

Sanni Sunila

BETONIELEMENTTISEINIEN MITOITUS NORMAALI- JA LEIKKAUSVOIMILLE FEM-DESIGNILLA

Opinnäytetyö
Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

2020



**Kaakkois-Suomen
ammattikorkeakoulu**

Tekijä/Tekijät	Tutkinto	Aika
Sanni Sunila	Rakennustekniikka (AMK)	Maaliskuu 2020
Opinnäytetyön nimi Betonielementtiseiniäen mitoitus normaali- ja leikkausvoimille FEM-Designilla		69 sivua
Toimeksiantaja Sitowise Oy		
Ohjaaja Juha Karvonen, Joonas Nieminen		
Tiivistelmä <p>Opinnäytetyön tavoitteena oli perehtyä FEM-Design 3D-ohjelman käyttöön ja selvittää sen mahdollisuuksia Etabs-laskentaohjelman rinnalla. Opinnäytetyön tuotteena käytettiin FEM-Design 3D-ohjelmaa 16-kerroksisen asuinrakennuksen laskentaan, ja tuloksia verrattiin Etabs-ohjelmalla saatuihin tuloksiin. Tuloksista tehtiin projektiin liittyen laskentaraportti.</p> <p>Opinnäytetyö toteutettiin kvalitatiivisena tutkimuksena ja apuna käytettiin kirjallisuutta, käytäntöä ja haastatteluja. Opinnäytetyön raportti koostuu teoria- ja tutkimusosuudesta. Teoriaosuudessa on ensin tutustuttu FEM-laskennan historiaan ja periaatteisiin. Tämän jälkeen tutustuttiin betonirakenteiden mitoitukseen ja käsiteltiin lähinnä seinien normaali- ja leikkausmitoitusta. Tutkimusosuudessa syvennyttiin FEM-Design 3D-ohjelman käyttöön ja tulosten tulkintaan ja mitoitukseen niiden avustuksella. Lopuksi tuloksia vertailtiin Etabsin tuloksiin ja pohdittiin ohjelmien eroja. Tuloksien vertailussa voitiin todeta tulosten olevan lähellä toisiaan, jonka vuoksi molemmat ohjelmat sopivat laskentaan ja niillä saadaan varteenotettavia tuloksia.</p> <p>Tutkimusvaiheessa FEM-Designiin tutustuminen aloitettiin täysin puhtaalta pöydältä ilman ennakkoluuloja tai ohjelman aikaisempia käyttökokemuksia. Tutkimuksen aikana huomattiin ohjelman heikkouksia ja vahvuuksia verrattuna Etabs-ohjelmaan. Tuloksena pystyttiin kuitenkin toteamaan, että kyseinen ohjelma toimii hyvin suurempienkin rakenteiden mitoituksessa Etabsin rinnalla ja tulokset olivat verrannollisia toisiinsa, jonka vuoksi FEM-Design voidaan todeta luotettavaksi tavaksi mitoittaa rakenteita. Ohjelman huomattiin olevan myös suhteellisen helppo ja yksinkertainen käyttää, ja tulosten tulkinta noudattaa lujuusopin ja statiikan merkkejä ja sääntöjä.</p> <p>Opinnäytetyö antoi toimeksiantajalle kokonaisvaltaista näkemystä FEM-designin mahdollisuuksista tulevaisuudessa. Toimeksiantajalla on ollut käytössä StruSoft FEM-Design ohjelmiston 2D-osa holvien laskennassa ja Etabs-ohjelma rakennusten kokonaisvaltaisessa mitoituksessa. Tämän opinnäytetyön tuloksena FEM-Design 3D on myös varteenotettava vaihtoehto rakennusten mitoitukselle.</p>		
Asiasanat FEM-laskenta, betonirakenteet, mitoitus		

Author (authors)	Degree	Time
Sanni Sunila	Bachelor of construction Engineering	March 2020
Thesis title Normal and shearforce calculation in concrete element walls by using FEM-Design 3D		69 pages
Commissioned by Sitowise Oy		
Supervisor Joonas Nieminen		
<p>Abstract</p> <p>The goal of this thesis was to learn how to use FEM-Design 3D calculation program and to clarify its potential compared to Etabs- program. The product of this thesis was to create a calculation report for a 16- storey building using FEM-Design 3D program and to compare its results to Etabs- calculation results.</p> <p>This thesis was created by using qualitative research with literature, practice and interviews. This thesis consists of theoretical and research parts. The theoretical part includes getting to know the history and principles of FEM- calculations. Then theory about concrete element calculations mainly centralizing to normal and shearforce calculation. The research part focused on using the FEM-Design 3D program and on how to use that to calculate large entities, like a concrete building. In the end the results were compared with Etabs- results. After comparing the results were came to the conclusion that the results are close to each other and that is why FEM-Design is also a strong calculation program.</p> <p>The research part of this thesis started with getting to know Strusoft FEM-Design program from the start without earlier user experience. With time, some weaknesses strength qualities were noticed with this program compared to Etabs. But mainly the program was easy to use and it was using the all the normal marks and rules of mechanical theory.</p> <p>This thesis gave a comprehensive view about experience in using FEM-Design for the client. The client has been using FEM-Design 2D with calculating slabs and Etabs with larger entities. And this thesis shows that FEM-Design 3D can also be taken into account with calculating larger entities.</p>		
<p>Keywords</p> <p>FEM- calculation, concrete structure</p>		

SISÄLLYS

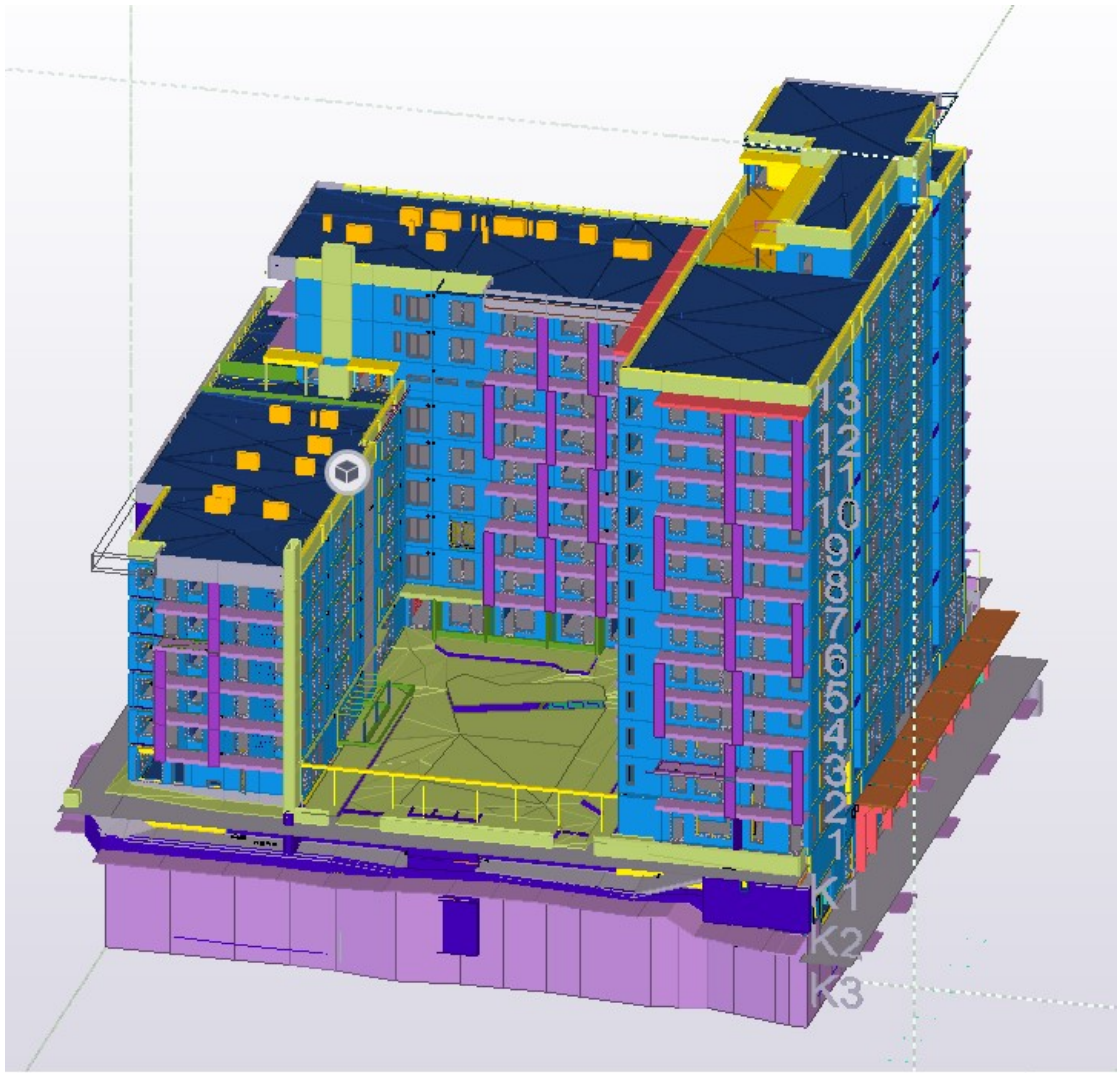
1	JOHDANTO.....	5
2	FEM-LASKENTA.....	6
3	BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU.....	9
3.1	Ohjeet ja määräykset.....	9
3.2	Käyttörajatilamitoitus.....	10
3.3	Murtorajatilamitoitus.....	10
3.4	Kuormien yhdistely murtorajatilassa.....	12
3.5	Betonelementtiseiniäen mitoituksen toimintaperiaate.....	15
3.6	Mitoitus.....	16
3.7	Raudoitus.....	22
3.8	Raudoittamattomat seinät.....	25
3.9	Leikkausraudoitus.....	29
4	FEM-DESIGN 19 3D:LLÄ MALLINTAMINEN.....	33
4.1	Tasojen ja moduulien luominen.....	34
4.2	Rakennuksen mallintaminen.....	36
4.3	Kuormien mallintaminen.....	39
4.4	Finite element mesh.....	42
4.5	Fem-mallin laskenta.....	44
5	NORMAALIVOIMAMITOITUS.....	46
5.1	Ulkoseiniäen normaalivoimamitoitus.....	46
5.2	Väliseiniäen normaalivoimamitoitus.....	50
6	LEIKKAUSMITOITUS.....	52
6.1	Ulkoseiniäen leikkausmitoitus.....	52
6.2	Väliseiniäen leikkausmitoitus.....	56
7	TULOKSET.....	58
7.1	Tulosten vertailu.....	58
7.1.1	Normaalivoimat.....	58
7.1.2	Leikkausvoimat.....	61
7.2	FEM-Design vs. Etabs.....	64
7.3	FEM-Designin käyttömahdollisuudet Sitowisessä.....	65
	LÄHTEET.....	67
	KUVALUETTELO.....	68

1 JOHDANTO

Tämä opinnäytetyö käsittelee betonielementtiseiniä normaali- ja leikkausvoimalaskentaa StruSoft FEM-Design 3D 2019 -ohjelmaa apuna käyttäen. Opinnäytetyön toimeksiantajana toimii Sitowise Oy, joka on yksi Suomen suurimmista rakennetun ympäristön suunnittelu- ja asiantuntijayrityksistä. Se työllistää 1700 henkilöä, 27 eri paikkakunnalla Suomessa, Ruotsissa, Virossa ja Latviassa. Sitowise Oy sai alkunsa 1.3.2017, kun Sito Oy ja Wise Group Finland yhdistyivät Sitowiseksi. Talosuunnittelun puolella Sitowise toimii monella eri palvelualalla kuten asuntorakennusten, toimi- ja liiketilojen sekä julkisten tilojen sektoreilla. Yritys tarjoaa laajaa kokemusta rakennesuunnittelun alalta ja kehittää osaamistaan jatkuvasti niin tietomallinnuksessa kuin digitalisaatiossa.

Sitowisella on rakennesuunnittelussa käytössään muutamia erilaisia FEM-laskentaohjelmia ja yleisin niistä on Etabs. StruSoftin FEM-Design ohjelmasarjan Plates-osiota on käytetty laajasti Sitowisessä laattojen mitoitukseen, mutta ohjelman 3D-osiota on jäänyt tuntemattommaksi. Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on tutustua StruSoftin FEM-Design 3D-ohjelman käyttöön ja tutkia sen mahdollisuuksia kokonaisten rakennusten mitoituksessa Etabs-ohjelman rinnalla ja vertailla tutkimuksessa saatuja tuloksia Etabs-ohjelman mitoitustuloksiin.

Tässä opinnäytetyössä tutustutaan FEM-Designin 3D-ohjelman käyttöön ja mitoitetaan sen avustuksella betonielementtiseiniä ja tutkitaan niihin tarvittavaa raudoitusta. Opinnäytetyössä on mallinnettu ja mitoitettu rakennusosa Helsingin Pasilaan rakennettavasta korttelikohteesta. Tämä osa on 16-kerroksinen asuinrakennus, jossa on kolme maanalaista kerrosta ja 13 maanpäällistä kerrosta.



Kuva 1. Tekla-mallinnus Helsingin Pasilaan, Asemamiehenkadulle rakennettavasta kerrostalosta

Projektille on tehty kokonainen mitoitusraportti työn tuloksena, vaikka tämän opinnäytetyön tulososiossa käsitellään vain pientä osaa tuloksista. Opinnäytetyön teoriaosa käsittelee myös FEM-laskennan syntyä ja lähtökohtia.

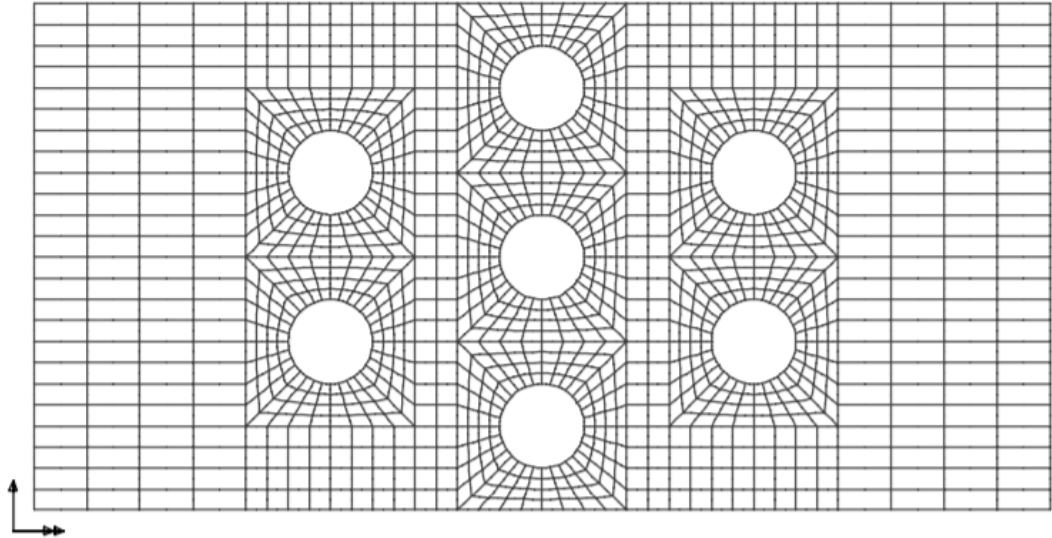
2 FEM-LASKENTA

FEM-laskennalla tarkoitetaan elementtimenetelmällä suoritettua lujuuslaskentaa, jota käytetään hyväksi erilaisten rakenteiden laskennassa monella eri tekniikan alalla. Lyhenne FEM tulee englannin kielen käsitteestä nimeltä Finite Element Method, suomeksi elementtimenetelmä. Ja usein toinen käytetty lyhenne FEA tulee käsitteestä nimeltä Finite Element Analysis, joka puolestaan

tarkoittaa elementtimenetelmällä suoritettua laskentaa. FEM-laskennalla voidaan suorittaa tietokoneavusteisesti lineaarista sekä epälineaarista analyysiä. Yleisimmin käytettyä lineaarista analyysimuotoa voidaan käyttää materiaalien käyttäytyessä lineaarisesti ja elastisesti, sekä kun rakenteen muodonmuutokset oletetaan pieniksi verrattuna rakenteen kokoon. Tuloksia voidaan käyttää jatkotarkastelussa murtumis- ja väsymistilanteissa. Epälineaarista analyysiä käytetään, kun tarkasteltavana on erittäin suuria siirtymiä, materiaalien myötöraja ylitetään ja sen jäykkyys muuttuu, minkä vuoksi materiaalin jännitysten ja muodonmuutosten suhde muuttuu epälineaariseksi. Murtorajatilakäyttäytyminen on lähes poikkeuksetta epälineaarista. (Vertex 2017.)

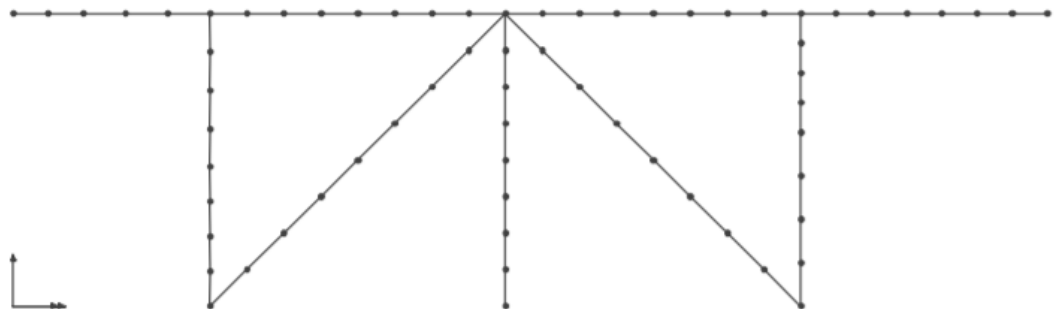
Elementtimenetelmän käyttö levisi Yhdysvalloista 1950-luvun aikana monelle eri tekniikan alalle ja kehittyi nopeasti 60- ja 70-luvuilla, jolloin syntyi lukuisa määrä erilaisten rakennetyyppien käsittelyyn sopivia lineaarisen statiikan ja dynamiikan tietokoneohjelmistoja. Elementtimenetelmä perustuu tietokoneen kykyyn käsitellä suuria määriä laskutoimituksia kohtuullisessa ajassa. Menetelmää käytetään rakennetekniikan lisäksi myös muilla tekniikan aloilla kuten lämmönsiirron, virtausopin, sähkötekniikan ja akustiikan tehtävien ratkaisemisessa. Se on kehittynyt tähän päivään asti niin paljon, että nykyisin on myös mahdollista tutkia eri geometrioiden ja materiaalien epälineaarista käyttäytymistä.

Menetelmällä voidaan tutkia geometrisesti monimutkaisia kappaleita jakamalla ne pienempiin osiin, jotka ovat muodoltaan yksinkertaisempia. Niitä kutsutaan elementeiksi. Yksinkertaistettuina elementteinä käytetään useimmiten neliviisi- ja kuusitahokkaita. Lisäksi monimutkaisemman kappaleen elementtiossa voidaan käyttää erityyppisiä ja kokoisia, sekä erilaisilla geometrisilla- ja materiaaliominaisuuksilla varustettuja elementtejä. Tämä tekee elementtimenetelmästä monipuolisen analyysitavan. Elementeistä muodostuvaa joukkoa kutsutaan näin ollen elementtiverkoksi, joka puolestaan muodostaa laskentamallin.



Kuva 2. Esimerkki levyrakenteen elementtiverkosta (Elementtimenetelmän perusteet s.a, 2)

Vierekkäiset elementit liittyvät siis toisiinsa pisteillä, joita kutsutaan solmupisteiksi. Jokaiseen solmuun liittyy tietyt lujuuslaskennan siirtymä- ja voimasuureet.



Kuva 3. Esimerkki ristikon elementtiverkosta, solmuista ja elementeistä (Elementtimenetelmän perusteet s.a,4)

Siirtymäsuureita ovat translaatiosiiirtymät ja rotaatiosiiirtymät eli kiertymät. Voimasuureita ovat jännityskomponentit, rasitukset ja pintarakenteen leikkauksen rasiustiheydet. Elementtimenetelmässä perusyhtälöt muodostetaan elementtien alueella tehdyn interpoloinnin avulla ja näin saadaan tehtävälle likimääräinen ratkaisu. Koska solmuja ja elementtejä joudutaan käsittelemään sekä yksittäisinä että kokonaisuuksina, tarvitaan mahdollisimman looginen ja yksinkertainen merkintäteknikka. Siksi elementtimenetelmässä käytetään matriisilaskentaa. (Lähteenmäki s.a.)

Tässä opinnäytetyössä käsitelty FEM-Design-ohjelma ottaa laskennassa huomioon rakenteen omat, ympäristön, sekä käytön aiheuttamat kuormitustilanteet ja yhdistelmät. Laskennassa rakenteisiin muodostuvat voimasuureet ovat rakennuksen liitosten ja rakenteiden laskennan perustana. Rakennuksesta tehdään tarkka 3D-rakennemalli, jossa rakenteiden geometria, jäykkyydet ja materiaalit on määriteltä. Laskenta perustuu aikaisemmin mainittuun Finite Element Methodiin, eli FEM-laskentaan, jossa rakenteet jakautuvat pieniin elementteihin. Nämä liittyvät solmupisteillä toisiinsa muodostaen elementtiverkon. Kuormitukset välittyvät solmupisteiden kautta eteenpäin. Elementtiverkosta käytetään FEM-Designissa sanaa: finite element mesh. Sen avulla ohjelma laskee kuormat kuormitustapausten perusteella sekä rasitukset jokaiselle solmulle. Analyysin jälkeen betonirakenteisiin elementteihin voidaan lisätä halutut betoniteräkset ja laskea niiden raudoituskapasiteetti. Ohjelmassa on myös oma osionsa perustusten, puurakenteiden sekä teräsrakenteiden suunnittelulle.

Fem-Designilla on omat versionsa 2D- ja 3D-rakenteille. 2D-ohjelmina on saatavilla Plate- ja Wall-ohjelmat, joissa pystyy tarkastelemaan pelkkää laattaa tai seinää yksittäisenä rakenteena ja laskemaan niille tarvittavat raudoitukset. Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan molempia ohjelmia. 3D-ohjelmalla tarkastellaan koko rakennusta ja seinien rasituksia, sekä 2D-ohjelmalla tarkastellaan paikallavaluholvin rasituksia ja raudoituksia.

3 BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU

3.1 Ohjeet ja määräykset

Betonirakenteiden suunnittelussa noudatetaan aina ensisijaisesti eurokoodeja, joita on rakenteiden suunnitteluun liittyen kymmenen osaa. Betonirakentamisessa käytetään seuraavia:

- SFS-EN 1990 Eurokoodi, Rakenteiden suunnitteluperusteet
- SFS-EN 1991 Eurokoodi 1, Rakenteiden kuormitukset
- SFS-EN 1992 Eurokoodi 2, Betonirakenteiden suunnittelu
- SFS-EN 1994 Eurokoodi 4, Betoni-teräs –liittorakenteiden suunnittelu
- SFS-EN 1997 Eurokoodi 7, Geotekninen suunnittelu
- SFS-EN 1998 Eurokoodi 8, Rakenteiden suunnittelu maanjäristyksen kestäviksi

Lisäksi suunnittelussa käytetään useita standardeja liittyen betonirakentamiseen:

- SFS-EN 206-1, Betoni
- SFS 7022, Betoni
- SFS-EN 13670, Betonirakenteiden toteutus
- SFS 5975, Betonirakenteiden toteutus
- SFS-EN 13791, Betonin puristuslujuuden arviointi rakenteista ja rakeneosista
- SFS-EN 14889-2, Betoniin käytettävät kuidut
- SFS-EN 1504-2, Betonirakenteiden suojaus- ja korjausaineet ja niiden yhdistelmät
-
- SFS-EN 10080, Betoniteräs
- SFS 1200, Betonirakenteiden yleiset teräkset
- SFS-EN 13369, Common rules for precast concrete products
- SFS 7026, Valmisosilta vaadittavat ominaisuudet ja vaatimustasot

Kaikki rakenteet mitoitetaan murtorajatilassa ja tarkastellaan käyttörajatilassa siirtymien ja värähtelyn osalta. Tässä opinnäytetyössä keskitytään murtorajatilamitoitukseen.

3.2 Käyttörajatilamitoitus

Käyttörajatilamitoituksessa rakenteet mitoitetaan tilanteille, jotka liittyvät rakenteen toimintaan normaalitilassa, rakenteiden käyttäjien mukavuuteen ja rakenteiden ulkonäköön. Näitä tilanteita ovat esimerkiksi siirtymät ja värähtelyt, jotka vaikuttavat rakenteiden ulkonäköön, käyttäjien mukavuuteen ja rakenteiden toimintaan. Myös rakenteiden vauriot, jotka vaikuttavat negatiivisesti ulkonäköön, säilyvyyteen ja toimintaan, kuuluvat käyttörajatilamitoitukseen. (BY 211, osa 1, sivu 20.)

3.3 Murtorajatilamitoitus

Murtorajatilamitoituksessa rakenteet mitoitetaan tilanteille, joissa rakenteen sortuminen tai sitä edeltävä tilanne aiheuttaa vaaraa ihmisille (By 211, osa 1, sivu 20). Kyseisiä tilanteita ovat esimerkiksi rakenteen vaurioituminen tai stabiiliuden menetys onnettomuuden, materiaalin tai ajasta riippuvan vaikutuksen takia. Murtotilamitoituksessa käytetään osavarmuuslukumenetelmää parantamaan rakenteiden varmuutta ja pienentämään todennäköisyyttä rakenteen ra-

jatilan ylittymiselle. Osavarmuusmenetelmässä rakenteisiin vaikuttavia kuormia kasvatetaan kuormaosavarmuusluvulla (γ_F) ja materiaalien lujuuksia pienennetään materiaaliosavarmuusluvulla (γ_m). (BY 211, osa 1.)

Materiaalien laskentalujuus lasketaan kaavalla:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (1)$$

jossa:

X_d on materiaaliominaisuuden mitoitusarvo

X_k on materiaaliominaisuuden ominisarvo

γ_m on materiaaliosavarmuusluku

Murtorajatilamitoituksessa otetaan lisäksi huomioon rakennuksen seuraamusluokka, joka määräytyy rakennuksen vaurioitumisen seuraamuksien perusteella. Suurempi rakennus aiheuttaa suurempia seuraamuksia, jonka vuoksi suuria seuraamuksia aiheuttavalla rakennuksella on isompi kuormakerroin (K_{FI}), kuin vähäisiä seuraamuksia aiheuttavalla rakennuksella. Seuraamusluokkia on kolme:

- CC3: Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia, kuormakerroin $K_{FI} = 1,1$
- CC2: Keskisuuret seuraamukset, kuormakerroin $K_{FI} = 1,0$
- CC1: Vähäiset seuraamukset $K_{FI} = 0,9$

(SFS-EN 1990 + A1 + AC; B3.1.)

Kuormakerrointa käytetään mitoituskuormien määrittämiseksi yhdistelytilanteissa.

Seuraamusluokkiin (CC3, CC2, CC1) voidaan liittää luotettavuusluokat: RC3, RC2 JA RC1, jotka määritellään käyttämällä luotettavuusindeksiä β , jonka vähimmäisarvot on esitetty alla olevassa taulukossa.

Luotettavuusluokka	Indeksin β vähimmäisarvot	
	1 vuoden tarkastelujakso	50 vuoden tarkastelujakso
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Kuormakerroin K_{F1}	Luotettavuusluokka		
	RC1	RC2	RC3
K_{F1}	0,9	1,0	1,1

Kuva 4. Seuraamusluokat (SFS-EN 1990 + A1 + AC; B3.1)

3.4 Kuormien yhdistely murtorajatilassa

Kuormien yhdistelyssä yhdistellään sellaiset kuormat, jotka voivat vaikuttaa samanaikaisesti. Kaikkia kuormia ei lasketa täysmääräisinä, vaan muuttuvia kuormia pienennetään yhdistelykertoimilla, koska mitoituksen perustana käytetyn omaisarvon suuruinen kuorma esiintyy erittäin harvoin. Kun rakenteesseen vaikuttaa useampi kuorma, joiden todennäköisyys on jo itsessään pieni, on vielä epätodennäköisempää, että nämä kaikki esiintyvät samanaikaisesti. Muuttuvia kuormia pienennetään eri kertoimilla, jotka on määritelty standardeissa SFS-EN 1990 liite A/15

Kuormat luokitellaan karkeasti pysyviin, muuttuviin, ja onnettomuuskuormiin:

Taulukko 1. Kuormien luokittelu

PYSYVÄKUORMA	MUUTTUVAKUORMA	ONNETTOMUUS-KUORMA
omapaino	hyötykuorma	räjähdys
esijännitysvoima	lumikuorma	tulipalo
veden- ja maanpaino	tulikuorma	ajoneuvon törmäys
perustusten painuminen	lämpötilakuorma	

Murtorajatarakenteita koskee neljä rajatilaa

- EQU (equilibrium): staattisen tasapainon rajatila
 - Jäykkänä kappaleena tarkasteltavan rakenteen tai sen osan staattisen tasapainon menetys, kun pysyvien kuormien arvot tai jakautumismalteen vaihtelut aiheuttavat vaikutuksia. Tässä rajatilassa rakennusmateriaalit tai maaperän lujuus eivät ole yleensä määrääviä.
- STR (strenght): kestävyuden rajatila

- Rakennusmateriaalien lujuus on määräävä ja siitä johtuvat sisäiset vauriot ja siirtymätilat liian suuria. Tarkasteltavia osia ovat myös perustukset ja kellarin seinät.
 - GEO (geotechnical): maaperän kantavuus
 - Maakerroksen ja kallion lujuus on merkittävä kestävyysnäkökulmasta ja riskinä on maan pettäminen ja liian suuret siirtymätilat
 - FAT (fatigue): väsytykslujuus
 - Rakenteen ja sen rakennusosien väsymismurtuminen
- (SFS-EN 1990 + A1 + AC; 6.4.1.)

Betonirakenteiden laskennassa tarkastelemme pääosin EQU- ja STR-tilanteita

Taulukko 2. Kuormien varmuus- ja yhdistelykertoimet

YHDISTELMÄ	KUORMIEN KERTOIMET pysyvät	1.muuttuva	
			muut muuttuvat
EQU	1,10 K_{FI} tai 0,9	1,5 K_{FI}	1,5 $K_{FI} * \psi$
STR 1	1,15 K_{FI} tai 0,9	1,5 K_{FI}	1,5 $K_{FI} * \psi$
STR 2	1,35 K_{FI}	0	0

Kestävyysrajatilassa on kaksi yhdistelytapaa, joista valitaan vaarallisempi yhdistelmä.

Lisäksi muuttuvat kuormat yhdistellään muuttuvien kuormien yhdistelykerroimilla, joita ovat ylhäällä mainitut ψ - kertoimet.

ψ_0 = muuttuvan kuorman yhdistelykerroin (murto- ja käyttörajatilassa)

ψ_1 = muuttuvan kuorman tavallinen yhdistely kerroin (onnettomuusrajatilassa)

ψ_2 = muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon kerroin (pysyvän kuorman osuus ja onnettomuus tilanteen toisen muuttuvan kuorman kerroin)

(Pitkänen 2019.)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0

Kuva 5. Kuormien yhdistelykertoimet (SFS-EN 1990 + A1 + AC; A1.2.2)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) ^{*)} kun $s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ^{**)}	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä.

Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen.

^{**)} Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.

Kuva 6. Kuormien yhdistelykertoimet (SFS-EN 1990 + A1 + AC; A1.2.2)

Esimerkiksi, jos rakennukseen vaikuttavat rakennuksen omapaino, lumi-kuorma ja tuulikuorma. Näistä lumikuorma on ensimmäinen (määräävämpi) ja tuulikuorma toinen muuttuva kuorma. Kun kestävyysrajatilan ensimmäinen vaihtoehto (STR1) on määräävä, toimitaan näin:

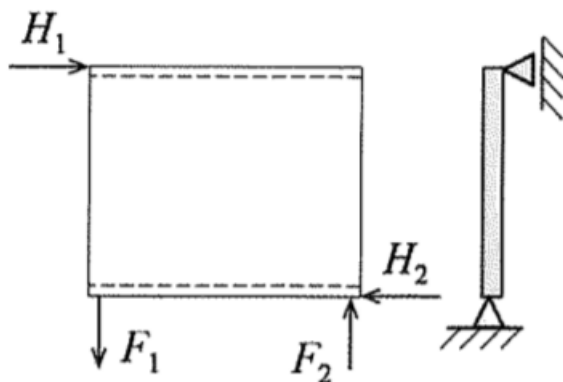
$$G_d = (1,15 \text{ tai } 0,9) * K_{FI} * G(\text{omapaino}) + 1,5 * K_{FI} * Q(\text{lumi}) + 1,5 * K_{FI} *$$

$Q(\text{tuuli}) * \psi$, jossa K_{FI} on rakennuksen seuraamusluokasta riippuva kuormakerroin.

3.5 Betonielementtiseinien mitoituksen toimintaperiaate

Eurokoodin mukaan rakenteen voi määritellä seinäksi, jos rakenteen pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4, ja joiden kestävyystarkastelussa otetaan rauditus huomioon. Kaikki tätä lyhyemmät rakenteet määritellään pilariksi ja ne rakenteet, jotka täyttävät seinän ehdot, mutta niihin kohdistuu pääsääntöisesti tasoa vastaan kohtisuora taivutus, mitoitetaan laattoina. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 9.6.1).

Seinärakenteet toimivat rakennuksen pystykannattajina ja jäykistysrakenteina. Niiden toimintaperiaatetta voidaan verrata pystysuunnassa pilarin toimintaan. Seinä voi kuitenkin nurjahtaa vain yhdessä suunnassa (heikompi suunta), kun taas pilari voi nurjahtaa kumpaankin suuntaan. Lisäksi seinä saa lisäjäykkyyttä viereisistä poikittaisista seinistä. Seinä toimii rakennuksen jäykistysrakenteena vain oman tasonsa suunnassa (ohuempi suunta).



Kuva 7. Seinän toiminta jäykistysrakenteena (BY 211 2015, s. 155)

Kuormat aiheuttavat seinärakenteille puristus-, leikkaus- ja taivutusrasituksia ja tämän vuoksi seinää tarkastellaan levy- ja palkkirakenteena. Poikkeuksena on maanpaineseinä, jota rasittaa omaa tasoa vastaan kohtisuora kuorma, minkä vuoksi sitä tarkastellaan laattarakenteena. Toinen samanlainen poikkeus on esimerkiksi väestönsuojan seinä, jota rasittaa seinää kohtisuora painekuorma.



Kuva 8. Maanpaineseinän toimintaperiaate

Normaalisti väliseinät ja ulkoseinät, joissa vaakakuorma ei ole hallitseva, tarkastellaan puristus- ja taivutusrasitettuna kuten pilarit.

3.6 Mitoitus

Kuten pilarien mitoituksessa, seinien mitoitusta varten täytyy arvioida 1. kertaluvun mitoitusmomentit (M_{01} ja M_{02}), ekvivalentti momentti (M_{0e}), sekä 2. kertaluvun momentti (M_2). Näiden lisäksi tulee tietää seinän nurjahduspituus, hoikkusuulu, kaarevuus sekä taipuma.

1. kertaluvun momentit lasketaan seinän ala- ja yläosiin kaavalla:

$$M_{ylä,ala} = N_{ed} * e_{ylä,ala} \quad (2)$$

jossa N_{ed} mitoittava normaalivoima
 e arvioitu epäkeskisyyden

Tämän jälkeen lasketaan 1. kertaluvun mitoitusmomentit seinän molempiin päihin, ylä- sekä alapäähän. Eurokoodin mukaan päiden momenteilla on sama etumerkki, jos ne aiheuttavat vetoa samalle puolelle seinää, muutoin ne ovat erimerkkiset ja niihin pätee ehto $|M_{02}| \geq |M_{01}|$. Momentit saadaan kaavasta:

$$M_{01,02} = N_{ed} * e_i + M_{ylä,ala} \quad (3)$$

jossa N_{ed} seinän ylä- tai alapäähän kohdistuva normaalivoima
 e_i seinän ylä- tai alapään mittaepätarkkuuksista johtuva
lisä

Mittaepätarkkuudet lasketaan eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 5.2) mukaan kaavoilla 5.1 ja 5.2:

$$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad (4)$$

jossa Θ_i vinous
 Θ_0 perusarvo, suositus 1/200
 α_h pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin
 α_m rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin

α_h ja α_m saadaan kaavoista

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} \quad (5)$$

ehto: $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})} \quad (6)$$

joissa l pituus tai korkeus
 m kokonaisvaikutukseen vaikuttavien rakenneosien määrä (jäykistävät seinät

tai epäkeskisyyden avulla kaavasta

$$e_i = \theta_i * (\frac{l_0}{2}) \quad (7)$$

jossa e_i epäkeskisyys
 l_0 tehollinen pituus

Eurokoodin mukaan sauvan päiden momentit voidaan korvata ekvivalentilla momentilla (M_{0e}), jos sauvan päiden momentit eroavat toisistaan, mutta niiden

välillä ei vaikuta kuormia. Ekvivalentti momentti lasketaan eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 5.8.8.2) mukaan kaavasta 5.32:

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (8)$$

jossa M_{02} ja M_{01} ovat päiden momentit ja niille pätee ehto

$$|M_{02}| \geq |M_{01}|$$

Seuraavaksi lähdetään määrittelemään nurjahduspituutta ja tarkistetaan seinän hoikkuus. Mitoituksessa seinien päiden tuenta voi olla joko niveellinen tai jäykkä, mutta useimmiten seinät mitoitetään päistään nivelellisinä rakenteina.

Hoikkuus voidaan ajatella pilarin taipumisherkkyytenä. Mitä hoikempi pilari on, sitä todennäköisemmin se nurjahtaa kuormituksen aiheuttamasta lisätaipumasta ja momentista. Momentti aiheuttaa pilarille taipumaa, jota edeltäen aiheutuu normaalivoiman ja taipuman yhteisvaikutuksesta lisämomentti. Tätä lisämomenttia kutsutaan 2. kertaluvun momentiksi, joka kuvaa ns. geometrisestä epälineaarisuudesta ja siirtymästä johtuvaa voimasuuretta. Lisämomenttia ei tarvitse eurokoodin mukaan ottaa huomioon, jos pilarin hoikkuus luku λ on suurempi kuin raja-arvo λ_{lim} .

Hoikkuuden raja-arvo lasketaan eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 5.8.3.1) kaavasta 5.13N:

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * \frac{C}{\sqrt{n}} \quad (9)$$

jossa,

- | | |
|---|--|
| A | virumasta riippuva kerroin, jos virumisasetta ei tunneta, likiarvo on 0,7 |
| B | on mekaanisesta raudoitusasteesta riippuva kerroin, jos sitä ei tunneta, voidaan käyttää likiarvoa 1,1 |
| C | päätemomenttien suhteesta riippuva kerroin, likiarvona voidaan käyttää 0,7 |

n suhteellinen normaalivoima (N_{Ed}/A_{cfcd})

Betonirakenteiden suunnittelu, osa 2 -oppikirjan mukaan tämä lauseke voidaan sieventää muotoon

$$\lambda_{lim} \approx \frac{15,4 * C}{\sqrt{n}} \approx \frac{10}{\sqrt{n}} \quad (10)$$

Hoikkuusluku määritellään eurokoodin mukaan seuraavasti kaavasta 5.14:

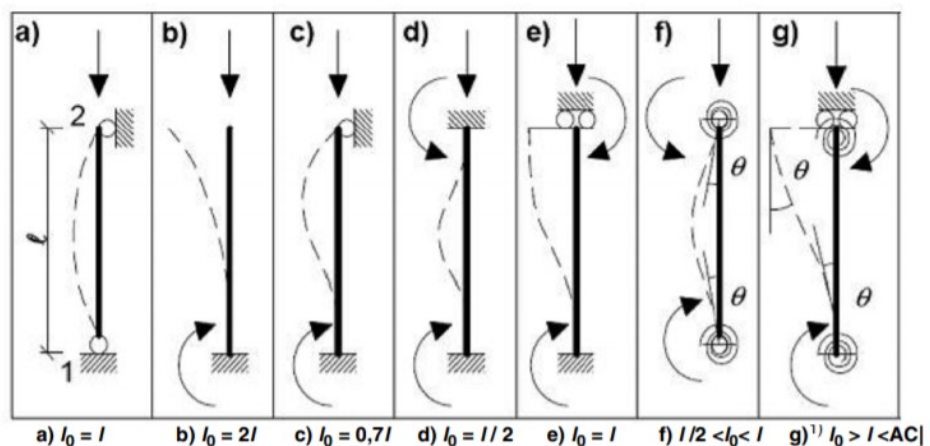
$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (11)$$

jossa l_0 nurjahduspituus (EC2; 5.8.3.2)
 i halkeamattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyyssäde

Jos seinän pystyreunat eivät ole tuettuja, nurjahduspituus määritellään seuraavasti:

(2) Nurjahduspituuden yleinen määritelmä on kohdassa 5.8.1. Esimerkkejä vakiopoikkileikkauksisten erillissauvojen nurjahduspituuksista on kuvassa 5.7.

[AC>



Kuva 5.7 Esimerkkejä erillisten sauvojen erilaisista nurjahdusmuodoista ja vastaavista nurjahduspituuksista

Kuva 9. Nurjahduspituuden määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 5.8.3.2)

Kun seinä on pystyreunoistaan tuettu, voidaan sen vaikutus huomioida pienentämällä nurjahduspituutta kertoimella β (nurjahduspituuskertoimella), sillä pystyreunojen tuenta vaikuttaa positiivisesti kestävyteen. Nurjahduspituuskertoimella

määritellään eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC kohdassa mukaan seuraavasti kohdassa 12.6.5:

Taulukko 12.1 Kertoimen arvot β erilaisilla reunaehdoilla

Poikittaissiirtymä estetty	Kaavio	Kaava	Kerroin β																		
kahdella reunalla			$\beta = 1,0$ kaikilla suhteen l_w/b arvoilla																		
kolmella reunalla		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>b/l_w</th> <th>β</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,26</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,59</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,76</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,85</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,90</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,95</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,97</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>1,00</td></tr> </tbody> </table>	b/l_w	β	0,2	0,26	0,4	0,59	0,6	0,76	0,8	0,85	1,0	0,90	1,5	0,95	2,0	0,97	5,0	1,00
b/l_w	β																				
0,2	0,26																				
0,4	0,59																				
0,6	0,76																				
0,8	0,85																				
1,0	0,90																				
1,5	0,95																				
2,0	0,97																				
5,0	1,00																				
neljällä reunalla		<p>Jos $b \geq l_w$</p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>Jos $b < l_w$</p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>b/l_w</th> <th>β</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,10</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,20</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,30</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,40</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,50</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,69</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,80</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>0,96</td></tr> </tbody> </table>	b/l_w	β	0,2	0,10	0,4	0,20	0,6	0,30	0,8	0,40	1,0	0,50	1,5	0,69	2,0	0,80	5,0	0,96
b/l_w	β																				
0,2	0,10																				
0,4	0,20																				
0,6	0,30																				
0,8	0,40																				
1,0	0,50																				
1,5	0,69																				
2,0	0,80																				
5,0	0,96																				

(A) – Välipohjalaatta
(B) – Vapaa reuna
(C) – Poikittainen seinä

HUOM. Taulukossa 12.1 oletetaan, että seinässä ei ole seinän korkeuden l_w kolmasosaa korkeampia tai seinän pinta-alan kymmenesosaa suurempia aukkoja. Aukkojen ylittäessä nämä rajat seinissä, joiden poikittainen siirtymä on estetty kolmella tai neljällä reunalla, pidetään aukkojen välisiä osia vain kahdelta reunalta poikittain tuettuina ja ne suunnitellaan tämän mukaisesti.

Kuva 10. β - arvon määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 16.6.5.1)

Eurokoodi antaa myös ohjeita poikittaisille seinille. Niitä voidaan pitää jäykistävinä, jos:

- sen kokonaispaksuus 0,5 x tuettavan seinän paksuus
- se on saman korkuinen kuin tuettava seinä
- sen pituus on vähintään 1/5 tuettavan seinän vapaasta korkeudesta, mutta kyseisellä pituudella poikittaisessa seinässä ei saa olla aukkoja

Useimmiten seinää käsitellään laskelmissa yhden metrin levyisenä rakenteena eikä todellisen leveytensä mukaan, koska tällöin voimasuureet voidaan laskea jakautuneina kN/m ja hyödyntää pilareille suunniteltuja mitoitusaluksia ja käyrästöjä.

Eurokoodi (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 5.8.7 ja 5.8.8) antaa kaksi likimääräistä tapaa 2. kertaluvun momentin mitoitukseen: nimellisjäykkyyden menetelmän, sekä nimellisen kaarevuuden menetelmän. Tässä opinnäytetyössä käytetään nimellisen kaarevuuden menetelmää. Menetelmällä saadaan lisämomentti arvioidun kaarevuuden maksimiarvon perusteella. Tätä tapaa voidaan käyttää symmetrisille ja symmetrisesti raudoitetuille kappaleille. Jos rajajoikkuus ylittyy, on otettava 2. kertaluvun vaikutukset laskennassa huomioon. Nimellisen kaarevuuden menetelmää apuna käyttäen lasketaan ensin tasapainomurtoa vastaava kaarevuus eurokoodin kaavasta 5.34:

$$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0} \quad (12)$$

jossa	K_r	korjauskertoimen, normaalivoimasta riippuva
	K_φ	viruman huomioonottava kerroin
	$1/r_0$	$= \epsilon_{yd}/(0,45d)$
	ϵ_{yd}	$= f_{yd}/E_s$
	d	tehollinen korkeus

Aluksi korjauskertoimille käytetään arvoa 1. Korjauskertoimien vaikutus tarkistetaan vielä laskun lopuksi, kun suhteellisen normaalivoiman ja raudoitussuhteen vaikutukset tunnetaan.

2. kertaluvun momentti lasketaan kaavasta 5.33:

$$M_2 = N_{Ed} * e_2 \quad (13)$$

jossa	N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
-------	----------	-----------------------------

e_2	taipuma [$(1/r) \cdot l_0^2 / C$]
$1/r$	kaarevuus
l_0	nurjahduspituus
C	kerroin riippuen kokonaiskaarevuudenjakaumasta

Eurokoodin mukaan mitoitusmomentti saadaan kaavasta 5.31:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (14)$$

jossa	M_{0Ed}	ensimmäisenkertaluvun momentti
	M_2	lisämomentti

3.7 Rauditus

Seinät voidaan suunnitella raudoitettuina tai raudoittamattomina. Useimmiten väliseinät pyritään suunnittelemaan raudoittamattomina, mutta kerrostalon alimmat seinät joudutaan useimmiten kuitenkin raudoittamaan suuremmista rasituksista johtuen. Kantavat ulkoseinät suunnitellaan raudoitettuna poikkeuksetta.

Seinien rauditus mitoitetaan eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 9.6) mukaan. Eurokoodi antaa pysty- sekä vaakaraudoitukselle minimi ja maksimi rauditus ohjeet.

- Pystyraudoituksen A_{sv} , min = 0,002 A_c , yhteensä kummassakin pinnassa
- Pystyraudoituksen A_{sv} max = 0,04
- Pystyraudoituksen maksimi jakoväli on pienempi näistä kahdesta: 400 mm tai 3x seinän paksuus
- Vaakaraudoituksen A_{sh} min = maksimi (0,001 A_c tai 25% A_{sv} min) yhdessä pinnassa
- Vaakaraudoituksen maksimi jakoväli on 400 mm
- Poikittaisraudoitusta tulee käyttää, kun kummassakin pinnassa olevan pystyraudoituksen pinta-ala yhteensä ylittää 0,02 A_c , tällöin käytetään haoista muodostuvaa poikittaisraudoitusta

Pääsääntöisesti pystyteräkset tulisivat sijoittaa sisäpuolelle ja vaakaraudoitus elementin sisäpuolelle.

Sitowiselle tehdyssä opetusmateriaalissaan (Haavisto 2020) todetaan, että poikittaisraudoitusta tulisi lähtökohtaisesti välttää käytännön syistä, mutta jos ei ole muita vaihtoehtoja, se on välttämätön.

Kun mitoitusmomentti on tiedossa, lasketaan tavanomaisesti suhteellinen normaalivoima kaavasta:

$$n = \frac{Ned}{h * f_{cd}} \quad (15)$$

jossa f_{cd} puristuslujuuden mitoitusarvo

Puristuslujuuden mitoitusarvo saadaan Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 3.1.6) mukaan kaavasta 3.15:

$$f_{cd} = a_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (16)$$

jossa a_{cc} puristuslujuuden kerroin
 f_{ck} betonin puristuslujuus
 γ_c betonin osavarmuusluku

Vetolujuuden mitoitusarvo puolestaan saadaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 3.1.6) 3.16:

$$f_{ctd} = a_{ct} * \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (17)$$

jossa a_{ct} vetolujuuden kerroin
 $f_{ctk,0,005}$ betonin vetolujuus
 γ_c betonin osavarmuusluku

Suhteellinen taivutusmomentti kaavasta:

$$\mu = \frac{Med}{h^2 * f_{cd}} \quad (18)$$

, jonka jälkeen valitaan oikea käyrästä parametrin d'/h suhteen. Käyrästä saadaan suhteellisen normaalivoiman ja suhteellisen taivutusmomentin arvojen avulla raudoitussuhteen ω arvo, jonka avulla voidaan laskea seinän pystyraudoituksen pinta-ala yhteenlaskettuna molempiin pintoihin:

$$A_{s,vaad} = \omega * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (19)$$

Tämän jälkeen tarkistetaan kaarevuuden korjauskertoimien vaikutukset eurokoodin kaavoista 5.36 ja 5.37:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (20)$$

jossa	n	suhteellinen normaalivoima
	N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
	n_u	$= 1 + \omega$
	n_{bal}	voidaan käyttää arvoa 0,4 (suhteellinen normaalivoima, kun taivutuskestävyydellä on maksimiarvo)
	ω	$= A_s * f_{yd} / (A_c * f_{cd})$
	A_s	raudoituksen kokonaisala
	A_c	Betonin poikkileikkausala

$$K_\varphi = 1 + \beta_{\varphi ef} \geq 1 \quad (21)$$

jossa	φ_{ef}	virumisaste
	β	$= 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$
	λ	hoikkuusluku

Näin ollen lasketaan uudestaan kaikki arvot, joihin kaarevuus vaikutti, eli $1/r$, e_2 , M_2 , M_{ed} ja μ , jonka jälkeen tarkistetaan raudoitussuhde taulukosta ja katsotaan riittääkö aikaisemmin korjauskertoimilla K_r ja $K_\varphi = 1$, laskettu raudoitusmäärä ja näin ollen saadaan lopullinen pystyraudoitus.

Vaakaraudoituksen vähimmäispinta-ala yhdessä pinnassa saadaan kaavasta:

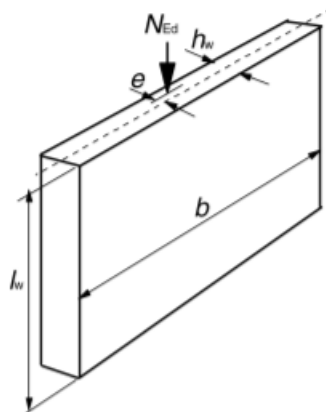
$$A_{s,hmin} = \max(0,001 A_c; 0,25 \left(\frac{A_{s,v}}{2}\right)) \quad (22)$$

Poikittaisraudoitusta tarvitaan, jos vaakaraudoitus on sijoitettu pystyraudoituksen ulkopuolelle tai, jos kokonaisraudoitus on pienempi kuin $0,02 A_c$ (poikki-raudoituksen raja).

3.8 Raudoittamattomat seinät

Seinien toteutus raudoittamattomina on mahdollista, jos seinään kohdistuu lähes ainoastaan keskeinen pystykuorma ja jos paikallavaluseinien hoikkuusluku on eurokoodin sallimissa rajoissa. Useimmiten väliseinät pyritään tekemään raudoittamattomina, mutta todellisuudessa alimpien kerrosten väliseinät joudutaan raudoittamaan suurempien rasituksen vuoksi. Vaikka seinä olisi nimensä mukaisesti raudoittamaton, se ei todellisuudessa pidä paikkaansa. Raudoittamattomiinkin seiniin lisätään poikkeuksetta harjateräkset ympäröimään elementtiä, kutistumateräkset pitkille elementeille, lenkit tappien ja kolojen molemmin puolin, mahdollinen halkaisuraudoitus ontelolaatan kohtaan sekä aukkopalkkien ja pilarikaistojen raudoitus normaalisti huomioiden minimiteräsmäärät.

Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 12.6.5.1) mukaan paikallavaletun raudoittamattoman seinän hoikkuusluvun maksimi arvo on 86. Tämän ylittyessä seinä tulee tehdä raudoitettuna. Useimmiten väliseinien paksuuden määrittävät muut kriteerit kuin kantavuus ja tämän takia hoikkuus ei välttämättä ole määräävä tekijä.



Kuva 11. Seiniä koskevat merkinnät (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 12.6.1)

Mitoitettaessa raudoittamattomia seiniä käytetään pienempiä puristus- ja vetolujuudenkertoimia kuin raudoitetuissa rakenteissa.

Puristuslujuus lasketaan kaavalla:

$$f_{cd,pl} = a_{cc,pl} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (23)$$

jossa $a_{cc,pl}$ puristuslujuuden kerroin= 0,8

Vetolujuus lasketaan kaavalla

$$f_{ctd,pl} = a_{ct,pl} * \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (24)$$

jossa $a_{ct,pl}$ vetolujuuden kerroin = 0,6

Epäkeskinen normaalivoimakestävyys raudoittamattomille suorakaidepoikkileikkauksille lasketaan eurokoodin (EC2; 12.6.1) kaavasta 12.2:

$$N_{Rd} = \eta * f_{cd,pl} * b * h_w * (1 - 2 * \frac{e}{h_w}) \quad (25)$$

jossa η tehollisen lujuuden kerroin,
 $\eta=1$, kun $f_{ck} \leq 50$ MPa
 $\eta=1 - (f_{ck} - 50) / 400$,
kun $50 \leq f_{ck} \leq 90$ MPa

$f_{cd,pl}$ puristuslujuuden tehollinen mitoitusarvo

b poikkileikkauksen leveys

h_w poikkileikkauksen kokonaiskorkeus (paksuus)

e normaalivoiman epäkeskisyyden h_w suunnassa

Kuten raudoitettujen seinien kanssa, raudoittamattomille seinille täytyy määrittää epäkeskisyyden, joka on alkuperäisen epäkeskisyyden (e_0), mittaepätark-

kuuksista johtuvan epäkeskisyyden (e_i) ja mahdollisen 2. kertaluvun epäkeskisyyden (e_2) summa. e_2 lasketaan mukaan vain, jos rakenteen hoikkuus on suurempi kuin hoikkuuden raja-arvo.

$$e_{tot} = e_0 + e_i \quad (26)$$

tai

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 \quad (27)$$

jossa e_i mittaepätarkkuuksista johtuva lisä

joka saadaan kaavasta:

$$e_i = \theta_i * \frac{L_2}{2} \quad (28)$$

jossa $\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 1,0 * 1,0$

Eurokoodi (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 12.6.5.2) antaa kuitenkin vaihtoehdoisen ja yksinkertaistetun tavan laskea normaalivoimakestävyyden mitoitusarvon ottaen huomioon myös 2. kertaluvun vaikutukset kaavalla 12.10

$$N_{Rd} = b * h_w * f_{cd,pl} * \phi \quad (29)$$

jossa b poikkileikkauksen kokonaisleveys
 h_w seinän poikkileikkauksen kokonaispaksuus
 $f_{cd,pl}$ puristuslujuuden tehollinen mitoitusarvo
 ϕ epäkeskisyyden huomioonottava kerroin, joka ottaa huomioon myös 2. kertaluvun vaikutukset sekä viruman

Tämä epäkeskisyyden huomioonottava kerroin (ϕ) lasketaan Eurokoodin kaavalla 12.11

$$\phi = 1,14 * \left(1 - 2 * \left(\frac{e_{tot}}{h_w}\right)\right) - 0,02 * \frac{l_0}{h_w} \leq \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}\right) \quad (30)$$

Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan osan 2 mukaan tämän kaavan on todettu olevan joissakin tapauksissa epävarmalla puolella ja muutoksia on odotettavissa. Oppikirja suosittelee laskemaan ϕ arvon kaavalla

$$\phi = \min: 0,71 * \left(1 - 2 * \left(\frac{e_{tot}}{h_w}\right)\right) - 0,013 * \left(\frac{l_0}{h_w}\right); \left(1 - 2 * \left(\frac{e_{tot}}{h_w}\right)\right) \quad (31)$$

Normaalijännityksen mitoitusarvo lasketaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 12.6.3) 12.3

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cc} \quad (32)$$

jossa,	σ_{cp}	normaalijännityksen mitoitusarvo
	N_{Ed}	seinän suuntainen puristava voima
	A_{cc}	Puristettuna oleva alue, johon vaikuttaa leikkaus- ja normaalivoima

Leikkausjännityksen mitoitusarvo lasketaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 12.6.3) 12.4

$$\tau_{cp} = k * (V_{Ed}/A_{cc}) \quad (33)$$

jossa	k	Kerroin, suositusarvo EC2 mukaan 1,5
	V_{Ed}	mitoitettava leikkausvoima

Ehto $\tau_{cp} \leq f_{cvd}$

jossa,	f_{vd}	Leikkauksen ja puristuksen kuormittaman betonin mitoituslujuus
--------	----------	--

jos $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$, f_{cvd} lasketaan kaavasta 12.5:

$$f_{cvd} = f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl} \quad (34)$$

jos $\sigma_{cp} \geq \sigma_{c,lim}$, f_{cvd} lasketaan kaavasta 12.6:

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} * f_{ctd,pl} - [(\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim})/2]^2} \quad (35)$$

jossa $\sigma_{c,lim}$ on jännitys ja lasketaan (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 12.6.3) kaavasta 12.7:

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - \sqrt[2]{f_{ctd,pl}(f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad (36)$$

Leikkauskestävyys lasketaan kaavasta:

$$V_{Rd} = \frac{f_{cvd} A_{cc}}{k} \quad (37)$$

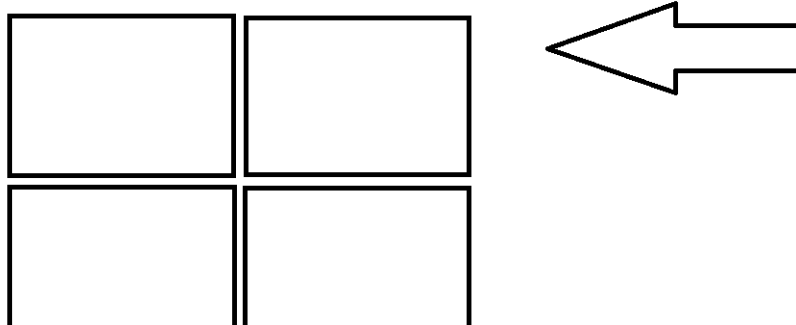
jossa	V_{Rd}	leikkauskestävyys
	f_{cvd}	Leikkauksen ja puristuksen kuormittaman betonin mitoituslujuus

ehto: $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

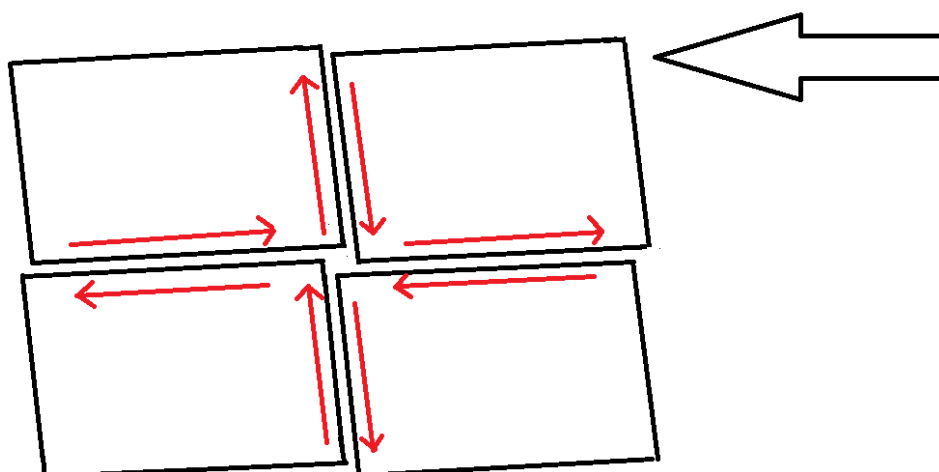
Kun kaikki ehdot toteutuvat, voidaan seinä suunnitella raudoittamattomana.

3.9 Leikkausraudoitus

Leikkausvoimia syntyy lähes poikkeuksetta taivutusmomentin yhteydessä. Suurimmillaan ne ovat tavanomaisesti tukien läheisyydessä. Seinissä tämä on otettava etenkin huomioon elementtisaumoissa ja ikkunapalkeissa. Alapuolella esitetyissä kuvissa näytetään, miten leikkausvoima vaikuttaa pystysuuntaisissa saumoissa.

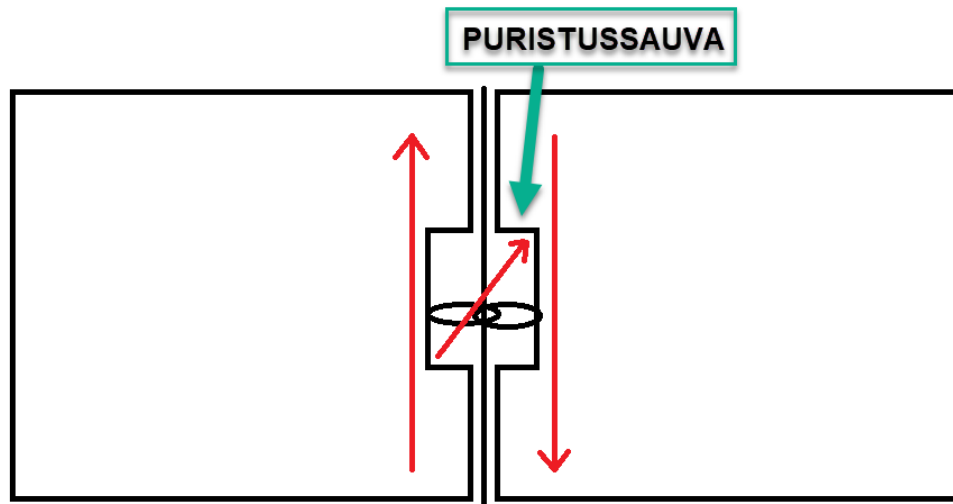


Kuva 12. Yksinkertaistettu kerrostalon seinäelementtirakenne ja siihen vaikuttava vaakavoima.



Kuva 13. Seinäelementtirakenteessa tapahtuvat geometrian muutokset vaakavoiman vaikutuksesta

Kuvien mukainen leikkausvoima estetään sijoittamalla saumojen saumakoteloihin vaijerilenkit, pystysuuntainen teräs ja saumavalu. Vaijerilenkit ottavat leikkausvoimaa vastaan onnettomuustilanteissa. Muussa tilanteissa leikkausvoimaa ottaa vastaan saumakoteloissa sijaitseva saumavalu, jolloin betoniin saumavalubetoniin syntyy kotelossa ”puristus sauva” vedon vastaiseen suuntaan.



Kuva 14. Kahden seinäelementin välisen vaijerilenkin toimintaperiaate.

Seinäelementit täytyy mitoittaa myös leikkaukselle. Leikkausraudoituksena toimii seinän pääraudoitus, mutta sen tarkistetaan olevan riittävä seinään kohdistuvalle leikkausrasitukselle.

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

jossa V_{Rd} poikkileikkauksen leikkauskestävyys
 V_{Ed} leikkausrasituksen mitoitusarvo

Leikkauskestävyys mitoitetaan eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 6.2.3) kaavoilla 6.13 ja 6.14 (tuloksista valitaan pienempi arvo), jos rakennesissa on mahdollisesti vinoleikkausraudoitus:

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} * \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) * z * (\cot\theta + \cot\alpha) * \sin\alpha \quad (38)$$

jossa f_{ywd} leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
 A_{sw} leikkausraudoituksen poikkileikkausala
 s raudoituksen jakoväli
 z 0,9d
 $\cot\theta$ puristussauvojen kulma

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) \quad (39)$$

jossa α_{cw} puristusjännitysten vaikutukset huomioon ottava

	kerroin
b_w	veto- ja puristuspaarteiden välinen pienin leveys
v_1	halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin

v saadaan kaavasta:

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250MPa}\right) \quad (40)$$

Jos rakenneosissa on pelkästään pystysuora leikkausraudoitus, voidaan käyttää yksinkertaistettuja eurokoodin kaavoja 6.8 ja 6.9

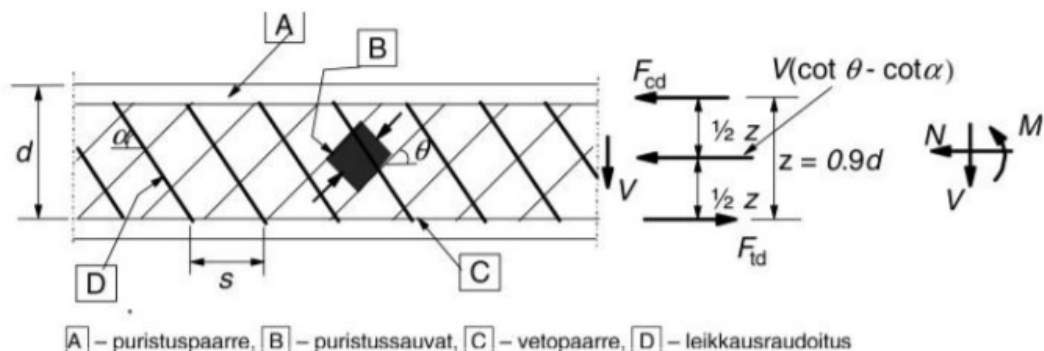
$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) z f_{ywd} \cot \theta \quad (41)$$

tai

$$V_{Rd,max} = a_{zw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (42)$$

Eurokoodi (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 6.2.3) suosittelee kussakin kaavassa esitetyn puristussauvojen kulman, $\cot \theta$ arvoksi $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

Parametri θ merkitsee laskuissa siis puristussauvojen kulmaa, jolla tarkoitetaan betoniin syntyvää puristussauvaa (esitetty kuvassa kirjaimella B) pystysuuntaisen raudoituksen välissä. Leikkausraudoitusta voidaan tarkastella ristikkomenetelmällä, jossa teräs ja betoni toimivat yhdessä ristikkona. Raudoitus toimii vetosauvoina raudan paremman vetokapasiteetin ansioista ja betonin ajatellaan toimivan puristussauvoina. Puristus sauvojen kaltevuus θ , riippuu siten leikkausraudoituksen määrästä, jolloin suunnittelijan valitsema kaltevuuskulma vaikuttaa leikkausraudoituksen määrään.



Kuva 15. $\cot \theta$ toimintaperiaate (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 6.2.3)

4 FEM-DESIGN 19 3D:LLÄ MALLINTAMINEN

Tässä opinnäytetyössä mallinnettiin ja mitoitettiin FEM-Design ohjelmalla Helsingin Pasilaan rakennettava korkea asuinrakennus. Rakennuksessa tulee olemaan 13 maanpäällistä kerrosta ja 3 maan alla sijaitsevaa kerrosta. Kohde on kolmesta erikorkuisesta rakennuksesta koostuva korttelikohde ja kaikki rakennukset ovat kiinni toisissaan. Tässä opinnäytetyössä on tarkasteltu vain korkeinta rakennusta.

FEM-mallintaminen aloitettiin arkkitehdin tasokuvien perusteella ja loppua kohden käytettiin hyväksi myös kohteesta tehtyä Tekla-mallia. Kohteesta mallinnettiin FEM-ohjelmalla kaikki kantavat rakenteet, hormit, parvekelaatat sekä niille kaikki kuormat lukuun ottamatta materiaalien omia painoja, jotka FEM-ohjelma laskee automaattisesti itse. Tämän jälkeen rakennus analysoitiin FEM-ohjelmalla ja tuloksia vertailtiin samasta rakennuksesta tehtyyn Etabs-malliin ja sen tuloksiin.

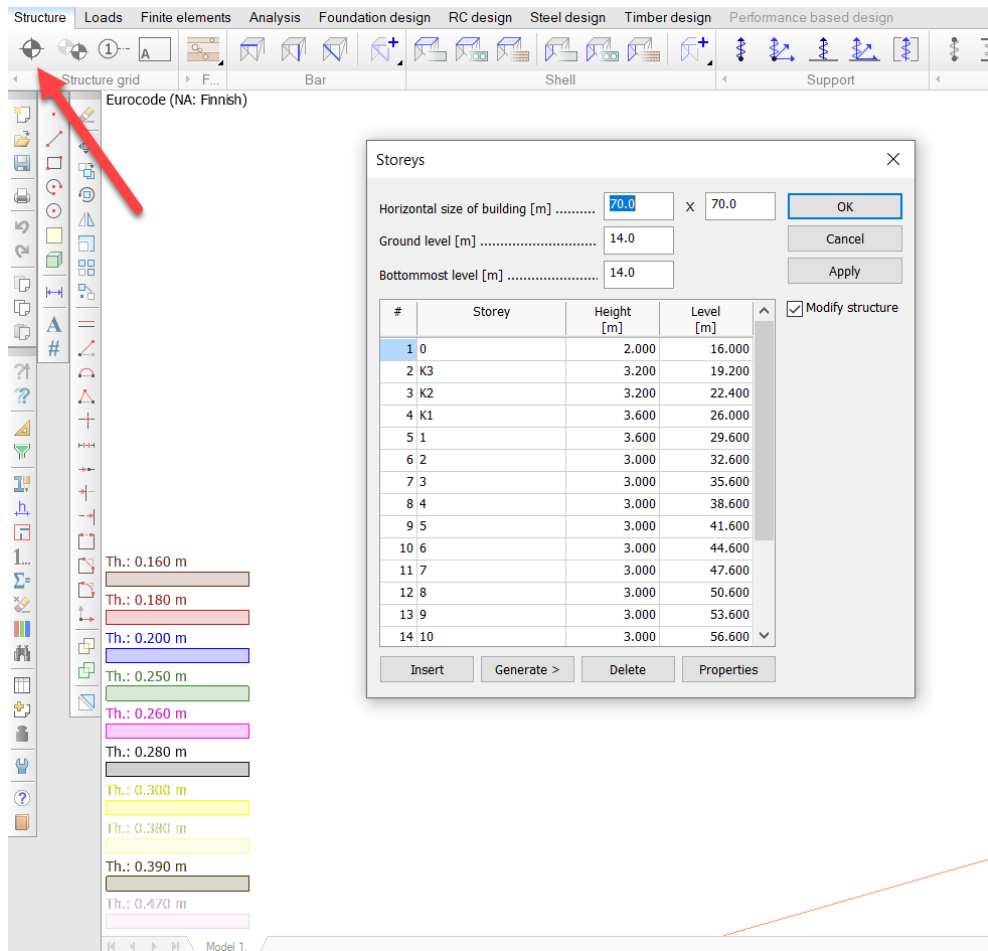
FEM-Designilla laskettaessa käytettiin eurokoodin mukaisia kuormitusyhdistelmiä K_{FI} kertoimen ollessa 1,1.

Kuormitusyhdistelyt Eurokoodi														
S.No	Code	Type	CC3		KFI 1,1		Multiplication Factor							
			Dead	Super Dead	Earth Pressure	Live	Snow	HqX	HqY	HqX	HqY	Wind X	Wind Y	
1	EQUYPOS	Ultimate	0,9	0,9	0,9								1,000	1,000
2	EQUYNEG	Ultimate	0,9	0,9	0,9				0,9					1,650
3	EQUXPOS	Ultimate	0,9	0,9	0,9					0,9			1,650	
4	EQUXNEG	Ultimate	0,9	0,9	0,9					-0,9			-1,650	
5	STRGMAX	Ultimate	1,485	1,485	1,485									
6	STRLYPOS	Ultimate	1,265	1,265	1,265	1,65	1,155		1,265		1,650			0,990
7	STRLYNEGM	Ultimate	1,265	1,265	1,265	1,65	1,155		-1,265		-1,650			-0,990
8	STRLYPOS	Ultimate	1,265	1,265	1,265	1,65	1,155	1,265		1,65		0,990		
9	STRLYNEGM	Ultimate	1,265	1,265	1,265	1,65	1,155	-1,265		-1,65		-0,990		
10	STRLYPOS	Ultimate	0,9	0,9	0,9	1,65	1,155		0,9		1,650			0,990
11	STRLYNEGM	Ultimate	0,9	0,9	0,9	1,65	1,155		-0,9		-1,650			-0,990
12	STRLYPOS	Ultimate	0,9	0,9	0,9	1,65	1,155	0,9		1,65		0,990		
13	STRLYNEGM	Ultimate	0,9	0,9	0,9	1,65	1,155	-0,9		-1,65		-0,990		
14	STRWYPOS	Ultimate	1,265	1,265	1,265	1,155	1,155		1,265		1,155			1,650
15	STRWYNEGM	Ultimate	1,265	1,265	1,265	1,155	1,155		-1,265		-1,155			-1,650
16	STRWXPOS	Ultimate	1,265	1,265	1,265	1,155	1,155	1,265		1,155		1,650		
17	STRWXNEGM	Ultimate	1,265	1,265	1,265	1,155	1,155	-1,265		-1,155		-1,650		
18	STRWYPOS	Ultimate	0,9	0,9	0,9	1,155	1,155		0,9		1,155			1,650
19	STRWYNEGM	Ultimate	0,9	0,9	0,9	1,155	1,155		-0,9		-1,155			-1,650
20	STRWXPOS	Ultimate	0,9	0,9	0,9	1,155	1,155	0,9		1,155		1,650		
21	STRWXNEGM	Ultimate	0,9	0,9	0,9	1,155	1,155	-0,9		-1,155		-1,650		
22	SLSWYPOS	Service	1	1	1	0,7	0,7		1		0,700			1,000
23	SLSWYNEGM	Service	1	1	1	0,7	0,7		-1		-0,700			-1,000
24	SLSWXPOS	Service	1	1	1	0,7	0,7	1		0,7		1,000		
25	SLSWXNEGM	Service	1	1	1	0,7	0,7	-1		-0,7		-1,000		
26	SLSLYPOS	Service	1	1	1	1	0,7		1		1,000			0,600
27	SLSLYNEGM	Service	1	1	1	1	0,7		-1		-1,000			-0,600
28	SLSXPOS	Service	1	1	1	1	0,7	1		1		0,600		
29	SLSXNEGM	Service	1	1	1	1	0,7	-1		-1		-0,600		
30	SLSL	Service	1	1	1	1	1							
31	SLSGONLY	Service	1	1	1									
32	STRGYPOS	Ultimate	1,485	1,485	1,485				1,485					
33	STRGYNEGM	Ultimate	1,485	1,485	1,485				-1,485					
34	STRGXPOS	Ultimate	1,485	1,485	1,485				1,485					
35	STRGXNEGM	Ultimate	1,485	1,485	1,485				-1,485					

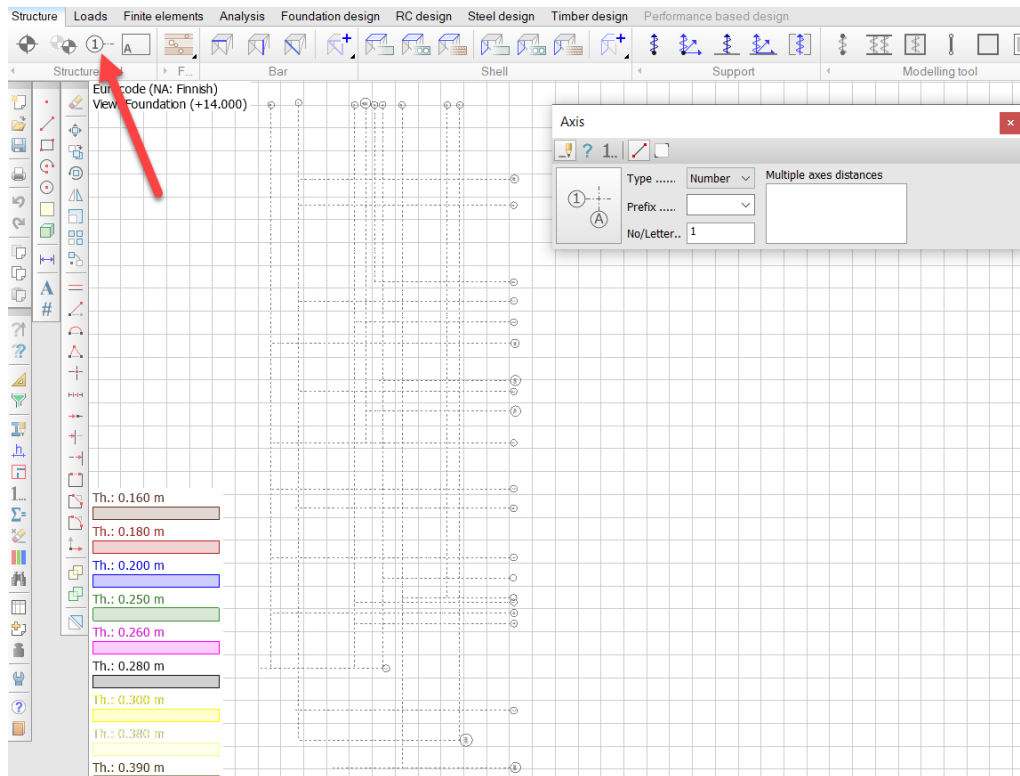
Kuva 16. Tämän opinnäytetyön laskentaosiossa käytetyt kuormitusyhdistelmät

4.1 Tasojen ja moduulien luominen

Ohjelman ensimmäisellä välilehdellä, jonka löytää vasemmasta yläkulmasta nimellä Structure, mallinnetaan kaikki rakennukseen kuuluvat kantavat rakenteet. Laskentamallin tekeminen aloitetaan tasoista ja moduuleista. Jos arkkitehti on luonut valmiit moduulit, niitä on hyvä käyttää apuna, mutta jos moduuleita ei ole vielä saatavilla, ne täytyy luoda ensin itse. Tässä projektissa moduuleita ei ollut aloitushetkellä saatavilla, joten ne luotiin jokaisen kantavan seinälinjan kohdalle. Moduulit on hyvä piirtää CAD-ohjelmalla, ja tuoda referenssiksi FEM-Designiin. Kun moduulit on tuotu referenssiksi, luodaan FEM-designilla samat moduulit CAD-kuvan moduulien päälle ja lukitaan niiden taso. CAD-ohjelmasta tuotu referenssi ei itsessään toimi moduuliverkkona. Tuloksia analysoidessa FEM-Designilla tehtyjä moduuliverkkoja on helppo käyttää hyväksi erisuuntaisten leikkausten tarkasteluun, tämän takia ne kannattaa luoda ohjelmassa uudestaan CAD-referenssin päälle. Kun moduulit on luotu, määritetään myös korkeustasot arkkitehdin mukaan. Mallia pystyy tarkastelemaan ohjelmassa 3D-kokonaisuutena, sekä tasojen ja moduuliverkon leikkausten mukaan.



Kuva 17. Tasojen luominen

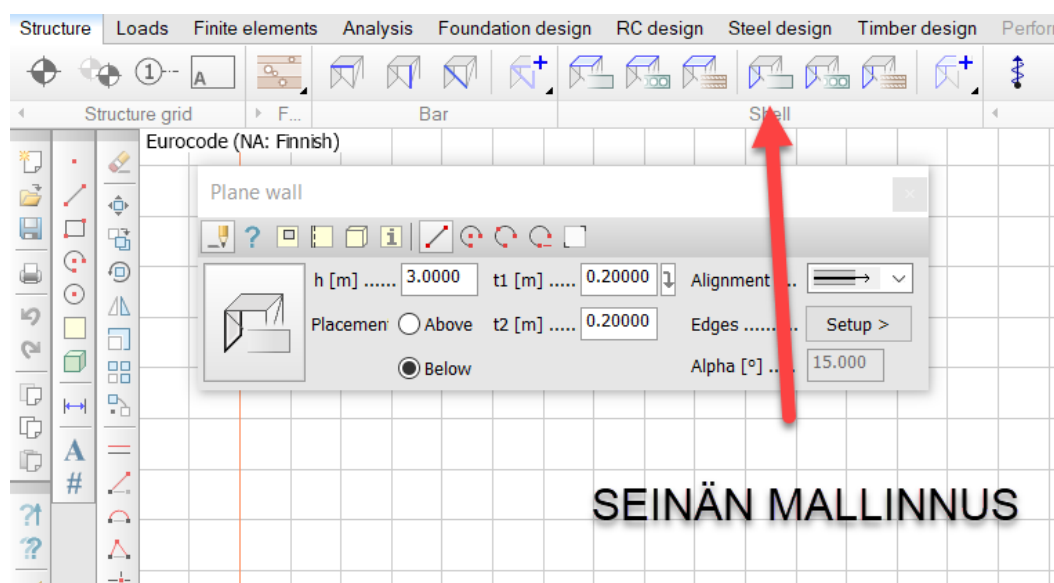


Kuva 18. Moduuli-viivaston luominen

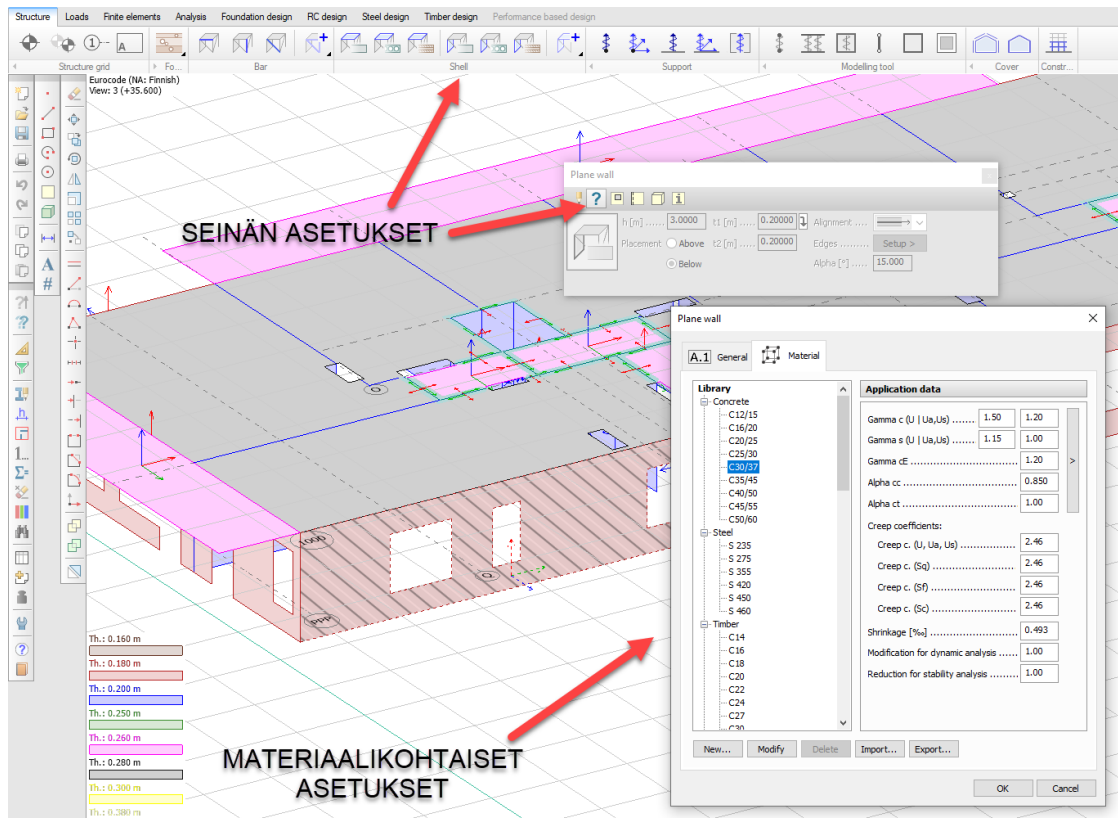
4.2 Rakennuksen mallintaminen

Kun tasot ja moduulit ovat paikallaan, voi rakennuksen mallinnuksen aloittaa. Mallinnus kannattaa aloittaa tasoittain, kerroksista, jotka ovat erilaisia toisiinsa nähden. Kun yhtä kerrosta mallintaa, kannattaa se tehdä kohtisuoralla näkymällä ylhäältäpäin katsottuna. Tällä tavoin seinien liitokset osuvat helpoiten kohdalleen. Kun seiniä ja laattoja mallintaa paikalleen, täytyy muistaa tarkistaa rakenteen asetuksista materiaalit ja materiaalien ominaisuudet, kuten viruma ja kutistuma. Viruman ja kutistuman määrittämiseen löytyy oma ohjelmansa StruSoftin internet sivuilta (<https://concrete-creep.strusoft.com/>). Sinne syötetään rakenteen materiaaliominaisuudet ja mitat, jonka mukaan ohjelma laskee näille arvot. Tämän jälkeen ne voidaan syöttää laskentamalliin. Seinän ja laatan liitoksien jäykkyyttä pääsee myös säätämään laatan sekä seinän asetuksista nimeltä "Edge connection". Tässä tarkastelussa molemmat mallit, FEM-Design-malli, sekä siihen verrattava Etabs-malli on tehty jäykkinä, eikä liitoksen jäykkyydellä ole huomattu valmista rakennusta tarkastellessa suurempaa eroa. Peruskerrokset, jotka ovat samanlaisia toisiinsa nähden, kannattaa kopioida vasta sitten, kun mallikerros on täysin valmis.

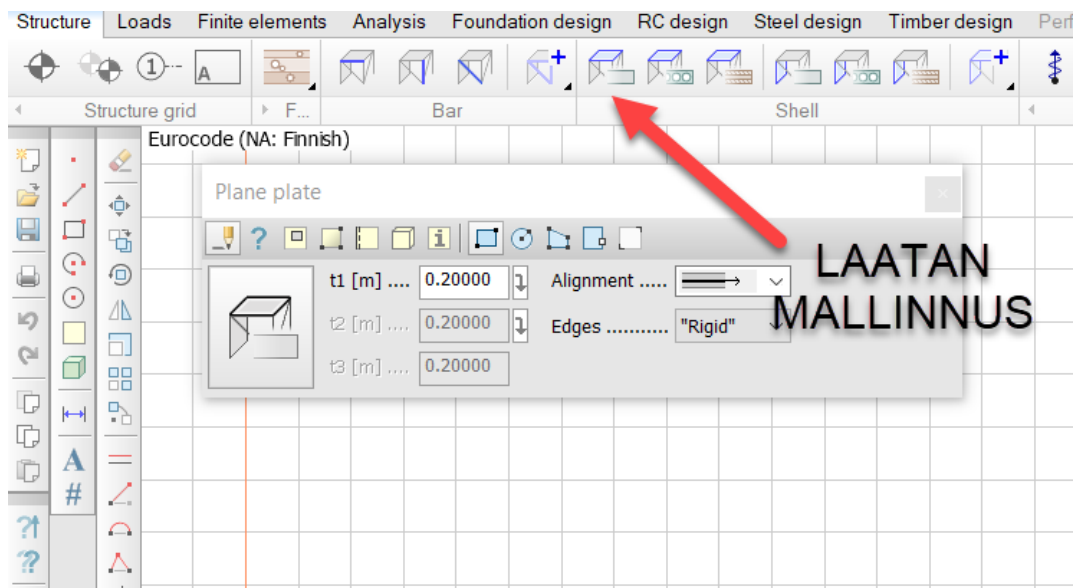
Anturoiden sijaan pohjalle mallinnetaan jatkuvat tuet seinien alle. Tässä mallissa käytettiin Line support group -nimistä tukea. Se estää rakennuksen liikku-
misen sivu-, pysty- ja diagonaalisuunnassa.



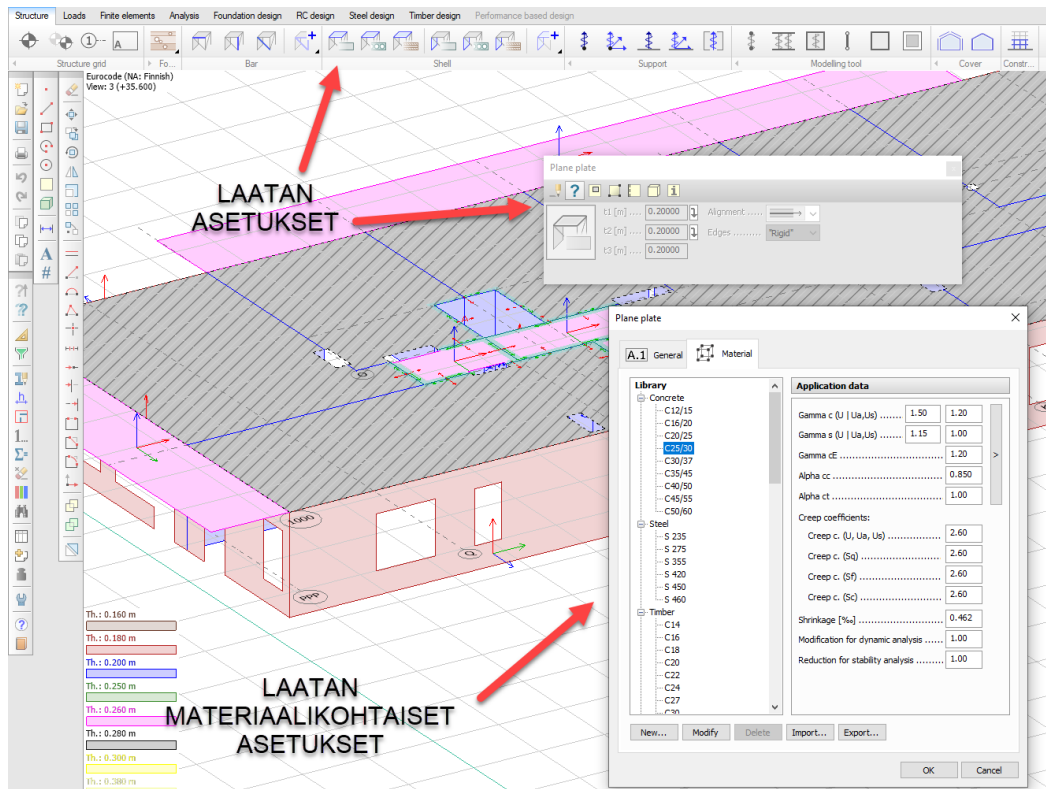
Kuva 19. Seinien mallinnus



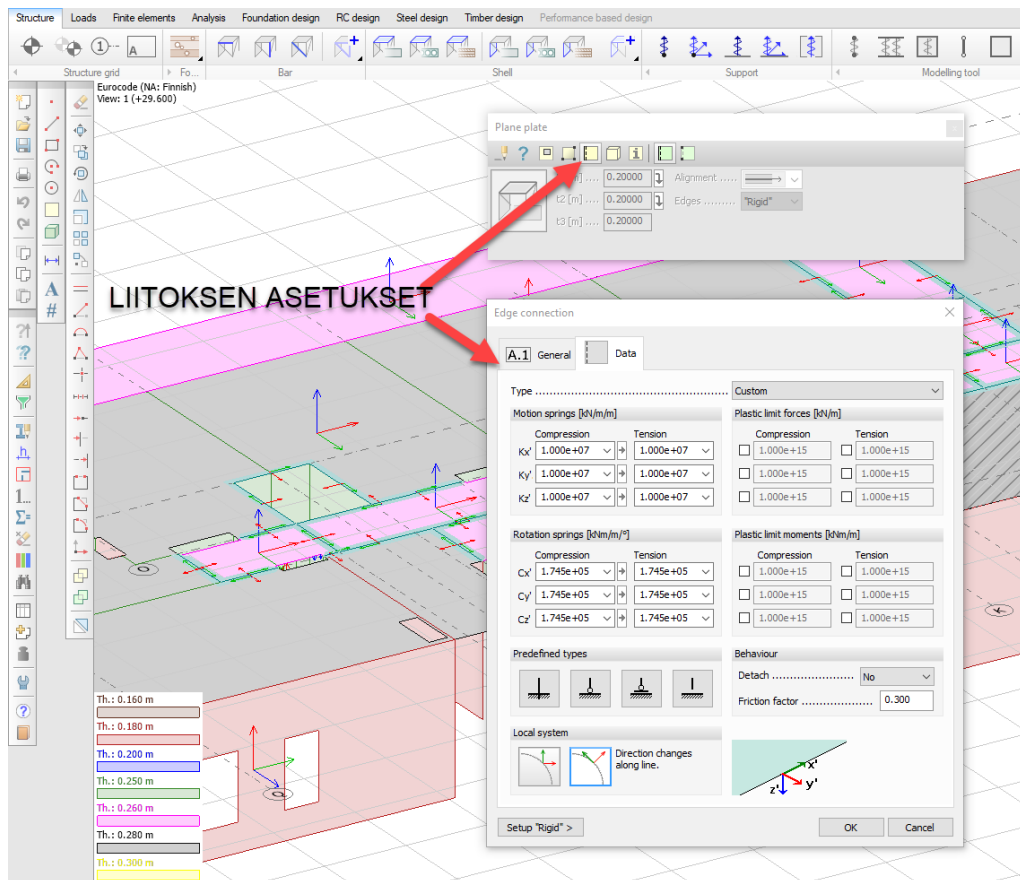
Kuva 20. Seinärakenteen materiaali-kohtaisten asetusten muokkaaminen



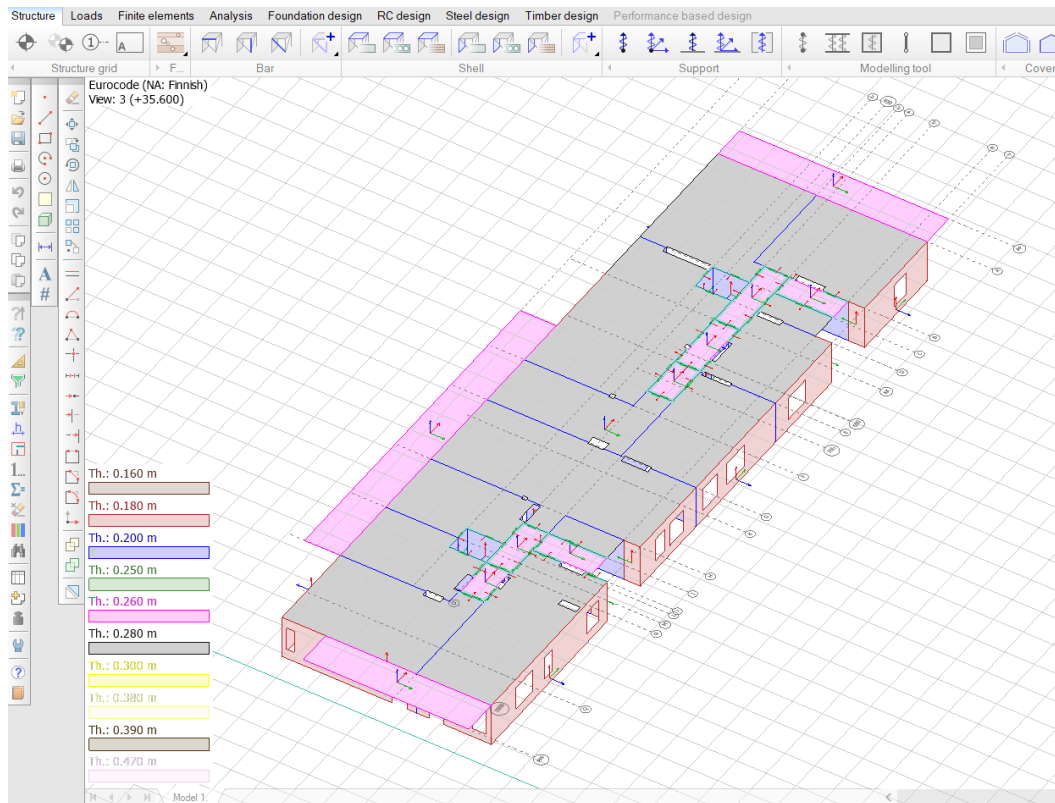
Kuva 21. Laattojen mallinnus



Kuva 22. Laatan materiaaliikohtaisten asetusten muokkaaminen



Kuva 23. Liitoksien asetukset



Kuva 24. Havainne kuva valmiista kerroksesta

4.3 Kuormien mallintaminen

Kun rakenteet on mallinnettu, on seuraavana vuorossa kuormitusten mallinnus. Mallille täytyy syöttää kuormitustapaukset ja kuormitusyhdistelmät. Tässä projektissa malliin on syötetty Sitowisen Etabs-ohjelmassa yleisesti käytetyt kuormitustapaukset ja niiden yhdistelmät. Kun nämä kaikki ovat tiedossa, voidaan kuormat mallintaa ohjelmaan.

Käytössä ovat piste-, viiva- ja neliökuorma- vaihtoehdot. Kuormitukset kannattaa kopioida samanlaisiin kerroksiin, jotta mallinnuksen aikainen virhemarginaali pienenee. Ohjelmasta itsestään löytyy automaattinen lumikuorman, tuulikuorman sekä lisävaakavoimien laskentamahdollisuus. Lumikuorman kohdalle täytyy syöttää rakennuksen sijainnista riippuvainen lumikuorma. Tuulikuormien kohdalla syötetään tuulen nopeus, ympäristötekijä sekä rakennuksen pituus ja leveys. Lisävaakavoimien laskentaa varten tarvitaan X- ja Y- suuntaisten voimien prosenttikerroin eli vinous, joka lasketaan eurokoodin kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 5.2) kaavasta 5.1, jotka on esitelty myös luvussa 3.6

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (3)$$

jossa θ_0 perusarvo, suositus 1/200
 α_h pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin
 α_m rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin

α_h ja α_m saadaan kaavoista

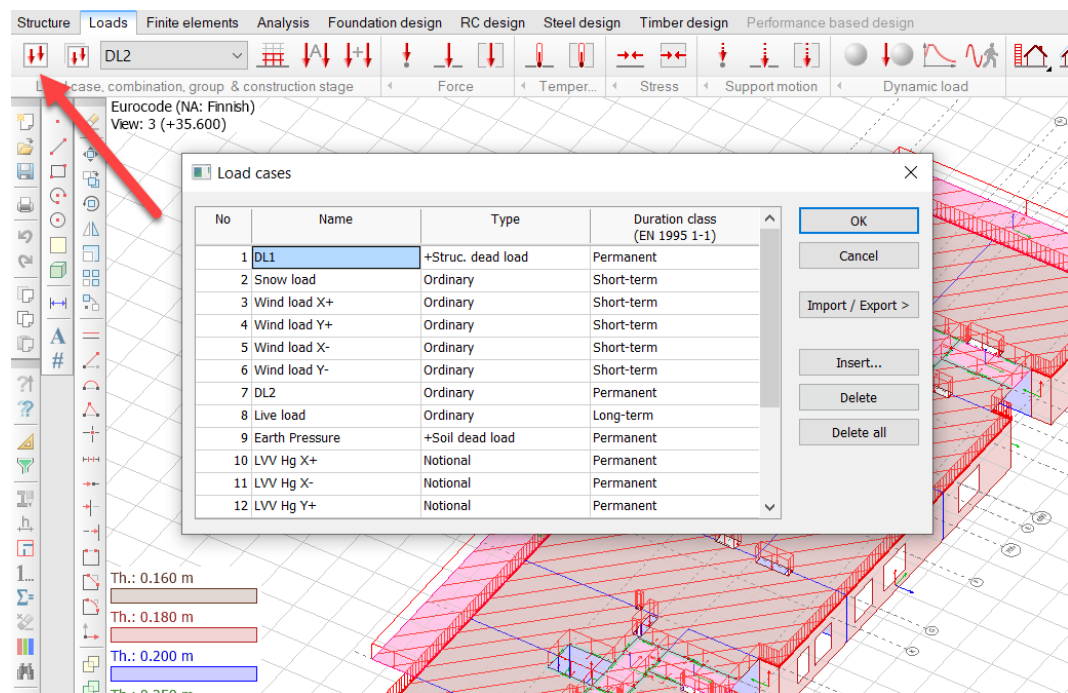
$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} \quad (4)$$

ehto: $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

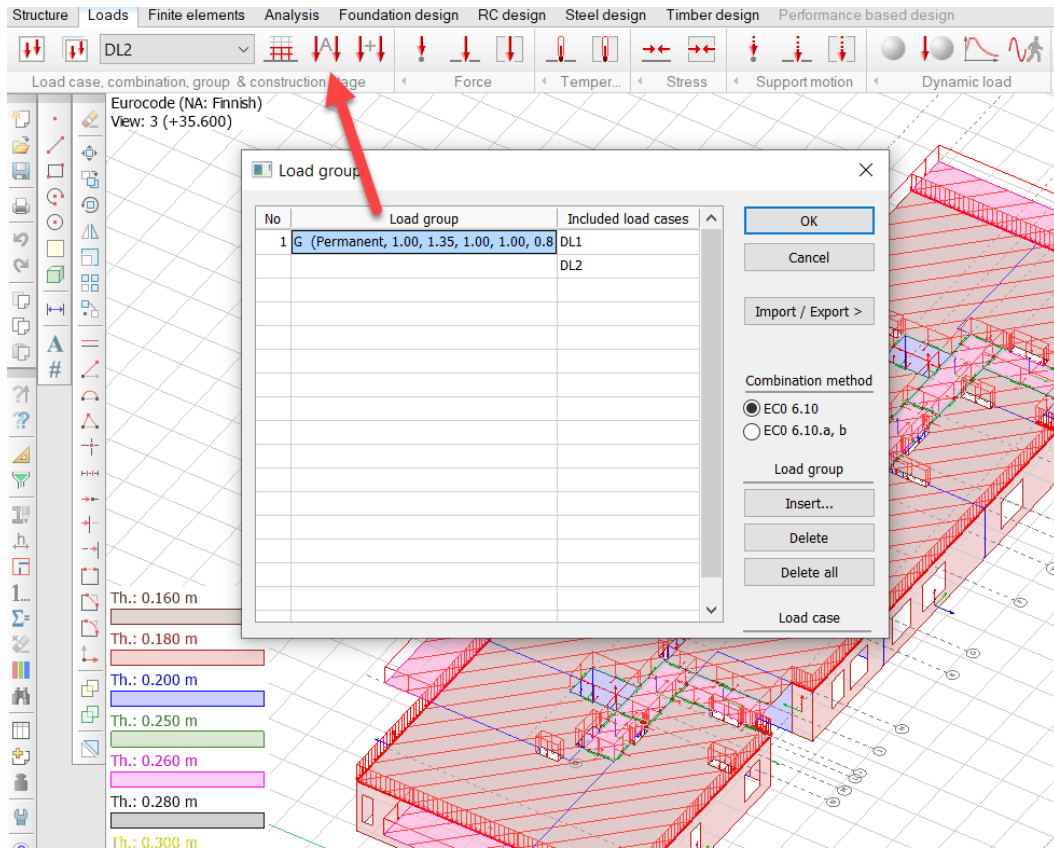
$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})} \quad (5)$$

joissa l pituus tai korkeus
 m kokonaisvaikutukseen vaikuttavien rakenneosien määrä (jäykistävät seinät)

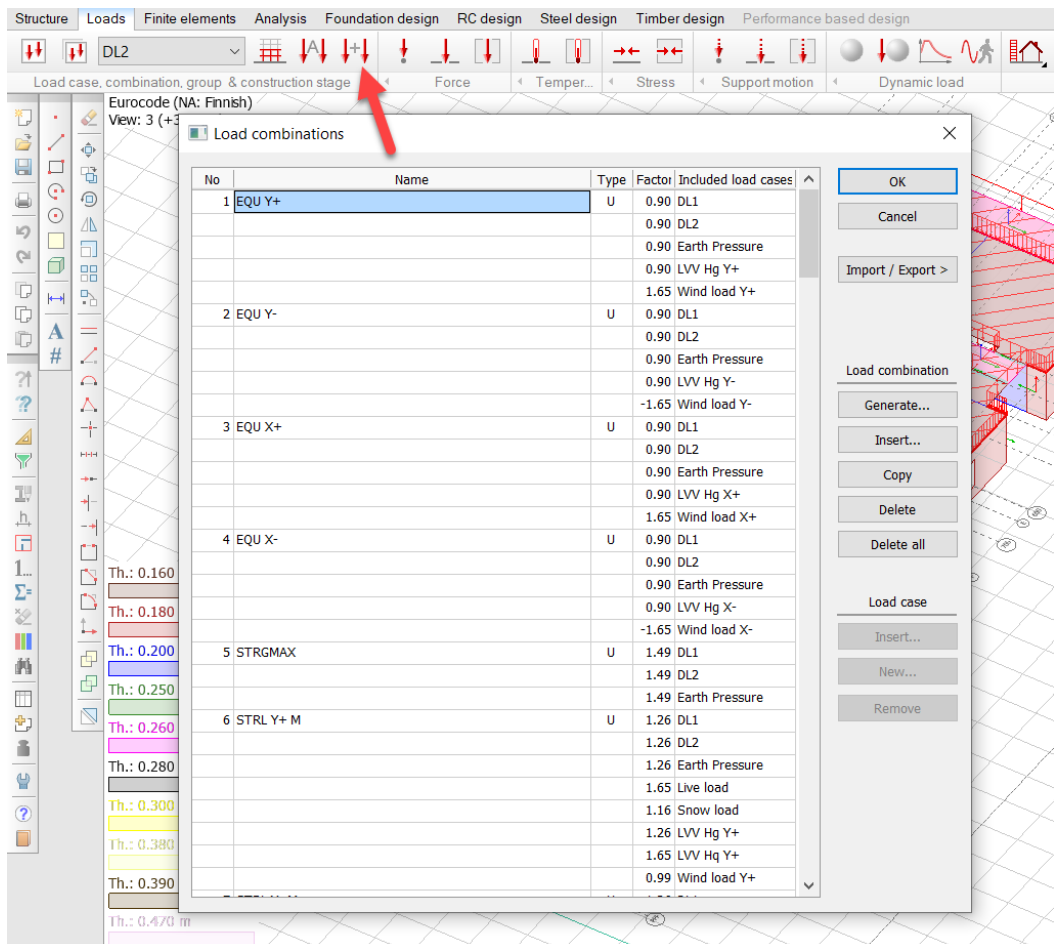
Kaavassa on otettu huomioon voiman suuntaan jäykistävien seinien lukumäärä ja rakennuksen pituus.



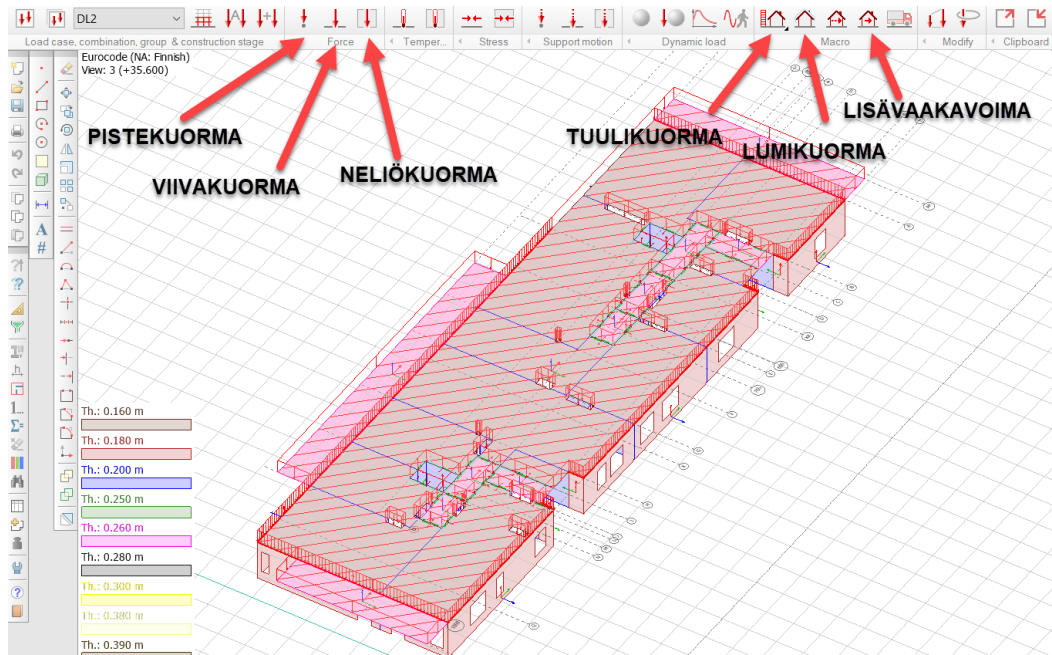
Kuva 25. Kuormitustapausten mallinnus



Kuva 26. Kuormaryhmien kerrointen lisääminen



Kuva 27. Kuormitusyhdistelmien lisääminen



Kuva 28. Piste-, viiva-, neliö-, tuuli-, lumi- ja lisävaakavoimien mallinnus

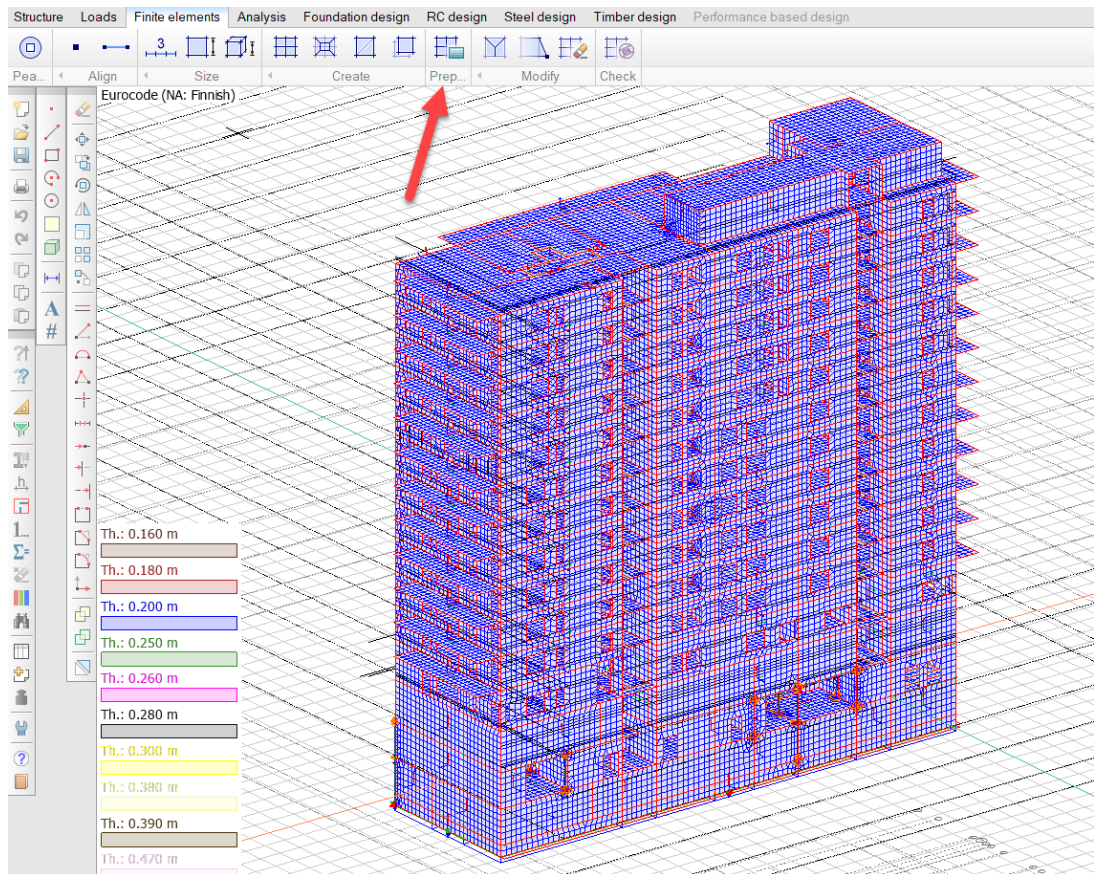
Tässä projektissa rakennukselle mallinnettiin pysyviksi kuormiksi oman panon lisäksi:

- hormikuormat pistekuorma-toiminnolla
- rakennuksen ulkoseinien ulkokuorien aiheuttama kuorma viiva-kuormana ulkoseinille
- tasoitteista ja kevyistä väliseinistä johtuva kuorma neliökuormana laatan pinnalle

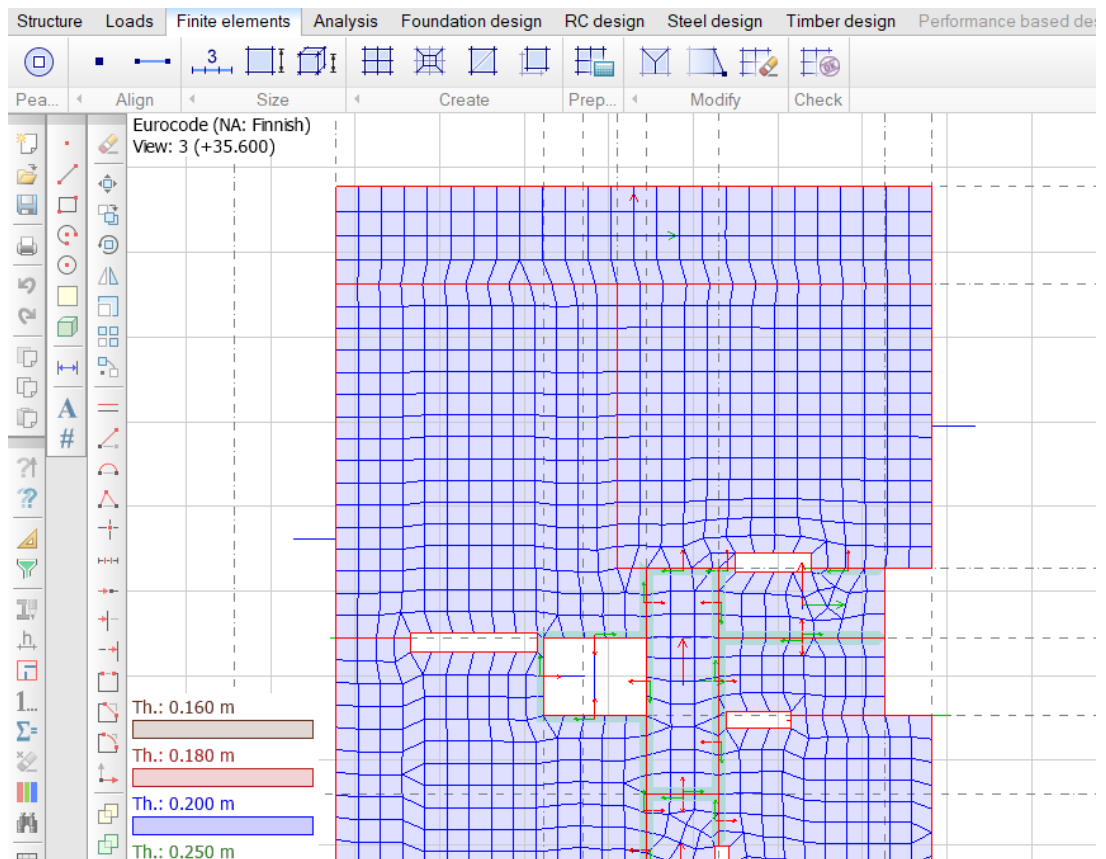
Ohjelma laskee itse mallinnettujen rakenteiden omasta painosta johtuvat kuormat.

4.4 Finite element mesh

Finite elements -kohdassa luodaan koko rakennuksen ympärille elementti-verkko. Elementtiverkon kautta malli laskee kuormitukset, voimat ja rasitukset. Mitä tiheämpi verkko, sitä tarkemmat laskelmat, mutta verkon tiheys myös pidentää laskenta-aikaa. Tässä projektissa luotiin elementtiverkko automaattisella toiminnolla, joka mallinsi verkon 500 x 500 mm:n kokoiseksi. Tämä tarkoittaa sitä, että elementtiverkon solmupisteitä on 500 mm:n välein.



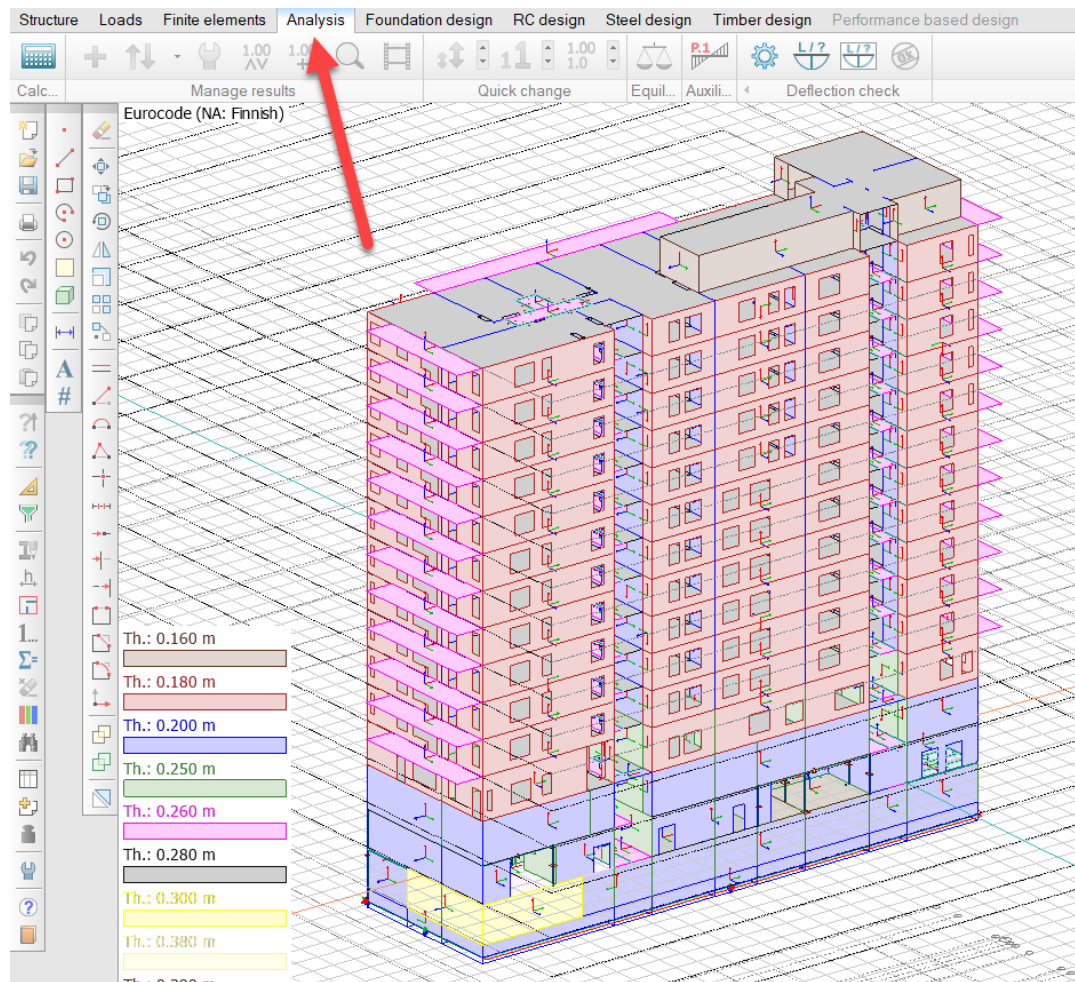
Kuva 29. Elementtiverkon luominen



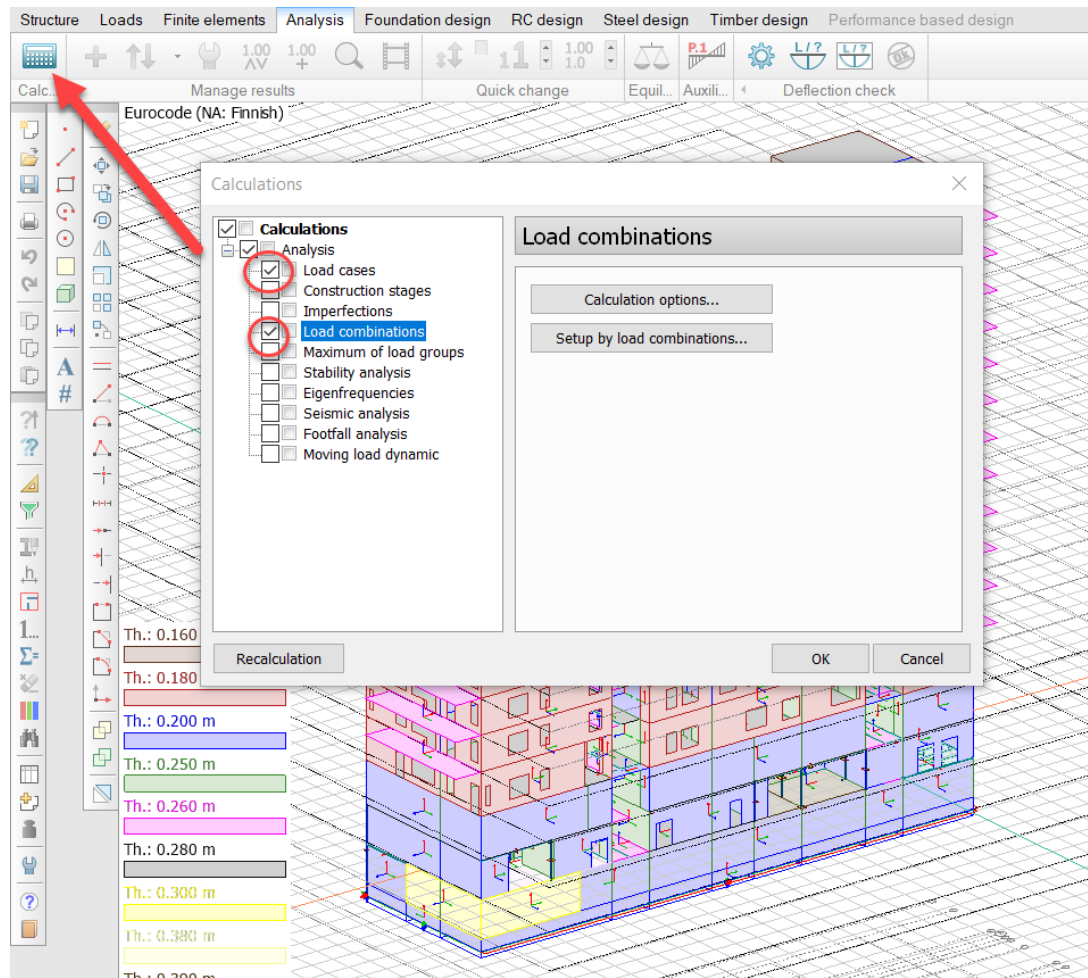
Kuva 30. Havainne kuva elementtiverkosta tasossa

4.5 Fem-mallin laskenta

Kun elementtiverkko on luotu onnistuneesti joka puolelle rakennusta, voi rakennuksen laskea. Analysis-kohdassa rakennus analysoidaan elementtiverkon mukaan ja vastauksiksi saadaan voimia, reaktioita ja rasituksia, joita käytetään rakenteiden laskennassa hyväksi. Analysis-valikosta painetaan taulukon kuvaa, jonka jälkeen aukeaa näkyviin Calculations-valikko. Tässä projektissa valittiin taulukosta laskettavaksi "Load cases" ja "Load combinations". Näin saatiin näkyviin eri kuormitustapausten tulokset, sekä eri kuormitusyhdistelmien tulokset ja niiden maksimi arvot.

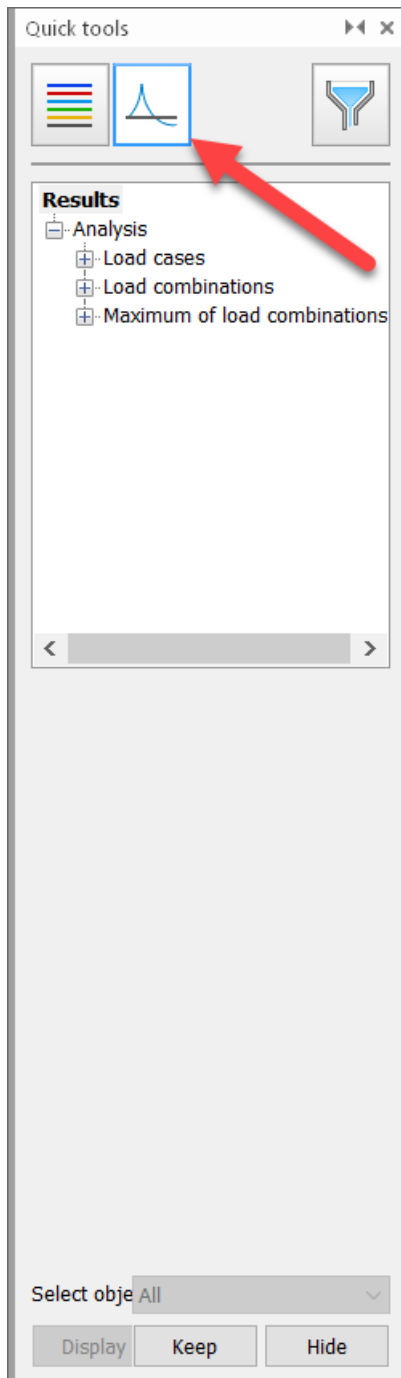


Kuva 31. Kun malli on valmis, voidaan tehdä laskenta Analysis-välilehdeeltä



Kuva 32. Taulukon kuvasta aukeaa Calculations-asetukset, joista valitaan laskettavat asiat.

Kun FEM-Design on laskenut mallin läpi, tulevat tulokset näkyviin vasemmasta reunasta löytyvään Quick tools-valikkoon. Results-kohdasta voidaan valita mitä tuloksia tarkastellaan.



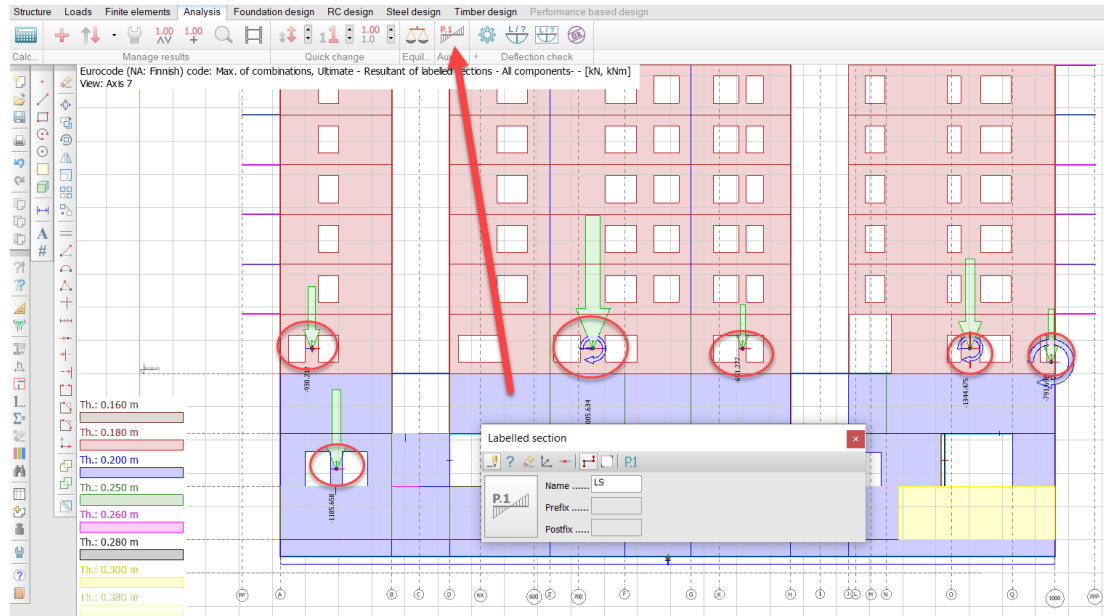
Kuva 33. Tuloksien sijainti Quick tools-valikossa.

5 NORMAALIVOIMAMITOITUS

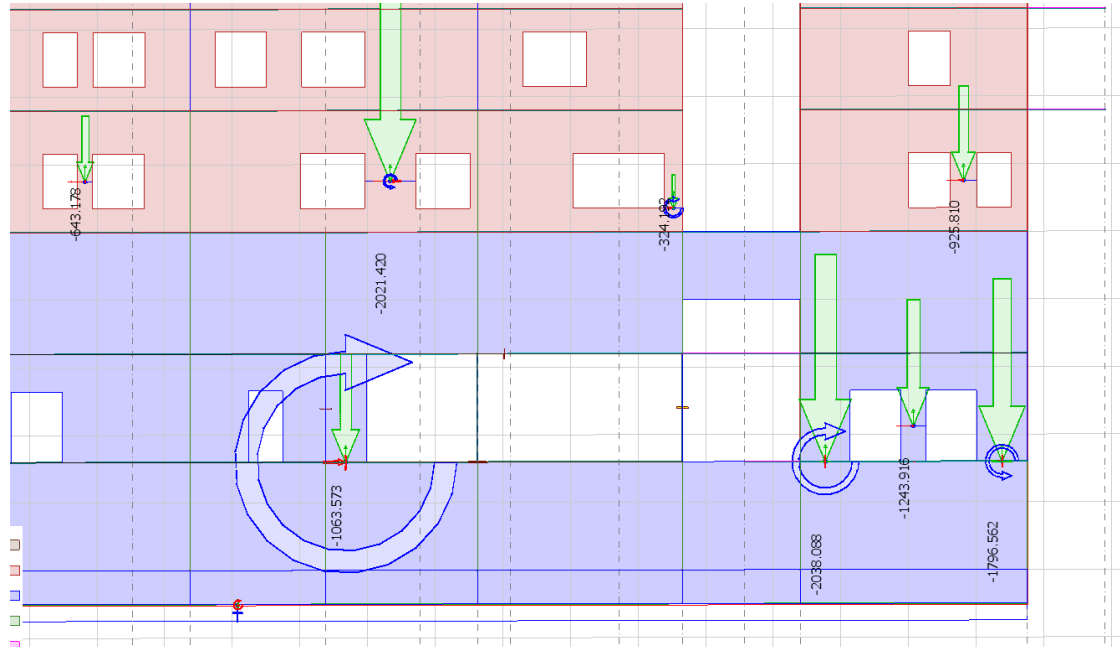
5.1 Ulkoseinien normaalivoimamitoitus

Ulkoseinät mitoitetaan mitoittavalle normaalivoimalle, joka aiheutuu pääsääntöisesti rakennuksen omasta painosta, hyötykuormista ja lumikuormasta. FEM-Designissa käytetään ulkoseinien ikkunapalkkien mitoitukseen "Labelled section"-asetusta, joka löytyy Analysis-valikosta. Tällä toiminnolla piirretään viiva sinne, mistä halutaan nähdä voimaresultantit. Tässä tarkastelussa viiva

sijoitettiin ikkunapielen puoleen väliin, sillä ohjelma antaa kyseisestä kohdasta suurimmat voimasuureiden resultantit. Ohessa tarkastellaan rakennuksen yhden ulkoseinän alimpia kerroksia, joiden ikkunanpielet on syytä mitoittaa.



Kuva 34. Labelled section-ominaisuus

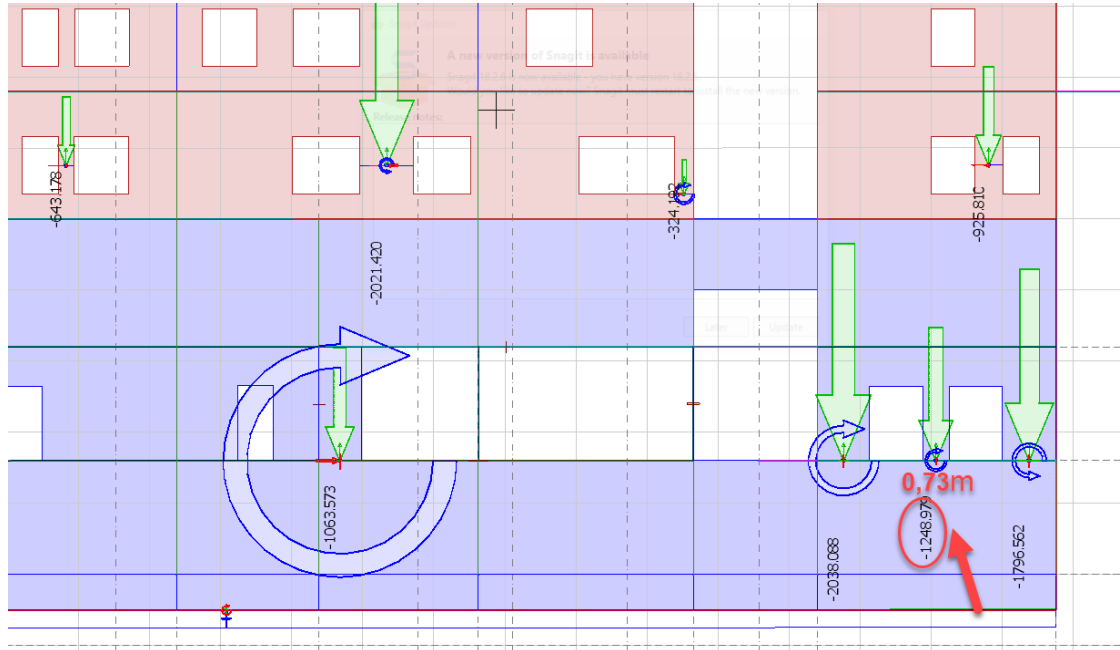


Kuva 35. Normaalivoima resultantit ikkunapalkkien keskellä [kN]

Kun tarkasteltavat suureet ovat tiedossa, voidaan laskea ikkunapalkkien käyttöasteet. Tässä opinnäytetyössä käytetään SKOL-pilarimitoituksen Excel-ohjelmaa ikkunanpielen mitoittamiseen. SKOL-mitoitus pohjaan syötetään pilarin

mitat, FEM-Designista saatu mitoittava normaalivoima ja arviot momenteista, jotka vaikuttavat pieleen.

Tarkastellaan alimmassa kerroksessa sijaitsevaa 0,73m leveää ikkunanpieltä, jonka mitoittava normaalivoima on 1244kN



Kuva 36. Esimerkki ikkunanpielen normaalivoimamitoituksesta

Sijoitetaan pielen arvot SKOL-laskentapohjaan


SITOWISE

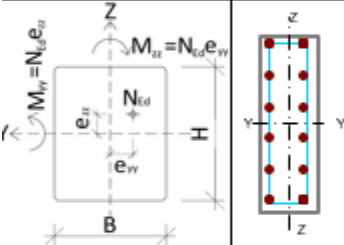
Rakennelaskelma, lähtötiedot

Tekijä: Sanni Sunila Sivu: 1 (2)
Päiväys: 31.1.2020

Rakennuskohde: Asemamiehenkatu 3, Kokardi	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:
--	---------	----------	-----------

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari Versio 1.51

 Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011

Olosuhdetekijät:		Poikkileikkauksen mitat:	
Rasitusluokka =	XC2	Märkä, harvoin kuiva	Korkeus, H = 730 mm
Suun. käyttöikä =	50 vuotta		Leveys, B = 200 mm
RH =	40 %	Kuiva ilma	
t ₀ =	28	d	
t =	36500	d	
Materiaalit:		Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:	
Rakenneluokka =	2	Pilarin pituus, L =	2100 mm
Betoni =	C25/30	μ _{yy} =	1,00 Nurjahduskertoim, Y-Y
Betoniteräs f _{yk} =	500 MPa	μ _{zz} =	1,00 Nurjahduskertoim, Z-Z
		Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko:	
		Betonipeite, c =	30 mm
		Δc _{dev} =	10 mm
		Max raekoko, d _g =	32 mm
		Rauditus:	
		Ø _{main} =	10 mm
		eräsiv. h sivulla =	6 =n _h
		eräsiv. b sivulla =	2 =n _b
		Ø _{haat} =	8 mm
		s =	150 mm

Tarkistukset, Tulokset ja Maksimikäyttöasteet:

A _s =	942,5	mm ²						
A _{s,min} =	292,0	mm ²						
A _{s,max} =	8760,0	mm ²						
c _{nom} =	30	mm						
a _{min} =	35	mm						
h _{haka,min} =	6	mm						
s _{d,max} =	150	mm						
			Y-Y-akselin ympäri [kNm]	Z-Z-akselin ympäri [kNm]	Vinotaivutus (Eq 5.39)			
			M _{Ed,yy}	M _{Ed,zz}	M _{Ed,yy}	M _{Ed,zz}		
Tapaus 1			50,0	239,3	26,4	65,8	0,42	OK
Tapaus 2			50,0	251,9	23,3	69,8	0,39	OK
Tapaus 3			50,0	251,9	23,3	69,8	0,39	OK
Tapaus 4			50,0	251,9	23,3	69,8	0,39	OK

φ(t, t₀) = 3,01 i_{yy} = 210,7 λ_{yy} = 10,0 L_{0,yy} = 2100,0 mm
i_{zz} = 57,7 λ_{zz} = 36,4 L_{0,zz} = 2100,0 mm

Ensimmäisen kertaluvun voimasuureet (sisältää pilarin oman painon):

Suureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset: Ei		Rakenne on:	
Huomioi mittaepätarkkuudet: Y-Y suunnassa		Sivusiirtymätön Z-Z suunnassa	
		Sivusiirtymätön Y-Y suunnassa	

Puristus (+)	Yläpää (top)		Alapää (btm)		KRT Pitkääkaisen ja MRT Momentin suhde (M _{0Edqp} /M _{0Ed}) _{yy}		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin		
	M _{0yy,top} [kNm]	M _{0zz,top} [kNm]	M _{0yy,btm} [kNm]	M _{0zz,btm} [kNm]	(M _{0Edqp} /M _{0Ed}) _{yy}	(M _{0Edqp} /M _{0Ed}) _{zz}	c _{yy}	c _{zz}	
Veto (-)									
N _{Ed} [kN]									
Tapaus 1	1250	50	2,61	-50	-2,61	0,74	0,74	9,9	9,9

Kuva 37. Esimerkki ikkunapielen normaalivoimamitoituksesta

Raudoitetaan ikkunapalkki raudoituksella T10 K160 ja hakaraudoituksella 8mm k150.

5.2 Väliseinien normaalivoimamitoitus

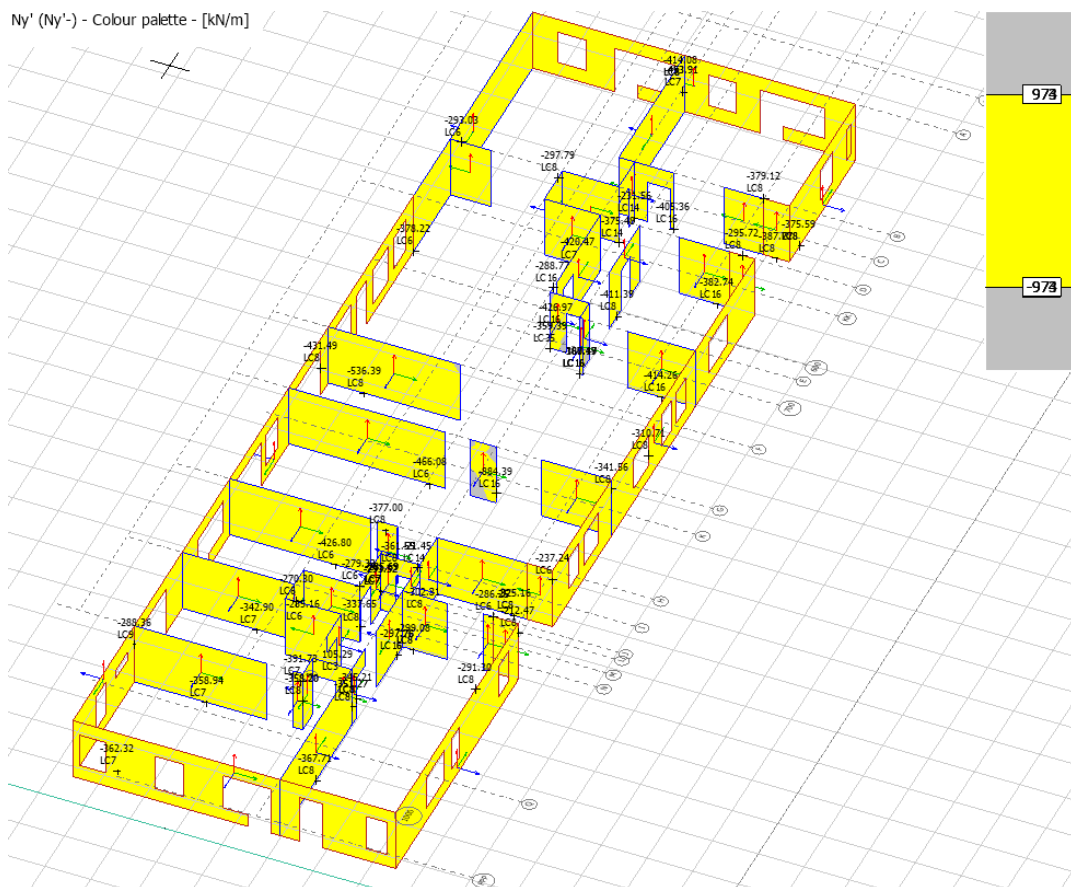
Väliseinät mitoitetaan normaalivoimalle kuten ulkoseinätkin. Ajatuksena on tarkastella yhden metrin mittaista seinäkaistaa ja tarkistaa, että sen kestävyys on riittävä. Ylimpien kerrosten väliseinät voidaan mitä luultavimmin toteuttaa raudoittamattomina, jonka vuoksi käytetään raudoittamattomille seinille tehtyä Excel-taulukkoa. Raudoittamattomilla seinillä normaalivoima tulee harvoin mitoittavaksi voimaksi, sillä betoni ottaa puristusta vastaan hyvin. Seinien mitoituksessa vastaan tulee yleensä muut seikat kuten paloturvallisuus. Jos todetaan, että seinän mitoittava normaalivoima (N_{Ed}) ylittää seinän normaalivoimakestävyyden (N_{Rd}), tarkastellaan seinä raudoitettuna kuten ulkoseinät.

	Normaalivoimakestävyys											
	e_{min} [mm]	e_{tot} [mm]	Φ_{EC2}	Φ_{BY211}	φ_{cr}	M_{0Edp} [kNm]	M_{0Ed} [kNm]	k_{cr}	φ_{ef}	Φ_{SRMK}	Φ_{MIN}	N_{Rd} [kN]
Seinä 1	20,0	26,9	0,413	0,248	3,00	0,80	1,00	0,80	2,40	0,233	0,233	435,1
Seinä 2	20,0	26,9	0,494	0,299	3,00	0,80	1,00	0,80	2,40	0,299	0,299	627,5
Seinä 3	20,0	26,9	0,559	0,340	3,00	0,80	1,00	0,80	2,40	0,362	0,340	794,4
Seinä 4	20,0	26,9	0,611	0,374	3,00	0,80	1,00	0,80	2,40	0,420	0,374	960,0

Kuva 38. Eri paksuisten betoniseinien normaalivoimakestävyydet (N_{Rd})

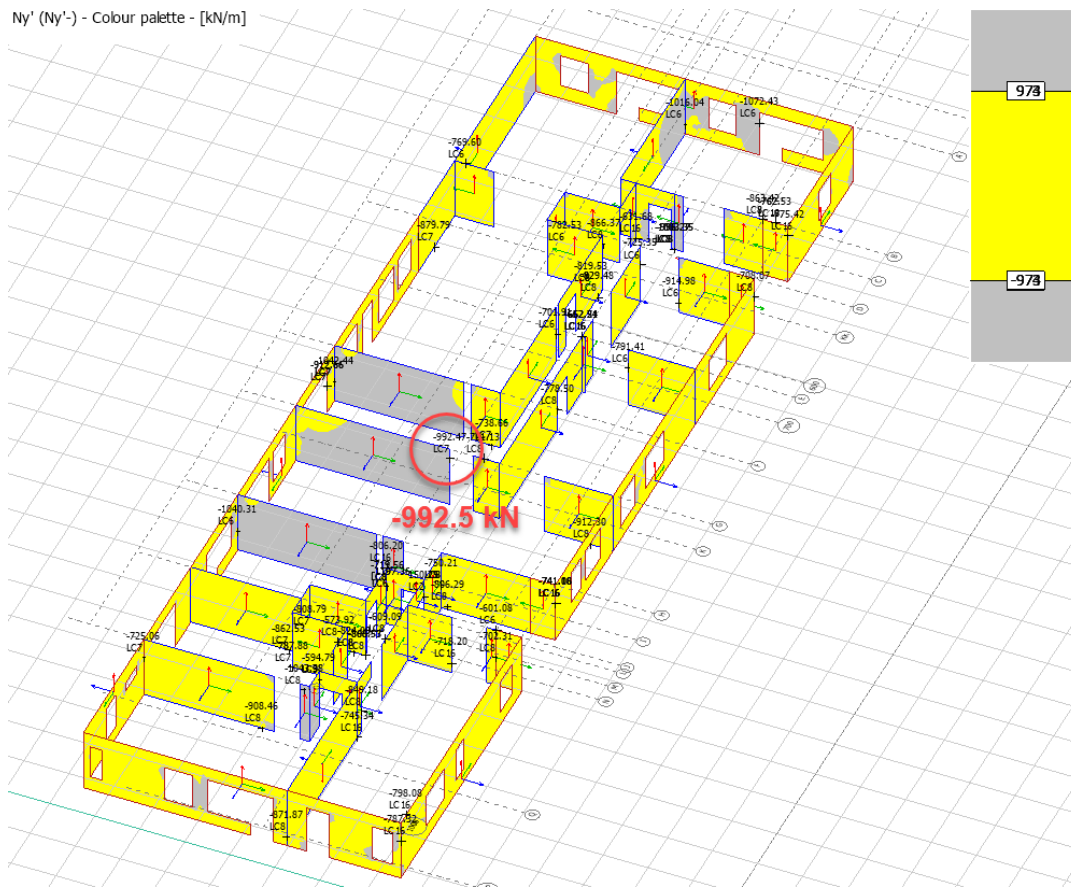
FEM-Designin Analysis-osiossa poimitaan normaalivoimien arvot Excel-taulukosta saatujen kapasiteettien mukaan. Alla olevassa kuvassa on kyseessä 200mm paksu seinä, jonka normaalivoimakestävyys Excelin mukaan laskettuna on $N_{Rd} = 794,4$ kN. Kuvassa on suodatettu keltaisella alueella kaikki -793 kN $\leq 0 \leq 793$ kN, joten harmaalla nähdään kaikki seinät, jotka täytyy mitoittaa raudoitettuna. Kuten huomataan 9. kerroksessa ja siitä ylöspäin, lähes kaikki väliseinät paria kohtaa lukuun ottamatta voidaan mitoittaa raudoittamattomina. Kun taas alemmissa kerroksissa, kuten 3. kerroksessa, joudutaan lähes kaikki seinät raudoittamaan.

Ny' (Ny'-) - Colour palette - [kN/m]



Kuva 39. 9.krs:n väliseinien normaalivoimat

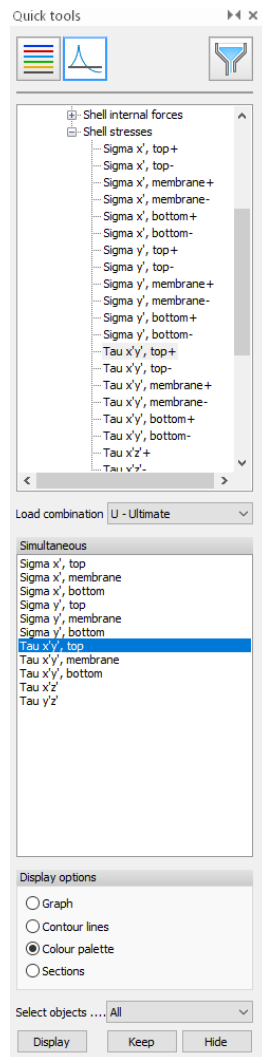
Ny' (Ny'-) - Colour palette - [kN/m]



Kuva 40. 3. krs:n väliseinien normaalivoimat

tulkitaan leikkausjännityksiä. Leikkausjännityksien minimi ja maksimit löytyvät ulkoseinistä useimmiten ikkunoiden nurkkakohdista, ikkunapalkeista sekä pilareiden läheisyydestä.

Leikkausjännityksien tulokset löytyvät FEM-Designista Analysis-välilehdeltä alla olevan kuvan mukaisesti. Tässä projektissa tarkastellaan leikkausvoimia väripaletin avulla (Colour palette).



Kuva 42. Leikkausjännitys-tulokset FEM-designissa

Leikkausjännityskuvaajista etsitään leikkausjännityksien minimi- sekä maksimiarvot. Ikkunoiden nurkkien kohdalla voidaan palkkien tapaan määrittää kuormien mitoittava arvo kertomalla kuormat etäisyydellä a_v kertoimella β , vaikka suurin arvo löytyisikin ikkunan nurkasta. Koska nurkkaan kertyvien kuormien voidaan ajatella siirtyvän suoraan alaspäin, eikä aiheuttavan leikkausvoimia ikkunapalkille. Kirjan BY 211, osa 1 mukaan:

$$\beta = 0,25 \quad \text{kun } a_v \leq 0,5d \quad (42)$$

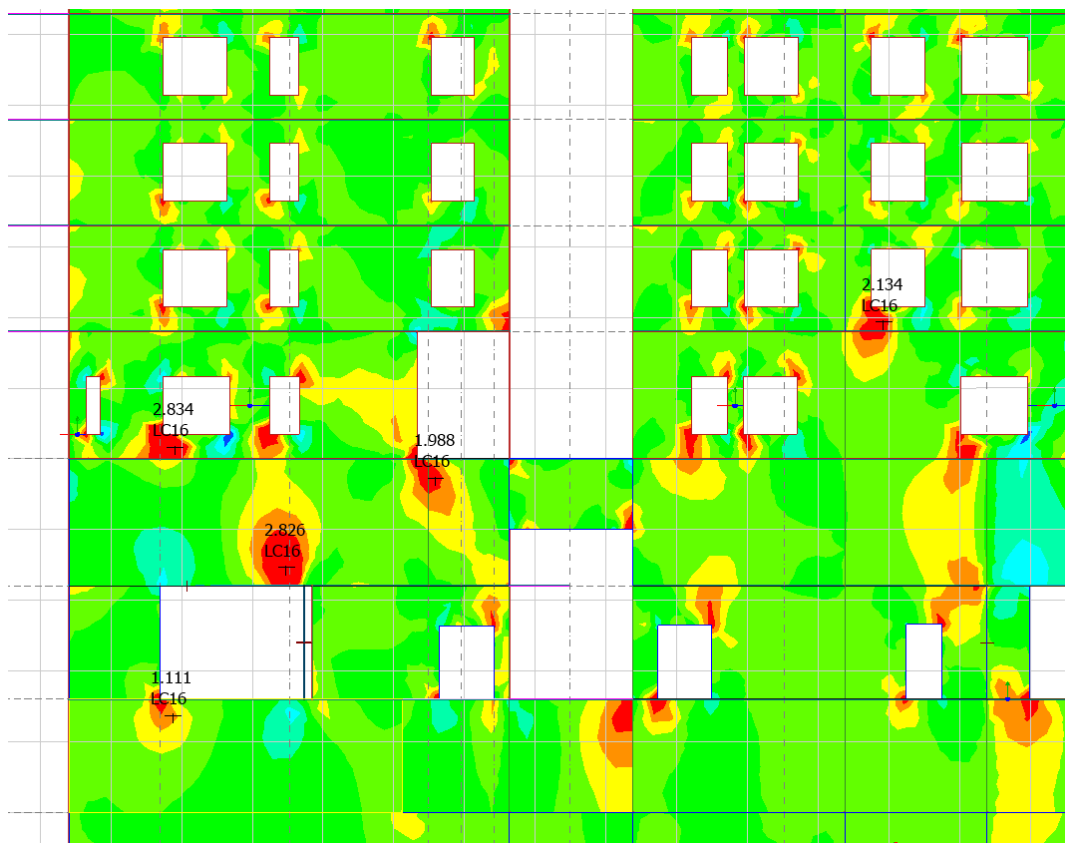
tai

$$\beta = \frac{a_v}{2d} \quad \text{kun } 0,5d < a_v \leq 2d \quad (43)$$

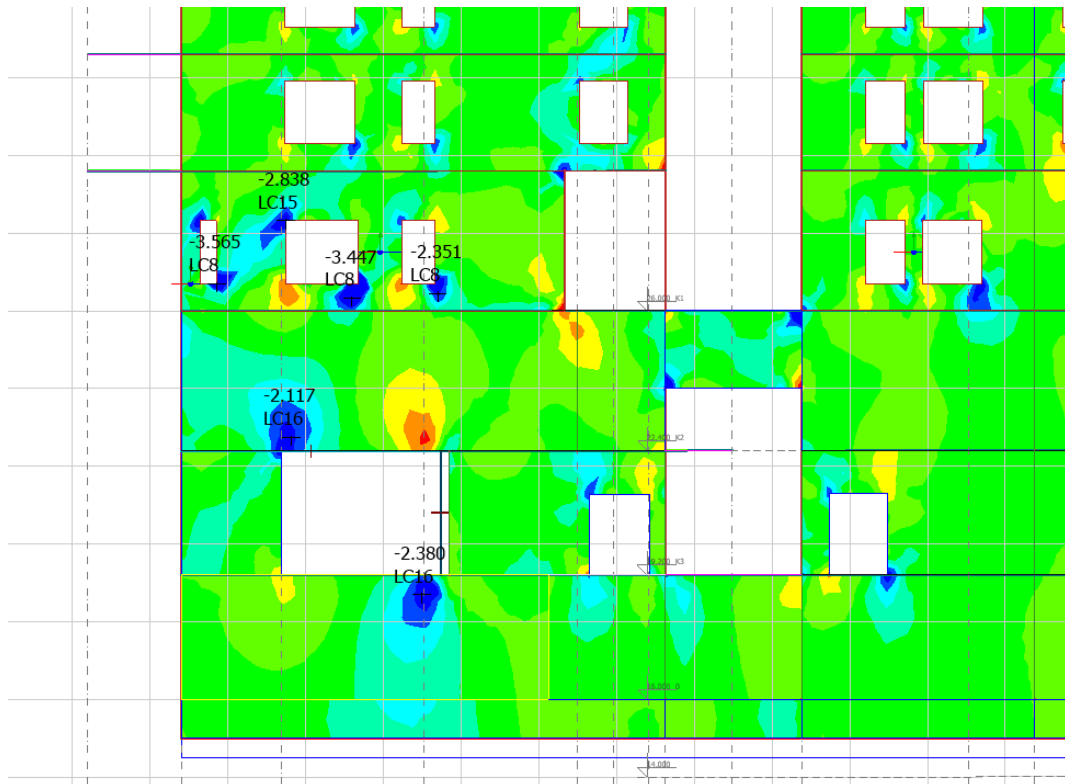
joissa	d	tehollinen korkeus
	a_v	tarkasteltavien kuormien etäisyys tuen reunasta

Näiden kaavoja tulkitessa huomataan, että β pienentää nurkkaan kertyviä leikkausvoimia huomattavasti. Tämän takia voidaan mitoittava leikkausvoima poimia FEM-Designista nurkan kertymien vierestä.

Kun suurimmat arvot on etsitty, voidaan tarkastaa seinän leikkausjännityskapasiteetti. Tässä projektissa käytettiin leikkauskapasiteetin laskentaa varten tehtyä Excel-taulukkoa, joka on laadittu eurokoodin mukaisesti. FEM-tuloksia verrataan Excel-taulukkaan ja seinien mitoittavien leikkausjännitysten tulee olla pienempiä kuin seinän leikkauskapasiteetti ($\tau \leq \tau_{Rd,max}$).



Kuva 43. Leikkausjännitysten maksimi arvoja N/mm²



Kuva 44. Leikkausjännityksen minimi arvoja N/mm²

	Mitat						Pääteräksset/pystyteräksset						Tarkistukset					
	h_w	ϕ	s	n	A_{w1}	α	θ	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	S_{max}	$A_{s,max} \geq A_{w1} \geq A_{s,min}$	$S \geq S_{max}$	$90^\circ \geq \alpha \geq 45^\circ$	$45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$				
	[mm]	[mm]	[mm/m]	[kg]	[mm ² /m]	[°]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[mm]									
Tapaus 1	150	8	150	2	670	90	45	300	6000	400	OK, $A_{s,min} \leq A_{w1} \leq A_{s,max}$	OK, $s < s_{max}$	OK, $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	OK, $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$				
	150	8	150	2	670	90	30	300	6000	400	OK, $A_{s,min} \leq A_{w1} \leq A_{s,max}$	OK, $s < s_{max}$	OK, $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	OK, $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$				
Tapaus 2	190	8	150	2	670	90	45	360	7200	400	OK, $A_{s,min} \leq A_{w1} \leq A_{s,max}$	OK, $s < s_{max}$	OK, $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	OK, $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$				
	190	8	150	2	670	90	25	360	7200	400	OK, $A_{s,min} \leq A_{w1} \leq A_{s,max}$	OK, $s < s_{max}$	OK, $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	OK, $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$				
Tapaus 3	220	16	150	2	2681	90	45	440	8800	400	OK, $A_{s,min} \leq A_{w1} \leq A_{s,max}$	OK, $s < s_{max}$	OK, $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	OK, $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$				
	220	16	150	2	2681	90	26	440	8800	400	OK, $A_{s,min} \leq A_{w1} \leq A_{s,max}$	OK, $s < s_{max}$	OK, $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	OK, $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$				

	$\cot \alpha$	$\sin \alpha$	$\cot \theta$	$V_{Ed,s}$	$V_{Ed,max}$	V_{Ed}	T_{Ed}	$T_{Ed,max}$	T_{Ed}
				[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Tapaus 1	6,1E-17	1,000	1,000	97,0	224,2	97,0	1,94	4,49	1,94
	6,1E-17	1,000	1,732	168,1	194,1	168,1	3,36	3,89	3,36
Tapaus 2	6,1E-17	1,000	1,000	97,0	269,0	97,0	1,62	4,49	1,62
	6,1E-17	1,000	2,145	208,1	206,1	206,1	3,47	3,44	3,44
Tapaus 3	6,1E-17	1,000	1,000	388,1	328,8	328,8	5,30	4,49	4,49
	6,1E-17	1,000	2,050	795,8	259,1	259,1	10,86	3,54	3,54

$s_{max} = \text{MIN}(400\text{mm}, 3 \times h_w)$ (Pystyraudoitus, seinät)	$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{Ed}}{250}\right)$
$s_{Ed,max} = \text{MIN}(300\text{mm}, 2 \times h_w)$ (Pysty- ja vaakaraudoitus, seinämäiset palkit)	$V_{Ed,s} = A_{w1} \times f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$
$A_{s,min} = 0,002 \times A_c$	$V_{Ed,max} = \frac{\alpha_{c,w} \times d_w \times v_1 \times f_{Ed} (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta}$
$A_{s,max} = 0,04 \times A_c (EC2)$	$T_{Ed} = \frac{V_{Ed,s}}{d_w \times z}$
$A_{s,max} = 0,06 \times A_c (SRMK 2016)$ Ylläoleva voidaan jakaa mol-pintoihin	$T_{Ed,max} = \frac{V_{Ed,max}}{d_w \times z}$
$A_{s,d,min} = \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} 0,002 \times A_c \\ 1300\text{mm}^2 \text{ eli } 150\text{mm}^2 \text{ per pinta} \end{array} \right.$	

Kuva 45. Leikkausraudoituksen mitoitus 180mm seinälle

Voidaan todeta, että T8 k150 riittää pääraudoitukseksi.

6.2 Väliseiniä leikkausmitoitus

Väliseinät mitoitetaan myös leikkausvoimalle ja tarkastetaan samalla tavalla kuin ulkoseiniä leikkausmitoitustarkastelussa. Väliseinistä usein ylempät kerrokset voidaan toteuttaa leikkausraudoittamattomina, luvun 3.8 mukaan.

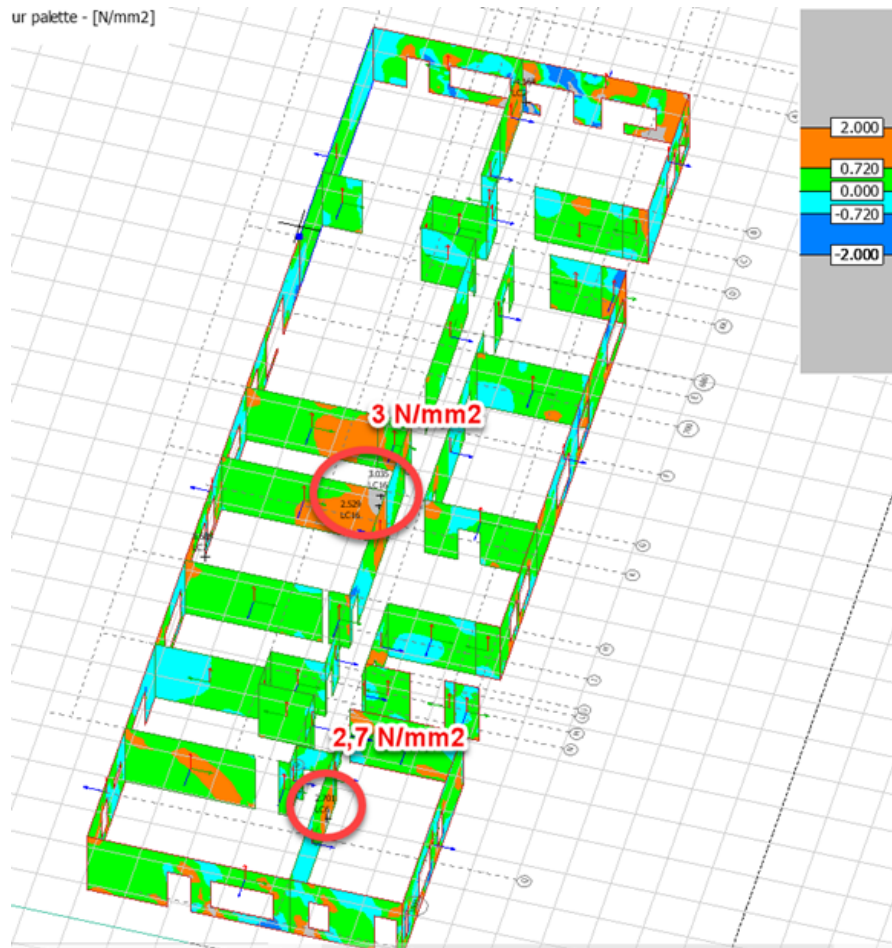
Ohessa käytetään väliseiniä leikkausraudoitukseen leikkausraudoittamattomille seinille tehtyä Excel-taulukkoa. Jos todetaan, että seinän mitoittava leikkausvoima (V_{Ed}) ylittää seinän leikkauskestävyyden (V_{Rd}), tarkastellaan seinä leikkausraudoitettuna kuten ulkoseinät.

FEM-Design ohjelmassa voi tässä tapauksessa käyttää apuna väriskaalausta, jolloin värien vaihdospisteisiin voidaan sijoittaa raudoittamattoman seinän mitoituslujuus ($f_{c,vd}$), jonka laskenta ja tarkoitus on esitetty luvussa 3.8. Tällä tavoin saadaan helposti näkyviin seinät, jotka voidaan tehdä raudoittamattomina ja seinät, jotka tarvitsevat raudoitusta. Tässä projektissa leikkausraudoitettuna joudutaan toteuttamaan kerrokset K3-2 ja joitakin seinälinjoja kerrokseen 4 asti. Ylempien kerrosten väliseinät voidaan toteuttaa raudoittamattomina.

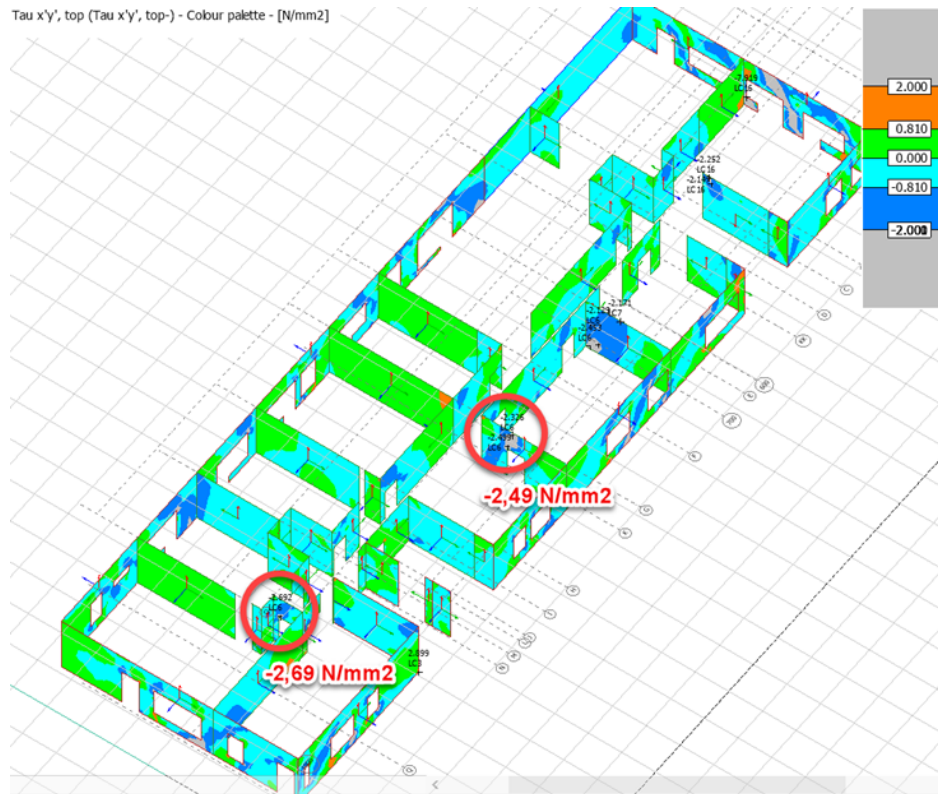
Ohessa tarkastellaan 1. kerroksen väliseiniä. FEM-design on skaalattu näyttämään oranssilla, tummansinisellä ja harmaalla värillä kaikki leikkausraudoittamattoman seinän kapasiteetin ylittävät arvot. Nämä kyseiset kohdat tarvitsevat lisäraudoitusta tai koko seinälinja raudoitetaan. Kaikki seinälinjat, jotka näkyvät vaaleansinisellä tai vihreällä värillä voidaan toteuttaa leikkausraudoittamattomina.

	Mitta- ja p.-leik.tiedot		Kuormat		Jännitykset			Leikkauskestävyys		Käyttöaste [%]		
	h_w [mm]	A_{cc} [mm ² /m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	σ_{cp} [N/mm ²]		τ_{cp} [N/mm ²]	$f_{c,vd}$ [N/mm ²]	V_{Rd} [kN]			
Seinä 1	160	160000	0	70	0,00	$\sigma_{cp} < \sigma_{c,lim}$	0,66	OK, $\tau_{cp} < f_{c,vd}$	0,72	76,6	91,4	OK
Seinä 2	180	180000	0	80	0,00	$\sigma_{cp} < \sigma_{c,lim}$	0,67	OK, $\tau_{cp} < f_{c,vd}$	0,72	86,2	92,8	OK
Seinä 3	200	200000	0	90	0,00	$\sigma_{cp} < \sigma_{c,lim}$	0,68	OK, $\tau_{cp} < f_{c,vd}$	0,72	95,8	94,0	OK
Seinä 4	250	250000	0	100	0,00	$\sigma_{cp} < \sigma_{c,lim}$	0,60	OK, $\tau_{cp} < f_{c,vd}$	0,72	119,7	83,5	OK

Kuva 46. Leikkausraudoittamattoman seinän kapasiteetti



Kuva 47. Leikkausraudoitus maksimi arvot 1. krs



Kuva 48. Leikkausraudoitus minimi arvot 1. krs

Leikkausraudoituksen lisäksi elementtiseinien mitoittavan leikkausvoiman mukaan mitoitetaan seinille sopivat vaijerilenkit. Eri valmistajilla on eri kapasiteetin varustettuja vaijerilenkkejä ja niitä mitoittaessa tulee olla tarkkana. Vaijerilenkit valitaan FEM-Designista saatujen leikkausvoimien mukaan. Tietenkin jokaisesta kerroksesta löytyy paikallisia voimakääntymiä, joihin tarvitaan järeämmät vaijerilenkit kuin muualle. Tässä asiassa kannattaa käyttää maalaisjärkeä ja valita sopiva määrä erilaisia vaijerilenkkejä, ei kuitenkaan jokaiselle seinälle omanlaistaan, eikä kaikkiin seiiniin yhden voimakertymän mukaan.

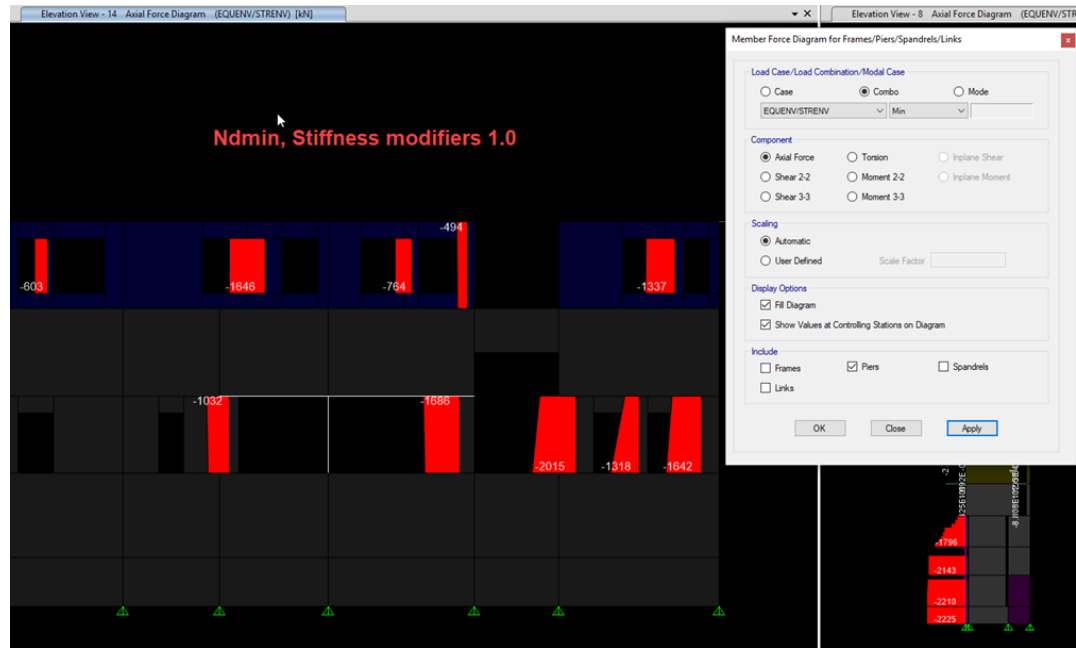
7 TULOKSET

7.1 Tulosten vertailu

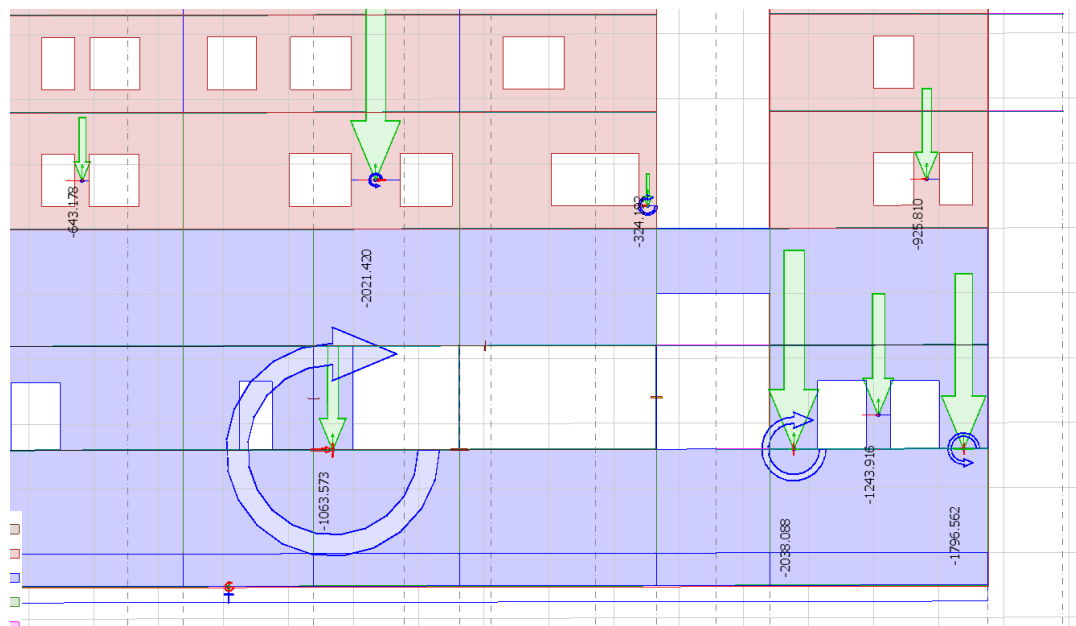
7.1.1 Normaalivoimat

Alapuolella on verrattu Etabsista ja FEM-designista saatuja ulkoseinien ikkunapielien normaalivoimien tuloksia allekkain. Kuten voidaan todeta, tulokset ovat todella samankaltaisia ja FEM-Designista saadaan samat tulokset kuin Etabsista. Etabsissa ikkunapielien mitoitus on tehty hieman helpommaksi ja

se palvelee juurikin ikkunapielien ja muiden rei'itysten viereisten pilariosien mitoitusta. Siellä kirjaimellisesti valitaan ns. pilariosa, jolle halutaan voimat näyttää. FEM-Designissa "labelled sections"- osio on hieman kömpelömpi ja se on tarkoitettu yleisesti kaikenlaisten pilari- sekä palkkiosoiden mitoitukseen, jolloin se ei palvele suoranaisesti pelkästään ikkunapielien mitoitusta.

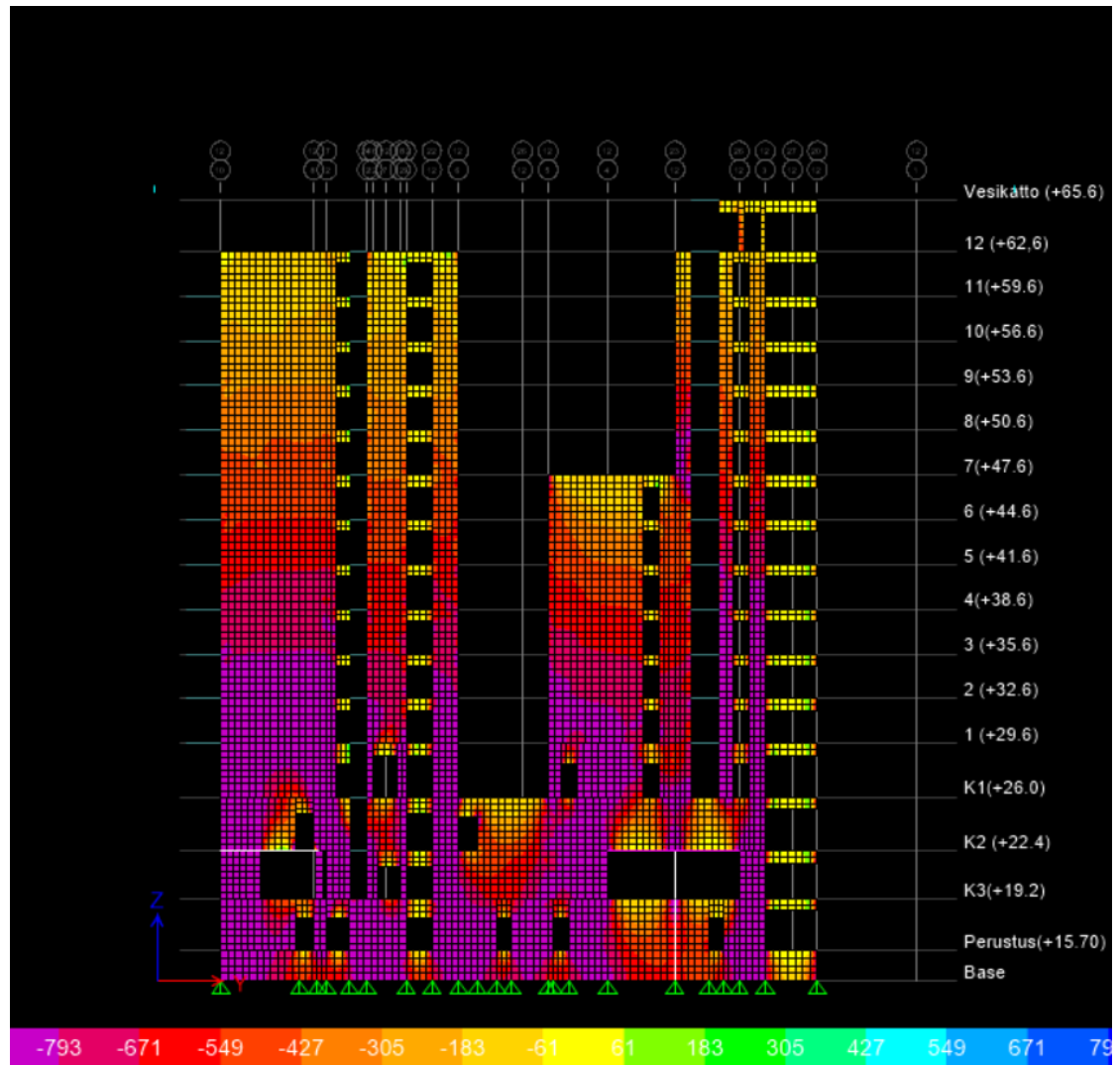


Kuva 49. Ulkoseinien normaalivoimia Etabsista

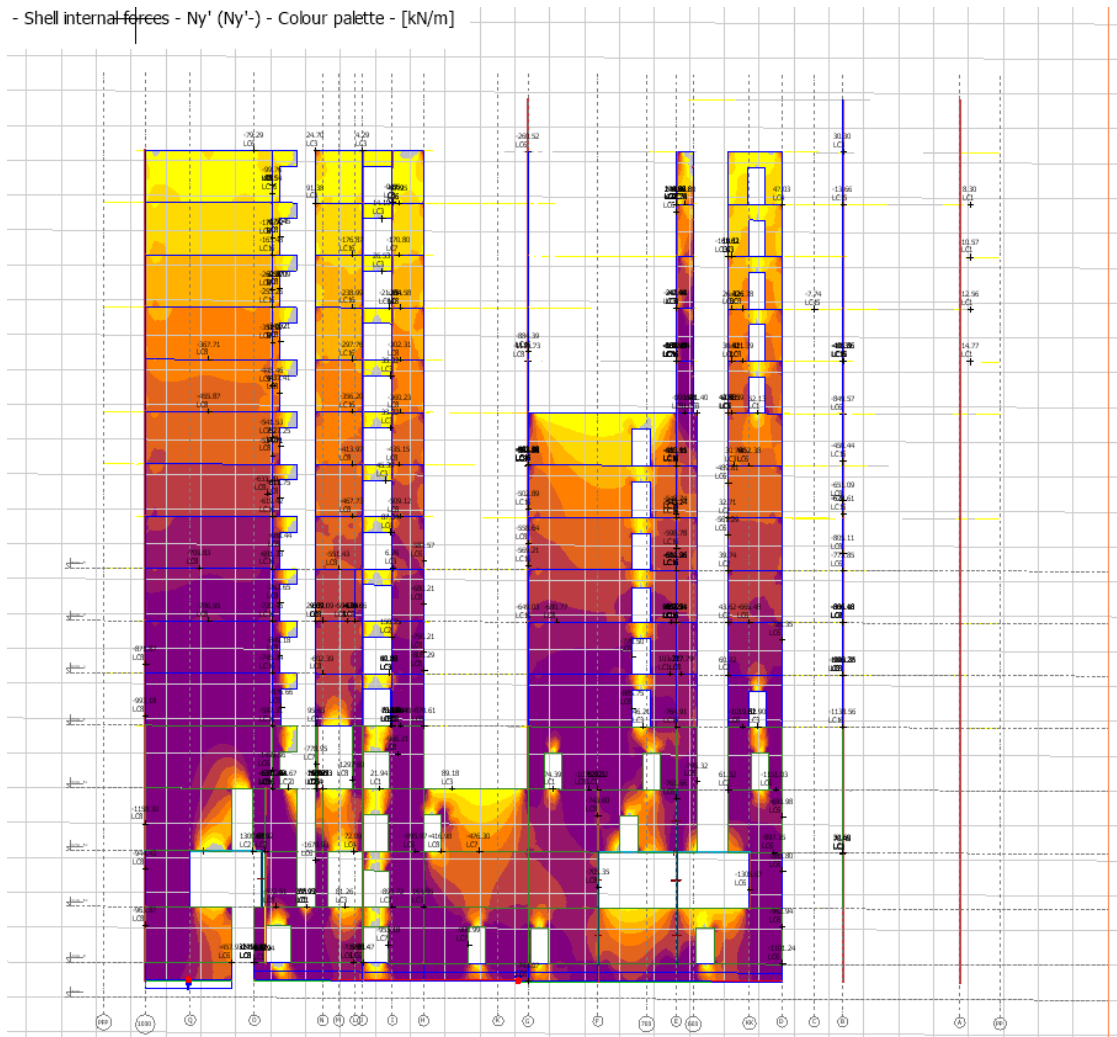


Kuva 50. Ulkoseinien normaalivoima FEM-Designista

Kuvissa 50 ja 51 on ote väliseinälinjan normaalivoimista. Tulokset ovat erittäin lähellä toisiaan, kuten väriskaalauksesta voidaan päätellä. Näiden kahden ohjelman ainoa ero tässä asiassa on se, että Etabsin väriskaalaus on hieman tarkempi FEM-Designin skaalaukseen nähden ja sitä on helpompi käyttää. Etabs luo selkeän väriskaalan automaattisesti asetettujen minimi ja maksimiarvojen välille, kun taas FEM-designissa arvojen asettaminen asteikolle on kömpelömpää ja vie enemmän aikaa, eikä skaalaus ole niin selkeä. Etabsista saa myös tarkempia tuloksia yksittäisestä seinästä. Se näyttää tietokoneen hiirellä osoitettaessa kyseisen paikan arvot automaattisesti, kun taas FEM-Designissa haluttuja arvoja saa näkyville valitsemalla toiminnon, jolla klikatessa seinää, ohjelma näyttää kyseisen paikan arvon. Etabsin tapa on nopeampi käyttää.



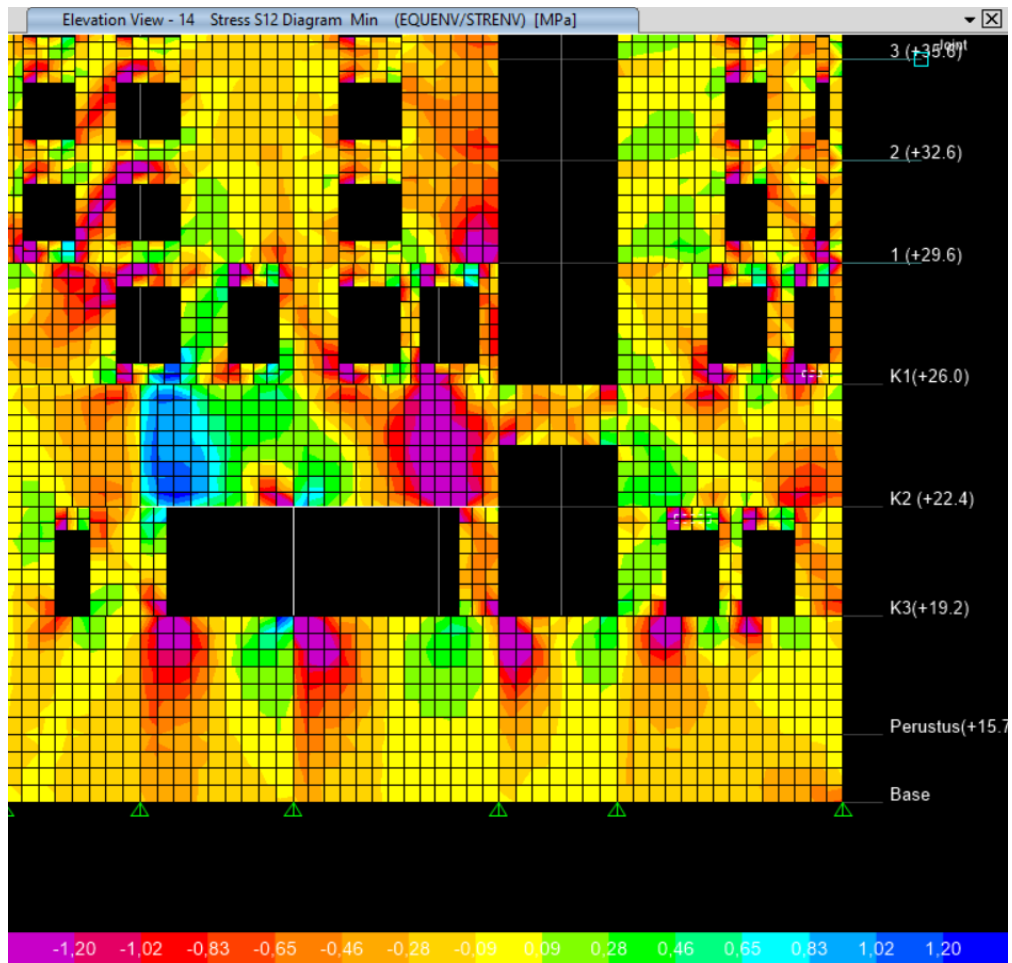
Kuva 51. Etabs, normaalivoimakuvaaja (violetti väri < -193 kN)



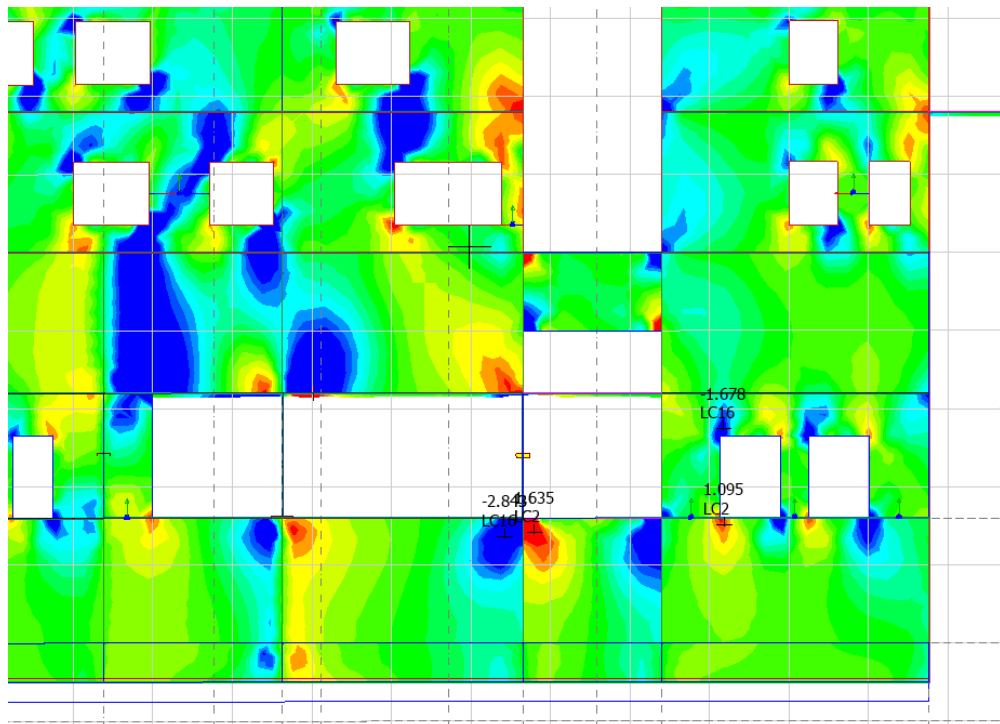
Kuva 52. FEM-Design normaaliavoimakuvaaja (violetti väri < -973 kN)

7.1.2 Leikkausvoimat

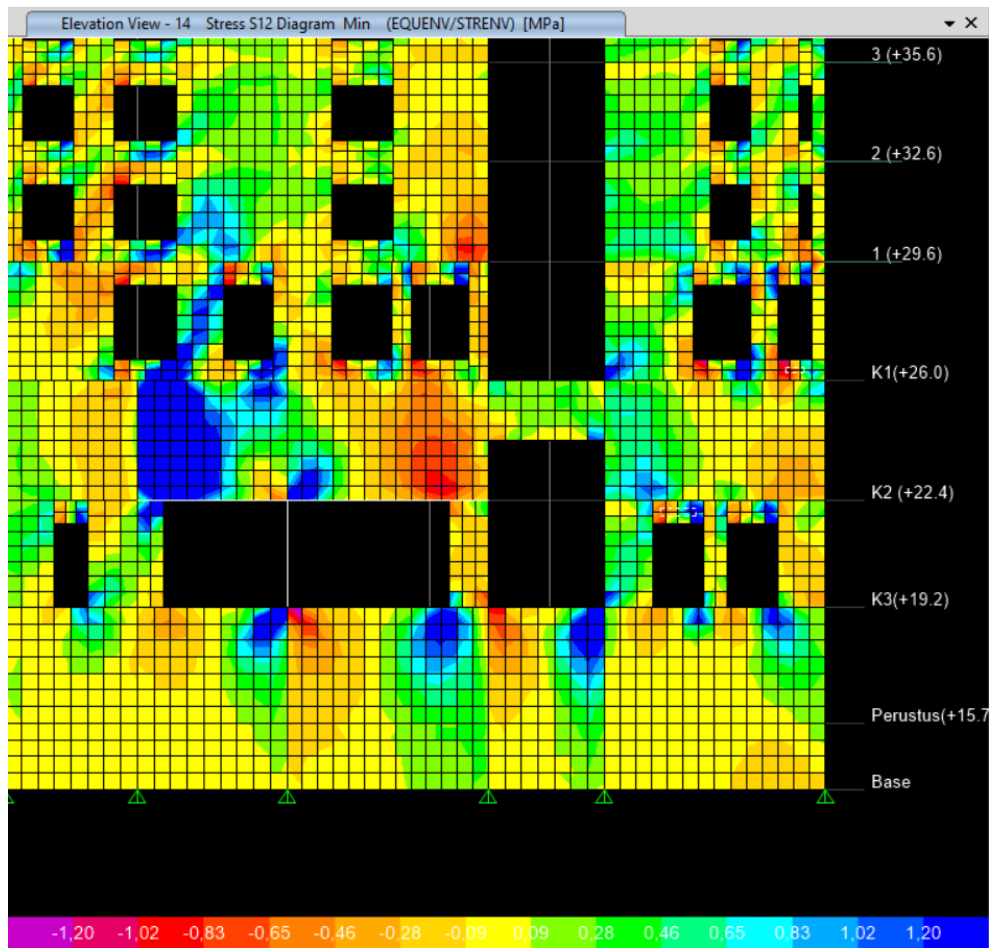
Kuviin 53-56 on koottu Etabsista ja FEM-Designista saatuja leikkausjännitys kuvaajia allekkain. Kuten voidaan huomata, Etabs max. ja FEM-Design min. sekä Etabs min. ja FEM-Design max. ovat tuloksittain toisiaan vastaavat. Maksimi ja minimi arvot ovat siis ohjelmissa tällä mallinnustavalla vastakkaiset, mutta sillä ei ole vaikutusta mitoitukseen, sillä mitoituksessa otetaan huomioon itseisarvoiltaan suurimmat minimi ja maksimiarvot. Joten voidaan todeta, että ohjelmilla päästään samoihin tuloksiin.



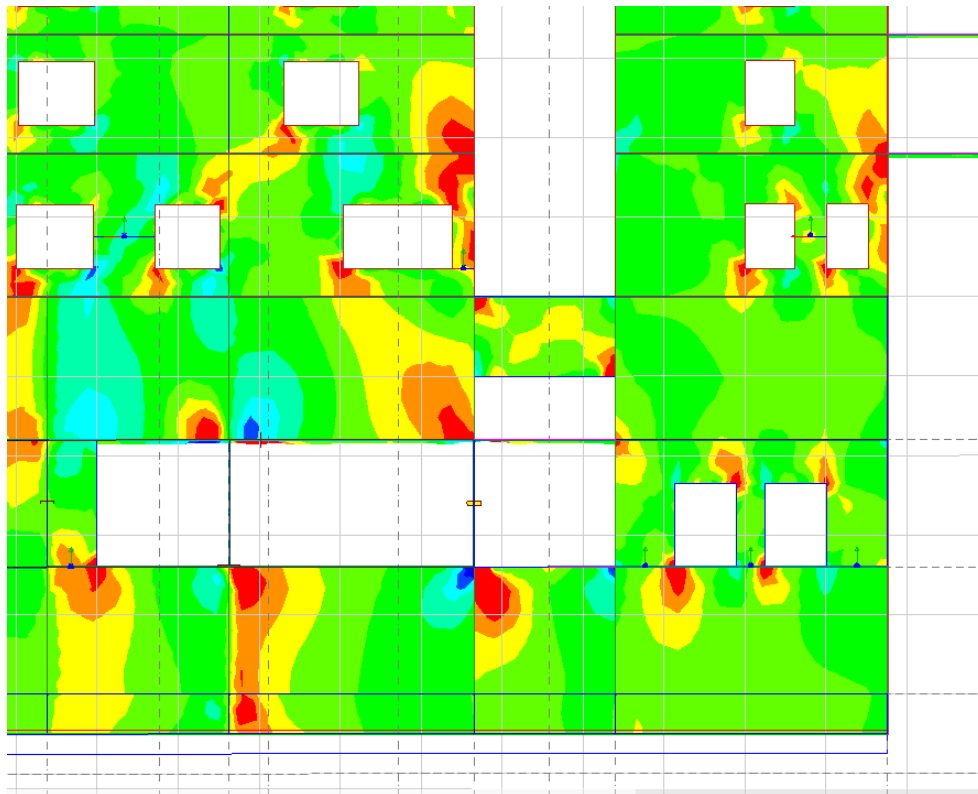
Kuva 53. Etabs leikkausjännitys min.



Kuva 54. FEM-Design leikkausjännitys min.



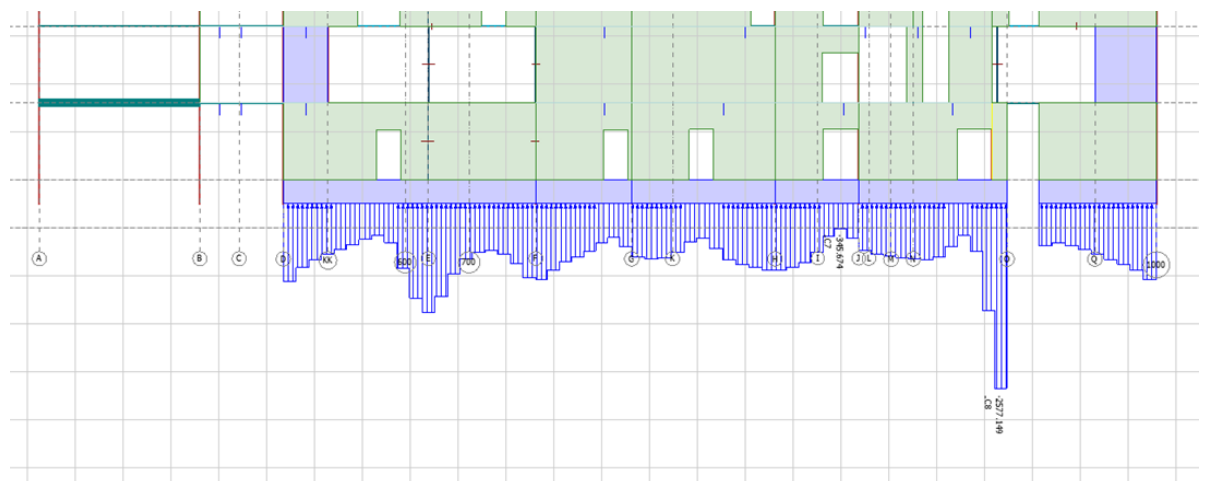
Kuva 55. Etabs leikkausjännitys max.



Kuva 56. FEM-Design leikkausjännitys max.

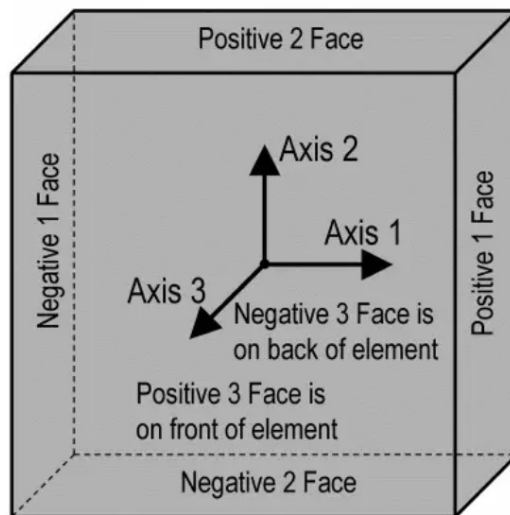
7.2 FEM-Design vs. Etabs

Etabs-laskentaohjelma eroaa FEM-Designista visuaalisesti paljon. Molemmilla on kuitenkin sama käyttötarkoitus ja molempien avulla pystytään mitoittamaan rakennuksia kokonaisvaltaisesti. Yksi FEM-Designin etu perusmitoituksessa on perustuskuormat. FEM-Designin tuloksista löytyy ”reactions”-osio, jolla ohjelma laskee kuormasummat mallinnettujen rakenteiden alapintaan nuoligrafiikkana ja tämä ominaisuus palvelee todella hienosti suurien kuormasummien laskennassa ja niiden tarkistamisessa. Täytyy kuitenkin pitää mielessä, että tietokoneavusteisella kuormien laskennalla saadaan hieman erilaisia tuloksia kuin käsin laskennassa. Esimerkiksi FEM-Designissa saadut pilarikuormat saattavat olla todellista suurempia, sillä ohjelma ohjaa pilareille tavallista enemmän kuormaa. Etabsissa tätä kuormien laskenta mahdollisuutta ei ole, mutta muun mitoituksen kannalta Etabsissa on selkeämmin säädettävissä seinien ja laattojen jännitys- sekä rasituskuvaajien väriskaalaus, joka auttaa ja selventää dokumentointia. Myös rasituskuvaajien tulosten tulkinta on tarkempaa ja tuloksia pystyy tarkastelemaan hieman kattavammin. Jokaisen seinän ja laattaosion asetuksia, kuten jäykkyyksiä pääsee Etabsissa tarkastelemaan nopeasti hiirellä seinää klikaten ja jännityskaavioissa jokaista solmupisteiden välistä elementtiä pääsee tarkastelemaan tarkemmin kuin FEM-Designissa. Etabs-ohjelma palvelee kokonaisuudessaan paremmin korkeiden rakennusten laskennassa, kun taas FEM-Designin palvelee parhaiten holvien laskennassa.



Kuva 57. FEM-Designista saatava perustuskuormien nuoligrafiikka ja Nd minimi (kN)

Lisäksi FEM-Design on kehitetty paljon yksinkertaisemmaksi käyttää verrattuna Etabsiin. Etabsin tuloksia tarkastellessa tulee tietää Etabsille ominaiset tulosten esittämistavat. Jokaiselle voima- ja jännityssuunnalle on oma kirjainnumero-yhdistelmänsä, joiden mukaan tuloksia tarkastellaan. Tämä voi olla vasta-alkaneelle FEM-ohjelman käyttäjälle hämmentävää.



Kuva 58. Etabsin rasituksien tulkinta (<https://www.scribd.com/document/435140501/Shell-element-in-ETABS>)

Ylhäällä olevan kuvan mukaisesti Etabs käyttää rasituksista esimerkiksi nimiä S11, S22 sekä S12. Jossa S11 on Face 1:ssä ilmenevä rasitus, joka kulkee Axis 1:n suuntaan, jolloin kyseessä on normaalivoima. Sama pätee rasitukselle nimeltä S22, se vaikuttaa Face 2:n kohdalla Axis 2:n suuntaisesti, jolloin se on normaalivoima Face 2:lle. Kun taas S12 on puolestaan leikkausvoima, joka ilmenee Face 1:ssä, mutta Axis 2:n suuntaisesti aiheuttaen leikkausta. (www.scribd.com, 2019). FEM-designin tulosten tarkastelu perustuu yksinkertaisemmin normaaliin x,y,z-koordinaatistoon, ja voimista ja jännityksistä käytetään statiikan ja lujuusopin mukaisia merkkejä: M, N, T, tau ja sigma.

7.3 FEM-Designin käyttömahdollisuudet Sitowisessä

FEM-Designin käyttömahdollisuudet Sitowisellä ovat hyvät, mutta Etabs pysyy luultavimmin käytössä kokonaisten rakennusten mitoituksessa. FEM palvelee parhaiten Sitowiseä laattojen mitoituksessa ja varmasti tulevaisuudessa sitä

käytetään myös paljon sillä sektorilla. Mahdollisuudet FEM-Design 3D:n käyttöön rakennusten mitoituksessa ovat kuitenkin hyvät, ja ohjelma on suhteellisen selkeä käyttää ja sen tukipalvelut Ruotsissa ovat kattavat. Ongelmatilanteissa vastauksen saa usein saman päivän aikana, ja he pystyvät tarjoamaan apua mallinnusongelmissa myös etäyhteyden avulla englanniksi. Parhaimmat hyödyt FEM-Designista saa holvien sekä peruserrostalojen mitoituksessa. Korkeiden kerrostalojen laskenta onnistuu Etabsilla kattavammin.

LÄHTEET

Elementtimenetelmän perusteet, SESSIO 5. s.a. WWW-dokumentti. Saatavissa:

<https://docplayer.fi/308177-Elementtimenetelman-perusteet-sessio-05-fem-analyysista-saatavat-tulokset-ja-niiden-kaytto.html> [viitattu 29.10.2020].

Etabs. 2019. Shell element in ETABS. WWW-dokumentti. Saatavissa:

<https://www.scribd.com/document/435140501/Shell-element-in-ETABS> [viitattu 10.8.2020].

Haavisto, I. 2020. Teräsbetoniseinien mitoitus – raudoitettu ja raudoittamaton seinä. WWW-dokumentti. Saatavissa:

<https://web.microsoftstream.com/video/cd2a546f-4cd9-4e8f-887a-43f8cf4c73f8?channelId=6a0a723d-761a-499e-b3d6-c829c75ecb30> [viitattu 12.7.2020].

Lähteenmäki, M. s.a. Elementtimenetelmän perusteet. PDF-dokumentti. Saatavissa:

https://mlahteen.fi/arkistot/elpe_pdf/johdanto.pdf [viitattu 26.5.2020].

Nykyri, P. 2015. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2, BY 211. Helsinki: BY -Koulutus Oy

Pitkänen, J. 2019. Rakenteiden kuormitus- luentomoniste. XAMK.

Rambol. s.a. 3D FEM rakenneanalyysit. PDF-dokumentti. Saatavissa:

https://fi.ramboll.com/-/media/files/rfi/product-brochures/buildings-and-design/talo_3d-fem-rakeneanalyysit.pdf?la=fi [viitattu 18.1.2020].

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 1990. Rakenteiden suunnitteluperusteet.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 1992. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1.

StruSoft Structural Software Design. 2010. User manual. Saatavissa:

<http://download.strusoft.com/FEM-Design/inst110x/manual.pdf> [viitattu 20.8.2020].

Suomen Betoniyhdistys. 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1, BY 211. Helsinki: BY -Koulutus Oy

Vertex. 2017. FEA-laskennan teoriaa. WWW-dokumentti. Saatavissa:

<https://kb.vertex.fi/fea2017fi/tutustu-tarkemmin-ominaisuuksiin/yleiset-aiheet/fea-laskennan-teoriaa> [viitattu 18.1.2020].

KUVALUETTELO

Kuva 1. Tekla-mallinnus Helsingin Pasilaan, Asemamiehenkadulle rakennettavasta kerrostalosta	6
Kuva 2. Esimerkki levyrakenteen elementtiverkosta (Elementtimenetelmän perusteet s.a, 2)	8
Kuva 3. Esimerkki ristikon elementtiverkosta, solmuista ja elementeistä (Elementtimenetelmän perusteet s.a,4).....	8
Kuva 4. Seuraamusluokat (SFS-EN 1990 + A1 + AC; B3.1)	12
Kuva 5. Kuormien yhdistelykertoimet (SFS-EN 1990 + A1 + AC; A1.2.2)	14
Kuva 6. Kuormien yhdistelykertoimet (SFS-EN 1990 + A1 + AC; A1.2.2)	14
Kuva 7. Seinän toiminta jäykistysrakenteena (BY 211 2015, s. 155)	15
Kuva 8. Maanpaineseinän toimintaperiaate.....	16
Kuva 9. Nurjahduspituuden määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 5.8.3.2)	19
Kuva 10. β - arvon määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 16.6.5.1) ...	20
Kuva 11. Seiniä koskevat merkinnät (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 12.6.1) .	25
Kuva 12. Yksinkertaistettu kerrostalon seinäelementtirakenne ja siihen vaikuttava vaakavoima.	30
Kuva 13. Seinäelementtirakenteessa tapahtuvat geometrian muutokset vaakavoiman vaikutuksesta.....	30
Kuva 14. Kahden seinäelementin välisen vaijerilenkin toimintaperiaate.....	31
Kuva 15. Cot θ toimintaperiaate (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC; 6.2.3)	32
Kuva 16. Tämän opinnäytetyön laskentaosiossa käytetyt kuormitusyhdistelmät	33
Kuva 17. Tasojen luominen.....	35
Kuva 18. Moduuli-viivaston luominen	35
Kuva 19. Seinien mallinnus	36
Kuva 20. Seinärakenteen materiaalkohtaisten asetusten muokkaaminen.....	37
Kuva 21. Laattojen mallinnus	37
Kuva 22. Laatan materiaalkohtaisten asetusten muokkaaminen	38
Kuva 23. Liitoksien asetukset	38
Kuva 24. Havainne kuva valmiista kerroksesta	39
Kuva 25. Kuormitustapausten mallinnus	40
Kuva 26. Kuormaryhmien kerrointen lisääminen	41
Kuva 27. Kuormitusyhdistelmien lisääminen	41

Kuva 28. Piste-, viiva-, neliö-, tuuli-, lumi- ja lisävaakavoimien mallinnus	42
Kuva 29. Elementtiverkon luominen	43
Kuva 30. Havainne kuva elementtiverkosta tasossa	43
Kuva 31. Kun malli on valmis, voidaan tehdä laskenta Analysis-välilehdeltä .	44
Kuva 32. Taulukon kuvasta aukeaa Calculations-asetukset, joista valitaan laskettavat asiat.....	45
Kuva 33. Tuloksien sijainti Quick tools-valikossa.	46
Kuva 34. Labelled section-ominaisuus	47
Kuva 35. Normaalivoima resultantit ikkunapalkkien keskellä [KN].....	47
Kuva 36. Esimerkki ikkunapielen normaalivoimamitoituksesta.....	48
Kuva 37. Esimerkki ikkunapielen normaalivoimamitoituksesta.....	49
Kuva 38. Eri paksuisten betoniseinien normaalivoimakestävydet (NRd)	50
Kuva 39. 9.krs:n väliseinien normaalivoimat.....	51
Kuva 40. 3. krs:n väliseinien normaalivoimat.....	51
Kuva 41. Esimerkki väliseinän normaalivoimamitoituksesta.....	52
Kuva 42. Leikkausjännitys-tulokset FEM-designissa	53
Kuva 43. Leikkausjännitysten maksimi arvoja N/mm ²	55
Kuva 44. Leikkausjännityksen minimi arvoja N/mm ²	55
Kuva 45. Leikkausraudoituksen mitoitus 180mm seinälle	56
Kuva 46. Leikkausraudoittamattoman seinän kapasiteetti.....	57
Kuva 47. Leikkausraudoitus maksimi arvot 1. krs.....	57
Kuva 48. Leikkausraudoitus minimi arvot 1. krs	58
Kuva 49. Ulkoseinien normaalivoimia Etabsista	59
Kuva 50. Ulkoseinien normaalivoima FEM-Designista	59
Kuva 51. Etabs, normaalivoimakuvaaja (violetti väri < -193 kN)	60
Kuva 52. FEM-Design normaalivoimakuvaaja (violetti väri < -973 kN)	61
Kuva 53. Etabs leikkausjännitys min.	62
Kuva 54. FEM-Design leikkausjännitys min.....	62
Kuva 55. Etabs leikkausjännitys max.	63
Kuva 56. FEM-Design leikkausjännitys max.....	63
Kuva 57. FEM-Designista saatava perustuskuormien nuoligrafiikka ja Nd minimi (kN)	64
Kuva 58. Etabsin rasituksen tulkinta (https://www.scribd.com/document/435140501/Shell-element-in-ETABS).....	65