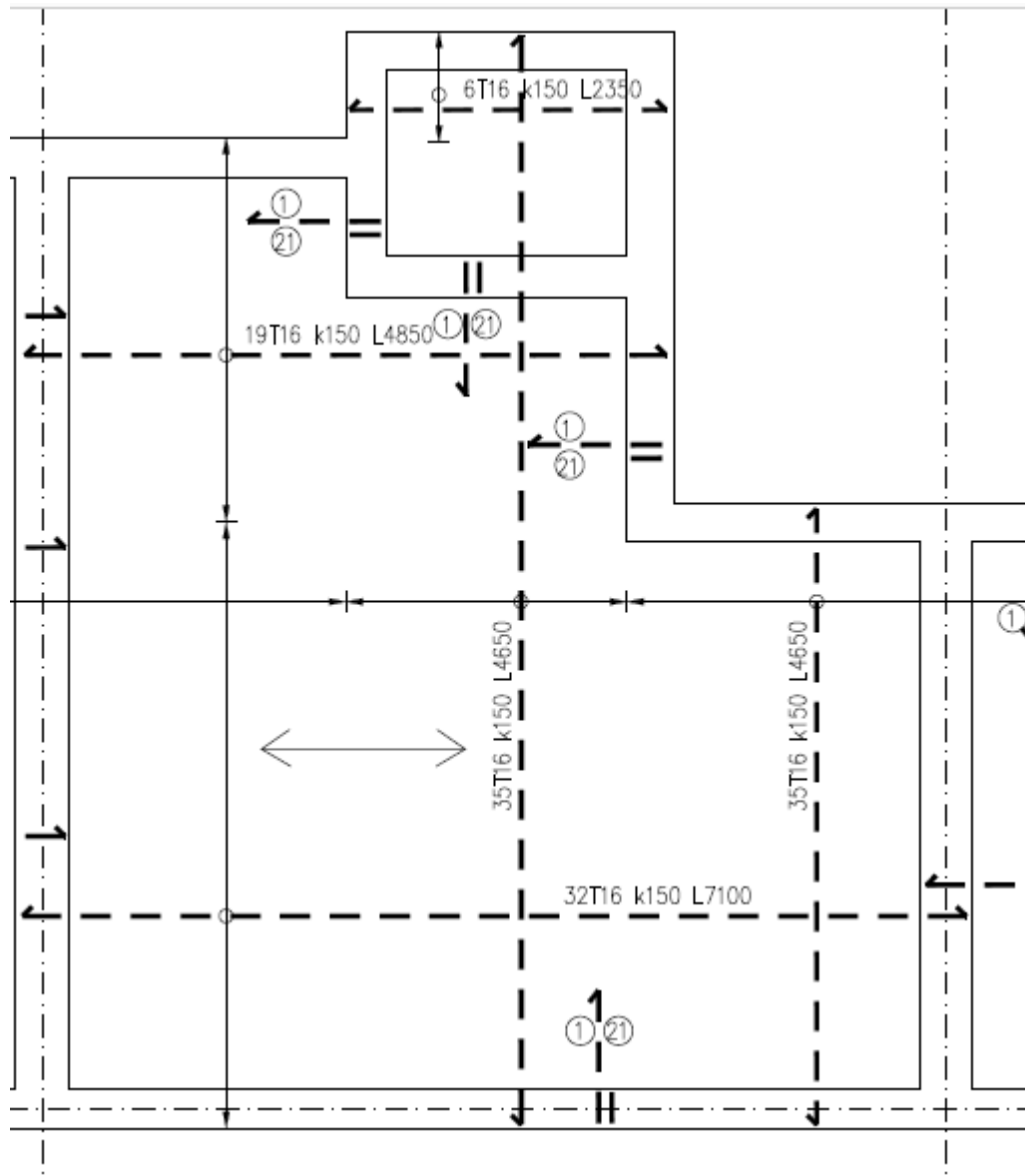
Katto, alapinta



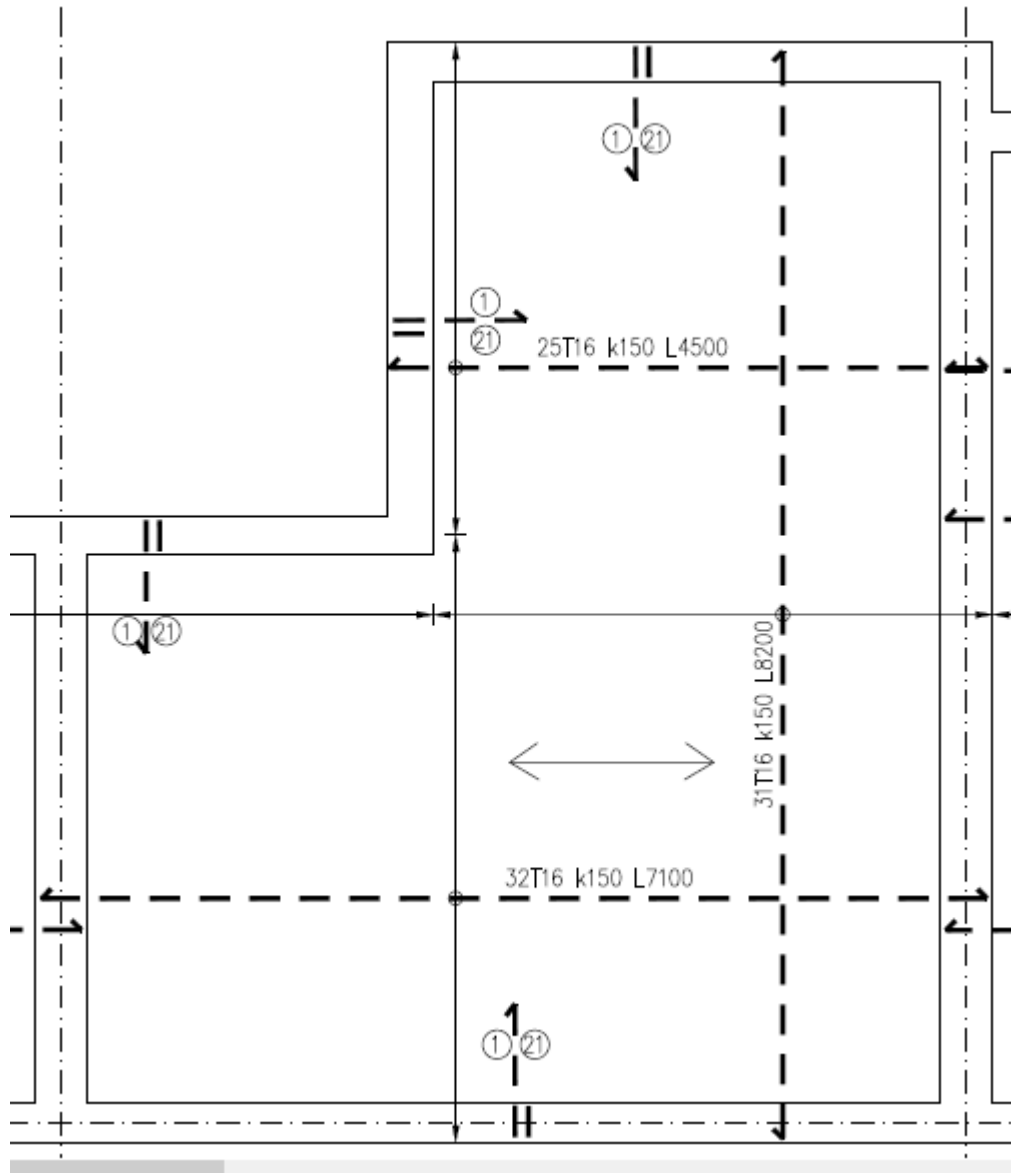
Katto, alapinta MOD D-G



Katto, alapinta MOD G-J

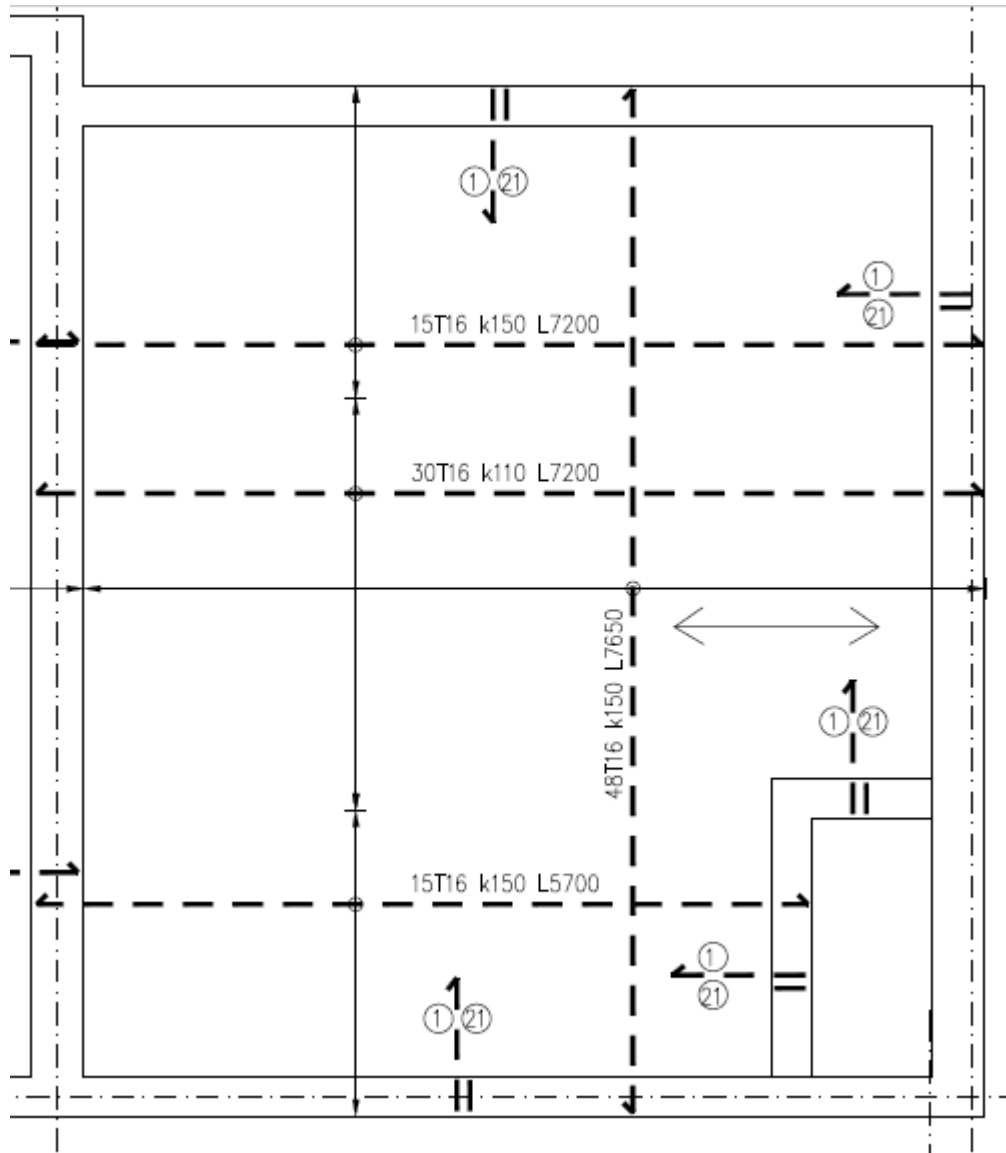


Katto, alapinta MOD J-L

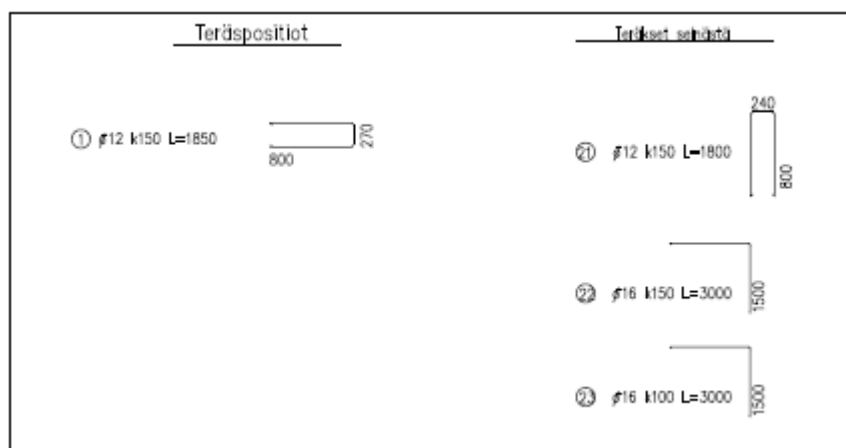




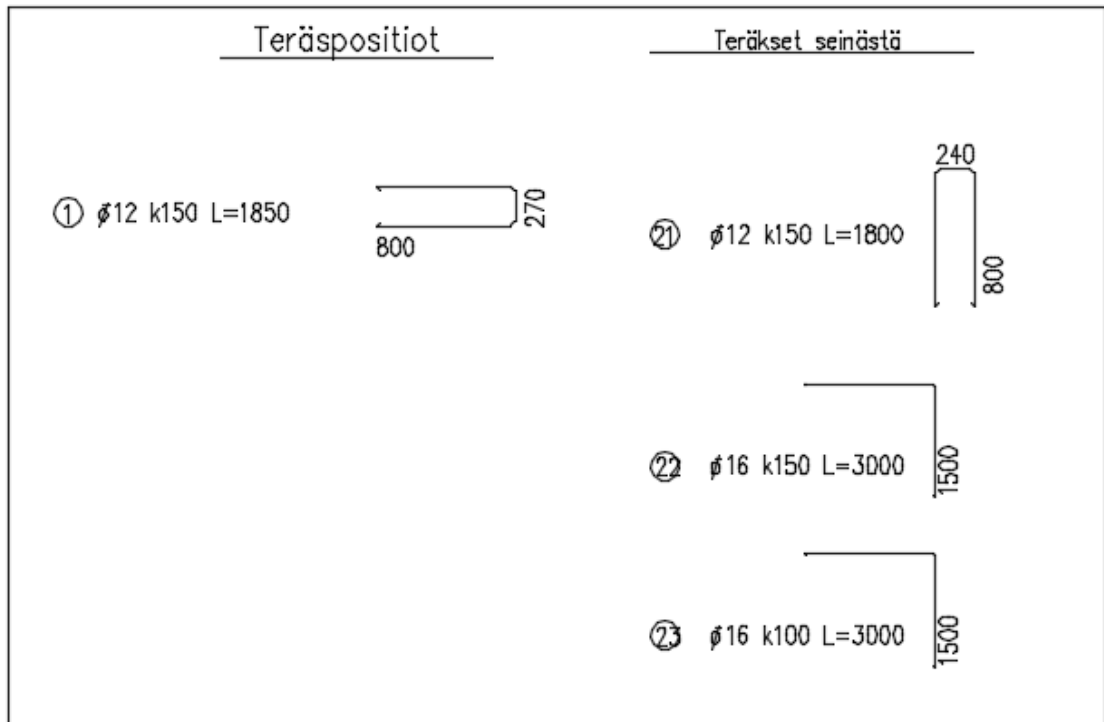
Katto, alapinta MOD L-M



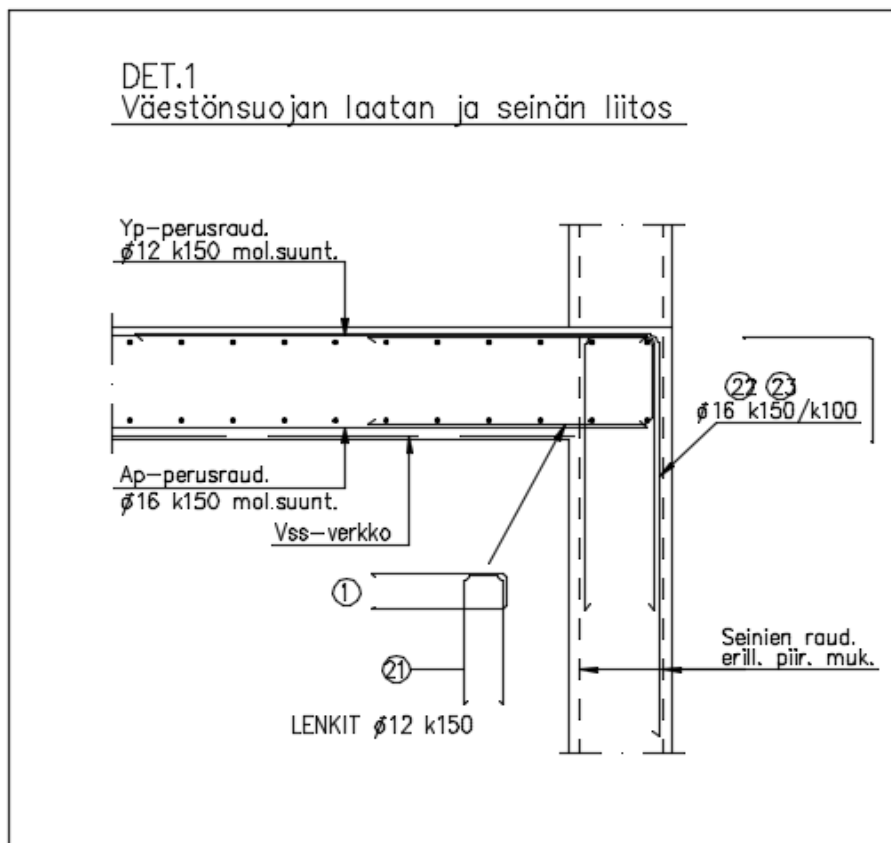
Teräspositiot



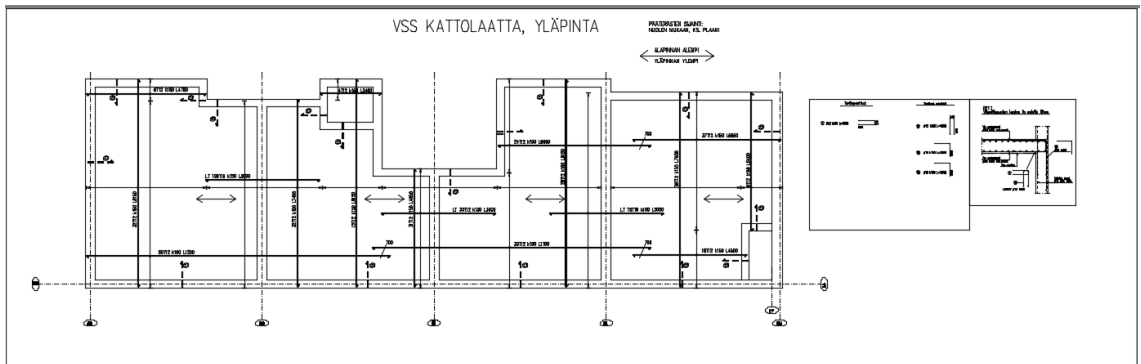
## Teräspositiot



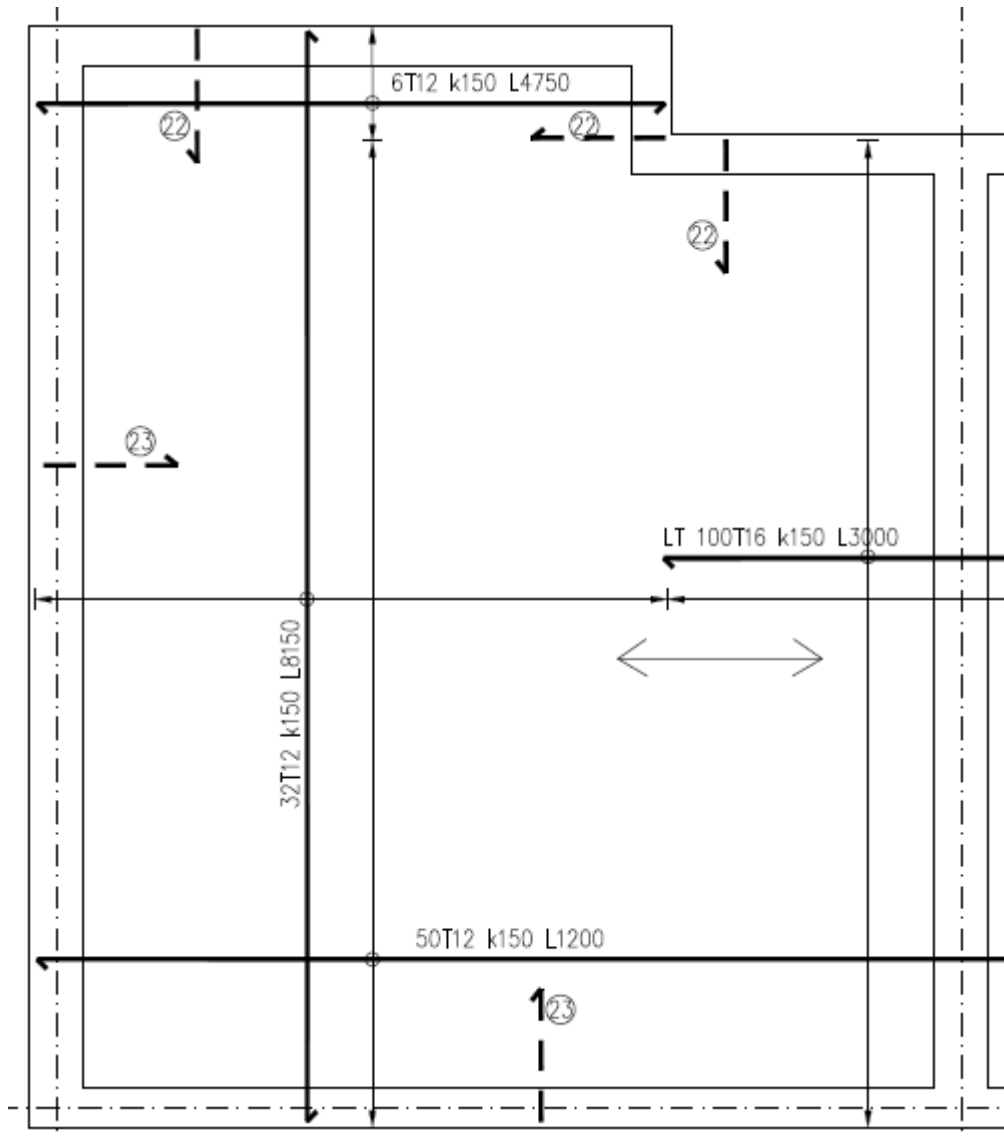
## Det 1



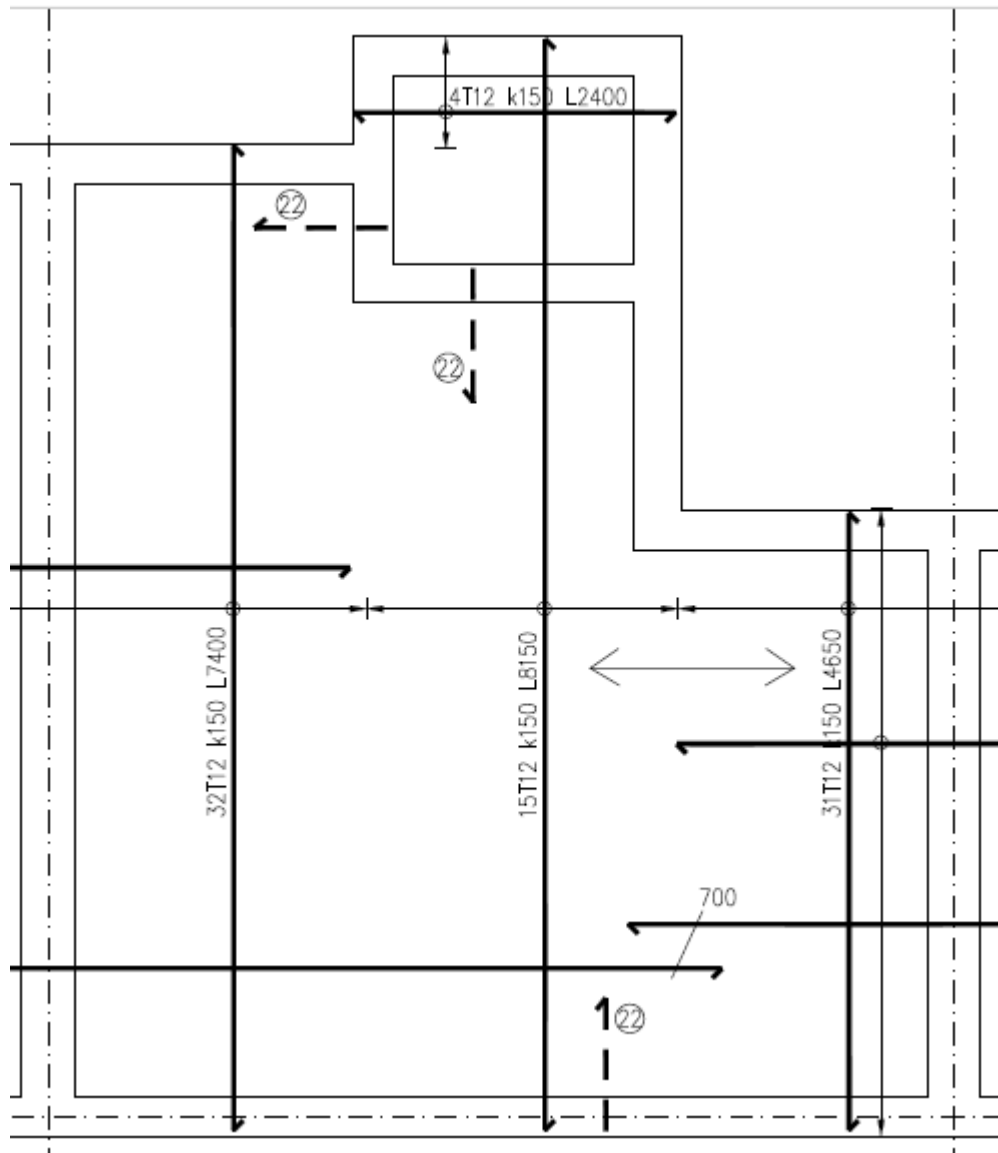
## Katto, yläpinta



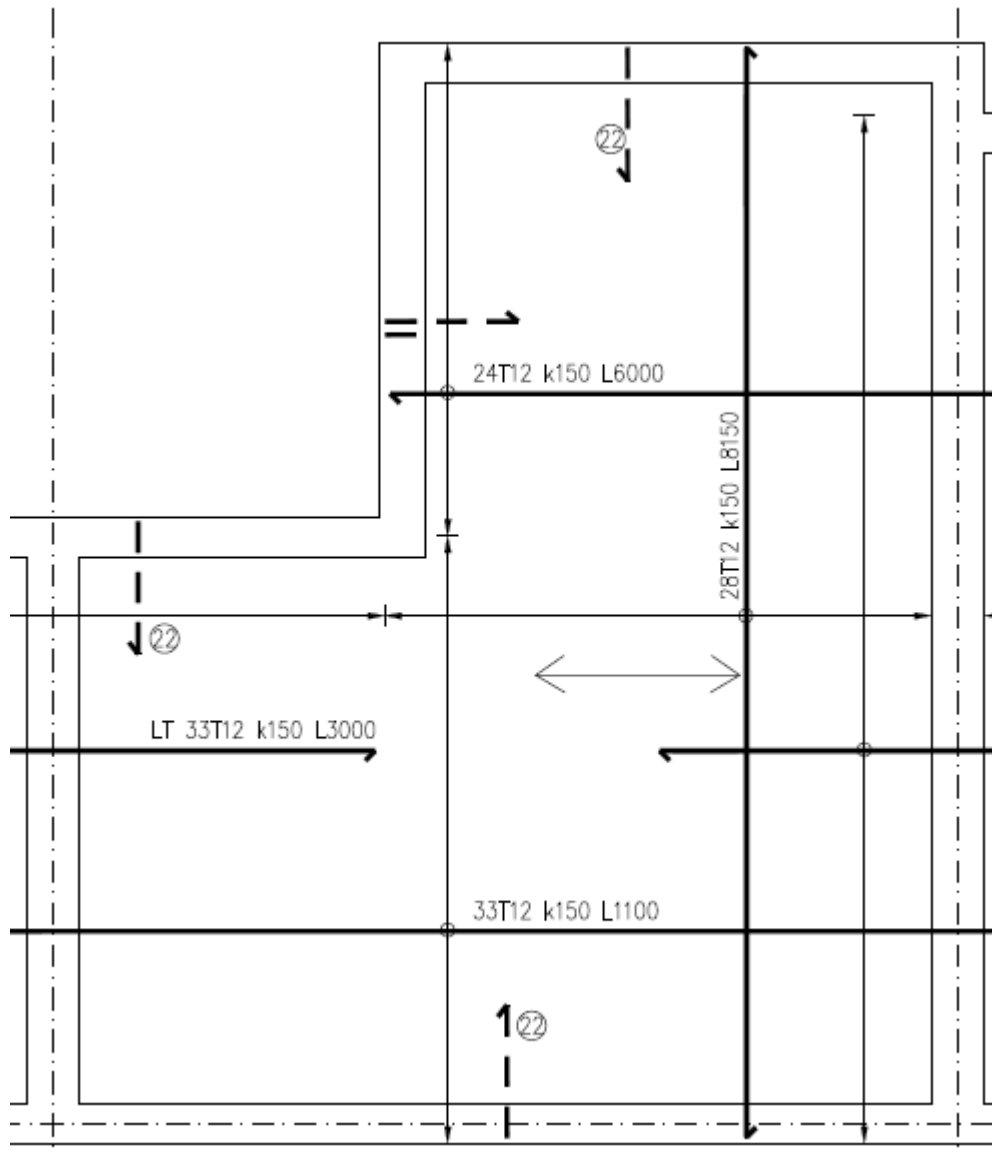
## Katto, yläpinta MOD D-G



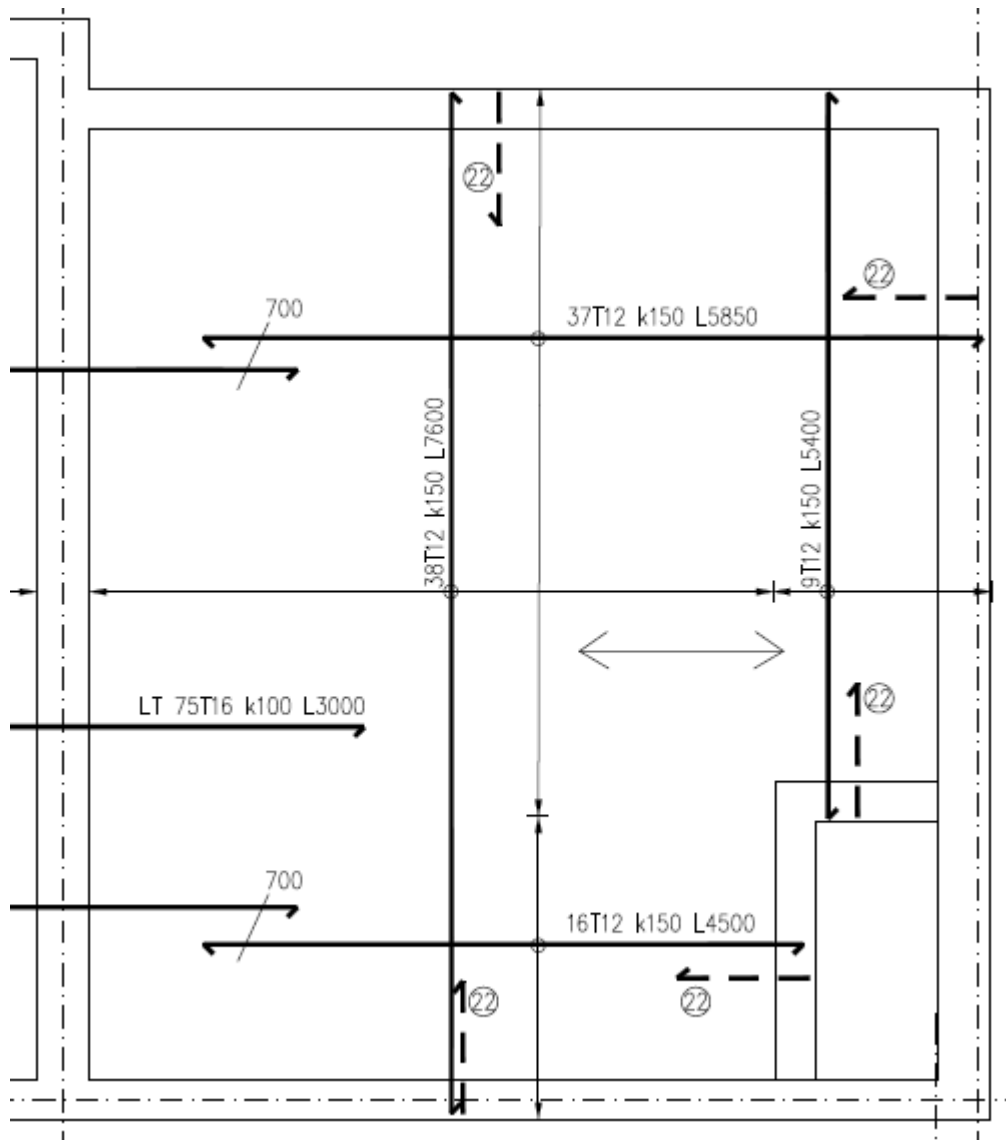
Katto, yläpinta MOD G-J



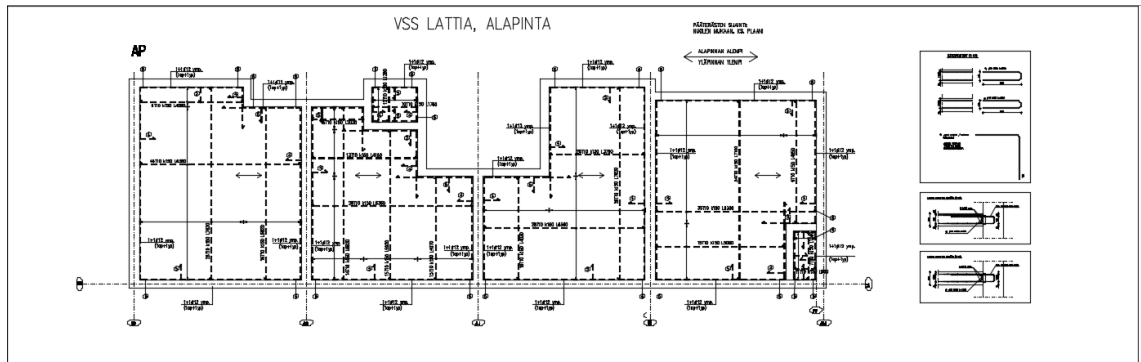
Katto, yläpinta MOD J-L



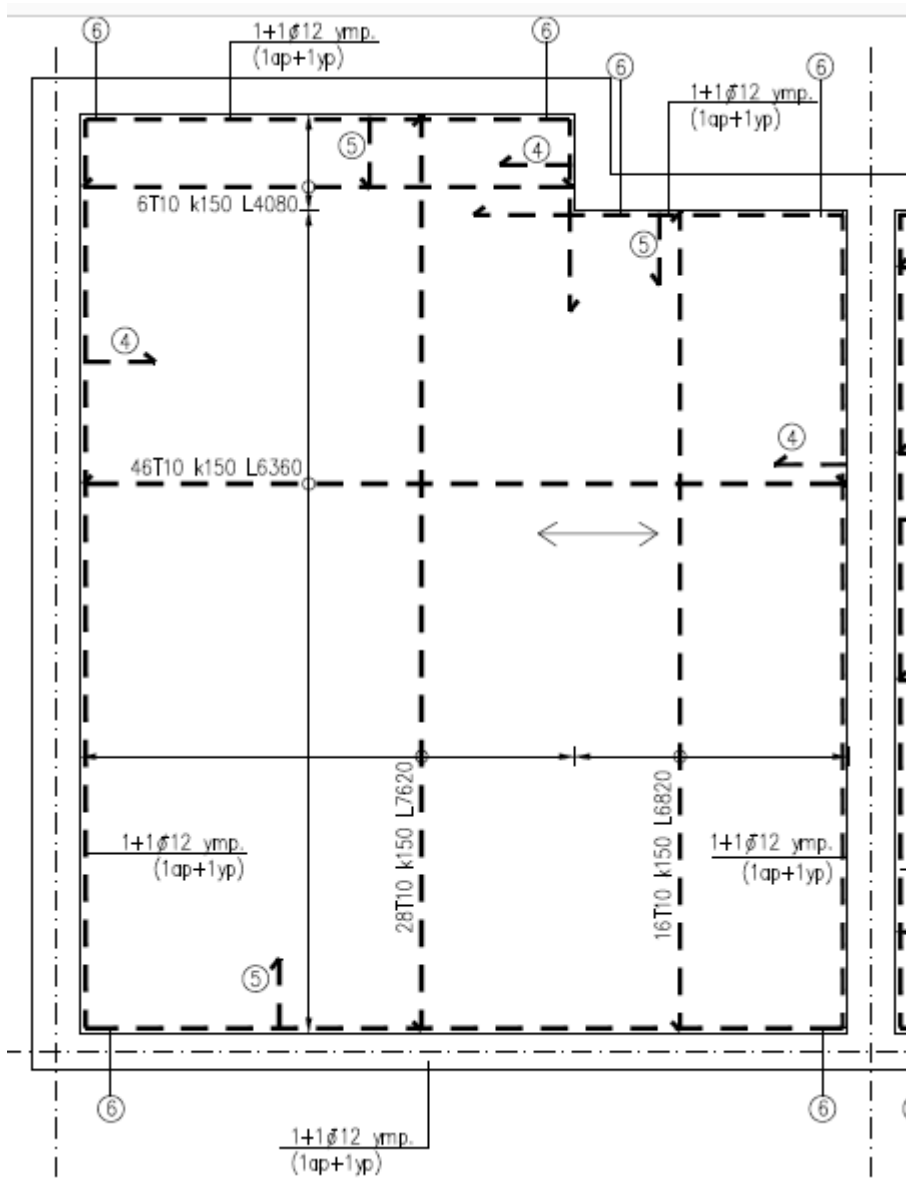
Katto, yläpinta MOD L-M



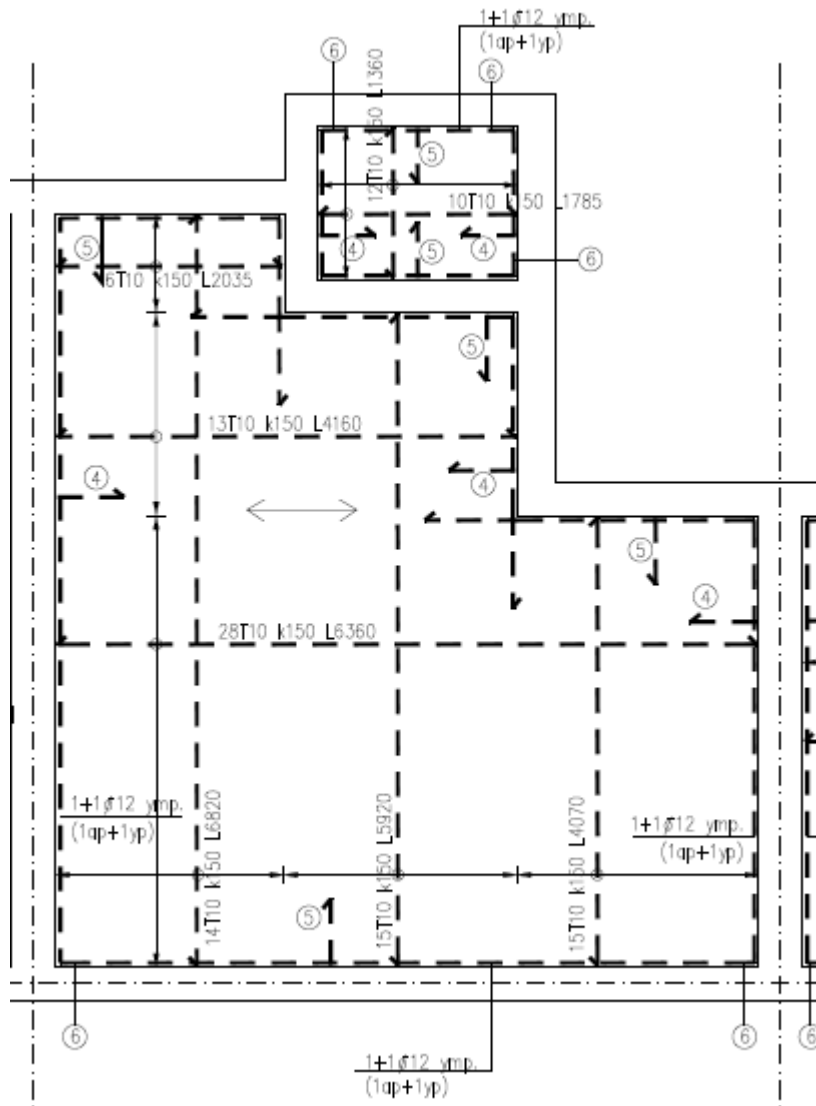
## Lattia, alapinta



## Lattia, alapinta MOD D-G



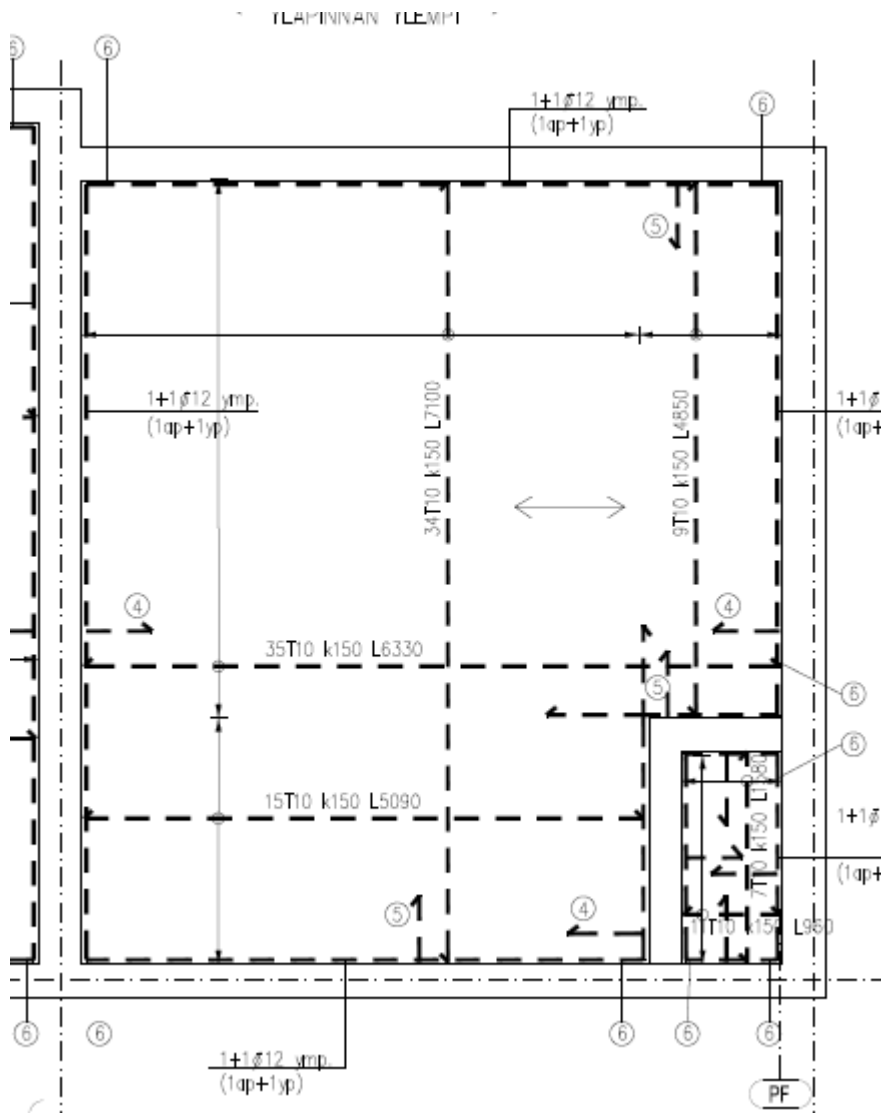
# Lattia, alapinta MOD G-J



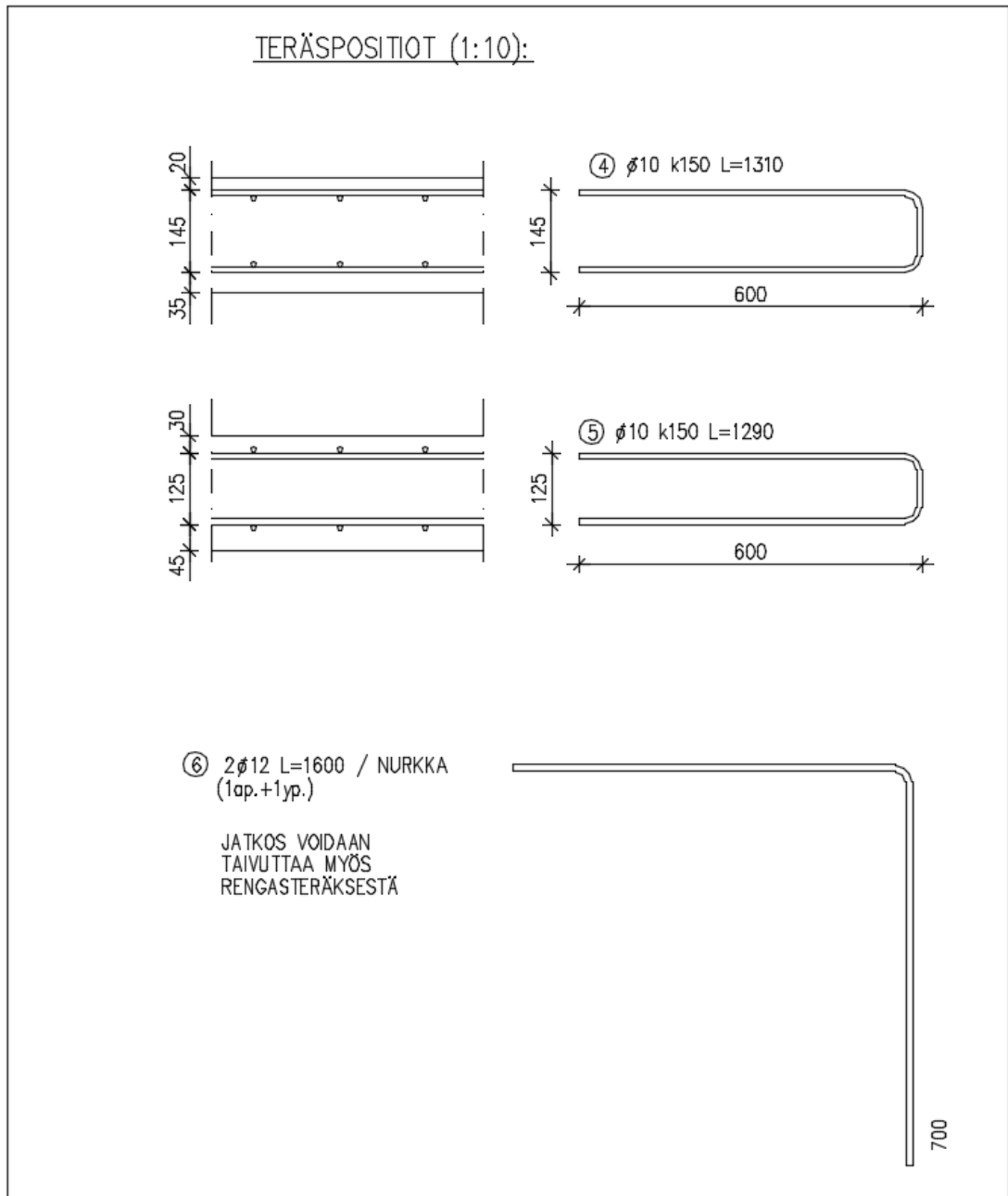




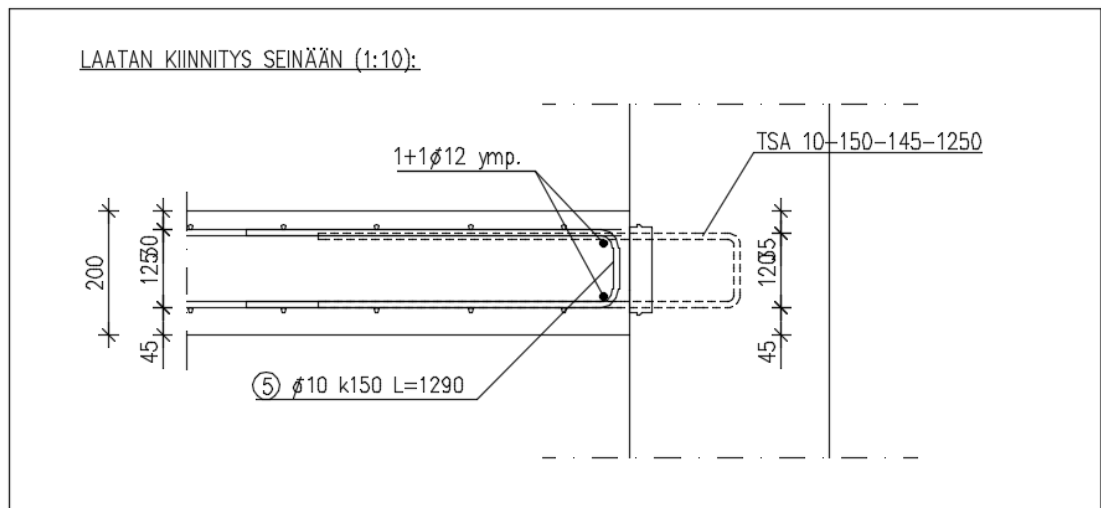
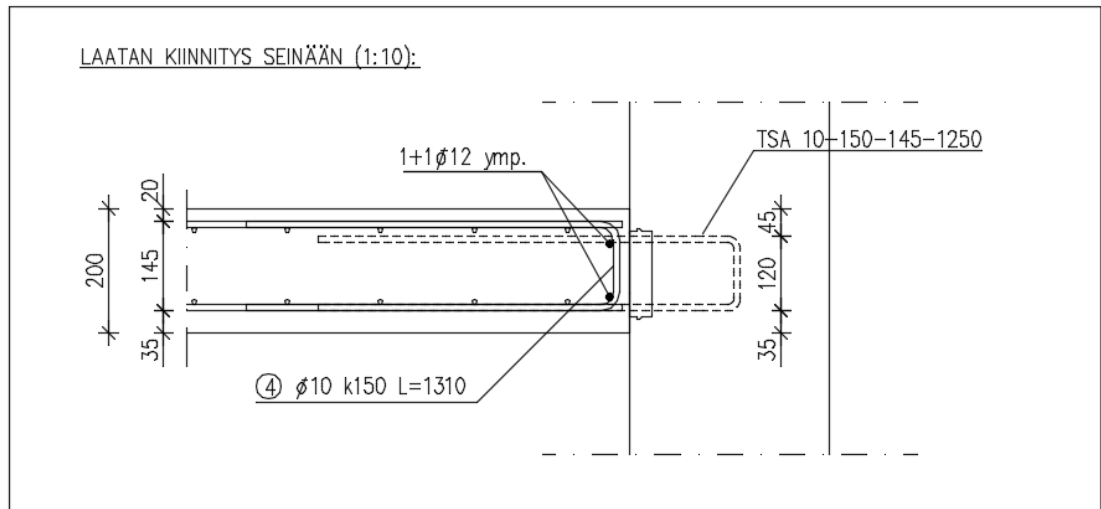
Lattia, alapinta MOD L-M



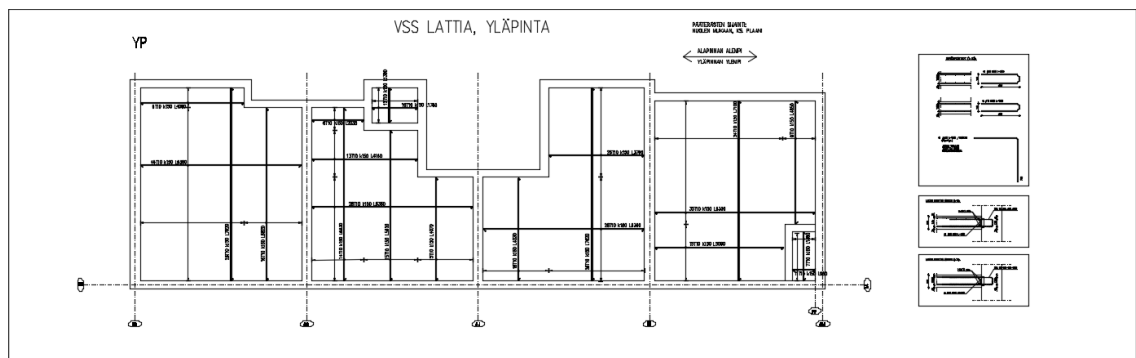
# Teräspositiot



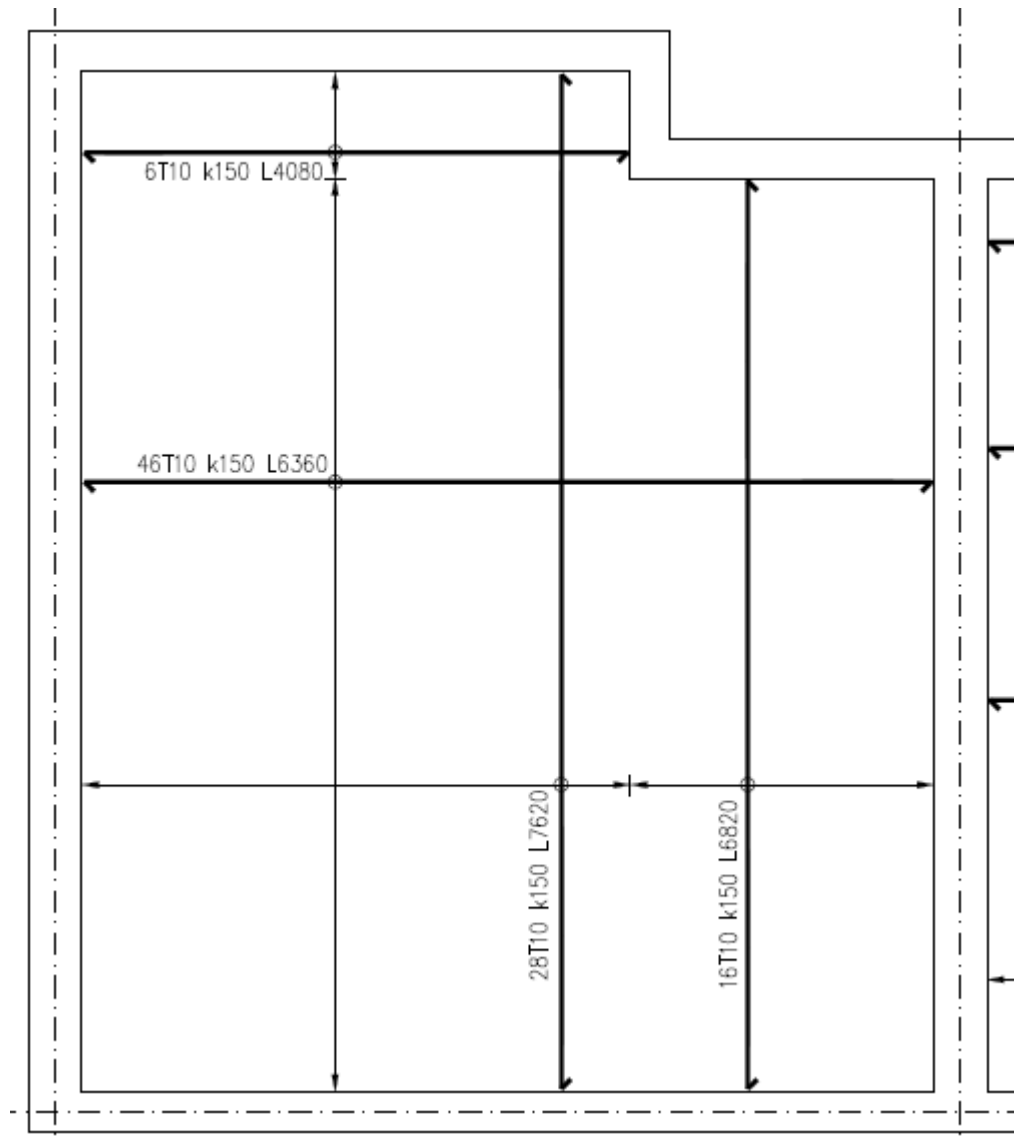
## Detaljeja



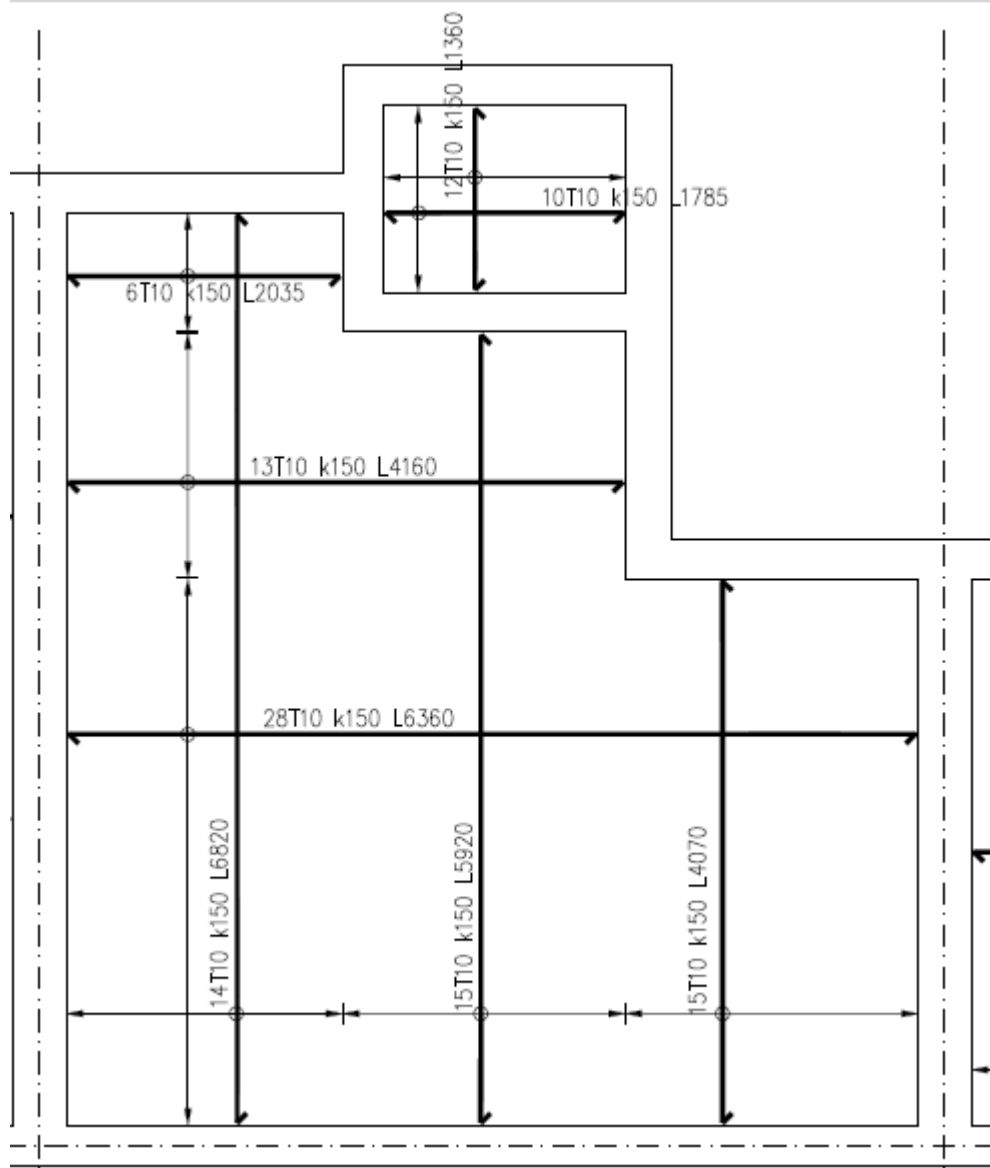
## Lattia, yläpinta



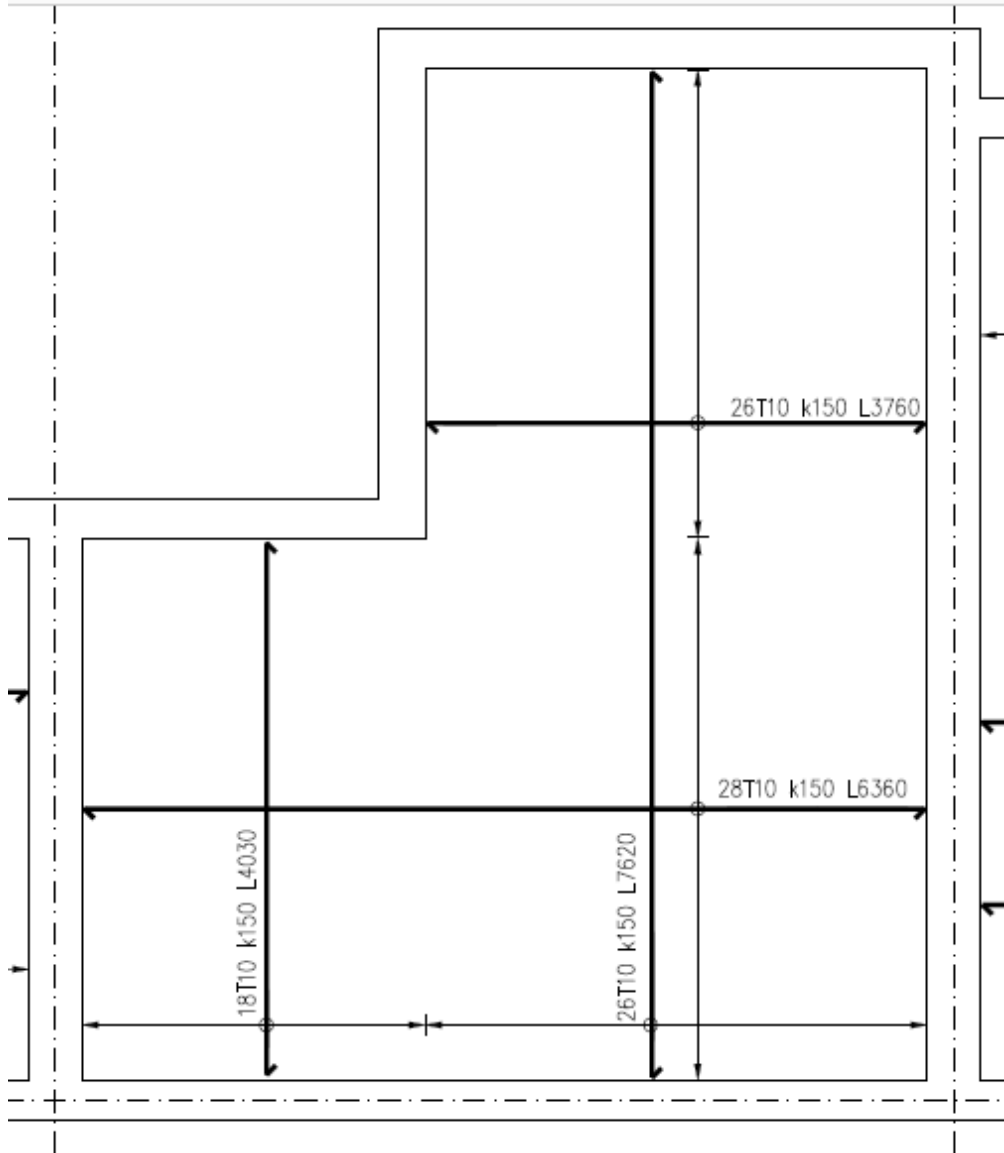
Lattia, yläpinta MOD D-G



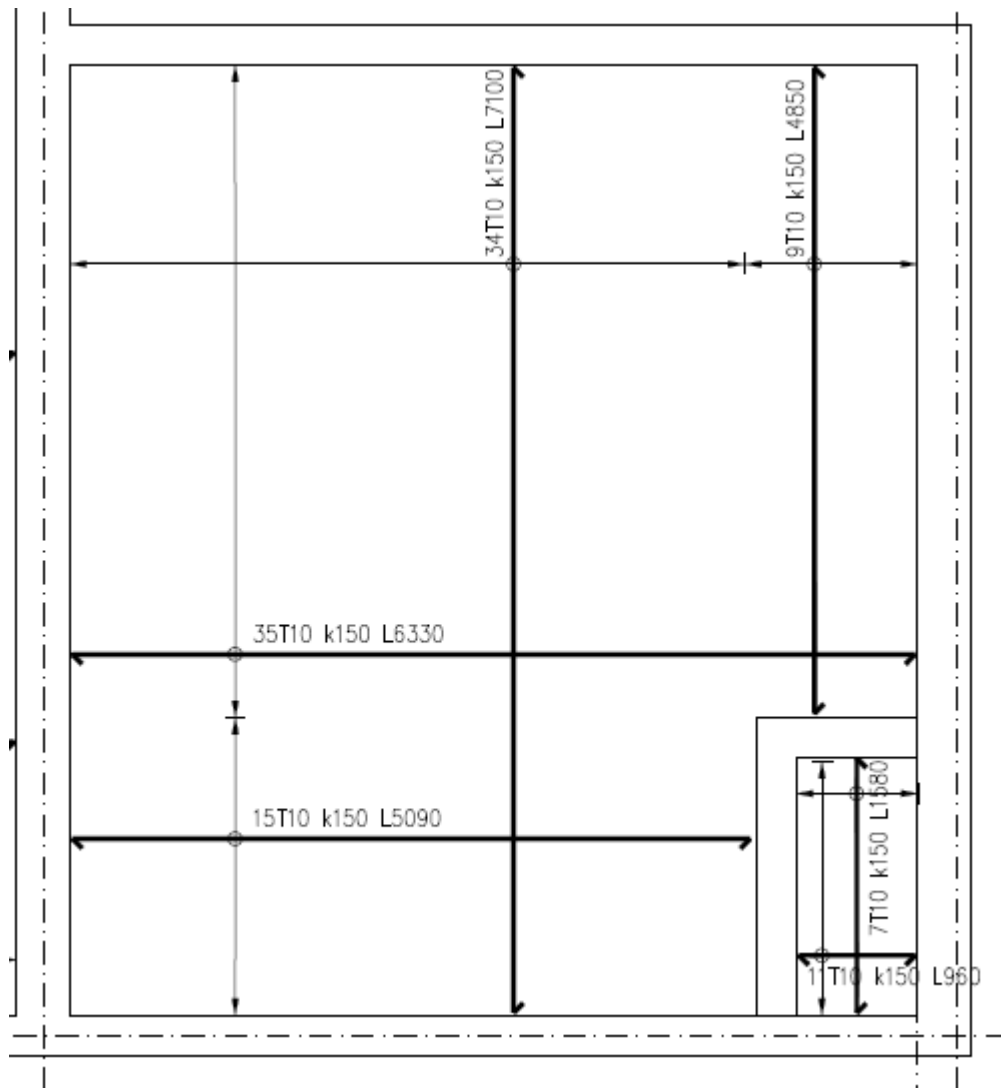
Lattia, yläpinta MOD G-J



Lattia, yläpinta MOD J-L

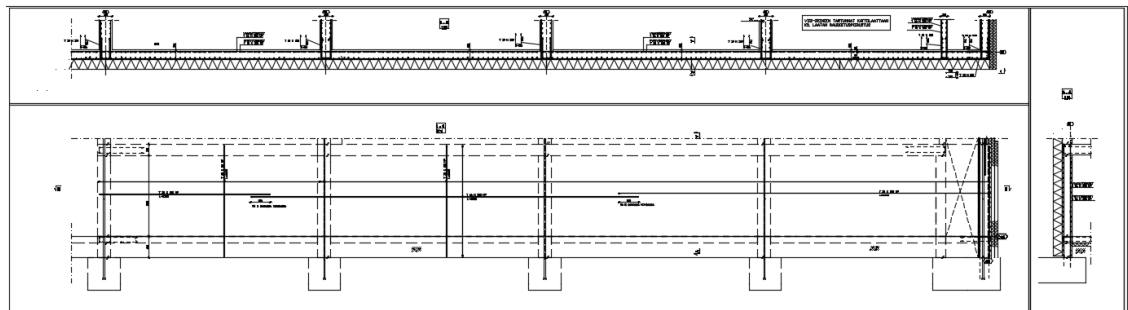


### Lattia, yläpinta MOD L-M



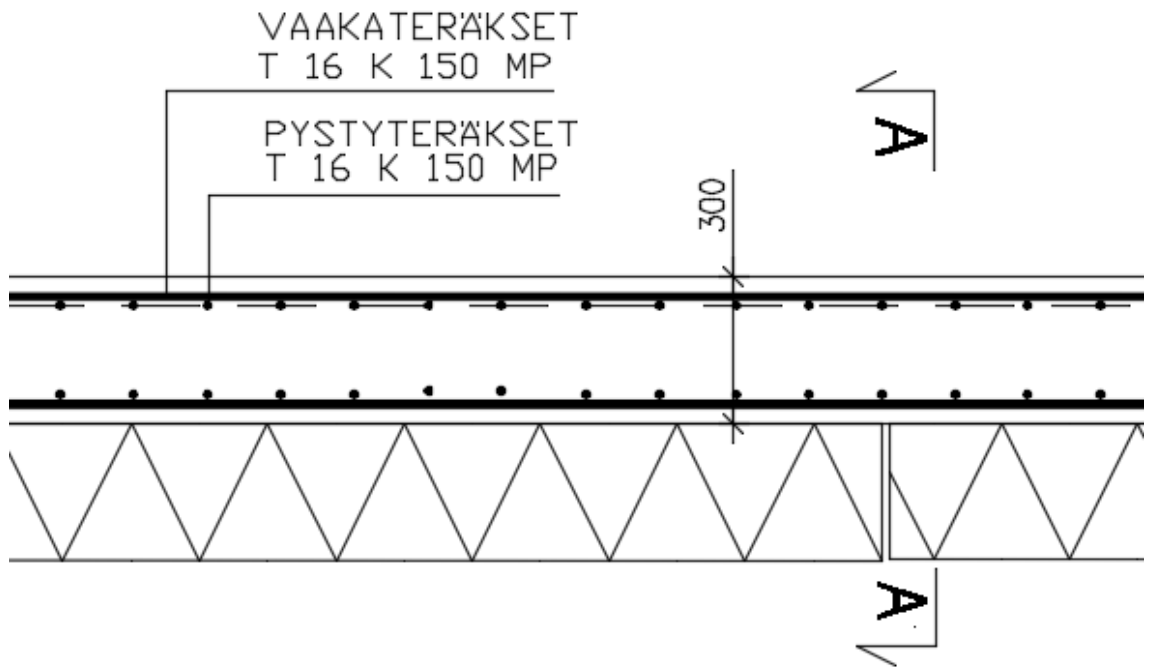
### Seinä, MOD A4

VSS SEINÄ, MOD A4





Vaakaleikkaus



Leikkaus A-A

