



Massiivilaattaelementin mitoitus Strusoftin FEM-Designissa

Mustafa Salehi

Opinnäytetyö
Toukokuu 2015
Rakennustekniikka
Talonrakennustekniikka

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikka
Talonrakennustekniikka

SALEHI MUSTAFA

Massiivilaattaelementin mitoitus Strusoftin FEM-Designissa

Opinnäytetyö 81 sivua
Toukokuu 2015

Tässä työssä käytiin läpi, miten Tekla Structuresissa luotu 3D-malli voidaan siirtää Strusoftin FEM-Design -ohjelmistoon ja miten FEM-Designilla voidaan mitoittaa teräs-betonirakenteita. Eniten keskityttiin kuitenkin itse FEM-Design -ohjelmistoon. Ohjelmalla käsiteltiin massiivilaattaelementtejä, joiden avulla esimerkinomaisesti käytiin läpi mitoituksen kulku vaihe vaiheelta. Työssä on myös vertailtu FEM-ohjelmalla saatuja tuloksia käsinlaskentatuloksiin ja yritetty selvittää mahdollisia syitä eroavaisuuksiin.

Työn avulla on yritetty luoda ohjemainen opas kyseisen FEM-Design -ohjelmiston teräs-betonirakenteiden suunnittelutyökaluista kiinnostuneille. Teräs-betonirakenteiden voimasuureiden ja kuormitusjakaumien laskeminen on varsin hankala tehtävä vaativissa rakenteissa. FEM-ohjelmat antavat kuitenkin hyvin tarkat likiarvot näille rasitusjakaumille lyhyessä ajassa.

Työ tehtiin Parma Oy:n toimeksiannosta. Työn avulla yritettiin tutustua ohjelman ominaisuuksiin.

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Degree Programme in Construction Engineering
Option of Building Construction

SALEHI MUSTAFA:

The Designing of Precast Concrete Slabs in Strusoft FEM-Design

Bachelor's thesis 81 pages

May 2015

This thesis clarifies how to link a 3D-model created in Tekla Structures to Strusoft FEM-Design and how the designing of reinforced concrete structures is done in this software. The main focus is on FEM-Design as designing software. As an example in this thesis, the designing of prefabricated concrete slabs is explained. The designing stages of these slabs are shown step by step. The results gained from the designing software are also compared to the results calculated by hand. An attempt is made to find explanations to differences between the two.

This thesis is intended as a guide to those who are interested in FEM-Design's designing tools for reinforced concrete structures. Calculating the internal forces and stresses of reinforced concrete structures is a challenging process particularly in demanding structures. However FEM software gives approximate results close enough to the exact ones in a very short time.

This thesis was written for Parma Oy. The main goal was to learn the properties of software.

Key words: fem, tekla structures, 3d-model, reinforced concrete, solid slab, prefabricated unit

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	8
2	TAVOITTEET JA RAJAUKSET	9
3	MATERIAALIT.....	10
3.1	Betoni.....	10
3.1.1	Lujuusominaisuudet	10
3.1.2	Muodonmuutosominaisuudet.....	10
3.2	Betoniteräkset	11
3.2.1	Betoniteräslaadut.....	11
3.2.2	Lujuusominaisuudet	12
3.3	Teräsbetoni.....	13
3.3.1	Betonin ja teräksen yhteistoimintatapa	13
3.3.2	Raudoitus taivutetuissa rakenteissa.....	13
4	ELEMENTTIRAKENTEET	16
4.1	Elementtisuunnittelu	16
5	MASSIIVILAATAT	18
6	YHTEEN SUUNTAAN KANTAVAN LAATAN MITOITUS.....	19
6.1	Murtorajatilamitoitus	20
6.1.1	Taivutusmitoitus.....	20
6.1.2	Leikkausmitoitus	23
6.1.3	Ankkurointimitoitus	24
6.1.4	Tukiraudoitus	25
6.2	Käyttöraajatilamitoitus	26
6.2.1	Taipumatarkastelu	26
6.2.2	Halkeamatarkastelu	27
7	RISTIIN KANTAVAN LAATAN MITOITUS MASSIIVILAATTAMENETELMÄLLÄ	28
7.1	Massiivilaattamenetelmä	28
7.2	Murtorajatilamitoitus	30
7.2.1	Taivutusmitoitus.....	30
7.2.2	Leikkausmitoitus	33
7.2.3	Ankkurointimitoitus	35
7.2.4	Tukiraudoitus	35
7.2.5	Vapaiden nurkkien ankkurointi ja nousemisen eston vaatima raudoitus	35
7.3	Käyttöraajatilamitoitus	36
7.3.1	Taipumatarkastelu	36

7.3.2	Halkeamatarkastelu	37
8	ELEMENTTIMENETELMÄ.....	38
8.1	Elementtiverkko	38
9	TEKLA-MALLIN SIIRTÄMINEN FEM-DESIGNIIN	41
10	YHTEEN SUUNTAAN KANTAVAN LAATAN MITOITUS FEM-DESIGNILLA	47
10.1	Tukiehtojen määrittäminen	47
10.2	Kuormien lisääminen ja kuormitustapauksien luominen.....	49
10.3	Hyötykuorman lisääminen vaikutusalueelle	50
10.4	Elementtiverkon luominen.....	50
10.5	Voimasuureiden hakeminen.....	52
10.5.1	Momenttijakauma	54
10.5.2	Leikkausvoiman jakautuma	56
10.6	Raudoitus	57
10.6.1	Taivutusmomentin vaatima pääraudoitus	58
10.6.2	Taivutusmomentin vaatima jakoraudoitus	61
10.6.3	Kiinnitysmomentin vaatima tukiraudoitus	63
10.6.4	Laatan raudoittaminen.....	64
10.7	Taipuman tarkastaminen.....	71
10.8	Halkeamatarkastelu.....	72
11	RISTIIN KANTAVAN LAATAN MITOITUS FEM-DESIGNILLA	74
11.1	Momenttijakauma	74
11.2	Leikkausvoiman jakautuma	75
11.3	Vaadittu raudoitus laatan alapinnan x-suunnassa	76
11.4	Vaadittu raudoitus laatan alapinnan y-suunnassa	76
11.5	Vaadittu raudoitus laatan yläpinnassa.....	77
12	YHTEENVETO JA POHDINTA	79
	LÄHTEET.....	81

LYHENTEET JA TERMIT

N_{Rc}	puristusvyöhykkeen puristuskestävyys
N_{Rs}	raudoituksen vetokestävyys
f_{yk}	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
f_{yd}	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo
f_{cd}	betonin lieriölujuuden mitoitusarvo
f_{bd}	tartuntalujuuden mitoitusarvo
f_{ctm}	betonin vetolujuuden keskiarvo
$f_{ct,eff}$	betonin vetolujuuden tehollinen arvo
λ	puristusvyöhykkeen määrittelyn parametri
η	puristusvyöhykkeen määrittelyn parametri
X	puristusvyöhykkeen korkeus
b	poikkileikkauksen leveys
d	tehollinen korkeus
A_s	poikkileikkauksen teräspinta-ala
M_{Ek}	taivutusmomentin ominaisarvo
M_{Ed}	taivutusmomentin mitoitusarvo
M_{Rd}	poikkileikkauksen momenttikestävyys
M_{Rc}	taivutuskestävyys puristusvyöhykkeen avulla
M_{Rs}	taivutuskestävyys taivutusraudoituksen avulla
$M_{R,cr}$	halkeilumomentti
z	momenttivarsi
μ	suhteellinen momentti
g_k	pysyvän kuorman ominaisarvo
q_k	muuttuvan kuorman ominaisarvo
P_{Ed}	mitoituskuorma
β	puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

β_{bd}	hauraan murtumisen raja-arvo
ω	mekaaninen raudoitussuhde
$A_{s,vaad.}$	vaaditun vetoraudoituksen pinta-ala
$A_{s,min.}$	vetoraudoituksen minimipinta-ala
V_{Ed}	leikkausvoiman mitoitusarvo
$V_{Rd,c}$	leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys
$V_{Rd,c,min.}$	leikkauskestävyyden minimiarvo
l_{bd}	ankkurointipituuden mitoitusarvo
$l_{b,rqd}$	vaadittu ankkurointipituus
$l_{b,min}$	ankkurointipituuden vähimmäisarvo
σ_{sd}	teräksen normaalijännityksen mitoitusarvo
α_{max}	taipuman maksimiarvo
W_I	taivutusvastus

1 JOHDANTO

Tietokoneavusteisesta suunnittelusta (CAD) on tullut nykypäivänä korvaamaton työkalu, jota hyödynnetään myös rakennusalalla. Tietokoneohjelmilla saadaan nopeasti ja tarkasti suunniteltua kohde kuin kohde rakennedetaljeja myöten.

Suunnittelutyöhön tarkoitettut FEM-ohjelmat mahdollistavat laskentaprosessiin käytetyn ajan minimoimisen. Elementtimenetelmään perustuvat FEM-ohjelmat laskevat hyvin tarkkoja likiarvoja voimasuureille. Rakennuskohteen ja tarkasteltavan mallin koosta riippuen ohjelmat laskevat kymmeniä ja jopa satoja tuhansia yhtälöitä lyhyessä ajassa. Rasitusjakaumat voidaan nähdä värikoodeilla tehostetulla työkalulla hyvin selkeästi, jolloin kriittiset kohdat saadaan heti selville.

Strusoftin kehittämä ohjelma ”FEM-Design 3D Structure” on yksi näistä FEM-ohjelmista, jota on myös tässä työssä käytetty. Työssä tarkasteltiin yksinkertaisia yhteen suuntaan ja ristiin kantavia massiivilaattaelementtejä. Ohjelmasta saadut tulokset verrattiin käsinlaskennalla saatuihin tuloksiin ja mahdollisia syitä eroavaisuuksiin yritettiin myös selvittää.

2 TAVOITTEET JA RAJAUKSET

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on kokeilla tietomallinnuksen mahdollisuuksia. Työssä selvitetään Tekla-mallin siirtäminen Strusoftin FEM-Design -ohjelmistoon. Tekla Structure ja FEM-Design -ohjelmistot ovat laajasti käytössä suunnittelutoimistoissa niin Suomessa kuin ulkomaillaakin. Tietomallinnuksen hyödyntäminen suunnittelussa on kasvanut viime vuosina huimaa vauhtia.

Työssä on tarkoitus mitoitaa Tekla Structuressa mallinnettuja rakenteita FEM-Designissa. Tavoitteena on hyödyntää suunnittelutyön alkuvaiheessa syntynyttä Tekla-mallia siirtämällä malli FEM-Designiin mitoitusta varten.

Työtä rajataan teräsbetonisiin massiivilaattaelementteihin. Rajauksella pyritään keskittymään yhteen rakenteeseen, jonka avulla esimerkinomaisesti selvitetään 3D-mallin siirtäminen FEM-Designiin sekä mitoituksen kulku FEM-Designissa. Massiivilaatta-elementtejä käytetään mm. porrashuoneen kerros- ja lepotasolaattoina.

Parma Oy:ssä ollaan käytetty Tekla Structuresia jo muutaman vuoden ajan. Yrityksessä ollaan kehitetty mallinnusta helpottavia komponentteja, jotka todellisuudessa vastaavat tehtaassa käytettyjä ja valmistettuja materiaaleja ja elementtejä. Tietomallinnuksen antamia mahdollisuuksia on hyödynnetty suunnittelutyössä paljon.

Työssä esitellään ensin betoni ja betoniteräket materiaalina sekä kerrataan lyhyesti teräsbetonirakenteen yhteistoimintatapa. Lisäksi mitoitamme käsin kahta yksinkertaista massiivilaattaelementtiä, joista toinen on yhteen suuntaan kantava ja toinen ristiin kantava. Työssä vertaillaan myös käsinlaskettuja arvoja FEM-Designilla saatuihin tuloksiin.

3 MATERIAALIT

3.1 Betoni

Betonille ominaista suurta puristuslujuutta on hyödynnetty rakentamisessa hyvin pitkään. Betoni onkin tällä hetkellä eniten käytetty rakennusmateriaali maailmassa. Sen mahdollistaa raaka-aineiden hyvä saatavuus ja yksinkertainen valmistusteknologia. Betonin muita vahvuuksia ovat sen paloturvallisuus, ääntä eristävä vaikutus sekä kestävyys ja pitkä elinikä. Betonin huonoja puolia ovat muun muassa sen suuri paino. Toisaalta betonin massiivisuuden ja jäykkyyden etuna ovat esimerkiksi vähäinen herkkyys värähtelyyn. Määräysten tiukentuessa ääneneristyksen osalta betonirakenteiden suosiminen rakentamisessa on ollut näkyvä seikka. [8]

3.1.1 Lujuusominaisuudet

Betonin lujuus arvostellaan yleensä 28 vuorokauden iässä, vaikka tämän jälkeen lujuus kasvaakin vielä jonkin verran. Betonilaadut on jaettu lujuutensa perusteella betoniluokkiin. Betoniteollisuuden käyttämät lujuudet ovat yleensä C25/30...C50/60 (K30...K60). Puristuslujuus käsitteenä tarkoittaa normien mukaisessa kokeessa saatua särmältään 150mm:n koekuution puristuslujuutta. Betonin vetolujuus on noin 6-10 % puristuslujuudesta. Alhaisissa lujuusluokissa vetolujuus on suhteellisesti suurempi (10 %) kuin korkeissa lujuusluokissa (6 %). [8]

3.1.2 Muodonmuutosominaisuudet

Betonin ajasta riippuvaisia muodonmuutoksia ovat kutistuminen ja viruminen. Sekä kutistumisen että virumisen suuruus on todettu riippuvan muun muassa rakenteen ympäristöolosuhteista, rakenteen poikkileikkausmitoista sekä betonin koostumuksesta. Kutistuminen alkaa aina rakenteen pintakerroksista, ja muodonmuutosta vastustavat rakenteen sisäosat. Erityisesti paksuissa rakenteissa syntyy tällöin helposti halkeamia, koska betonilla on siinä vaiheessa pieni vetolujuus. [3]

Betonin kokonaiskutistuma eurokoodien mukaan koostuu sisäisestä kutistumasta, ϵ_{ca} ja kuivumiskutistumasta, ϵ_{cd} . Molemmille on olemassa omat kaavat, joita yhteen laske-
malla saadaan kokonaiskutistuma. [10]

Viruman arvo määritetään virumaluvun avulla. Eurokoodeissa on esitetty kaksi vaihto-
ehtoista tapaa määrittää virumaluku: joko laskemalla kaavoilla tai määrittämällä se ku-
vasarjoista.

3.2 Betoniteräkset

Betoniteräkset valmistetaan joko kuumavalssaamalla tai kylmämuokkaamalla. Teräs-
tankojen pintaan valssataan tartuntaa parantavia harjoja. Tähän perustuu betoniterästen
toiminta raudoitteena. Betoniterästen pinnan muodolla onkin suuri merkitys betonin ja
betoniteräksen yhteistoiminnan kannalta. On siis luonnollista, että pinnan laadulle on
asetettu vaatimuksia myös eurokoodeissa joskin ne rajoittuvat vain harjapinta-
alavaatimukseen. Betoniterästen standardeissa harjapinta-alan lisäksi harjojen korkeu-
delle ja harjavälille on omat vaatimuksensa. [1]

Betoniteräksille asetetaan lisäksi vaatimuksia muun muassa taivutettavuudelle, hitsatta-
vuudelle ja väsymislujuudelle. Standardi EN 10080 – Hitsattavat Betoniteräkset käsittää
kaikilta betoniteräksiltä vaadittavat ominaisuudet sekä niiden testausmenetelmät.

3.2.1 Betoniteräslaadut

Eurokoodien myötä vanhoja teräsluokkia standardeineen korvasivat eurokoodiyhteen-
sopivat standardit. Rakennesuunnittelussa valittu teräsluokka osoitetaan tunnuksella,
joka sisältää seuraavat osat:

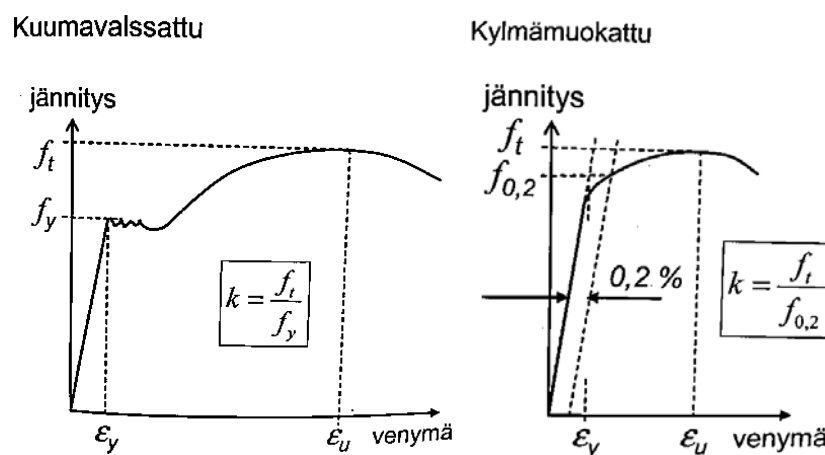
1. kirjaintunnus B \Leftrightarrow Betoniteräs
2. lujuusluokan osoittava myötölujuuden arvo
3. sitkeysluokka A, B tai C
4. mahdollinen lisätunnus, jos tuote poikkeaa luokan perustuotteesta.

Esimerkiksi B500B kuvaa harjatankoa, jonka myötölujuus on 500 Mpa ja sitkeysluokka B. Tunnuksesta ei käy ilmi onko kyseessä kuumavalssattu vai kylmämuokattu teräs. Käytännössä kylmämuokatut teräkset ovat sitkeysluokkaa A ja kuumavalssatut yleensä luokkaa B tai C. [1]

Ympäristöministeriö on vahvistanut RakMK B4:n muutoksella B500B teräkselle samat suunnitteluarvot kuin A500HW:llä on. Voidaan siis ajatella, että teräkset ovat täysin vaihtokelpoiset. [9]

3.2.2 Lujuusominaisuudet

Myötöraja, f_y on betoniterästen lujuuden määrittelyperuste. Kuumavalssatuilla teräksillä on tavallisesti näkyvä myötöraja, jolloin teräs alkaa ns. myötämään. Kylmämuokatuilla teräksillä näkyvää myötörajaa ei ole, joten vastaava myötölujuus määritetään 0,2 %:n pysyvää venymää vastaavan jännityksen arvona. [1]



KUVA 1. Kuumavalssatun ja kylmämuokatun betoniteräksen periaatteellinen jännitysvenymäriippuvuus [1]

Teräksen lujuus laskee lämpötilan noustessa. Teräsbetonirakenteiden suunnittelussa tämä tulee ottaa huomioon suunnitteluvaiheessa. Teräksen lujuuden olla huomattavasti tippuvan miltei puoleen noin 500 °C:n lämpötilassa. Eri paloluokille on siten määrätty riittävät suojabetonietäisyydet, joita tulee suunnittelussa ja teräsbetonirakenteita valmistettaessa ottaa huomioon. [10]

Teräksen sitkeys on yksi sen tärkeimmistä ominaisuuksista, joka antaa hauraalle betonirakenteelle mahdollisuuden ns. sitkeään murtoon. Sortumisvaaratilanteissa betonin hau-

ras murtuminen ei anna reagoinnille aikaa, joten oikeaoppisella teräsbetonirakenteiden suunnittelulla on tässäkin suuri merkitys. Sitkeässä murtumisessa betoni ”varoittaa” mahdollisesta sortumisesta halkeamilla ja lohkeamilla.

3.3 Teräsbetoni

3.3.1 Betonin ja teräksen yhteistoimintatapa

Betonin ja betoniteräksen yhdistelmäateriaalin toiminta perustuu siihen että rauditus antaa rakenteelle veto- ja taivutuskestävyyttä ja betoni vastaavasti puristuskestävyyttä. Teräksen ja betonin yhteistoiminnan mahdollistaa se, että kummankin materiaalin lämpöliike on käytännössä yhtä suuri, jolloin suurelta lämpötilanmuutokset eivät aiheuta materiaalien välille muodonmuutosevoja eikä ylimääräisiä rasituksia. Lisäksi yhteistoiminta edellyttää betonin ja teräksen välille hyvää tartuntaa. Tartunnalla on erityisen tärkeä merkitys teräsbetonirakenteissa, sillä muodonmuutokset ja jännitykset siirtyvät kontaktin vaikutuksesta materiaalien välillä. [13]

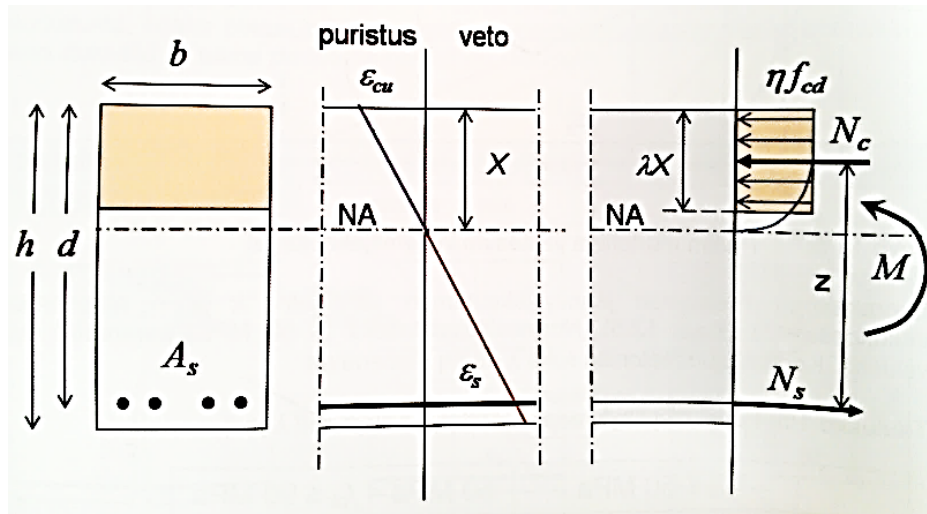
Riittävä suojabetonikerros suojaa raudoitusta tulipalon sattuessa. Betonin teräkselle antama suojabetonikerros antaa teräkselle myös suojan muun muassa ilmaston rasituksia vastaan ja suojaa näin raudoitusta ruostumiselta.

3.3.2 Rauditus taivutetuissa rakenteissa

Teräsbetonirakennetta vedettäessä sekä betoni että teräs venyvät aluksi yhtä paljon tartunnan ansiosta. Kun kuormitusta jatketaan niin, että muodonmuutos ylittää betonin murtovenymän (0,15...0,25 %), betoniin tulee halkeama ja vetovoima siirtyy tällöin teräkselle. [3]

Pääraudoitus sijoitetaan luonnollisesti sellaisille alueille, joihin odotetaan syntyvän vetorasituksia. Laattojen ja palkkien rauditus sijoitetaan tyypillisesti lähelle vedettyä pintaa taivutusmomenttipinnan mukaisesti. Laatoissa rauditus tehdään yleensä rauditusverkosta kahdessa eri suunnassa eikä leikkausraudoitusta yleensä tarvita. [1]

Seuraavassa on esitetty tuttu suorakaidepoikkileikkaus, jonka avulla on helppo esittää jännitys jakauma taivutetussa rakenteessa. Kaavojen johtamiset on otettu suoraan kirjasta BY 211, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 1.



KUVA 2. Suorakaidepoikkileikkauksen venymät ja jännitykset [1]

Betonin jännitysresultanttia, N_c laskettaessa voidaan betonin puristusjännityksen jakautumiskuvio korvata suorakaiteella. Kuvan merkintöjä soveltaen saadaan betonin puristusvyöhykkeen puristuskestävyydelle lauseke

$$N_{Rc} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot X$$

Raudoituksen vetokestävyys on

$$N_{Rs} = f_{yd} \cdot A_s$$

Kun rakenteeseen ei vaikuta aksiaalista normaalivoimaa ja kun kestävyudet käsitellään positiivisina suureina, pitää kestävyyksien täyttää ehto

$$N_{Rc} = N_{Rs}$$

Rakenteen taivutuskestävyys voidaan lausua joko puristusvyöhykkeen kestävyuden

$$M_{Rc} = N_{Rc} \cdot z$$

tai taivutusraudoituksen kestävyuden avulla

$$M_{Rs} = N_{Rs} \cdot z$$

Sisäinen momenttivarsi z on

$$z = d - \frac{\lambda \cdot X}{2}$$

Puristusvyöhykkeen määrittelyn parametrit η ja λ saadaan taulukosta.

	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$
λ	0,8	$0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$
η	1,0	$1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$

TAULUKKO 1. Puristusvyöhykkeen määrittelyn parametrit [1]

Näitä ja muita lausekkeita johtamalla on saatu poikkileikkauksen momenttikestävyys muotoon

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}$$

Josta päästään mitoitusyhtälöön, joka on

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}, \text{ jossa } M_{Ed} \text{ on poikkileikkauksessa esiintyvä rasitus.}$$

Poikkileikkauksen raudoituksen mitoitus tehdään yllä mainitun mitoitusehdon mukaan. Raudoituksen määrittelyssä käytetään suhteellista taivutusmomenttia μ . Mitoitukseen palataan myöhemmin, kun tarkastellaan yhteen suuntaan kantavan ja ristiin kantavan laatan raudoituksen tarvetta.

4 ELEMENTTIRAKENTEET

Noin puolet Suomessa käytettävästä betonista tehdään valmisosiksi tehtaassa. Tällä on saatu merkittäviä etuja. Ehkä tärkeimmäksi eduksi voidaan luokitella tuotteiden laatu. Sisätiloissa tehdyt elementit ovat yleensä vakioituja tuotteita. Betonirakenteiden tuotantoa on helpompaa valvoa tehtaalla sisätiloissa kuin työmaalla valaessa. [8]

Elementtien tehokas materiaalinkäyttö ja edullisemmat valmistuskustannukset perustuvat siihen, että tehtaassa tuotteet voidaan tehdä pienemmällä materiaalihukalla ja mittatarkempana. Jätteet kierrätetään sekä automaatiota ja ns. sarjavalmistusta hyödynnetään hyvin pitkälle. [8]

Suomen suurimman betonisten tuotteiden toimittajan, Parma Oy:n talonrakentamiseen valmistamia elementtejä ovat muun muassa julkisivu-, massiivilaatta-, ontelolaatta-, väliseinä-, hissikuilu- ja perustuselementit. Yritys valmistaa lukuisia muitakin tuotteita talonrakentamiseen sekä myös toimitila- ja infrarakentamiseen.

4.1 Elementtisuunnittelu

Hyvällä suunnittelulla on luonnollisesti suuri merkitys lopputuloksen laatuun. Tietokoneavusteisella suunnittelulla (CAD) on erittäin suuri merkitys nykypäivän elementtisuunnittelussa. Suunnittelun apuna käytetyt tietomallit (BIM) ovat yleistyneet nopeasti ja vaativat kohteet 3D-mallinnetaan melkein poikkeuksetta. Tietomallilla tarkoitetaan rakennuksen ja rakennusprosessin koko elinkaaren aikaisten tietojen kokonaisuutta digitaalisessa muodossa. [11]

Tietomallia voi hyödyntää hyvin monella tavalla ja voitaisiin jopa todetakin, että mahdollisuuksia on rajattomasti. Ohjelmistojen kehittäjät päivittävät ohjelmistoja jatkuvasti ja lisäävät niihin uusia ominaisuuksia, jotta tietomallista saataisiin kaikki hyöty irti. Tavallisimpia mallin hyödyntämistapoja ovat mallien visuaalinen tarkastelu, yhdistelmämallien teko ja niiden törmäystarkastelut, massojen ja määrien raportointi sekä tuotannon ohjaus. Mallista voidaan myös tuottaa tarvittavat dokumentit ja piirustukset, mikä nopeuttaa suunnittelutyötä huomattavasti.

Yksi yleisimmistä 3D-mallin luontiohjelmistoista on Tekla Structures. Ohjelman on kehittänyt suomalainen yritys Tekla Oyj. Ohjelmisto on laajasti käytössä niin Suomessa kuin ulkomaillakin. Kyseistä ohjelmaa käytetään myös Parma Oy:ssä pääsääntöisesti elementtisuunnittelutyössä.

5 MASSIIVILAATAT

Laattarakenteet ovat tasorakenteita, joiden paksuus on pieni muihin mittoihin verrattuna. Kuormitus vaikuttaa pääasiassa kohtisuoraan laatan tasoa vastaan synnyttäen taivutusrasituksia. Rakennuksen välipohjalaatat toimivat myös jäykistävinä levyrakenteina siirtäen vaakavoimia poikittaisseinille tai pilareille runkoratkaisusta riippuen. [7]

Massiivilaatta on nimensä mukaisesti umpinainen ja tasavahva yhtenäinen rakenne. Se on yleisimpiä välipohjaratkaisuja ontelolaatan rinnalla kerrostalorakentamisessa.

Massiivilaattaelementit tehdään yleensä yhteen suuntaan kantaviksi, mutta myös ristiin kantavia ratkaisuja käytetään kohteen pohjaratkaisusta riippuen. Rakennesuunnittelija määrittelee massiivilaatan paksuuden kohdekohtaisesti. Valintaan vaikuttavat yleensä kerroskorkeus, jänneväli ja kuormitukset. Lisäksi asuinrakennuksissa, hotelleissa yms., joissa on tiukempia ääneneristävyyksivaatimuksia, tulee noudattaa määräyksiä laatan paksuutta määrittäessä. [12]

Tässä työssä keskitytään asuinkerrostaloissa käytettäviin porrashuoneen kerrostasolaattoihin. Tavallisimmin asuinkerrostaloissa käytettävät porrastasolaatat ovat 260 mm paksuja massiivilaattaelementtejä. Työssä tarkastellaan siis tämän vahvuisia laattoja, jotka ovat Parma Oy:ssäkin vakioituja tuotteita.

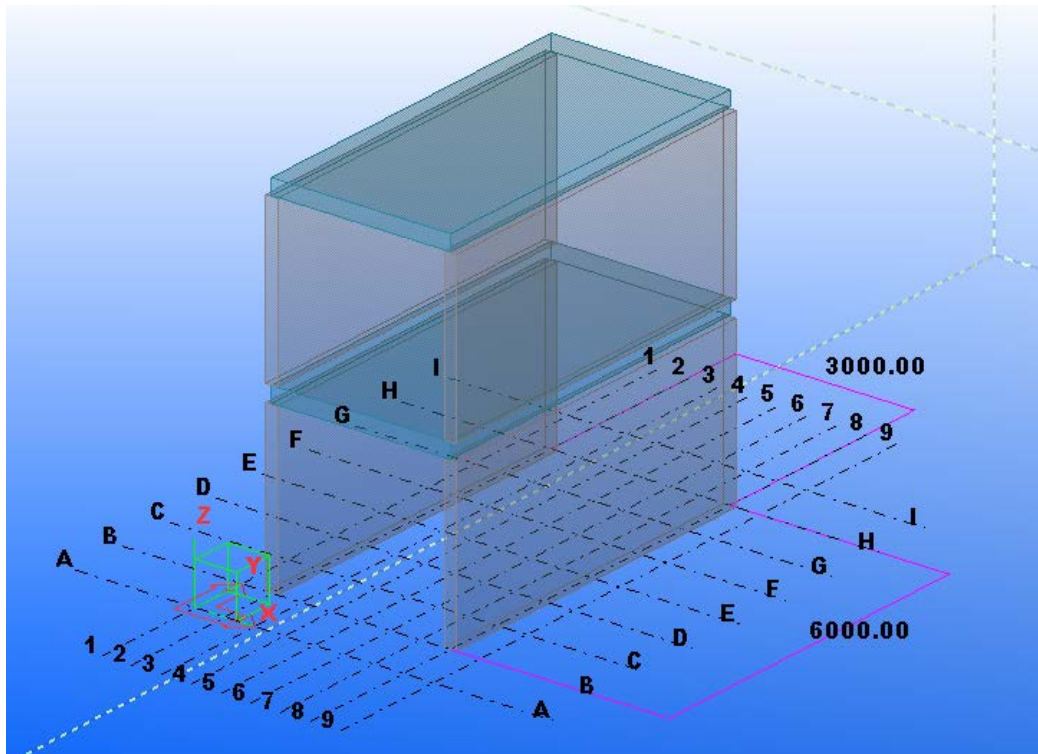
Parma Oy on integroinut kerros- ja lepotasolaattojen suunnittelun väliseinäsuunnittelun kanssa yhteen. Tällä tavalla elementtisuunnittelija hahmottaa ja ratkaisee paremmin muun muassa seinän ja laatan väliset liitokset. Tietomallinnuksen avulla elementtien välisiä törmäyksiä on helpompi havaita, sillä ohjelma ilmoittaa mahdollisista törmäyksistä aina törmäystarkastelua tehdessä. Olisi siis hyvä, jos saman kohteen väliseinä- ja tasolaattaelementtien suunnittelija olisi sama henkilö. Tässä työssä tarkasteltavat tasolaatat ovat tuettu väliseinien avulla. Teräputkikannatusta ei siis tarkastella.

6 YHTEEN SUUNTAAN KANTAVAN LAATAN MITOITUS

Yhteen suuntaan kantavien laattojen voimaasuureiden laskeminen etenee samalla tavalla kuin suorakaidepalkeillakin. Laatassa esiintyy taivutusmomenttia pääosin vain pääsuunnassa, jos kuormitus on tasan jakautunutta kuormaa. Poikittaisia rasituksia ei siten yleensä talonrakennuskohteissa tarkastella erikseen vaan taivutuskestävyys varmistetaan vähimmäisraudoitussääntöjen perusteella, jota kutsutaan tässä yhteydessä ”jakoraudoitukseksi”. [2]

Laatan poikkileikkaukseen epäkeskeisesti kohdistuvat kuormat aiheuttavat laattaan vääntörasituksia, joita ei massiivilaatoissa yleensä tarvitse erikseen ottaa huomioon. Vaativissa kohteissa ne tulee kuitenkin tarkistaa tietokoneohjelmilla. [2] Tämän työn esimerkkilaatat on mitoitettu lähteiden [1] ja [2] mukaisesti. Muilta osin lähde on merkitty laskelman yhteydessä.

Tarkastellaan alla olevan kuvan mukaisen rakennelman alimmaista massiivilaattaa. Lasketaan ensin laatan voimaasuuret ja lopuksi tarvittava raudoitus. Laatan mitat ovat 3000x6000x260 (mm³). Laatta tukeutuu 200 mm:n paksujen seinien keskilinjoihin niin, että tukileveyttä on kummallakin reunalla 100 mm.



KUVA 3. Tekla-malli tarkasteltavasta rakenteesta

6.1 Murtorajatilamitoitus

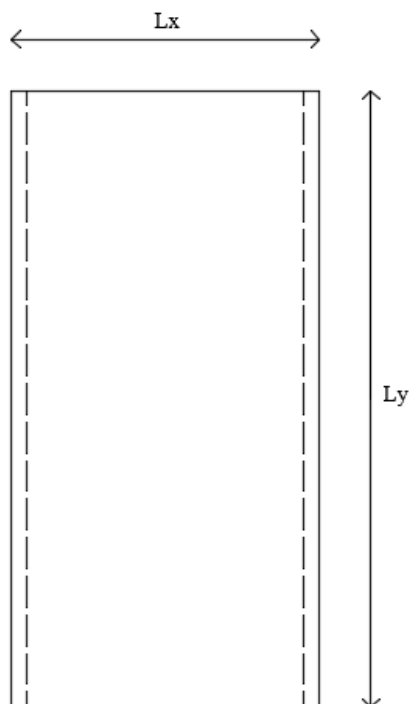
6.1.1 Taivutusmitoitus

Oletetaan laatan kummankin pään tuet vapaasti tuetuiksi. Todellisuudessa tuet ovat vapaasti tuetun ja jäykän kiinnityksen yhdistelmiä, sillä laatta on saumavalun kanssa saatu hyvin kiinni ympärillä oleviin rakenteisiin. Täysin jäykkää liitosta ei kuitenkaan synny, joten varman puolen tulos saadaan kun tarkastellaan laatan tukireunat vapaasti tuetuiksi.

Vapaiksi suunnitellut reunatuet tulee mitoittaa kuitenkin kiinnitysmomentille, jonka suuruus on vähintään 15 % kentän maksimimomentista. [2]

Lähtötiedot:

jännemitta 1, L_x	= 3,00 m
jännemitta 2, L_y	= 6,00 m
laatan paksuus, h	= 0,26 m
pysyvä kuorma, g_k	= laatan omapaino
muuttuva kuorma, q_k	= 2,5 kN/m ²
tuenta	= tuettu kahdelta sivulta vapaasti



KUVA 4. Yhteen suuntaan kantava laatta

Pysyvä kuorma omasta painosta:

$$g_k = 0,26m \cdot 25kN / m^3 = 6,5kN / m^2$$

Mitoituskuorma:

$$p_{Ed} = \max(p_{Ed,1}; p_{Ed,2})$$

$$p_{Ed,1} = 1,15 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k = 1,15 \cdot 6,5kN / m^2 + 1,5 \cdot 2,5kN / m^2 = 11,225kN / m^2$$

$$p_{Ed,2} = 1,35 \cdot g_k = 1,35 \cdot 6,5kN / m^2 = 8,775kN / m^2$$

$$p_{Ed} = 11,225kN / m^2$$

Taivutusmomentti:

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot L_x^2}{8} = \frac{11,225kN / m^2 \cdot (3,0m)^2}{8} = 12,63kNm / m$$

Mitoitusehto:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Raudoituksen mitoitus

Raudoituksen mitoitustehtävässä tunnettavat arvot:

- Mitoitusmomentti, M_{Ed} (12,63kNm/m)
- Betonin lujuuden mitoitusarvo, f_{cd} (14,2 Mpa, kun $f_{ck} = 25$ Mpa)
 - ja tehollisen lujuuden kerroin η (1,0 kun $f_{cd} \leq 50$ Mpa)
- Teräksen lujuuden mitoitusarvo, f_{yd} (435Mpa, kun $f_{yk} = 500$ Mpa)
- Poikkileikkauksen tehollinen korkeus, d

Arvataan teräksen halkaisijaksi 6 mm, jolloin betonipeitteen ollessa 25 mm saadaan

$$d = 260mm - 25mm - 6mm/2 = 232mm \sim 230mm$$

Mitoitusmomentin mukainen suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,63 \cdot 10^6 Nmm / mm}{1,0 \cdot 14,2N / mm^2 \cdot 1000mm \cdot (230mm)^2} = 0,017$$

Tarkistetaan onko poikkileikkaus riittävä ottamaan vastaan momentin.

$$\mu \leq \mu_{bd} (0,372) \text{ OK!}$$

Tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,017} = 0,017$$

Tarkistetaan, että raudoitus myötää murtotilassa.

$$\beta \leq \beta_{bd} (0,493) \text{ OK!}$$

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega = \beta = 0,017$$

Vaaditun vetoraidoituksen pinta-ala metriä kohti on tällöin

$$A_{s,vaad.} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0,017 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 230 \text{ mm} \cdot \frac{1,0 \cdot 14,2 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} = 128 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Tarkistetaan vähimmäisraudoitusala:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot d\right) = \left(0,26 \frac{2,6 \text{ N/mm}^2}{500 \text{ N/mm}^2} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 230 \text{ mm}; 0,0013 \cdot 230 \text{ mm}\right) \\ = (311 \text{ mm}^2; 299 \text{ mm}^2)$$

Vähimmäisraudoitusala tulee siis määrääväksi.

Eurokoodi asettaa raudoitustankojen tankovälille maksimiarvoja, jotka on luettavissa alla olevasta taulukosta (Taulukko 2).

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

TAULUKKO 2. Tankovälisäännöt, kahdesta arvosta pienempi on määräävä [2]

Pääraudoitus:

Valitaan T8 k150 (335mm²/m), jolloin tankoväliehtokin toteutuu!

Jakoraidoitus on vähintään 20 % pääraudoituksesta. Käytännössä verkkoraidoitettut laattaelementit raudoitetaan molempiin suuntiin samalla tankokoolla, jolloin alapinnan

raudoitukseksi valitaan tässä tapauksessa **#8/8-150/150**. Jakoraudoituksesi riittäisi kuitenkin $0,20 \cdot 311 \text{mm}^2 / \text{m} = 62,2 \text{mm}^2 / \text{m}$ T6-k400 ($70,7 \text{mm}^2 / \text{m}$)

6.1.2 Leikkausmitoitus

Laatat tarkastellaan tavallisesti leikkausraudoittamattomina. Leikkausmitoitusta tehdään kuitenkin viivamaisesti tuetuille laatoille. [2]

Leikkausvoima

$$V_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{11,225 \text{kN} / \text{m}^2 \cdot 3,0 \text{m}}{2} = 16,84 \text{kN} / \text{m}$$

Mitoitusehto:

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

Leikkauskestävyys:

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c \min}; V_{Rd,c0})$$

$$V_{Rd,c \min} = 0,035 \cdot d \cdot k^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{Mpa}}} \text{Mpa}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{230 \text{mm}}} = 1,93$$

$$V_{Rd,c \min} = 0,035 \cdot 230 \text{mm} \cdot 1,93^{3/2} \sqrt{\frac{25}{\text{Mpa}}} \text{Mpa} = 108 \text{kN} / \text{m}$$

Tässä leikkauskestävyyden vähimmäisarvo on niin korkea, ettei tarkempaa laskentaa tarvitse tehdä, koska ehto täyttyy tälläkin.

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

$$108 \text{kN} / \text{m} > 16,84 \text{kN} / \text{m}$$

Leikkauskestävyys OK!

6.1.3 Ankkurointimitoitus

Vapaalle tuelle kenttäraudoitus pitää ankkuroida vähintään voimalle:

$$F_{Ed} = V_{Ed} \frac{\alpha_L}{z} = V_{Ed} \frac{d}{z} \approx 1,1 \cdot V_{Ed}$$

Kaavasta saadaan ankkuroitavalle voimalle arvo, $F_{Ed} \approx 1,1 \cdot 16,84 \text{ kN} / \text{m} \approx 18,5 \text{ kN} / \text{m}$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

Yksinkertaistamisen vuoksi käytetään kaikkien vähennyskertoimien arvona 1,0.

Saadaan varman puolella oleva kaava:

$$l_{bd} = l_{b,rqd}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \text{ jossa}$$

tangossa vaikuttava normaali-jännitys

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s} = \frac{18,5 \cdot 10^3 \text{ N} / (\text{m})}{335 \text{ mm}^2 / (\text{m})} = 55,2 \text{ N} / \text{mm}^2$$

ja tartuntalujuuden mitoitusarvo

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,80 \text{ N} / \text{mm}^2 = 4,05 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Saadaan vaaditulle ankkurointipituudelle

$$l_{b,rqd} = \frac{8 \text{ mm}}{4} \cdot \frac{55,2 \text{ N} / \text{mm}^2}{4,05 \text{ N} / \text{mm}^2} = 27,3 \text{ mm}$$

Ankkurointipituudelle on myös olemassa vähimmäisarvo, joka tulee tarkistaa:

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) = \max(8 \text{ mm}; 80 \text{ mm}; 100 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$$

Saadaan lopullinen mitoitusarvo ankkurointipituudelle:

$$l_{bd} = 100 \text{ mm}$$

Kun tarkistetaan toteutuvaa ankkurointipituutta, huomataan, ettei vähimmäisarvo täyty!

Toteutuva ankkurointipituus:

$$l_b = 100 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 75 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Käytännössä tukiraudoituksen limityksellä varmistetaan ankkurointivaatimuksen täyttyminen. Tällä tavalla vältetään pääraudoituksen taivuttamisesta, joka on työtekniisesti haastavampaa ja aikaa vievää. Tukiraudoituksen limitystä on esitetty kuvassa 5.

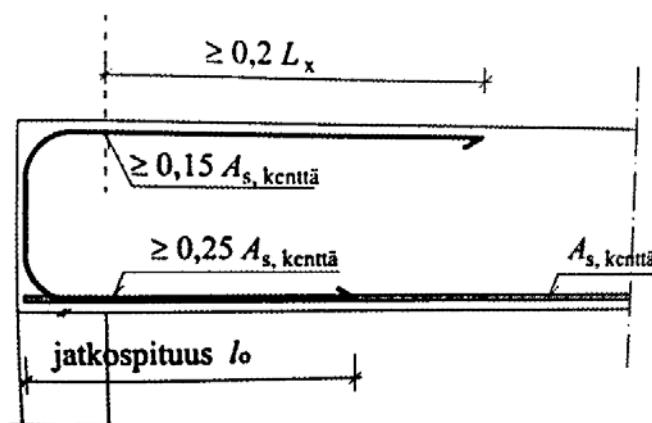
6.1.4 Tukiraudoitus

Vapaat reunatuet tulee mitoittaa kiinnitysmomentille, jonka suuruus on vähintään 15 % kentän maksimimomentista. Raudoitus ulotetaan tuen reunasta etäisyydelle $0,2 \times$ kentän lyhyempi jännemitta. Tämän raudoituksen tankoväli saa olla enintään pienempi arvoista $3h$ ja 400 mm . [2]

Tarvittava minimiraudoitus kiinnitysmomentille olisi näin ollen 15 % pääraudoituksesta:

$$A_{s,tuki} = 0,15 \cdot 311 \text{ mm}^2 / \text{m} = 47 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Tukiraudoitus toteutetaan kuitenkin tehtaalla yleensä taivutetuilla verkoilla, joiden tankoväli on sama kuin pääraudoituksen tankoväli. Tällöin tuen raudoitusala on pääraudoituksen verran ($311 \text{ mm}^2/\text{m}$), jos tuella käytetyn tangon paksuus on sama kuin pääraudoituksessa käytetty tanko, eli 8 mm .

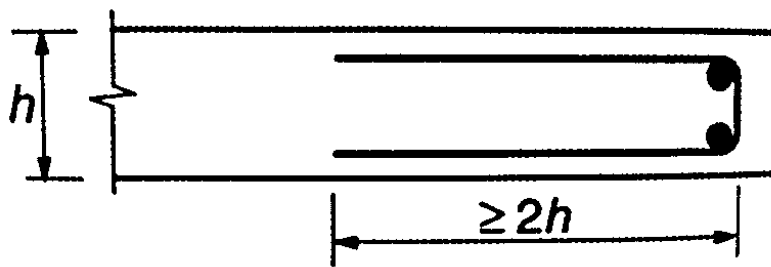


KUVA 5. Vapaan tuenraudoitus [2]

Vapaan reunan raudoitus

Laatan vapaat reunat varustetaan sekä pitkittäis- että poikittaisraudoitteilla. Käytännössä tehtaalla tämä toteutetaan taivutetuilla reunaverkoilla. Tankopaksuus kummankin suunnan raudoitteille on hyvä olla vähintään 8 mm. Poikittaisen raudoitteen jakoväli on enintään pienempi arvoista $4h$ ja 600 mm. [2]

Yleensä reunaverkot asennetaan limijatkokseen kentän verkkoraudoitteen kanssa, jolloin poikittaisen raudoitteen jakoväli määräytyy kentän verkon silmävälin mukaan.



KUVA 6. Vapaan reunan raudoittaminen [2]

6.2 Käyttörajatilamitoitus

6.2.1 Taipumatarkastelu

Tarkasteltavan poikkileikkauksen ja lyhyen jännevälin perusteella on selvää, ettei taipuma tule mitoittavaksi tekijäksi. Tarkistamme sen tässä kuitenkin yksinkertaistetulla tavalla. Eurokoodeissa on määritelty suositus taipumarajaksi laatta- ja palkkirakenteille:

$$\alpha_{\max} = \frac{L}{250}$$

Taipuman maksimiarvo voidaan laskea alla olevasta kaavasta. [1]

$$\alpha = K \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r}$$

K on tuennasta ja kuormituksesta aiheutuva kerroin, joka tässä tapauksessa on 0,104.

L on jännemitta

Laatan kaarevuus maksimimomentin kohdalla:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{Ek}}{EI} = \frac{10,13 \cdot 10^6}{9545 \cdot \frac{1000 \cdot 260^3}{12}} = 7,25 \cdot 10^{-7}$$

Viruman vaikutusta taipumaan on tässä otettu huomioon kimmomoduulin avulla. Kaarevuuden laskennassa on käytetty kimmomoduulin arvona tehollista kimmomoduulia, jossa huomioidaan viruman vaikutus. Virumaluvuksi on tässä käytetty arvoa 2,3. Ottaessa viruma huomioon kimmomoduulin arvo pienenee ja vastaavasti taipuman arvo suurenee.

Taipumaksi saadaan:

$$\alpha = 0,104 \cdot 3000^2 \cdot 7,25 \cdot 10^{-7} = 0,68(mm) \leq \alpha_{\max}$$

$$\alpha_{\max} = \frac{3000}{250} = 12mm$$

Taipuma on sallituissa rajoissa!

6.2.2 Halkeamatarkastelu

Tarkistetaan ensin halkeilukestävyyttä halkeilumomenttia laskemalla. [1]

Vetolujuuden tehollisena arvona käytetään vetolujuuden keskiarvoa:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,56N / mm^2$$

Halkeilumomentti:

$$M_{R,cr} = f_{ct,eff} \cdot W_I = 2,56N / mm^2 \cdot \frac{1000mm \cdot (260mm)^2}{6} = 28,8kNm$$

Mitoitusehto:

$$M_{Ek} \leq M_{R,cr}$$

10,1kNm < 28,8kNm, joten mitoitusehto täyttyy.

Poikkileikkaus ei siis halkea. Halkeilua ei tarvitse tässä tapauksessa tarkastella tämän enempää.

7 RISTIIN KANTAVAN LAATAN MITOITUS MASSIIVILAATTAMENETELMÄLLÄ

Ristiin kantavissa laatoissa esiintyy kahdessa toisiaan vastaan kohtisuoria taivutusrasituksia. Tällainen rasitus syntyy kolmelta tai neljältä sivulta tuetuissa suorakaidelaatoissa. Kuormien jakautumisen selvittäminen on vaikea tehtävä, mikä riippuu laatan jännemitoista, raudoituksen määrästä ja halkeilutilasta. [2]

Ristiin kantavan laatan toiminta voidaan hahmottaa likimääräisesti ristikkäin toimivien palkkien avulla. Voidaan siis ajatella, että laatta koostuu x- ja y-suuntaisista palkkikaistoista. Kun tarkastellaan näitä palkkikaistoja, huomataan momenttijakauman suuri riippuvuus jännemitoista. Tarkasteluissa on myös huomattu, että lyhyemmän suunnan raudoitus toimii tehokkaammin kuin pidemmän suunnan raudoitus. [2]

Ristiin kantavien laattojen kuormien ja taivutusrasituksien jakautumaa on hyvin vaikea määrittää tarkasti. Tarkempia tuloksia saadaan elementtimenetelmäohjelmilla. Suomessa eniten käytetyin taulukkomenetelmä on massiivilaattamenetelmä, jota tässäkin työssä käytetään. Muita ristiin kantavien laattojen mitoitukseen kehitettyjä menetelmiä ovat kaistamenetelmä ja myötöviivateoria. [2]

7.1 Massiivilaattamenetelmä

Momenttijakaumalle saadaan momenttikertoimet valmiista taulukkoarvoista. Taulukot ovat käyttökelpoisia tasaisesti kuormitetuille, suorakaiteen muotoisille ja kaikilta sivuilta tuetuille laatoille.

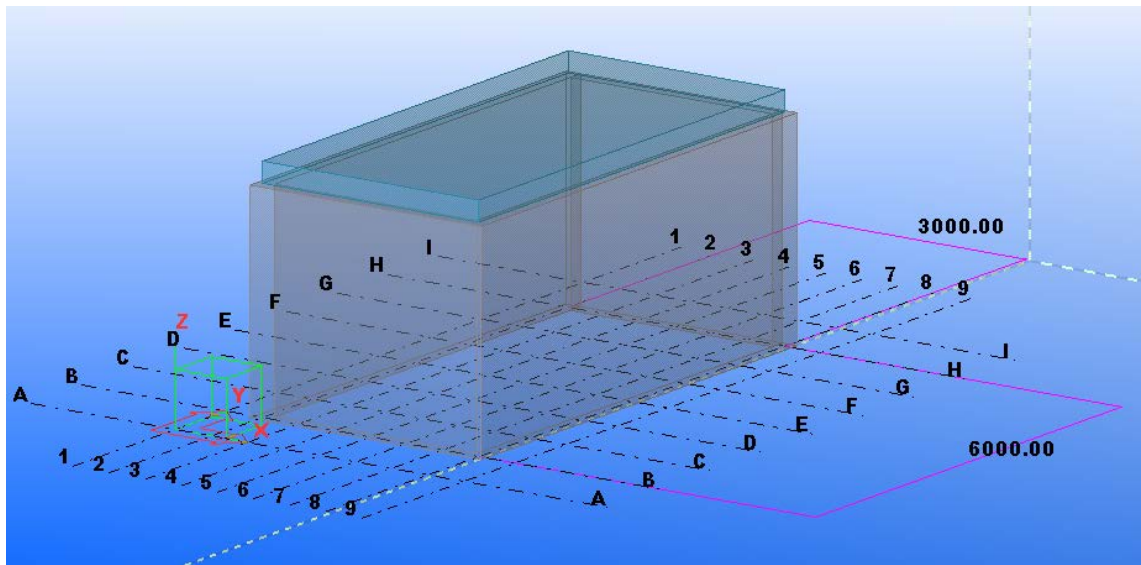
Taulukon momenttikertoimia voidaan käyttää sellaisinaan, mikäli tarkasteltavan laatan jännemittojen suhde on 1-2. Pitkiin laattoihin, joiden pidemmän sivun suhde lyhyempään on suurempi kuin 2, voidaan soveltaa taulukon arvoja jakamalla laattakenttä kolmeen osaan. Tämä on käsitelty tarkemmin kirjassa BY 211, osa 2. [2]

Perustapausten momentit eli sellaisten yksittäisten laattakenttien momentit, joiden jokainen sivu on tuettu koko reunaltaan joko vapaasti tai jäykästi, voidaan laskea seuraavalla kaavalla:

$$m = \alpha \cdot p_{Ed} \cdot L_x^2$$

α on momenttikerroin, joka saadaan taulukosta.

Seuraavaksi tarkastellaan alla olevan kuvan mukaisen rakennelman massiivilaattaa. Lasketaan ensin laatan voimasuuret massiivilaattamenetelmällä ja lopuksi määritellään tarvittava raudoitus. Laatan mitat ovat 3000x6000x260 (mm³). Laatta tukeutuu reunoiltaan 200 mm:n paksujen seinien keskilinjoille, eli tukileveyttä on joka reunalla 100 mm.



KUVA 7. Tekla-malli tarkasteltavasta rakenteesta

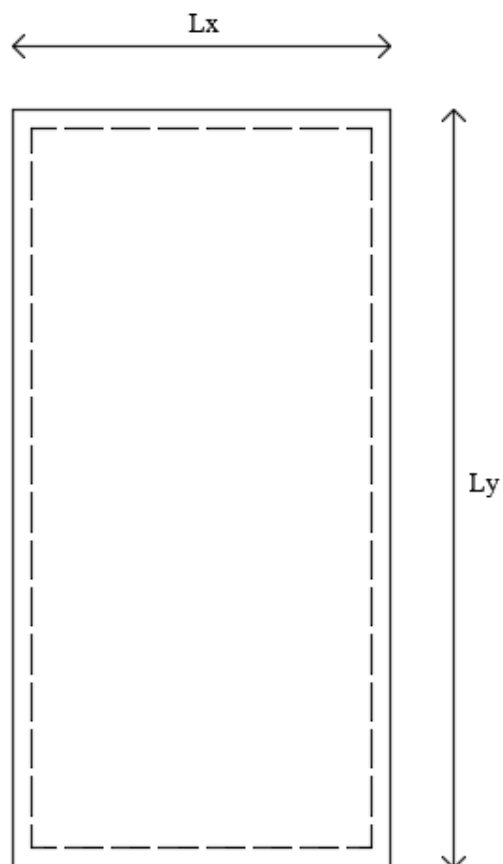
7.2 Murtorajatilamitoitus

7.2.1 Taivutusmitoitus

Oletetaan tässäkin esimerkissä laatan reunatuet vapaasti tuetuiksi.

Lähtötiedot:

jännemitta 1, L_x	= 3,00 m
jännemitta 2, L_y	= 6,00 m
laatan paksuus, h	= 0,26 m
pysyvä kuorma, g_k	= laatan omapaino
muuttuva kuorma, q_k	= 2,5 kN/m ²
tuenta	= tuettu jokaiselta sivulta vapaasti



KUVA 8. Ristiin kantava laatta

Mitoituskuorma:

$$p_{Ed} = 11,225 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (\text{Sama kuin edellisessä esimerkissä})$$

Mitoitusehto:

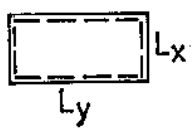
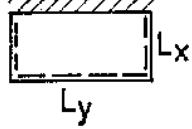
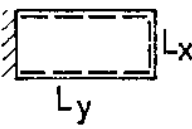
$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Taivutusmomentit:

Katsotaan momenttikertoimet massiivilaattamenetelmän taulukoista. Esimerkkilaattaa koskeva taulukko on esitetty alla

$$\alpha_{yf} = 0,0996$$

$$\alpha_{yf} = 0,0464$$

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

TAULUKKO 3. Momenttikertoimet ristiin kantaville laatoille (Rakentajain kalenteri 1987)

Vastaavat taivutusmomentit

$$m_{xf} = \alpha_{xf} \cdot p_{Ed} \cdot L_x^2 = 0,0996 \cdot 11,225 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot (3,0 \text{ m})^2 = 9,76 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$m_{yf} = \alpha_{yf} \cdot p_{Ed} \cdot L_x^2 = 0,0464 \cdot 11,225 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot (3,0 \text{ m})^2 = 4,69 \text{ kNm} / \text{m}$$

Raudoituksen mitoitus

Raudoituksen mitoitustehtävässä tunnettavat arvot:

- Mitoitusmomentti, M_{Ed} (9,76 kNm/m)
- Betonin lujuuden mitoitusarvo, f_{cd} (14,2 Mpa, kun $f_{ck} = 25$ Mpa)
 - ja tehollisen lujuuden kerroin η (1,0 kun $f_{cd} \leq 50$ Mpa)
- Teräksen lujuuden mitoitusarvo, f_{yd} (435Mpa, kun $f_{yk} = 500$ Mpa)
- Poikkileikkauksen tehollinen korkeus, d

Arvataan teräksen halkaisijaksi 6 mm, jolloin betonipeitteen ollessa 25 mm saadaan

$$d = 260\text{mm} - 25\text{mm} - 6\text{mm}/2 = 232\text{mm} \sim 230\text{mm}$$

Mitoitusmomentin mukainen suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9,76 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / \text{m}}{1,0 \cdot 14,2 \text{ N} / \text{mm}^2 \cdot 1000\text{mm} \cdot (230\text{mm})^2} = 0,013$$

Tarkistetaan onko poikkileikkaus riittävä ottamaan vastaan momentin.

$$\mu \leq \mu_{bd} (0,372) \text{ OK!}$$

Tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,013} = 0,013$$

Tarkistetaan, että raudoitus myötää murtotilassa.

$$\beta \leq \beta_{bd} (0,493) \text{ OK!}$$

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega = \beta = 0,013$$

Vaaditun vetoraudoituksen pinta-ala metriä kohti on tällöin:

$$A_{s,vaad.} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0,013 \cdot 1000\text{mm} \cdot 230\text{mm} \cdot \frac{1,0 \cdot 14,2 \text{ N} / \text{mm}^2}{435 \text{ N} / \text{mm}^2} = 98\text{mm}^2 / \text{m}$$

Tarkistetaan vähimmäisraudoitusala:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot d\right) = \left(0,26 \frac{2,6 \text{ N} / \text{mm}^2}{500 \text{ N} / \text{mm}^2} \cdot 1000\text{mm} \cdot 230\text{mm}; 0,0013 \cdot 230\text{mm}\right) \\ = (311\text{mm}^2; 299\text{mm}^2)$$

Vähimmäisraudoitusala tulee siis määrääväksi.

Raudoitus x-suunnassa:

Valitaan T8 k150 ($335\text{mm}^2/\text{m}$)

Raudoitus y-suunnassa:

Ristiin kantavissa laatoissa sekä x- että y-suunta ovat pääsuuntia, joten jakoraudoitusta ei sovelleta tässä.

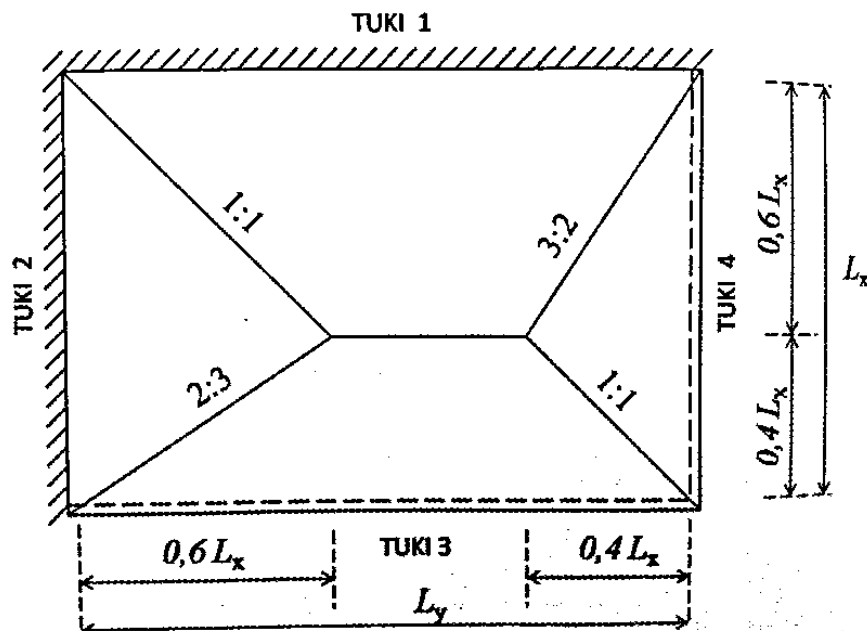
Y-suunnan taivutusmomentti oli $4,69\text{ kNm/m}$. Voidaan siis x-suunnan mitoituksen perusteella päätellä, että y-suunnan raudoituksessakin vähimmäisraudoite tulee määrääväksi.

Valitaan T8 k150 ($335\text{mm}^2/\text{m}$)

Valitaan siis laatan alapintaan verkkoraudoite #8-8/150-150.

7.2.2 Leikkausmitoitus

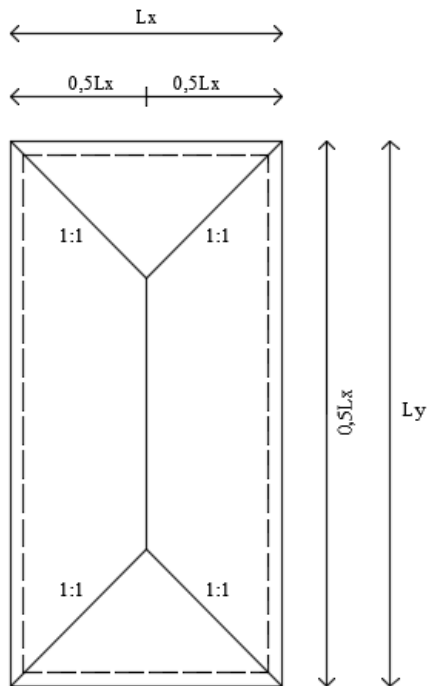
Ristiin kantavassa laattassa kuormat siirtyvät lähimmälle tuelle. Tuentatapa vaikuttaa kuormien jakautumiseen alla olevan kuvan mukaisesti. [2]



KUVA 9. Kuorman jakautuminen tuille ristiin kantavassa laattassa [2]

Kun laatan kaikki tuentatavat ovat samanlaisia, jokainen tukireuna ottaa saman verran kuormaa vastaan metriä kohden.

Tukireaktiolle saadaan kerroin $0,5 \cdot L_x$, joka kerrotaan mitoituskuormalla p_{Ed} .



KUVA 10. Kuormien jakautuminen esimerkkilaatassa

Leikkausvoima

$$V_{Ed} = 0,5 \cdot L_x \cdot p_{Ed} = 0,5 \cdot 3,0m \cdot 11,225kN / m^2 = 16,8kN / m$$

Mitoitusehto:

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

Leikkauskestävyys:

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c \min}; V_{Rd,c0})$$

$$V_{Rd,c \min} = 0,035 \cdot d \cdot k^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{Mpa}} Mpa$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{230mm}} = 1,93$$

$$V_{Rd,c \min} = 0,035 \cdot 230mm \cdot 1,93^{3/2} \sqrt{\frac{25}{Mpa}} Mpa = 108kN / m$$

Tässä leikkauskestävyyden vähimmäisarvo on niin korkea, ettei tarkempaa laskentaa tarvitse tehdä, koska ehto täyttyy tälläkin.

Mitoitusehto:

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

$$108kN/m > 16,84kN/m$$

Leikkauskestävyys OK!

7.2.3 Ankkurointimitoitus

Tässä tapauksessa ankkuroitava voima on täysin sama kuin edellisessä esimerkissä. Ankkurointimitoitus menee siis samalla tavalla kuin kohdassa 6.1.3.

7.2.4 Tukiraudoitus

Kohdassa 6.1.4 käsiteltiin tukiraudoituksille asetettuja vaatimuksia. Reunatuot pitää mitoittaa siis kiinnitysmomentille, joka on vähintään 15 % kentän maksimimomentista. Tukiraudoitus toteutetaan kohdan 6.1.4 mukaisesti.

7.2.5 Vapaiden nurkkien ankkurointi ja nousemisen eston vaatima raudoitus

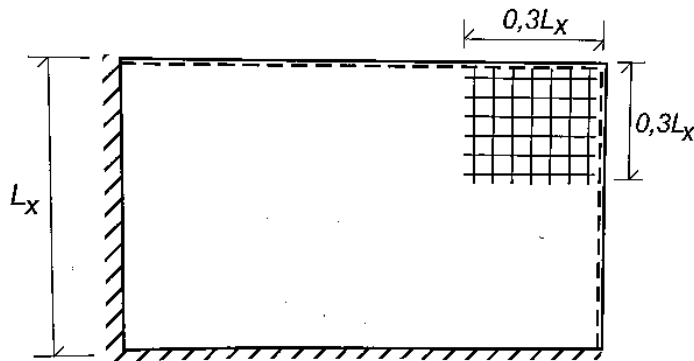
Vapaasti tuettujen sivujen yhtyessä laatan nurkassa kuormitus aiheuttaa kyseisiin nurkkiin laatan sivujen vääntömomentista aiheutuvan nostovoiman H_{Ed} ja sen eliminoimiseksi nurkkia täytyy ankkuroida siinä esiintyvälle voimalle. Yksinkertaistettu kaava ankkuroitavalle voimalle on esitetty alla. [10]

$$H_{Ed} = \frac{p_d \cdot L_x^2}{10} \cdot \sqrt{\frac{L_y}{L_x}}$$

Ankkuroitava voima nurkissa:

$$H_{Ed} = \frac{16,84 \cdot 3,0^2}{10} \cdot \sqrt{\frac{6,0}{3,0}} = 21,4(kN)$$

Ankkuroinnista aiheutuva laatan yläpinnan veto lävistäjän suunnassa otetaan huomioon mitoittamalla nurkkaan yläpinnan raudoitus molempien sivujen suuntaan momentille m'_{Rd} ja ulottamalla raudoitus pituudelle $0,3L_x$. [10]



KUVA 11. Laatan vapaan reunan nousemisen estosta aiheutuva yläpinnan vetoraudoitus ja sen ulottuma [10]

$$m'_{Rd} = \frac{p_d \cdot L_x \cdot L_y}{40} = \frac{16,84 \cdot 3,0 \cdot 6,0}{40} = 7,6 (\text{kNm} / \text{m})$$

Momenti on pienempi kuin taivutusmitoituksessa saatu mitoitusmomentti, jossa vähimmäisraudoitus saatiin määrääväksi. Voidaan siis päätellä, että tässäkin tapauksessa minimiraudoitus tulee määrääväksi. Minimiraudoitukseksi saatiin siis:

$$A_{s,\min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot d\right) = \left(0,26 \frac{2,6 \text{ N} / \text{mm}^2}{500 \text{ N} / \text{mm}^2} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 230 \text{ mm}; 0,0013 \cdot 230 \text{ mm}\right) \\ = (311 \text{ mm}^2; 299 \text{ mm}^2)$$

Valitaan #8-8/150-150 (335 mm²/m)

Raudoituksen mitoituksen kulku on esitetty kohdassa 7.2.1.

7.3 Käyttörajatilamitoitus

7.3.1 Taipumatarkastelu

Maksimitaipuma:

$$\alpha_{\max} = \frac{L}{250}$$

Taipuman arvo:

$$\alpha = K \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{Ek}}{EI} = \frac{8,10 \cdot 10^6}{9545 \cdot \frac{1000 \cdot 260^3}{12}} = 5,79 \cdot 10^{-7}$$

Viruman vaikutusta taipumaan on tässä otettu huomioon kimmomoduulin avulla. Kaa-revuuden laskennassa on käytetty kimmomoduulin arvona tehollista kimmomoduulia, jossa huomioidaan viruman vaikutus. Virumaluvuksi on tässä käytetty arvoa 2,3. Kun laskennassa otetaan viruma huomioon, kimmomoduulin arvo pienenee ja vastaavasti taipuman arvo suurenee.

Saadaan taipumaksi:

$$\alpha = 0,104 \cdot 3000^2 \cdot 5,79 \cdot 10^{-7} = 0,54(mm) \leq \alpha_{\max}$$

$$\alpha_{\max} = \frac{3000}{250} = 12mm \quad \text{Taipuma on sallituissa rajoissa!}$$

7.3.2 Halkeamatarkastelu

Tarkistetaan ensin halkeilukestävyyttä halkeilumomenttia laskemalla. [1]

Vetolujuuden tehollisena arvona käytetään vetolujuuden keskiarvoa:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,56N / mm^2$$

Halkeilumomentti:

$$M_{R,cr} = f_{ct,eff} \cdot W_I = 2,56N / mm^2 \cdot \frac{1000mm \cdot (260mm)^2}{6} = 28,8kNm$$

Mitoitusehto:

$$M_{Ek} \leq M_{R,cr}$$

10,1kNm < 28,8kNm, joten mitoitusehto täyttyy.

Poikkileikkaus ei siis halkea. Halkeilua ei tarvitse tässä tapauksessa tarkastella tämän enempää.

8 ELEMENTTIMENETELMÄ

Lujuuslaskennan tavoitteena on ratkaista rakenteen siirtymät, muodonmuutokset ja jännitysjaakaumat. Kun rakenteen kuormitukset tiedetään, saadaan lujuusopin teoriassa johdetuilla kaavoilla ratkaistua periaatteessa kaikkien lineaarisen tehtävien ratkaisut. Tarkka analyttinen ratkaisu onnistuu kuitenkin käytännössä vain yksinkertaisen geometrian omaavien rakenteiden peruskuormitustapauksissa. Monimutkaisemmissa rakenteissa joudutaan tyytymään likimääräiseen ratkaisuun jollakin numeerisella menetelmällä. [5]

Lujuuslaskentaan kehitetyistä numeerisista menetelmistä elementtimenetelmä on osoittautunut tehokkaimmaksi. Elementtimenetelmän englanninkielinen lyhenne on Finite Element Method, josta käytetään yleensä lyhennettä FEM. Lyhennettä käytetään maailmanlaajuisesti puhuttaessa elementtimenetelmästä. Elementtimenetelmällä suoritettava laskennasta käytetään taas lyhennettä FEA, joka tulee sanoista Finite Element Analysis. FEM:n menestys perustuu tietokoneisiin, jotka mahdollistavat kymmenien ja jopa satojen tuhansien monimutkaisten yhtälöiden laskemisen lyhyessä ajassa. [5]

8.1 Elementtiverkko

Kuten aiemmin todettiin, perusdifferentiaaliyhtälöiden analyttinen ratkaiseminen onnistuu vain yksinkertaisen geometrian, kuormituksen ja tuennan omaavissa perustapauksissa. Monimutkaisemmissa tapauksissa elementtimenetelmällä saadaan hyvin tarkka likiarvo. Siinä geometrialtaan monimutkainen rakenne jaetaan äärellisiin osiin, jotka ovat taas geometrialtaan yksinkertaisia. Näitä jaettuja osia kutsutaan elementeiksi. Kolmiulotteisessa kappaleessa elementit ovat neli-, viisi-, tai kuusitahokkaita. Pintarakenteiden (levyt, laatat, kuoret) yhteydessä käytetään neli- ja kolmisivuisia tasoelementtejä, joiden reunaviivat voivat olla suorina tai yksinkertaisia käyriä viivoja. Elementit muodostavat yhdessä elementtiverkon, joka käsittelee tarkasteltavaa kappalekokonaisuutta. Elementit liittyvät toisiinsa vain tietyissä pisteissä, joita kutsutaan elementtien solmuiksi. [5]

Lujuusopin elementtimenetelmän perusyhtälöt voidaan johtaa kaikille rakennetyypeille lähtemällä liikkeelle lujuusopin perussuureita hallitsevista osittaisdifferentiaaliyhtälöistä. Perusyhtälöt muodostetaan elementtien alueissa toteutettavan interpoloinnin avulla ja

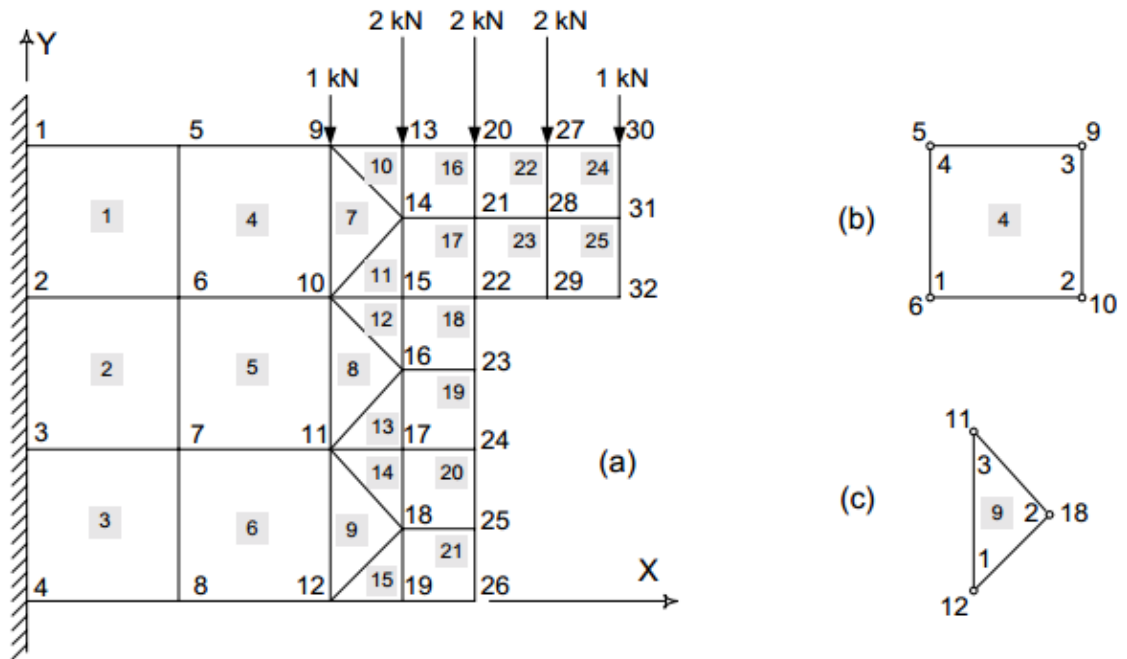
niistä saadaan tarkasteltavalle tehtävälle likimääräinen ratkaisu. Kolmiulotteisille solidirakenteille ja kaksiulotteisille pintarakenteille interpolointiin perustuva elementtimenetelmä on ainoa mahdollinen. Ristikko- ja kehärakenteille eli viivarakenteille on mahdollista käyttää myös yksinkertaisempaa suoraa elementtimenetelmää, jolloin elementtimenetelmän perusyhtälöt muodostetaan suoraan lujuusopin sauva- ja palkkiteoriaa käyttäen. Koska interpolointia ei suorassa elementtimenetelmässä käytetä, johtaa se lisäksi sovellettavan lujuusopin teorian puitteissa tarkkaan ratkaisuun. [5]

Elementtien koko voi vaihdella paljon riippuen tarkasteltavan ongelman luonteesta. Kappaletta jaettaessa elementteihin voidaan samanaikaisesti käyttää erityyppisiä ja muotoisia sekä erilaiset geometriset ja materiaaliominaisuudet sisältäviä elementtejä. Tämä ominaisuus tekee yhdistettyjen rakenteiden käsittelystä hyvin joustavan. Elementtiverkko kuvaa todellista kappaletta, mutta usein vain likimääräisesti varsinkin pinta- ja solidirakenteilla. Tämä aiheuttaa saataviin tuloksiin jonkin verran virhettä. Virhettä voidaan minimoida käyttämällä riittävän pienikokoisia ja kaarevareunaisia elementtejä, jolloin tuloksista saadaan riittävän tarkkoja arvoja. [5]

Kuvassa 12 (a) on esimerkki levyrakenteen elementtiverkosta. Verkossa on 9 kolmioelementtiä ja 16 nelikulmioelementtiä, Ne ovat lineaarisia elementtejä, jolloin niiden sivut ovat suorat ja solmut sijaitsevat vain elementin kärkipisteissä. Tämän esimerkin verkossa on pääosin käytetty 4-solmuisia nelikulmioelementtejä. Kuormitetulle alueelle on tarvittu kolmisolmuisia elementtejä tiheämmän verkon aikaansaamiseksi ja sitä kautta siis tarkemman tuloksen aikaansaamiseksi.

Kuvassa 12 (b) on tyypillinen nelikulmioelementti sekä sen lokaali- ja globaalinumerointi. Vastaavasti kohdassa (c) on esitetty tyypillinen kolmioelementti numerointineen.

Kuten esimerkistä käy ilmi, elementtimenetelmässä käytetään elementtien ja solmujen numerointia. Tämä sen takia, että systemaattinen käsittely ja ohjelmointi tietokoneelle olisivat mahdollisia. Solmuille tarvitaan siis kaksi eri numerointia. Lokaalinumerointia tarvitaan puhuttaessa yksittäisen elementin asioista ja globaalinumeroointia käsiteltäessä elementtiverkkoa kokonaisuutena.



KUVA 12. Levyrakenteen elementtiverkko [5]

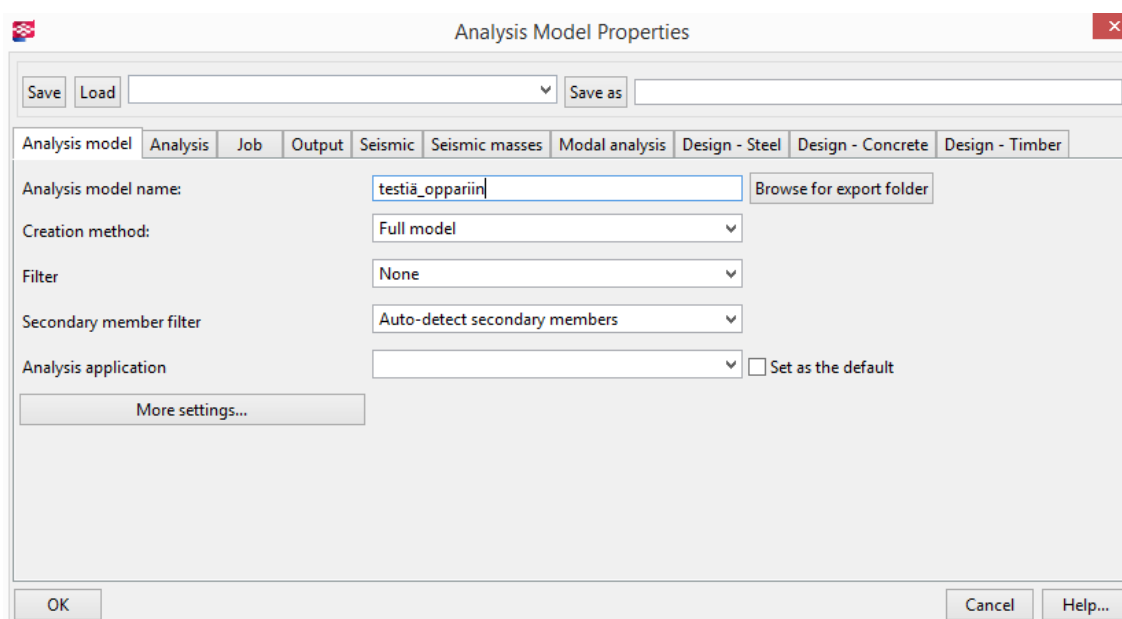
FEM-laskennassa on laskentamallin valintaan ja siinä käytettäviin elementtityyppeihin jo laskennan alkuvaiheessa kiinnitettävä riittävästi huomiota. Riittävän tarkkoja tuloksia antava laskentamalli edellyttää muun muassa sopivan tyyppisten elementtien käyttöä, oikeata verkon tiheyttä rakenteen eri osissa ja sellaisten elementtien käyttöä, joissa on tarpeeksi säännöllinen geometria. Mallin geometrian luonnissa ei siis ole kysymys vain tutkittavan kappaleen piirtämisestä, vaan luodulla geometrialla on pystyttävä toteuttamaan myös laskennan kannalta tehokas elementtiverkko. [5]

9 TEKLA-MALLIN SIIRTÄMINEN FEM-DESIGNIIN

Strusoft on kehittänyt mallinsiirto-ohjelmia eri ohjelmistoilla tehtyjen mallien siirtämiseksi FEM-Designiin. Malleja voi siirtää FEM-Designiin ainakin Autodeskin Revitistä, Graphisoftin ArchiCAD:stä ja Tekla Structuresista. Tekla-mallien siirtämiselle kehitetty työkalu on Tekla StruXML Export. Se on hyvin helppokäyttöinen ja selkeä.

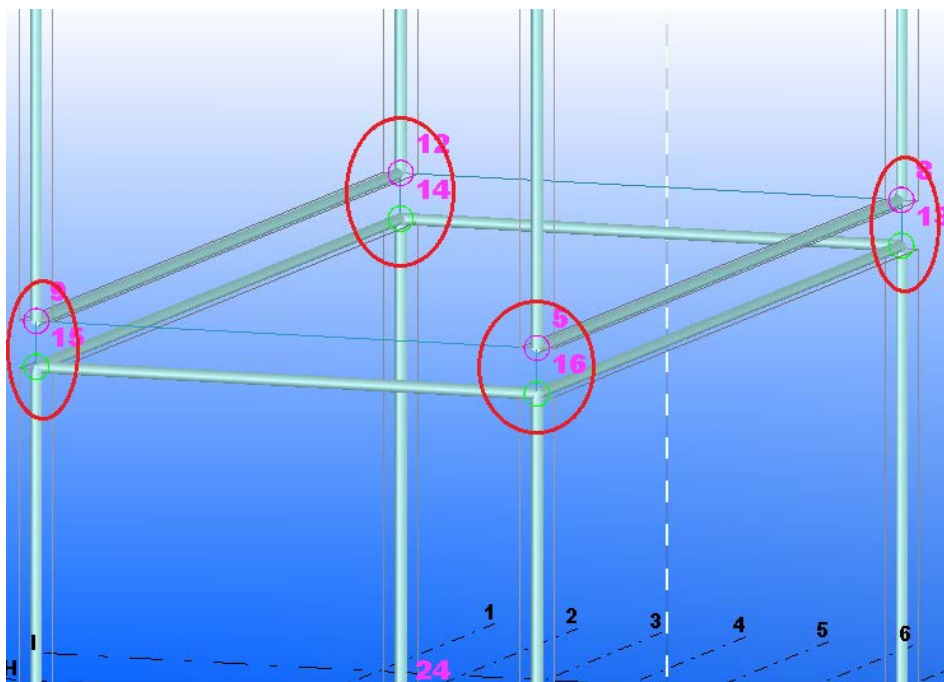
Mallin siirtäminen alkaa Teklasta. Teklassa luodusta mallista luodaan ensin analyysimalli painamalla ”Analysis & Design Models” -nappia, joka löytyy ”Analysis”-välilehden alta. Tällä toiminnolla voidaan säätää ja tarkastella Teklassa luotua mallia ennen sen siirtämistä toiseen ohjelmistoon, kuten FEM-Designiin, tarkempaa analysointia varten. Strusoftin kehittämällä siirtotyökalulla, Tekla-mallista ei siirry juuri muuta kuin materiaalitiedot ja geometria. Esimerkiksi Teklassa luotuja kuormia, kuormitustapauksia ja tukiehtoja ei pystytä siirtämään FEM-Designiin, vaan ne tulee määrittää FEM-Designissa uudestaan. Toisaalta FEM-Designin työkalut näiden tietojen määrittämiseen ja niiden käsittelyyn ovat selkeästi kehittyneempiä kuin Teklan työkalut, joten ne onkin hyvä määrittää vasta FEM-Designissa.

”Analysis application” -kohta jätetään tyhjäksi, kun mallia siirretään FEM-Designiin. Tässä vaiheessa siis luodaan uusi analyysimalli, jolle ei tehdä muutoksia, vaan nimeämisen jälkeen painetaan OK.



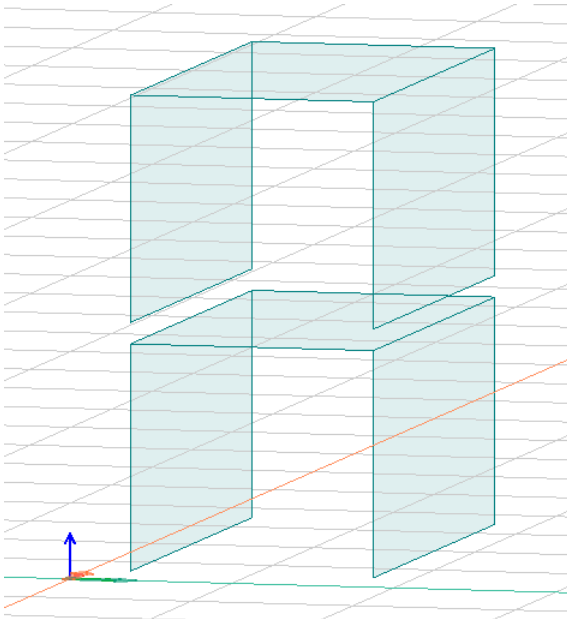
KUVA 13. Uuden analyysimallin luominen Teklassa

Luotua analyysimallia kannattaa tarkistaa viimeistään FEM-Designissa mallin siirron jälkeen. Alla on esitetty esimerkki, kuinka analyysimalliin voi syntyä virheitä. Kuva on otettu analyysimallista Teklassa. Tässä esimerkissä seinäelementin ja laattaelementin väliin on jätetty 15 mm:n sauma, jotta elementtien korot vastaisivat mallissa todellista asennuskorkeutta. Koska saumakohta on jätetty ”tyhjäksi”, analyysimalli käsittelee ne erillisinä kappaleina, jotka eivät liity toisiinsa.



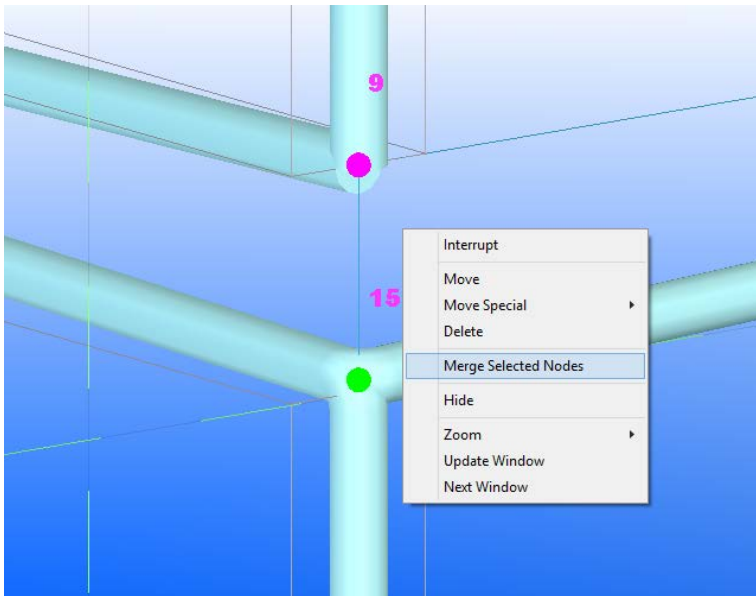
KUVA 14. Analyysimallin tarkastaminen

Kuvassa 14 nähdään, että toisen kerroksen seinäelementtien nurkat eivät ole yhteydessä laattaan eivätkä alemman kerroksen seiniin. Kun tämä analyysimalli viedään FEM:iin, se näyttäisi kuvan 15 mukaisen rakenteen. Kuvasta näkee selvästi, ettei alemman ja ylempään kerroksen väliset rakenteet ole yhteydessä toisiinsa millään tavalla niin kuin ne todellisuudessa ovat.



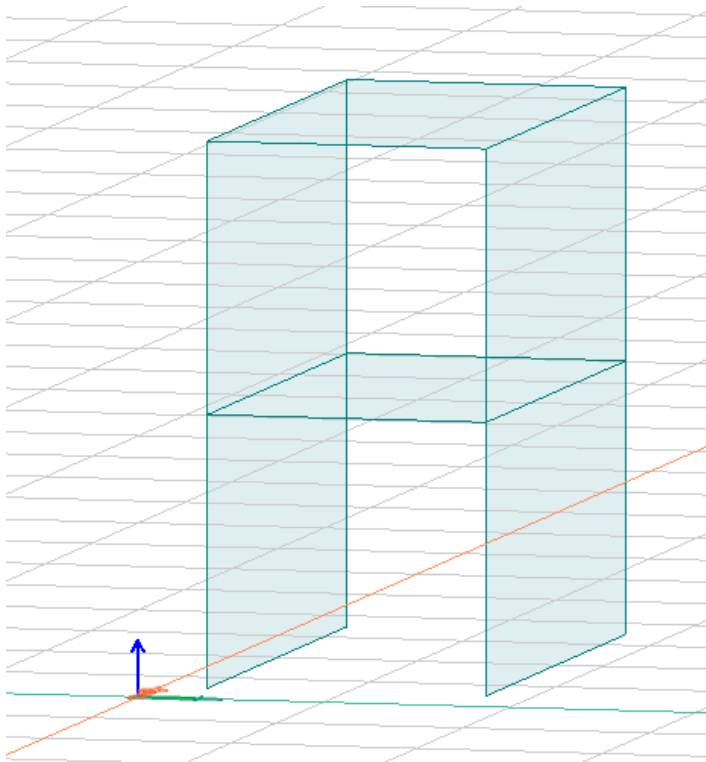
KUVA 15. Virheellinen analyysimalli tuotuna FEM-Designiin

Ongelma voidaan korjata yhdistämällä nurkkapisteet toisiinsa. Tällöin rakenteet toimivat yhtenäisesti ja ovat yhteydessä toisiinsa. Luvussa 10 käsitellään tarkemmin tukiehtojen määrittystä laattarakenteelle. Tässä vaiheessa riittää, että saadaan nurkkapisteet yhdistettyä.



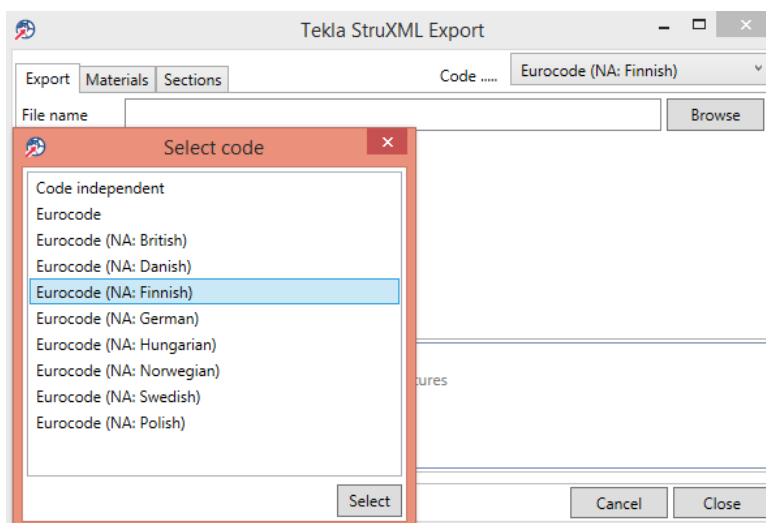
KUVA 16. Analyysimallin solmujen yhdistäminen

Korjattu analyysimalli FEM:ssä on kuvattu alla.

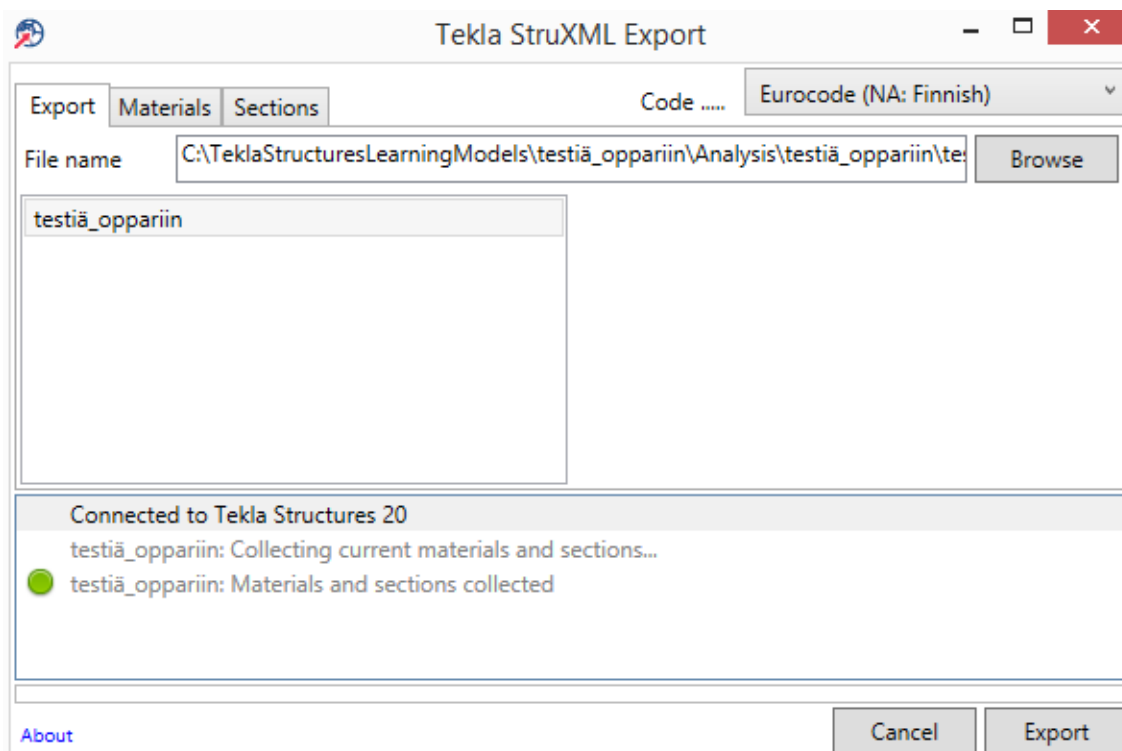


KUVA 17. Korjattu analyysimalli tuotuna FEM-Designiin

Analyysimallin luomisen jälkeen voidaan avata ”Tekla StruXML Export” -mallinsiirto-ohjelma. Ohjelmasta valitaan Eurokoodilistalta Suomi ja sitten oma analyysimalli vasemmasta ikkunasta.



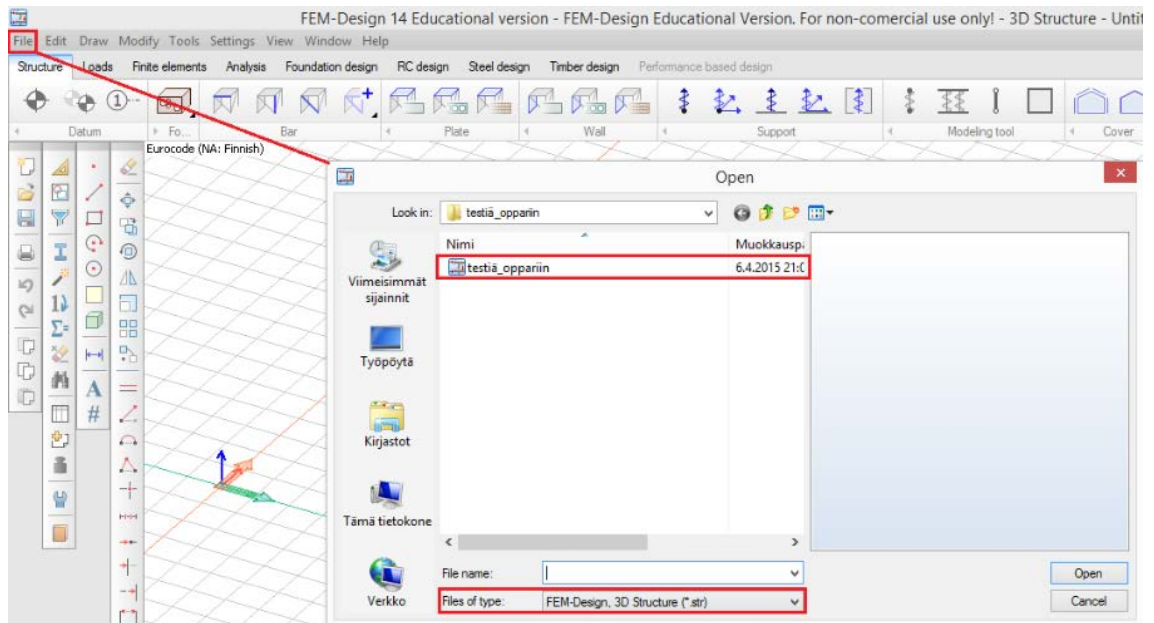
KUVA 18. Tekla StruXML Export -mallinsiirto-ohjelman alkunäkymä



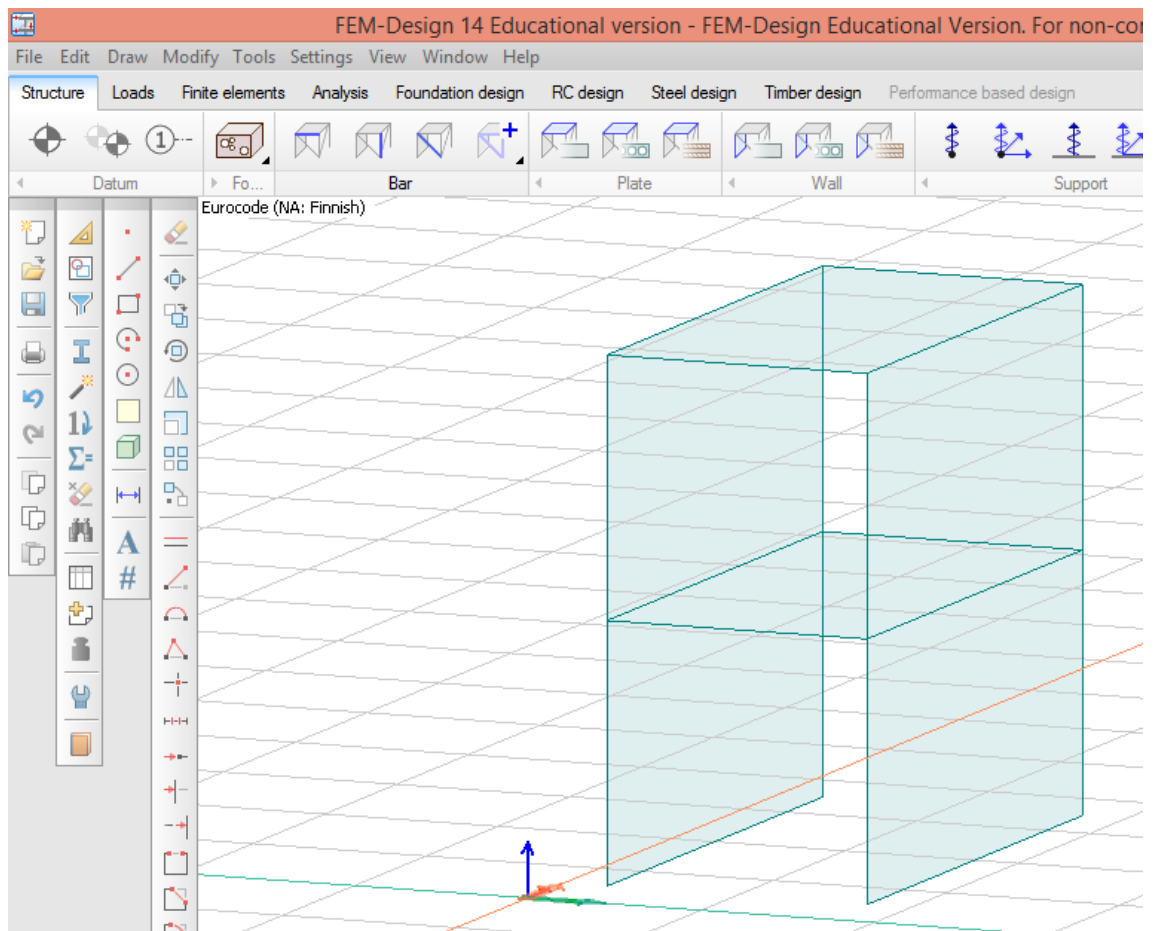
KUVA 19. Analyysimallin valinta

Seuraavaksi ohjelma ilmoittaa, että analyysimallista on kerätty kaikki materiaalit ja profiilit siirtoa varten. Mikäli ohjelma ei tunnista joitain materiaaleja tai profiileja, ne voidaan tässä kohtaa nimetä FEM-Designissa käytettyjen materiaalien ja profiilien mukaisiksi ”Materials” ja ”Sections” -välilehtien alta löytyvillä vaihtoehdoilla. Tämän jälkeen voidaan painaa ”Export” -nappia, jolloin ohjelma muuttaa Tekla-mallin struxml-tiedostoksi, jota on mahdollista avata FEM-Designilla. Tässä kohtaa voidaan siis siirtyä FEM-Design -ohjelmaan analyysimallin käsittelyä varten.

Avataan juuri luotu struxml-tiedosto, jolloin Teklassa tehty malli ilmestyy ruudulle.



KUVA 20. Analyysimallin avaaminen FEM-Designissa

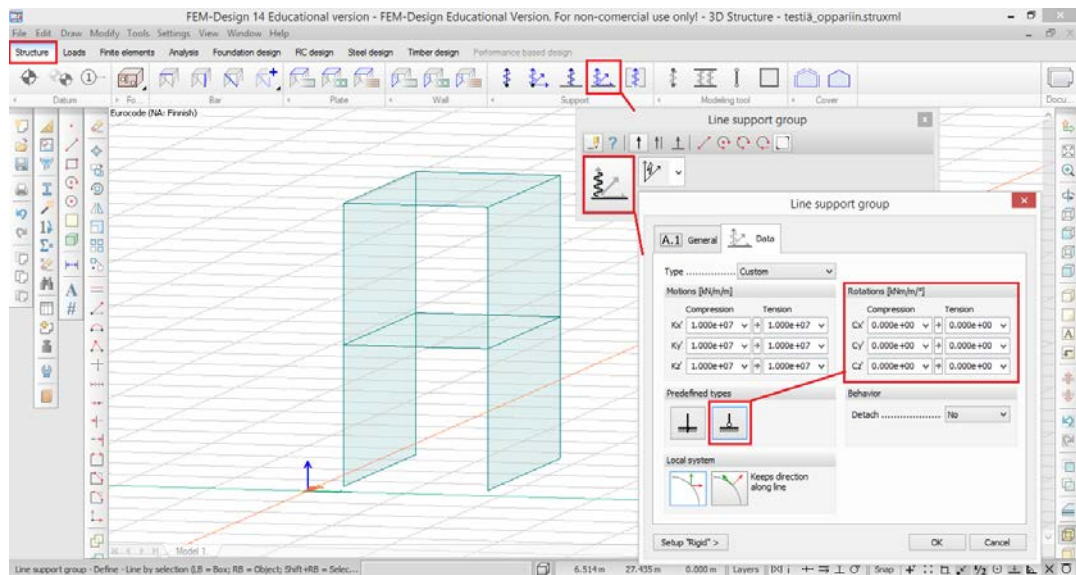


KUVA 21. Analyysimalli FEM-Designissa

10 YHTEEN SUUNTAAN KANTAVAN LAATAN MITOITUS FEM-DESIGNILLA

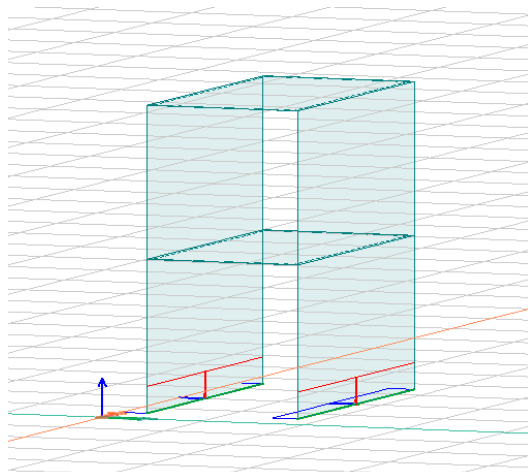
10.1 Tukiehtojen määrittäminen

Ennen kuormien ja voimasuureiden määrittämistä, tulee rakenteelle ja sen osille määrittää tukiehdot. Tässä esimerkissä seinien tuet ovat nivelisiä viivatuksia. Viivatuet saadaan kuvan 22 esittämän polun kautta. Valitaan ”Support”-valikosta ”Line support group”, jonka jälkeen mennään viivatuen asetuksiin klikkaamalla viivatukea kuvaavaa kuvaketta. Uuden ikkunan auettua saadaan tuet valittua tukityyppiä kuvaavista painikkeista.



KUVA 22. Tukiehtojen määrittäminen ensimmäisen kerroksen seinille

Hyväksytään tukiehdot painamalla OK-nappia ja lisätään viivatuet alimman kerroksen seinien alareunaan.



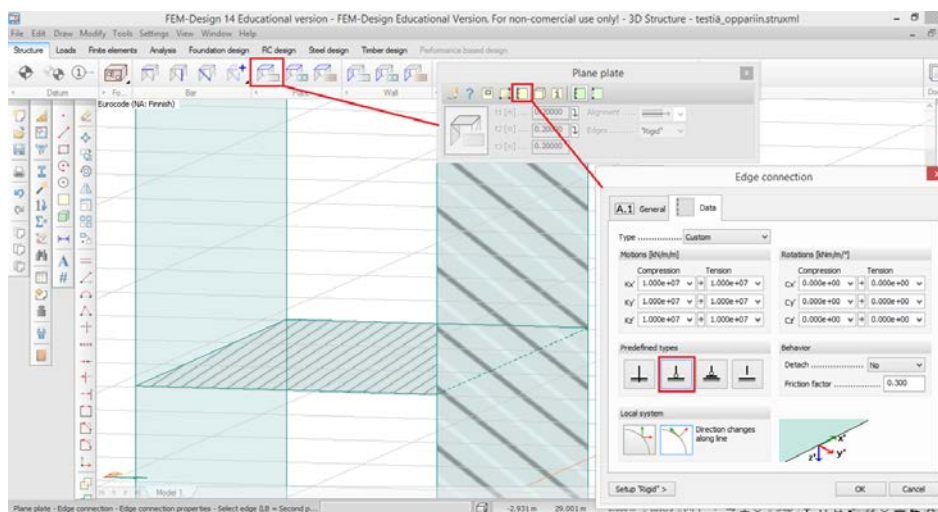
KUVA 23. Alimman kerroksen tukiehdot määriteltynä

Laattaelementin tukiehdot

Käytännössä massiivilaattaelementti on tuettu melko jäykästi saumavalulla sen ympärillä oleviin rakenteisiin, mutta todellisuudessa tuki on nivelisen ja jäykän tuen väliltä. Se ei ole ihan nivelinen eikä täysin jäykkäkään. Käsinlaskennassa yhteen suuntaan kantavan laatan voimasuureet laskettiin niin, että tuet oletettiin nivellisiksi.

Laatan voimasuureiden määrittämiseen ei FEM-Designissa tarvita tässä tapauksessa muuta kuin alimman kerroksen seinien tukiehdot, jotka lisättiin jo aiemmin. Laatalle ohjelma määrittää itse tukiehdot. Kun laatan momenttikuviota haetaan, ohjelma antaa sellaiset tulokset, joita ei ole saatu jäykän tuennan eikä nivelisen tuennan määrittämisen avulla, vaan tulos osuu juuri näiden välille. Toisin sanoen ohjelma käsittelee laatan tuet niin kuin ne todellisuudessa käyttäytyvätkin. Varman puolen tuloksen saamiseksi muutamme laatan tukiehdot niin, että ne ovat niveltuet kummassakin päässä. Tällöin saadaan taivutusmomentin maksimiarvo laatan keskellä todellista suuremmaksi, mutta tukialueen momentiksi saadaan nolla. Todellisuudessa tuella esiintyy momenttia laatan yläpuolella, mikä tulee kuitenkin huomioida erikseen.

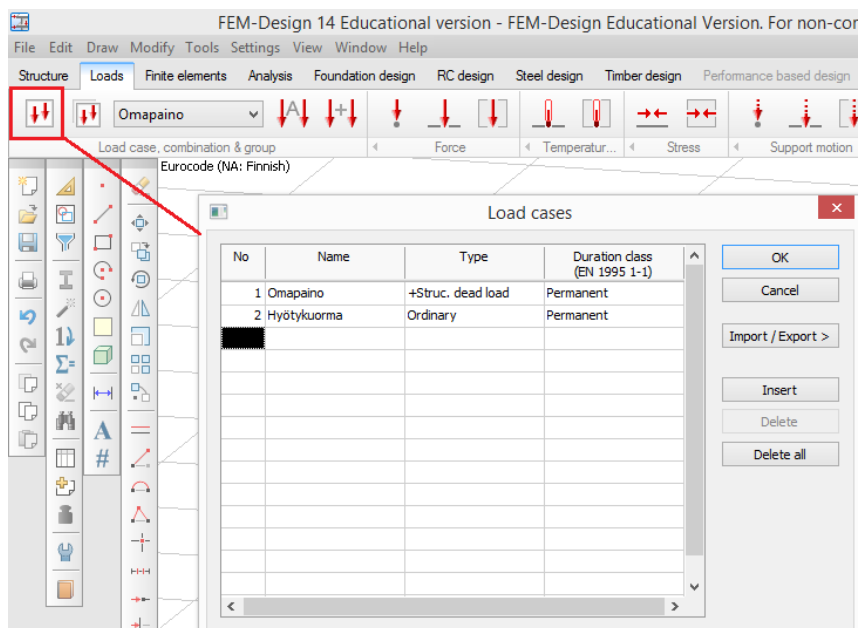
Niveltuet laatalle lisätään ”Plane plate” -napin takaa löytyvän ikkunan kautta. Ikkunan auettua painetaan ”Edge Connection” -nappia, jolloin ohjelma kysyy, minkä laatan reunatukia muutetaan. Valitaan laatta, jonka jälkeen ohjelma kysyy, mitä reunaa halutaan käsitellä. Valitaan reunat vuorotellen ja muutetaan reunatuet laatan tuissa nivellisiksi ja laatan vapaat päät vapaiksi.



KUVA 24. Laatan tukiehtojen määrittäminen

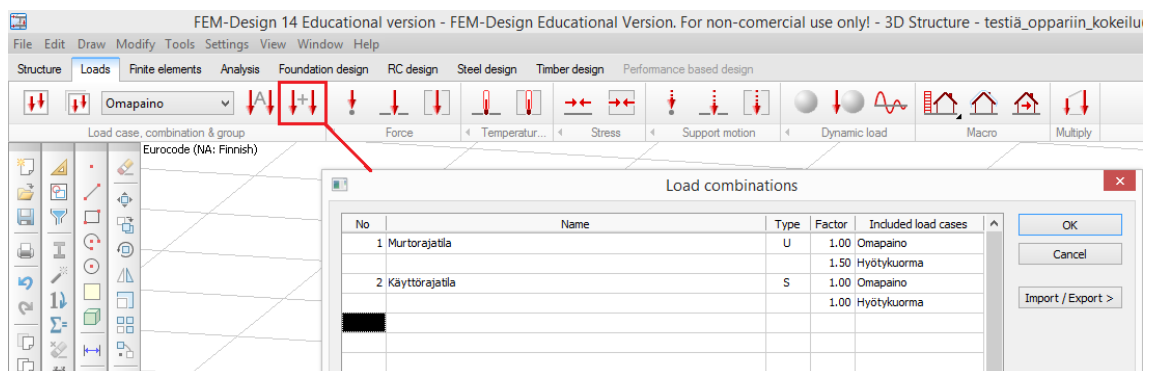
10.2 Kuormien lisääminen ja kuormitustapauksien luominen

Kuormia lisätään ”Load cases” -välilehdessä. Tähän lisätään siis kaikki rakenteessa esiintyvät kuormatyytit, joita halutaan käsitellä, esimerkiksi hyötykuorma, tuulikuorma, pistekuorma jne. Omapaino tulee aina lisätä myös tähän, mutta sitä ei tarvitse erikseen laskea, sillä ohjelma laskee rakenteelle määrätyn materiaalin avulla omapainosta aiheutuvan kuorman itse. Tässä esimerkissä on otettu mukaan vain omapainosta ja hyötykuormasta aiheutuvat kuormat.



KUVA 25. Kuormitustyyppien lisääminen

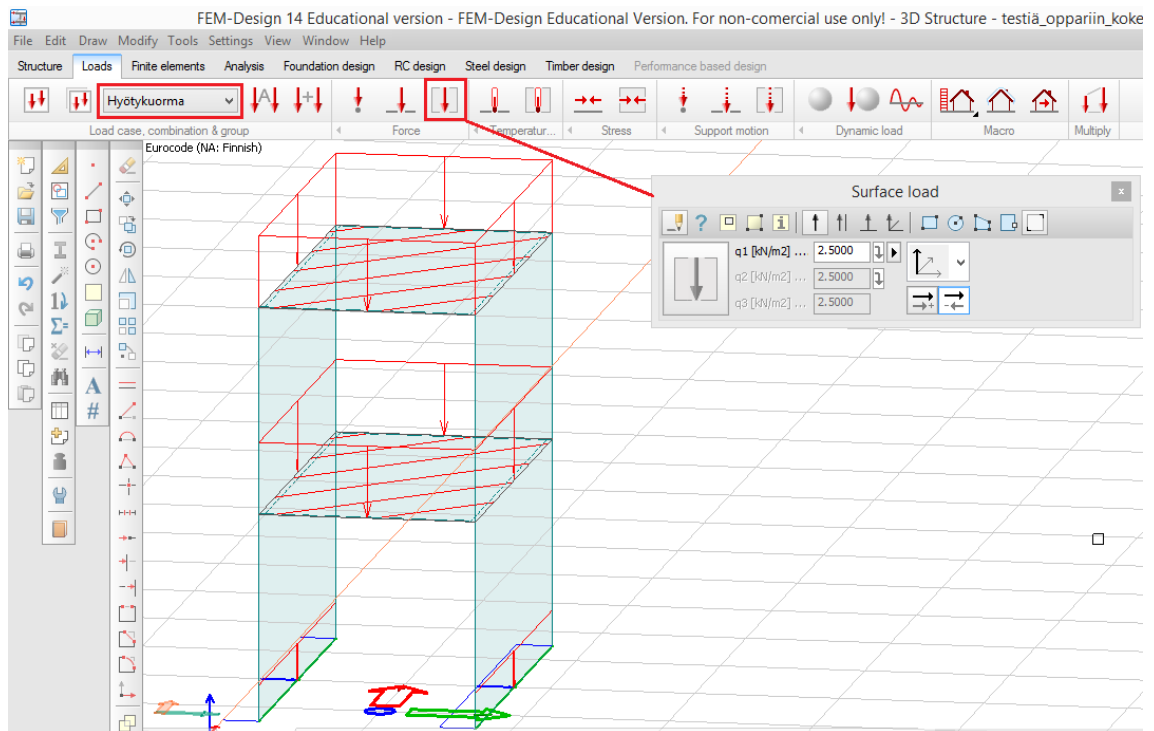
Kuormitusyhdistelmät luodaan ”Load combinations” -välilehdessä. Murtorajatilalle tehdään omat kuormitusyhdistelmät ja käyttörajatilalle omansa. Tässä esimerkissä on luotu kummallekin rajatilalle yhdet kuormitusyhdistelmät, jotka tiedetään olevan määrääviä tapauksia.



KUVA 26. Kuormitusyhdistelmien luominen

10.3 Hyötykuorman lisääminen vaikutusalueelle

Kuten aiemmin todettiin, omapainoa ei tarvitse erikseen lisätä rakenteisiin niiden vaikutusalueelle, vaan ohjelma osaa käsitellä omasta painosta aiheutuvat kuormat ja lisää ne itse. Muut kuormat, kuten tässä esimerkissä hyötykuorma, pitää lisätä manuaalisesti sen vaikutusalueelle. Alla on lisätty laattoihin vaikuttava hyötykuorma koko laatan alueelle.



KUVA 27. Kuormien lisääminen niiden vaikutusalueelle

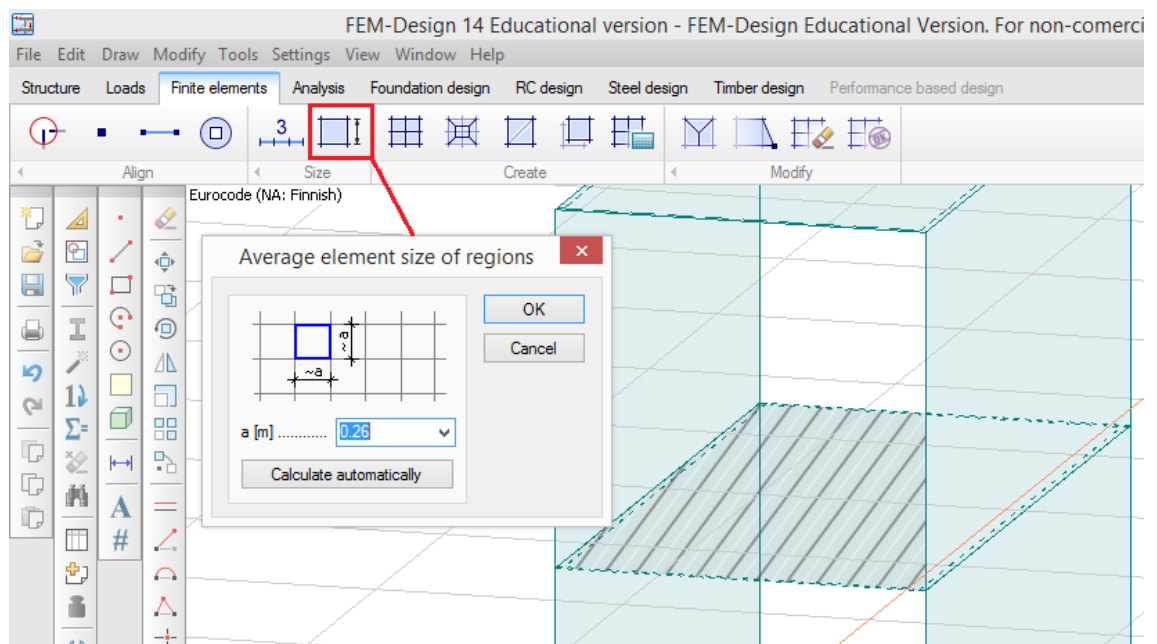
Kuormatyyppiä valitaan alavetovalikosta aiemmin luotu ”Hyötykuorma” ja määritetään kuorman suuruus ja suunta ”Surface load” -painikkeen alta löytyvään ikkunaan. Tässä on hyötykuorman arvoksi valittu käsinlaskennassa käytetty arvo, $2,5 \text{ kN/m}^2$. Kuormia ja kaikkia muitakin muuttujia on mahdollista muokata myös jälkikäteen.

10.4 Elementtiverkon luominen

FEM-laskennassa elementtityyppiin ja niiden kokoon on kiinnitettävä erityistä huomiota. Riittävän tarkkoja tuloksia antava laskentamalli edellyttää muun muassa sopivan tyyppisten elementtien käyttöä, oikeata verkon tiheyttä rakenteen eri osissa ja sellaisten elementtien käyttöä, joissa on tarpeeksi säännöllinen geometria[5]

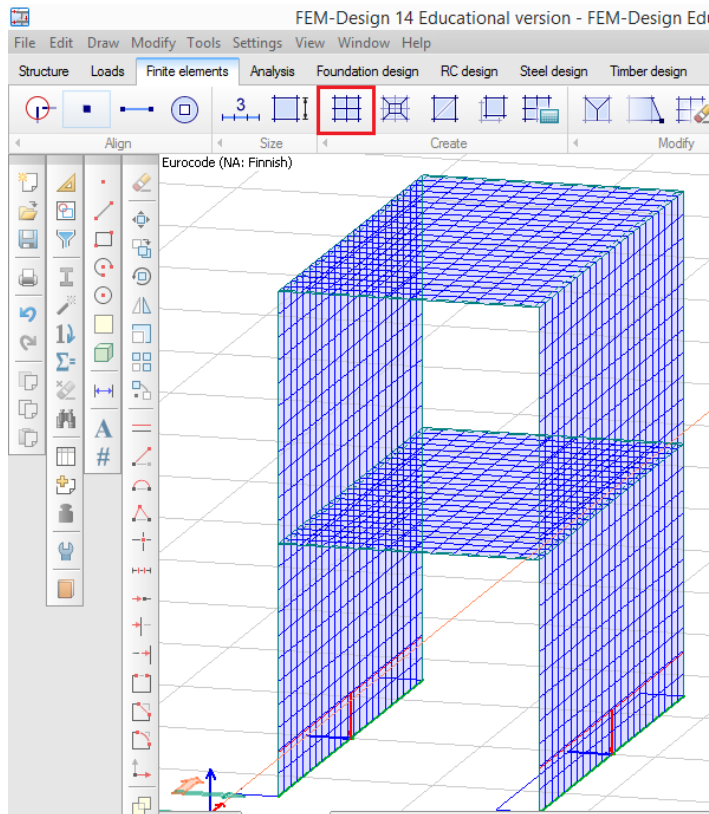
Tässä työssä kokeiltiin erimittaisia elementtiverkkoja ja saatiin voimasuureille riittävän tarkka arvo, kun elementtiverkon sivumitoiksi valittiin noin laatan paksuus eli 260 mm. Mitä pienempiä elementtejä käyttää, sitä enemmän ohjelmalla on yhtälöitä ratkaistavana, mikä vaikuttaa huomattavasti laskennassa käytettyyn aikaan. Työssä huomattiin, että optimaalinen sivumitta elementille on enintään laatan paksuus. Elementtiverkon elementtien optimaaliseksi muodoksi taas osoittautuivat neliön muotoiset kappaleet, jotka ovat 9-solmuisia.

Elementtiverkon elementtien sivumittojen määrittäminen tapahtuu ”Average element size” -napin takaa löytyvässä ikkunassa. Kun kyseistä kuvaketta klikkaa, ohjelma kysyy, mille rakenteelle elementtiverkko tehdään. Valitaan siis tarkasteltava laatta, jolloin aukeaa ikkuna, johon voi elementin sivumittaa määrittää. Elementtien sivumitat syötetään tällä tavalla jokaiselle rakenteelle, myös seinille, vaikkei niitä tässä erikseen tarkastellakaan.



KUVA 28. Elementtiverkon sivumitan määrittäminen

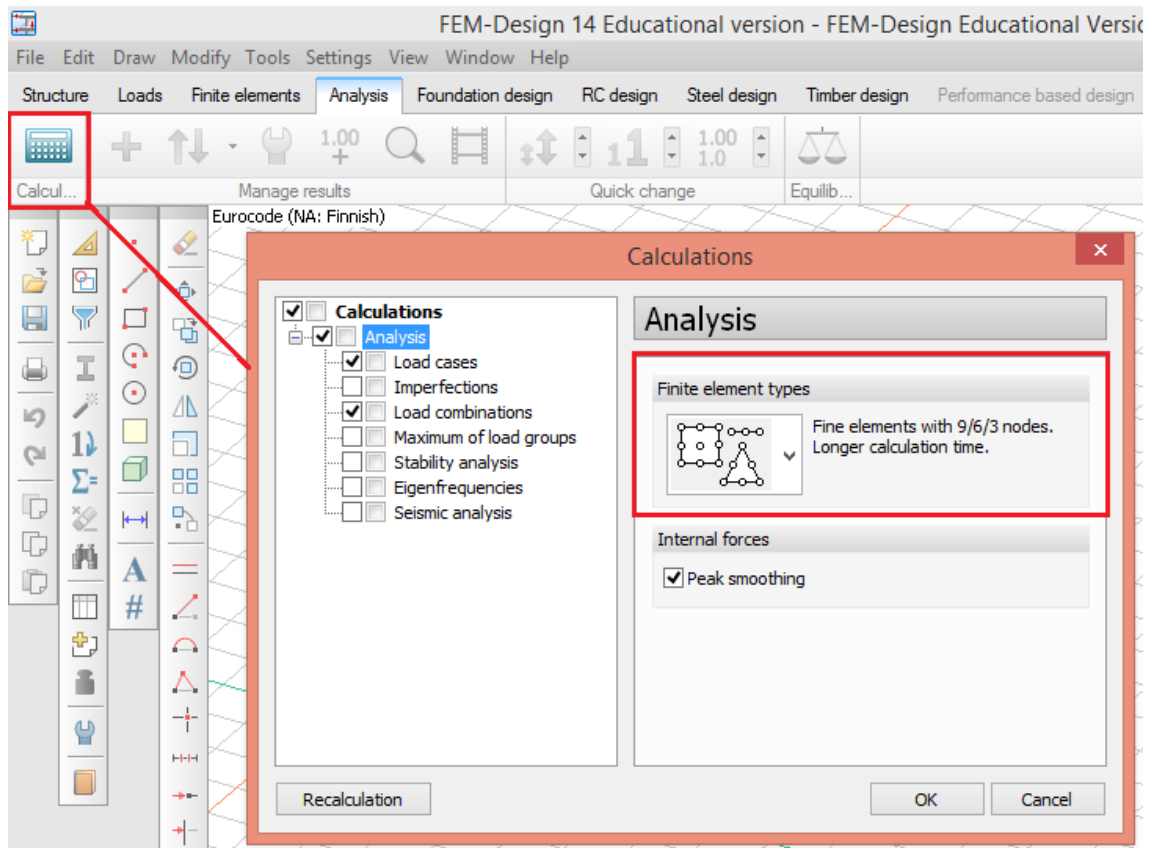
Kun elementtiverkon elementtien sivumitat on määritetty, voidaan klikata ”Generate” -kuvaketta, jolloin ohjelma kysyy, mille rakenteille elementtiverkko luodaan. Voidaan valita kaikki rakenteet maalaamalla ne kerralla, jonka jälkeen ohjelma luo elementtiverkot kaikkiin rakenteisiin kerralla.



KUVA 29. Elementtiverkon lisääminen rakenteisiin

10.5 Voimasuureiden hakeminen

Ennen kuin voidaan voimasuureita hakea, pitää ohjelman ”laskentakoneelle” kertoa mitä asioida analysoidaan ja monenko solmuisista elementeistä elementtiverkot luodaan laskentaa varten. Tässä esimerkissä haetaan kuormitustapauksille ja kuormitusyhdistelmille voimasuureet, joten ne valitaan valikosta (kuva 30). Elementtityypiksi valitaan 9-solmuiset elementit. Tämän tyyppisten elementtien laskentaan menee kauemmin aikaa, mutta tulos on aina lähempänä analyttistä ratkaisua. Lisäksi pienikokoisissa rakennelmissa, kuten tämän esimerkin tapauksessa, ajallisesti laskentaan menee yhtä kauan, käytti sitten 4-solmuisia tai 9-solmuisia elementtejä.



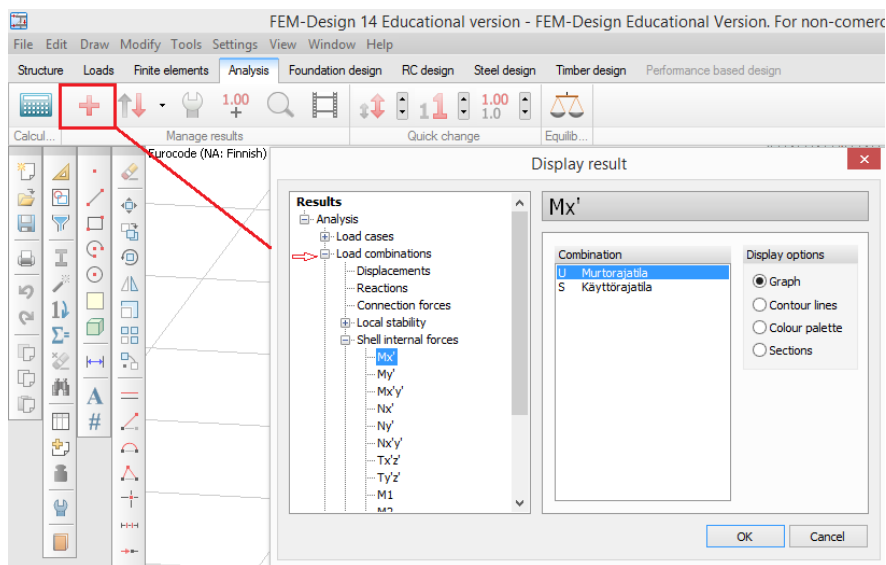
KUVVA 30. Tulosten hakeminen

10.5.1 Momenttijakauma

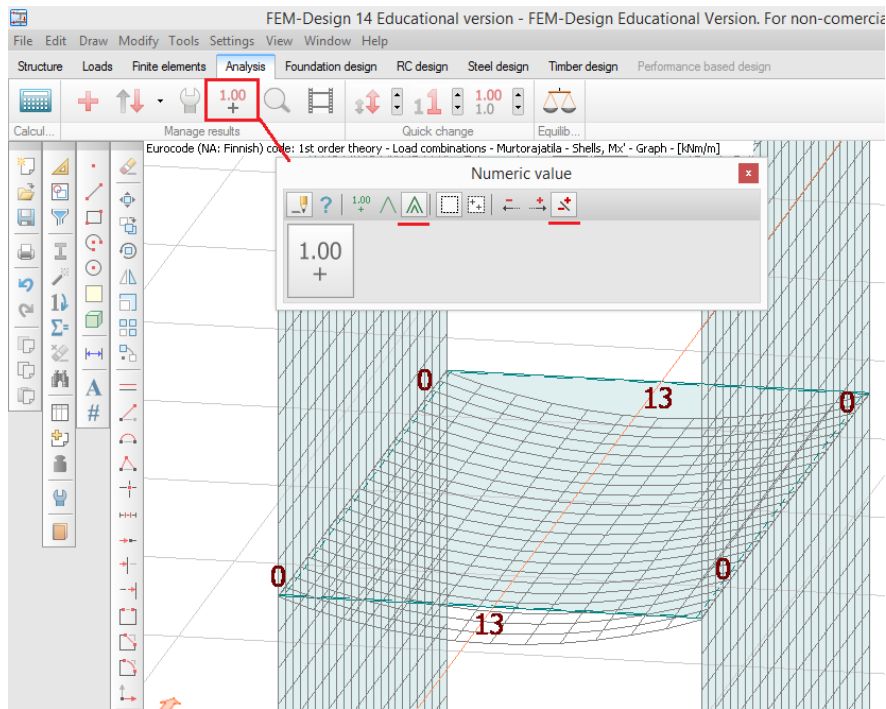
Alla on haettu murtorajatilan momenttikuvio x-akselin suhteen. ”New result”

-painikkeen alta löytyy ikkuna, jonka vasemmasta ikkunasta valitaan kuormitusyhdistelmät käsittelyyn. Tämän jälkeen valitaan oikean puoleisesta ikkunasta murtorajatilaa. Nämä kuormitusyhdistelmät siis sisältävät eurokoodin mukaiset kertoimet, joita määritettiin aiemmin.

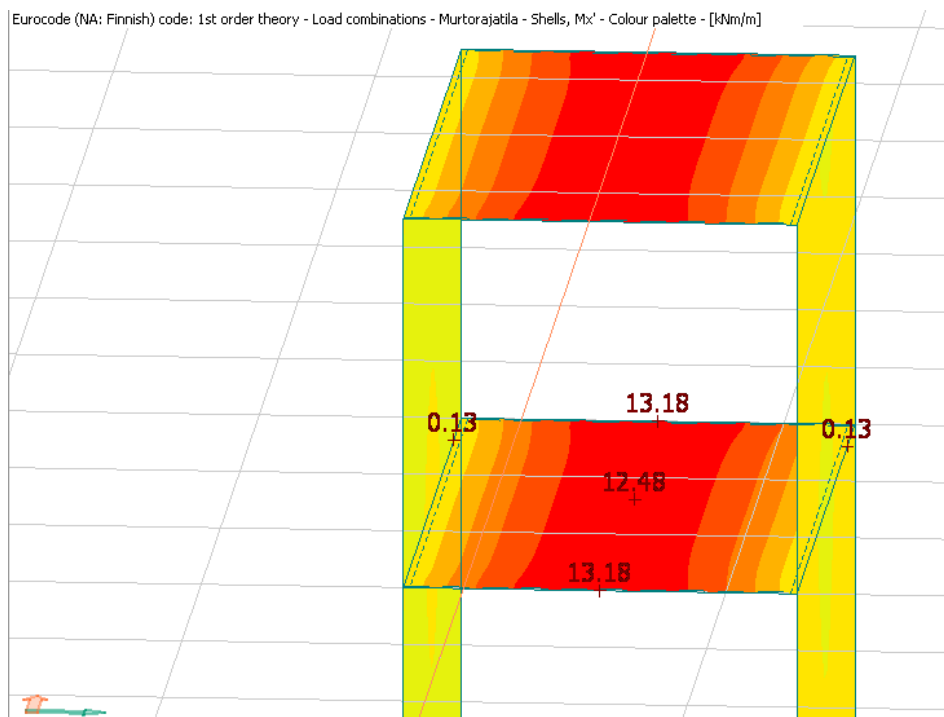
Oikealta puolelta voi valita, miten momenttijakauma halutaan esitettävän. Alla on haettu graafinen ja väreillä tehostettu esitys laatan momenttijakaumasta. Ohjelma laskee vaaditun raudoituksen taivutus- ja vääntömomentin summasta, joka on tarkistettavissa ”Design forces” -kohdasta ”Results” -listassa. Tässä tarkistetaan vain taivutusrasituksesta aiheutuvaa momentti käsinlaskennan tulosten vertailukelpoisuuden vuoksi.



KUVA 31. Momenttijakauman hakeminen



KUVA 32. Momenttijakauman graafinen esitystapa

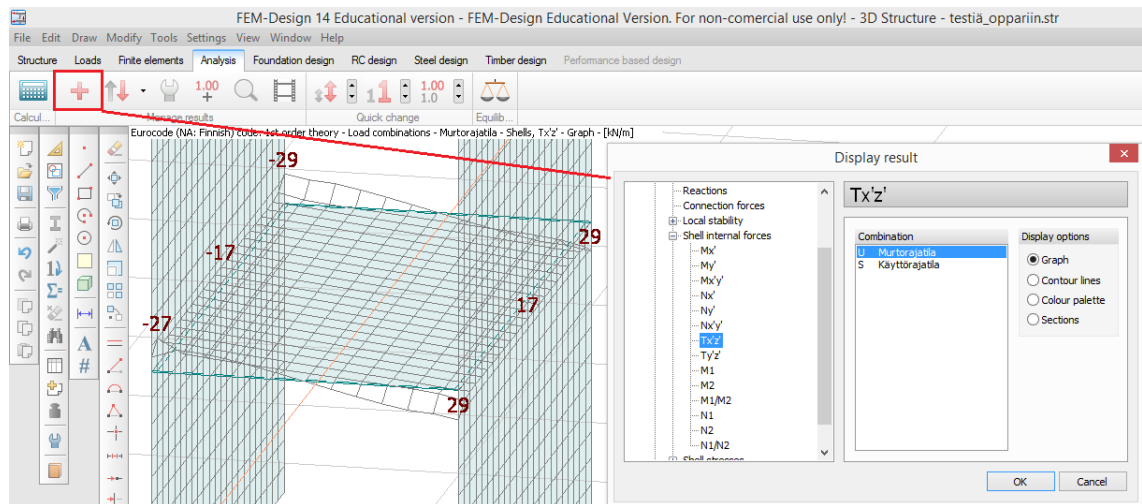


KUVA 33. Väreillä havainnollistettu momenttijakauma

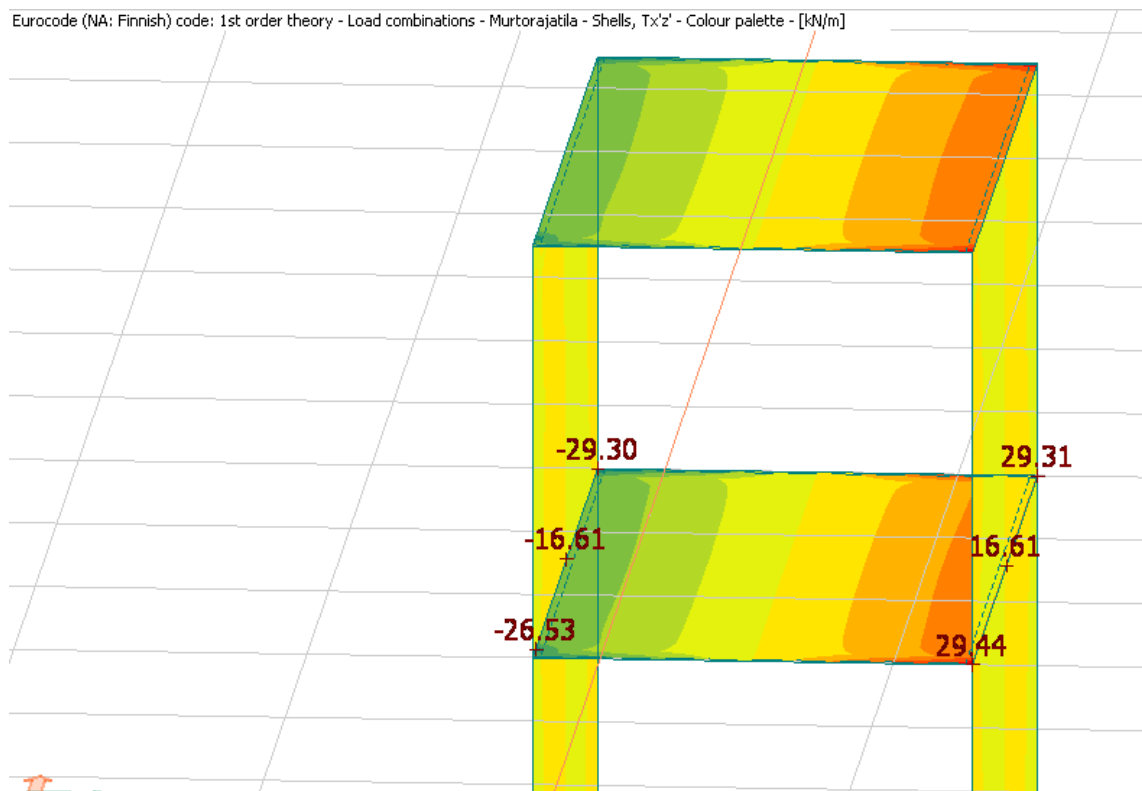
Maksimimomentiksi saadaan siis 13,18 kNm/m, joka esiintyy laatan vapaille reunoilla jännevälin keskellä. Laatan keskipisteessä momentin arvo on taas 12,48 kNm/m. Kun verrataan näitä tuloksia käsinlaskettuun arvoon, joka oli 12,63kNm/m, tulokset eivät vaihtelee kovinkaan paljon.

10.5.2 Leikkausvoiman jakautuma

Leikkausvoimakuvio haetaan samasta paikasta, mistä momenttikuviokin haettiin. Listasta valitaan x-suunnan leikkausvoimakuvio z-akselin suhteen, $T_x'z'$.



KUVA 34. Graafinen esitystapa leikkausvoimakuviosta



KUVA 35. Väreillä havainnollistettu leikkausvoimakuvio

Leikkausvoiman maksimiarvoksi saadaan 29,44 kN/m, joka esiintyy laattakentän nurkassa. Nurkkien välillä esiintyvän leikkausvoiman arvo on 16,61 kN/m, jota voidaan verrata käsinlaskettuun arvoon, 16,84 kN/m. Nämä vertailukelpoiset arvot eivät paljon eroa toisistaan. Huomiota herättää kuitenkin nurkissa esiintyvät leikkausvoimat. ”Va-

paasti tuettujen sivujen yhtyessä laatan nurkassa, kuormitus aiheuttaa kyseiseen nurkkaan laatan sivujen vääntömomenteista aiheutuvan nostovoiman.” [10] Teoriassa puhutaan vapaasti tuettujen sivujen yhtymästä. Tässä yhteen suuntaan kantavan laatan esimerkissä yhtyviä nurkkia ei ole, mutta vastaavaa vääntömomenttia on kuitenkin ohjelman laskelmien mukaan havaittavissa. Voitaisiin siis teoriassa esitettyä nurkan raudoituseriaatetta soveltaa myös tässä tapauksessa. Käydään se kuitenkin läpi vain ristiin kantavan laatan tapauksessa, jossa vapaasti tuetut sivut yhtyvät teorian esittämällä tavalla.

10.6 Raudoitus

Työn edetessä raudoituksen mitoitukseen asti huomattiin, että FEM-Designin raudoitustyökalu laatoille ei vastannut odotuksia. Laattaa ei voida tarkastella poikkileikkausnäkyssä, mikä helpottaisi raudoituksen ”lukemista”. Laattoihin ei onnistuttu myöskään lisäämään muita teräksiä kuin suoria tankoja, joista voi muodostaa halutessaan verkon lisäämällä tankoja kumpaankin suuntaan. Tämä tarkoittaa, ettei laattaan saa lisättyä perinteistä tukiraudoitusta eikä myöskään vapaan reunan raudoitusta, joita tehdään taivutetuista verkoista/tangoista.

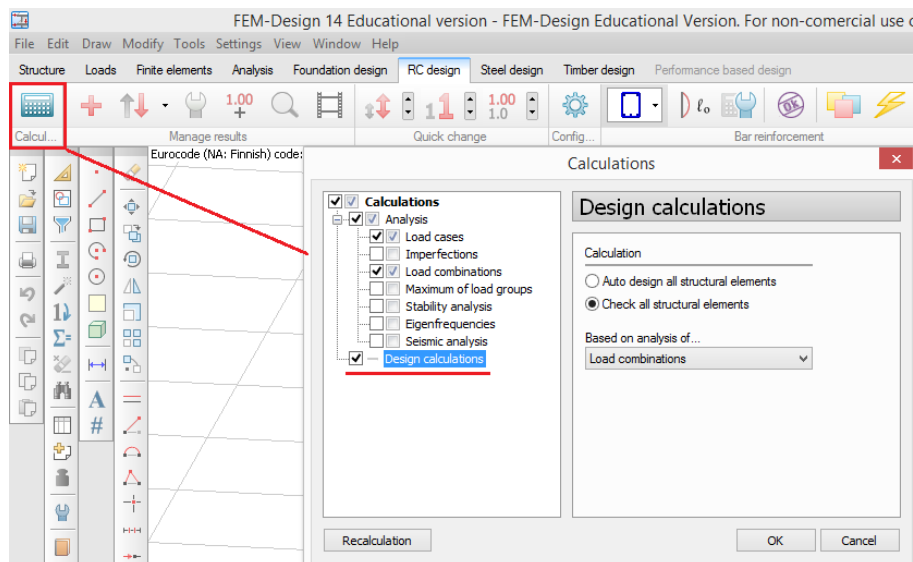
Yleisesti laattojen analyysi mallin puolella onnistuu hyvin. Raudoituspöytäkirjasta ei ohjelmasta saatu, mutta raudoitusta voidaan kuitenkin tarkastella mallin puolella. Tarvittava teräsmäärä x- ja y-suunnassa on helposti tarkistettavissa mallista. ”Check”-komennolla voi myös tarkistaa, onko lisätyt raudat riittävät. Tässä luvussa tullaan tutustumaan siihen, miten ja mistä tarvittava teräsmäärä laatalle haetaan.

Kuten aiemmin todettiin, laatat tarkastellaan tavallisesti leikkausraudoittamattomina. Leikkausmitoitusta tehdään kuitenkin viivamaisesti tuetuille laatoille. [2]

Käsinlasketussa leikkausmitoituksessa, leikkausraudoittamattoman rakenteen mitoitusehto täyttyy, joten rakenne kestää leikkausraudoittamattomana. Raudoitetaan esimerkkilaatta vain siinä esiintyville taivutusrasituksille.

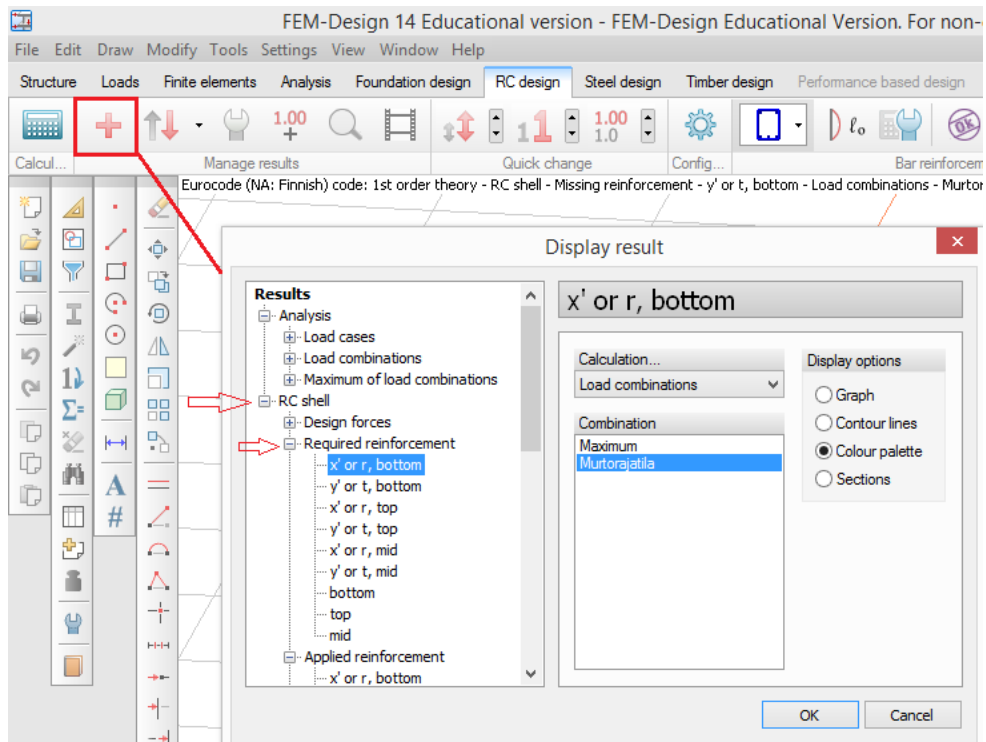
10.6.1 Taivutusmomentin vaatima pääraudoitus

Haetaan ensin vaadittu rautamäärä metrille ”RC-Design” -välilehden kautta. Laitetaan ruksi myös ”Design calculations” -kohtaan, jolloin ohjelma ikään kuin mitoitaa raudituksen.



KUVA 36. Rakenteen mitoittaminen ”Design calculations”

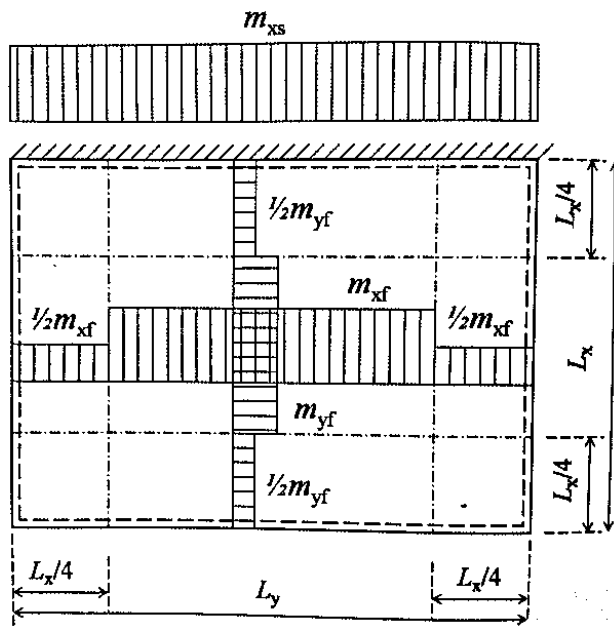
Kun ohjelma on suorittanut laskennan, voidaan hakea vaadittu rauditus ”New result” -painikkeen alta löytyvästä ikkunasta. Valitaan ”RC-shell” -kohdan alta löytyvä ”Required reinforcement” ja sieltä edelleen ”x´ or r, bottom”, jolloin ohjelma hakee alapinnan vaaditun pääraudoituksen. Oikeanpuoleisesta ikkunasta valitaan murtorajatilan rasi-tukset ja painetaan lopuksi OK.



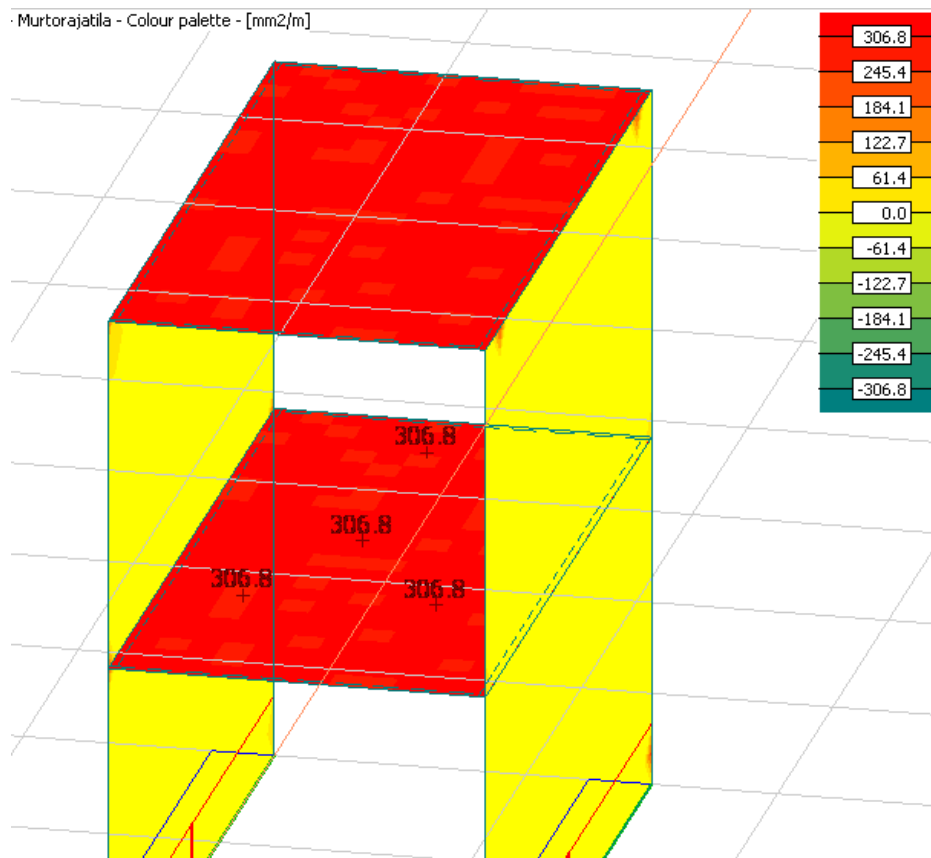
KUVA 37. X-suunnan vaaditun teräsmäärän hakeminen

Kuvasta 39 huomataan, että laatan pääraudoitukseksi ohjelma antaa $306,8 \text{ mm}^2/\text{m}$ koko laatan alueelle. Tukiä lähestyessä, taivutusmomentti pienenee huomattavasti maksimimomentin arvosta, eikä reuna-alueilla siten tarvittaisi yhtä paljon terästä kuin kentän keskialueella, jossa maksimimomentti sijaitsee. Kirjan BY 211 osassa 2 puhutaankin ”kevennyskaistoista”. Sillä tarkoitetaan sitä, että laatan reuna-alueella raudoitusmäärää voidaan pienentää koko jänteen mitalla. Ohjelma ehdottaa kuitenkin koko laatan alueelle saman teräsmäärän.

Eurokoodin mukaan vapaalle tuelle pitää tuoda vähintään puolet, eli 50 % kentän maksimimomentin mukaisesta raudoituksesta. Käytännössä kenttäraudoituksesta tuodaan vapaalle tuelle yleensä kaikki tangot ankkurointivaatimuksen täyttämiseksi. [2]



KUVA 38. Momentijakauman "kevennyskaistat" [2]

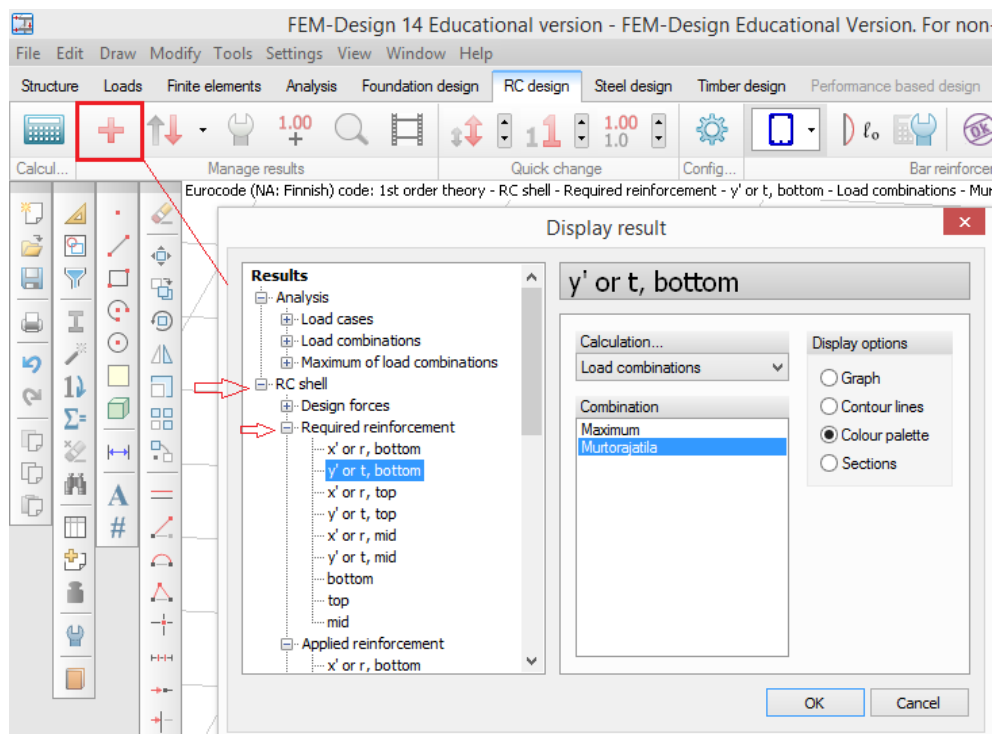


KUVA 39. Vaadittu teräsmäärä x-suunnassa (pääraudoitus)

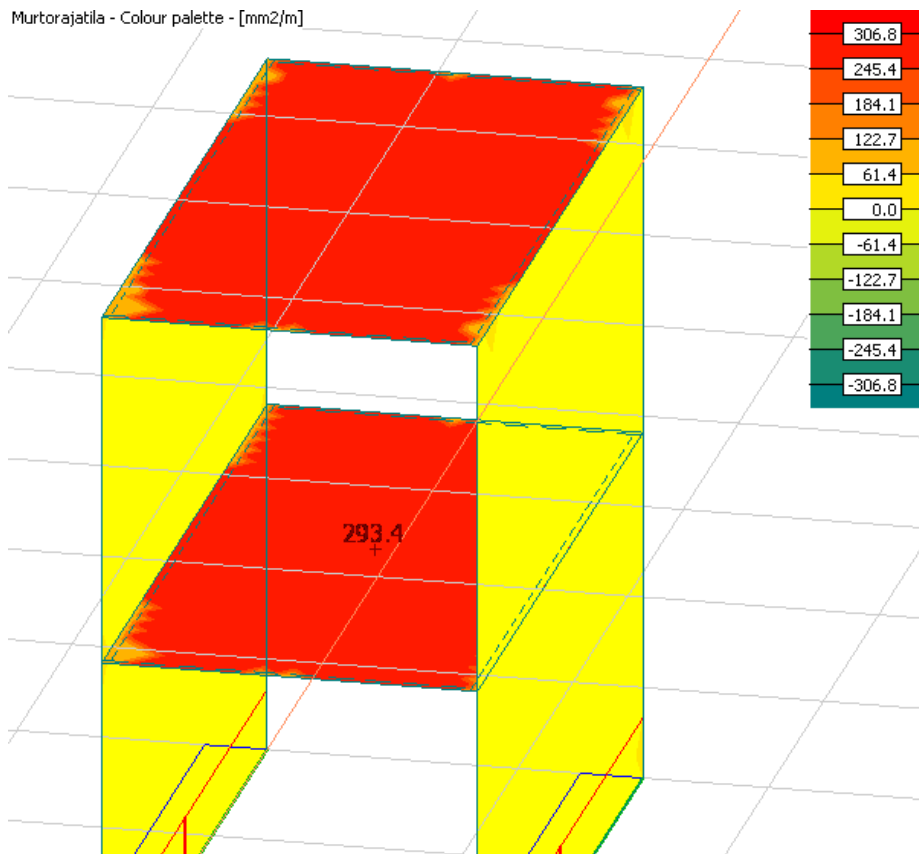
Käsinlaskennalla saatu tulos vaaditulle pääraudoitukselle oli $128 \text{ mm}^2/\text{m}$. Mitoittava teräsmäärä perustui kuitenkin minimiteräsmäärään, joka oli $306 \text{ mm}^2/\text{m}$. Ohjelman vaatima teräsmäärä ($306,8 \text{ mm}^2/\text{m}$) on aivan sama kuin käsinlaskennalla saatu miniteräsmäärä. Ohjelma on siis laskenut miniteräsmäärän laatalle. Minimiteräsmäärän huomiointi mitoituksessa on mahdollista vain silloin kun ohjelmalle kerrotaan, otetaanko minimiteräsvaatimukset laskennassa huomioon vai ei. Tähän toimintoon palataan kohdassa 10.6.4.

10.6.2 Taivutusmomentin vaatima jakoraidoitus

Haetaan ns. jakoraidoituksen vaatima teräsmäärä samasta paikasta, mistä pääraudoituksen haettiin. Valitaan tällä kertaa ”y’ or t, bottom”, jolloin ohjelma antaa y-suunnan vaatiman teräsmäärän.



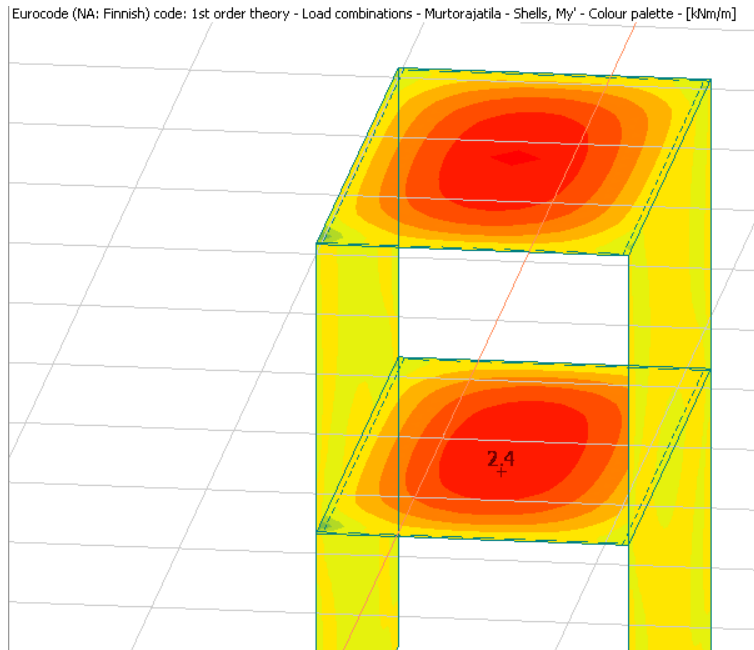
KUVA 40. Y-suunnan (jakoraidoitus) vaaditun raudoituksen hakeminen



KUVA 41. Vaadittu teräsmäärä y-suunnassa (jakoraidoitus)

”Yhteen suuntaan kantavilla laatoilla pitää poikittaiseen suuntaan asentaa jakoraidoitus, jonka määrä on vähintään 20 % pääsuunnan raudoituksesta” [2] Kun verrataan ohjelman vaatimaa jakoraidoitusta tähän virkkeeseen, huomataan, että ohjelma ehdottaa reilusti enemmän terästä kuin mitä y-suunnassa vähintään tarvittaisiin.

Jakoraidoituksen tehtävänä on pääsääntöisesti toimia kutistumisen vaikutuksien eliminoijana. Verrataan kuitenkin jakoraidoituksen vaatimaa teräsmäärää y-suunnassa vaikuttavaan taivutusrasitukseen.



KUVA 42. Y-suunnan momenttijakauma

Y-suunnassa vaikuttava maksimitaivutusmomentti on 2,4 kNm/m. Kun verrataan tätä x-suunnassa esiintyvään taivutusmomenttiin, joka oli 13,2 kNm/m, huomataan, että näiden suhdeluku on 0,18. Tälläkin saataisiin jakorauδοitukseksi noin 20 % kentän maksimimomentista. Voidaan siis todeta, että ohjelman vaatima jakorauδοitus ei perustu myöskään y-suunnassa esiintyvään taivutusrasitukseen, vaan johonkin muuhun seikkaan. Kun poistetaan käytöstä minimiteräsvaatimuksen huomioiminen laskennassa, ohjelman antama teräsmäärä vastaa y-suunnassa vaikuttavaan momenttiin, joka oli 2,4 kNm/m. Teräsmäärä perustuu siis johonkin minimiteräsvaatimukseen, jota ohjelma soveltaa myös jakorauδοituksen määrittelyssä.

10.6.3 Kiinnitysmomentin vaatima tukirauδοitus

Kohdassa 6.1.4 käsiteltiin kiinnitysmomenttien vaatimaa tukirauδοitusta laatan yläpinnassa, joka on vähintään 15 % kentän maksimimomentista. FEM:ssä tarkastellussa mallilaatassa ei luonnollisesti esiintynyt tukireunojen yläpinnassa momenttia. Pientä momenttia löytyi ainoastaan y-suunnan tukireunojen nurkissa, joka näkyy laatan yläpinnassa vaaditun raudituksen määrässä.

Ohjelma ei vaadi tukirauδοituksen tapaista raudoitusta, koska laatan reunat määriteltiin aiemmin nivelisiksi, jolloin reunatuet eivät ota kiinnitysmomenttia vastaan. Kuten aiemmin todettiin, todellisuudessa laatan reunatuet ovat jäykän tuen ja nivelisen tuen vä-

limaastosta. Silloin tukireunoihin aiheutuisi vetoa laatan yläpinnassa, mikä pitäisi ottaa vastaan tukiraudoituksella.

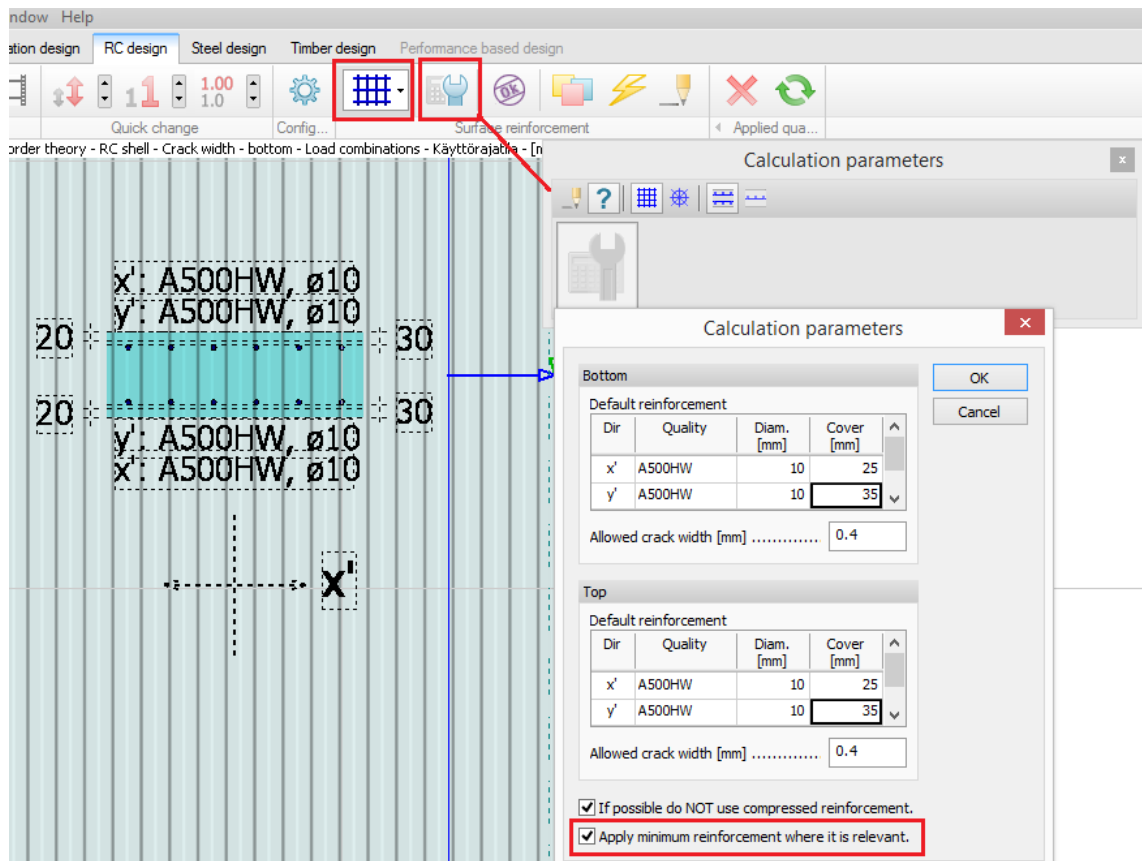
Lisäksi ohjelman raudoitustyökalu laattojen osalta ei sisällä taivutettuja tankoja, joita tarvittaisiin perinteisen tukiraudoituksen tekemisessä. Perinteistä tukiraudoitusta eikä myöskään vapaan reunan raudoitusta siis pystytä lisäämään laattaan.

10.6.4 Laatan raudoittaminen

Laattaa kuten muitakin teräsbetonirakenteita voidaan ohjelmassa raudoittaa joko ohjelman ”Auto design” -työkalulla tai manuaalisesti itse määrittämällä. Auto designissa ohjelma lisää saatujen rasitusjakaumien perusteella raudoitukset niihin kohtiin, joissa terästä tarvitaan. Tämä työkalu ei teräksiä säästä vaan lisää niitä laatan ylä- ja alapintaan sekä molempiin suuntiin (verkkoraudoituksen tapaan). Laatan yläpintaan ohjelma laittaa reilusti enemmän terästä mitä todellisuudessa tarvittaisiin. Ohjelman yksi heikoimmista kohdista laatan osalta on se, ettei laattoja voi tarkistaa/työstää poikkileikkausnäkyssä. Poikkileikkausnäky helpottaisi näkemään laattaan lisätyt teräkset yhdellä silmäyksellä.

Aluksi määritetään laattaraudoituksen perusoletuksat. Valitaan ensin verkkoraudoitusta kuvaava raudoitustapa ”RC design” -välilehdestä (kuva 43), jonka jälkeen voidaan avata perusoletuksien määrittämisen työkalu. Kun klikataan ”kysymysmerkkiä”, ohjelma kysyy, mille rakenteelle halutaan määrittää perusoletuksat. Valitaan siis tarkasteltava laatta, jolloin aukeaa uusi ikkuna, jossa voidaan määrittää muun muassa betonipeitepaksuudet. Rasitusluokkia (XC0, XC1, XC2...) ei ohjelmasta löydetty, eikä se siten myöskään ota huomioon betonipeitepaksuuksia, joten ne pitää määrittää tässä kohtaa manuaalisesti. Samassa voidaan myös määrittää sallittu halkeamaleveys (0,4 mm) käyttörajatilatarkastelua varten.

Kannattaa tarkistaa, että ikkunan alalaidassa oleva tärkeä ruksi minimiteräsvaatimukselta on valittuna, sillä ohjelma antaa muuten virheellisiä teräsmääriä.

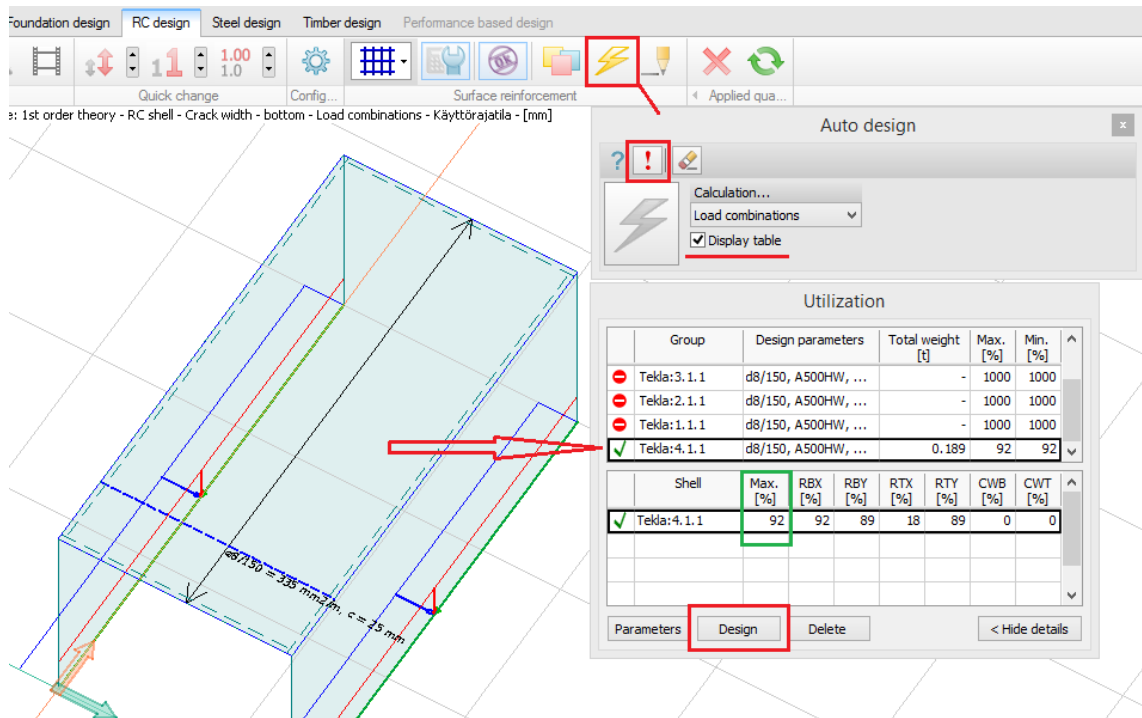


KUVA 43. Raudoitustyökalun perusoletuksen määrittely

Auto Design

Kokeillaan ensin raudoittaa esimerkikilaatta ohjelman ”Auto Design” -työkalulla. Kun klikkaamme salaman kuvaa ”RC Design” -välilehden alta, aukeaa Auto Designin ikkuna (kuva 44). ”Display table” -kohtaa ruksaamalla saamme mallin kaikki rakenneosat näkyviin listattuna. Punainen miinusmerkki rakenneosan kohdalla tarkoittaa, ettei rakenne kestä sellaisenaan. Vihreä merkki taas tarkoittaa, että rakenne kestävä siihen kohdistuvat rasitukset sille määritetyllä raudoituksella.

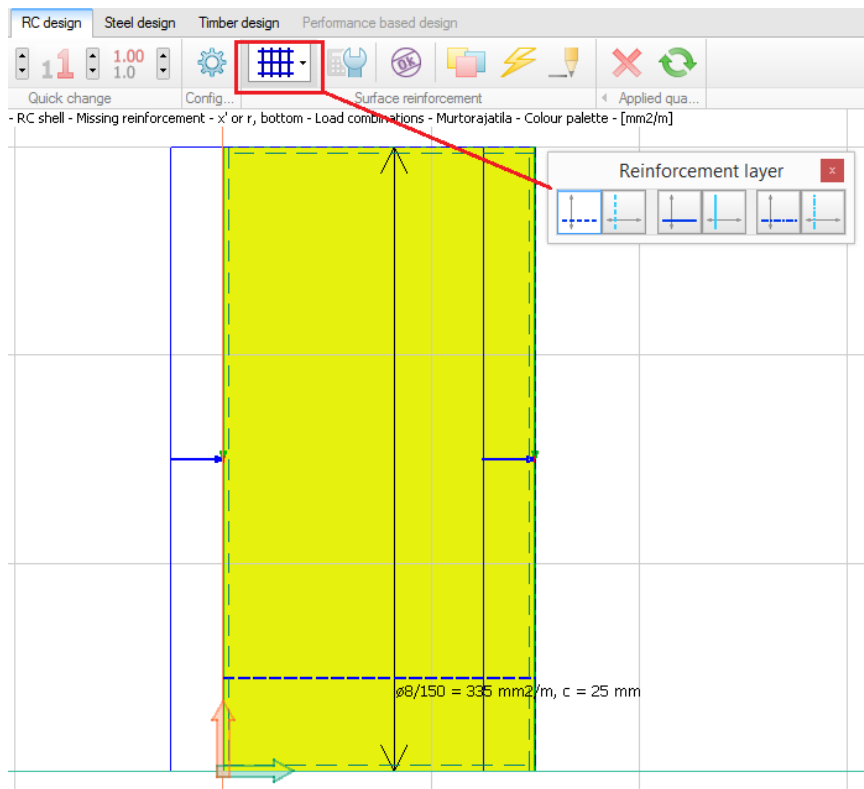
Valitaan listasta tarkasteltava laatta ja painetaan ”Design” -nappia, jolloin ohjelma alkaa raudoittaa kyseistä laattaa. Kun ohjelma on saanut raudoitettua laatan, saadaan käyttöaste luettua listan kohdasta ”Max. (%)”.



KUVA 44. Raudoitus "Auto Design" -työkalulla

Voidaan tarkistaa ohjelman lisäämät teräkset "Reinforcement layer" -ikkunan avulla (kuva 45). Ikkunasta voidaan valita, näytetäänkö ala- vai yläpinnan tai keskiosan raudoitukset. Samalla voidaan valita, halutaanko nähdä x- vai y-suunnan teräkset. Kuvassa 45 on haettu alapinnan pääraudoitus (x-suunnan raudoitus). "Auto design" -työkalulla on siis saatu alapinnan pääraudoitukseksi T8-k150, joka on sama kuin käsinlaskennalla saatu pääraudoitus.

Y-suunnan (jakoraidoitus) raudoitukseksi "Auto design" antaa saman teräsmäärän kuin on pääsuunnassa (T8/150), mikä tarkoittaa sitä, että alapintaan on laitettu teräsverkko #8-150/150. Käsinlaskennalla todettiin, että jakoraidoitukseksi riittäisi kuitenkin T6-k400.

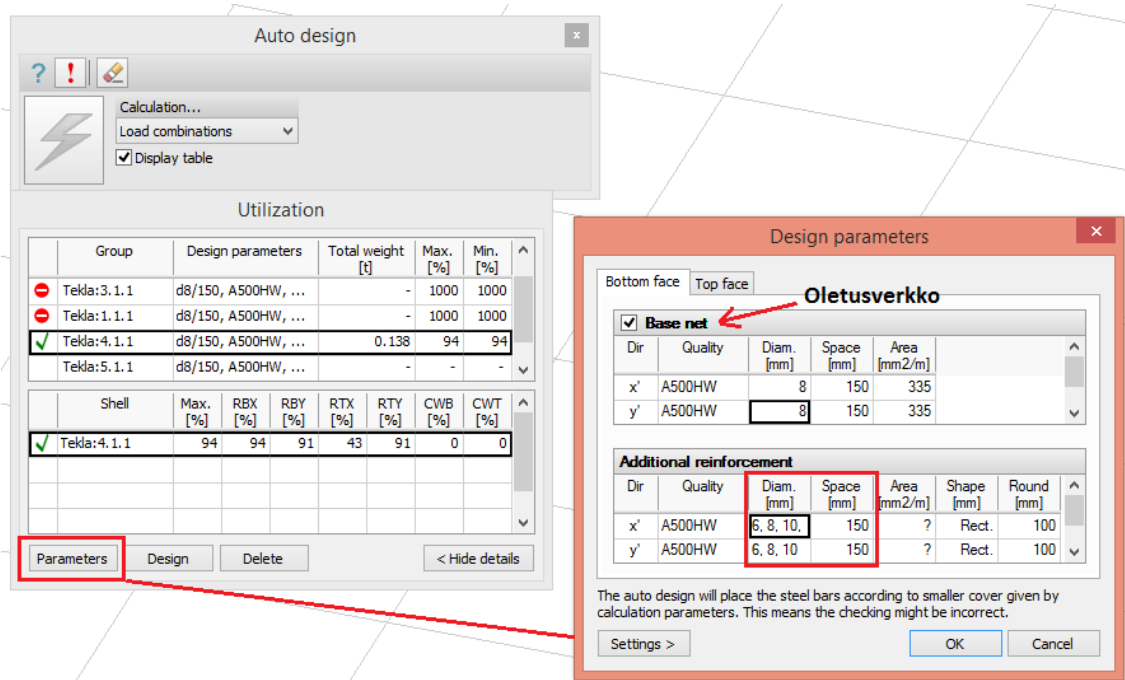


KUVA 45. Raudoituksen tarkastelu

Laatan yläpintaan ohjelma antaa verkkoraudoitteen T8-150/150. Laatan kenttäalueen yläpintaan ei taivutusrasitusta aiheudu, mutta nurkkien momentista aiheutuva vetorasitus laatan yläpinnassa tarvitsee raudoituksen. ”Auto designin” antama järeä verkkorauditus yläpintaan perustuu laatan yläpinnan nurkissa aiheutuviin momentteihin, jotka käsiteltiin kohdassa 10.6.2.

Tässä kohtaa huomataankin ”Auto designin” heikkous todellisen rautamäärän sijoittelussa. Käytännössä nurkissa esiintyvät kiinnitysmomentit otetaan tukiraudoitteella, joka kiertää laatan reunan ympäri. Koska ohjelman raudoitustyökaluista ei löydy tukiraudoitusta, ohjelma raudoittaa yläpinnan kokonaan teräsverkolla kumotakseen nurkkien yläpinnan taivutusrasitukset. Auto designilla saadaan siis laatalle sekä ala- että yläpintaan verkkoraudoitukset #8-150/150.

Auto design -työkalu ei ole ”älykäs” raudoituksen mitoituskone, joka osaisi mitoittaa tarvittavat teräkset rasitusten mukaisesti. Sille pitää kertoa, mitä teräksiä aiotaan käyttää ja millä jaolla. Nämä määrytykset on tehtävä jokaiselle rakenteelle erikseen. Voidaan myös määrittää oletusverkko, jota Auto designin tulee ensisijaisesti käyttää.

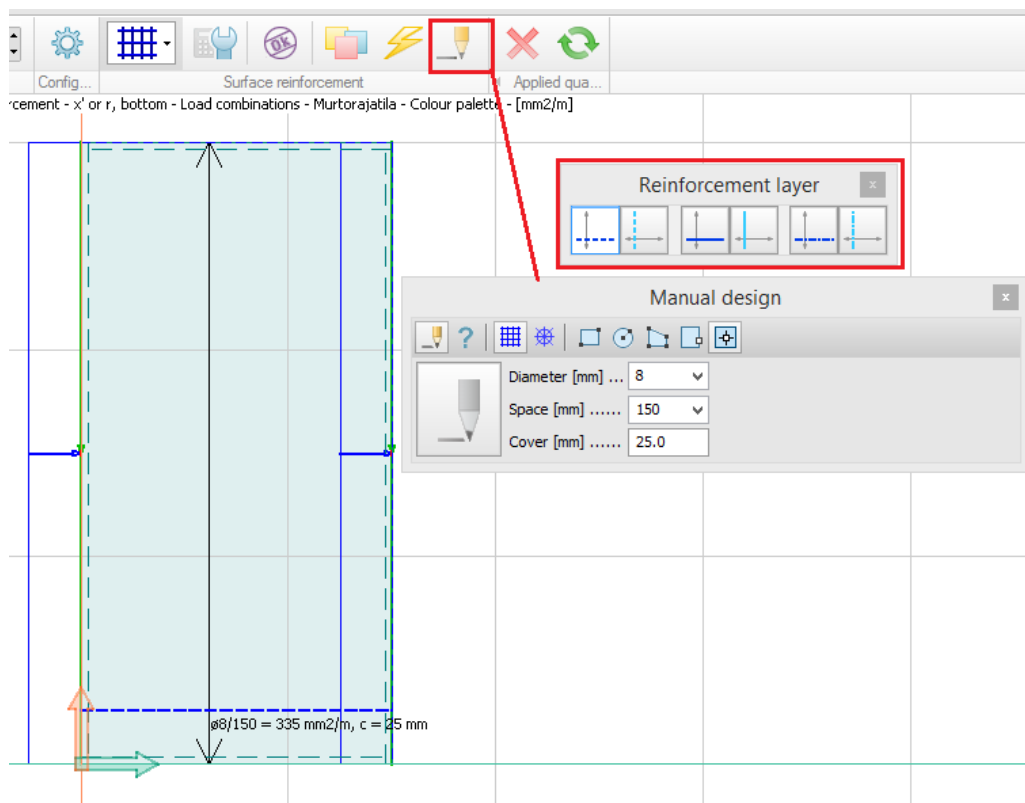


KUVA 46. Auto-Designin oletusraudoituksen määrittäminen

Manual Design

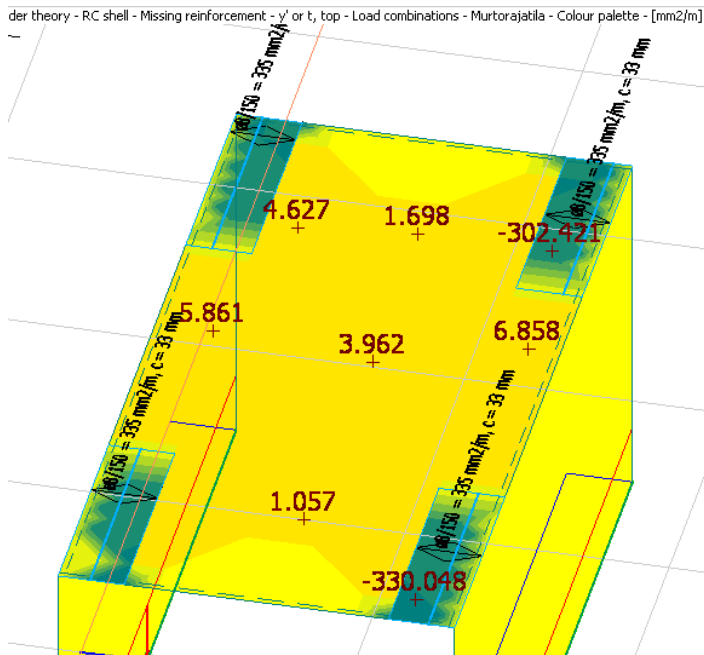
”Manual designissa” teräkset voidaan lisätä manuaalisesti määrittämällä ensin tankopaksuus, tankoväli ja betonipeitepaksuus. ”Reinforcement layer” -ikkunasta voidaan valita mihin kohtaan ja missä suunnassa teräkset halutaan lisätä laattaan.

”Manual designilla” taivutettuja tankoja ei voida lisätä laattaan. Yläpinnan teräsmäärä voidaan kuitenkin optimoida niin, että laitetaan T8 tangot tukialueille 150 mm:n välein.



KUVA 47. Raudoitus manuaalisesti

Kuvassa 48 on lisätty nurkkiin terästangot y-suuntaan. ”Missing reinforcement” -työkalun mukaan kenttäalueelta puuttuu kuitenkin raudoitusta. Kuvasta nähdään puuttuvan raudoituksen määrä metriä kohden y-suunnassa. X-suunnassa tarvittaisiin kutakuinkin saman verran terästä. Puuttuva teräsmäärä on mitättömän pieni. Käytännössä yläpintaan ei tarvittaisi verkkoraudoitetta ollenkaan. Yläpintaan voidaan kuitenkin laittaa kevyt verkkoraudoite (#5-400/400), jotta ”Check” -komennolla saataisiin esimerkiksi laatta ”hyväksytettyä”.



KUVA 48. Laatan yläpinnan raudoitus nurkissa ja puuttuva teräsmäärä kentässä

foundation design RC design Steel design Timber design Performance based design

Quick change Config... Surface reinforcement Applied qua...

1st order theory - RC shell - Missing reinforcement - 'y' or t, top - Load combinations - Murtorajatila - Colour palette - [mm²/m]

Reinforcement layer

Utilization

Group	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓ Tekla:4.1.1	0.122	92	92

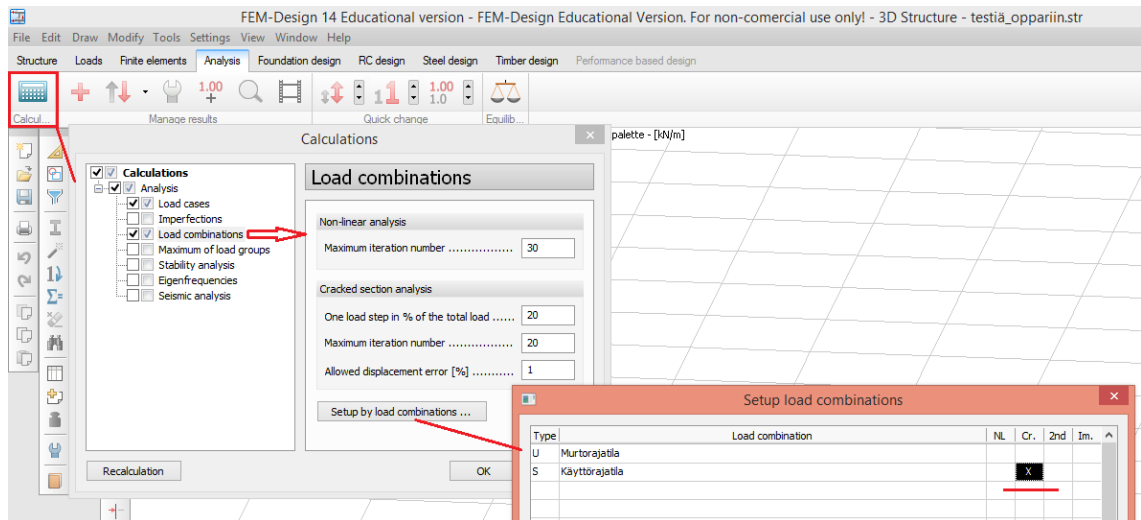
Shell	Max. [%]	RBX [%]	RBV [%]	RTX [%]	RTY [%]	CWB [%]	CWT [%]
✓ Tekla:4.1.1	92	92	89	91	84	0	0

Check Delete < Hide details

KUVA 49. "Check- komento"

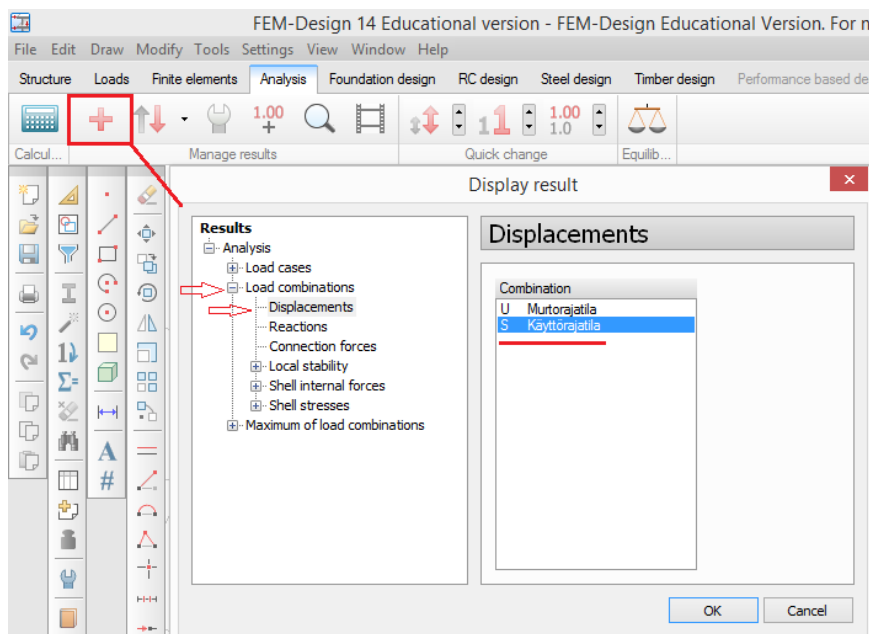
10.7 Taipuman tarkastaminen

Taipumatarkastelussa ohjelma huomioi myös muun muassa halkeaman vaikutuksen laskentaan, mikäli se määritellään erikseen. Kuvassa 50 on esitetty miten halkeama voidaan huomioida laskennassa. Tässä esimerkkilaatassa laatta ei halkea teoriassa, joten halkeama ei myöskään vaikuta taipuman arvoon.



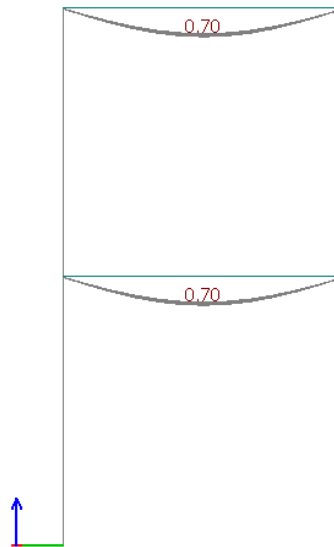
KUVA 50. Halkeaman huomioiminen taipumatarkastelussa

Taipuma voidaan hakea "New result" -painikkeella. Avataan ensin kuormitusyhdistelmävalikosta, josta valitaan "Displacements". Oikealla olevasta ikkunasta valitaan käsitteilyyn käyttörajatilan mukaiset arvot.



KUVA 51. Taipuman hakeminen

Eurocode (NA: Finnish) code: Cracking considered - 1st order theory - Load combinations - Käyttöraja-tila - Displacements - Graph - [mm]



KUVA 52. Käyttöraja-tilan mukaiset taipumat

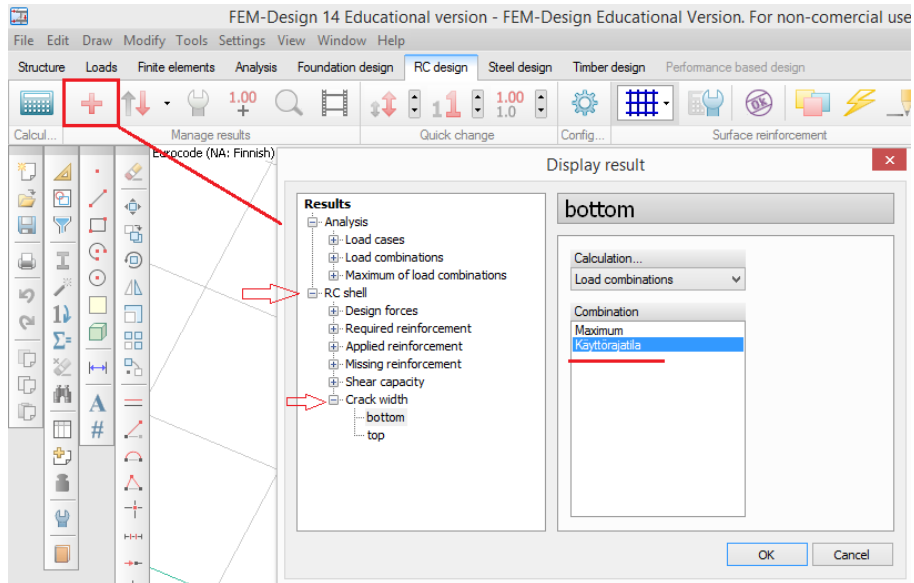
Käsinlaskettuna taipuma-arvoksi saatiin 0,68 mm ja FEM:ssä saatu tulos on 0,70 mm. Arvot ovat sallituissa rajoissa.

Eurokoodeissa on määritelty suositus taipumarajaksi laatta- ja palkkirakenteille, joka on

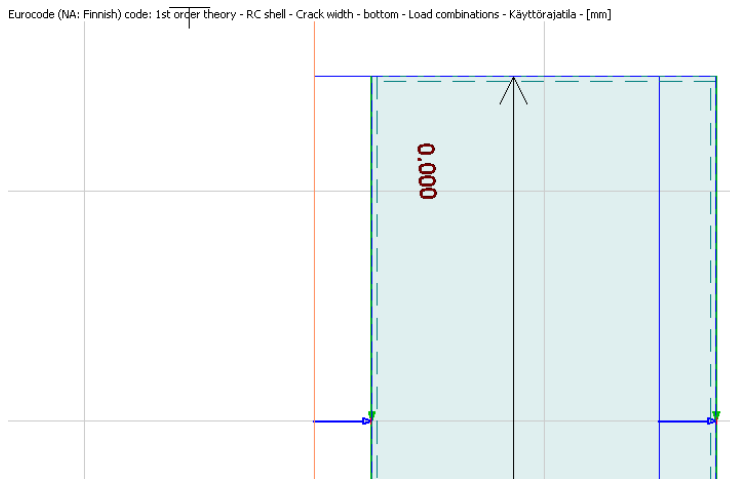
$$\alpha_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{3000\text{mm}}{250\text{mm}} = 12\text{mm}$$

10.8 Halkeamatarkastelu

Käsinlaskennassa halkeilukestävyys tarkastettiin halkeilumomentin avulla ja todettiin, että laatta ei halkea. FEM:stä saadut tulokset näyttävät myös, ettei raudoitettuun laattaan synny halkeamia teoriassa.



KUVA 53. Halkeaman hakeminen



KUVA 54. Halkeama laatan alapinnassa

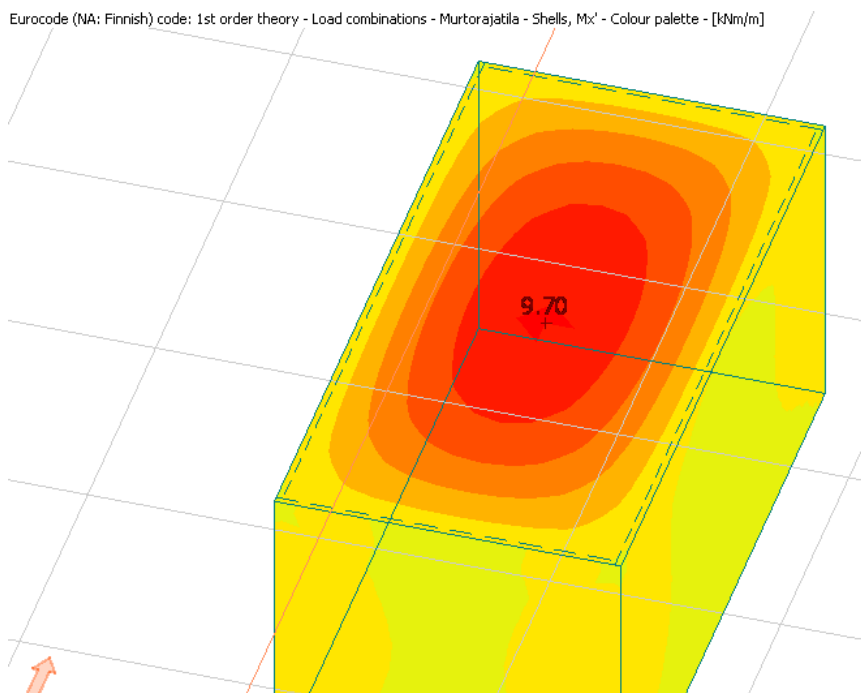
11 RISTIIN KANTAVAN LAATAN MITOITUS FEM-DESIGNILLA

Saadaksemme vertailukelpoisia arvoja määritetään tarkasteltavan laatan reunatuet nivelisiksi kuten käsinlasketussakin esimerkissä. Lisätään yhtä suuri hyötykuorma ja luodaan samat kuormitustapaukset mallille. Elementtiverkko luodaan täysin samanlaisiksi kuin yhteen suuntaan kantavankin laatan tapauksessa, joka käsiteltiin kohdassa 10.4.

Koska alkuvaiheet ovat muuten täysin samat kuin yhden suuntaan kantavan laatan tapauksessa (luku 10), siirrytään suoraan voimasuureiden vertailuun. Laatan raudoittaminenkin voidaan jättää kokonaan pois, sillä raudoittamisen vaiheet esiteltiin edellisessä luvussa. Ohjelman vaatimat raudoitukset ("Required reinforcement") ristiin kantavalle laatalle käsitellään kuitenkin tässä erikseen.

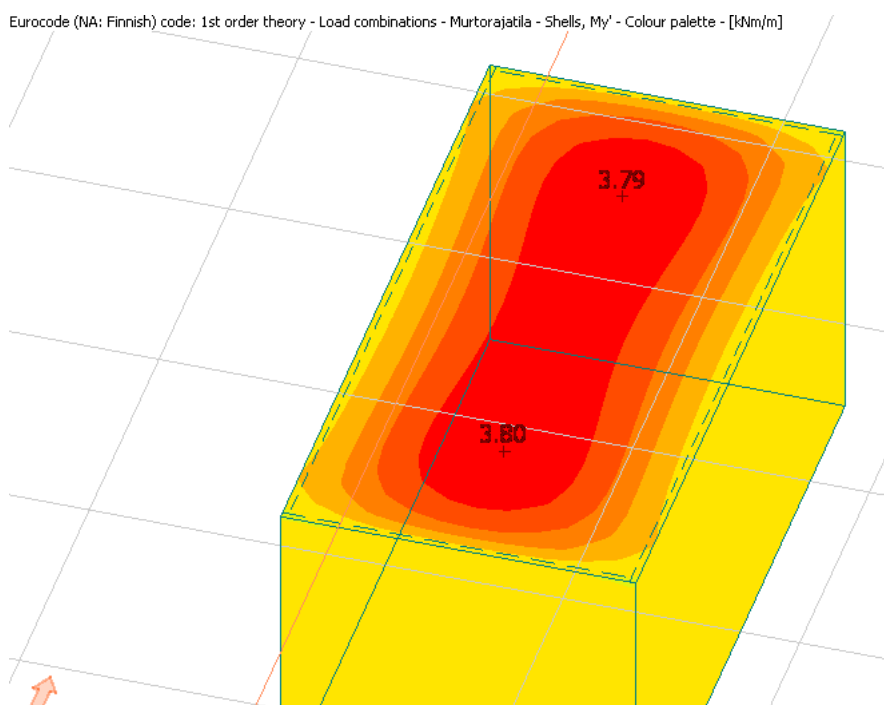
11.1 Momenttijakauma

Kohdassa 7.2.1 laskettiin massiivilaattamenetelmällä maksimikenttämomentiksi x-suunnalle (lyhyempi sivu) 9,76kNm/m. Tulos on hyvin lähellä FEM:llä saatua arvoa, joka oli 9,70 kNm/m. Väreillä tehostettu momenttikuvio havainnollistaa hyvin taivutusmomentin jakautumisen laatan eri alueilla.



KUVA 55. Väreillä havainnollistettu momenttijakauma x-suunnassa

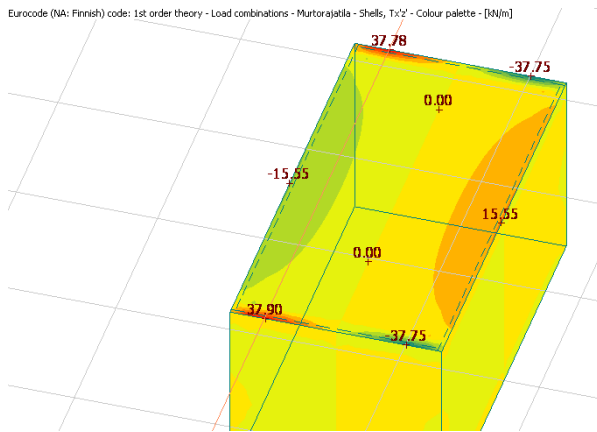
Y-suunnan maksimimomentiksi saadaan 3,80 kNm/m, joka on noin 0,9kNm/m vähemmän kuin käsinlaskettu arvo (4,69kNm/m). Käsinlaskennalla saadut tulokset on saatu massiivilaattamenetelmän valmiilla taulukkoarvoilla, mikä saattaa aiheuttaa eroavaisuuden. Taulukkoarvoissa on suuntaa-antavat momenttikertoimet, joita on saatettu nostaa varmuuskertoimilla.



KUVA 56. Väreillä havainnollistettu momenttijakauma y-suunnassa

11.2 Leikkausvoiman jakautuma

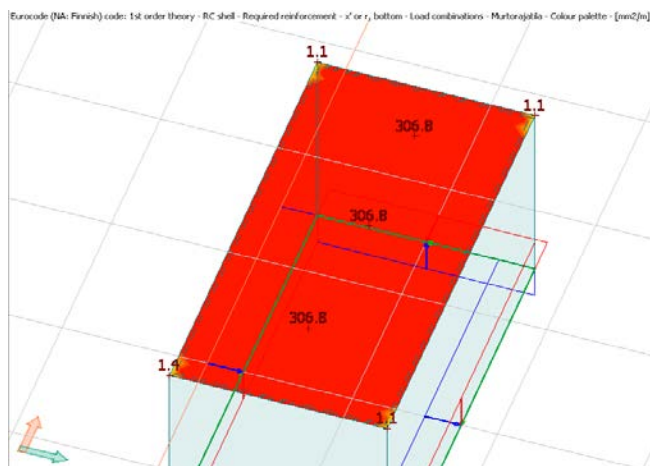
Leikkausvoiman arvo pitkän sivun tuilla (15,55 kN/m) on kohtuullisen lähellä käsin laskettua arvoa, joka oli 16,8 kN/m. Käsinlaskennassa lyhyemmän sivun leikkausvoiman arvo todettiin olevan saman verran kuin pitkällä sivuilla, mutta FEM:stä saadut tulokset osoittavat toisin. Leikkausvoimat lyhyemmällä sivuilla ovat yli kaksinkertaiset kuin pitkällä sivuilla. Ero johtuu todennäköisesti siitä, että FEM:n antamissa tuloksissa on huomioitu vääntömomentista aiheutuva leikkausvoima laatan nurkissa. Käsinlaskennassa vääntömomenttia ei huomioitu leikkausvoiman määrittelyssä.



KUVA 57. Leikkausvoimat laatan x-suunnassa z-akselin suhteen

11.3 Vaadittu raudoitus laatan alapinnan x-suunnassa

X-suunnan raudoitukseksi saadaan minimiraudoituksen vaatima $306,8 \text{ mm}^2/\text{m}$. Mallinnetulle laatalle ollaan siis asetettu minimiraudoituksen toteutus, jota käsiteltiin yhteen suuntaan kantavan laatan tapauksessa kohdassa 10.6.4.

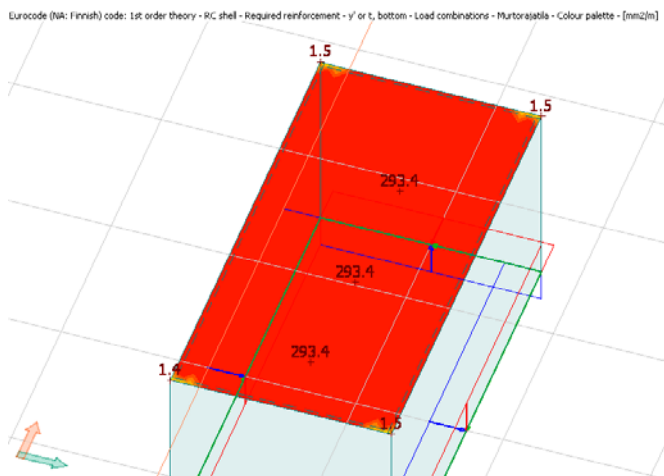


KUVA 58. Vaadittu teräsmäärä laatan alapinnan x-suunnassa

11.4 Vaadittu raudoitus laatan alapinnan y-suunnassa

Koska ristiin kantavassa laataksa molemmat suunnat ovat pääsuuntia, jakoraudoitusperiaatetta ei sovelleta vaan molemmat suunnat raudoitetaan pääsuuntana. Y-suunnassakin saatiin minimiraudoitus määrääväksi, joten molempiin suuntiin tarvitaan sama teräs-

määrä. Ohjelma antaa y-suunnan raudoitusmääräksi hieman vähemmän kuin mitä x-suunnan raudoituksen määrä on.

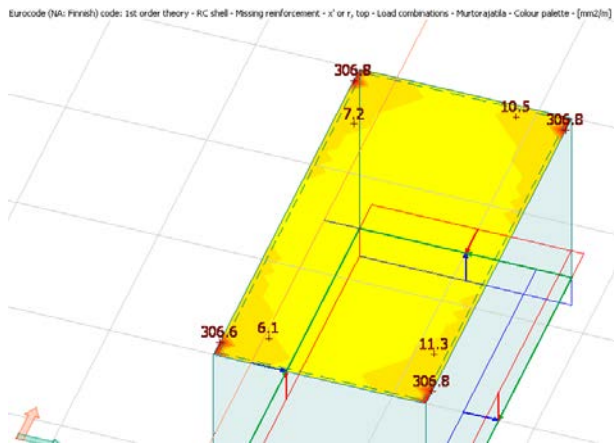


KUVA 59. Vaadittu teräsmäärä laatan alapinnan y-suunnassa

11.5 Vaadittu raudoitus laatan yläpinnassa

Nurkissa esiintyvän momentin takia laatan nurkkiin on vaadittu raudoitus yläpintaan. Raudoitusta on vaadittu sekä x- että y-suunnassa. Vapaissa nurkissa syntyy teorian mukaan momenteja, jotka aiheuttavat laatan yläpintaan vetoa. Ilmiö johtuu laatan sivujen vääntömomentista nurkissa, joka pyrkii ikään kuin nostamaan laattaa nurkista. Halkeamien rajoittamiseksi kirjan BY 202 osassa 2, ehdotetaan nurkkien verkkoraudoitusta kuvan 11 mukaisesti. Vapaalla nurkalla tarkoitetaan laattakentän sellaista nurkkaa, jossa yhtyvät sivut ovat molemmat vapaasti tuettuja.

Kirjassa esitetty sivumitta $0,3L_x$ raudoitusalueelle ei kuitenkaan FEM-ohjelman mukaan riitä. Alueen sivumitta ulottuu melkein laatan jännevälin puoleen väliin asti kummassakin suunnassa, mutta kriittinen alue jää kuitenkin reilusti lyhyemmäksi ja hyvin lähelle mitta $0,3L_x$.



KUVA 60. Raudoituksen tarve laatan nurkkien yläpinnassa

Ohjelman ehdottama raudoituksen määrä nurkissa on sama kuin kentän raudoitus x-suunnassa, joka perustui vähimmäisraudoitukseen. Nurkkien raudoitusmäärä perustuu siis myös vähimmäisraudoituksen ehdon toteuttamiseksi. Käsinelaskennassa todettiin, että nurkissa vaadittu raudoitus on vähimmäisraudoituksen verran.

12 YHTEENVETO JA POHDINTA

Tässä työssä FEM-Design koettiin oivaksi työkaluksi rakenteiden analyysiin. Ohjelman 3D-näkymän avulla mallia on helppo tarkastella eri suunnista. Väreillä tehostetun ominaisuuden ansiosta rasitusjakaumien tarkastelu on erittäin selkeää. Rasitetuimmat kohdat näkyvät punaisina, mikä aina kiinnittää suunnittelijan huomion suunnittelutyössä. Raudoitettussa teräsbetonirakenteessa ”tarpeeton” rauditus nähdään vihreän värin eri sävyisinä. Mallista nähdään siis heti tarpeeton teräsmäärä metriä kohti.

Ohjelman käyttäjän on tärkeätä tietää elementtimenetelmien perusteet. Elementtimenetelmien perusteiden kautta tullaan sisäistämään muun muassa elementtiverkon tärkeä rooli FEM-laskennassa.

Yksi tärkeimmistä mallin analyysin alkuvaiheista on tukiehtojen määrittäminen. Tukiehtojen määrittäminen voi joissain tilanteissa olla hankala tehtävä, sillä rakenteiden todellista käyttäytymistä ei voida arvioida tarkasti. Toisaalta tukiehtoilla on suuri merkitys kuormien jakautumiseen rakenteessa. Rakenteissa todellisuudessa esiintyviä rasituksia ja muodonmuutoksia on mahdotonta mallintaa. Käyttäjän tulee siten suhtautua aina saatuihin tuloksiin kriittisesti.

Ohjelma on kehitetty pääsääntöisesti rakenteiden analyysiin eikä mitoitukseen. Tämä koettiin muun muassa raudoitustyökalujen suppeana toimintona. Laattarakenteille kehitetty raudoitustyökalu sisältää ainoastaan suoria tankoja, joista voi halutessaan muodostaa verkkoraudoitteen lisäämällä suoria tankoja kumpaankin suuntaan. Laattarakenteille ominaista tukiraudoitusta ei siten voida lisätä laattaan, sillä niissä käytetään taivutettuja tankoja.

Laattarakenteita ei voida myöskään tarkastella poikkileikkäusnäkyvässä. Poikkileikkäusnäkyvästä saataisiin helposti luettua laattaan lisätyt teräkset yhdellä silmäyksellä. Ohjelman tämän hetkisinä työkaluilla lisätyt teräkset joudutaan aina hakemaan siinä suunnassa ja tasossa missä ne on lisättykin. Toisin sanoen eri suunnissa ja tasoissa olevat teräkset eivät näy kaikki kerralla yhdessä näkyvässä.

Laattarakenteista ei myöskään saatu raudoituspöörustusta. Suunnitelmiin tarvittava raudoituspöörustus pitää tuottaa toisella ohjelmalla kuten Tekla Structuresilla mallin avulla, AutoCAD:llä tai jollain muulla suunnitteluohjelmalla.

Yleisesti voidaan laattarakenteiden osalta todeta, että ohjelma soveltuu ainoastaan rakenteiden analyysiin eli voimasuureiden hakemiseen ja kuormitusjakaumien tarkasteluun. Vaativissa kohteissa ohjelmalla voidaan kätevästi selvittää rasiusten jakautuminen rakenteissa. Ohjelman raudoitustyökalut laattarakenteille koettiin hieman kehnoksi, sillä käytössä on siis ainoastaan suorja tankoja. Laatoista ei siis saatu myöskään raudoituspöörustusta. Tällä hetkellä nämä toiminnot on parempi tehdä Tekla Structuresissa. Tilannetta voidaan tarkastella lähitulevaisuudessa uudestaan, kun ohjelmistoja kehitetään ja niille tehdään uusia päivityksiä.

LÄHTEET

- [1] Nykyri, P. 2013. By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, Osa 1. Vantaa, Multiprint Oy
- [2] Nykyri, P. 2015. By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, Osa 2. Tampere, Tammerprint Oy
- [3] Saarinen, E., Soini, R., Tiira, S. & Ulvinen., S. 2001. By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, Osa 1. Jyväskylä: Gummerus Kirjapaino Oy
- [4] Saarinen, E., Kähkönen L. 2005. By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, Osa 2. Vaajakoski: Gummerus Kirjapaino Oy
- [5] Lähteenmäki, M. 2009. Elementtimenetelmän perusteet, Luettu 5.4.2015 <http://www2.amk.fi/digma.fi/www.amk.fi/digma/kaikki.html#tekniikkajatuota nto>
- [6] Marttila U. A-insinöörit Suunnittelu Oy, Betonirakenteiden materiaaliominaisuudet, Tulostettu 1.4.2015 http://alk.tiehallinto.fi/sillat/eurocode/Marttila_Materiaaliominaisuudet.pdf
- [7] Suomen Betoniyhdistys r.y. 2007. By 203 Betonirakenteiden perusteiden oppikirja, Vaajakoski: Gummerus Kirjapaino Oy
- [8] Betonteollisuus ry. Tietoa betonista, Luettu 15.4.2015 www.betoni.com
- [9] Rakennusteollisuus, tiedote 18.5.2009, Betoniteräkset
- [10] Leskelä, M. 2008. By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Jyväskylä, Gummerus Kirjapaino Oy
- [11] Suomen rakennusinsinöörien liitto, Tietomallinnus, Luettu 4.4.2015 www.ril.fi
- [12] Betonteollisuus ry. Runkorakenteet, massiivilaatat, Luettu 19.3.2015 www.elementtisuunnittelu.fi

