



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

MATIAS LAPPALAINEN
S1-LUOKAN VÄESTÖNSUOJAN MITOITUS PAIKALLAVALURA-
KENTEENA

Kandidaatintyö

Tarkastaja: Olli Kerokoski

TIIVISTELMÄ

MATIAS LAPPALAINEN: S1-luokan väestönsuojan mitoitus paikallavalurakenteena (Dimensioning of S1 class shelter's reinforced concrete structures)

Tampereen teknillinen yliopisto

Kandidaatintyö, 57 sivua, 37 liitesivua

Joulukuu 2018

Rakennustekniikan kandidaatin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Talonrakentaminen

Tarkastaja: yliopistonlehtori Olli Kerokoski

Avainsanat: S1-luokan väestönsuoja, ristiin kantava laatta, myötöviivateoria, massiivilaattamenetelmä, taivutusmitoitus, leikkausmitoitus, RFEM

Kandidaatintyössä esitetään lainsäädännössä sekä muissa ohjeissa esitetyt vaatimukset ja määräykset, jotka tulee huomioida S1-luokan väestönsuojan teräsbetonirakenteiden suunnittelussa. Tarkoituksena on koota lähes kaikki vaatimukset ja ohjeet eri lähteistä. Lisäksi työssä käydään läpi eri menetelmiä, joiden mukaan väestönsuojan kattolaatan ja seinien voimasuureet voidaan laskea. Työssä esitetään myös kyseisten rakenteiden raudoitusten suunnittelun periaatteet.

Työssä esitellään myös esimerkkilaskenta kuvitteelliselle S1-luokan väestönsuojalle kahdella käsinlaskentamenetelmällä sekä 3D FEM-ohjelmalla. Tarkoituksena on havainnollistaa työssä esiteltyjen menetelmien käyttöä sekä vertailla eri menetelmillä saatuja raudoitusmääriä keskenään. Lisäksi työssä tutkitaan väestönsuojan mitoituksessa rakenteille kohdistuvan painekuorman suunnan vaikutusta mitoittavien voimasuureiden arvoihin FEM-ohjelmalla.

ALKUSANAT

Tämä kandidaatintyö oli viimeinen osa kandidaatin tutkinnon opintojani. Tein työtä lähes koko vuoden 2018. Alkuperäinen tavoite oli, että työ olisi valmistunut jo kesäkuussa 2018, mutta se viivästyi joulukuuhun muiden opintojen työläyden sekä kesätöiden takia. Lisäksi työstä tuli selvästi pidempi kuin mitä alun perin olin suunnitellut.

Työn aiheen sain Sweco Rakennetekniikalta, jonne tavoitteena oli myös tehdä suunniteluohje työn pohjalta. Pehdyttyäni aiheeseen päädyin siihen lopputulokseen, että työssä olisi potentiaalia diplomityöksi, sillä aiheesta jäi vielä paljon kirjoittamatta. Lisäksi muutamaa asiaa voisi tutkia tarkemmin. Haluaisin kiittää Swecolta kaikkia, jotka ovat tukenet minua työn tekemisessä. Erityisesti haluaisin kiittää Markus Sääskeä, joka toimi Swecolta työn ohjaajana sekä Olli Kerokoskea, joka toimi tukena ja tarkastajana Tampereen teknillisen yliopiston puolelta.

Tampereella, 10.12.2018

Matias Lappalainen

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
2.	LAINSÄÄDÄNTÖ JA OHJEISTUS.....	2
	2.1 Väestönsuojan tilat	2
	2.2 Rakenteiden mitoitus.....	3
	2.2.1 Kuormitukset.....	3
	2.2.2 Rakenteiden paksuudet ja liikuntasaumamat.....	5
	2.2.3 Materiaalivaatimukset ja raudoitus	6
3.	RISTIIN KANTAVIEN LAATTOJEN VOIMASUUREET	7
	3.1 Kimmoteoria	8
	3.2 Myötöviivateoria	10
	3.3 Massiivilaattamenetelmä.....	16
	3.4 Kaistamenetelmä	22
	3.5 Leikkausvoimat	26
4.	RAUDOITUKSEN SUUNNITTELU.....	28
	4.1 Kenttäraudoitus	28
	4.2 Nurkan raudoitus	30
	4.3 Leikkausraudoitus	33
5.	OVIAUKOLLINEN SEINÄ.....	36
6.	ESIMERKKIKOHDE	39
7.	LASKENTA RFEM-OHJELMALLA	43
8.	ESIMERKKILASKENNAN TULOKSET JA NIIDEN ANALYSOINTI	47
	8.1 Laskentamenetelmien vertailu	47
	8.2 Kuormitustilanteiden vertailu RFEM-ohjelmalla	51
9.	YHTEENVETO	55
	LÄHTEET.....	57

LIITE A: ESIMERKKILASKENTA MYÖTÖVIIVATEORIAALLA

LIITE B: ESIMERKKILASKENTA MASSIIVILAATTAMENETELMÄLLÄ

LIITE C: RFEM-LASKENNAN TULOSTEET

LYHENTEET JA MERKINNÄT

MBP	Massiva Betong Plator
FEM	Finite Element Method

Kimmenteoria

a	laatan taipuma
D	laatan jäykkyysluku
E	kimmokerroin
m_I, m_{II}	päämomentit
m_x, m_y	taivutusmomentit tietyissä pisteissä
m_{xd}, m_{yd}	kenttämomenttien mitoitusarvot
m_{xy}	vääntömomentti tietyssä pisteessä
p	laatan kokonaiskuorma pinta-alayksikköä kohden
α	päämomenttien sekä x- ja y-akselien välinen kulma

Myötöviivateoria

a	laatan pidempi sivumitta
a_r	laatan pidemmän sivun muunnettu jännemitta
b	laatan lyhyempi sivumitta
b_r	laatan lyhyemmän sivun muunnettu jännemitta
L	myötöviivan pituus
L_x, L_y	myötöviivan projektioiden pituudet x- ja y-akseleilla
\bar{M}	momenttivektori
m, m_u	myötömomentti
m_I-m_{II}	tukimomentit, tukirauhoitusten momenttikapasiteetit
m_x, m_y	kenttämomentit, kenttäraudoitusten momenttikapasiteetit
p_u	myötökuorma
$\bar{\theta}$	kiertymävektori
θ_x, θ_y	kiertymävektorin skalaarikomponentit
λ	raudoitussuhde, ortotropiakerroin
$\mu_I-\mu_{II}$	tukirauhoitusten momenttikapasiteettien suhteet lyhyemmän sivun suuntaisen kenttäraudoituksen momenttikapasiteettiin
ξ_1, ξ_2, η	raudoitussuhteesta riippuvat, myötöviivakuvion mittoja kuvaavat parametrit

Massiivilaattamenetelmä

h	laatan paksuus
k_i	suhteellinen jäykkyysluku
L_x	laatan lyhyempi sivumitta
L_y	laatan pidempi sivumitta
m_{xf}	laatan lyhyemmän sivun suuntainen kenttämomentti
m_{xs}	laatan lyhyemmän sivun suuntainen tukimomentti
m_{yf}	laatan pidemmän sivun suuntainen kenttämomentti
m_{ys}	laatan pidemmän sivun suuntainen tukimomentti
pEd	mitoitettava kuorma
q_{md}	keskimääräinen hyötykuorma

α_{qx}, α_{qy}	hyötykuorman momenttikertoimet
α_{xf}	laatan lyhyemmän sivun suuntaisen kenttämomentin momenttikerroin
α_{xs}	laatan lyhyemmän sivun suuntaisen tukimomentin momenttikerroin
α_{yf}	laatan pidemmän sivun suuntaisen kenttämomentin momenttikerroin
α_{ys}	laatan pidemmän sivun suuntaisen tukimomentin momenttikerroin
β_i	jäykkyyskerroin
Δm_f	kenttämomentin muutos
Δm_{fq}	hyötykuormalisä
Δm_i	tasausmomentti
Δm_s	tukimomentin muutos
δ_{ik}	siirtoluku
ζ	laatan jäykästi tuettujen sivujen lukumäärää kuvaava lisäkerroin
ψ_x, ψ_y	korjauskertoimet

Kaistamenetelmä

R_m	Tukimomentin suhde samansuuntaiseen kenttämomenttiin
β	Tuki- ja kenttämomentin suhteen ilmaisemisessa avuksi käytetty parametri

Leikkausvoimat

A_i	laatan osan pinta-ala, jolta kuorma kertyy tuelle i
L_i	tuen i pituus
$V_{Ed,i}$	mitoitettava leikkausvoima tuella i

Raudoituksen suunnittelu

a	raudoituksen ankkurointipituudessa huomioitava etäisyys
A_s	raudoituksen poikkipinta-ala
$A_{s,vaad}$	vaadittava raudoituksen poikkipinta-ala
A_{sw}	leikkausraudoituksen poikkipinta-ala
$A_{s }$	momentin itseisarvon pienenemisen suuntaan ankkurointipituuden verran jatkettun vetoraudoituksen poikkipinta-ala
b	metrin levyinen kaista laatasta
b_w	tarkasteltavan poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella
d	mitoitettavan poikkileikkauksen tehollinen korkeus
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin puristuslujuuden ominaisarvo
f_{yd}	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{yk}	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
f_{ywd}	leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{ywk}	leikkausraudoituksen myötölujuuden ominaisarvo
l	raudoituksen ulottuma
M_{Ed}	mitoitettava taivutusmomentti
M_{Rd}	taivutuskestävyys, raudoituksen momenttikapasiteetti
M_{ti}	tukimomentti
$M_{ti,min}$	minimiraudoitusta vastaava tukimomentti

s	leikkausraudoituksen hakojen jakoväli
$V_{Rd,c}$	leikkausraudoittamattoman rakenneosan leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$V_{Rd,min}$	leikkausraudoittamattoman rakenneosan leikkauskestävyyden vähimmäisarvo
$V_{Rd,max}$	betonin puristusmurtumiseen perustuvan leikkausraudoitetun rakenneosan leikkauskestävyyden mitoitusarvo, leikkauskestävyyden yläraja
$V_{Rd,s}$	leikkausraudoituksen myötäämiseen perustuvan leikkausraudoitetun rakenneosan leikkauskestävyyden mitoitusarvo
z	sisäinen momenttivarsi
α	leikkausraudoituksen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma
α_{cc}	kerroin, jolla huomioidaan kuormituksen pitkäaikaisvaikutus sekä kuormitustavasta aiheutuvien epäedullisten tekijöiden vaikutus betonin puristuslujuuteen
α_{cv}	kerroin, jolla huomioidaan poikkileikkauksen puristusjännitystilan vaikutus
β	tehoillisen puristuspinnan suhteellinen kerroin
γ_c	betonin osavarmuusluku
γ_s	betoniteräksen osavarmuusluku
θ	betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma
μ	suhteellinen momentti
μ_b	tasapainotilan suhteellinen momentti
ν_l	kerroin, jolla huomioidaan leikkajännityksestä aiheutuvan halkeilun vaikutukset betonin lujuuden alenemiseen
ρ	pääraudoituksen raudoitussuhde
ω	mekaaninen raudoitussuhde

Oviaukollinen seinä

b_o	oviaukon leveys
c	oviaukon reunan etäisyys seinän reunasta
h_l	oviaukon yläpuolisen osan korkeus
h_o	oviaukon korkeus

Esimerkkilaskennan tulokset

m_1, m_3	laatan lyhyemmän sivun suuntaiset tukimomentit/momenttikapasiteetit
m_2, m_4	laatan pidemmän sivun suuntaiset tukimomentit/momenttikapasiteetit
m_x	laatan pidemmän sivun suuntainen kenttämomentti/momenttikapasiteetti
m_y	laatan lyhyemmän sivun suuntainen kenttämomentti/momenttikapasiteetti
ν_i	leikkausvoima tuella i

1. JOHDANTO

Pelastuslain (379/2011) 11 luvun 71 pykälän mukaan väestönsuoja tulee rakentaa rakennukseen tai samalla tontilla sijaitsevaan rakennusryhmään, mikäli sen kerrosala on vähintään 1 200 m² ja siinä oleskellaan pysyvästi. Teollisuus-, tuotanto-, varasto- ja kokoontumISRakennuksille vastaava kerrosala on 1 500 m² (PelastusL 11/71 §). Suurin osa Suomen rakennuksista (pois lukien pientalot) sisältää siis jonkin näköisen suojatilan. Väestönsuojien suunnittelua ja rakentamista ohjaavat pelastuslain 11 luku, valtionneuvoston asetus väestönsuojista (408/2011) sekä sisäasiainministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta (506/2011). Yleisiä suunnitteluohjeita löytyy myös muun muassa Rakennustiedon ohjekortista (RT 92-11173 S1-luokan teräsbetoniväestönsuoja). Väestönsuojien mitoitusta ei kuitenkaan käsitellä missään näistä sen tarkemmin.

Tämän kandidaatintyön tarkoituksena on esittää kootusti S1-luokan väestönsuojan rakenteiden mitoitus huomioiden olemassa olevissa säädöksissä sekä ohjeissa esitetyt vaatimukset ja rajoitukset. Pääpaino on väestönsuojan kattolaatan ja seinien mitoituksessa, etenkin niiden voimasuureiden laskennassa. Rakenteiden eri mitoitusmenetelmiin ei perehdytä syvällisesti, vaan ne käydään läpi pääpiirteittäin. Tässä työssä käsitellään ainoastaan teräsbetonisia paikallavalurakenteita. S2-luokan väestönsuojien tai kalliosuojien mitoitusta ei myöskään tarkastella. Työssä suoritetaan esimerkkilaskenta kuvitteelliselle S1-luokan väestönsuojalle kahdella eri käsinlaskentamenetelmällä sekä 3D FEM-ohjelmalla. Tarkoituksena on vertailla eri menetelmillä saatuja tuloksia keskenään. FEM-ohjelmalla tutkitaan lisäksi väestönsuojan rakenteille kohdistuvan painekuorman suunnan vaikutusta.

Luvussa 2 käydään läpi väestönsuojien suunnitteluun liittyvät ohjeet ja määräykset. Luvussa 3 esitellään ristiin kantavien laattojen toimintaperiaate sekä menetelmät, joilla ristiin kantavien laattojen voimasuureet voidaan määrittää. Luvussa 4 käydään läpi väestönsuojan teräsbetonirakenteiden raudoituksen suunnittelu sekä siinä huomioitavat asiat. Luvussa 5 esitetään oviaukollisen seinän suunnitteluperiaate. Luvussa 6 esitellään kuvitteellinen esimerkkikohde, jolle laskenta suoritetaan. Luvussa 7 perehdytään lyhyesti työn esimerkkilaskennassa käytettävään 3D FEM-ohjelmaan, RFEM:iin. Luvussa 8 esitellään kaikki esimerkkilaskennan tulokset sekä käsitellään niitä. Lopuksi luvussa 9 on yhteenveto tästä kandidaatin työstä.

2. LAINSÄÄDÄNTÖ JA OHJEISTUS

Poikkeuksen väestönsuojan rakentamisvelvollisuudelle kerrospinta-alan mukaan muodostavat uudisrakennukset, jotka ovat tilapäisesti enintään viisi vuotta käytössä (PelastusL 11:71 §). Väestönsuojan rakentamista ei myöskään vaadita, mikäli tontilla tai rakennuspaikalla on jo vaatimukset täyttävä suojapaikka, rakennus on maatilatalouden tuotantorakennus tai rakennukseen tehdään rakennuslupaa vaativa korjaus- tai muutostyö, joka lisää sen kerrosalaa kellarissa tai ullakolla (PelastusL 11:73 §).

2.1 Väestönsuojan tilat

Väestönsuojan tiloiksi lasketaan kaikki painesuojauksen sisäpuolella olevat tilat, sisään-tulo- ja poistumisreitit sekä painesuojauksen ulkopuolella olevat laitteiden ja kanavien tilat (RT 92-11173 2015 s. 7). Varsinainen suojatila on ihmisten oleskelua varten tarkoitettu tila, johon luetaan myös käymälät sekä ensiapu- ja sairashuone. Sen pinta-alan on oltava vähintään 2 % asuinrakennuksen kerrosalasta. Myymälä-, teollisuus-, tuotanto-, kokoontumis- ja varastorakennusten yhteydessä vaadittavan pinta-alan tulee olla ainakin 1 % rakennuksen kokonaiskerrosalasta. Suojatilan pinta-ala ei saa kuitenkaan alittaa 20 neliometriä. (Valtioneuvoston asetus väestönsuojista 408/2011, 2 §, myöh. lyhenne VNA 408/2011)

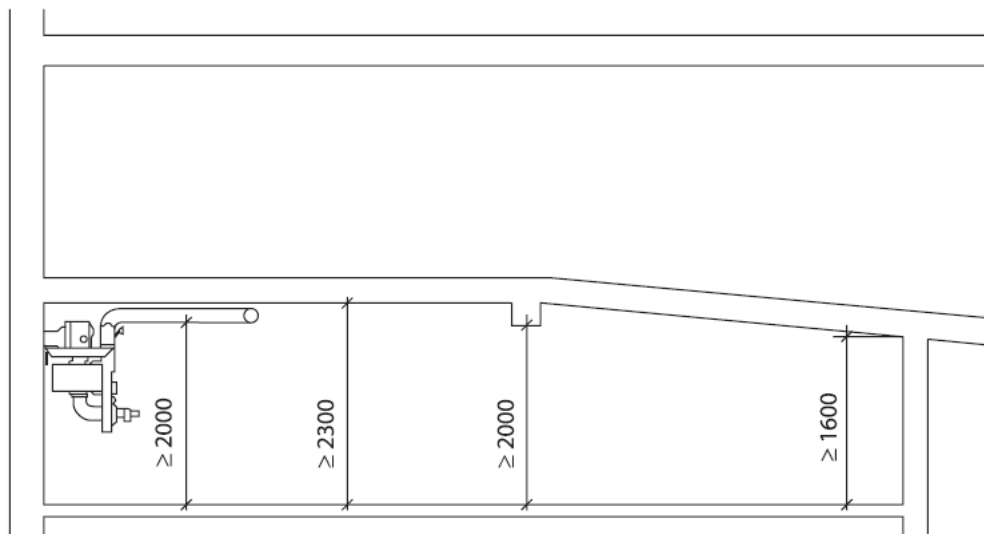
Toisaalta suojatilan koko voidaan määrittää myös henkilömäärän mukaan, mikäli se olisi selvästi liian suuri tai pieni suhteutettuna rakennuksessa pysyvästi oleskelemaan henkilömäärään. Tällöin suojatilan pinta-alan tulee olla 0,75 m² henkilöä kohden. (VNA 408/2011, 2 §) S1-suojaluokan väestönsuojan suurin laskennallinen henkilömäärä on 180, ja sen suojatilan pinta-ala saa olla enintään 135 m², jonka ylittyessä on tehtävä useampi S1-luokan väestönsuoja tai vaihtoehtoisesti väestönsuoja tehdään S2-suojaluokan vaatimustasot täyttäväksi (RT 92-11173 2015, s. 7). Suoja-alan ylittäessä 90 m² tulee S1-luokan suoja jakaa kahteen osastoon teräsbetoniväliseinällä (Sisäasiainministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta 506/2011, 2 luku 2 §, myöh. lyhenne SMA 506/2011).

Suojatilaan tulee varata paikat keittiölle (noin 2 m²), varavesisäiliölle (40 litraa/m²), jäteastioille (15 litraa/m²) ja käymäläkomeroille tai wc-tiloille (1 kpl/alkavaa 20 m² ja 0,7 m²/kpl). Suojatilan lisäksi väestönsuojaan on tehtävä sulkuhuone tai -telta, jonka alan tulee olla vähintään 2,5 m², sekä varattava tilaa ilmanvaihtokoneille ainakin 1,5 m²/kpl. S1-luokan väestönsuojassa ei vaadita erillistä ensiaputilaa. (RT 92-11173 2015 s. 9)

Väestönsuojassa tulee olla helppokulkuinen sisääntuloreitti sekä turvallinen poistumisreitti. Sisääntuloreitin leveyden on oltava vähintään 1,2 metriä. Mikäli suojassa on useampi kuin yksi suojaovi, tulee yhden niistä olla 0,9 tai 1,2 m leveä. Hätäpoistumisaukon

vakiomitat ovat 600 mm x 800 mm ja 700 mm x 1 200 mm. Aukon reunojen on oltava vähintään 150 mm:n päässä katto- ja seinäpinnoista suojan sisä- ja ulkopuolella. Mikäli hätäpoistumisaukon alareuna on yli 2 000 mm:n syvyydellä maanpinnasta, tulee hätäpoistumiskäytävä suunnitella ylöspäin johtavaksi. Maanalaisen hätäpoistumiskäytävän tulee päättyä sortuma-alueen ulkopuolelle. Sortuma-alueen etäisyys rakennuksen uloimmista kantavista osista on 1/3 rakennuksen korkeudesta. (RT 92-11173 2015 s. 12–16)

Suojatilan huonekorkeuden tulee olla ainakin 2,3 m. Poikkeuksen muodostavat palkit ja kanavat, joiden kohdalla vähimmäiskorkeus on 2 m, sekä seinät ja pilarit, joiden vieressä huonekorkeus voi olla alle 2 m. Tiloja, joissa korkeus alittaa 1,6 m, ei lasketa suojatilan pinta-alaan. (RT 92-11173 2015, s. 9) Suojatilan huonekorkeutta havainnollistaa kuva 1.



Kuva 1. Suojatilan huonekorkeus (RT 92-11173 2015, s. 9).

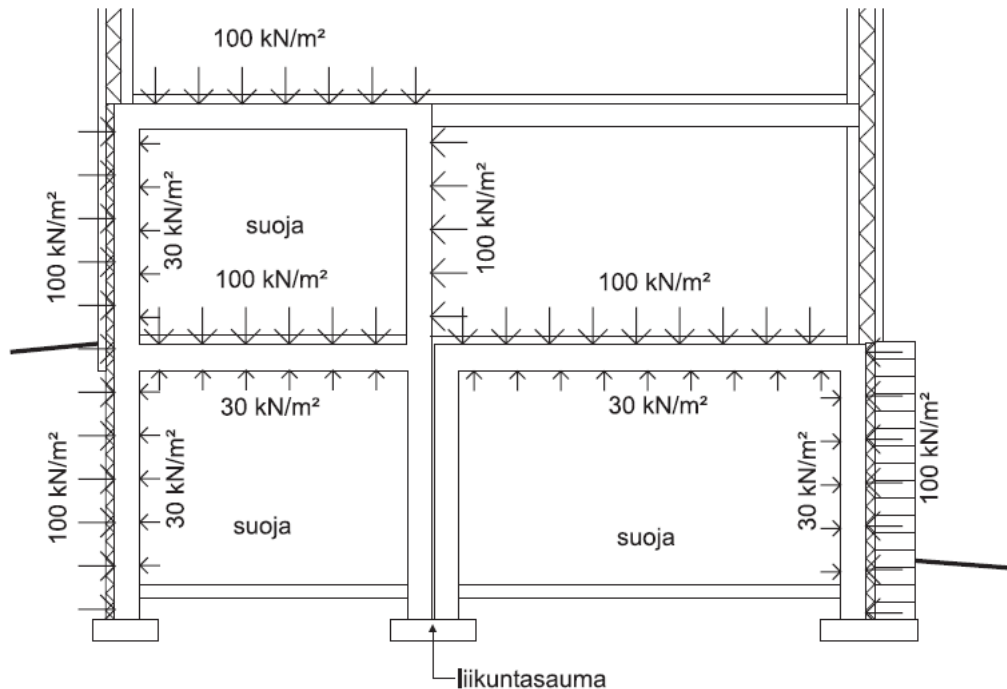
2.2 Rakenteiden mitoitus

Väestönsuojan ympärysrakenteista katolle, seinille ja maanvaraiselle lattialle on asetettu vaatimuksia niiden kuormitusten ja paksuuksien osalta. Lisäksi mahdollisten kantavien väliseinien, pilarien ja välipohjien suunnittelussa on huomioitava lainsäädännössä niille määritetyt vaatimukset. Myös käytettävän betonin ja teräksen sekä raudoituksen suunnittelun vähimmäisvaatimukset on esitetty lainsäädännössä.

2.2.1 Kuormitukset

Ympäröivät rakenteet tulee tavanomaisten kuormitusten lisäksi mitoittaa paineallostaa aiheutuvalle kuormalle. S1-luokan väestönsuojan katon, ympärysseinien sekä ilmaa vasten olevan lattian paineallostaa aiheutuva kuorma on 100 kN/m². Nämä rakenteet tulee myös mitoittaa erikseen takaisinheilahduskuormalle, joka on 1/3 painekuormasta. (SMA

506/2011, 3:12 §) Rakenteille tulevia paine- ja takaisinheilahduskuormia havainnollistetaan kuvassa 2.



Kuva 2. S1-luokan väestönsuojan ympärusrakenteille tulevat paine- ja takaisinheilahduskuormat (RT 92-11173 2015, s. 19).

Painekuorman tulee olettaa kohdistuvan kaikille rakenteille samanaikaisesti sekä vain yhdelle rakenteelle kerrallaan (BY202 osa 3 1983, s. 540).

Painekuorman kanssa samanaikaisesti vaikuttavia tavanomaisia kuormia ovat muun muassa rakenteiden omat painot, pintavalun paino, hyötykuorma kattolaatalla sekä maanpaine kuorma maanalaisilla seinillä. Maanpaine seinien mitoituksessa on lisäksi huomioitava mahdollinen maanpäällinen pysyvä kuorma seinän vieressä. Muuttuvaa kuormaa, kuten ajoneuvokuormaa, seinän vieressä ei tarvitse huomioida yhdessä painekuorman kanssa. Rakenteet on myös mitoitettava pelkästään tavanomaisille kuormille ilman painekuormaa. (Hänninen 1987, s. 84)

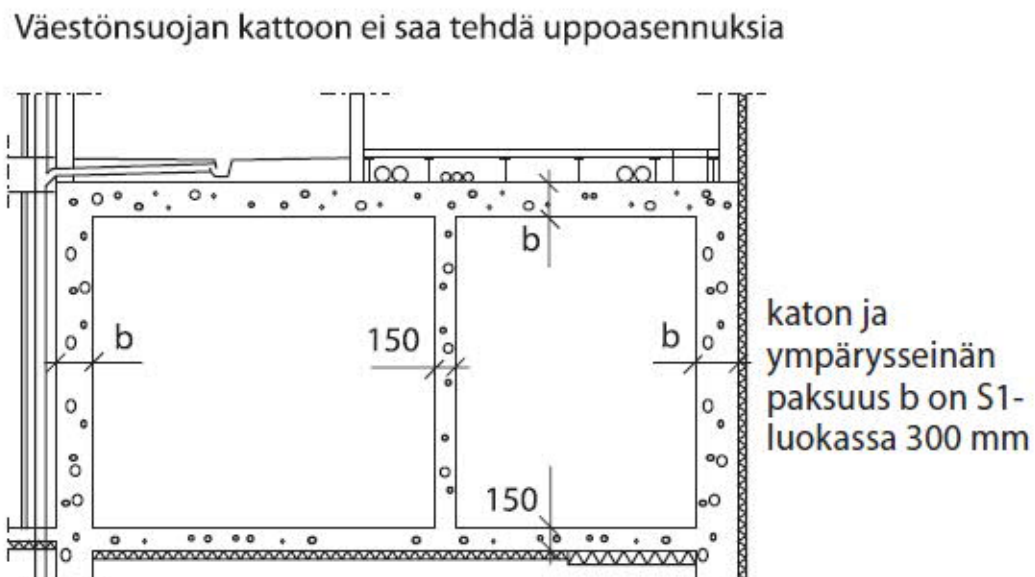
Kuormitusyhdistelmissä, joissa on paine- tai takaisinheilahduskuormia, kaikki kuormitusyhdistelmien yhdistelykertoimet ovat vähintään 1 (VNA 408/2011, 11 §). Kun mitoitusta suoritetaan tavanomaisille kuormille (ei painekuormaa), käytetään yhdistelykertoimia normaalisti (Hänninen 1987, s. 85).

Painekuormat, jotka kohdistuvat ympäröiville rakenteille suojaovista ja -luukuista sekä sulkulaitteista ja painekuormituksia vastaanottavista venttiileistä, tulee huomioida 1,5-kertaisina. Väestönsuojan oven aukeamista suojaavien ja hätäpoistumiskäytävän rakenteiden sekä hätäpoistumisreitien katon mitoituksessa on huomioitava tavallisten kuormien

lisäksi 25 kN/m²:n suuruinen sortumakuorma. (SMA 506/2011, 3:12 §) Perustusten mitoituksessa huomioidaan 1/4 pystysuorista paine- ja sortumakuormista (VNA 408/2011, 10 §). Lisäksi kaikki väestönsuojan rakenteet on mitoitettava mielivaltaisesta suunnasta tulevalle tärähdyskuormalle, joka on vähintään kaksinkertainen rakenteen massaun verrattuna (SMA 506/2011, 3:13 §).

2.2.2 Rakenteiden paksuudet ja liikuntasaumot

Väestönsuojan rakenteiden paksuudet määräytyvät niihin kohdistuvien suurien kuormitusten lisäksi läpivientien, ovien ja luukkujen vakiomitoista (RT 92-11173 2015, s. 18). Teräsbetonisten ympärysseiniä sekä katon paksuuden tulee olla vähintään 300 mm ja lattian, kantavien väliseiniä, pilariä sekä kaksikerroksisen väestönsuojan välipohjan paksuuden 150 mm (VNA 408/2011, 5 §). Mikäli päällekkäin on kaksi erillistä väestönsuojaa, tulee niiden välisen teräsbetonilaatan paksuus olla ainakin 300 mm. Väestönsuojan kattoon ei saa tehdä uppoasennuksia, vaan mahdollinen talotekniikka suojan päällä sijoitetaan erilliseen asennustilaan. (RT 92-11173 2015, s. 18) Rakenteiden paksuuksia havainnollistetaan kuvassa 3.



Kuva 3. Väestönsuojan rakenteiden paksuudet (RT 92-11173 2015, s. 18).

Väestönsuojan kattoon ja ympärysseiniin ei saa tehdä liikuntasauvoja, vaan suojaan kuuluvien rakenteiden liikuntasaumot tulee sijoittaa sen ulkopuolelle. Kahden vierekkäisen väestönsuojan seinien väliin on tehtävä liikuntasauma, mikäli seinät koskettavat toisiaan. Tällöin liikuntasauvan etäisyyden rakenteen ulkopinnasta on oltava vähintään 100 mm. (RT 92-11173 2015, s. 18–19)

2.2.3 Materiaalivaatimukset ja raudoitus

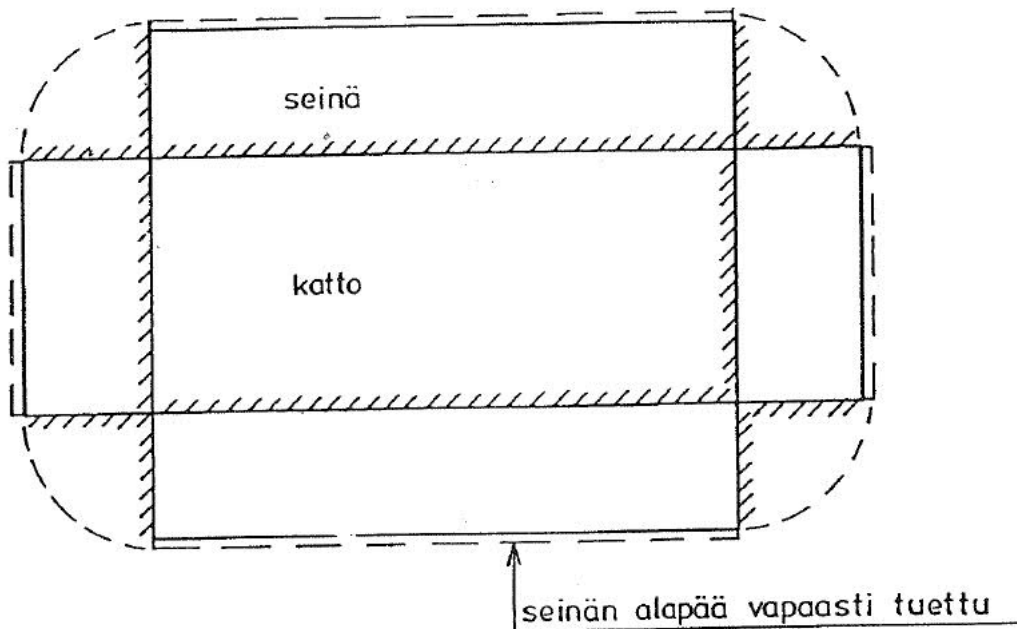
S1-luokan teräsbetonirakenteet tehdään rakenneluokan 2 vaatimusten mukaisesti (SMA 506/2011, 3:14 §). Rakenneluokka 2 on poistuneen Rakennusmääräyskokoelman osan B4 mukainen merkintä ja se vastaa likimain Eurokoodin seuraamusluokkaa CC2. Käytettävän betonin tulee olla vähintään lujuusluokkaa C25/30, ja betoniteräksen kokonaistasa-venymän tulee olla alle 5 % (SMA 506/2011, 3:14 §). Teräksen lujuuden ja betonin puristuslujuuden ominaisarvoja ei saa korottaa yli 20 % betoni- ja teräsrakenteita koskevien määräysten arvoista. Materiaalien osavarmuuskerrointen on oltava vähintään 1 ja jännityksinä käytetään ominaislujuuksia. (VNA 408/2011, 11 §) Kun mitoitus suoritetaan ilman painekuormaa, käytetään materiaalien osavarmuuskertoimina normaaleja arvoja (Hänninen 1987, s. 84).

Laatoissa ja seinissä käytettävien pää- ja jakoraudoitusten terästankojen kokojen on oltava 8 ja 20 mm:n välillä. Maanvaraisen lattian sekä rakenteiden, joihin kohdistuu paine- ja sortumakuormia, raudoitusten keskiöväli ei saa ylittää 150 mm:ä rakenteen sisäpinnassa eikä 300 mm:ä ulkopinnassa. Taivutetuissa rakenteissa raudoituksen poikkileikkauspinta-alan on oltava vähintään 0,17 % rakenteen kokonaispoikkipinta-alasta. Vaatimus koskee rakenteen molempia pintoja sekä suuntia. Maanvaraisessa laatussa yksi keskeinen verkko on riittävä. (SMA 506/2011, 3:14 §)

Katon teräsbetonilaatan alapinnan raudoituksen lisäksi pääraudoitukseen on sidottava teräsverkko. Vaihtoehtoisesti laatan alapintaan voidaan kiinnittää teräspoimulevy. Palkkien, laattojen ja seinien pääraudoitus on vietävä tuelle asti ja ankkuroitava vetorasituksille. (SMA 506/2011, 3:14 §) Pääraudoitusta ei myöskään saa jatkaa kentässä (Hänninen 1987, s. 86).

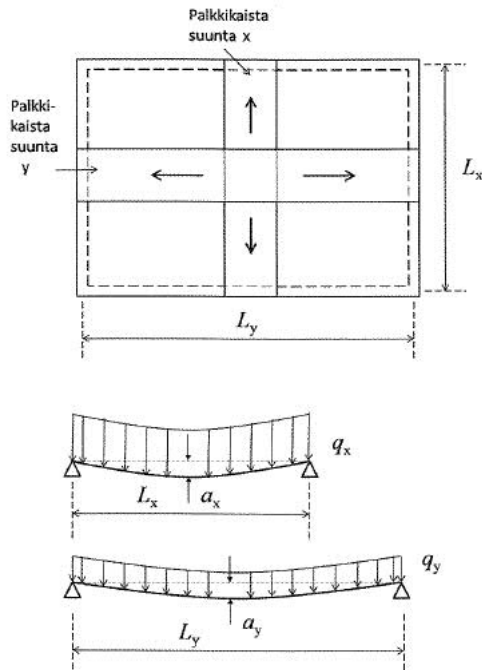
3. RISTIIN KANTAVIEN LAATTOJEN VOIMASUUREET

Väestönsuojan katto ja seinät mitoitetetaan neljältä sivulta tuettuina laattoina eli ristiin kantavina laattoina. Kattolaatta tukeutuu kaikilta neljältä sivulta jäykästi seinien yläpään. Seinät taas puolestaan tukeutuvat jäykästi toisiinsa ja yläpäistään kattolaattaan sekä vapaasti alapäistään lattiaan. (Hänninen 1987, s. 87) Seinillä puristusrasitusta ei tarvitse huomioida, sillä paineallostasta aiheutuva vaakakuorma on niin suuri, että taivutus tulee mitoittavaksi tilanteeksi (BY211 2014, s. 156). Kuvassa 4 väestönsuojan rakenteet esitetään tasoon levitettynä.



Kuva 4. Väestönsuojan kattolaatta ja seinät levitettynä tasoon (Hänninen 1987, s. 87).

Laattaa voidaan käsitellä ristiin kantavana, kun pidemmän sivun jännemitan suhde lyhyemmän sivun jännemittaan on enintään 2 (BY202 osa 2 1982, s. 299). Ristiin kantavissa laatoissa taivutusrasitus kohdistuu kahdessa toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa, mikä aiheutuu, kun laatta on neljältä tai kolmelta sivulta tuettu tai kahdelta vierekkäiseltä sivulta tuettu. Tällöin tapahtuvaan voimasuureiden ja kuormien jakautumiseen eri suunnille vaikuttavat laatan jännemitat, raudoituksen määrä ja halkeilutila. Mallintamalla jakautumista tasaisesti kuormitetussa laatussa risteävinä palkkikaistoina (kuva 5) päädytään tulokseen, jossa kummankin suunnan taivutusmomentit ovat suoraan verrannollisia taivutusjäykkyyteen sekä kääntäen verrannollisia jännemittojen neliöön. (BY211 osa 2 2014, s. 13–15)



Kuva 5. Ristiin kantavan laatan mallintaminen ristikkäin toimivina palkkeina (BY211 osa 2 2014, s. 14)

Tämä mallintamistapa antaa kuitenkin laatan todelliseen jäykkyyteen verrattuna aliarvioidun tuloksen. Todellisuudessa samansuuntaisten kuvitteellisten laattakaistojen liitos välittää leikkausvoimia ja laattaan syntyy vääntörasituksia. Laatan sisäisen jäykkyyden vaikutuksesta suurimmat rasitukset pienenevät. Pääperiaate momenttijakautumaan vaikuttamisessa on, että taivutusrasitus ja -jäykkyys kasvavat siinä suunnassa, johon raudoitusta lisätään. (BY211 2014, s. 15)

Tarkimmin ristiin kantavien laattojen voimasuureet saadaan määritettyä epälinearisilla elementtimenetelmäohjelmilla, jotka huomioivat halkeilun ja raudoituksen vaikutuksen. Mitoituksessa voidaan käyttää myös kimmoteoriaa, myötöviivateoriaa, massiivilaattamenetelmää tai kaistamenetelmää. (BY211 2014, s. 15) Seuraavaksi esitellään lyhyesti kyseiset menetelmät. Yleisimmin ristiin kantavien laattojen mitoituksessa käytettäviä menetelmiä eli myötöviivateoriaa ja massiivilaattamenetelmää käsitellään hieman tarkemmin kuin kaistamenetelmää ja kimmoteoriaa.

3.1 Kimmoteoria

Kimmoteorian laskenta pohjautuu oletuksiin, että laatan paksuus on pieni verrattuna sen jännemittoihin, ja että laatan taipuma on pieni suhteessa sen paksuuteen. Lisäksi laatan on oltava homogeeninen sekä täysin kimmoinen, mikä toteutuu laatan ollessa halkeamattomassa tilassa. Taivutusmomentti ei siis saa ylittää halkeamamomentin arvoa. Mikäli rakenteelta vaaditaan tiiveyttä (esimerkiksi vedenpitävyyttä), tulisi mitoitus tehdä aina kimmoteorialla. (BY202 osa 2 1982, s. 302)

Laskenta kimmoteorialla perustuu laatan taipuman differentiaaliyhtälöön, joka isotrooppiselle laatalle on muodossa (BY202 osa 2 1982, s. 303)

$$\frac{\partial^4 a}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 a}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 a}{\partial y^4} = \frac{p}{D}, \quad (1)$$

jossa D on laatan jäykkyyysluku, a laatan taipuma ja p laatan kokonaiskuorma pinta-ala-yksikköä kohden. Jäykkyyysluku saadaan kaavalla (BY202 osa 2 1982, s. 303)

$$D = \frac{Eh}{12(1-\nu^2)}, \quad (2)$$

jossa E on betonin kimmokerroin, h laatan paksuus ja ν betonin suppeumaluku (0–0,2). Kun laatan kuormitus sekä reunaehdot tunnetaan, voidaan taipumat ratkaista kaavalla 1. Tämän jälkeen tietyissä pisteissä vaikuttavat taivutusmomentit m_x ja m_y sekä vääntömomentit m_{xy} saadaan kaavoilla (BY202 osa 2 1982, s. 303)

$$m_x = -D \left(\frac{\partial^2 a}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 a}{\partial y^2} \right) \quad (3)$$

$$m_y = -D \left(\frac{\partial^2 a}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 a}{\partial x^2} \right) \quad (4)$$

$$m_{xy} = -(1-\nu)D \left(\frac{\partial^2 a}{\partial x \partial y} \right). \quad (5)$$

Tämän jälkeen päämomentit m_I ja m_{II} voidaan laskea kaavoilla (BY202 osa 2 1982, s. 303)

$$m_I = \frac{m_x + m_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{m_x - m_y}{2} \right)^2 + m_{xy}^2} \quad (6)$$

$$m_{II} = \frac{m_x + m_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{m_x - m_y}{2} \right)^2 + m_{xy}^2}. \quad (7)$$

Päämomenttien suuntien sekä x- ja y-akselien välinen kulma α voidaan määrittää kaavalla (BY202 osa 2 1982, s. 303)

$$\tan 2\alpha = \frac{2m_{xy}}{m_x - m_y}. \quad (8)$$

Raudoitukset asennetaan kuitenkin lähes poikkeuksetta x- ja y-akselien eli laatan sivujen suuntaisesti. Tällöin lasketaan x- ja y-akselin suuntaisten momenttien projektiot päämomenttien suunnissa. Projektoiden raudoitusmäärien summien on vastattava päämomenttien raudoitusmääriä. Käytännössä kenttämomenttien mitoitusarvot m_{xd} ja m_{yd} saadaan ratkaistua riittävän tarkasti kaavoilla (BY202 osa 2 1982, s. 303–304)

$$m_{xd} = m_x + km_{xy} \quad (9)$$

$$m_{yd} = m_y + \frac{1}{k} m_{xy}, \quad (10)$$

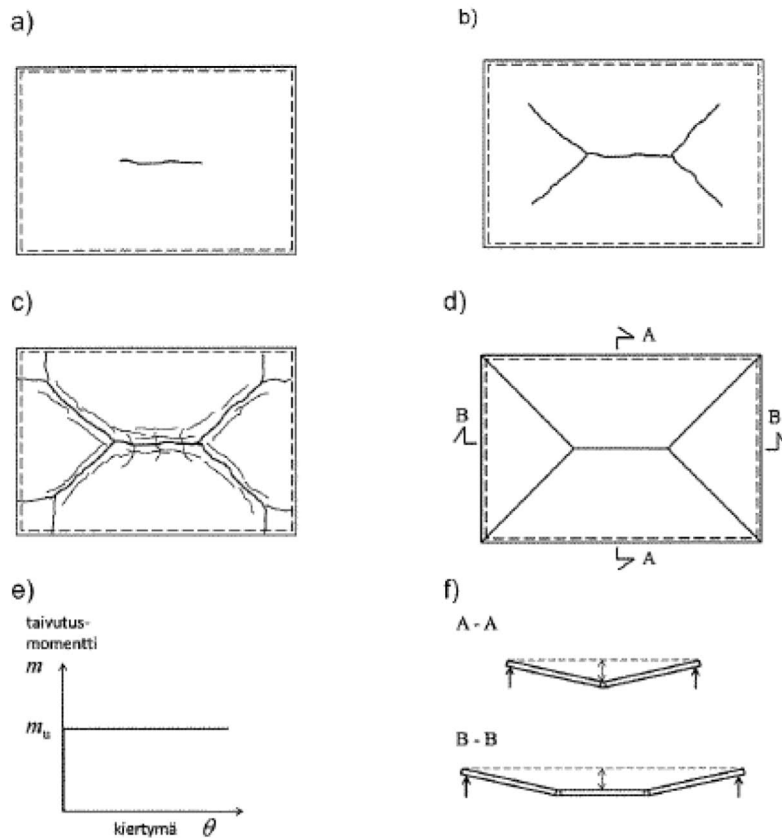
joissa kerroin k valitaan siten, että molemmat kenttämomentit ovat suurempia kuin nolla tai toinen kenttämomenteista on nolla (yleensä $k \approx 1$). (BY202 osa 2 1982, s. 304)

Kimmenteoria soveltuu kuitenkin lähinnä käyttörajatilatarkasteluihin sekä halkeamamomentin määrittämiseen. Murtorajatilatarkasteluissa kimmoteoria kuvaa rakenteen toimintaa tämän ollessa valmistettu Hooken lakia (materiaalin venymän ja vallitsevan jännityksen lineaarinen riippuvuus) noudattavasta hauraasta materiaalista (esimerkiksi raudoittamaton betoni). Kimmoteoria kuvaa siis melko likimääräisesti materiaalien toimintaa, joilla on selvä plastinen muodonmuutoskyky. (Kerokoski 2017, s. 51) Näillä perusteilla kimmoteoriolla saataisiin ainakin varmallalla puolella olevat ratkaisut väestönsuojien laattamaisten rakenteiden voimasuureille. Mikäli kuitenkin tavoitellaan mahdollisimman pieniä raudoitusmääriä, kimmoteoria ei ole optimaalisin menetelmä väestönsuojien rakenteiden mitoituksessa.

3.2 Myötöviivateoria

Myötöviivateoria perustuu plastisuusteorian ylärajalauseeseen. Kuormittaessa neljältä sivulta tuettua laattaa kasvavalla kuormalla syntyy halkeamia kohtiin, joissa taivutusmomentti on suurin. Näillä alueilla laatan taivutusjäykkyys pienenee ja niissä tapahtuu plastisia muodonmuutoksia. Laatan halkeamattomissa osissa muodonmuutokset ovat pieniä ja taivutusjäykkyys säilyy lähes ennallaan. (BY211 2014, s. 32)

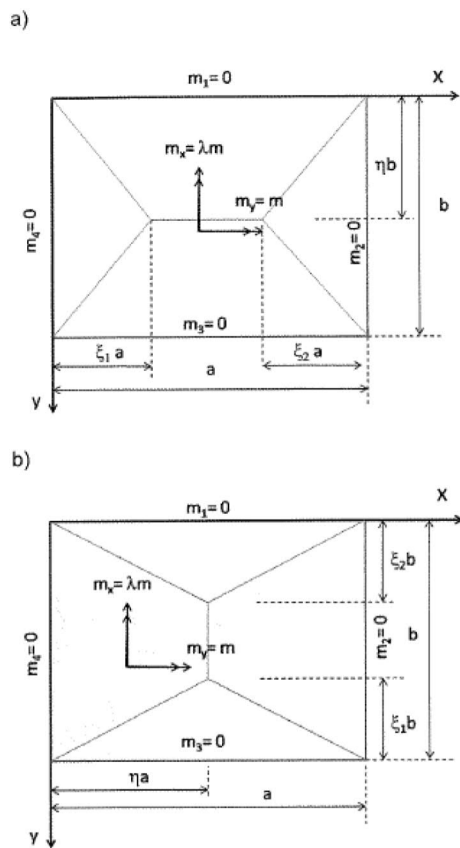
Halkeamat etenevät kuvan 6 (a-c) mukaisesti, ja kun taivutusmomentti kasvaa riittävän suureksi, alkaa raudoitus myötää. Näille plastisoituneille alueille syntyy myötövyöhykkeet, jotka laskelmissa yksinkertaistetaan viivoiksi. Kun myötökuvio on täysin kehittynyt (kuva 6 c), laatta on saavuttanut murtorajatilaa. Myötöviivateoriassa laatta jaetaan likimain halkeamien mukaisiin alueisiin (kuva 6 d) myötöviivoilla, joilla taivutusmomentin oletetaan olevan kiertymän suhteen vakio (kuva 6 e). Muodostuneet osat pääsevät kiertymään toistensa suhteen myötöviivoja pitkin (kuva 6 f), ja laatasta tulee mekanismi. (BY211 2014, s. 32–33)



Kuva 6. Ristiin kantavan laatan halkeilun eteneminen (a-c) ja myötöviivateorian mukainen käyttäytyminen (d-f). (BY211 2014, s. 32)

Syntyvä myötöviivakuvioiden voi olla usean eri vaihtoehdon mukainen. Laskennassa käytetään sitä kuviota, joka syntyy pienimmällä kuormalla. Koska myötöviivateoria on plastiusteorian ylärajalauseen mukainen, saadaan murtokuormaksi vähintään todellisen murtokuorman suurin arvo. Menetelmä on kuitenkin käytännössä turvallinen, sillä laatan todellinen kuormankantokyky on laskettua arvoa suurempi muun muassa kalvovoimien ansioista. Raudoituksen suunnittelussa on noudatettava EC2:n raudoituksen myötöviivien varmistamisen ehtoja, sillä myötömomentin oletetaan vaikuttavan täysimääräisenä myötöviivoilla. (BY211 2014, s. 33)

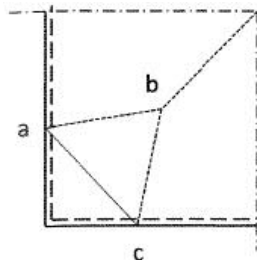
Koska väestönsuojan kattolaatta on neljältä sivulta tuettu, mahdollisia myötöviivakuvioiden on kaksi kappaletta (esitetty kuvassa 7) (BY211 2014, s. 38).



Kuva 7. Neljältä sivulta tuetun laatan myötöviivakuviot (BY211 2014, s. 38)

Kuvassa 7 m on myötömomentti, m_x ja m_y kenttämomentit, a ja b laatan sivumitat, m_1 - m_4 tukimomentit, λ raudoitussuhde (ortotropiakerroin) sekä ξ_1 , ξ_2 ja η raudoitussuhteesta riippuvat parametrit. Kuvan 7 laatta on neljältä sivulta vapaasti tuettu, koska kenttämomentit ovat 0, joten se ei suoraan vastaa väestönsuojan rakenteita. Koska väestönsuojan katto-laatta on jäykästi tuettu kaikilta sivuiltaan, ovat tukimomentit $m_i = -\mu_i m$. (BY211 2014, s. 36–39)

Todellisuudessa laatan nurkassa myötöviiva haarautuu kahteen osaan ab ja bc kuvan 8 mukaisesti. Kyseisellä mekanismilla laatta pyrkii nousemaan ylöspäin, ja mikäli nurkan nousu on estetty, syntyy yläpintaan myötöviiva ac . (BY211 2014, s. 38)



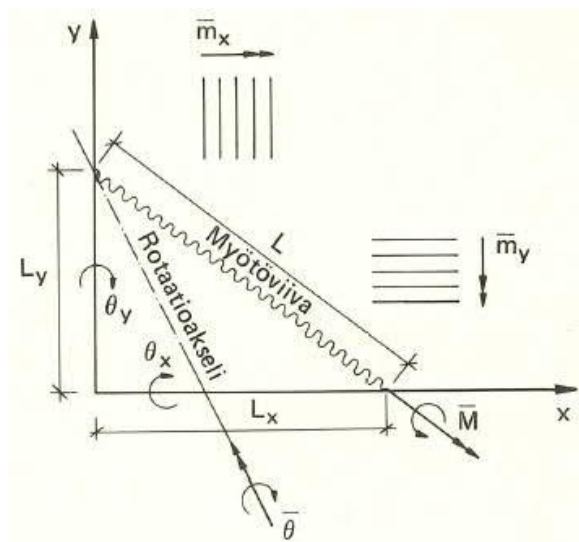
Kuva 8. Myötöviivan kulku laatan nurkassa (BY211 2014, s. 39)

Myötöviivan haarautuminen laatan nurkassa tapahtuu pienemmällä kuormalla kuin myötöviivan kulku suoraan laatan nurkkaan eli teoriassa kuvan 8 myötöviivakuvio tulisi huomioida mitoituksessa. Suorakulmion muotoisilla laatoilla ero näiden kahden tilanteen välillä on kuitenkin korkeintaan 10 %. Nurkkakuvion vaikutusta laatan murtokuormaan voidaan pienentää käyttämällä laatan reunaosissa harvempaa raudoitusta kuin keskellä. Kokeellisesti on lisäksi osoitettu, että murtovarmuus on riittävä, kun myötöviivojen oletetaan kulkevan suoraan laatan nurkkaan. (BY202 osa 3 1983, s. 495)

Myötöviivateorian laskenta perustuu virtuaalisen työn yhtälöön, jossa ulkoisten kuormien tekemä työ on yhtä suuri kuin sisäinen työ myötöviivoilla eli (BY202 osa 3 1983, s. 490)

$$\sum \bar{F} \cdot \bar{a} = \sum \bar{M} \cdot \bar{\theta}. \quad (11)$$

Ulkoisten kuormien tekemä työ määritetään jokaiselle laatan kiertyvälle osalle erikseen antamalla laatan jollekin kohdalle virtuaalinen siirtymä sekä kertomalla jokaisen osan painopisteen siirtymä kuhunkin osaan kohdistuvalla kuormalla. Sisäinen työ määritetään kuvan 9 avulla. (BY202 osa 3 1983, s. 490–491)



Kuva 9. Sisäisen työn määrittäminen myötöviivalla. (BY202 osa 3 1983, s. 491)

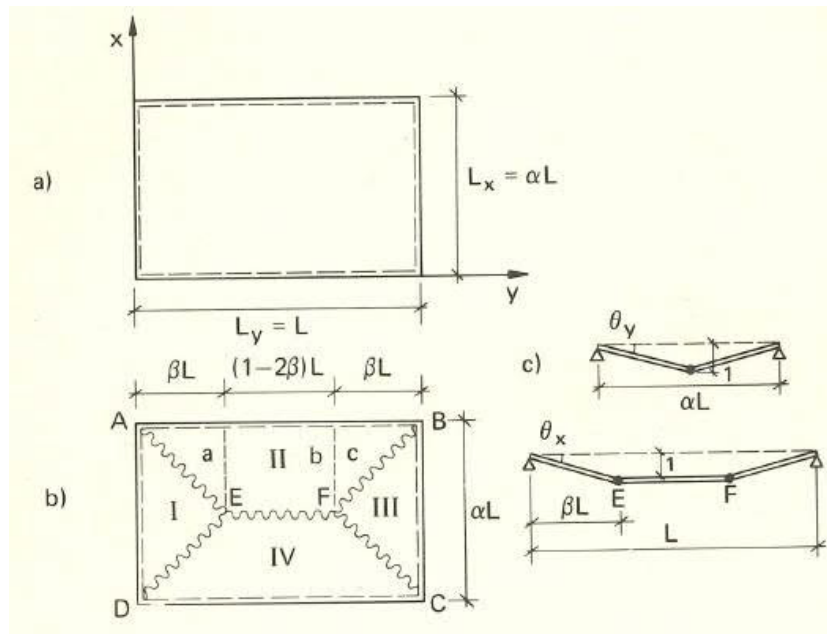
Kuvassa 9 m_x ja m_y ovat y- ja x-akselien suuntaisten raudoitusten momenttikapasiteetit, L on myötöviivan pituus sekä L_x ja L_y tämän projektioita x- ja y-akselilla sekä θ_x ja θ_y kiertymävektorin $\bar{\theta}$ skalaarikomponentit x- ja y-akselilla. Momenttivektoriksi saadaan tällöin (BY202 osa 3 1983, s. 491)

$$\bar{M} = m_x L_x \bar{i} + m_y L_y \bar{j}. \quad (12)$$

Mikäli tarkasteltavan laatanosan rotaatioakseli on kuvan 9 suuntainen, saadaan kyseisen laatanosan sisäiseksi muodonmuutostyöksi (BY202 osa 3 1983, s. 491)

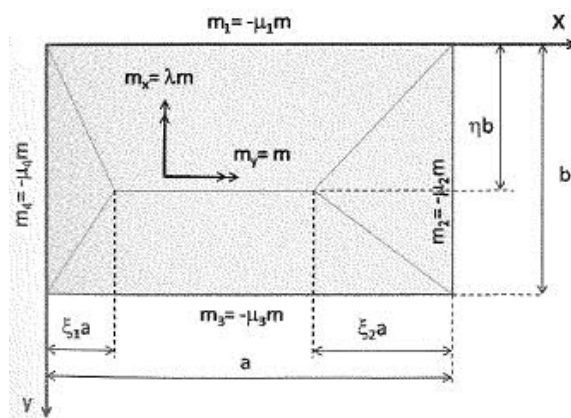
$$\bar{M} \cdot \bar{\theta} = m_x L_x \theta_x + m_y L_y \theta_y. \quad (13)$$

Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjassa (BY202 osa 3 1983) on esitetty neljältä sivulta vapaasti tuetun laatan myötömomentin laskukaavan johtaminen kyseisellä periaatteella. Tehtävän lähtötilanne on esitetty kuvassa 10.



Kuva 10. Laatan rakennemalli (a), myötöviivakuvio ja laatanosat (b) sekä murtomekanismi ja plastiset kiertymät (c) (BY202 osa 3 1983, s. 492)

Kuvan 10 laatan jako osiin tehdään samalla periaatteella neljältä sivulta jäykästi tuetulle laatalle. Tässä on kuitenkin huomioitava, että kuvan 10 tilanteessa on käytetty hyödyksi symmetriaa. Neljältä sivulta tuetun laatan yleinen laskentamalli on esitetty kuvassa 11.



Kuva 11. Neljältä sivulta tuetun laatan laskentamalli (BY211 2014, s. 39).

Olettaen, että ξ_1 ja ξ_2 ovat enintään 0,5 (myötöviivakuvio kuvan 7 a mukainen), saadaan yleisellä työtyhtälöllä laatan myötökuormaksi (BY211 2014, s. 40)

$$p_u = \frac{24m_u}{b_r^2} \frac{1}{\left[\sqrt{3 + \left(\frac{b_r}{a_r}\right)^2} - \frac{b_r}{a_r} \right]^2}, \quad (14)$$

jossa m_u on x- tai y-akselin suuntaisen kenttäraudoituksen momenttikapasiteetti (molemmat on tutkittava) sekä a_r ja b_r laatan muunnetut jännemitat. Muunnetut jännemitat saadaan kaavoilla (BY211 2014, s. 39–40)

$$a_r = \frac{2a}{\sqrt{\lambda+\mu_2}+\sqrt{\lambda+\mu_4}} \quad (15)$$

$$b_r = \frac{2b}{\sqrt{1+\mu_1}+\sqrt{1+\mu_3}}, \quad (16)$$

joissa λ on x-akselin suuntaisen momenttikapasiteetin m_x suhde y-akselin suuntaiseen momenttikapasiteettiin m_y ja μ_1 – μ_4 ovat tukiraidoitusten momenttikapasiteettien suhteet momenttikapasiteettiin m_y . Lisäksi myötökuvion parametreiksi saadaan (BY211 2014, s. 40)

$$\xi_1 = \sqrt{\frac{6m_u}{p_u a^2} (\lambda + \mu_4)} \quad (17)$$

$$\xi_2 = \sqrt{\frac{6m_u}{p_u a^2} (\lambda + \mu_2)} \quad (18)$$

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{1+\mu_3}}{\sqrt{1+\mu_1}}}. \quad (19)$$

Mikäli ξ_1 tai ξ_2 on yli 0,5 ($a_r < b_r$) eli myötöviivakuvio on kuvan 7 b mukainen, käytetään kaavojen 14 ja 17–19 sijasta kaavoja (BY211 2014, s. 40)

$$p_u = \frac{24m_u}{a_r^2} \frac{1}{\left[\sqrt{3 + \left(\frac{a_r}{b_r}\right)^2} - \frac{a_r}{b_r} \right]^2} \quad (20)$$

$$\xi_1 = \sqrt{\frac{6m_u}{p_u b^2} (1 + \mu_1)} \quad (21)$$

$$\xi_2 = \sqrt{\frac{6m_u}{p_u b^2} (1 + \mu_3)} \quad (22)$$

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{\lambda+\mu_2}}{\sqrt{\lambda+\mu_4}}}. \quad (23)$$

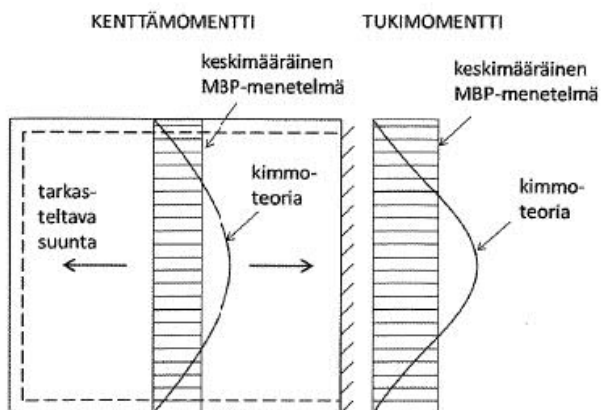
Mikäli vastakkaisten sivujen tukiraidoitusten momenttikapasiteetit ovat yhtä suuret ($\mu_1 = \mu_3$ ja $\mu_2 = \mu_4$), voidaan symmetriaa hyödyntämällä olettaa, että $\eta = 0,5$ ja, että $\xi_1 = \xi_2 = \xi$. Kaavat 14–23 pätevät myös väestönsuojan seinille. Koska seinät tukeutuvat vapaasti alapäistään lattiaan eli kyseinen seinän sivu ei sisällä tukiraidoitusta, on μ_1 tai μ_3 nolla. (BY211 2014, s. 36)

Raudoituksen suunnittelussa on tarkistettava, että plastisuusteorian mukainen sitkeysvaatimus toteutuu. Tällöin mitoitettavan poikkileikkauksen tehollisen puristuspuunnan suhteellisen korkeuden β tai vastaavasti mekaanisen raudoitussuhteen ω (laskentakaavat esitetty luvussa 4.1) tulee olla enintään 0,25 betonin lujuusluokan ollessa korkeintaan C50/60 ($\beta = \omega \leq 0,15$, kun lujuusluokka on vähintään C55/67), betoniterästen on kuuluttava sitkeysluokkaan B tai C ja tukimomentin suhteen samansuuntaiseen kenttämomenttiin tulee olla 0,5–2 jokaisella tuella. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 61)

Myötöviivateoria soveltuu hyvin väestönsuojan kattolaatan ja seinien mitoittamiseen, sillä rakenteisiin kohdistuva painekuorma on katastrofikuormitus, jolloin mitoittavin tilanne on rakenteen murtorajatila, eikä käyttörajatilan tarkastelulla ole tällöin merkitystä. Myötöviivateoriaa käytettäessä voidaan myös hyödyntää kattolaatan tai seinän raudoituksen kapasiteettia lähes koko rakenteen alueella. Lisäksi tukimomentit yhdellä kattolaatalla tai seinällä voidaan valita vapaasti käytetyn raudoituksen mukaan, eikä kimmoteorian mukaista momenttijakaumaa, rakenteiden keskinäisiä jäykkyyksiä tai painekuorman sijaintia tarvitse huomioida. (Hänninen 1987, s. 83)

3.3 Massiivilaattamenetelmä

Massiivilaattamenetelmässä tai MBP-menetelmässä (Massiva Betong Plator) momenttijakauman laskeminen perustuu menetelmälle valmiiksi laadittuiden taulukoiden arvoihin. Taulukot on laadittu suorakaiteen muotoisille, tasaisesti kuormitetuille ja kaikilta sivuilta tuetuille laatoille. Kolmelta sivulta tuetun tai aukollisen laatan tapauksessa laatta jaetaan suorakaiteen muotoisiin osiin. Taulukoiden avulla saatavat momentit ovat lineaarisen kimmoteorian mukaisia keskimääräisiä momentteja eli todellisuudessa jännevälin ja tukilinjan keskellä olevat momentit ovat suurempia (kuva 12). MBP-menetelmällä saavutetaan kuitenkin riittävä varmuus murtorajatilassa, sillä kimmoteorian mukaiset maksimimomentit tasoittuvat halkeilun ja plastisoitumisen seurauksena. (BY211 2014, s. 16)

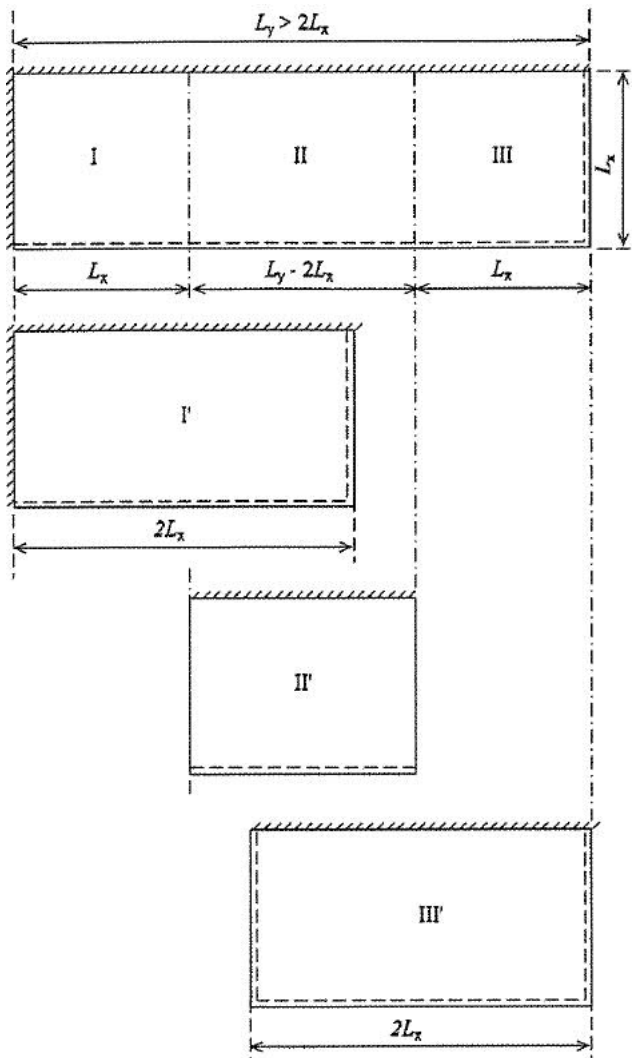


Kuva 12. MBP-menetelmän ja kimmoteorian mukaisten momenttijakaumien vertailu jännevälin keskellä ja tukilinjalla (BY211 2014, s. 17).

MBP-menetelmällä yksittäisen laattakentän maksimimomentit lasketaan kaavalla (BY211 2014, s. 16)

$$m = \alpha p_{Ed} L_x^2, \quad (24)$$

jossa α on taulukosta saatava momenttikerroin, p_{Ed} mitoittava kuorma ja L_x laatan lyhyempi sivumitta. Momenttikerroimet on taulukoitu tapauksille, jossa laatan sivumittojen suhde L_y/L_x on 1,0–2,0. Suhteen ollessa yli 2,0 laatta jaetaan kolmeen osaan siten, että päätyosat I ja III ovat L_x :n mittaiset ja keskiosa II L_y-2L_x :n mittainen. Keskiosaa käsitellään yhteen suuntaan kantavana laattana. Päätyosat täydennetään $2L_x$:n mittaisiksi ristiin kantaviksi laatoiksi I' ja III'. (BY211 2014, s. 17) Menetelmä tulee yleensä kyseeseen väestönsuojan seinien kohdalla. Pitkien laattojen jakoa osiin havainnollistetaan kuvassa 13.



Kuva 13. Laatan jako osiin sivumittojen suhteen ollessa yli 2,0 (BY211 2014, s. 18).

Teoriassa osat I-III voitaisiin raudoittaa osien I'-III' mitoittavien taivutusmomenttien mukaisesti (BY202 osa 2 1982, s. 304). Käytännössä väestönsuojan raudoituksia ei kuitenkaan saa jatkaa kentässä (Hänninen 1987, s. 86). Tällöin koko seinän vaakaraudoitus suunnitellaan yhtenäisenä osan I' tai III' taivutusmomentin mukaisesti. Seinän pystyraudoituksessa ei ole tätä ongelmaa, joten teoriassa joka osalle voidaan suunnitella mitoittavan taivutusmomentin mukainen pystyraudoitus.

Taulukkosarjoja, joissa on esitetty momenttikertoimet α eri tuentatapauksille, on kaksi kappaletta. Taulukkosarja I antaa arvot keskimääräisen kimmoteorian mukaisesti, kun taas taulukkosarja II poikkeaa kimmoteoriasta, mutta antaa silti perustapauksille saman murtovarmuuden sekä hieman paremman jäykkyyden pienemmällä teräsmäärällä. Sarjan I käyttöä ei ole rajoitettu, mutta sarjaa II ei saa käyttää betoniseinien momenttien laskennassa eikä rakenteissa, joilta vaaditaan tiiveyttä. (Rakentajain kalenteri 1984, s. 650)

Väestönsuojan rakenteille käytetään taulukkosarjan I momenttikertoimia. Kattolaatan kenttä- ja tukimomenttien laskennassa käytetään taulukon 1 arvoja, jotka siis pätevät neljältä sivulta jäykästi kiinnitetylle, tasaisesti kuormitetulle laatalle.

Taulukko 1. Taulukkosarjan I momenttikertoimet neljältä sivulta jäykästi tuetulle laatalle (tuentatapaus 9) tämän sivumittojen suhteen funktiona (BY202 osa 2 1982, s. 333).

Sivumittojen suhde L_y/L_x	Momenttikertoimet			
	α_{ys}	α_{xs}	α_{yf}	α_{xf}
1,0	0,0292	0,0292	0,0167	0,0167
1,1	0,0300	0,0337	0,0168	0,0194
1,2	0,0305	0,0378	0,0168	0,0214
1,3	0,0308	0,0414	0,0167	0,0231
1,4	0,0310	0,0445	0,0164	0,0246
1,5	0,0310	0,0470	0,0160	0,0259
1,6	0,0310	0,0491	0,0156	0,0272
1,7	0,0310	0,0509	0,0152	0,0284
1,8	0,0310	0,0525	0,0148	0,0294
1,9	0,0310	0,0543	0,0146	0,0303
2,0	0,0310	0,0560	0,0146	0,0310

Kertoimia α_{ys} ja α_{xs} käytetään tukimomenttien sekä kertoimia α_{yf} ja α_{xf} kenttämomenttien laskennassa.

Väestönsuojan kattolaatta ja seinät mitoitetaan massiivilaattamenetelmällä kuvan 4 mukaisesti yhtenäisenä laatastona. Koska seinien sivusuhte on suurella todennäköisyydellä eri kuin kattolaatalla, antaa menetelmä eri arvot tukimomenteille kattolaatan ja seinän liitoskohdan molemmilla puolilla. Tällöin laatta kiertyy suuremman momentin suuntaan,

minkä johdosta tukimomentit tasoittuvat. Tämä taas muuttaa laatan kenttämomenttia sekä muita laataston tukimomenteja. Tukimomenttien tasaukseen MBP-menetelmässä on käytössä kolme eri menetelmää A, B ja C, joista menetelmä C ottaa tarkimmin ja menetelmä A likimääräisimmin huomioon momenttien tasauksen sekä tämän vaikutukset. (BY211 2014, s. 19)

Menetelmässä A tuki mitoitetaan suuremman perustapauksen tukimomentin mukaan ja kentät perustapausten momenttien mukaan. Menetelmä A soveltuu vain sisärakenteille tukimomenttierojen ollessa pieniä. (BY202 osa 2 1982, s. 306) Väestönsuojaan kohdistuvien suurien kuormien takia tukimomenttieroit kasvavat helposti suuriksi, joten menetelmän A käyttö ei ole suositeltavaa. Menetelmän C käyttö taas puolestaan on hyvin työlästä ja aikaa vievää, eivätkä sillä saavutettavat tulokset käytännössä eroa merkittävästi menetelmän B tuloksista halkeilevassa ja plastisoituvassa rakenteessa. (BY211 2014, s. 19)

Menetelmässä B suoritetaan likimääräinen tukimomenttien tasaus laattojen (ja seinien) jäykkyyksien suhteessa sekä tätä vastaavat korjaukset kenttämomenteihin. Likimääräisyys johtuu siitä, ettei tasausmomenttia siirretä viereisten kenttien muille tuille. Mikäli kuitenkin jokin tukimomentti muuttuisi yli 40 %, suurempi kenttämomentti muuttuisi yli 40 % tai pienempi kenttämomentti pieneneisi yli 60 % momenttien siirron takia, tulee se suorittaa. (BY202 osa 2 1982, s. 307–308)

Aluksi lasketaan perustapausten momentit kaavalla 24. Vierekkäisistä tukimomenteista pienempään lisätään ja suuremmasta vähennetään tasausmomentti Δm_i , joka lasketaan kaavalla (BY202 osa 2 1982, s. 308)

$$\Delta m_i = \frac{k_i}{\sum k} \Delta m, \quad (25)$$

jossa k_i on laatan tai seinän suhteellinen jäykkyysluku ja Δm perustapausten momenttien erotus. Suhteellinen jäykkyysluku lasketaan kaavalla (BY202 osa 2 1982, s. 308)

$$k = \beta \frac{h^3}{L_x}, \quad (26)$$

jossa β on laatan tukemistavasta ja sivumittojen suhteesta riippuva kerroin ja h laatan paksuus. Tämän jälkeen korjataan kenttämomentit. Tukimomentin pienentymisen vaikutus huomioidaan lisäämällä kenttämomenttiin Δm_f ja vastaavasti tukimomentin suurentamisen vaikutus vähentämällä kenttämomentista Δm_f . Kun tukimomentti pienenee, lasketaan Δm_f kaavalla (BY202 osa 2 1982, s. 308)

$$\Delta m_f = \psi \Delta m_s, \quad (27)$$

jossa ψ on kenttämomentin korjauskerroin ja Δm_s tukimomentin muutos. Tukimomentin kasvaessa lasketaan Δm_f taas kaavalla (BY202 osa 2 1982, s. 308)

$$\Delta m_f = \xi \psi \Delta m_s, \quad (28)$$

jossa ξ on laatan jäykästi tuettujen sivujen lukumäärästä johtuva lisäkerroin. Kertoimien arvot on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Lisäkerroin ξ (BY202 osa 2 1982, s. 310).

Jäykästi tuettujen sivujen lukumäärä	ξ
1	0,5
2	0,6
3	0,75
4	0,9

Lopuksi kenttämomenteihin lisätään hyötykuormalisä Δm_{fq} , joka lasketaan kaavalla (BY202 osa 2 1982, s. 306)

$$\Delta m_{fq} = \alpha_q q_{md} L_x^2, \quad (29)$$

jossa α_q on hyötykuorman momenttikerroin ja q_{md} vierekkäisten kenttien keskimääräinen hyötykuorma. Taulukkosarjan I momenttikertoimet α_q on esitetty neljältä sivulta jäykästi tuetulle laatalle taulukossa 3.

Taulukko 3. Taulukkosarjan I hyötykuorman momenttikertoimet neljältä sivulta jäykästi tuetulle laatalle (tuentatapaus 9) tämän sivumittojen suhteen funktiona (BY202 osa 2 1982, s. 336).

Sivumittojen suhde L_y/L_x	Momenttikertoimet	
	α_{qy}	α_{qx}
1,0	0,0097	0,0097
1,1	0,0088	0,0114
1,2	0,0081	0,0133
1,3	0,0076	0,0153
1,4	0,0074	0,0172
1,5	0,0072	0,0191
1,6	0,0071	0,0211
1,7	0,0071	0,0231
1,8	0,0072	0,0248
1,9	0,0073	0,0264
2,0	0,0075	0,0280

Mahdollinen tasausmomentin Δm_i siirto kentän kaikille jäykästi tuetuille sivuille tehdään, mikäli jokin sivulla 19 mainituista ehdoista täyttyy. Siirtyvä momentti lasketaan kertomalla tasausmomentti siirtoluvulla δ_{ik} , ja se on vastakkaismerkkinen tasausmomenttiin nähden. (BY202 osa 2 1982, s. 309)

Taulukkosarjan I jäykkyyškertoimet β ja siirtoluvut δ_{ik} neljältä sivulta jäykästi tuetulle laatalle on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. *Taulukkosarjan I jäykkyyškertoimet ja siirtoluvut neljältä sivulta jäykästi tuetulle laatalle (tuentatapaus 9) tämän sivumittojen suhteen funktiona (BY202 osa 2 1982, s. 334).*

Sivumittojen suhde L_y/L_x	Lyhyt sivu			Pitkä sivu		
	β_1	δ_{12}	δ_{13}	β_2	δ_{21}	δ_{24}
1,0	7,35	0,292	0,137	7,88	0,257	0,058
1,1	7,23	0,266	0,117	7,27	0,284	0,084
1,2	7,12	0,241	0,102	6,78	0,304	0,115
1,3	7,03	0,217	0,090	6,35	0,317	0,150
1,4	6,95	0,194	0,081	6,00	0,325	0,189
1,5	6,88	0,171	0,073	5,72	0,331	0,232
1,6	6,82	0,151	0,067	5,49	0,335	0,276
1,7	6,76	0,132	0,063	5,31	0,338	0,320
1,8	6,71	0,112	0,058	5,15	0,339	0,362
1,9	6,67	0,095	0,055	5,02	0,340	0,399
2,0	6,63	0,080	0,052	4,91	0,340	0,428

Taulukossa 4 alaindeksit 1 ja 3 ovat laatan lyhyet sivut ja vastaavasti 2 ja 4 pitkät sivut. Siirtoluvuissa alaindeksin ensimmäinen luku osoittaa sivun, jolta momentti siirretään ja jälkimmäinen sivun, jolle momentti siirretään.

Taulukkosarjan I kenttämomenttien korjauskertoimet ψ on esitetty neljältä sivulta tuetulle laatalle taulukossa 5.

Taulukko 5. Taulukkosarjan I kenttämomenttien korjauskertoimet neljältä sivulta tuetulle laatalle tämän sivumittojen suhteen funktiona (BY202 osa 2 1982, s. 335).

Sivumittojen suhte L_y/L_x	Lyhyt sivu		Pitkä sivu	
	ψ_y	ψ_x	ψ_y	ψ_x
1,0	0,280	0,380	0,380	0,280
1,1	0,220	0,356	0,374	0,314
1,2	0,172	0,338	0,364	0,344
1,3	0,135	0,325	0,350	0,373
1,4	0,110	0,315	0,331	0,398
1,5	0,094	0,305	0,310	0,421
1,6	0,083	0,295	0,289	0,443
1,7	0,074	0,285	0,272	0,461
1,8	0,066	0,274	0,258	0,473
1,9	0,060	0,258	0,251	0,482
2,0	0,055	0,238	0,248	0,484

Kertoimia ψ_x käytetään, kun lasketaan tukimomentin tasauksen vaikutusta x-akselin suuntaiseen kenttämomenttiin ja vastaavasti kertoimia ψ_y y-akselin suuntaisen kenttämomentin yhteydessä. Molempien tukimomenttien tasauksen vaikutus on huomioitava molempia kenttämomenteja korjattaessa. Pitkän tai lyhyen sivun kertoimet valitaan sen mukaan, kumman sivun tukimomentin tasauksen vaikutusta lasketaan. (BY202 osa 2 1982, s. 314–315)

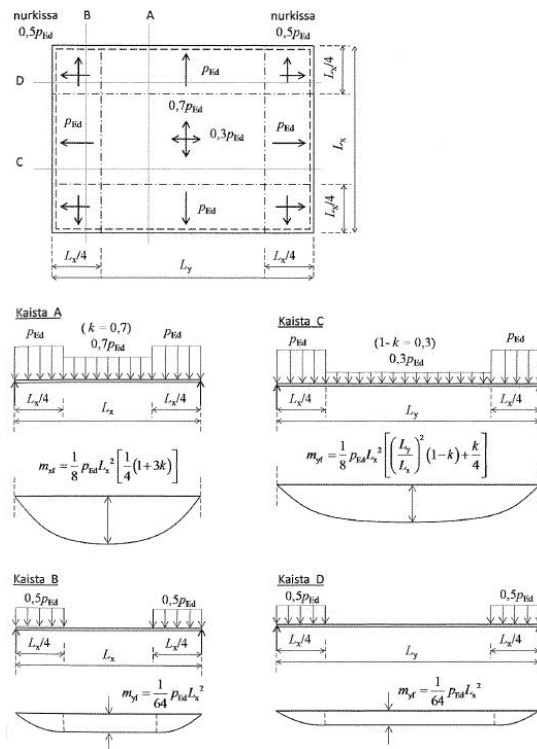
3.4 Kaistamenetelmä

Menetelmä noudattaa plastisuusteorian alarajalauseetta, jolloin käytetty momenttijakauma toteuttaa tasapainoehdot sekä laatan reunaehdot. Mitoituksessa tulee myös varmistaa, ettei murto- tai myötöehto ylity missään kohdassa laattaa. Laatalle voidaan muodostaa useita erilaisia momenttijakaumia, jotka täyttävät kyseiset ehdot. Kaikilla jakaumilla saadaan murtorajatilan suhteen varmallalla puolella oleva ratkaisu. Lähimmäisenä tarkkaa ratkaisua on jakauma, jolla saavutetaan suurin kuormankantokyky. (BY211 2014, s. 23)

Menetelmässä laatta jaetaan ristikkäisiin yhteen suuntaan kantaviin kaistoihin, jotka toimivat palkin tavoin. Pituussuunnassa kaistoihin oletetaan kohdistuvan vain taivutus- ja leikkausrasituksia (ei vääntörasitusta). Lisäksi samansuuntaisten kaistojen välillä ei vaikuta leikkausvoimia. Laatan kuorma jaetaan näille kaistoille suhteessa, joka määritetään laatan osan, jännemittojen sekä tukiehtojen mukaan. Kuorman jaolla on ratkaiseva vaikutus taivutusmomentteihin sekä siten myös raudoitusmääriin. Mitä lähemmäs lineaarisen kimmoteorian mukaista momenttijakaumaa päästään, sitä pienempi on raudoitusmäärä sekä sitä paremmin laatta toimii käyttörajatilassa. Yleensä käytännön mitoituksessa ei

kuitenkaan pyritä raudoituksen tarkkaan minimointiin, joten kaistajaon ja kuormitusuh- teiden valinnassa voidaan noudattaa seuraavia yksinkertaisia periaatteita. (BY211 2014, s. 23–24)

Kaikilta sivuilta vapaasti tuettu laatta jaetaan molemmissa suunnissa (kuva 14) siten, että jokaisen tuen vieressä on samansuuntainen reunakaista (B ja D), jonka leveys on $1/4$ laa- tan lyhyemmästä sivumitasta L_x . Reunakaistojen väliin jäävät keskikaistat A ja C. Kuorma jaetaan kaistoille siten, että reunakaistoille kohdistuu nurkissa puolet kuormasta p_{Ed} , kun taas keskiosalle ei kohdistu ollenkaan kuormaa. Keskikaistojen reunaosille an- netaan täysi kuorma. Keskikaistojen keskiosille kuormaa annetaan laatan sivumittojen suhteen mukaan lyhyemmässä suunnassa $0,5–1,0 p_{Ed}$ ja pidemmässä suunnassa $0–0,5 p_{Ed}$, mutta kuitenkin siten, että kertoimien summa on $1,0$ (kuvassa 14 on valittu $0,7$ ja $0,3$). Mikäli laatan sivusuhte L_y/L_x on yli $1,3$, voidaan keskiosalle ottaa lyhyemmässä suun- nassa täysi kuorma. (BY211 2014, s. 24) Kuvassa 14 on esitetty laatan kaistajako, kuor- mitus sekä taivutusmomenttikuvat kaistoille A–D.



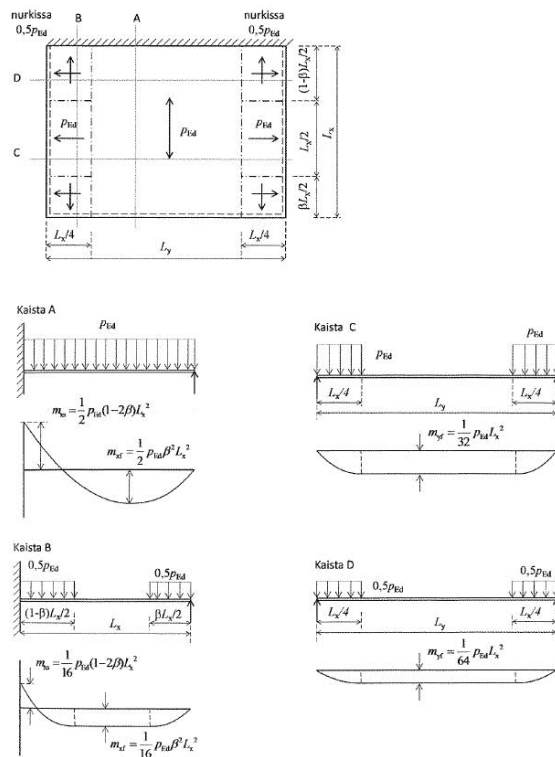
Kuva 14. Neljältä sivulta vapaasti tuetun suorakaidelaatan kaistajako, kuormituksen jakaminen kaistoille sekä kaistojen taivutusmomenttikuvat (BY211 2014, s. 25)

Tämän jälkeen kaistat mitoitetaan murtorajatilassa taivutus- ja leikkausrasituksille. Kais- tamenetelmä ei teoriapohjansa takia sovellu laatan käyttörajatilatarkasteluun. Taipumaa voidaan kuitenkin arvioida, mikäli laskenta tehdään lyhyemmälle suunnalle, jolla on täysi kuorma. Kaistamenetelmää käyttäessä on kiinnitettävä erityistä huomiota, ettei lyhyem-

mälle suunnalle anneta liian vähän kuormaa. Tällöin lyhyen suunnan pienestä raudoitusmäärästä aiheutuen pidemmän suunnan raudoituksen tehokkuus saavutetaan vasta suurilla muodonmuutoksilla. (BY211 2014, s. 24)

Tilannetta, jossa laatan sivut ovat jäykästi kiinnitettyjä, ei ole esitetty suoraan kuvan 14 kaltaisesti. Väestönsuojan kattolaattaan sekä seinän pidemmän jännemitan suuntaan voidaan kuitenkin soveltaa samoja periaatteita, sillä tällöin kaistojen molempien päiden tuennat ovat samanarvoisia. Käytännössä kyseisten rakenteiden keskikaistoille voidaan antaa kuormat samalla periaatteella. Kuvan 14 kaavoja ei voida kuitenkaan käyttää suoraan, sillä kaistojen tuet ovat jäykästi kiinnitettyjä, jolloin tuilla on luonnollisesti momenttia. Kaistojen leveydet valitaan sopivasti laatan dimensioiden sekä tuki- ja kenttämomenttien suhteiden perusteella.

Mikäli laatalle on kiinnitetty tuki, levennetään tuen viereistä kaistaa, jolle kohdistuu täysi kuorma. Tukimomentti on mahdollista määrittää kimmoteorian avulla, mutta tämän työläyden takia on käytännöllisempää valita tuki- ja kenttämomentin suhde ja määrittää kaistan momenttikuvio statiikan avulla. Tuki- ja kenttämomentin suhteen valinnassa on tarkistettava, että luvussa 3.2 mainitut plastisuusteorian ehdot täytyvät (m_{xs}/m_{xf} on oltava välillä 0,5–2). Kuvassa 15 on esitetty esimerkki kaistajako suorakaidelaatalle, jolla on yksi kiinnitetty tuki. Momenttisuhde on valittu siten, että leikkausvoima on nolla laatan keskialueella sekä avuksi on käytetty parametria β . (BY211 2014, s. 26)



Kuva 15. Kaistajako, kuormitus sekä kaistojen taivutusmomenttikuviot laatalle, jolla on yksi jäykästi tuettu sivu (BY211 2014, s. 27).

Kaistan A tuenta vastaa väestönsuojan seinän tuentaa lyhyemmän jännemitan suunnassa. Kyseisen suunnan mitoittavat taivutusmomentit m_{xs} ja m_{xf} voidaan siis laskea kaavoilla (BY211 2014, s. 27)

$$m_{xs} = \frac{1}{2} p_{Ed} (1 - 2\beta) L_x^2 \quad (30)$$

$$m_{xf} = \frac{1}{2} p_{Ed} \beta^2 L_x^2. \quad (31)$$

Kaavoista 30 ja 31 tukimomentin ja kenttämomentin suhteelle saadaan yhtälö (BY211 2014, s. 26)

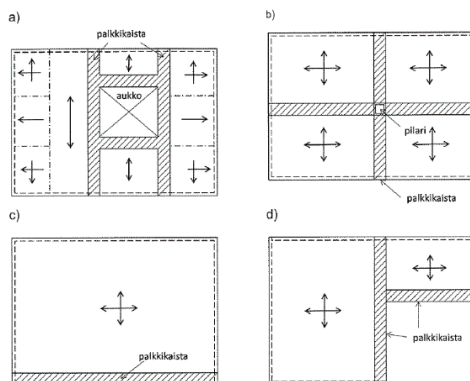
$$\frac{m_{xs}}{m_{xf}} = R_m = \frac{1-2\beta}{\beta^2}, \quad (32)$$

josta parametrille β saadaan kaava (BY211 2014, s. 26)

$$\beta = \frac{1}{R_m} (-1 + \sqrt{1 + R_m}). \quad (33)$$

Momenttisuhteella 0,5 parametrin β arvoksi saadaan likimain 0,45 ja vastaavasti suhteella 2,0 noin 0,366. (BY211 2014, s. 26)

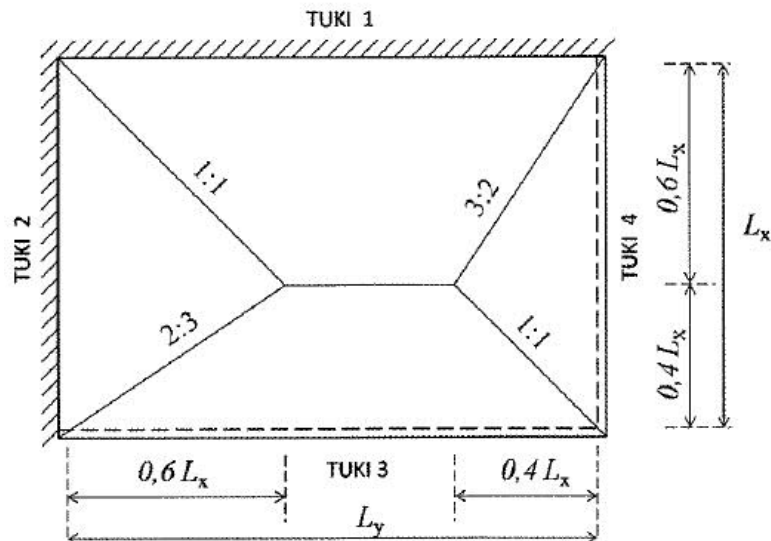
Kaistamenetelmää ei voida käyttää edellä mainittujen periaatteiden mukaisesti, mikäli laatussa on suuria aukkoja (kuva 16 a), tuettomia reunoja (kuva 16 c ja d) tai laatta on pilarilaatta (kuva 16 b). Laatan vapaille reunoille suunnitellaan tällöin muuta laattaa huomattavasti vahvemmat kaistat, jotka toimivat palkin tavoin. Tämä ”palkkikaista” saa kuormansa muilta laattakaistoilta, jotka mitoitetetaan normaalisti edellä mainittujen periaatteiden mukaisesti, sekä toimii samalla niiden tukena. Näin kaistamenetelmää voidaan soveltaa lähes kaikkien laattojen mitoitukseen. (BY211 2014, s. 28) Väestönsuojan rakenteiden suunnittelussa palkkikaistaa joudutaan käyttämään lähinnä seinissä, joihin tarvitaan aukot ovelle tai hätäpoistumislukulle, sekä kattolaatalle, jota tuetaan pilarilla. Kuvasssa 16 havainnollistetaan eri tyyppisten laattojen jakoa laatta- ja palkkikaistoihin.



Kuva 16. Palkkikaistan käyttö eri tyyppisissä laatoissa (BY211 2014, s. 28).

3.5 Leikkausvoimat

Kuten tavanomaisille teräsbetonilaatoille, tulee väestönsuojan kattolaatalle sekä seinille tehdä leikkauskestävyyden tarkastelu. Tasaisesti kuormitetulla ristiin kantavalla laatalle kuormitus siirtyy lähimmälle tuelle laatan tietyltä osalta. Laatan jako osiin tehdään samankaltaisella periaatteella kuin myötöviivateoriassa (luku 3.2). (BY211 2014, s. 20) Kuvassa 17 on esitetty kahdelta sivulta jäykästi ja kahdelta vapaasti tuetun laatan jako osiin.



Kuva 17. Kuormituksen jakaantuminen tuille ristiin kantavan laatan osilta (BY211 2014, s. 20)

Laatan tukireaktiot sekä siten leikkausvoimat saadaan näin laatan osan leveyden ja pintakuorman tulona. Kuvan 17 laatalle maksimileikkausvoimat saataisiin kaavoilla (BY211 2014, s. 20)

$$v_{Ed,1} = v_{Ed,2} = 0,6L_x p_{Ed} \quad (34)$$

$$v_{Ed,3} = v_{Ed,4} = 0,4L_x p_{Ed}. \quad (35)$$

Noudattaen kuvan 17 periaatetta väestönsuojan kattolaatalle (kaikki tuet jäykästi kiinnitettyjä) saadaan jokaisen tuen maksimileikkausvoiman kaavaksi

$$v_{Ed,i} = 0,5L_x p_{Ed}. \quad (36)$$

Vastaavasti väestönsuojan seinien (tuki 3 vapaasti kiinnitetty, muut jäykkiä tukia) tukien 1 ja 3 maksimileikkausvoimille saadaan kaavat

$$v_{Ed,1} = 0,6L_x p_{Ed} \quad (37)$$

$$v_{Ed,3} = 0,4L_x p_{Ed}. \quad (38)$$

Tukien 2 ja 4 leikkausvoimat saadaan kaavalla 36.

Myötöviivateoriaa käytettäessä leikkausvoimat voidaan laskea samalla periaatteella myötöviivakuvion mukaisesti. Kaavat 34–38 eivät kuitenkaan huomio tukimomenttien keskinäistä suhdetta. Mikäli vastakkaisten sivujen tukimomenttien arvot eivät ole yhtä suuret, on suositeltavampaa käyttää myötöviivateorian myötöviivakuvion mukaisia alueita leikkausvoimien määrittämisessä.

Väestönsuojan kattolaattaan ja seiniin kohdistuvan suuren kuorman takia ei leikkausraudoittamattomien rakenteiden leikkauskestävyys yleensä ole riittävä (leikkausmitoitus esitetty luvussa 4.3). Tämä tulee kyseeseen, kun mitoittavana leikkausvoimana käytetään leikkausvoiman suurinta arvoa, joka saadaan, kun käytetään kaavoja 34–38. Leikkauskestävyys ylittyy kuitenkin vain tietyn levyisellä alueella keskellä tukilinjoja. Tukilinjojen reunaosissa leikkausvoima pienenee kuitenkin huomattavasti. Tämä on nähtävissä RFEM-ohjelmalla saaduista kuvissa (esimerkiksi liitteen C kuvat L/C 4 ja 5).

PAIKKO-projektissa on esitetty periaate, jonka mukaan leikkausvoima jaetaan tasaiseksi koko seinän pituudelle. Menetelmässä kunkin tuen leikkausvoima lasketaan jakamalla kyseiselle alueelle kohdistuvan kuorman resultantti kyseisen sivun pituudella. Toisin sanoen leikkausvoimat saadaan kaavalla

$$v_{Ed,i} = \frac{p_{Ed}A_i}{L_i}, \quad (39)$$

jossa A_i on ala (puolisuunnikas tai kolmio), jolta kuormaa kerääntyy tuelle ja L_i vastaavan sivun pituus. Menetelmä on käyttökelpoinen laatan jännemittojen suhteen ollessa 1,0–2,0. Tällöin laatta toimii ristiin kantavana ja suurimmat leikkausrasitukset pääsevät ta-soittumaan laatan sisäisen jäykkyyden ansiosta (BY211 osa 2 2014, s. 15). Mitä suurempi jännemittojen suhde on, sitä suositeltavampaa on laskea leikkausvoiman maksimiarvo kaavoilla 34–38.

Mitoittavia leikkausvoimia voidaan vielä redusoida arvoihin, jotka saadaan laatan tehollisen korkeuden d päässä tuen reunasta. Tällöin on kuitenkin tarkistettava, ettei tuella vaikuttava leikkausvoima ylitä leikkauskestävyyden ylärajaa $V_{Rd,max}$, jonka laskukaava esitetään luvussa 4.3. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 84)

4. RAUDOITUKSEN SUUNNITTELU

Kun kattolaatan ja seinien mitoittavat voimasuureet eli suurimmat kenttä- ja tukimomentit sekä leikkausvoimat on laskettu, määritetään rakenteiden raudoitus. Kenttäraudoituksen määrittäminen sekä leikkauskestävyyden tarkistaminen tehdään normaalisti. Tuki-raudoituksen suunnittelu on toteutettava siten, että kattolaatan ja seinien väliset liitokset ovat jäykkiä. Raudoituksen suunnittelussa on noudatettava luvussa 2.2 esitettyjä vaatimuksia.

4.1 Kenttäraudoitus

Kenttäraudoitus väestönsuojan kattolaatassa ja seinissä voidaan muodostaa verkko-raudoitteella, kahdella ristikkäisellä kaistarauδοitteella tai irtotankorauδοituksella (Hänninen 1987, s. 85). Laattamaiset rakenteet mitoitetaan taivutukselle samanlailla kuin palkkeille, jolloin laatan paksuus h vastaa palkin korkeutta ja 1 metrin levyinen kaista b palkin leveyttä (Kerokoski 2017, s. 75). Kattolaatan ja seinien paksuuksien on oltava vähintään 300 mm. Aluksi lasketaan suhteellinen momentti μ kaavalla (Kerokoski 2017, s. 65)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}, \quad (40)$$

jossa M_{Ed} on mitoittava kenttämomentti ja f_{cd} betonin puristuslujuuden mitoitusarvo. Kun rakenteita mitoitetaan painekuormalle, materiaalien lujuuksina käytetään ominaisarvoja, joita voidaan korottaa enintään 20 %. Käytettävän betonin on oltava vähintään lujuusluokkaa C25/30.

Lainsäädännössä ei ole mainittu, onko väestönsuojien rakenteiden toteutettava tasapainorauδοitetun poikkileikkauksen ehto ($\mu \leq \mu_b$). Ehdolla varmistetaan, ettei rakenne ole yli-raudoitettu, jolloin sen murtuminen tapahtuu sitkeästi. Sitkeä murtuminen takaisi ainakin enemmän poistumisaikaa väestönsuojasta kuin äkillinen murtuminen, ellei painekuorma ole selvästi suurempi kuin 100 kN/m². Toisaalta ylirauδοitetulla rakenteella saavutetaan suurempi kestävyys. Mikäli mahdollinen painekuorma olisikin suurempi kuin 100 kN/m², olisi ylirauδοitettu poikkileikkaus turvallisempi vaihtoehto. S1-luokan väestönsuojissa raudoitusmäärät todennäköisesti toteuttavat kyseisen ehdon, mutta S2-luokan väestönsuojissa ongelma saattaa tulla vastaan, sillä jännemitat ja kuormat ovat huomattavasti suurempia.

Eurokoodi 2:n mukaan (2015, s. 35) betonin puristuslujuuden mitoitusarvo määritetään kaavalla

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (41)$$

jossa α_{cc} on kerroin, jolla huomioidaan kuormituksen pitkäaikaisvaikutus puristuslujuuteen sekä kuormitustavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät (Suomessa 0,85), f_{ck} betonin puristuslujuuden ominaisarvo ja γ_c betonin osavarmuusluku. Koska painekuorma kohdistuu rakenteisiin vain hetkellisesti, voidaan kertoimen α_{cc} käyttämisen tarve kaavassa 41 kyseenalaistaa väestönsuojien rakenteita mitoittaessa. Teräksen mitoituslujuus taas lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 41)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (42)$$

jossa f_{yk} on teräksen myötölujuuden ominaisarvo ja γ_s teräksen osavarmuusluku. Sekä betonin, että teräksen osavarmuuslukuina käytetään vähintään 1 (VNA 408/2011, 11 §).

Tämän jälkeen määritetään tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus β , joka saadaan kaavalla (Kerokoski 2017, s. 65)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}. \quad (43)$$

Mikäli taivutusmomentit on laskettu myötöviivateorialla tai kaistamenetelmällä, jotka perustuvat plastisuusteoriaan, saa puristuspuunnan suhteellinen korkeus olla enintään 0,25, kun betonin lujuusluokka on korkeintaan C50/60, ja muussa tapauksessa enintään 0,15. Sisäinen momenttivarsi z saadaan nyt kaavasta (Kerokoski 2017, s. 65)

$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right), \quad (44)$$

jonka jälkeen laatassa 1 metrin leveydellä vaadittavan teräsmäärän poikkipinta-ala $A_{s,vaad}$ saadaan kaavalla (Kerokoski 2017, s. 65)

$$A_{s,vaad} = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}}. \quad (45)$$

Teräksien koot on oltava 8 ja 20 mm:n välillä, eikä raudoitusten keskiöväli saa ylittää 150 mm:ä rakenteen sisäpinnassa tai 300 mm:ä ulkopinnassa.

Kun terästen koko ja keskiöväli on määritetty, tarkistetaan vielä, että poikkileikkauksen taivutuskestävyys M_{Rd} on riittävä eli suurempi kuin mitoittava taivutusmomentti. Taivutuskestävyys saadaan kaavalla (Kerokoski 2017, s. 62)

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z, \quad (46)$$

jossa A_s on määritetyn raudoituksen poikkipinta-ala 1 metrin levyisellä kaistalla. Määritetyn teräsmäärän on lisäksi ylitettävä väestönsuojan taivutetuille rakenteille asetetun minimiraudoitusvaatimuksen eli 0,17 % rakenteen kokonaispoikkipinta-alasta molemmissa suunnissa.

Mikäli mitoittavaa taivutusmomenttia ei tunneta, kuten esimerkiksi myötöviivateoriassa, mutta raudoitus sekä poikkileikkaus on määritetty, voidaan sisäinen momenttivarsi z määrittää mekaanisen raudoitussuhteen ω avulla. Mekaaninen raudoitussuhde saadaan kaavalla (Kerokoski 2017, s. 64)

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}}. \quad (47)$$

Mekaaninen raudoitussuhde on yhtä suuri kuin tehollisen puristuspuunnan korkeus β , jolloin myös sen tulee olla korkeintaan 0,25 tai 0,15 betonin lujuusluokasta riippuen, kun käytetään myötöviivateoriaa tai kaistamenetelmää. Nyt sisäinen momenttivarsi saadaan kaavalla (Kerokoski 2017, s. 62)

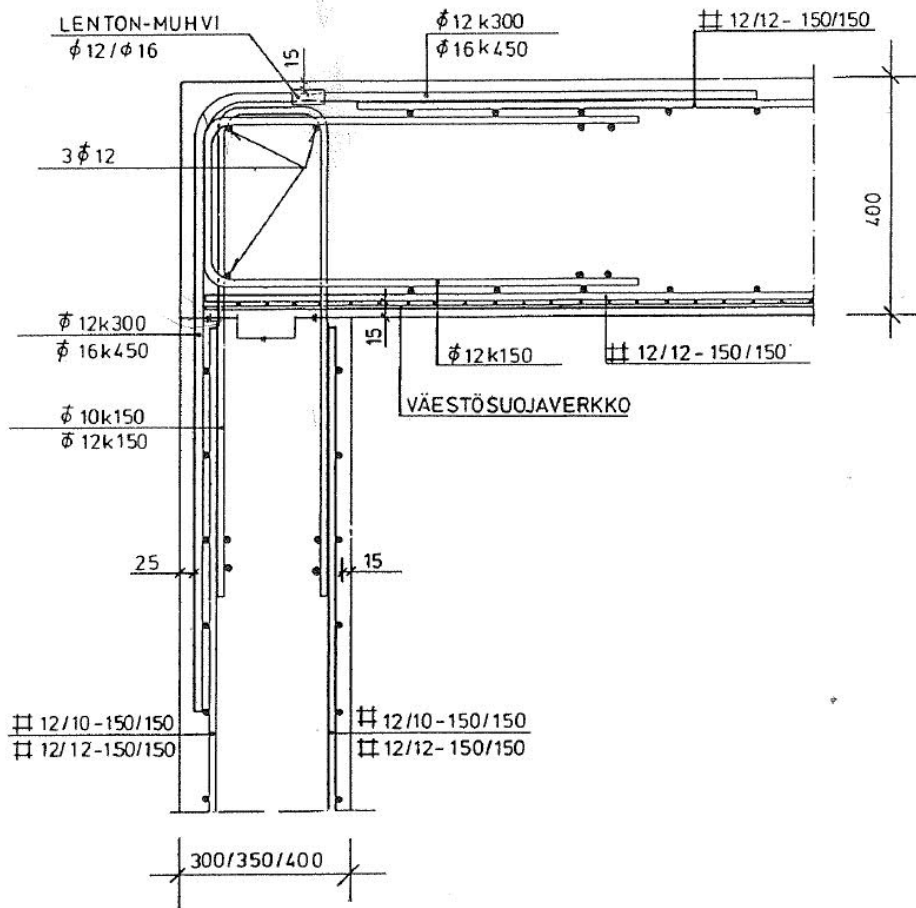
$$z = d \left(1 - \frac{\omega}{2} \right), \quad (48)$$

jonka jälkeen rakenteen taivutuskestävyys voidaan laskea kaavalla 46.

Raudoitus on luonnollisesti määritettävä molemmissa suunnissa, koska kattolaatta ja seinät ovat ristiin kantavia laattoja. Raudoitus on lisäksi suunniteltava rakenteiden ulkopintoihin, sillä niihin oletetaan kohdistuvan takaisinheilahduskuorma, joka on 1/3 painekuormasta eli noin 30 kN/m². Raudoitus on vietävä tuelle ja ankkuroitava vetovoimalle, joka vastaa mitoittavaa taivutusmomenttia M_{Ed} . Ankkuroinnin on kuitenkin kestettävä minimiraudoitusta vastaava vetovoima, joka määritetään ilman ominaislujuuden korotusta ($f_{yd} = 500$ MPa). Pääraudoitusta ei myöskään saa jatkaa kentässä. (Hänninen 1987, s. 86)

4.2 Nurkan raudoitus

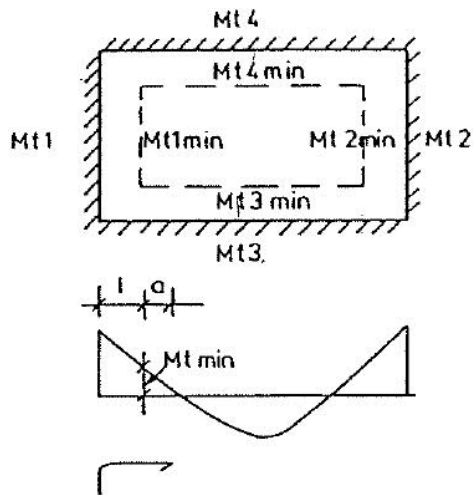
Väestönsuojan kattolaatan ja seinän sekä kahden seinän välinen liitos koostuu tukimomenttia vastaavan tukiraudoituksen (L-teräkset) lisäksi kahdesta ristikkäisestä U-lenkistä. Lenkkeinä voidaan käyttää U-hakoja tai taivutettua verkkoa. U-lenkkien sisälle asennetaan vähintään kolme pitkittäisterästä. (Hänninen 1987, s. 86) Nurkan raudoituksen periaate on esitetty kuvassa 18.



Kuva 18. Väestösuojan kattolaatan ja seinän tai kahden seinän välisen liitoksen raudoitusperiaate (Hänninen 1987, s. 86).

Tukiraudoituksen teräsmäärä määritetään kaavoilla 40-48 kunkin tuen tukimomentin mukaan kattolaatan ja seinän sekä kahden seinän liitoksissa. Tukiraudoituksen ankkurointipituus määräytyy kolmen eri tilanteen mukaan. Raudoitus ulotetaan pituuden l verran kuttakin tilannetta vastaavaan momenttipintaan, jota siirretään vielä etäisyyden a verran pois päin tuesta ($a = 1,5d$). (Hänninen 1987, s. 93)

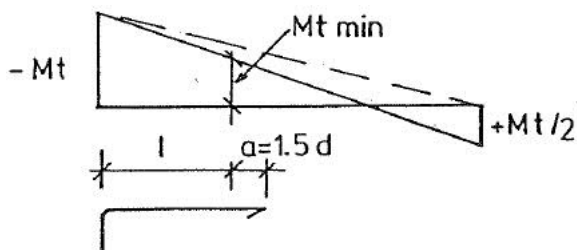
Ensimmäisessä tilanteessa momenttipintana on minimiraudoitusta vastaava taivutusmomentti. Tämän perusteella määritetään jännevälit laatalle, jossa tukimomentit vastaavat minimiraudoitusta ja kenttämomentit aiemmin määritettyjä kenttäraudoituksia. Toisin sanoen määritetään ne jännevälit, joilla laatta kestäisi täyden painekuorman, kun tukiraudoituksena on minimiraudoitusta. Minimiraudoitusta vastaavat jännevälit voidaan määrittää esimerkiksi ratkaisemalla ne kaavoista, joita käytettiin mitoittavien taivutusmomenttien laskemiseen. (Hänninen 1987, s. 93) Tukiraudoituksen katkaisupituuden määrittäminen havainnollistetaan väestösuojan kattolaatalle kuvassa 19.



Kuva 19. Väestönsuojan kattolaatan tukiraidoituksen katkaisupituuden määrittäminen (Hänninen 1987, s. 93).

Kuvassa 19 M_{ii} on kunkin tuen todellinen tukimomentti ja $M_{ti,min}$ minimiraidoitusta vastaava tukimomentti. Tämän jälkeen tukiraidoituksen ulottuma l saadaan laatan jännevälin ja minimiraidoitusta vastaavan jännevälin puolikkaiden erotuksena. (Hänninen 1987, s. 93)

Toisessa tilanteessa huomioidaan seinän, johon kohdistuu täysi painekuorma, tukimomentin vaikutus kattolaattaan, kun tämä on kuormittamaton. Vastaavasti on tarkasteltava tilanne, jossa seinä on kuormittamaton, ja kattolaattaan kohdistuu täysi kuorma. Vierekkäisten seinien liitokset on myös tarkasteltava, kun kutakin seinää kuormitetaan erikseen. Myös tässä tilanteessa momenttipintana on minimiraidoitusta vastaava taivutusmomentti. Vastakkaisen sivun tukimomentin arvona voidaan käyttää tukimomentin puolikasta, kun kyseinen sivu on jäykästi kiinnitetty, ja luonnollisesti nolaa, kun sivu on vapaasti kiinnitetty. Taivutusmomenttikuvio voidaan olettaa lineaariseksi kuvan 20 mukaisesti. (Hänninen 1987, s. 93)

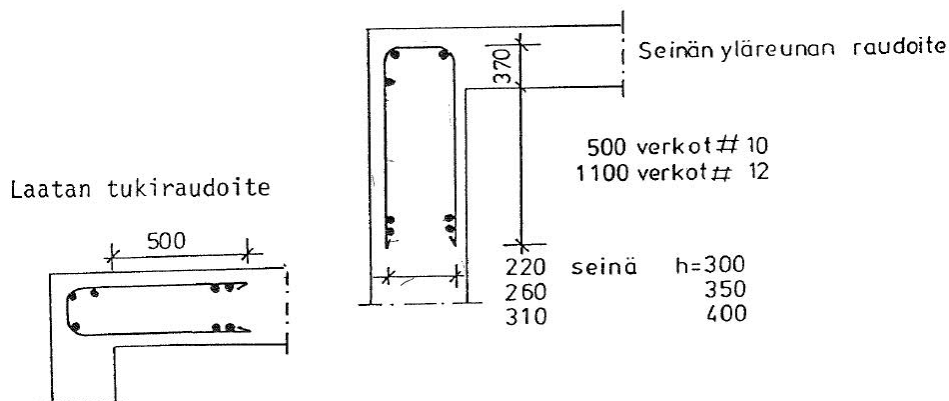


Kuva 20. Rakenteen tukiraidoituksen katkaisupituuden määrittäminen, kun rakenne on kuormittamaton, ja siihen kohdistuu vierekkäisen kuormitetun rakenteen tukimomentti (Hänninen 1987, s. 86).

Tukiraidoituksen ulottuma l saadaan esimerkiksi kuvan 20 mukaisesta taivutusmomenttikuviosta yhdensuuntaisten kolmioiden avulla.

Kolmantena tilanteena on tukiraidoituksen ulottuman määrittäminen normaalisti teräksen tartuntakapasiteetin mukaan. Jokaisessa tilanteessa ulottumaan lisätään momenttipinnan siirrosta aiheutuva etäisyys a . Tukiraidoituksen lopulliseksi ankkurointipituudeksi valitaan suurin arvo. (Hänninen 1987, s. 93)

Kahden ristikkäisen U-lenkin ankkurointipituus määräytyy näiden kolmen kohdan tai pääraidoituksen jatkospituuden mukaan. Kun U-lenkin sisään asennetaan vähintään kolme pitkittäisterästä, U-lenkin taivutetun osan ankkurointikapasiteetti on riittävä U-lenkin täydelle vetolujuudelle. Pitkittäisterästen on oltava vähintään samaa teräskokoa kuin U-lenkitkin. (Hänninen 1987, s. 94) Nurkan U-lenkkien pituuksia on esitetty kuvassa 21 verkon teräskoon ja seinän paksuuden muuttuessa.



Kuva 21. Väestönsuojan kattolaatan ja seinän nurkan lenkkien pituudet (Hänninen 1987, s. 94).

Verkosta taivutettujen lenkkien ankkurointipituuksien määrittämisessä ei huomioida hitsattujen poikkiaisterästen vaikutusta, joten lenkkeinä voidaan käyttää myös irtoteräksiä (Hänninen 1987, s. 94).

4.3 Leikkausraudoitus

Leikkausmitoitus voidaan suorittaa Eurokoodi 2:n mukaisesti. Aluksi tarkistetaan, kestäväkö laatta leikkausraidoittamattomana. Tällöin mitoittavan leikkausvoiman on toteutettava ehto (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 86)

$$V_{Ed} \leq 0,3b_w d \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}, \quad (49)$$

jossa b_w on tarkasteltavan poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella. Leikkausraidoittamattoman laatan tai seinän leikkauskestävyys lasketaan kaavoilla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 84)

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d \quad (50)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (51)$$

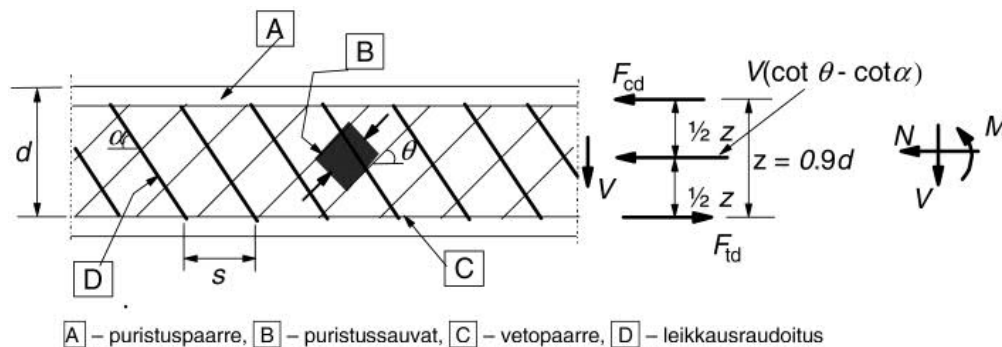
$$\rho_l = \frac{A_{s_l}}{b_w d} \leq 0,02, \quad (52)$$

joissa ρ_l on pääraudoituksen raudoitussuhde ja A_{s_l} poikkileikkauksen momentin itseisarvon pienenemisen suuntaan matkan $l + d$ verran ankkuroidun vetoraidoituksen pinta-ala. Leikkauskestävyyden tulee kuitenkin olla suurempi kuin leikkauskestävyyden vähimmäisarvo, joka lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 84)

$$V_{Rd,cmin} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{ck}} b_w d. \quad (53)$$

Mikäli mitoittava leikkausvoima on suurempi kuin leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys, voidaan laatan leikkauskestävyyttä parantaa ensisijaisesti lisäämällä pääraudoitusta sekä parantamalla tämän ankkurointia. Näin leikkauskestävyyttä voidaan parantaa enintään 1,5–2-kertaiseksi leikkauskestävyyden vähimmäisarvoon verrattuna. (BY211 2014, s. 59) Mikäli leikkauskestävyyttä ei näin saada korotettua tarpeeksi, voidaan mitoittavana leikkausvoimana käyttää arvoa, joka on saatu olettamalla, että leikkausvoima jakaantuu tasaisesti koko tukilinjan pituudelle. Menetelmä on esitetty luvussa 3.5.

Jos leikkauskestävyyttä ei saada korotettua riittäväksi, tulee laattaan suunnitella leikkausraudoitus, joka voi muodostua esimerkiksi umpihaoista, ylöstaivutetuista tangoista, kori-raudoitteista tai ansaista. Laatan leikkausraudoituksen mitoitus etenee samoin kuin pal-kille. (Kerokoski 2017, s. 110) Tässä leikkausraudoituksen mitoitus on esitetty Eurokoodi 2:n ristikkomallin (kuva 22) mukaisesti.



Kuva 22. Leikkausraudoitettujen rakenteiden ristikkomalli (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 87).

Rakenteen, jossa on pystysuuntainen leikkausraudoitus, leikkauskestävyytenä käytetään arvoa, joka perustuu leikkausraudoituksen myötäämiseen $V_{rd,s}$ tai betonin puristumurtumiseen $V_{Rd,max}$, joka on myös leikkauskestävyyden yläraja. Rakenteen leikkauskestävyys on pienempi arvoista, jotka saadaan kaavoilla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 87)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (54)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (55)$$

joissa A_{sw} on leikkausraudoituksen poikkileikkausala, s hakojen jakoväli, f_{ywd} leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo, θ betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma, α_{cw} kerroin, jonka avulla huomioidaan poikkileikkauksen puristusjännitystilän vaikutus (jännittämättömillä rakenteilla $\alpha_{cw} = 1$) ja v_1 kerroin, jolla huomioidaan leikkausjännityksestä aiheutuvan halkeilun vaikutukset betonin lujuuden alenemiseen. Kerroin v_1 saadaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 86–88)

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (56)$$

tai, mikäli leikkausraudoituksen mitoitusarvo on alle 80 % myötölujuuden ominaisarvosta f_{yk} , voidaan käyttää seuraavia arvoja (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 88)

$$v_1 = 0,6, \quad \text{kun } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (57)$$

$$v_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5, \quad \text{kun } f_{ck} > 60 \text{ MPa}. \quad (58)$$

Jos käytetään kaavoja 57 ja 58, tulee kaavassa 54 käyttää f_{ywd} :n tilalla arvoa $0,8f_{yk}$. Kaavoilla 57 ja 58 siis korotetaan betonin puristuslujuutta kaavassa 55, mitä kompensoidaan alentamalla teräksen mitoituslujuutta kaavassa 54. Kulma θ voidaan valita vapaasti siten, että $\cot \theta$ saa arvon 1,0–2,5 ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$).

Mikäli rakenteeseen suunnitellaan vino leikkausraudoitus, käytetään leikkauskestävyytenä pienempää arvoista, jotka saadaan kaavoilla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 88)

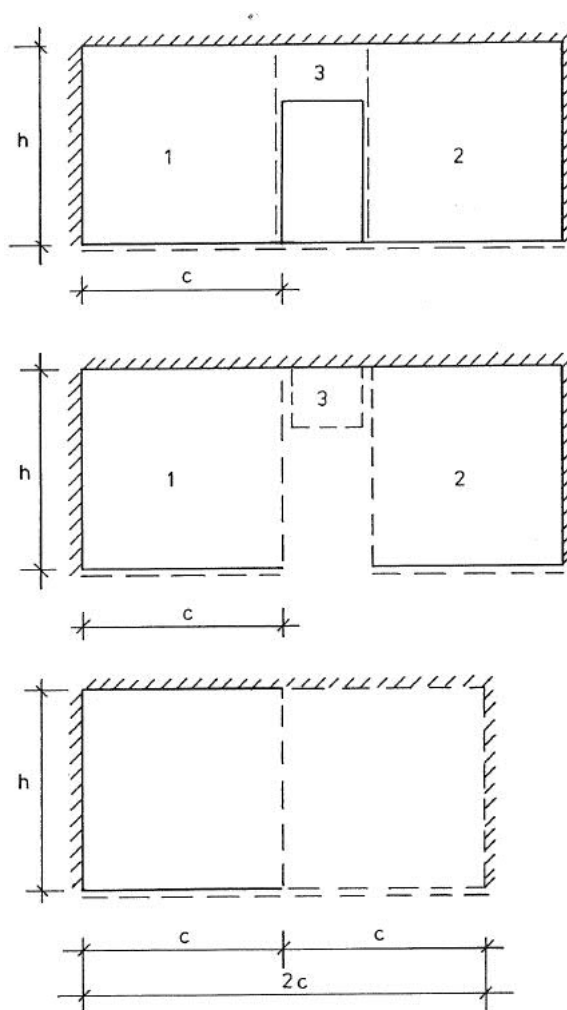
$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta - \cot \alpha) \sin \alpha \quad (59)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{(\cot \theta - \cot \alpha)}{(1 + (\cot \theta)^2)}, \quad (60)$$

joissa α on leikkausraudoituksen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma. Laattojen leikkausraudoitukselle ei ole annettu vähimmäisarvoa, jolloin leikkausraudoitus ulotetaan samalla jakovälillä laatan koko pituudelle tarkasteltavan poikkileikkauksen suuntaisesti. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 84–87)

5. OVIAUKOLLINEN SEINÄ

Väestönsuojan oviaukollista seinää käsitellään kuvan 23 mukaisesti kolmessa osassa, joista reunimmaisetsiat 1 ja 2 otaksutaan kolmelta sivulta tuetuiksi laatoiksi. Periaate on samankaltainen kuin menetelmä, jota käytetään massiivilaattamenetelmässä pitkälle seinälle. Keskimmäinen, oviaukon yläpuolinen osa 3 taas puolestaan otaksutaan ulokelaataksi, joka tukeutuu jäykästi kattolaattaan. Osa 1 voidaan mitoittaa normaalisti neljältä sivulta tuettuna laattana, jonka pituus on kaksinkertainen osan todelliseen pituuteen c verrattuna. Osa 2 mitoitetään luonnollisesti samalla periaatteella. (Hänninen 1987, s. 94)

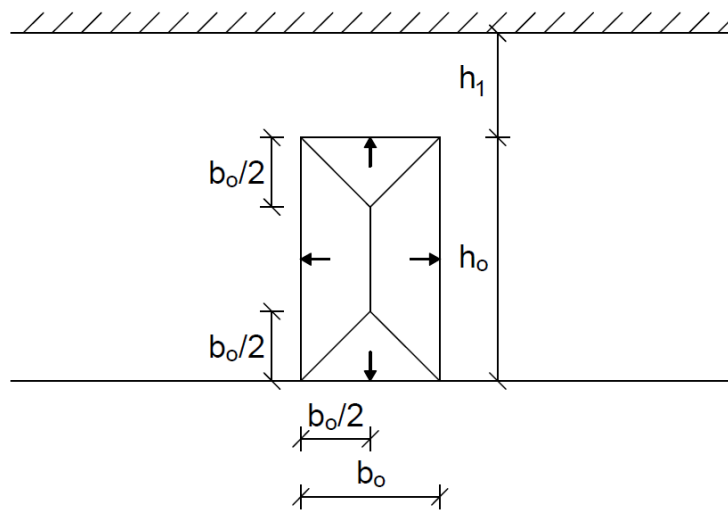


Kuva 23. Väestönsuojan oviaukollisen seinän jako osiin (Hänninen 1987, s. 95).

Oviaukon etäisyyden seinän reunasta ollessa alle puolet seinän leveydestä, seinän rauditus voidaan laskea ilman oviaukkoa mitoitetun seinän raudituksen mukaisesti. Oviaukon pieliin on kuitenkin lisättävä rauditus, jonka poikkipinta-ala on $3/4$ aukon kohdalle osu-

van raudoituksen poikkipinta-alasta. Eli käytännössä raudoitus oviaukon kohdalla määritetään vastaamaan oveen kohdistuvaa kuormaa 1,5-kertaisena määräysten mukaisesti, jonka jälkeen se jaetaan puoliksi oviaukon molempiin pieliin. (Hänninen 1987, s. 94)

Ovelta kohdistuvan kuorman voidaan olettaa jakaantuvan seinälle samankaltaisen kuvion mukaisesti kuin myötöviivateoriassa ja leikkausvoiman määrittämisessä. Ovea käsitellään tällöin neljältä sivulta tuettuna laattana, jolloin kultakin osalta oviaukon pieliin kohdistuvan kuorman resultantti (huomioidaan 1,5-kertaisena) jaetaan vastaavalla oviaukon sivun mitalla. (Hänninen 1987, s. 96) Ovelta seinälle kohdistuvan kuorman jakaminen osiin on esitetty kuvassa 24, joka on tehty Hännisen (1987, s. 96) kuvan pohjalta.

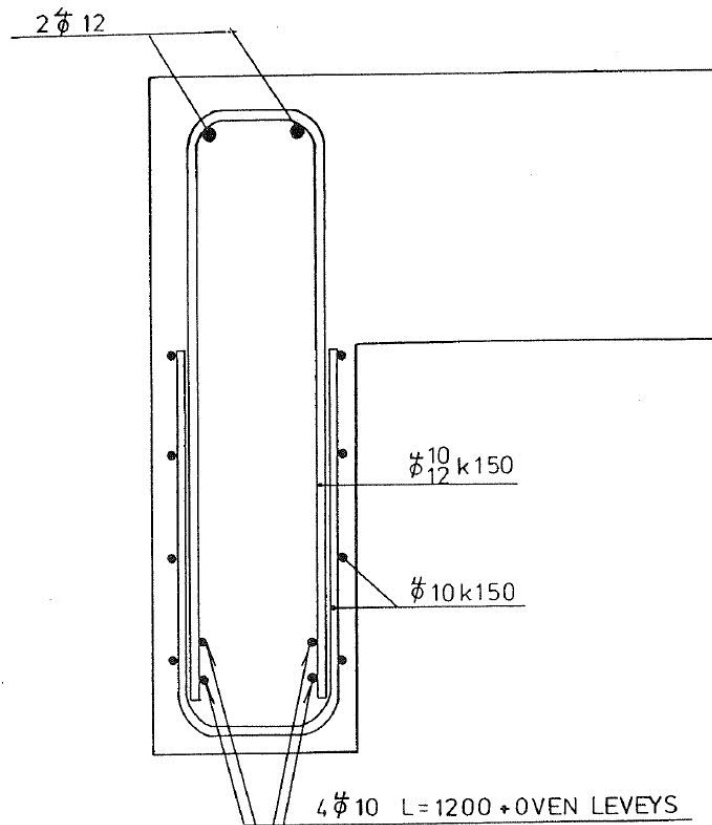


Kuva 24. Oven jakaminen alueisiin, joilta painekuorma kohdistuu seinään (Hänninen 1987, s. 96).

Kuvassa 24 h_o on oviaukon korkeus, b_o oviaukon leveys ja h_1 oviaukon yläpuolisen osan korkeus. Tällöin oviaukon yläpuoliselle osalle, jota käsitellään ulokelaattana, kohdistuu painekuorman lisäksi viivakuorma osan alareunaan. Oviaukon yläpuolisen osan yläreunan tukimomentti saadaan nyt kaavalla (Hänninen 1987, s. 94)

$$M = 1,5p_{Ed} \frac{b_o}{4} + p_{Ed} \frac{h_1^2}{2} = \frac{1}{8} p_{Ed} (3b_o + 4h_1^2), \quad (61)$$

jonka mukaan määritetään tukiraudoitus ja pystysuuntainen kenttäraudoitus oviaukon yläpuoliselle osalle. Koska osaa käsitellään ulokelaattana, vaakasuuntaisena raudoituksena voitaisiin teoriassa käyttää jakoraudoitukselle asetettua vaatimusta eli vähintään 20 % pääraudoituksen poikkipinta-alasta. Väestönsuojan laattamaisissa rakenteissa raudoitusta ei kuitenkaan saa jatkaa kentässä. Tällöin oviaukon yläpuolisen osan vaakaraudoituksena käytetään koko seinän leveyden mittaista yhtenäistä raudoitusta, joka määritetään oviaukon viereisten osien mukaisesti. (Hänninen 1987, s. 96) Oviaukkopalkin alapinnassa voidaan käyttää vakioraudoitusta. Oviaukkopalkin raudoituksen periaate on esitetty kuvassa 25.



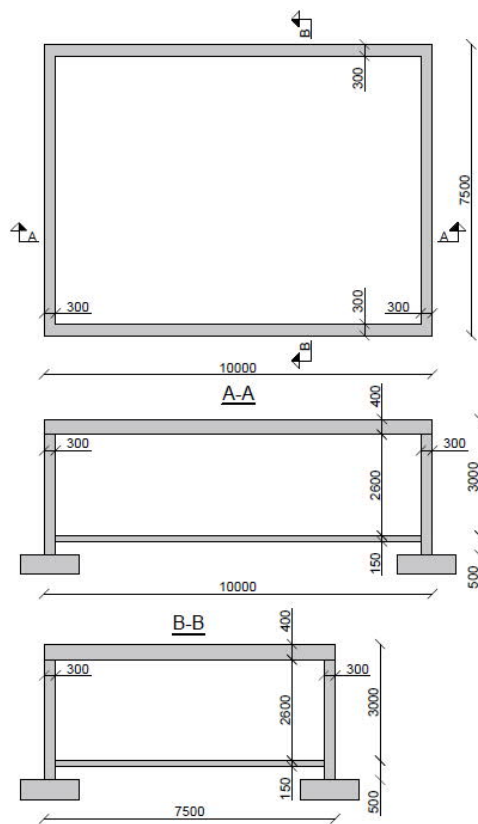
Kuva 25. Oviaukkopalkin raudoituksen periaate (Hänninen 1987, s. 97).

Ovesta aukon peliin kohdistuva kuorma on huomioitava oviaukon viereisten osien mitoituksessa, mikäli oviaukon etäisyys seinän reunasta on yli puolet seinän pituudesta. Tällöin ovelta tuleva kuorma (kuvassa 24 puolisuunnikkaan muotoiselta alalta) otaksutaan kohdistuvan koko seinän korkeudelle. Oviaukon peliin tuleva pystysuuntainen lisäraudoitus lasketaan siten ovelta tulevan kuorman aiheuttaman lisämomentin mukaan. Lisäraudoitus ulotetaan seinän sisäpinnassa koko seinän korkeudelle, ja ulkopinnassa vähintään $1/3$ seinän korkeudesta päähän seinän yläreunasta. Kuormasta aiheutuu myös lisämomenti tuelle seinän yläpäähän, mikä on huomioitava tukimomenttia vastaavan tukiraudoituksen määrittämisessä. (Hänninen 1987, s. 94–97)

6. ESIMERKKIKOHDE

Esimerkkikohteeksi on valittu kuvitteellinen asuinkerrostalon S1-luokan väestönsuoja, jonka mitoitus suoritetaan käsinlaskennalla myötöviivateorialla ja massiivilaattamenetelmällä sekä tietokoneella FEM-laskentaan perustuvalla ohjelmalla. Väestönsuojan rakenteet on pyritty valitsemaan mahdollisimman yksinkertaisiksi, jotta laskenta saataisiin suoritettua mahdollisimman selkeästi. Mitoitus suoritetaan ainoastaan kattolaatalle ja seinille eli siis maanvaraisen laatan tai seinänturan mitoitusta ei tässä käydä läpi. Myöskään poistumisreitien rakenteiden mitoitusta ei suoriteta. Esimerkkilaskennan tavoitteena on havainnollistaa, miten eri menetelmiä käytetään väestönsuojien rakenteiden mitoituksessa. Tavoitteena on myös vertailla eri menetelmillä saatuja tuloksia keskenään.

Jotta luvuissa 3.2 ja 3.3 esitetyt laskentakaavoja voidaan käyttää, on kattolaatan ja seinien oltava suorakaiteen muotoisia. Esimerkkikohteen kokonaismitoiksi on valittu 10 m x 7,5 m x 3 m. Kattolaatan alustavaksi paksuudeksi on valittu 400 mm ja seinien 300 mm, mitkä täyttävät väestönsuojan ympärysrakenteiden paksuuksille asetetun vähimmäisvaatimuksen (300 mm). Maanvaraisen laatan paksuutena käytetään 150 mm. Esimerkkikohteen mittapiirustus on esitetty kuvassa 26.



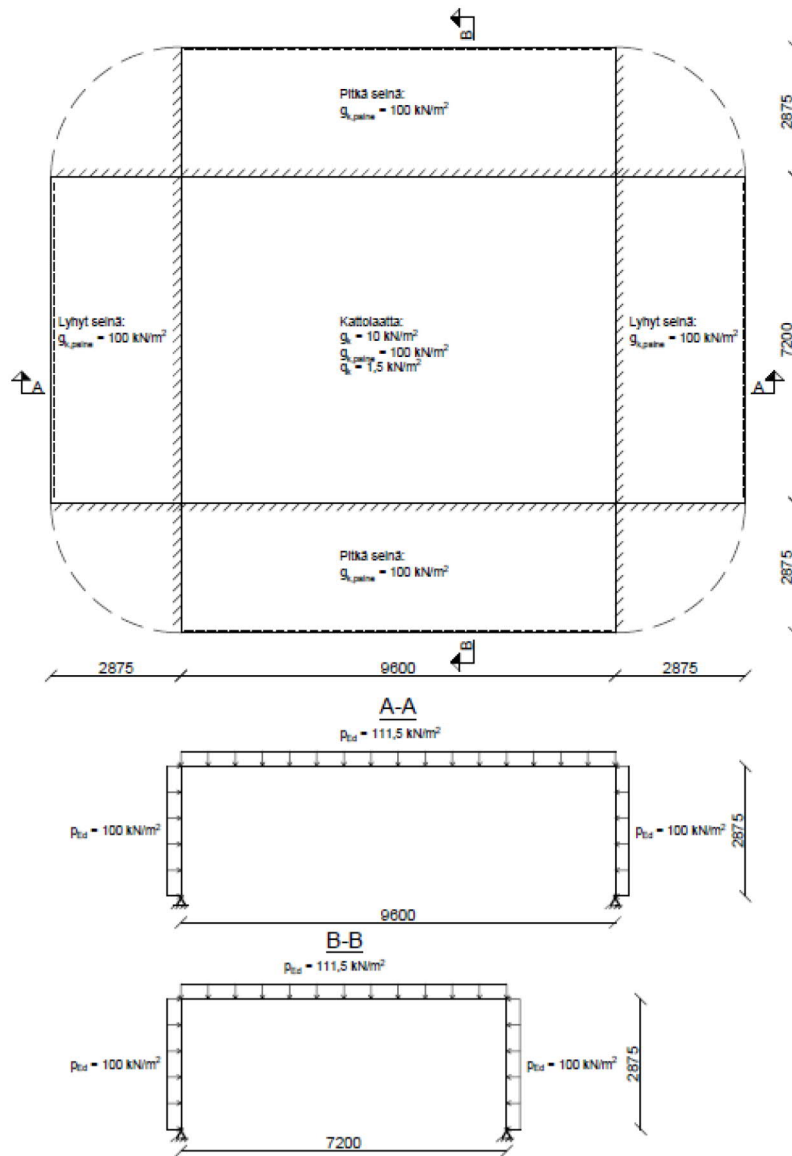
Kuva 26. Esimerkkikohteen mittapiirustus.

Huonekorkeudeksi saadaan tällöin 2,6 metriä, jolloin koko suojan lattiapinta-ala voidaan laskea varsinaisen suojatilan pinta-alaksi. Suojatilan pinta-alaksi saadaan tällöin 64,86 m², mikä täyttää S1-luokan vaatimukset (vähintään 20 m² ja korkeintaan 135 m²). Pinta-ala ei myöskään ylitä 90 m², jolloin väestönsuojaa ei tarvitse jakaa kahteen osaan teräsbetonisella väliseinällä. Koska esimerkkilaskennassa keskitytään vertailemaan eri laskentamenetelmiä keskenään, on rakenteista jätetty pois myös ovi- ja hätäpoistumisaukot yksinkertaistamisen vuoksi.

Vähentämällä kokonaismitoista tukien puolikkaat saadaan rakenteiden rakennemallien jännemitat. Kattolaatan rakennemallin mitat ovat tällöin 9 600 mm x 7 200 mm ja seinillä vastaavasti 9 600 mm x 2 875 mm ja 7 200 mm x 2 875 mm. Ohjeiden mukaisesti kattolaatan liitokset seinien yläpäihin sekä seinien liitokset toisiinsa ovat jäykästi kiinnitettyjä ja seinien liitokset maanvaraiseen laattaan ovat vapaasti kiinnitettyjä.

Painekuorman tulee olettaa kohdistuvan kaikille rakenteille samanaikaisesti sekä vain yhdelle rakenteelle kerrallaan (BY202 osa 3 1983, s. 540). Tämä voidaan päätellä jo ennen laskentaa, koska kun kaikkia rakenteita kuormitetaan samanaikaisesti, tuille kohdistuu suurempi taivutusrasitus, mikä taas pienentää taivutusrasitusta kentässä. Kun laskentamenetelmiä vertaillaan keskenään, on painekuorma katsottu kohdistuvan jokaiselle rakenteelle samanaikaisesti. Tällöin menetelmien eroja on helpompi vertailla keskenään. Kun mitoitus suoritetaan FEM-ohjelmalla, tutkitaan myös kuorman suunnan vaikutusta mitoittaviin voimasuureisiin.

Jokaiselle rakenteelle oletetaan siis kohdistuvan täysi painekuorma (100 kN/m²). Kattolaatassa huomioidaan sen oma paino (25 kN/m³ x 0,4 m = 10 kN/m²) sekä hyötykuorma, joka asuinrakennuksille on 1,5 kN/m². Koska kuormien yhdistelykertoimina käytetään 1 painekuorman kohdistuessa rakenteille, saadaan kattolaatan mitoittavaksi kuormaksi p_{Ed} 111,5 kN/m² ja seinille suoraan 100 kN/m². Laskennan yksinkertaistamisen vuoksi kattolaatalle ei ole huomioitu esimerkiksi mahdollisen pintavalun painoa, seinille ei ole otettu maanpainekuormaa, eikä yläpuolisilta rakenteilta tulevaa kuormaa ole huomioitu. Laskentaa ei myöskään suoriteta pelkästään tavanomaisille kuormille eikä 30 kN/m²:n suuruiselle takaisinheilahduskuormalle. Todellisuudessa kyseiset tilanteet olisi kuitenkin tutkittava. Esimerkkikohteen rakennemalli kuormineen on esitetty kuvassa 28 sekä tasoon levitettyinä, että kehämäisenä rakenteena.



Kuva 27. Esimerkkikohteen rakennemalli kuormineen.

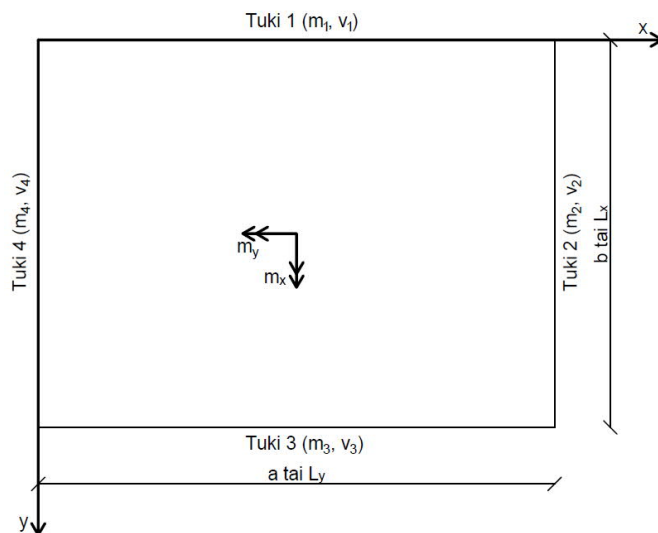
Betonin lujuusluokkana käytetään C35/45, joka täyttää betonin lujuusluokalle asetetun vähimmäisvaatimuksen (C25/30). Rakenteiden on oletettu olevan lämpimissä sisätiloissa, jolloin rasitusluokaksi tulee XC1 ja siten suojabetonipeitteen paksuudeksi 20 mm (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 48–51). Betoniteräksinä käytetään B500B-luokkaa.

Esimerkkilaskennassa määritetään mitoittavat voimasuureet eli kenttä- ja tukimomentit sekä leikkausvoimat jokaiselle rakenteelle. Lisäksi määritetään rauditus kenttä- sekä tukimomenteille irtotankoraudoituksella. Leikkausmitoitusta ei siis tässä suoriteta. Pelkkien voimasuureiden vertailulla nähtäisiin paremmin erot eri menetelmillä saatujen tulosten välillä, mutta koska väestönsuojan rakenteille määritetty minimirauditusvaatimus saattaa tulla kyseeseen, on olennaisempaa vertailla rauditusmääriä keskenään. Raudoitusten jako on määritetty 10 mm:n välein, jotta erot menetelmien välillä eivät muuttuisi merkittävästi. Myötöviivateoriolla raudoitukset määritetään heti laskennan aluksi, koska menetelmällä saatu kuormankestävyys lasketaan raudoitusten momenttikapasiteettien

avulla. Raudoitukset pyritään määrittämään siten, että kuormankestävyys olisi mahdollisimman lähellä mitoittavaa kuormaa, jolloin tulokset ovat vertailukelpoisia massiivilaattamenetelmän ja FEM-ohjelman tuloksiin. Kun painekuorman suunnan vaikutusta tutkitaan FEM-ohjelmalla, ei raudoituksia ole määritetty, sillä mitoittavien suureiden erot nähdään hyvin jo voimasuureista.

Esimerkkilaskennassa määritetään siis raudoitukset sisäänpäin kohdistuvaa painekuormaa varten eli käytännössä määritetään kenttäraudoitus rakenteiden sisäpinnoille. Mikäli saadaan taivutusrasitus, joka kohdistuu ainoastaan rakenteen ulkopintoihin, ei sitä tässä huomioida, ja sisäpinnassa käytetään tällöin minimiraudoitusta. Todellisuudessa tällainen rasitus tulisi huomioida rakenteen ulkopinnan kenttäraudoituksen laskennassa. Kyseinen tilanne tosin tulee vastaan, kun kuormitetaan yhtä rakennetta kerrallaan.

Jokaisella menetelmällä saadut voimasuureet esitetään kuvan 28 mukaisilla merkinnöillä sekä lokaalilla koordinaatistolla.



Kuva 28. Esimerkkilaskennassa käytettävä lokaali koordinaatisto laatalle sekä merkinnät.

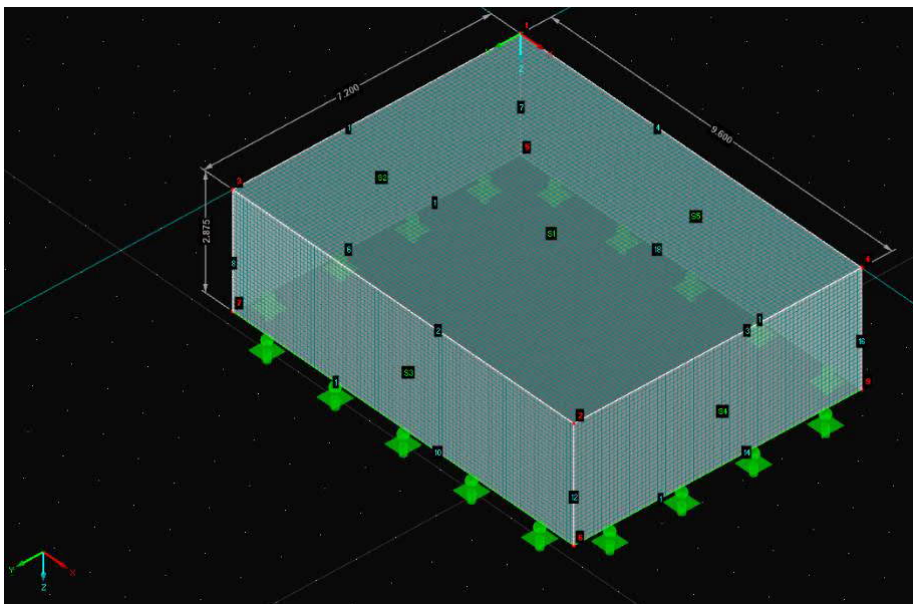
Seinälle tuki 1 on tällöin sen liitos kattolaattaan ja tuki 3 vastaavasti liitos lattiaan. Kun laattaa (tai seinää) kuormitetaan tasaisella kuormalla, kenttämomentit m_x ja m_y sekä leikkausvoimat v_1 ja v_4 tuilla 1 ja 4 saavat tällöin positiiviset arvot ja vastaavasti tukimomentit m_1 - m_4 sekä leikkausvoimat v_2 ja v_3 tuilla 2 ja 3 negatiiviset arvot. Voimasuureiden etumerkkeihin joudutaan lähinnä kiinnittämään huomioita, kun mitoitus suoritetaan FEM-ohjelmalla, varsinkin silloin, kun kuormitetaan yhtä rakennetta kerrallaan. Tuloksien yhteenvedossa arvot esitetään positiivisina. Huomioitavaa on, että kyseisillä merkinnöillä esimerkiksi massiivilaattateorian taulukoissa, alaindeksit x ja y ovat päinvastaiset.

Laskenta myötöviivateorialla on esitetty liitteessä A ja massiivilaattamenetelmällä liitteessä B. Laskentaa FEM-ohjelmalla käydään läpi tarkemmin luvussa 7. Kaikki tulokset esitetään kootusti luvussa 8, jossa suoritetaan myös niiden analysointi.

7. LASKENTA RFEM-OHJELMALLA

Esimerkkilaskennan suorittamiseen FEM-ohjelmalla (Finite Element Method) käytetään Dlubal Software:n kehittämää RFEM 5 -ohjelmaa. RFEM 5 on rakenteiden analysointiin ja suunnitteluun käytettävä 3D FEM-ohjelma. Sillä voidaan suunnitella ja mitoittaa muun muassa laattoja, seiniä, kuoria ja kehärakenteita. RFEM:illä voidaan määrittää rakenteen sisäiset voimat, muodonmuutokset sekä tukireaktiot. RFEM:iin voidaan tuoda tiedostoja muista ohjelmista kuten Bentley ISM, Ansys Apdl ja Scia Engineer. (RFEM 5 Program Description 2016, s. 8) Ohjelmalla saadaan määritettyä esimerkiksi, minkä ohjeen mukaan se käyttää kuormitusyhdistelmien ja materiaalien ominaisuuksien parametrejä, minkä materiaalimallin mukaan laskenta suoritetaan sekä, huomioidaanko esimerkiksi toisen kertaluvun vaikutukset laskennassa. Laskennan tavoitteena on vertailla saatuja tuloksia, sekä laskentaan käytettyä aikaa käsinlaskennalla saatuihin tuloksiin. Ohjelmalla tutkitaan myös väestönsuojan rakenteille kohdistuvan painekuorman suunnan vaikutusta tuloksiin.

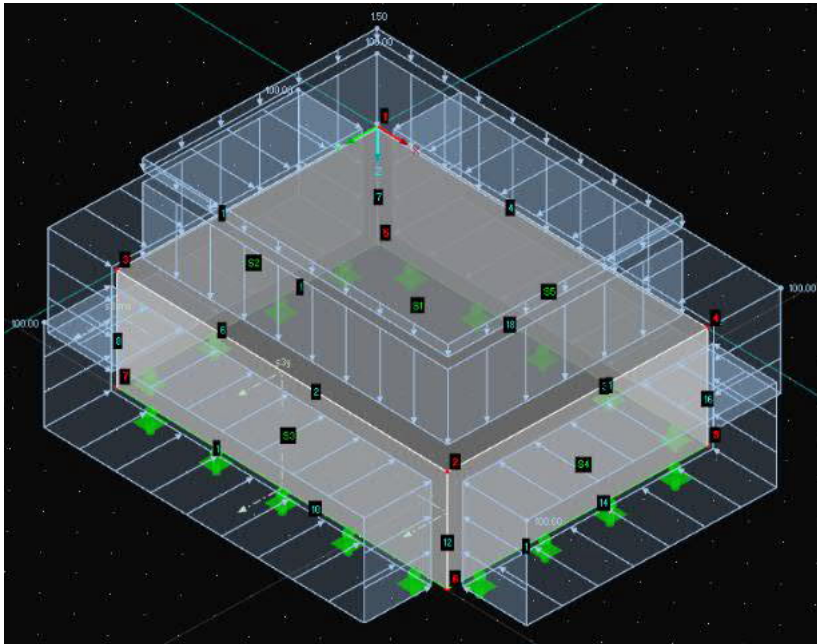
Rakenteen mallintaminen aloitettiin määrittämällä, minkä standardin mukaisia parametrejä ohjelma käyttää kuormitusyhdistelmien muodostamisessa tai betonin ominaisuuksina. Standardiksi asetettiin EN 1990 + Suomen kansallinen liite (SFS). Betoniksi valittiin C35/45 sekä tämän materiaaliparametreiksi standardin EN 1992-1-1:2004/A1:2014 mukaiset arvot. Rakenne mallinnettiin luvussa 6 esitettyjen rakennemallin jännemittojen, liitosten ja tuentojen mukaisesti. RFEM:in 3D-rakennemalli sekä globaali koordinaatisto on esitetty kuvassa 30.



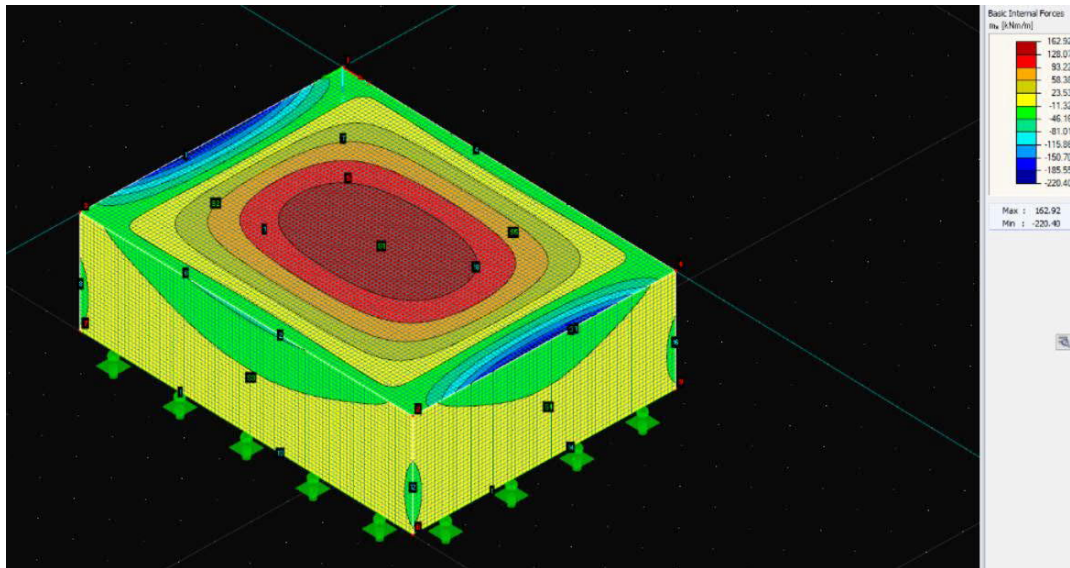
Kuva 29. Esimerkkikohteen 3D-rakennemalli RFEM:ssä.

Materiaalimallin ominaisuuksina olivat isotrooppinen, lineaarinen ja elastinen oletusasetusten mukaisesti. Yksittäisille kuormille käytettiin oletusasetuksena lineaarista analyysiä sekä kuormitusyhdistelmille toisen kertaluvun analyysiä. Elementtiverkon tiheydeksi asetettiin 0,1 metriä. Laskentaa varten iteraatiokerrat rajoitettiin sataan. Kuormiksi luotiin oma paino, jonka ohjelma huomioi automaattisesti rakenteille, painekuorma (100 kN/m^2) sekä hyötykuorma ($1,5 \text{ kN/m}^2$). Kuormitusyhdistelmien yhdistelykertoimiksi asetettiin 1 eli laskenta suoritettiin ohjeiden mukaisesti kuormien ominaisarvoilla. Kuormat lisättiin rakenteille siten, että kattolaatalle kohdistuu aina oma paino sekä hyötykuorma. Paineekuorma lisättiin rakenteille tutkittavan kuormitustapauksen mukaan.

Aluksi tutkittiin tilannetta, jossa painekuorma kohdistuu jokaiselle rakenteelle samanaikaisesti. Rakennemalli sekä tilannetta vastaavat kuormat on esitetty kuvassa 30. Laskennan jälkeen saatavia taivutus- ja leikkausrasitusjakaumia rakenteessa on havainnollistettu kuvassa 31 (taivutusrasitusjakauma x-askelin suunnassa).

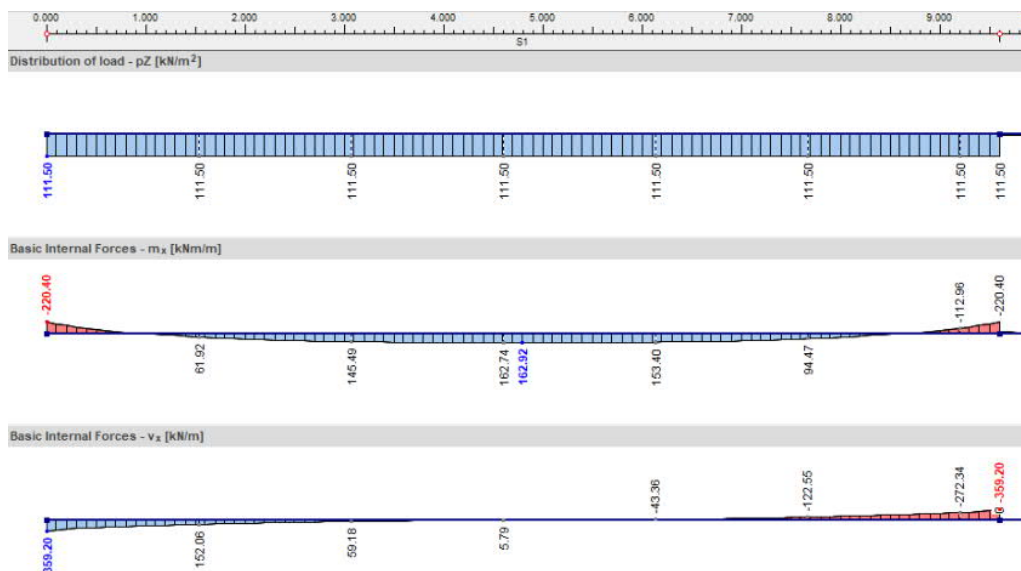


Kuva 30. Rakennemalli kuormineen RFEM:ssä, kun painekuorma kohdistuu joka rakenteelle samanaikaisesti.



Kuva 31. Taivutusrasitukset x -akselin suunnassa.

Rasitusjakaumista saa suhteellisen hyvän käsityksen, mitkä kohdat rakenteista ovat rasitetuimmat. Kaikkia mitoittavien suureiden tarkkoja arvoja ei kuitenkaan saada rasituskuvista, vaan ne luetaan rakenteesta otettujen leikkausten rasituskuvioista. Kun noudatetaan kuvan 28 merkintöjä sekä lokaalia koordinaatistoa, saadaan taivutusmomentit m_x , m_2 , m_4 sekä leikkausvoimat v_2 ja v_4 x -akselin suunnassa sekä vastaavasti voimasuureet m_y , m_1 , m_3 , v_1 ja v_3 y -akselin suunnassa. Esimerkiksi kattolaatan mitoittavat suureet x -akselin suunnassa saadaan leikkauksella keskeltä lyhyempää jännemittaa, koska kuormitusilanne ja tuenta ovat symmetriset. Kattolaatan taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio kyseisen leikkauksen kohdalla on esitetty kuvassa 33.



Kuva 32. Kattolaatan taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio x -akselin suuntaisen leikkauksen kohdalla puolessa välissä lyhyttä jännemittaa.

Kuvassa 32 vasemmanpuolimmaisat arvot ovat tuelta 4 ja oikeanpuolimmaisat tuelta 2. Kenttämomentiksi m_x saadaan tällöin 162,92 kNm/m, tukimomenteiksi m_2 ja m_4 -220,40 kNm/m sekä leikkausvoimaksi v_2 -359,20 kN/m ja v_4 359,20 kN/m.

Kun tuenta tai kuormitustilanne ei ole symmetrinen, jolloin mitoittavat suureet eivät sijaitse keskellä tukea tai jännemittaa, on mitoittavien arvojen määrittäminen hankalampaa. Silloin arvot etsitään rasituskuvien avulla sekä siirtämällä leikkausta pieniä matkoja kerrallaan pitkin rakennetta. Tilanteen, jossa painekuorma kohdistuu joka rakenteelle samaan aikaan, tulokset on esitetty luvussa 8.1. Tilanteiden, joissa jokaista rakennetta kuormitetaan erikseen, tulokset on esitetty luvussa 8.2. Jokaista kuormitustapausta vastaavat rasitusjakaumat on esitetty liitteessä C. Lisäksi liitteessä C on esitetty kuormitustapauksen, jossa kuorma kohdistuu kaikille rakenteille samanaikaisesti, taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuviot, joista mitoittavat voimasuureet on määritetty. Muille kuormitustapauksille mitoittavat voimasuureet on määritetty samalla periaatteella. Kattolaatan ja seinien liitoksissa RFEM antaa hieman toisistaan poikkeavat arvot tukimomentille liitoksen molemmiin puolin. Tuloksissa liitoksen tukimomenttina on käytetty suurempaa arvoa molemmille rakenteille. Liitteen C rasituskuvioihin on kuitenkin merkitty todelliset arvot.

8. ESIMERKKILASKENNAN TULOKSET JA NIIDEN ANALYYSINTI

Tässä luvussa esitetään kaikki esimerkkilaskennan tulokset, vertaillaan eri laskentamenetelmiä keskenään sekä analysoidaan esimerkkilaskennan tuloksia kokonaisuudessaan. Luvussa 8.1 käsitellään tilannetta, jossa painekuorma kohdistuu kaikille rakenteille samanaikaisesti. Tässä laskenta on suoritettu myötöviivateorialla, massiivilaattamenetelmällä ja RFEM-ohjelmalla. Luvussa 8.2 taas puolestaan käsitellään tuloksia, jotka on saatu RFEM:llä tutkimalla tilanteita, joissa painekuorma kohdistuu kaikille rakenteille samanaikaisesti sekä pelkästään yhdelle rakenteelle kerrallaan. Kaikissa tuloksissa on käytetty kuvan 28 merkintöjä.

8.1 Laskentamenetelmien vertailu

Myötöviivateorialla, massiivilaattamenetelmällä sekä RFEM-ohjelmalla saadut mitoittavat taivutusmomentit on esitetty kattolaatalle taulukossa 6, pitkälle seinälle taulukossa 7 ja lyhyelle seinälle taulukossa 8. Myötöviivateorian tulokset ovat raudoitusten momenttikapasiteetteja, joissa on jo huomioitu väestönsuojan rakenteille asetettu minimiraudoitusvaatimus. Täten myötöviivateorialla saadut momenttikapasiteetit eivät ole vertailukelpoisia kahden muun menetelmän taivutusmomentteihin.

Taulukko 6. Mitoittavat taivutusmomentit/momenttikapasiteetit kattolaatalle, kun painekuorma kohdistuu joka rakenteelle samanaikaisesti.

Suure	Myötöviivateoria	Massiivilaattamenetelmä	RFEM
m_y (kNm/m)	138,96	250,92	254,69
m_x (kNm/m)	134,44	177,65	162,92
m_1 (kNm/m)	188,49	150,06	252,14
m_2 (kNm/m)	188,49	125,02	220,40
m_3 (kNm/m)	188,49	150,06	252,14
m_4 (kNm/m)	188,49	125,02	220,40

Taulukko 7. Mitoittavat taivutusmomentit/momenttikapasiteetit pitkälle seinälle, kun painekuorma kohdistuu joka rakenteelle samanaikaisesti.

Suure	Myötöviivateoria	Massiivilaattamenetelmä	RFEM
m_y (kNm/m)	71,02	46,20	27,71
m_x (kNm/m)	68,40	10,00	14,18
m_1 (kNm/m)	137,08	150,06	252,14
m_2 (kNm/m)	71,02	42,98	33,45
m_3 (kNm/m)	0	0	0
m_4 (kNm/m)	71,02	42,98	33,45

Taulukko 8. Mitoittavat taivutusmomentit/momenttikapasiteetit lyhyelle seinälle, kun painekuorma kohdistuu joka rakenteelle samanaikaisesti.

Suure	Myötöviivateoria	Massiivilaattamenetelmä	RFEM
m_y (kNm/m)	71,02	52,57	32,03
m_x (kNm/m)	68,40	14,73	13,23
m_1 (kNm/m)	137,08	125,02	220,40
m_2 (kNm/m)	71,02	42,98	33,45
m_3 (kNm/m)	0	0	0
m_4 (kNm/m)	71,02	42,98	33,45

Taulukoiden 6-7 taivutusmomenteja vastaavat raudoitukset sekä raudoitusmäärät on esitetty taulukoissa 9-10. Nyt myös massiivilaattamenetelmän ja RFEM:n tuloksissa on huomioitu minimiraudoitusvaatimus, joten tuloksia voidaan vertailla keskenään.

Taulukko 9. Taivutusmomenteja vastaavat raudoitukset ja raudoitusmäärät kattolaatalle.

	Myötöviivateoria		Massiivilaattamenetelmä		RFEM	
	Raudoitus	A_s (mm ² /m)	Raudoitus	A_s (mm ² /m)	Raudoitus	A_s (mm ² /m)
Kenttä, y	T12 k150	753,98	T16 k140	1436,16	T16 k140	1436,16
Kenttä, x	T12 k150	753,98	T12 k110	1028,16	T12 k120	942,48
Tuki 1	T12 k110	1028,16	T12 k100	1130,97	T16 k100	2010,62
Tuki 2	T12 k110	1028,16	T12 k120	942,48	T16 k110	1827,84
Tuki 3	T12 k110	1028,16	T12 k100	1130,97	T16 k100	2010,62
Tuki 4	T12 k110	1028,16	T12 k120	942,48	T16 k110	1827,84
$A_{s,yht}$ (mm ²)		47213,00		56476,21		85497,67

Taulukko 10. *Taivutusmomenteja vastaavat raudoitukset ja raudoitusmäärät pitkälle seinälle.*

	Myötöviivateoria		Massiivilaattamenetelmä		RFEM	
	Raudoitus	A_s (mm²/m)	Raudoitus	A_s (mm²/m)	Raudoitus	A_s (mm²/m)
Kenttä, y	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60
Kenttä, x	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60
Tuki 1	T12 k110	1028,16	T12 k100	1130,97	T16 k100	2010,62
Tuki 2	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60
Tuki 3	-	0	-	0	-	0
Tuki 4	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60
A _{s,yht} (mm ²)	19412,90		20399,93		28844,53	

Taulukko 11. *Taivutusmomenteja vastaavat raudoitukset ja raudoitusmäärät lyhyelle seinälle.*

	Myötöviivateoria		Massiivilaattamenetelmä		RFEM	
	Raudoitus	A_s (mm²/m)	Raudoitus	A_s (mm²/m)	Raudoitus	A_s (mm²/m)
Kenttä, y	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60
Kenttä, x	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60
Tuki 1	T12 k110	1028,16	T12 k120	942,48	T16 k110	1827,84
Tuki 2	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60
Tuki 3	-	0	-	0	-	0
Tuki 4	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60	T10 k150	523,60
A _{s,yht} (mm ²)	15688,69		15071,79		21446,37	

Mitoittavat leikkausvoimat tuilla on esitetty taulukoissa 12-14.

Taulukko 12. *Mitoittavat leikkausvoimat kattolaatalle, kun painekuorma kohdistuu joka rakenteelle samanaikaisesti.*

Suure	Myötöviivateoria	Massiivilaattamenetelmä	RFEM
v ₁ (kN/m)	401,4	401,4	383,56
v ₂ (kN/m)	454,69	401,4	359,2
v ₃ (kN/m)	401,4	401,4	383,56
v ₄ (kN/m)	454,69	401,4	359,2

Taulukko 13. Mitoittavat leikkausvoimat pitkälle seinälle, kun painekuorma kohdistuu joka rakenteelle samanaikaisesti.

Suure	Myötöviivateoria	Massiivilaattamenetelmä	RFEM
v_1 (kN/m)	181,47	172,5	237,82
v_2 (kN/m)	215,40	143,75	116,38
v_3 (kN/m)	106,03	115	82,62
v_4 (kN/m)	215,40	143,75	116,38

Taulukko 14. Mitoittavat leikkausvoimat lyhyelle seinälle, kun painekuorma kohdistuu joka rakenteelle samanaikaisesti.

Suure	Myötöviivateoria	Massiivilaattamenetelmä	RFEM
v_1 (kN/m)	181,47	172,5	233,79
v_2 (kN/m)	203,21	143,75	117,39
v_3 (kN/m)	106,03	115	83,57
v_4 (kN/m)	203,21	143,75	117,39

Kuten tuloksista huomataan, menetelmien välillä on suuriakin eroja. Kokonaisraudoitusmääriä tarkastellessa myötöviivateorialla saadaan pienimmät raudoitusmäärät ja RFEM-ohjelmalla suurimmat. Erot menetelmien välillä kasvavat, mitä pidempiä sivumittoja rakenteilla on. Myötöviivateorialla saatu kokonaisraudoitusmäärä kattolaatalle on noin 55 % RFEM:llä saadusta määrästä ja massiivilaattamenetelmällä vastaavasti noin 66 %. Vastaavat luvut pitkälle seinälle ovat 67 % ja 71 % ja lyhyelle seinälle 73 % ja 70 %. Eroja menetelmien välillä tasoittaa väestönsuojan rakenteille asetettu minimiraudoitusvaatimus.

Leikkausvoimissa tilanne on päinvastainen kuin taivutusraudoitusmäärissä eli suurimmat arvot saadaankin nyt myötöviivateorialla ja pienimmät RFEM:llä. Myötöviivateorialla ja massiivilaattamenetelmän leikkausvoimien määrittäminen ei suoranaisesti ole menetelmälle ominaista. Molemmista käytettiin kuvan 17 mukaista periaatetta, jossa leikkausrasitukset tuille kohdistuvat tietyiltä laatan osilta. Myötöviivateoriassa osat olivat myötöviivakuvion mukaiset. Massiivilaattamenetelmässä ei saada tietoa, minkä kokoisilta alueilta leikkausrasitukset tuille kertyvät, vaan leikkausvoimat määritettiin yleisen periaatteen mukaisesti ristiin kantaville laatoille. Täten myötöviivateorialla saavutetaan todennäköisemmin leikkausvoimien arvot kuin massiivilaattamenetelmällä. RFEM taas puolestaan huomio parhaiten leikkausrasitusten jakaantumisen ristiin kantavissa laatoissa, jonka takia sillä saadut leikkausvoimien arvot ovat yleisesti pienempiä kuin kahdella muulla menetelmällä. Tässä työssä ei hyödynnetty menetelmää, jossa leikkausrasitukset jaetaan tasan koko tuen pituudelle. Kyseisellä menetelmällä myötöviivateorialla ja massiivilaattamenetelmällä leikkausvoimien arvoista olisi saatu huomattavasti pienempiä.

Näiden tulosten perusteella ainakin kenttä- ja tukiraudoituksissa pienimmät arvot saavutetaan myötöviivateorialla ja suurimmat RFEM:llä. Mitoittavista leikkausvoimista suurimmat arvot taas saatiin myötöviivateorialla ja pienimmät RFEM:llä. Mikäli leikkausmitoitus olisi tässä suoritettu, olisivat myötöviivateorialla taivutusmitoituksessa saavutetut säästöt rauditusmäärissä todennäköisesti vähentyneet mahdollisten leikkausraudoitusten myötä. Yleispäteviä johtopäätöksiä menetelmien välisistä eroista ei tämän tutkimuksen perusteella kuitenkaan vielä voida muodostaa. Tämä vaatisi useampia laskuesimerkkejä, joissa vaihdeltaisiin esimerkiksi rakenteiden mittoja sekä betonin ja teräksen lujuuksia sekä tutkittaisiin, miten muutokset vaikuttavat tuloksiin. Tässä työssä rakenteet olivat lisäksi hyvin yksinkertaisia. Esimerkiksi aukkoja rakenteissa tai muita olennaisia kuormia kuten yläpuolisilta rakenteilta välittyviä kuormia tai maanpaineita ei huomioitu ollenkaan. Lisäksi RFEM:llä laskenta voitaisiin suorittaa eri teorioihin ja materiaalimallien perustuen. Tässä RFEM:n laskenta perustui lähinnä kimmoteoriaan, jolla yleisestikin saavutetaan suuria voimasuureiden arvoja.

Menetelmistä selvästi työläin oli massiivilaattamenetelmä. Myötöviivateorialla laskenta on suhteellisen nopeaa varsinkin esimerkiksi Excel-laskentapohjalla, jota tässäkin työssä hyödynnettiin. Massiivilaattamenetelmästä laskentapohjaa olisi hyvin hankala tehdä, sillä lähes jokaisessa vaiheessa täytyi käyttää menetelmän taulukoituja arvoja, jotka vaihtelevat rakenteen mittojen mukaan. RFEM:llä väestönsuojan mitoitus on myös suhteellisen nopeaa, jos vain suunnittelijalla on aiempaa kokemusta ohjelman käytöstä. RFEM:llä pystyttäisiin myös määrittämään suoraan raudoitukset rakenteille, mitä ei siis tässä työssä hyödynnety. RFEM:llä on lisäksi helpoin tarkastella painekuorman suunnan vaikutusta mitoitukseen, jota siis tutkitaan vielä seuraavassa luvussa.

Olennaista on myös, että tässä työssä myötöviivateorialle ja massiivilaattamenetelmälle esitetyt kaavat pätevät vain suorakaiteen muotoisille laattarakenteille. Eli mikäli rakenteet ovat monimutkaisemman muotoisia, myötöviivateorian käyttö hankaloituu merkittävästi, ja massiivilaattamenetelmällä rakenne joudutaan jakamaan useampaan osaan, sillä menetelmän kaavat soveltuvat ainoastaan suorakaiteen muotoisille laatoille. Täten RFEM vaikuttaisi ainakin suunnittelijaystävällisimmältä vaihtoehdolta näistä kolmesta menetelmästä.

8.2 Kuormitustilanteiden vertailu RFEM-ohjelmalla

Kuormitustapaukset, joita tutkittiin RFEM:llä olivat tilanne, jossa painekuorma kohdistuu kaikille rakenteille samanaikaisesti sekä tilanteet, jossa painekuorma kohdistuu ainoastaan yhdelle rakenteelle kerrallaan. Tilanteen, jossa painekuorma kohdistuu kaikille rakenteille samanaikaisesti, tulokset on jo esitetty luvussa 8.2, mutta ne on esitetty tässä uudestaan, jotta painekuorman suunnan vaikutus voimasuureisiin näkyisi selvästi. Tässä vertaillaan ainoastaan eri kuormitustapausten mitoittavia voimasuureita eli taivutusmomentteja ja leikkausvoimia. Kohdissa, joissa taivutusmomentin arvon paikalla on viiva,

on saatu taivutusmomentti, joka rasittaa rakenteen ulkopintaa eikä sitä ole tässä huomioitu. Mitoittavin eli suurin voimasuureen arvo kullekin suurelle on merkitty taulukoihin punaisella taustalla.

Taulukossa 15 on esitetty kaikkien kuormitustapausten voimasuureiden arvot kattolaa-talle. Vastaavat arvot pitkälle seinälle on esitetty taulukossa 16 ja lyhyelle seinälle taulu-kossa 17.

Taulukko 15. Eri kuormitustapausten voimasuureet kattolaa-talle.

Suure	Kuorma kaikkialla	Kuorma katto-laattalla	Kuorma pitkällä seinällä	Kuorma lyhyellä seinällä
m_y (kNm/m)	254,69	285,31	22,49	23,13
m_x (kNm/m)	162,92	182,03	10,01	19,42
m_1 (kNm/m)	252,14	206,85	17,1	17,91
m_2 (kNm/m)	220,40	175,02	11,03	80,26
m_3 (kNm/m)	252,14	206,85	78,43	17,91
m_4 (kNm/m)	220,40	175,02	11,03	17,75
v_1 (kN/m)	383,56	386,07	33,25	36,37
v_2 (kN/m)	359,2	362,62	29,49	54,37
v_3 (kN/m)	383,56	386,07	51,18	36,37
v_4 (kN/m)	359,2	362,62	29,49	36,33

Taulukko 16. Eri kuormitustapausten voimasuureet pitkälle seinälle.

Suure	Kuorma kaikkialla	Kuorma katto-laattalla	Kuorma pitkällä seinällä	Kuorma lyhyellä seinällä
m_y (kNm/m)	27,71	-	67,45	-
m_x (kNm/m)	14,18	-	21,06	-
m_1 (kNm/m)	252,14	206,85	78,43	17,91
m_2 (kNm/m)	33,45	-	36,59	35,21
m_3 (kNm/m)	0	0	0	0
m_4 (kNm/m)	33,45	-	36,59	-
v_1 (kN/m)	237,82	77,03	172,06	34,84
v_2 (kN/m)	116,38	134,48	139,66	27,35
v_3 (kN/m)	82,62	69,48	117,92	34,31
v_4 (kN/m)	116,38	134,48	139,66	14,03

Taulukko 17. Eri kuormitustapausten voimasuureet lyhyelle seinälle.

Suure	Kuorma kaikkialla	Kuorma katto- laatalla	Kuorma pitkällä seinällä	Kuorma lyhyellä seinällä
m_y (kNm/m)	32,03	-	-	63,88
m_x (kNm/m)	13,23	-	-	20,88
m_1 (kNm/m)	220,4	175,02	11,03	80,26
m_2 (kNm/m)	33,45	-	-	35,21
m_3 (kNm/m)	0	0	0	0
m_4 (kNm/m)	33,45	-	36,59	35,21
v_1 (kN/m)	233,79	71,86	36,91	174,97
v_2 (kN/m)	117,39	135,27	13,95	137,89
v_3 (kN/m)	83,57	54,71	35,52	118,67
v_4 (kN/m)	117,39	135,27	29	137,89

Kattolaatalle mitoittavat kenttämomentit sekä leikkausvoimat saadaan tilanteessa, jossa painekuorma kohdistuu ainoastaan kattolaatalle. Mitoittavat tukimomentit taas saadaan tilanteessa, jossa painekuorma kohdistuu kaikille rakenteille samanaikaisesti. Tämä voidaan selittää sillä, että kun kuorma poistetaan seiniltä, pienenevät tukimomentit kyseisissä liitoksissa, mikä taas kasvattaa kenttämomenteja. Seinille lähes kaikki mitoittavat suu-reet saadaan samalla periaatteella. Poikkeuksena pitkällä seinällä ovat tukimomentit liitoksissa muihin seiniin sekä leikkausvoima liitoksessa kattolaataan, jotka saadaan päinvastaisilla tilanteilla kuin kattolaatalla. Lyhyelle seinälle voimasuureet saadaan samalla periaatteella kuin pitkälle seinälle lukuun ottamatta seinien välisten liitosten tukimomenteja, jotka saadaan kuorman kohdistuessa pelkästään pitkälle seinälle. Eroavaisuudet tukimomenttien arvoissa eivät ole suuria verrattuna arvoihin, jotka saadaan kuorman kohdistuessa kaikille rakenteille.

Kattolaatan voimasuureet, jotka saadaan kuorman kohdistuessa ainoastaan yhdelle seinälle, ovat huomattavasti pienempiä kuin voimasuureet, jotka saadaan kuorman kohdistuessa kaikille rakenteille tai ainoastaan kattolaatalle. Tämä aiheutuu siitä, että seinien korkeudet ovat huomattavasti pienempiä kuin kattolaatan jännemitat, jolloin ainoastaan seinille kohdistuvan kuorman rasitukset eivät vaikuta kattolaatan voimasuureisiin huomattavasti.

Kuten tuloksista huomataan, painekuorman suunnalla on suuri merkitys mitoittavien suureiden arvoihin. Suurin osa mitoittavista suureista yksittäiselle rakenteelle saadaan, kun tutkitaan tilanne, jossa kuorma kohdistuu ainoastaan kyseiselle rakenteelle. Loput mitoittavista suureista saadaan tilanteesta, jossa kuorma kohdistuu kaikille rakenteille samanaikaisesti. Lainsäädännössä ei kuitenkaan ole mainintaa, mistä suunnasta, ja kuinka monelle rakenteelle painekuorman tulee olettaa kohdistuvan. Tällöin on turvallista tutkia juurikin kaikki samat kuormitustilanteet kuin tässä tutkimuksessa.

Perusperiaatteena tässä tutkimuksessa voidaan pitää, että mitoittavat kenttämomentit sekä leikkausvoimat yksittäiselle rakenteelle saadaan painekuorman kohdistuessa ainoastaan kyseiselle rakenteelle ja tukimomentit taas painekuorman kohdistuessa kaikille rakenteille samanaikaisesti. Poikkeuksena ovat tukimomentit seinien välisissä liitoksissa. Tämä periaate vaikuttaisi pitävän sitä paremmin paikkansa, mitä suurempia rakenteiden mitat (etenkin seinien korkeudet) ovat.

Käsinlaskennalla kaikkien kuormitus-tilanteiden tutkiminen olisi huomattavasti työläämpää kuin RFEM:llä. Myötöviivateoriassa laskentaa ei suoriteta laataston eli periaatteessa muiden rakenteiden jäykkyyksiä tai niille tulevia kuormia ei huomioida. Muut rakenteet voidaan huomioida ainoastaan muuttamalla tukirauhoitusten arvoja. Esimerkiksi tilanteessa, jossa kuorma kohdistuu ainoastaan kattolaaalle, voitaisiin käyttää mahdollisimman pientä raudoitusta, koska tällöin kenttäraudoituksesta tulee mahdollisimman suuri. Massiivilaattamenetelmässä laataston eri osille voidaan antaa eri kuorman arvoja, jolloin kaikkien tapausten tutkiminen pystyttäisiin suorittamaan. Tämä olisi kuitenkin hyvin työlästä, sillä massiivilaattamenetelmä oli selvästi aikaa vievin menetelmä yhden kuormitus-tilanteen laskennassa.

Ennen tarkempia tutkimuksia ja useampia laskuesimerkkejä perusperiaate, jolla mitoittavat voimasuureet saatiin, on voimassa ainoastaan tässä tutkimuksessa. Tuloksiin vaikuttivat muun muassa valinnat rakenteiden sivumitoissa sekä materiaalien lujuuksissa. Tuloksia voidaan pitää suuntaa-antavina, muttei kuitenkaan yleispätevinä.

9. YHTEENVETO

S1-luokan väestönsuojien suunnittelua ohjataan lähinnä lainsäädännöllä. Vaatimuksia on asetettu muun muassa suojan koolle, ympäröivien rakenteiden paksuuksille, mitoituksessa huomioon otettaville kuormille, kantavien rakenteiden rakennusmateriaalien lujuuksille sekä käytettäville raudoituksille. Lisäksi ohjeistusta suunnitteluun saa esimerkiksi Rakennustiedon ohjekortista (RT 92-11173 S1-luokan teräsbetoniväestönsuoja), Hännisen (1987) PAIKKO-projektista sekä Betoniyhdistyksen betonirakenteiden suunnittelun oppikirjasta (BY202 osa 3 1983). Kaikkia määräyksiä ja ohjeita ei kuitenkaan ole koottu yhteen lähteeseen, mikä hankaloittaa väestönsuojien rakenteiden suunnittelutyötä.

Raudoituksen suunnitteluun liittyen ohjeissa tai lainsäädännössä ei myöskään ole mainintaa kertoimen α_{cc} huomioimisesta tai yliraudoitusehdon tarkistamisesta ($\mu \leq \mu_b$). Kertoimella α_{cc} huomioidaan kuormituksen pitkäaikaisvaikutus alentamalla betonin puristuslujuutta. Väestönsuojan rakenteisiin kohdistuva painekuorma on kuitenkin hetkellinen, jonka perusteella kyseinen kerroin voitaisiin jopa jättää huomioimatta. Yliraudoitusedolla taas varmistetaan teräsbetonirakenteiden sitkeä murtuminen, millä ei välttämättä ole kovinkaan suurta merkitystä ottaen huomioon väestönsuojan rakenteisiin kohdistuvan painekuorman suuruuden.

Väestönsuojan ympäröivät rakenteet eli kattolaatta ja seinät tulee mitoittaa ristiin kantavina laattoina, joiden laskentaan on olemassa useita eri menetelmiä ja teorioita. Tässä työssä menetelmistä esitettiin kimmoteoria, myötöviivateoria, massiivilaattamenetelmä ja kaistamenetelmä. Lisäksi rakenteiden mitoitukseen voi käyttää FEM-laskentaan perustuvia ohjelmia, kuten tässä työssä käytettyä RFEM:ä.

Tässä työssä suoritettiin kuvitteellisen S1-luokan väestönsuojan ympärysrakenteiden sisäpintojen kenttä- ja tukirauδοituksen sekä mitoittavien leikkausvoimien laskenta. Laskenta suoritettiin myötöviivateorialla, massiivilaattamenetelmällä sekä RFEM-ohjelmalla. Eri menetelmillä saatavat tulokset poikkesivat huomattavasti toisistaan. Pienimmät raudoitusmäärät saatiin myötöviivateorialla ja suurimmat RFEM:llä. Myötöviivateorian kokonaisraudoitusmäärät olivat noin 50–80 % RFEM:n määristä rakenteen sivumitoista riippuen. Mitoittavien leikkausvoimien tuloksissa tilanne oli suurelta osin päinvastainen eli pienimmät leikkausvoimat saatiin RFEM:llä ja suurimmat myötöviivateorialla. Täten taivutusraudoituksessa myötöviivateorialla saavutetut säästöt pienenisivät mahdollisen leikkausraudoituksen myötä. Käsineläskennalla saatuja leikkausvoimien arvojen pienentämiseksi on olemassa menetelmä, jossa leikkausvoimat jaetaan tasan rakenteen sivuille, mutta sitä ei tässä työssä hyödynnetty.

Tässä työssä tutkittiin myös väestönsuojan rakenteille huomioitavan painekuorman (100 kN/m²) suunnan vaikutusta mitoittaviin voimasuureisiin RFEM:llä. Lainsäädännössä ei

ole mainintaa, kuinka monelle rakenteelle painekuorman voi olettaa kohdistuvan samanaikaisesti. Tutkittavia tilanteita olivat kuormitustapaukset, joissa painekuorma kohdistuu kaikille rakenteille samanaikaisesti sekä vain yhdelle rakenteelle kerrallaan. Tuloksista huomattiin, että eri kuormitustilanteilla on suuri vaikutus mitoittavien taivutusmomenttien ja leikkausvoimien arvoihin. Pääperiaatteeksi muodostui, että mitoittavat kenttämomentit sekä leikkausvoimat saadaan kuorman kohdistuessa ainoastaan tutkittavalle rakenteelle, kun taas suurimmat tukivoimien arvot saatiin painekuorman kohdistuessa kaikille rakenteille samanaikaisesti. Aivan jokaiselle voimasuureelle periaate ei pitänyt paikkaansa. Etenkin mitoittavat kuormitustilanteet, joilla saatiin seinien välisten liitosten tukimomentit, vaihtelivat.

Nopeinta ja helpointa laskennan suorittaminen oli RFEM:llä. Etenkin, kun eri kuormitustilanteet tulee tutkia, on RFEM selvästi nopein vaihtoehto. Myötöviiväteorian valmiilla laskentapohjalla mitoitus suoriutuu suhteellisen nopeasti. Eri kuormitustilanteiden vaikutuksia ei kuitenkaan myötöviiväteorialla pystytä huomioimaan kovinkaan tarkasti. Menetelmistä huomattavasti työläin oli massiivilaattamenetelmä, eikä sillä saavutettu yhtä suuria säästöjä raudoitusmäärissä kuin myötöviiväteorialla. Laskentapohjan laatiminen massiivilaattamenetelmällä olisi hyvin haastavaa, koska laskennassa käytettävät taulukoidut arvot vaihtelevat rakenteiden sivumittojen mukaan.

Tämän kandidaatin työn voisi potentiaalisesti laajentaa diplomityöksi ottaen huomioon väestönsuojan rakenteiden suunnittelussa esille tulleet epäkohdat, kuten kertoimen käyttö α_{cc} sekä yliraudoitusehdon tarkastamisen tarpeellisuus. Yliraudoitusehdon tarpeellisuutta voitaisiin esimerkiksi tutkia normaaliraudoitettun ja yliraudoitettun ristiin kantavien laattojen käyttäytymistä kuorman ollessa suuri ja hetkellinen. Lisäksi periaatteen, jossa ristiin kantavien laattojen leikkausvoimat tasataan lähimmän tuen koko pituudelle, todenmukaisuutta voitaisiin tutkia eli, että pääsevätkö suurimmat leikkausrasitukset jakaantumaan ristiin kantavissa laatoissa. Väestönsuojien rakenteille tavanomaisesti määritettävät leikkausvoimat ovat hyvin suuria, eivätkä rakenteet välttämättä kestä leikkausraudoittamattomana. Mikäli leikkausvoimien arvoja olisi turvallista pienentää edellä mainitulla periaatteella, välttyttäisiin mahdollisesti leikkausraudoituksen suunnittelulta ja toteutukselta väestönsuojien laattamaisissa rakenteissa. Lisäksi raudoitteiden standardisoinnin sekä rakenteiden mallinuksen parametrisoinnin toteuttamista väestönsuojien suunnittelussa voisi tutkia.

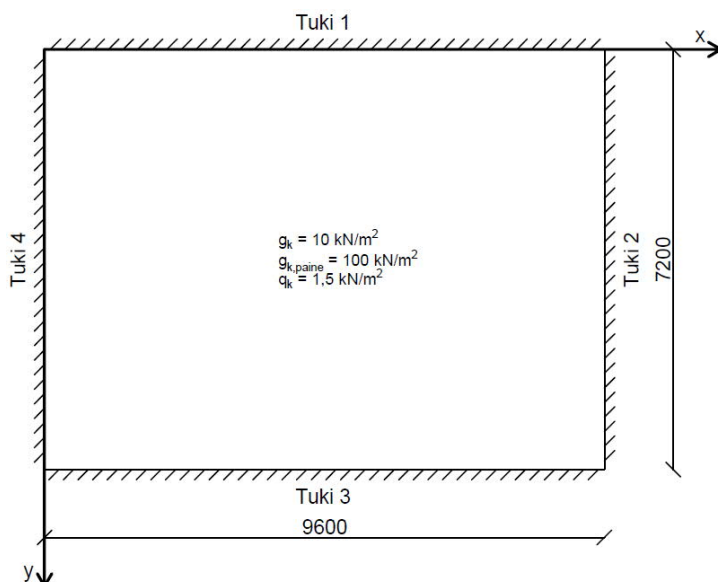
LÄHTEET

- BY202 (1982). Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 2, Suomen Betoniyhdistys ry, Jyväskylä.
- BY202 (1983). Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 3, Suomen Betoniyhdistys ry, Jyväskylä.
- BY211 (2014). Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 2, Suomen Betoniyhdistys ry, Tampere.
- Hänninen, R. (1987). PAIKKO-projekti, Paikallavalun kehittäminen koerakennuskoh- teessa, Espoo.
- Kerokoski, O. (2017). RAK-32110 Betonirakenteiden perusteet, Luentomoniste syksy 2017, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere. 229 s.
- Pelastuslaki, L 29.4.2011/379, 2011. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2011/20110379#Lidp451814448>
- Rakentajain kalenteri (1984). Rakennustietosäätiö RTS, Jyväskylä.
- RFEM 5 (2016). Program description, Dlubal Software GmbH, Tiefenbach. 619 s.
- RT 92-11173 (2015). S1-luokan teräsbetoniväestönsuoja, Rakennustietosäätiö RTS. 36 s.
- SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (2015). Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto SFS, Helsinki. 218 s.
- Sisäasiainministeriön asetus väestönsuojien teknisistä vaatimuksista ja väestönsuojien laitteiden kunnossapidosta, A 10.5.2011/506, 2011. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2011/20110506>
- Valtioneuvoston asetus väestönsuojista, A 5.5.2011/408, 2011. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2011/20110408>

LIITE A: ESIMERKKILASKENTA MYÖTÖVIIVATEORIAALLA

Kattolaatta:

Kattolaatan mitat, kuormat ja tuenta on esitetty kuvassa L/A 1.



Kuva L/A 1. Kattolaatan mitat, kuormat ja tuenta.

Lähtötiedot eli kattolaatan mitat ja kuormat sekä materiaalien lujuudet ja suojabetonipaksuus on esitetty taulukossa L/A1.

Taulukko L/A 1. Lähtötiedot kattolaatalle.

a	9600 mm
b	7200 mm
h	400 mm
$f_{cd} = f_{ck}$	35 N/mm ²
$f_{yd} = f_{yk}$	500 N/mm ²
suojabetonipaksuus	20 mm
g_k	10 kN/m ²
$g_{k,paine}$	100 kN/m ²
q_k	1,5 kN/m ²

Koska kuormitusyhdistelmien osavarmuuslukuina käytetään 1,0 laskettaessa voimasuureita rakenteille, joihin kohdistuu painekuorma, saadaan mitoittavaksi kuormaksi:

$$p_{Ed} = 1,0 * g_k + 1,0 * g_{k,paine} + 1,0 * q_k = (10 + 100 + 15) \frac{kN}{m^2} = 111,5 \frac{kN}{m^2}$$

Myötöviivateorian laskenta lähtee liikkeelle raudoituksen määrittämisestä kentälle sekä tuille. Raudoituksen määrittämisessä on huomioitava minimiraudoitusvaatimus (0,17 % rakenteen poikkileikkauksen pinta-alasta), terästen koot (8 mm – 20 mm), suurin keskiöväli teräksille (150 mm) sekä plastisuusteorian sitkeysvaatimukset. Minimiraudoitukseksi saadaan:

$$A_{s,min} = 0,0017bh = 0,0017 * 1000 \text{ mm} * 400 \text{ mm} = 680 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Tästä saadaan suurimmat mahdolliset keskiöväliä teräksille T10, T12 ja T16:

$$T10: k = \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{680 \text{ mm}^2/\text{m}}{\pi * (5 \text{ mm})^2}} = 115,5 \text{ mm} \approx 110 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \rightarrow k_{max} = 110 \text{ mm}$$

$$T12: k = \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{680 \text{ mm}^2/\text{m}}{\pi * (6 \text{ mm})^2}} = 166,32 \text{ mm} > 150 \text{ mm} \rightarrow k_{max} = 150 \text{ mm}$$

$$T16: k = \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{680 \text{ mm}^2/\text{m}}{\pi * (8 \text{ mm})^2}} = 295,679 \text{ mm} \approx 290 \geq 150 \text{ mm} \rightarrow k_{max} = 150 \text{ mm}$$

Tavoitteena on selvittää raudoitukset, jolla saavutetaan mahdollisimman lähellä mitoittavaa kuormaa oleva myötökuorman arvo, jotta tuloksia voitaisiin vertailla muiden menetelmien tuloksiin. Helpon tämä onnistuu myötöviivateorian laskentapohjalla, jossa voidaan kokeilla eri raudoitusten vaikutusta myötökuorman arvoon. Valitut raudoitukset on esitetty taulukossa L/A 2.

Taulukko L/A 2. *Kattolaatan raudoitukset.*

Kenttä, y	T12 k150
Kenttä, x	T12 k150
Tuki 1	T12 k110
Tuki 2	T12 k110
Tuki 3	T12 k110
Tuki 4	T12 k110

Seuraavaksi osoitetaan, että näillä raudoituksilla saavutetaan riittävä kuormankestävyys. Aluksi määritetään kyseisten raudoitusten momenttikapasiteetit.

Kenttä, y: T12 k150

Raudoituksen poikkileikkausalaksi saadaan:

$$A_{s,y} = \frac{b}{k} * A_{s,r12} = \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} * \pi * (6 \text{ mm})^2 = 753,982 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Rakenteen tehollinen korkeus:

$$d = 400 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 6 \text{ mm} = 374 \text{ mm}$$

Mekaaninen raudoitussuhde saadaan kaavalla 47:

$$\omega = \frac{A_{s,y} f_{yd}}{b d f_{cd}} = \frac{53,982 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} * 500 \text{ N/mm}^2}{1000 \text{ mm} * 374 \text{ mm} * 35 \text{ N/mm}^2} = 0,0288 \leq 0,25 \rightarrow OK$$

Sisäinen momenttivarsi saadaan kaavalla 48:

$$z = d \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) = 374 \text{ mm} * \left(1 - \frac{0,0288}{2}\right) = 368,614 \text{ mm}$$

Nyt raudoituksen momenttikapasiteetti saadaan kaavalla 46:

$$\begin{aligned} M_{Rd,y} = m_y = A_{s,y} f_{yd} z &= 753,982 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} * 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 368,614 \text{ mm} \\ &= 138,964 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Muille raudoituksille momenttikapasiteetit lasketaan samalla periaatteella. Tulokset on esitetty taulukossa L/A 3.

Taulukko L/A 3. Kattolaatan raudoitusten poikkileikkausalat sekä momenttikapasiteetit.

	$A_{s,i} \text{ (mm}^2/\text{m)}$	$m_i \text{ (kNm/m)}$
Kenttä, y	753,98	138,96
Kenttä, x	753,98	134,44
Tuki 1	1028,16	188,49
Tuki 2	1028,16	188,49
Tuki 3	1028,16	188,49
Tuki 4	1028,16	188,49

Tarkistetaan, että kaikkien tukien momenttikapasiteettien suhde samansuuntaisen kenttäraudoituksen momenttikapasiteettiin on 0,5–2,0:

$$\frac{m_{1/3}}{m_y} = \frac{188,49 \text{ kNm/m}}{138,44 \text{ kNm/m}} = 1,35638 \rightarrow OK$$

$$\frac{m_{2/4}}{m_x} = \frac{188,49 \text{ kNm/m}}{134,44 \text{ kNm/m}} = 1,40204 \rightarrow OK$$

Parametrit λ ja μ_i saadaan momenttikapasiteettien suhteista:

$$\lambda = \frac{m_x}{m_y} = \frac{134,44 \text{ kNm/m}}{138,44 \text{ kNm/m}} = 0,967445$$

$$\mu_i = \frac{m_i}{m_y} = \frac{188,49 \text{ kNm/m}}{138,44 \text{ kNm/m}} = 1,35638$$

Nyt muunnetut jännemitat saadaan kaavoilla 15 ja 16:

$$a_r = \frac{2a}{\sqrt{\lambda + \mu_2} + \sqrt{\lambda + \mu_4}} = \frac{2 * 9,6 \text{ m}}{\sqrt{0,97 + 1,36} + \sqrt{0,97 + 1,36}} = 6,29752 \text{ m}$$

$$b_r = \frac{2b}{\sqrt{1 + \mu_1} + \sqrt{1 + \mu_3}} = \frac{2 * 7,2 \text{ m}}{\sqrt{1 + 1,36} + \sqrt{1 + 1,36}} = 4,6904 \text{ m}$$

Koska $a_r \geq b_r$, myötöviivakuvio on kuvan 7 a mukainen, jolloin kattolaatan myötökuorma molemmissa suunnissa saadaan kaavalla 14:

$$\begin{aligned} p_u = p_{Rd,y} &= \frac{24m_y}{b_r^2} \frac{1}{\left[\sqrt{3 + \left(\frac{b_r}{a_r}\right)^2} - \frac{b_r}{a_r} \right]^2} \\ &= \frac{24 * 138,44 \text{ kNm/m}}{(4,6904 \text{ m})^2} * \frac{1}{\left[\sqrt{3 + \left(\frac{4,6904 \text{ m}}{6,29752 \text{ m}}\right)^2} - \frac{4,6904 \text{ m}}{6,29752 \text{ m}} \right]^2} \\ &= 116,528 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > 111,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow OK \text{ (käyttöaste 95,7 \%)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{Rd,x} &= \frac{24m_x}{b_r^2} \frac{1}{\left[\sqrt{3 + \left(\frac{b_r}{a_r}\right)^2} - \frac{b_r}{a_r} \right]^2} = 112,734 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > 111,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ &\rightarrow OK \text{ (käyttöaste 98,9 \%)} \end{aligned}$$

Eli taulukossa L/A 2 esitetyt raudoitukset sekä niiden poikkileikkausalat ja momenttikapasiteetit (taulukossa L/A 3) ovat myötöviivateorialla saadut tulokset. Lasketaan vielä raudoitusten kokonaispoikkileikkausala kattolaatassa kertomalla poikkileikkausalat $A_{s,y}$, $A_{s,1}$ ja $A_{s,3}$ pidemmällä jännemitalla ja vastaavasti poikkileikkausalat $A_{s,x}$, $A_{s,2}$ ja $A_{s,4}$ lyhyemmällä jännemitalla:

$$\begin{aligned}
 A_{s,yht} &= (A_{s,y} + A_{s,1} + A_{s,3}) * a + (A_{s,x} + A_{s,2} + A_{s,4}) * b \\
 &= (753,98 + 2 * 1028,16) \frac{mm^2}{m} * 9,6 m \\
 &\quad + (753,98 + 2 * 1028,16) \frac{mm^2}{m} * 7,2 m = 47213 mm^2
 \end{aligned}$$

Leikkausvoimat määritetään myötöviivakuvion mukaisten osien avulla. Tähän tarvitaan parametrejä ξ ja η , jotka saadaan kaavoilla 17–19, koska $a_r \geq b_r$:

$$\begin{aligned}
 \xi_1 = \xi_2 = \xi &= \sqrt{\frac{6m_y}{p_u a^2} (\lambda + \mu_{2/4})} = \sqrt{\frac{6 * 138,44 \text{ kNm/m}}{116,528 \frac{kN}{m^2} * (9,6 m)^2} (0,97 + 1,36)} \\
 &= 0,424786
 \end{aligned}$$

$$\eta = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1 + \mu_3}{1 + \mu_1}}} = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1 + 1,36}{1 + 1,36}}} = 0,5$$

Nyt leikkausvoimat saadaan kaavoilla:

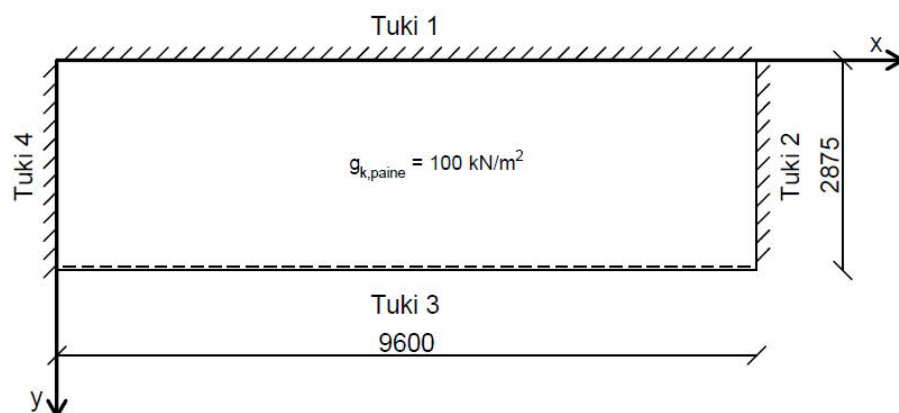
$$v_1 = v_3 = \eta b p_{Ed} = 0,5 * 7,2 m * 111,5 \frac{kN}{m^2} = 401,4 kN/m$$

$$v_2 = v_4 = \xi a p_{Ed} = 0,424786 * 9,6 m * 111,5 \frac{kN}{m^2} = 454,691 kN/m$$

Pitkä seinä:

Käydään vielä yhden seinän laskenta läpi niiltä osin kuin se eroaa kattolaatan laskennasta.

Pitkän seinän mitat, kuormat sekä tuenta on esitetty kuvassa L/A 2.



Kuva L/A 2. Pitkän seinän mitat, kuormat ja tuenta.

Lähtötiedot pitkälle seinälle on esitetty taulukossa L/A 4.

Taulukko L/A 4. Lähtötiedot pitkälle seinälle.

a	9600 mm
b	2875 mm
h	300 mm
f_{cd} = f_{ck}	35 N/mm ²
f_{yd} = f_{yk}	500 N/mm ²
suojabetonipaksuus	20 mm
g_{k,paine}	100 kN/m ²

Seinien taivutuksen mitoituksessa ei huomioida omia painoja eikä hyötykuormaa, jolloin mitoittavaksi kuormaksi saadaan:

$$p_{Ed} = 1,0 * g_{k,paine} = 100 \frac{kN}{m^2}$$

Minimiraudoitukseksi saadaan nyt:

$$A_{s,min} = 0,0017bh = 0,0017 * 1000 \text{ mm} * 300 \text{ mm} = 510 \text{ mm}^2/m$$

Tästä saadaan suurimmat mahdolliset keskiövälit teräksille T8, T10 ja T12:

$$T8: k = \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{510 \text{ mm}^2/m}{\pi * (4 \text{ mm})^2}} = 98,5598 \text{ mm} \approx 90 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \rightarrow k_{max} = 90 \text{ mm}$$

$$T10: k = \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{510 \text{ mm}^2/m}{\pi * (5 \text{ mm})^2}} = 154 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \rightarrow k_{max} = 150 \text{ mm}$$

$$T12: k = \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{510 \text{ mm}^2/m}{\pi * (6 \text{ mm})^2}} = 221,759 \text{ mm} \approx 220 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \rightarrow k_{max} = 150 \text{ mm}$$

Pitkälle seinälle riittää, että käytetään minimiraudoituksia paitsi seinän liitoksessa kattolaataan (tuella 1), jossa luonnollisesti käytetään samaa raudoitusta kuin kattolaatalla kyseisessä kohdassa. Kahden rakenteen liitoksessa määrääväksi raudoitukseksi tulee se, jolla saavutetaan riittävä kestävyys molemmilla rakenteilla. Tässä tapauksessa on helppo päätellä, että liitoksessa noudatetaan kattolaatan raudoitusta, sillä kattolaatan lyhyempi jännemitta on huomattavasti suurempi kuin seinällä. Seinän alapäähän ei sijoiteta tuki-raudoitusta, koska liitos lattiaan on vapaasti tuettu. Pitkän seinän raudoitukset sekä niiden poikkileikkausalat ja momenttikapasiteetit on esitetty taulukossa L/A 5.

Taulukko L/A 5. Pitkän seinän raudoitukset sekä niiden poikkileikkausalat ja momenttikapasiteetit.

	Raudoitus	$A_{s,i}$ (mm²/m)	m_i (kNm/m)
Kenttä, y	T10 k150	523,60	71,02
Kenttä, x	T10 k150	523,60	68,40
Tuki 1	T12 k110	1028,16	137,08
Tuki 2	T10 k150	523,60	71,02
Tuki 3	-	0	0
Tuki 4	T10 k150	523,60	71,02

Laskenta suoritetaan samalla tavalla kuin kattolaatalle. Myötökuormiksi saadaan nyt:

$$p_u = p_{Rd,y} = 180,28 \frac{kN}{m^2} > 100 \frac{kN}{m^2} \rightarrow OK \text{ (käyttöaste 55,5 \%)}$$

$$p_{Rd,x} = 173,634 \frac{kN}{m^2} > 100 \frac{kN}{m^2} \rightarrow OK \text{ (käyttöaste 57,6 \%)}$$

Lähemmäs mitoittavaa kuormaa ei päästä rikkomatta minimiraudoitusvaatimusta. Täten taulukossa L/A 5 esitetyt arvot ovat myötöviivateorian tulokset pitkälle seinälle. Raudoitusten kokonaispoikkileikkausalaksi saadaan nyt 19412,90 mm².

Leikkausvoimat määritetään samalla periaatteella kuin kattolaatalle. Myötöviivakuvion parametreiksi saadaan nyt:

$$\xi_1 = \xi_2 = \xi = 0,224379$$

$$\eta = 0,631213$$

Leikkausvoimat saadaan nyt kaavoilla:

$$v_1 = \eta b p_{Ed} = 0,631213 * 2,875 \text{ m} * 100 \frac{kN}{m^2} = 181,474 \text{ kN/m}$$

$$v_3 = (1 - \eta) b p_{Ed} = 106,026 \text{ kN/m}$$

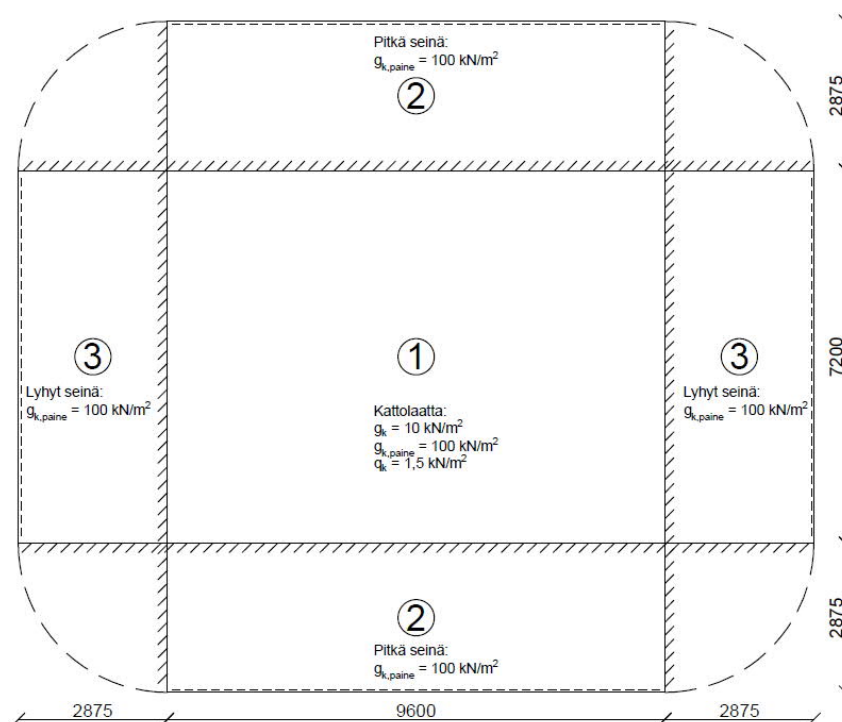
$$v_2 = v_4 = \xi a p_{Ed} = 0,224379 * 9,6 \text{ m} * 100 \frac{kN}{m^2} = 215,404 \text{ kN/m}$$

Lyhyelle seinälle laskenta suoritetaan samalla tavalla kuin pitkälle seinälle. Kaikki myötöviivateorialla saadut tulokset on esitetty luvussa 8.1.

LIITE B: LASKENTA MASSIIVILAATTAMENETELMÄLLÄ

Laskenta suoritetaan massiivilaattamenetelmän mukaisilla merkinnöillä, jotka siis poikkeavat kuvan 28 merkinnöistä (alaindeksit x ja y päinvastaiset). Lopulliset tulokset esitetään kuitenkin kyseisen kuvan merkinnöillä.

Massiivilaattamenetelmä lähtee liikkeelle laskuissa käytettävien laatastonsien määrittämisestä. Aluksi käytetään jakoa, jossa kattolaatta on osa 1, pitkä seinä osa 2 ja lyhyt seinä osa 3. Laskennassa riittää, että tarkastellaan yhtä pitkää ja yhtä lyhyttä seinää, sillä tilanne on luonnollisesti symmetrinen kattolaatan vastakkaisella puolella. Kuormat sekä alustava laatastonsiinijako on esitetty kuvassa L/B 1.



Kuva L/B 1. Kuormat ja alustava laatastonsiinijako.

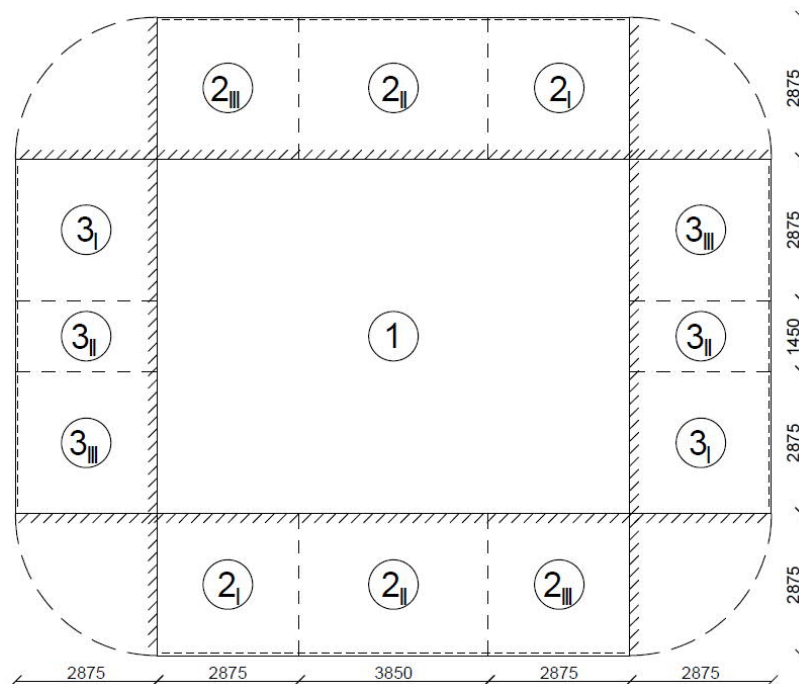
Koska ovi- ja hätäpoistumisaukkoja ei laskentaesimerkissä huomioida, ainoat tarkistettavat asiat ovat laattojen sivumittojen suhteet:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{9,6 \text{ m}}{7,2 \text{ m}} = 1,333 \dots \leq 2,0 \quad (\text{Osa 1})$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{9,6 \text{ m}}{2,875 \text{ m}} = 3,33913 > 2,0 \quad (\text{Osa 2})$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{7,2 \text{ m}}{2,875 \text{ m}} = 2,50435 > 2,0 \quad (\text{Osa 3})$$

Osa 1 voidaan tarkastella sellaisenaan, mutta osat 2 ja 3 joudutaan jakamaan kolmeen osaan kuvan 13 periaatteen mukaisesti. Lopullinen osiin jako, jota laskennassa käytetään, on esitetty kuvassa L/B 2.



Kuva L/B 2. Laskennassa käytettävä laataston osiin jako.

Perustapausten kenttä- ja tukimomentit:

Osa 1 (kattolaatta):

Osa 1 on kaikilta neljältä sivuiltaan jäykästi tuettu, jolloin momenttikertoimet saadaan tuentatapauksen 9 arvoista (BY202 osa 2 1982, taulukko 3.1, s. 333). Momenttikertoimien lineaarinen interpolointi sivumittojen suhteelle 1,333 on esitetty taulukossa L/B 1.

Taulukko L/B 1. Momenttikertoimien lineaarinen interpolointi sivumittojen suhteiden 1,3 ja 1,4 avulla tuentatapaukselle 9 (BY202 osa 2 1982, s. 333).

Sivumittojen suhde L_y/L_x	Momenttikertoimet			
	α_{ys}	α_{xs}	α_{yl}	α_{xl}
1,3	0,0308	0,0414	0,0167	0,0231
1,333	0,030867	0,042433	0,0165	0,0236
1,4	0,0310	0,0445	0,0164	0,0246

Perustapausten kenttä- ja tukimomentit saadaan nyt kaavan 24 avulla. Kuormana käytetään nyt 110 kN/m^2 (oma paino ja painekuorma), jossa ei siis ole huomioitu hyötykuormaa. Hyötykuorma huomioidaan momenttien tasaamisen jälkeen hyötykuormalisällä.

$$m_{ys} = \alpha_{ys} p_{Ed} L_x^2 = 0,0308 * 110 \frac{kN}{m^2} * (7,2 m)^2 = 176,016 kNm/m$$

$$m_{xs} = \alpha_{xs} p_{Ed} L_x^2 = 241,97 kNm/m$$

$$m_{yf} = \alpha_{yf} p_{Ed} L_x^2 = 94,0896 kNm/m$$

$$m_{xf} = \alpha_{xf} p_{Ed} L_x^2 = 134,577 kNm/m$$

Osat 2_{V/III} ja 3_{V/III} (seinien reunaosat):

Osat 2_{V/III} ja 3_{V/III} ovat samankokoisia sekä niiden tuenta on samanlainen, joten laskenta niille voidaan suorittaa samanlailla. Momenttikertoimet osille saadaan tuentatapauksesta 4, kun osat ensin pidennetään kuvan 13 mukaisesti $2L_x$:n mittaisiksi osiksi I'/III' (sivumittojen suhde on tällöin 2,0). Momenttikertoimet osille on esitetty taulukossa L/B 2.

Taulukko L/B 2. Momenttikertoimet tuentatapaukselle 4 sivumittojen suhteella 2,0 (BY202 osa 2 1982, s. 332).

Sivumittojen suhde L_y/L_x	Momenttikertoimet			
	α_{ys}	α_{xs}	α_{yf}	α_{xf}
2,0	0,0520	0,0840	0,0250	0,0538

Perustapausten momentit saadaan jälleen kaavalla 24. Seiniä kuormittaa ainoastaan painekuorma ($p_{Ed} = 100 \text{ kN/m}^2$).

$$m_{ys} = \alpha_{ys} p_{Ed} L_x^2 = 0,0520 * 100 \frac{kN}{m^2} * (2,875 m)^2 = 42,9813 kNm/m$$

$$m_{xs} = 69,4314 kNm/m$$

$$m_{yf} = 20,6641 kNm/m$$

$$m_{xf} = 44,4691 kNm/m$$

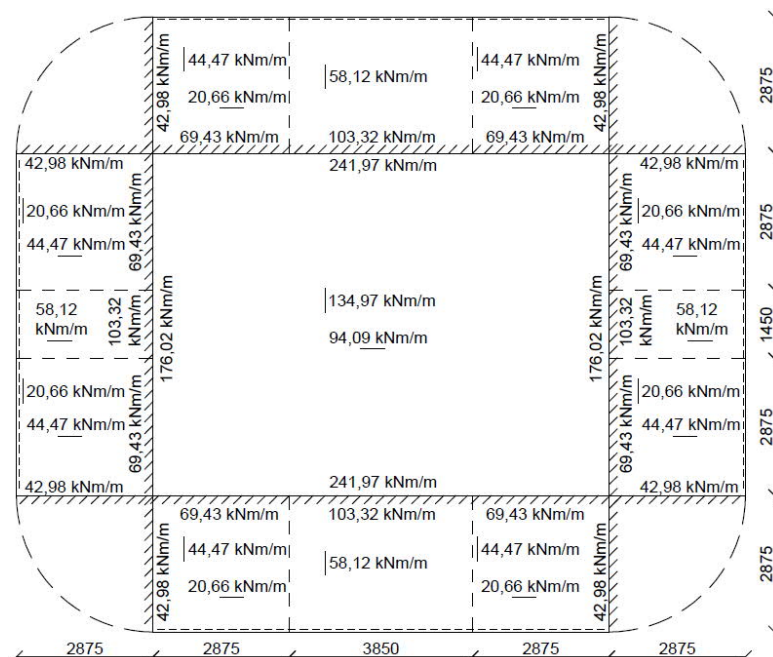
Osat 2_{II} ja 3_{II} (seinien keskiosat):

Osat 2_{II} ja 3_{II} lasketaan yhteen suuntaan kantavina laattoina, joiden pituudet kuvan 13 mukaisesti ovat $L_y - 2L_x$. Osille voidaan käyttää rakennemallia, jossa yläpää on jäykästi ja alapää vapaasti tuettu. Kyseiselle rakennemallille yläpäähän tukimomentti sekä kenttämomentti saadaan lujuusopin kaavojen mukaisesti:

$$m_{xs} = \frac{1}{8} p_{Ed} L_x^2 = \frac{1}{8} * 100 \frac{kN}{m^2} * (2,875 m)^2 = 103,32 kNm/m$$

$$m_{xf} = \frac{9}{128} p_{Ed} L_x^2 = 58,1177 \text{ kNm/m}$$

Tasaamattomat kenttä- ja tukimomentit koko laatastolle on esitetty kuvassa L/B 3. Kuvissa kenttämomenttien lukuarvojen eteen tai alapuolelle on merkitty viiva, jonka suuntainen kyseinen kenttämomentti on.



Kuva L/B 3. Perustapausten (tasaamattomat) kenttä- ja tukimomentit.

Tukimomenttien tasaus:

Tukimomenttien tasaus suoritetaan menetelmän B mukaisesti laattojen suhteellisten jäykkyyksien mukaisesti. Tätä varten tarvitaan jokaisen osan suhteellinen jäykkyyysluku k , joka saadaan kaavalla 26. Jäykkyykertoimet β saadaan osan tuentatapausta vastaavasta taulukosta (esimerkiksi lähteestä BY202 osa 2 1982, taulukko 3.2, s. 333–334). Osalle 1 jäykkyykertoimet (interpoloitu osan sivumittojen suhteelle) on esitetty taulukossa L/B 3.

Taulukko L/B 3. Jäykkyykertoimien interpolointi tuentatapaukselle 9 sivumittojen 1,3–1,4 väliltä (BY202 osa 2 1982, s. 334)

Sivumittojen suhde L_y/L_x	Jäykkyykertoimet	
	β_1	β_2
1,3	7,46	6,35
1,333	7,42	6,23333
1,4	7,34	6,00

Alaindeksiä 1 käytetään, kun tarkastellaan osan lyhyen sivun liitosta ja vastaavasti alaindeksiä 2 osan pitkän sivun liitoksessa. Osat 2_{II'} ja 3_{II'} ovat yhteen suuntaan kantavia, jolloin massiivilaattamenetelmän taulukoita ei periaatteessa voida niille käyttää, sillä taulukot pätevät ainoastaan ristiin kantaville laatoille. Tässä kuitenkin yhteen suuntaan kantava laatta on ajateltu ristiin kantavana laattana, jonka pidempi sivu on äärettömän pitkä lyhyeen sivuun verrattuna. Tällöin laatan pidemmän sivun suuntaisella jäykkyydellä ei juurikaan ole merkitystä lyhyen sivun suuntaiseen jäykkyyteen, mikä vastaa likimain yhteen suuntaan kantavan laatan toimintaperiaatetta. Nyt jäykkyyksikertoimeksi osille 2_{II'} ja 3_{II'} saadaan tuentatapauksen 2 mukaisesti sivumittojen suhteella ∞ , $\beta = 3,00$ (BY202 osa 2 1982, s. 333).

Laskuissa tarvittavat jäykkyyksiluvut (h on kattolaatalle 400 mm ja seinille 300 mm):

$$k_{1,1} = \beta_1 \frac{h^3}{L_x} = 7,42 * \frac{(0,4 \text{ m})^3}{7,2 \text{ m}} = 0,065956 \text{ m}^2$$

$$k_{2,1} = \beta_2 \frac{h^3}{L_x} = 6,23333 * \frac{(0,4 \text{ m})^3}{7,2 \text{ m}} = 0,055407 \text{ m}^2$$

$$k_{2,2II'} = k_{2,2III'} = k_{2,3I'} = k_{2,3III'} = 4,19 * \frac{(0,3 \text{ m})^3}{2,875 \text{ m}} = 0,03935 \text{ m}^2$$

$$k_{2,2III'} = k_{2,3III'} = 3,00 * \frac{(0,3 \text{ m})^3}{2,875 \text{ m}} = 0,028174 \text{ m}^2$$

Osat 1 ja 2_{I'}:

Osien liitoksessa tukimomenttien erotus on:

$$\Delta m = 241,97 \frac{kNm}{m} - 69,43 \frac{kNm}{m} = 172,54 \text{ kNm/m}$$

Tasausmomentit saadaan nyt kaavalla 25:

$$\Delta m_1 = \frac{k_{2,1}}{k_{2,1} + k_{2,2I'}} \Delta m = \frac{0,055407 \text{ m}^2}{0,055407 \text{ m}^2 + 0,03935 \text{ m}^2} * 172,54 \frac{kNm}{m} \\ = 100,889 \text{ kNm/m}$$

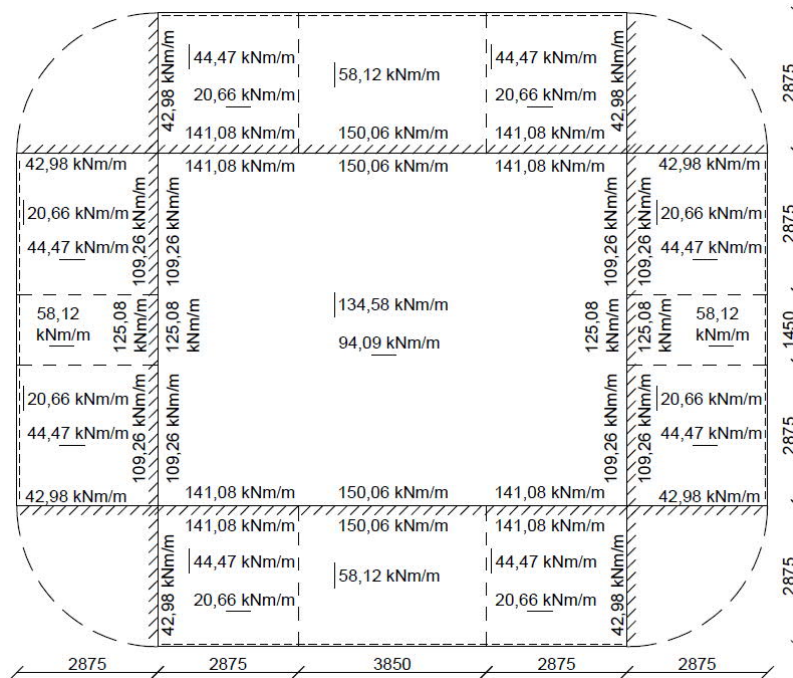
$$\Delta m_{2I'} = \frac{k_{2,2I'}}{k_{2,1} + k_{2,2I'}} \Delta m = \frac{0,03935 \text{ m}^2}{0,055407 \text{ m}^2 + 0,03935 \text{ m}^2} * 172,54 \frac{kNm}{m} \\ = 71,6512 \text{ kNm/m}$$

Tasatut tukimomentit osien 1 ja 2_{I'} liitoksessa saadaan lisäämällä vastaavat tasausmomentit perustapausten tukimomentteihin. Suurempaan (osan 1) tukimomenttiin tasausmomentti lisätään vastakkaismerkkisenä.

$$m_{xs,1} = 241,97 \frac{kNm}{m} - 100,889 \frac{kNm}{m} = 141,081 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{xs,2II} = 69,43 \frac{kNm}{m} + 71,6512 \frac{kNm}{m} = 141,081 \frac{kNm}{m}$$

Muiden osien liitoksille tukimomenttien tasaus suoritetaan samalla periaatteella. Tasatut tukimomentit on esitetty kuvassa L/B 4.



Kuva L/B 4. Tasatut tukimomentit sekä perustapausten kenttämomentit.

Kenttämomenttien tasaus:

Tukimomenttien tasauksen myötä myös kenttämomentit on tasattava. Tukimomentin muutoksella on päinvastainen vaikutus perustapausten kenttämomenttien arvoihin.

Osa 1:

Osan 1 tukimomentit kaikissa liitoksissa pienenevät. Tukimomenttien muutokset pitkällä sivulla eli osan 1 liitoksissa osiin 2_{I/III} ja 2_{II}:

$$\Delta m_1 = 100,889 \frac{kNm}{m} \quad (\text{osan 1 liitos osiin } 2_I \text{ ja } 2_{III})$$

$$\Delta m_1 = 91,913 \frac{kNm}{m} \quad (\text{osan 1 liitos osaan } 2_{II})$$

Tukimomenttien muutokset lyhyellä sivulla eli osan 1 liitoksissa osiin 3_{I/III} ja 3_{II}:

$$\Delta m_1 = 66,7602 \frac{kNm}{m} \quad (\text{osan 1 liitos osiin } 3_I \text{ ja } 3_{III})$$

$$\Delta m_1 = 50,9402 \frac{kNm}{m} \quad (\text{osan 1 liitos osaan } 3_{II})$$

Lasketaan keskiarvot tukimomenttien muutoksille molemmilla sivuilla suhteessa osien $2_{I/III}$, 2_{II} , $3_{I/III}$ ja 3_{II} pituuksiin:

$$\Delta m_1 = \frac{2 \cdot 2,875 \text{ m} \cdot 100,889 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 3,85 \text{ m} \cdot 91,913 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{9,6 \text{ m}} = 97,2893 \text{ kNm/m} \quad (\text{pitkällä sivulla})$$

$$\Delta m_1 = \frac{2 \cdot 2,875 \text{ m} \cdot 66,7602 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 1,45 \text{ m} \cdot 50,9402 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{7,2 \text{ m}} = 63,5742 \text{ kNm/m} \quad (\text{lyhyellä sivulla})$$

Tukimomenttien pienenemisen vaikutus kenttämomenttiin lasketaan kaavalla 27. Tätä varten tarvitaan kenttämomentin korjauskertoimet ψ , jotka saadaan massiivilaattamenetelmän taulukoista (esimerkiksi lähteestä BY202 osa 2 1982, taulukko 3.3, s. 335). Interpoloidut korjauskertoimet osan 1 sivumittojen suhteelle on esitetty taulukossa L/B 4.

Taulukko L/B 4. Kenttämomenttien korjauskertoimien interpolointi sivumittojen 1,3–1,4 väliltä (BY202 osa 2 1982, s. 334)

Sivumittojen suhde L_y/L_x	Lyhyt sivu		Pitkä sivu	
	ψ_y	ψ_x	ψ_y	ψ_x
1,3	0,135	0,325	0,350	0,373
1,333	0,126667	0,321667	0,343667	0,381333
1,4	0,110	0,315	0,331	0,398

Kun lasketaan lyhyen sivun tukimomenttien muutosten vaikutusta kenttämomentteihin, käytetään vasemman puoleista saraketta ja vastaavasti oikean puoleista saraketta, kun tarkastellaan pitkän sivun tukimomenttien muutoksen vaikutusta. Kertoimia ψ_x käytetään, kun lasketaan tukimomenttien muutoksen vaikutusta x-akselin suuntaiseen kenttämomenttiin ja vastaavasti kertoimia ψ_y , kun lasketaan y-akselin suuntaisen kenttämomentin muutosta. Kenttämomenttien muutokset:

$$\Delta m_{xf} = 0,321667 \cdot 63,5742 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 0,3811333 \cdot 97,2893 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} = 57,5494 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\Delta m_{yf} = 0,126667 \cdot 63,5742 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 0,343667 \cdot 97,2893 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} = 41,4879 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Koska tukimomentit pienenivät, saadaan tasatut kenttämomentit lisäämällä niihin kenttämomenttien muutokset. Koska tukimomentit muuttuivat molemmin puolin osaa 1, huomioidaan kenttämomenttien muutos kaksinkertaisena:

$$m_{xf} = 134,58 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 2 \cdot 57,5494 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} = 249,679 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{yf} = 94,09 \frac{kNm}{m} + 2 * 41,4879 \frac{kNm}{m} = 177,066 \frac{kNm}{m}$$

Seinien osille kenttämomentit tasataan samalla periaatteella. Koska seinien tukimomentit kasvoivat, lasketaan kenttämomenttien muutos kaavalla 28, jossa huomioidaan kerroin ζ (taulukosta 2). Kenttämomentin muutos lisätään tasaamattomiin kenttämomenteihin negatiivisena, koska tukimomenttien muutos on positiivista. Yhteen suuntaan kantavien osien 2_{II} ja 3_{II} kenttämomenttien korjauskertoimet voidaan jälleen ottaa riviltä, jossa sivumittojen suhde on ∞ .

Hyötykuormalisä:

Lopuksi huomioidaan vielä osalle 1 eli kattolaatalle tuleva hyötykuorma. Hyötykuormalisä lasketaan kaavalla 29. Hyötykuorman momenttikertoimet saadaan jälleen massiivi-laattamenetelmän taulukoista (esimerkiksi lähteestä BY202 osa 2 1982, taulukko 3.5, s. 336). Hyötykuorman momenttikertoimien interpolointi osan 1 sivumittojen suhteelle ja tuentatapaukselle on esitetty taulukossa L/B 5.

Taulukko L/B 5. Hyötykuorman momenttikertoimien interpolointi sivumittojen 1,3–1,4 väliltä tuentatapaukselle 9 (BY202 osa 2 1982, s. 334)

Sivumittojen suhde L_y/L_x	Momenttikertoimet	
	α_{qy}	α_{qx}
1,3	0,0076	0,0153
1,333	0,007533	0,015933
1,4	0,0074	0,0172

Hyötykuormalisät (hyötykuorma on 1,5 kN/m²):

$$\Delta m_{fqx} = \alpha_{qx} q_{md} L_x^2 = 0,015933 * 1,5 \frac{kN}{m^2} * (7,2 m)^2 = 1,23898 kNm/m$$

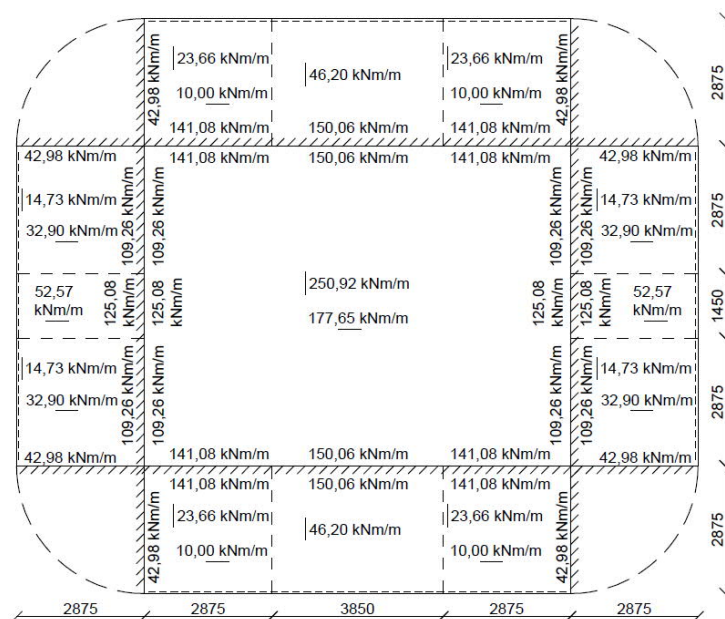
$$\Delta m_{fqy} = \alpha_{qy} q_{md} L_x^2 = 0,007533 * 1,5 \frac{kN}{m^2} * (7,2 m)^2 = 0,585792 kNm/m$$

Lopulliset kenttämomentit osalle 1 saadaan lisäämällä niihin vastaavan suuntaiset hyötykuormalisät:

$$m_{xf} = 249,679 \frac{kNm}{m} + 1,23898 \frac{kNm}{m} = 250,918 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{yf} = 177,066 \frac{kNm}{m} + 0,585792 \frac{kNm}{m} = 177,652 \frac{kNm}{m}$$

Massiivilaattamenetelmällä saadut kenttä- ja tukimomentit on esitetty kuvassa L/B 5.



Kuva L/B 5. Massiivilaattamenetelmän kenttä- ja tukimomentit.

Raudoitusten laskennassa sekä tuloksien yhteenvedossa kattolaatan tukimomenteina sekä seinien kenttä- ja tukimomenteina käytetään suurimpia arvoja koko seinällä.

Leikkausvoimat:

Leikkausvoimat määritetään kaavoilla 36–38.

Kattolaatta:

Koska kaikki sivut ovat jäykästi kiinnitettyjä, saadaan leikkausvoimat kaikilla tuilla kaavalla 36:

$$v_i = 0,5p_{Ed}L_x = 0,5 * 111,5 \frac{kN}{m^2} * 7,2 m = 401,4 kN/m$$

Pitkä ja lyhyt seinä:

Molemmille seinille kohdistuu yhtä paljon kuormaa sekä niiden lyhyet sivumitat ovat yhtä suuret. Tällöin leikkausvoimat molemmille seinille saadaan kaavoilla 36–38:

$$v_1 = 0,6p_{Ed}L_x = 0,6 * 100 \frac{kN}{m^2} * 2,875 m = 172,5 kN/m$$

$$v_2 = v_4 = 0,5p_{Ed}L_x = 0,5 * 100 \frac{kN}{m^2} * 2,875 m = 143,75 kN/m$$

$$v_3 = 0,4p_{Ed}L_x = 0,4 * 100 \frac{kN}{m^2} * 2,875 m = 115 kN/m$$

Raudoitukset:

Kattolaatta:

Lähtötiedot kattolaatan raudoitusta varten on esitetty taulukossa L/B 6 (määritetty liitteessä A).

Taulukko L/B 6. Lähtötiedot kattolaatalle.

L_y	9600 mm
L_x	7200 mm
h	400 mm
f_{cd} = f_{ck}	35 N/mm ²
f_{yd} = f_{yk}	500 N/mm ²
suojabetonipaksuus	20 mm
A_{s,min}	680 mm ² /m

Mitoittavat taivutusmomentit kattolaatalle on esitetty taulukossa L/B 7.

Taulukko L/B 7. Mitoittavat taivutusmomentit kattolaatalle.

	m_i (kNm/m)
Kenttä, y	250,92
Kenttä, x	177,65
Tuki 1	150,06
Tuki 2	125,02
Tuki 3	150,06
Tuki 4	125,02

Kenttä, y:

Arvioidaan käytettävän teräksen paksuudeksi 16 mm. Tällöin teholliseksi korkeudeksi saadaan:

$$d = 400 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 372 \text{ mm}$$

Suhteellinen momentti saadaan kaavalla 40:

$$\mu = \frac{m_y}{bd^2f_{cd}} = \frac{250,92 * 10^{-6} \frac{Nmm}{m}}{1000 \text{ mm} * (372 \text{ mm})^2 * 35 \text{ N/mm}^2} = 0,051806$$

Tehollinen puristuspinna saadaan nyt kaavalla 43:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,051806} = 0,053222$$

Sisäinen momenttivarsi kaavalla 44:

$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 372 \text{ mm} * \left(1 - \frac{0,053222}{2}\right) = 362,101$$

Tarvittava raudoituksen poikkileikkausala saadaan nyt kaavalla 45:

$$A_{s,y} = \frac{m_y}{z f_{yd}} = \frac{250,92 * 10^{-6} \frac{Nmm}{m}}{362,101 \text{ mm} * 500 \text{ N/mm}^2} = 1385,91 \frac{\text{mm}^2}{m} \geq 680 \frac{\text{mm}^2}{m} \rightarrow OK$$

Jaoksi saadaan tällöin 10 mm:n tarkkuudella:

$$k = \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{1385,91 \text{ mm}^2/m}{\pi * (8 \text{ mm})^2}} = 145,075 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Raudoituksen T16 k140 poikkileikkausalaksi saadaan:

$$A_{s,y} = \frac{b}{k} * A_{s,T16} = \frac{1000 \text{ mm}}{140 \text{ mm}} * \pi * (8 \text{ mm})^2 = 1436,16 \text{ mm}^2/m$$

Kenttä- ja tukiraudoitukset muille osille määritetään samalla periaatteella. Tukiraudoituksia määrittäessä on huomioitava, että saadaan todennäköisesti kaksi eri raudoitusta kattolaatan ja seinän puolilla liitosta. Tällöin liitoksen molemmin puolin käytetään raudoitusta, jonka jako on pienempi. RFEM:n taivutusmomentteja vastaavat raudoitukset saadaan samalla periaatteella.

Kattolaatan raudoitukset sekä niiden poikkileikkausalat on esitetty taulukossa L/B 8.

Taulukko L/B 8. Kattolaatan raudoitukset sekä niiden poikkileikkausalat.

	Raudoitus $A_{s,i}$ (mm^2/m)	
Kenttä, y	T16 k140	1436,16
Kenttä, x	T12 k110	1028,16
Tuki 1	T12 k100	1130,97
Tuki 2	T12 k120	942,48
Tuki 3	T12 k100	1130,97
Tuki 4	T12 k120	942,48

Lasketaan vielä raudoitusten kokonaispoikkileikkausala kattolaatassa samalla tavalla kuin liitteessä A eli kertomalla poikkileikkausalat $A_{s,y}$, $A_{s,1}$ ja $A_{s,3}$ pidemmällä jännemitalla ja vastaavasti poikkileikkausalat $A_{s,x}$, $A_{s,2}$ ja $A_{s,4}$ lyhyemmällä jännemitalla:

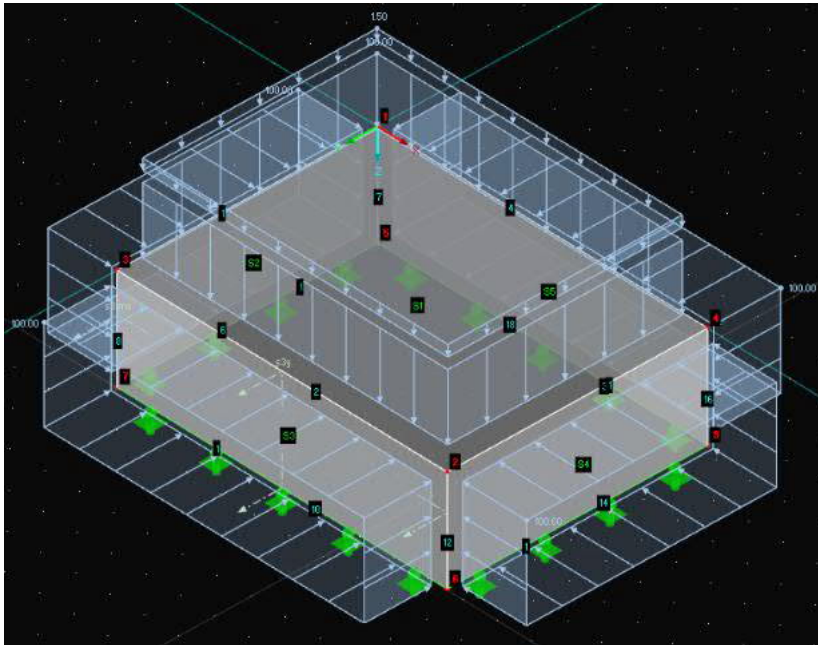
$$\begin{aligned} A_{s,yht} &= (A_{s,y} + A_{s,1} + A_{s,3}) * L_y + (A_{s,x} + A_{s,2} + A_{s,4}) * L_x \\ &= (1436,16 + 2 * 1130,97) \frac{mm^2}{m} * 9,6 m \\ &\quad + (1028,16 + 2 * 942,48) \frac{mm^2}{m} * 7,2 m = 56476,21 mm^2 \end{aligned}$$

Kaikki massiivilaattamenetelmällä saadut tulokset on esitetty luvussa 8.1.

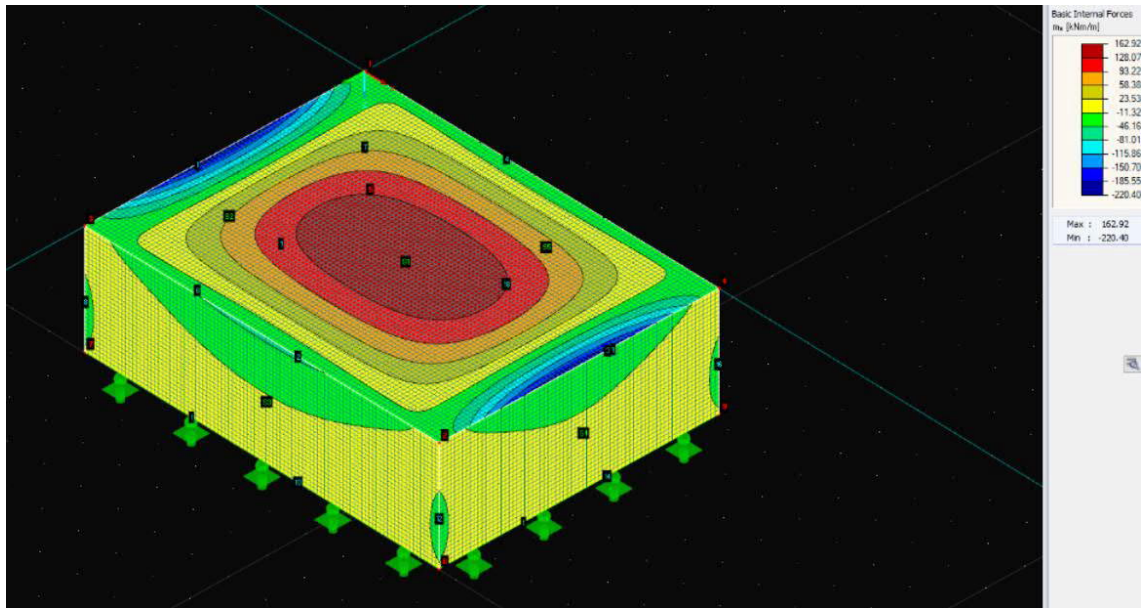
LIITE C: RFEM-LASKENNAN TULOSTEET

Tässä liitteessä on esitetty RFEM:stä otetut näyttökaappaukset, joista käyvät ilmi kuormitustilanteen rakennemalli sekä rasitusjakaumat x ja y-akselin suuntaisille taivutusmomenteille ja leikkausvoimille. Lisäksi liitteessä on esitetty rasituskuvaajat, joista saadaan jokaisen rakenteen mitoittavat voimasuuret tilanteelle, jossa kuorma kohdistuu kaikille rakenteille samanaikaisesti. Mitoittavat voimasuuret on merkitty rasituskuviin. Muille kuormitustilanteille voimasuuret on määritetty samalla periaatteella. Voimasuureille on käytetty kuvan 28 mukaisia merkintöjä. Kaikki RFEM:llä saadut tulokset on esitetty luvussa 8. Luvussa 8.1 esitetyt raudoitusten arvot on laskettu samalla periaatteella kuin massiivilaattamenetelmälle liitteessä B.

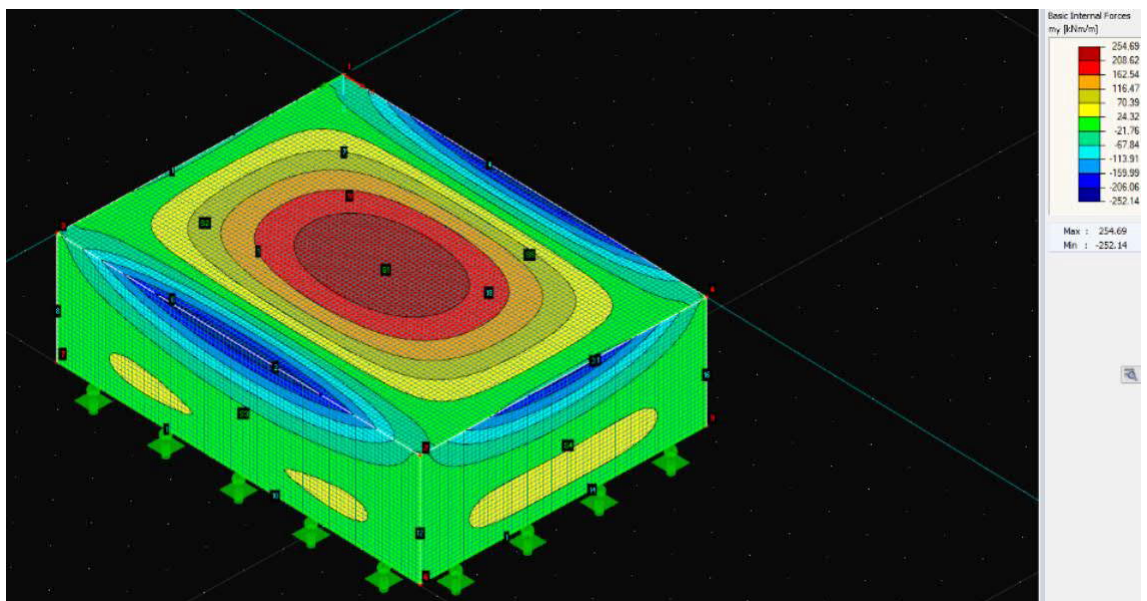
Kuormitustilanne: Paineakuorma jokaisella rakenteella



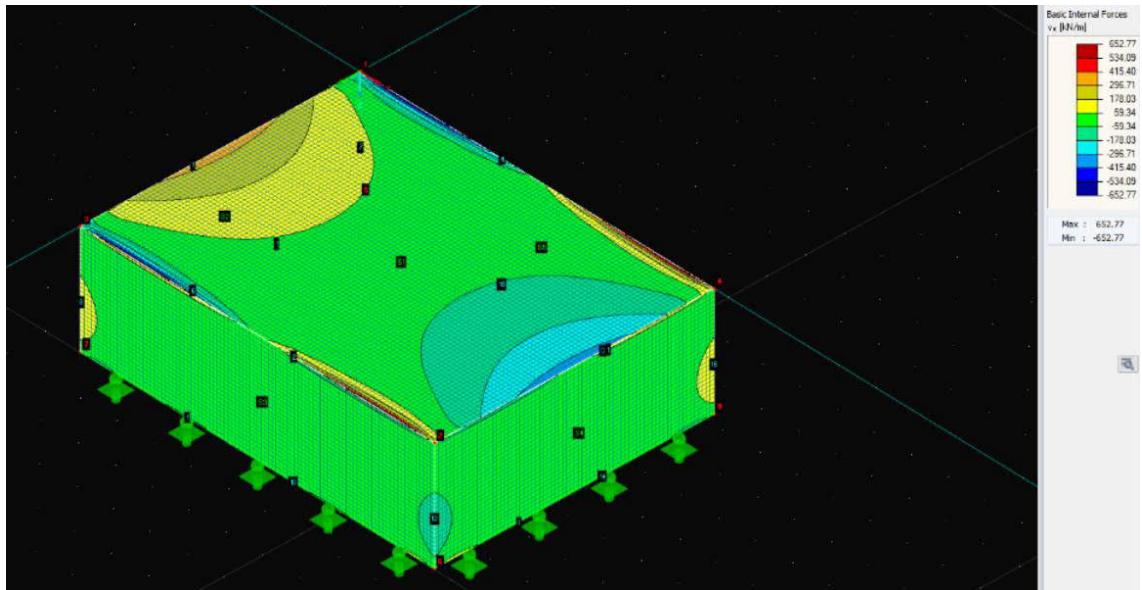
Kuva L/C 1. Rakennemalli, kun painekuorma kohdistuu jokaiselle rakenteelle samanaikaisesti.



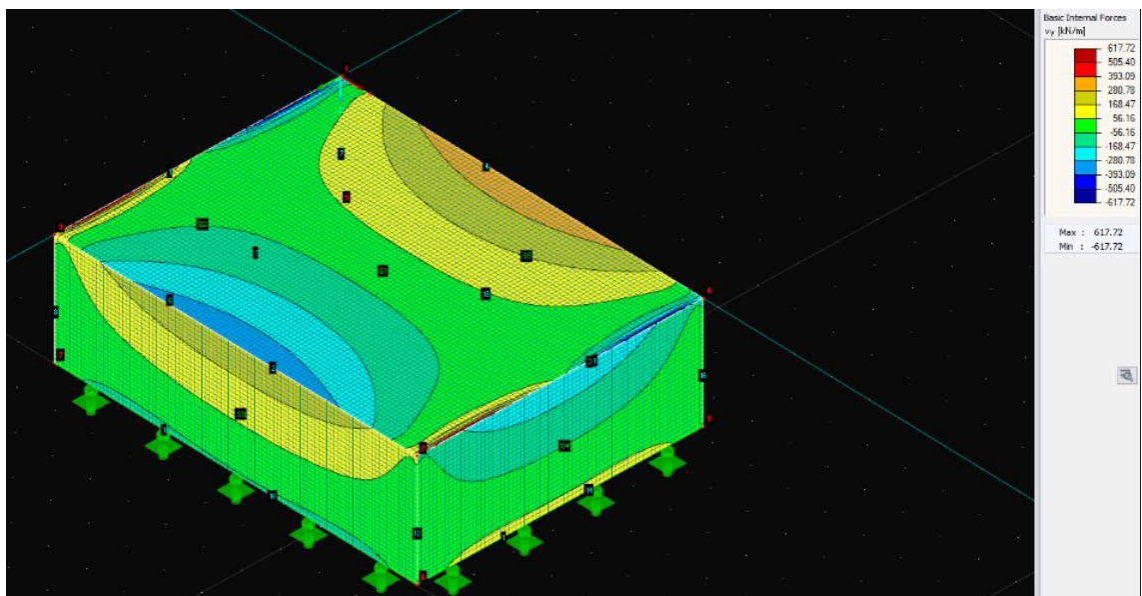
Kuva L/C 2. Taivutusmomentit x-akselin suunnassa.



Kuva L/C 3. Taivutusmomentit y-akselin suunnassa.

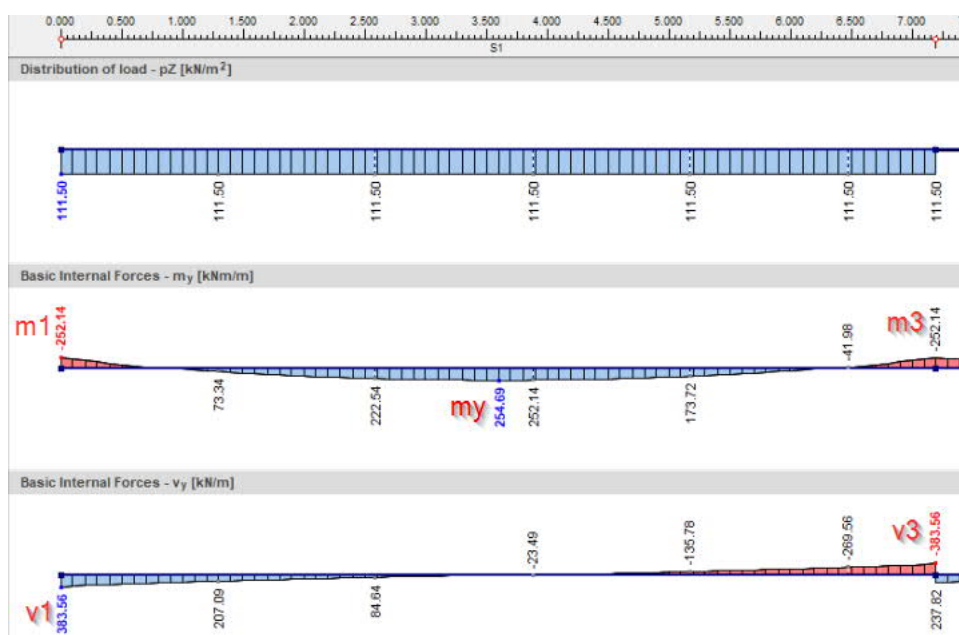


Kuva L/C 4. Leikkausvoimat x-akselin suunnassa.

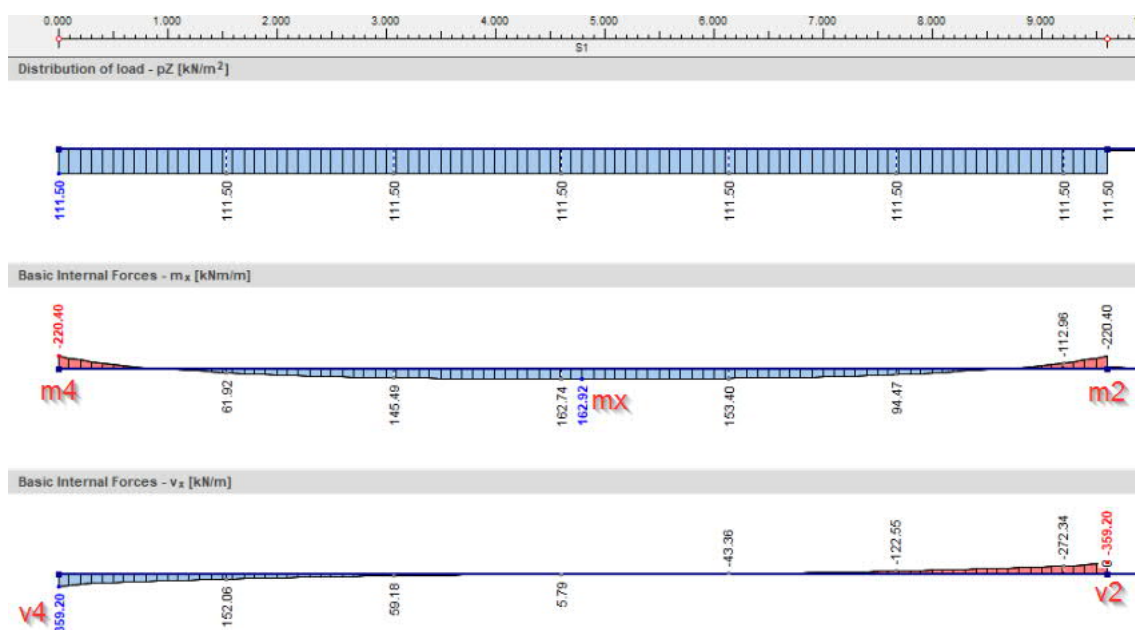


Kuva L/C 5. Leikkausvoimat y-akselin suunnassa.

Rasituskuviot kattolaatalle, kun kuorma kohdistuu jokaiselle rakenteelle:

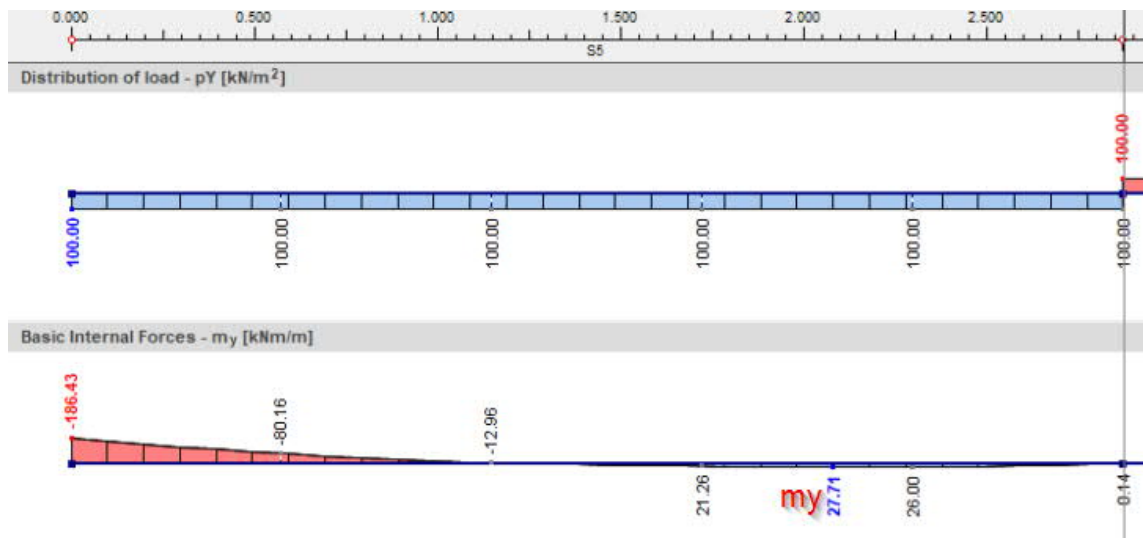


Kuva L/C 6. Taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittavat suureet m_y , m_1 , m_3 , v_1 ja v_3 kattolaatalle (leikkaus kentässä).

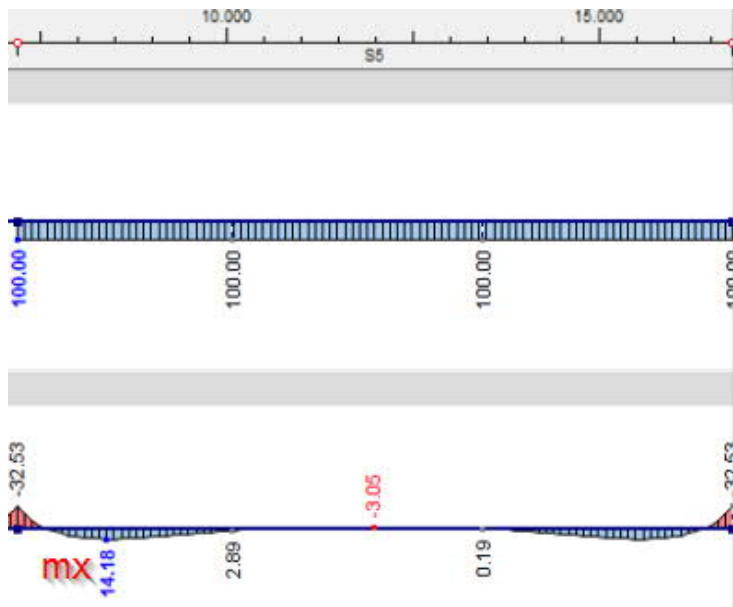


Kuva L/C 7. Taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittavat suureet m_x , m_2 , m_4 , v_2 ja v_4 kattolaatalle (leikkaus kentässä).

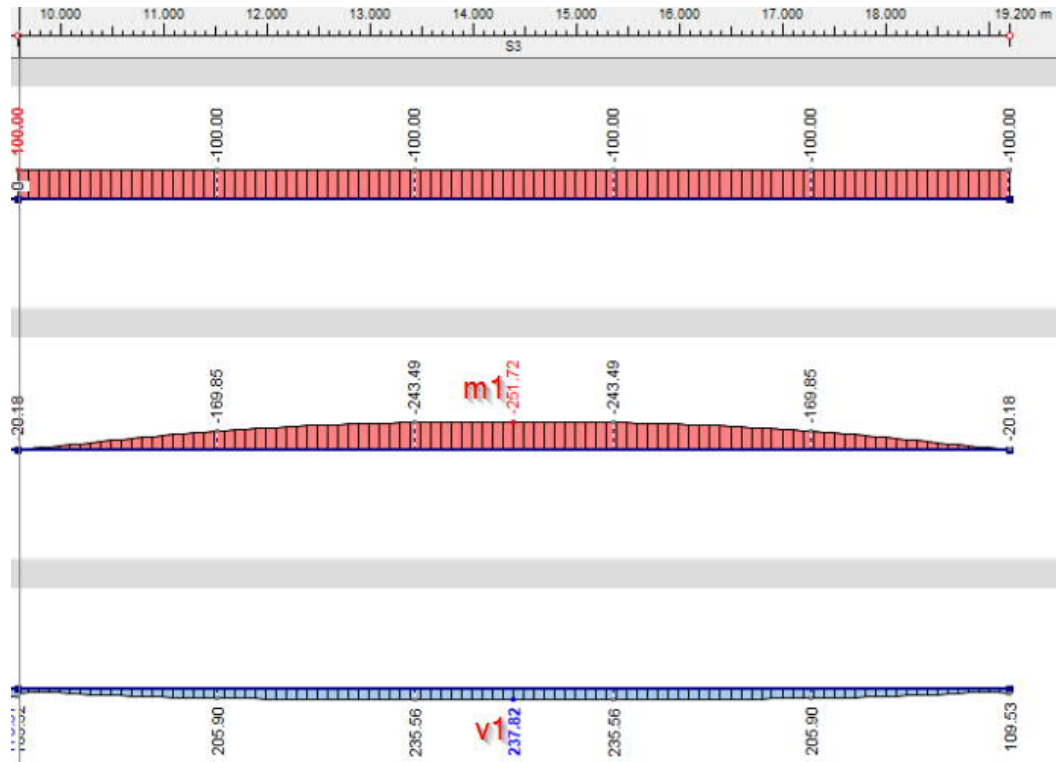
Rasituskuviot pitkälle seinälle, kun kuorma kohdistuu jokaiselle rakenteelle:



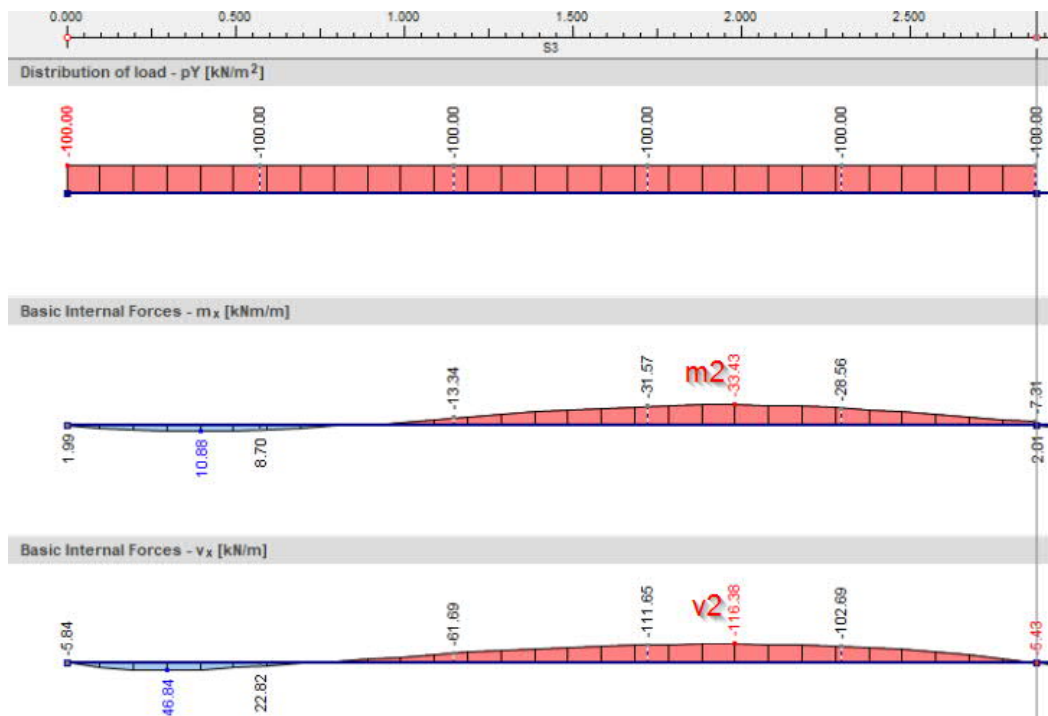
Kuva L/C 8. *Taivutusmomenttikuvio, josta saadaan mitoittava voimasuure m_y pitkälle seinälle (leikkaus kentässä).*



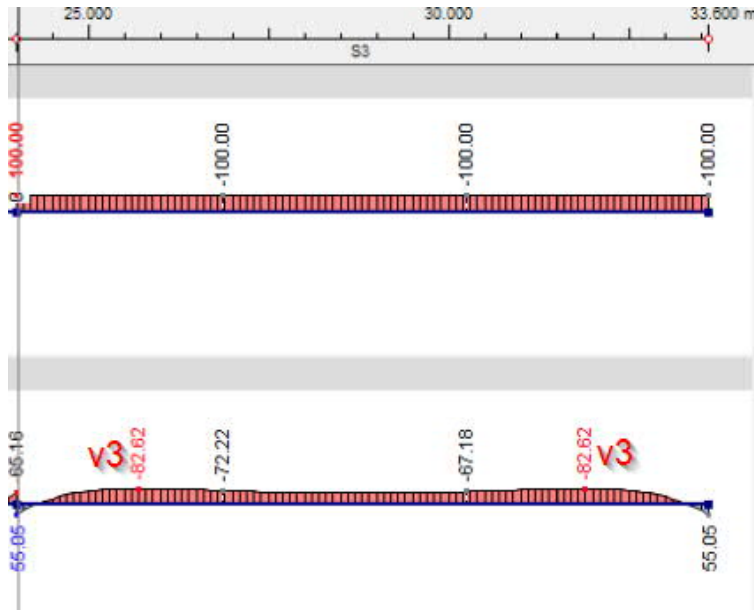
Kuva L/C 9. *Taivutusmomenttikuvio, josta saadaan mitoittava voimasuure m_x pitkälle seinälle (leikkaus kentässä).*



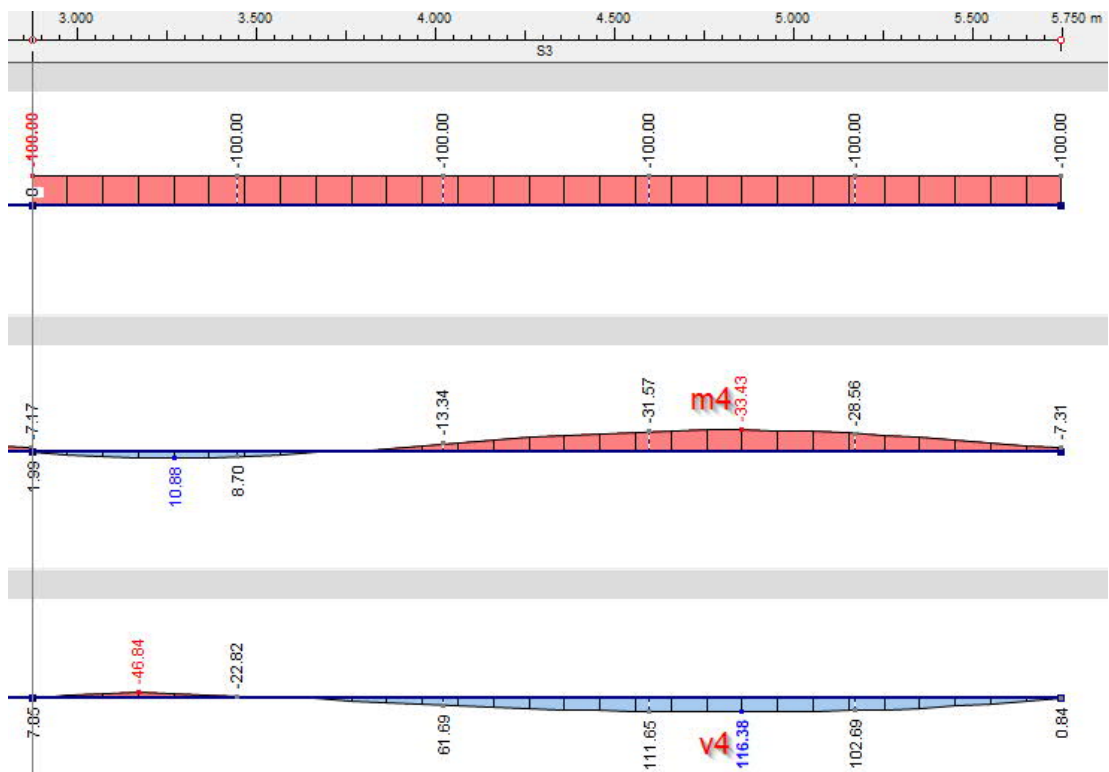
Kuva L/C 10. Taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittavat suuret m_1 ja v_1 pitkälle seinälle (leikkaus tuella).



Kuva L/C 11. Taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittavat suuret m_2 ja v_2 pitkälle seinälle (leikkaus tuella).

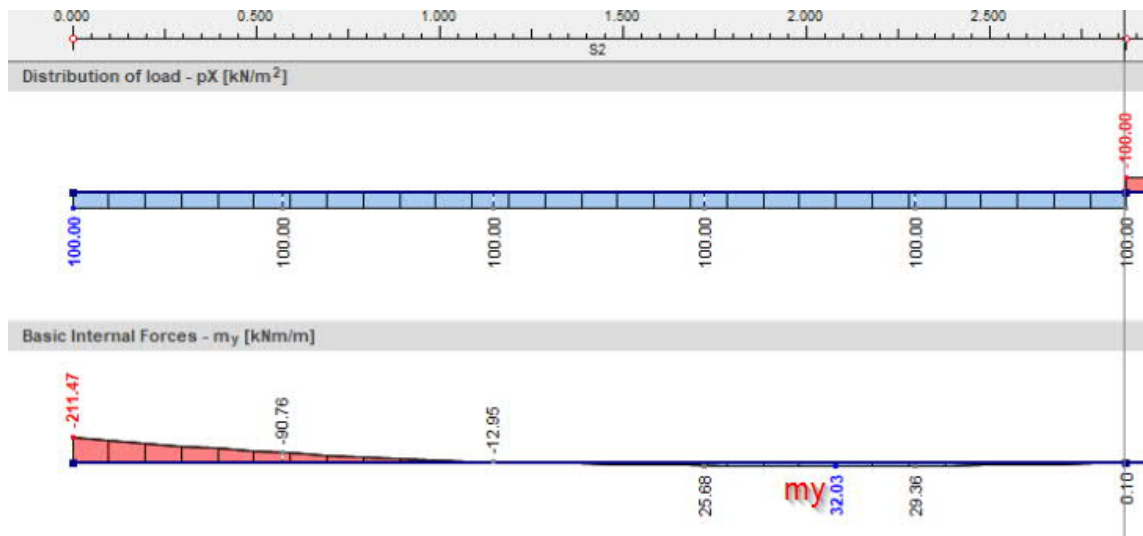


Kuva L/C 12. Leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittava suure v_3 pitkälle seinälle (leikkaus tuella).

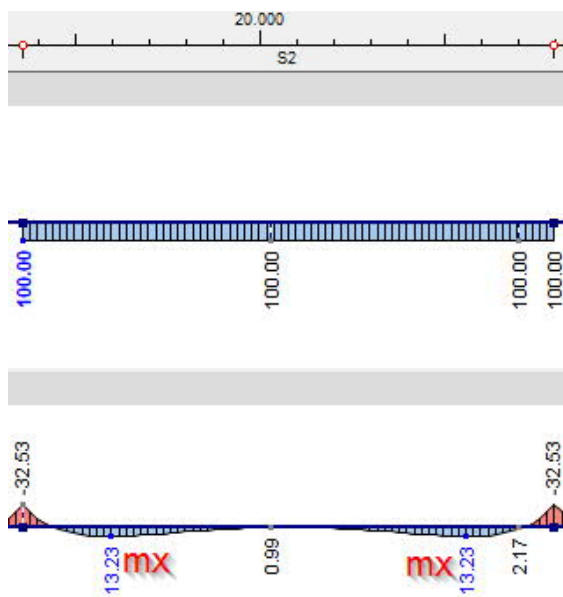


Kuva L/C 13. Taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittavat suureet m_4 ja v_4 pitkälle seinälle (leikkaus tuella).

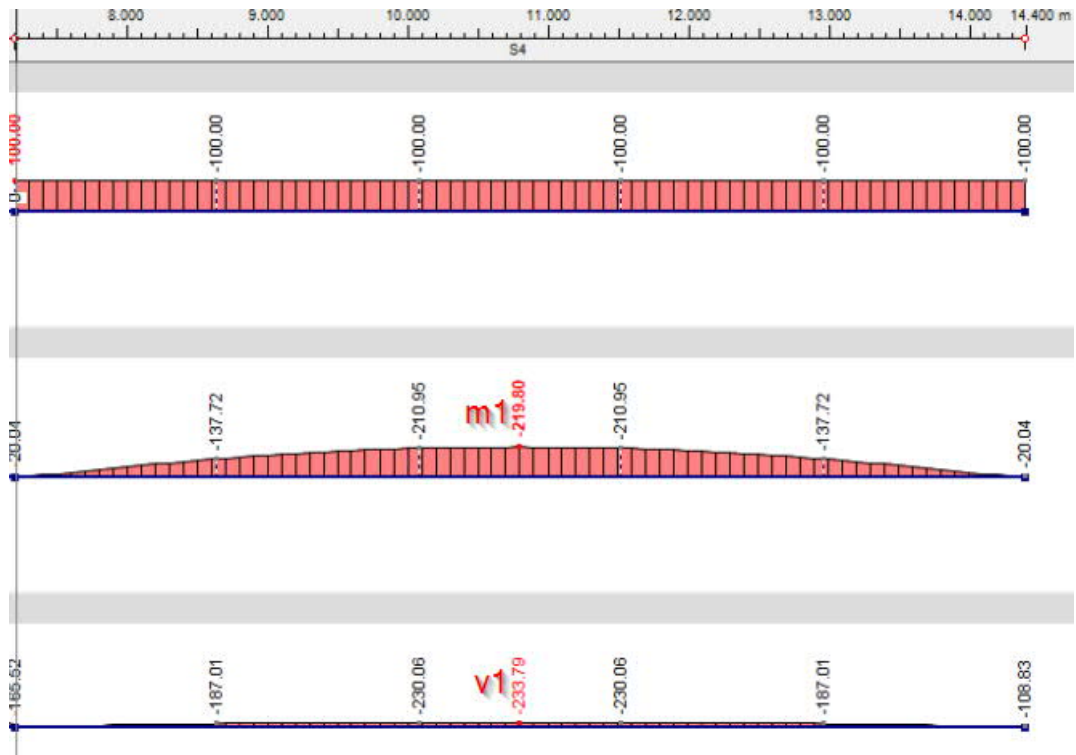
Rasituskuviot lyhyelle seinälle, kun kuorma kohdistuu jokaiselle rakenteelle:



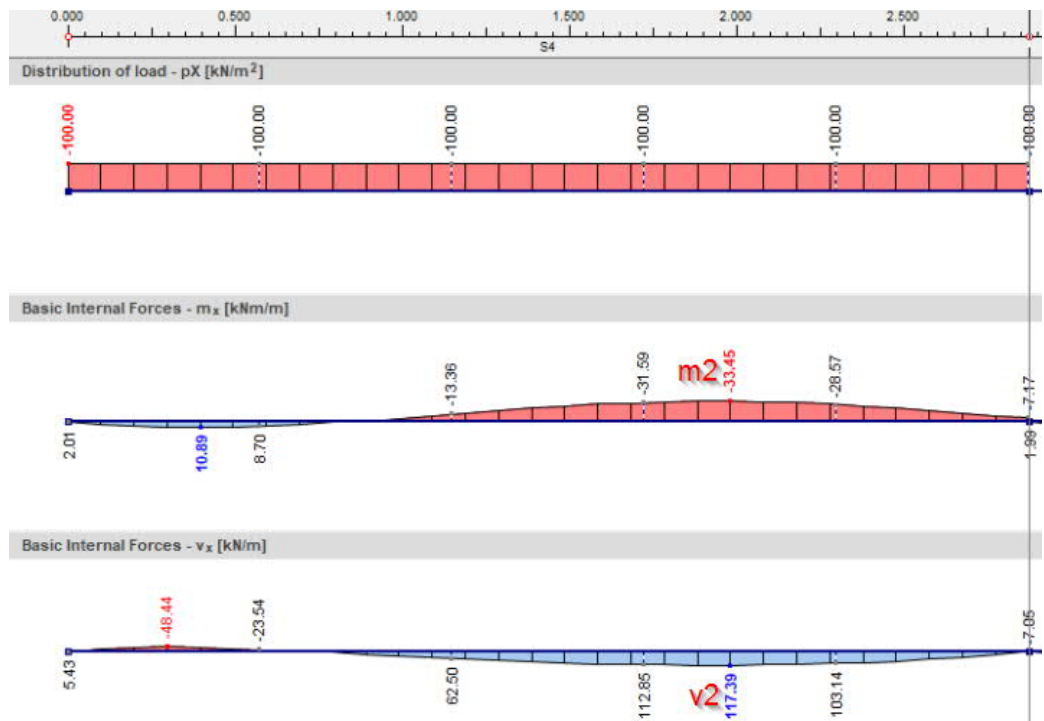
Kuva L/C 14. Taivutusmomenttikuvio, josta saadaan mitoittava voimasuure m_y lyhyelle seinälle (leikkaus kentässä).



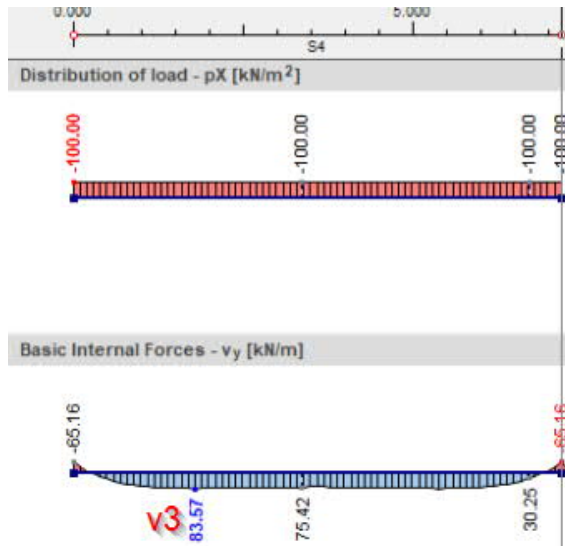
Kuva L/C 15. Taivutusmomenttikuvio, josta saadaan mitoittava voimasuure m_x lyhyelle seinälle (leikkaus kentässä).



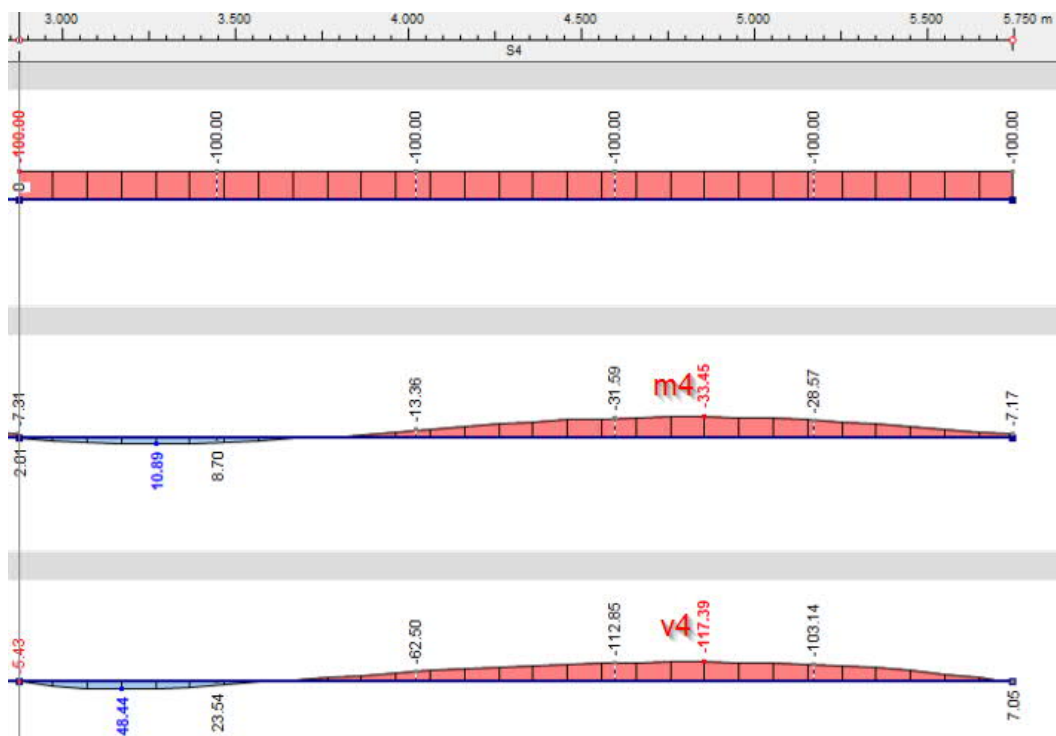
Kuva L/C 16. Taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittavat suureet m_1 ja v_1 lyhyelle seinälle (leikkaus tuella).



Kuva L/C 17. Taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittavat suureet m_2 ja v_2 lyhyelle seinälle (leikkaus tuella).

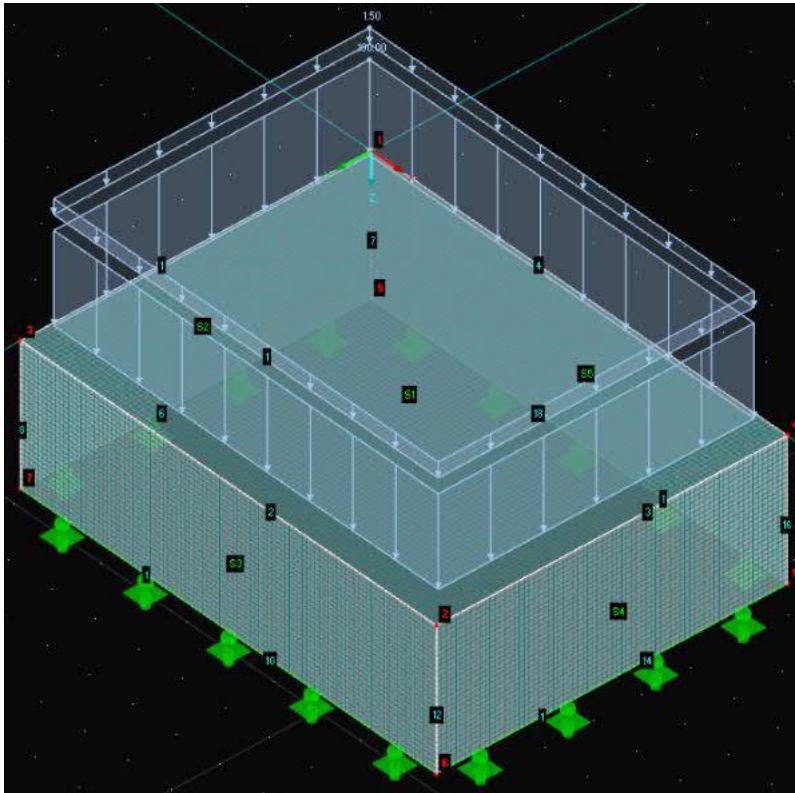


Kuva L/C 18. Leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittava suure v_3 lyhyelle seinälle (leikkaus tuella).

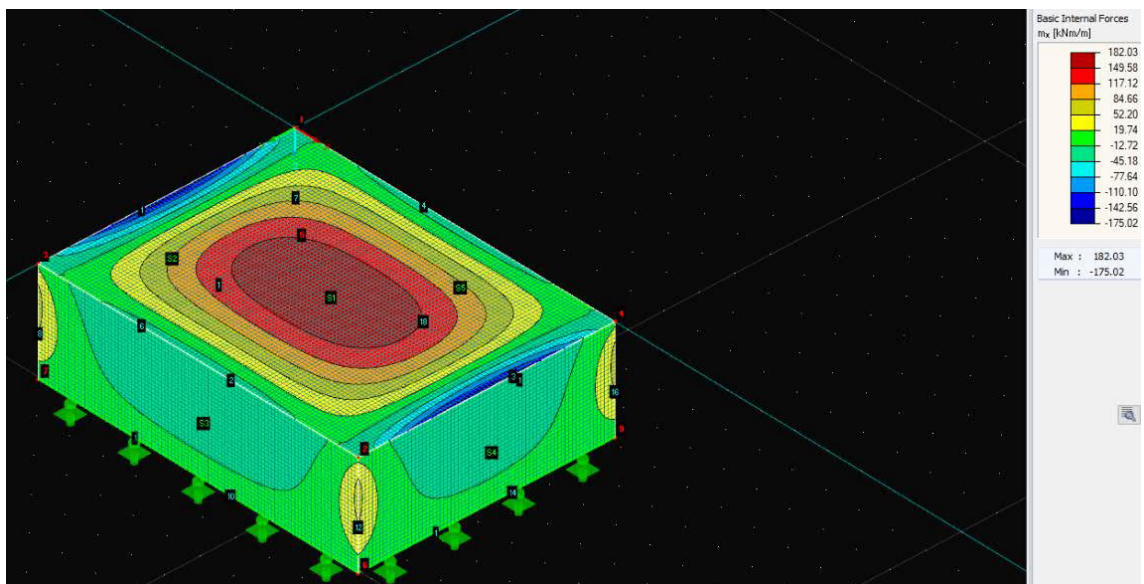


Kuva L/C 19. Taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, joista saadaan mitoittavat suureet m_4 ja v_4 lyhyelle seinälle (leikkaus tuella).

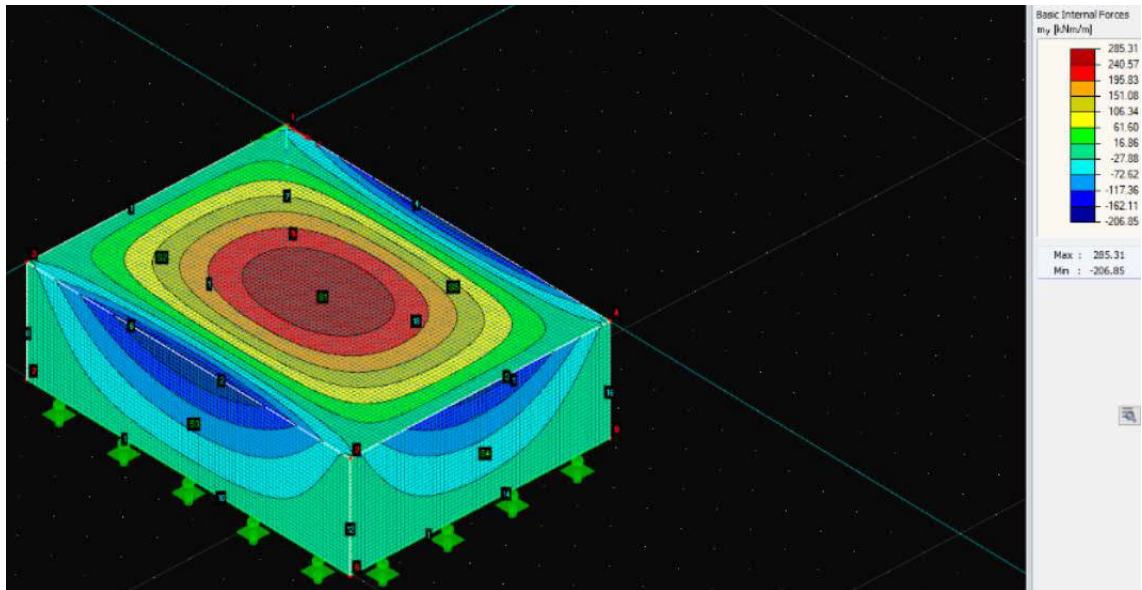
Kuormitusilanne: Painekuorma ainoastaan kattolaatalla



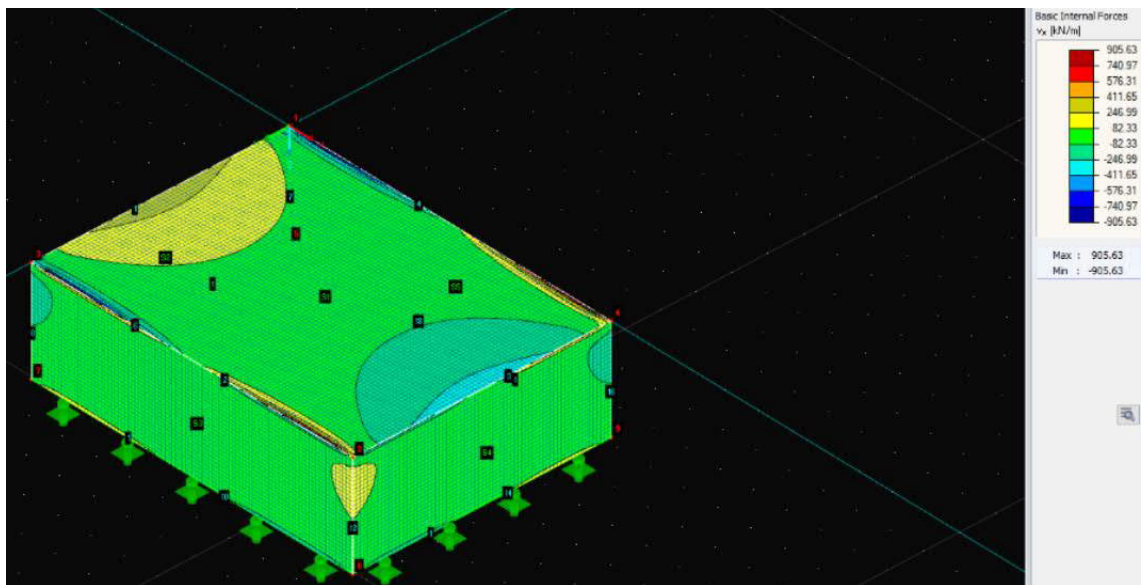
Kuva L/C 20. Rakennemalli, kun painekuorma kohdistuu ainoastaan kattolaatalle.



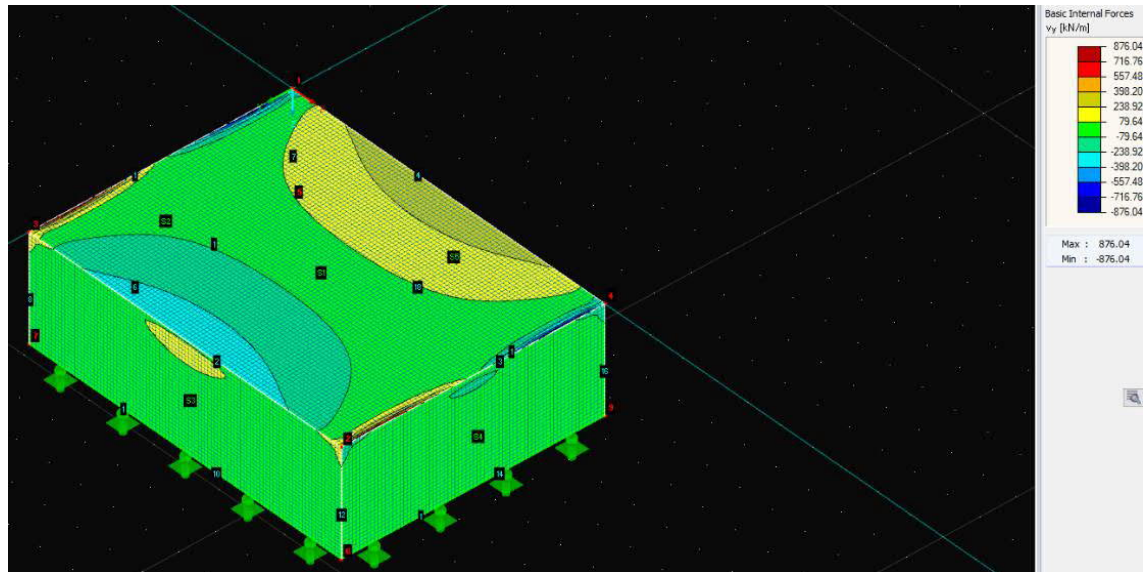
Kuva L/C 21. Taivutusmomentit x-akselin suunnassa.



Kuva L/C 22. Taivutusmomentit y-akselin suunnassa.

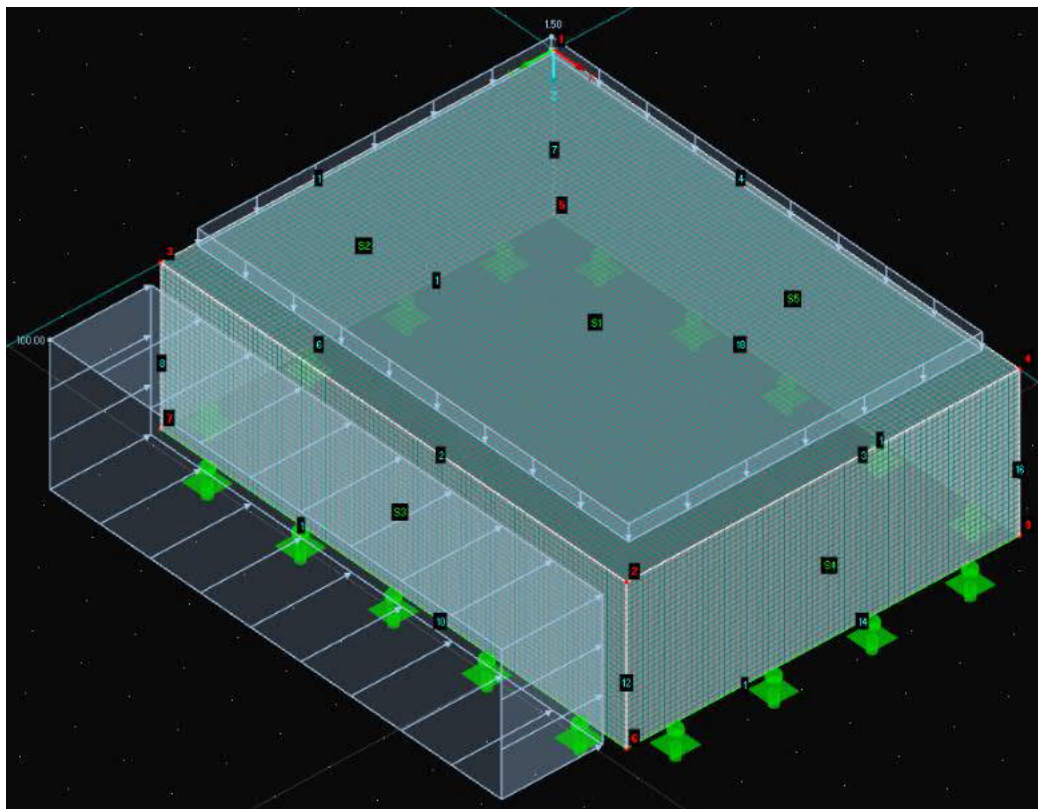


Kuva L/C 23. Leikkausvoimat x-akselin suunnassa.

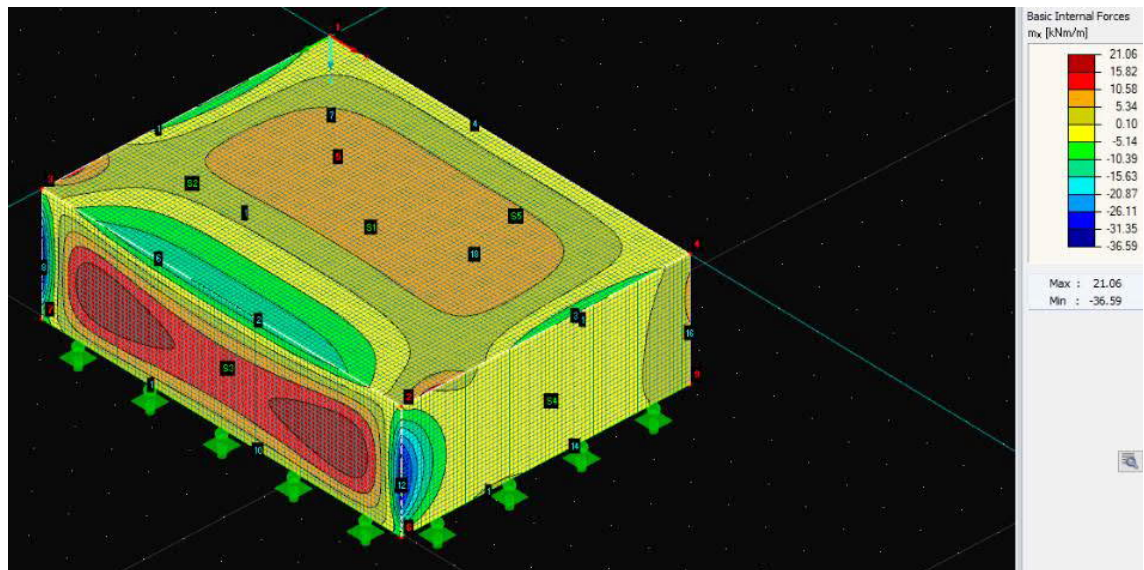


Kuva L/C 24. Leikkausvoimat y-akselin suunnassa.

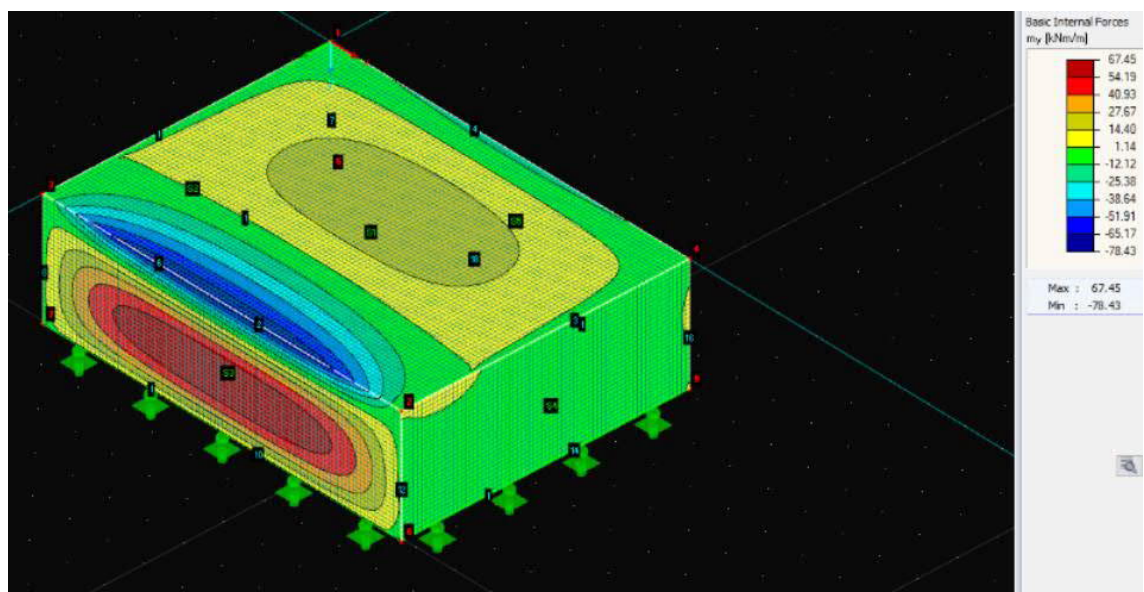
Kuormitustilanne: Paine kuorma ainoastaan pitkällä seinällä



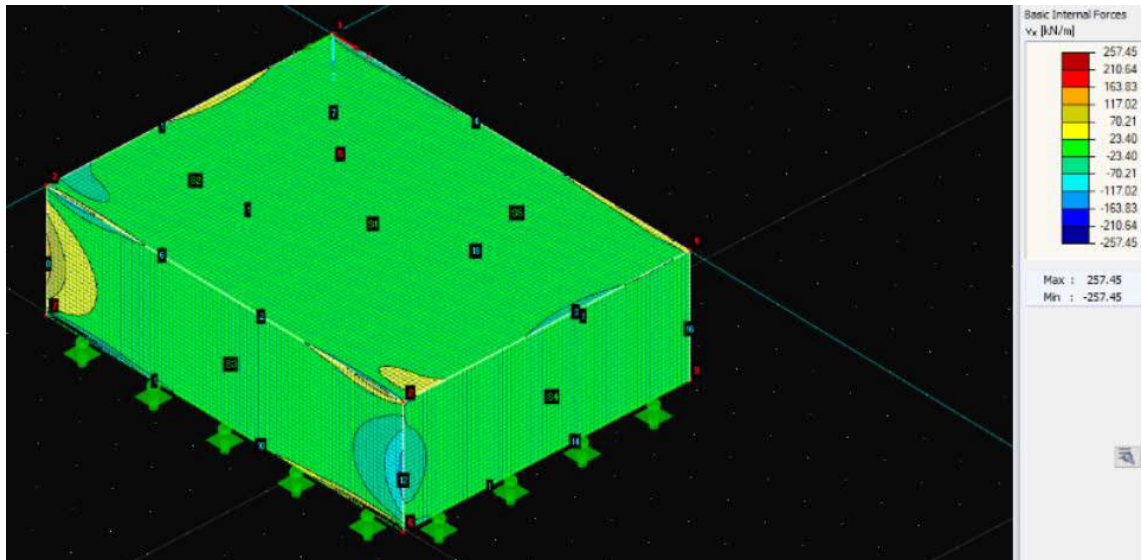
Kuva L/C 25. Rakennemalli, kun painekuorma kohdistuu ainoastaan pitkälle seinälle.



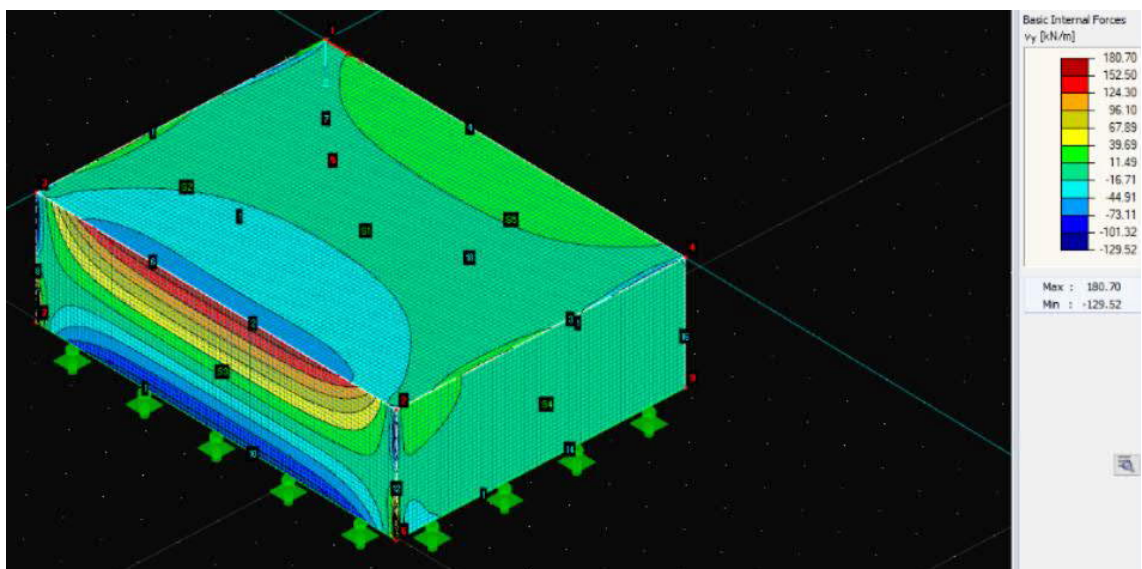
Kuva L/C 26. Taivutusmomentit x-akselin suunnassa.



Kuva L/C 27. Taivutusmomentit y-akselin suunnassa.

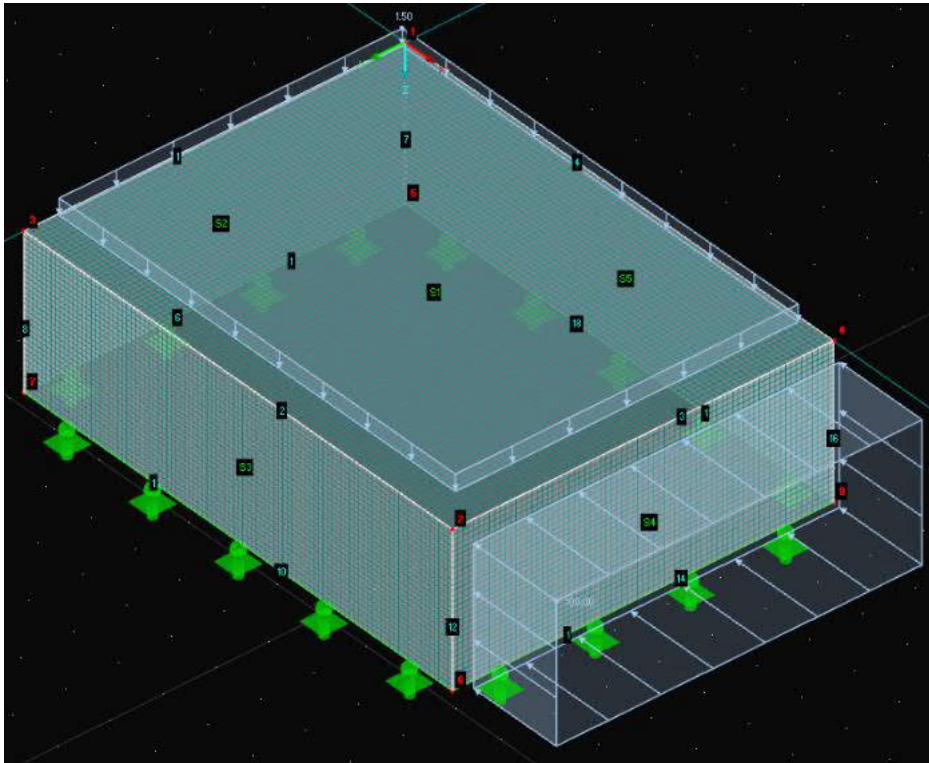


Kuva L/C 28. Leikkausvoimat x-akselin suunnassa.

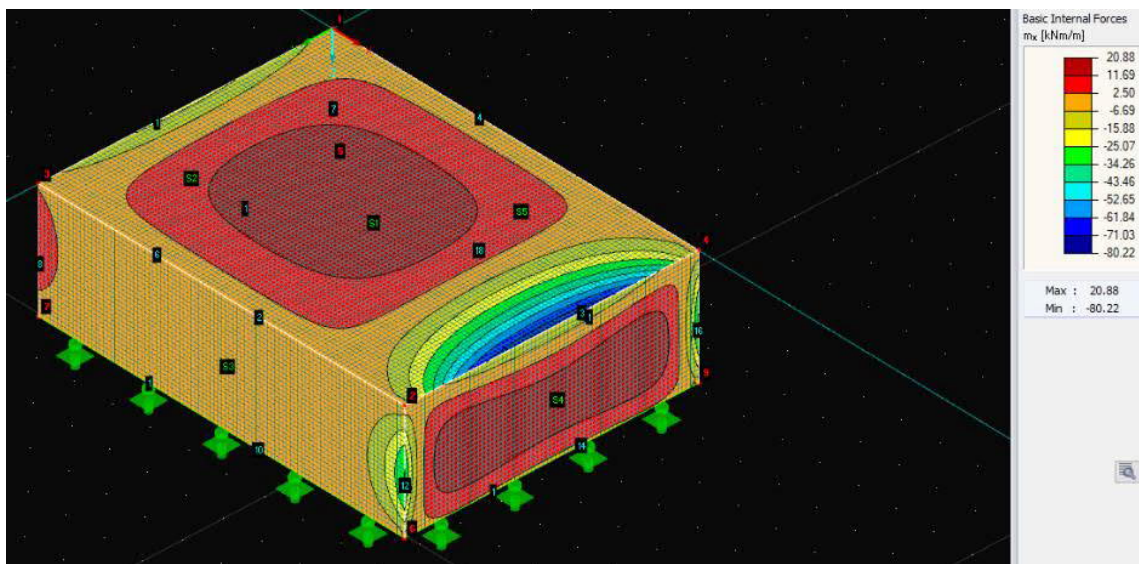


Kuva L/C 29. Leikkausvoimat y-akselin suunnassa.

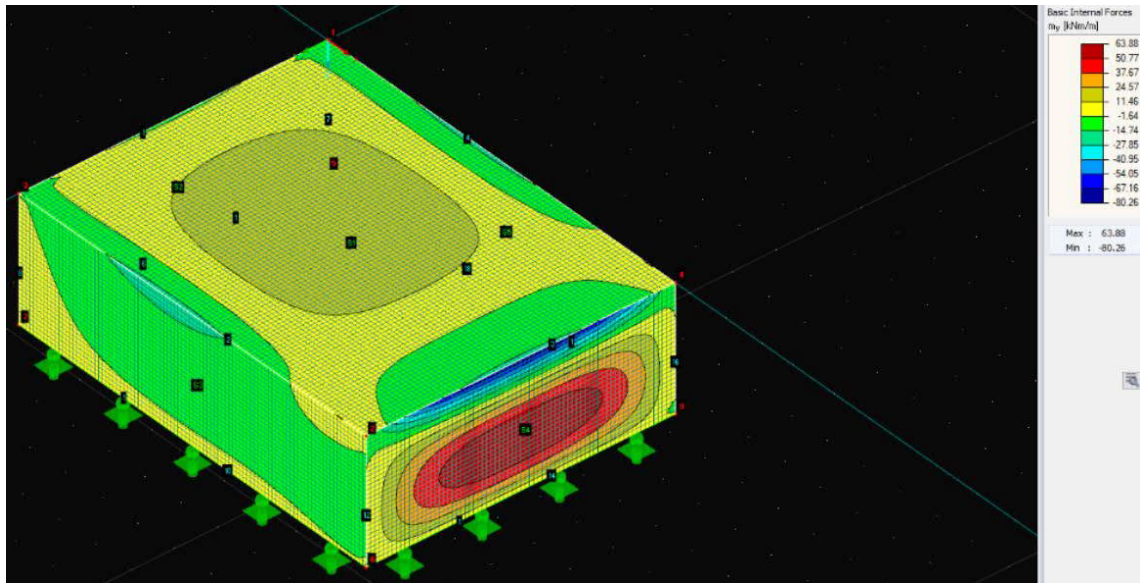
Kuormitustilanne: Painekuorma ainoastaan lyhyellä seinällä



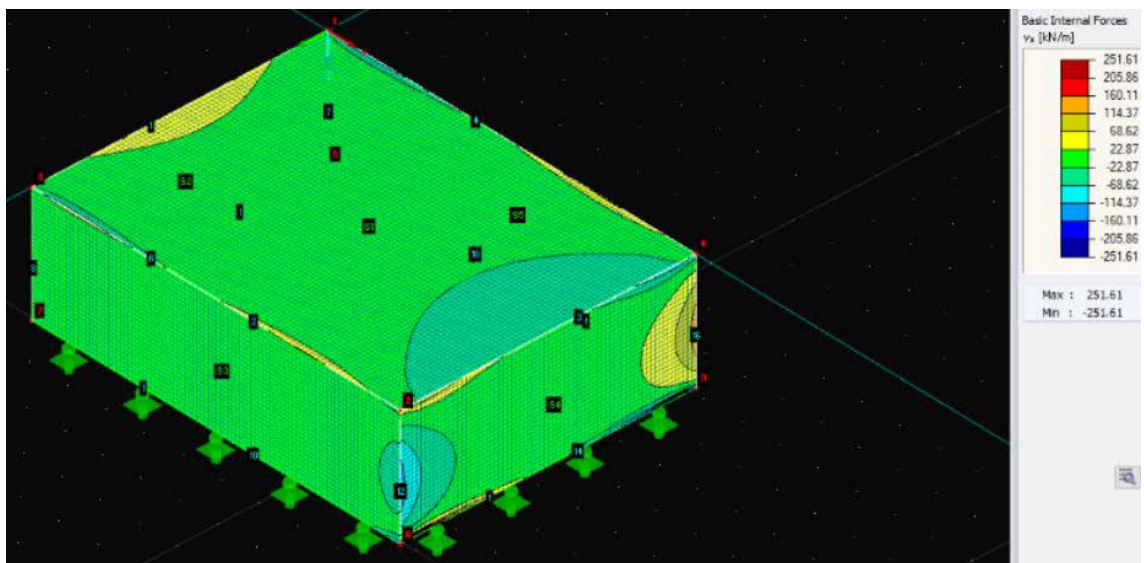
Kuva L/C 30. Rakennemalli, kun painekuorma kohdistuu ainoastaan lyhyelle seinälle.



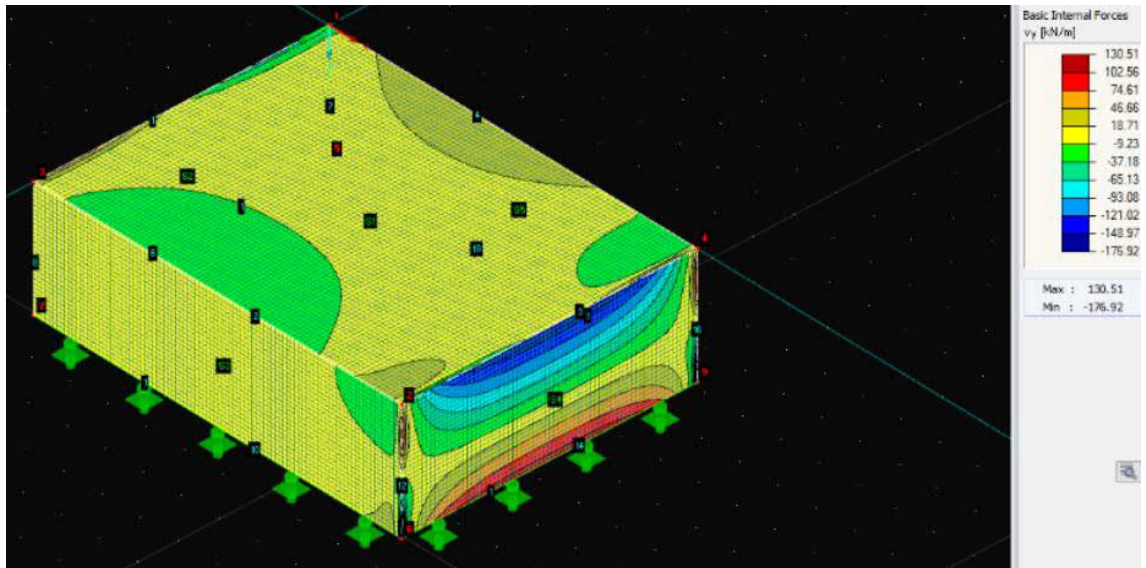
Kuva L/C 31. Taivutusmomentit x-akselin suunnassa.



Kuva L/C 32. Taivutusmomentit y-akselin suunnassa.



Kuva L/C 33. Leikkausvoimat x-akselin suunnassa.



Kuva L/C 34. Leikkausvoimat y-akselin suunnassa.