





Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

Postboks 5003  
NO-1432 Ås  
67 23 00 00  
[www.nmbu.no](http://www.nmbu.no)

# FEM-modellering av et fleretasjes trehus med henblikk på optimalisering av forbindelser mellom massivtreelementer



Masteroppgave 2014

Norges miljø og biovitenskapelige universitet

Lars Christian Mørch





## **Førord**

Denne masteroppgaven markerer det avsluttende arbeidet på utdanningen Master i teknologi: Byggeteknikk og arkitektur ved Norges- miljø og biovitenskapelige universitet. Oppgaven utgjør 30 studiepoeng og er skrevet ved Institutt for matematiske realfag og teknologi høsten og vinteren 2013/2014.

Oppgaven ble foreslått av veileder Nils Ivar Bovim som er ansvarlig for NMBUs del av forskningsprosjektet ”Wood/Be/Better” som omhandler økt bruk av tre i urbane områder. Resultatene fra oppgaven skal brukes til videre studier i prosjektet.

Oppgaven har gitt meg et dypere innblikk i både muligheter og utfordringer med FEM-modellering, samt en bredere kunnskap om det å bygge høyt med tre. Det har vært en svært lærerik og krevende prosess som har gitt meg et stort læringsutbytte.

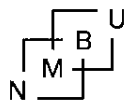
Jeg ønsker å rette en stor takk til alle som har bidratt til denne masteroppgaven. Først og fremst til min veileder Nils Ivar Bovim for gode innspill og tilbakemeldinger underveis i arbeidet. Jeg vil også takke stipendiat på Wood/Be/Better prosjektet Anders Steinsvik Nygård for kyndig veiledning underveis med oppgaven. Takk rettes også til sivilingeniør Anders Myhr for hjelp med oppbyggen av modellen min i ANSYS. Odd Grøthe fra Høyer Finseth AS skal også ha takk for tilgang på detaljtegningene til Palisaden. Dessuten må jeg takke familien min for korrekturlesing og oppmuntring underveis. Spesielt min far, Morten Mørch, som har vært ivrig med gode råd og bistand med oppgaven.

Arbeidet har bestått i å utarbeide en beregningsmodell i ANSYS. Denne modellen, samt scriptfiler og regneark med inndata og resultater finnes vedlagt på DVD. Det forutsettes at leser har konstruksjonsteknisk kompetanse. Bilder og figurer uten referanse er egenproduserte.

Ås, mars 2014

---

Lars Christian Mørch



## Sammendrag

Økt miljøfokus de seneste årene har ført til større interesse for miljøvennlige bygg. Ved å bygge med massivtreelementer oppnår man en miljøeffektiv, fleksibel og rask byggemåte.

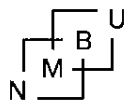
Høsten 2013 ble de to første av seks studentblokker innflytningsklare i studentbyen Pentagon ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU) på Ås. Disse har fått navnet *Nye Pentagon* eller *Palisaden*. Begge byggene er oppført, i 8 etasjer og rommer til sammen 254 nye studenthybler. Med en total høyde på nesten 24 m er dette per dags dato Norges høyeste trehus med massivtreelementer som bæresystem.

Massivtreelementene har høy stivhet i plateplanet, noe som bidrar til at mesteparten av horisontalbevegelsene skjer ved glidninger i de mekaniske forbindelsene mellom elementene. På grunn av treets relative lave vekt skaper det utfordringer i å begrense de horisontale bevegelsene forårsaket av vinden. Dersom skrueforbindelsene kan gjøres tilstrekkelig stive, kan man redusere behovet for kostbare ekstra forankringer og bidra til fortsatt utvikling av bygging av høye trekonstruksjoner.

I denne oppgaven er det bygd en modell basert på studentblokken Palisaden i Finite Element programmet ANSYS Mechanical APDL. Modellen er brukt til å analysere de globale effektene av å skru med forskjellige skruevinkler i forbindelsene mellom massivtreelementene for et fleretasjes trehus.

Analysen bygger på tidligere forsøk av skrueforbindelsene mellom forbindelsen vegg-gulv-vegg gjort på NMBU (Schrøder, 2013).

Denne oppgaven demonstrerer viktigheten av å etablere en skruevinkel i to retninger for å oppnå en optimal stivhet for konstruksjonen. Resultatene antyder at man oppstår større effekt av å ha en liten skruevinkel i to retninger enn en stor vinkel i kun én retning. Det mest gunstige resultatet på de globale forskyvningene etter påsatt vindlast fås dersom skruevinklene hadde blitt utført med skruevinkler mellom  $15^\circ$  og  $30^\circ$  i to retninger.



## Abstract

Increased focus on environmental issues has increased the motivation and demand for environmental friendly buildings. Use of cross-laminated timber (CLT) will enable building of more environmentally friendly buildings as well as presenting a more flexible and faster building method.

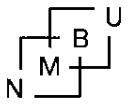
In autumn of 2013, the first two out of six blocks of studios for students were ready for moving in at Norwegian University of Life Science in Ås, Norway. The blocks have been named: *Nye Pentagon* or *Palisaden*. The two blocks have 8 stories and include as many as 254 studios altogether. The building has a height of almost 24 m. At this day, the blocks represent the tallest timber buildings in Norway, based on CLT as the main load bearing structure.

CLT has a high in-plane stiffness value, which is the main contribution for the horizontal movements in the mechanical connections between the elements. Due to the relative light weight of wood, there is a challenge in limiting the horizontal movements caused by the wind forces on the building. If the connection stiffness could be increased, it may allow for using less costly enforcements in the structure as well as contribute to increased use of wood in tall buildings.

For this Master's thesis, a simplified version of Palisaden is modeled in the Finite Element Analysis program: ANSYS Mechanical APDL. The model is analysed to study effect on the global displacements by using different screw angles in the mechanical wall-floor-wall connections for the CLT in multi-storey, timber buildings.

This Master's thesis has been based on tests made on mechanical connections with screws between wall-floor-wall made by NMBU at Ås (Schrøder, 2013).

This Master's thesis demonstrates the importance of using screw angles in two directions to achieve optimal stiffness for the construction. The results indicates that the effect is significantly stronger by using a small screw angle in two directions rather than using a large angle in only one direction. The most favorable result on the global displacements upon applied wind force is obtained when using screw angles between 15° and 30° in two directions.



## Innholdsfortegnelse

<b>FORORD</b> .....	<b>1</b>
<b>SAMMENDRAG</b> .....	<b>3</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>5</b>
<b>FIGURLISTE</b> .....	<b>9</b>
<b>TABELLISTE</b> .....	<b>11</b>
<b>1 INNLEDNING</b> .....	<b>13</b>
1.1 BAKGRUNN.....	13
1.1.1 Miljø.....	13
1.1.2 Bruk av massivtre i større konstruksjoner.....	15
1.1.3 Palisaden – Norges høyeste trehus på Ås.....	15
1.1.4 Tidligere undersøkelser.....	18
1.2 PROBLEMSTILLING.....	19
1.3 AVGRENSINGER.....	19
<b>TEORI</b> .....	<b>21</b>
<b>2 TREETS EGENSKAPER</b> .....	<b>21</b>
2.1 GENERELT.....	21
2.2 ANISOTROPI.....	21
2.3 ORTOTROPI.....	22
<b>3 MASSIVTRE</b> .....	<b>23</b>
3.1 GENERELT.....	23
3.2 STYRKE OG STIVHETSEGENSKAPER.....	23
3.3 DIMENSJONSSTABILITET.....	24
3.4 SKJÆRPÅVIRKNING.....	25
3.4.1 Rulleskjær.....	25
3.4.2 Skjærdeformasjon.....	26
3.5 BRUK AV MASSIVTRE I FLERETASJES HUS.....	28
3.5.1 Last og lastvirkning.....	28
3.5.2 Stabilitet og forankring.....	30
3.5.3 Sammenkoblinger.....	31
3.6 BEREGNINGSMETODE FOR KRYSSLAGTE MASSIVTREELEMENTER.....	40
3.6.1 Kompositteori.....	40
3.6.2 Teori for mekanisk sammensatte bjelker ("Gamma Metoden").....	43
3.6.3 Skjæranalogimetoden.....	44
3.6.4 Beregnede stivhetsegenskaper med "Skjæranalogimetoden".....	47
<b>4 ANALYSETEORI</b> .....	<b>51</b>
4.1 ELEMENTMETODEN.....	51
4.2 STATISK ANALYSE.....	52
4.2.1 Lineær analyse.....	52
4.2.2 Ikke-lineær analyse.....	52
4.4 ANSYS MECHANICAL APDL.....	53
<b>5 MODELLERING</b> .....	<b>55</b>

5.1	GENERELT .....	55
5.2	BESKRIVELSE AV KONSTRUKSJONEN .....	55
5.3	BESKRIVELSE AV MODELL I ANSYS .....	57
5.3.1	Global modell .....	57
5.3.2	Varianter .....	60
5.3.3	Detaljerings .....	64
5.3.4	Forenklinger .....	67
5.3.5	Ferdig modell .....	68
5.3.6	Elementtyper .....	69
5.3.7	Materialegenskaper.....	71
5.3.8	Mesh .....	81
5.4	VINDLASTER PÅ PALISADEN.....	83
5.4.1	Vind på langvegg.....	86
5.4.2	Vind på gavlvegg.....	87
<b>RESULTATER.....</b>		<b>88</b>
<b>6</b>	<b>RESULTATER OG DISKUSJON.....</b>	<b>89</b>
6.1	GENERELT .....	89
6.2	ANALYSE.....	89
6.3	VARIANT 1 – ”FORENKLET” .....	91
6.4	VARIANT 2 – ”FORENKLET, KOMPENSERT” .....	93
6.5	VARIANT 3 – ”FORENKLET, KOMPENSERT MED FORBINDELSER” .....	94
6.5.1	Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot variant 2 .....	96
6.5.2	Sammenligning av variant 3: Tilfelle 1 mot tilfelle 2.....	97
6.6	REAKSJONSKREFTER.....	108
6.7	KREFTER OG SPENNINGER .....	109
<b>7</b>	<b>KONKLUSJON.....</b>	<b>115</b>
7.1	OPPSUMMERING AV RESULTATER .....	115
7.2	KONKLUSJON.....	118
7.3	VIDERE ARBEID .....	119
<b>8</b>	<b>REFERANSER.....</b>	<b>121</b>
<b>9</b>	<b>VEDLEGG.....</b>	<b>123</b>
9.1	SKRIFTLIGE VEDLEGG.....	123
9.2	ELEKTRONISKE VEDLEGG.....	123



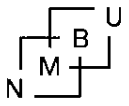
## Figurliste

- Figur 1.1:** Treets CO<sub>2</sub> syklus.
- Figur 1.2:** Prinsippskisse over de horisontale lastene for et bygg i massivtre.
- Figur 1.3:** Studentblokkene Palisaden.
- Figur 1.4:** Studentblokkene Palisaden.
- Figur 1.5:** Kontinuerlige stålplater i heis- og trappesjakten.
- Figur 1.6:** Stålplater forankret til fundament i heis- og trappesjakten.
- Figur 1.7:** Deformert stålplate (utbuling) i heis- og trappesjakten.
- Figur 2.1:** Trevirkets hovedretninger.
- Figur 3.1:** Krysslågt massivtreelement.
- Figur 3.2:** Rulleskjærdeformasjon i et massivtreelement.
- Figur 3.3:** Skjærspenninger i et massivtreelement.
- Figur 3.4:** Modell for lastoverføring i for et trehus på en etasje.
- Figur 3.5:** Kraft- glidningsdiagram som uttrykker stivheter til de ulike forbinde-  
ne.
- Figur 3.6:** Ulike sammenføyningsdetaljer.
- Figur 3.7:** Sammenføring av elementer med bord.
- Figur 3.8:** Overlappet skjøt.
- Figur 3.9:** Sammenføringer av vegg på gulv.
- Figur 3.10:** Vegg på fundament.
- Figur 3.11:** Sammenføring av yttervegger og etasjeskiller i Palisaden.
- Figur 3.12:** Sammenføring av innvendig vegger og etasjeskiller i Palisaden.
- Figur 3.13:** Sammenføring av gulv-gulv forbindelse i Palisaden.
- Figur 3.14:** Oppbygging av et massivtreelement med hensyn på komposisjonsfaktorer.
- Figur 3.15:** Prinsippskisse av koblede stive staver mellom bjelke A og bjelke B.
- Figur 3.16:** Retninger til massivtreelement.
- Figur 5.1:** Palisaden.
- Figur 5.2:** Prinsipp for bæresystem til konstruksjonen.
- Figur 5.3:** FEM-modell. Global modell.
- Figur 5.4:** Inndeling av hyblene og kjerne i Global modell.
- Figur 5.5:** Prinsipp for oppbygging av Global modell.
- Figur 5.6:** Prinsipp for vegg-gulv-vegg skrueforbindelsen i ANSYS.
- Figur 5.7:** Utsnitt av Global modell som viser skruesjikt over og under etasjeskiller.
- Figur 5.8a:** Langvegg møter gavlvegg, uten overlapp.
- Figur 5.8b:** Langvegg møter gavlvegg, med overlapp.
- Figur 5.9a:** Dekkeskjøt i etasjeskiller.
- Figur 5.9b:** Vertikalt kutt langs dekkesskjøt.
- Figur 5.9c:** Vertikale kutt rundt utsparinger.
- Figur 5.9d:** Horisontale kutt rundt utsparinger.
- Figur 5.10:** Oppdeling av bygget sett fra første og andre etasje.
- Figur 5.11:** Ferdig Global modell.
- Figur 5.13:** Elementgeometri SOLID186.
- Figur 5.14:** Globale og lokale akser til massivtreelementene.
- Figur 5.15:** Prinsipp for vegg-gulv-vegg skrueforbindelsen i ANSYS.
- Figur 5.16:** Globale og lokale akser til massivtreelementene.
- Figur 5.17:** Tilegnede materialegenskaper til bygget

- Figur 5.18:** Ferdig meshet Global modell.
- Figur 5.19:** Fordeling av hastighetstrykk på ulike referansehøyder avhengig av h og b.
- Figur 5.20:** Vindretning normalt på langvegg og vindtrykksoner i oppriss.
- Figur 5.21:** Vindtrykksoner for flate tak.
- Figur 5.22:** Utvendige formfaktorer i kombinasjon med innvendig formfaktor som overtrykk.
- Figur 5.23:** Utvendige formfaktorer i kombinasjon med innvendig formfaktor som undertrykk.
- Figur 5.24:** Vindlast på langvegg.
- Figur 5.25:** Vindlast på gavlvegg.
- Figur 6.1:** Prinsippskisse for totale deformasjoner for et fleretasjes trehus.
- Figur 6.2:** Prinsippskisse for horisontale forskyvninger på toppen av bygget etter påsatt vindlast
- Figur 6.3:** Horisontal forskyvning i y-retning for skruesjikt for vind på langvegg i tilfelle 1.
- Figur 6.4:** Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot variant 2 for vind på langvegg.
- Figur 6.5:** Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot variant 2 for vind på gavlvegg.
- Figur 6.6:** Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot tilfelle 2 for vind på langvegg.
- Figur 6.7:** Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot tilfelle 2 for vind på gavlvegg.
- Figur 6.8:** Forskyvninger i horisontale snitt fra vind på langvegg.
- Figur 6.9:** Forskjell i forskyvning i skruesjikt per etasje fra vind på langvegg.
- Figur 6.10:** Forskyvninger i horisontale snitt fra vind på gavlvegg.
- Figur 6.11:** Forskjell i forskyvning i skruesjikt per etasje fra vind på gavlvegg.
- Figur 6.12:** Horisontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 1.
- Figur 6.13:** Horisontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 1.
- Figur 6.14:** Horisontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 2.
- Figur 6.15:** Horisontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 2.
- Figur 6.16:** Maksimale horisontale forskyvninger (markert rødt) i y-retning rundt utsparring i 8. etasje for vind på langvegg for tilfelle 1.
- Figur 6.17:** Maksimale horisontale forskyvninger (markert rødt) i x-retning på gavlvegg i 8. etasje for vind på gavlvegg for tilfelle 1.
- Figur 6.18:** Sammenligning variant 3, tilfelle 1-6 etter forskyvning fra vind på langvegg.
- Figur 6.19:** Sammenligning variant 3, tilfelle 3-6 etter forskyvning fra vind på gavlvegg.
- Figur 6.20:** Strekk- og trykkrefter fra vind på langvegg for tilfelle 1 og 2.
- Figur 6.21:** Strekk- og trykkrefter fra vind på gavlvegg for tilfelle 1 og 2.
- Figur 6.22:** Strekk- og trykkspenninger etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 1.
- Figur 6.23:** Strekk- og trykkspenninger for 1 etasje etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 1.
- Figur 6.24:** Strekk- og trykkspenninger etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 1.
- Figur 6.25:** Strekk- og trykkspenninger for 1 etasje etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 1.
- Figur 6.26:** Strekk- og trykkspenninger etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 2.
- Figur 6.27:** Strekk- og trykkspenninger for 1 etasje etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 2.
- Figur 6.28:** Strekk- og trykkspenninger etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 2.
- Figur 6.29:** Strekk- og trykkspenninger for 1 etasje etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 2.
- Figur 7.1:** Sammenligning av variant 2 og 3 etter forskyvning fra vind på langvegg
- Figur 7.2:** Sammenligning av variant 2 og 3 etter forskyvning fra vind på gavlvegg.

## Tabelliste

- Tabell 1.1:** Middelerverdi av prøveresultater per skrue for forbindelsen vegg-gulv-vegg. Kilde:
- Tabell 3.1:** Komposisjonsfaktorer for massivtreelementer.
- Tabell 3.2:** Ulike elementtyper og oppbygging.
- Tabell 3.3:** E-modul og G-modul for konstruksjonsvirke i kvalitet C14 og C24.
- Tabell 3.4:** Tverrsnittsdata for massivtreelementene i elementets lengderetning (x-retning).
- Tabell 3.5:** Tverrsnittsdata for massivtreelementene i elementets horisontale tverretning (y-retning).
- Tabell 3.6:** Tverrsnittsdata for massivtreelementene i elementets vertikale tverretning (z-retning).
- Tabell 5.1:** Tilfeller for skruevinkler.
- Tabell 5.2:** Materialelegenskaper for tverrgående vegger.
- Tabell 5.3:** Materialelegenskaper for dekke og tak.
- Tabell 5.4:** Materialelegenskaper for langsgående vegger.
- Tabell 5.5:** Middelerverdi av prøveresultater per skrue for forbindelsen vegg-gulv-vegg.
- Tabell 5.6:** Utregnede G-moduler for skruesjikt i skruevinkler  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$  og  $45^\circ$ .
- Tabell 5.7:** Tilfeller for skruevinkler.
- Tabell 5.8:** Materialelegenskaper til skruesjikt for tverrgående vegger for tilfelle 1.
- Tabell 5.9:** Materialelegenskaper til skruesjikt for langsgående vegger for tilfelle 1.
- Tabell 5.10:** Materialelegenskaper til skruesjikt for tverrgående vegger for tilfelle 2.
- Tabell 5.11:** Materialelegenskaper til skruesjikt for langsgående vegger for tilfelle 2.
- Tabell 5.12:** Tverrkontraksjonstall
- Tabell 5.13:** Materialelegenskaper fundament.
- Tabell 5.14:** Utvendige formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygg og for flate tak.
- Tabell 5.15:** Vindlaster på vegg og tak med vindretning vinkelrett på langvegg for  $Ze1 = 15$  m og  $Ze2 = 24$  m.
- Tabell 5.16:** Vindlaster på vegg og tak med vindretning vinkelrett på gavlvegg for  $Ze1 = Ze2 = 24$  m.
- Tabell 6.1:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 1.
- Tabell 6.2:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 1.
- Tabell 6.3:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 2.
- Tabell 6.4:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 2.
- Tabell 6.5:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 3 i tilfelle 1 og 2.
- Tabell 6.6:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 3 i tilfelle 1 og 2.
- Tabell 6.7:** Maksimale horisontale forskyvninger fra vind på gavlvegg og langvegg for variant 3.
- Tabell 6.8:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 3 i tilfelle 3-6.
- Tabell 6.9:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 3 i tilfelle 3-6.
- Tabell 6.10:** Totale reaksjonskrefter fra vind på langvegg (y-retning).
- Tabell 6.11:** Totale reaksjonskrefter fra vind på gavlvegg (x-retning).
- Tabell 7.1:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 2 og 3.
- Tabell 7.2:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 2 og 3.



# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

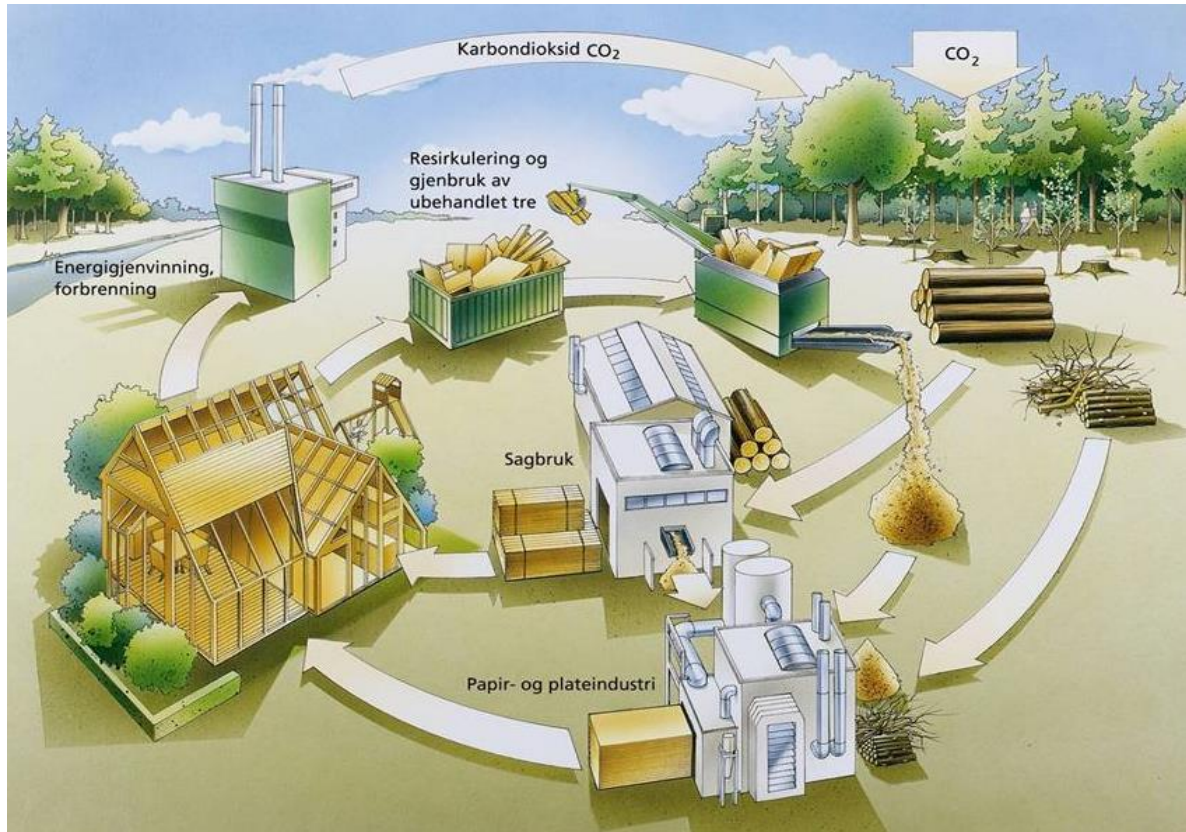
Det har i Norge vært lang tradisjon for å bygge med tre, men det har vært begrenset til småhus i en til to etasjer. I dag kan man anvende massivtreelementer som bæresystem for å bygge høyt med tre.

Opprinnelsen av dagens moderne massivtreelementer kommer fra Canada på midten av 1970-tallet, der man begynte å bruke tverrspente tredekker som brodekker. Videreutviklingen fra brodekkene til bygningselementer i massivtre var et resultat av et økende behov for miljøeffektive og rasjonelle konstruksjonssystemer. Bygging med massivtreelementer ble først introdusert i Norden på slutten av 1990-tallet, hvor det for første gang i Norge (1998) ble brukt massivtreelementer, som en etasjeskiller, i en villa i Asker (Treteknisk 2006).

### 1.1.1 Miljø

Tre er en naturlig fornybar resurs med gode miljøegenskaper. Økt bruk av treprodukter fører til redusert utslipp av klimagassen, karbondioksid ( $\text{CO}_2$ ), i atmosfæren. Dette fordi treet fungerer som et naturlig karbonlager. Gjennom fotosyntesen vil treet kunne lagre  $\text{CO}_2$  og omdanne dette til biomasse. Karbonet bindes til trevirke og vil ikke frigjøres før treet brytes ned biologisk eller brennes. Den mengden  $\text{CO}_2$  som frigjøres når tre nedbrytes er det samme som blir bundet når treet vokser. Derfor kan man karakterisere tre som et klimanøytralt materiale (Svanæs, 2004).

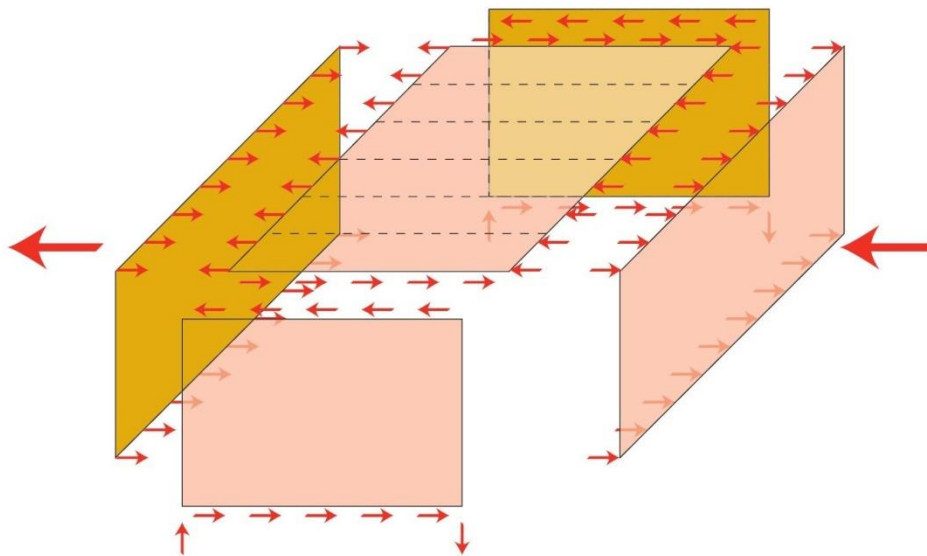
Ved å bygge med massivtreelementer kan man redusere en stor del av utslippene av  $\text{CO}_2$  i lufta. Massivtreelementene vil fungere som et karbondeponi over lengre tid noe som er med på å holde  $\text{CO}_2$  borte fra lufta. I tillegg gir bygging med massivtreelementer lite avfall. Det eventuelle avfallet kan gjenvinnes i flere former, som for eksempel bioenergi og råvarer for nye materialer.



Figur 1.1: Treets CO<sub>2</sub> syklus. Foto: Svanæs, 2004.

### 1.1.2 Bruk av massivtre i større konstruksjoner

For fleretasjes hus vil horisontale laster forårsaket av vinden, ha stor betydning for dimensjoneringen. Disse lastene fører til horisontale bevegelser i bygget. På grunn av byggets høyde og treets relative lave vekt skaper det utfordringer med å begrense disse bevegelsene. Bevegelsene oppstår som skjærdeformasjoner i elementene og som glidning i de mekaniske forbindelsene mellom tilstøtende elementer. For fleretasjeshus i massivtreelementer vil stabiliseringen oftest være via skivevirkninger i vegger, etasjeskillere eller sjakter. Med krysslagte massivtreelementer vil veggene kunne brukes som avstivende veggskiver. Figur 1.2 viser en prinsippskisse for de horisontale lastene for et bygg i massivtre.



Figur 1.2: Prinsippskisse over de horisontale lastene for et bygg i massivtre. Foto: (Martinsons, 2006).

### 1.1.3 Palisaden – Norges høyeste trehus på Ås

Da det i de seneste årene har vært økt fokus på miljøvennlige bygg generelt, har regjeringen ønsket å legge til rette for utredning av økt bruk av tre i offentlige bygg (St.meld. nr 9 (2011-2012)). Wood/Be/Better er et forskningsprosjekt styrt av Arkitektur- og designhøgskolen i Oslo (AHO) som omhandler nettopp økt bruk av tre i offentlige bygg. Prosjektet er finansiert av Norsk Forskningsråd hvor temaer som blant annet arkitektur, miljø, økonomi, bygningsfysikk og konstruksjonsteknikk skal belyses. Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU) ved Institutt for Matematiske realfag og Teknologi (IMT) står for det konstruksjonstekniske som denne oppgaven er en del av.

Høsten 2013 ble de to første av seks studentblokker innflyttingsklare i studentbyen Pentagon, ved NMBU på Ås. Disse har fått navnet *Nye Pentagon* eller *Palisaden*. Se figur 1.3 og 1.4.





**Figur 1.3:** Studentblokkene Palisaden.



**Figur 1.4:** Studentblokkene Palisaden.



Studentblokkene er oppført i åtte etasjer med en total høyde på ca. 24 m. Dette er per dags dato Norges høyeste trehus, med massivtreelementer som bæresystem. Hver av studentblokkene har et bruttoareal (BTA) på ca. 2760 m<sup>2</sup> og inneholder 127 hybler. Massivtreelementene er produsert av Mayr-Melnhof Kaufmann i Østerrike og Høyer Finseth AS har stått for detaljprosjekteringen. Veidekke har vært totalentreprenøren på prosjektet.

Massivtreelementene i Palisaden er montert sammen med lange, selv borende og helgjengede skruer. Da disse skruene ikke er ansett å gi tilstrekkelig horisontal stivhet og fordi man mangler erfaring med å bygge med fleretasjes hus i massivtre, er det i tillegg montert innvendige og utvendige stålplater som strekker seg over etasjeskillerne. Det er også montert kontinuerlige stålplater i hele byggets høyde som er forankret til fundamentet.

Meningen er at disse stålplatene skal ta opp strekkraftene i bygget, men det viser seg at disse virker mot sin hensikt. Trykkspenninger forårsaket av tørking av elementene og setninger i bygget har ført til at noen av stålplatene har blitt deformert (utbuling) i heis- og trappesjakten. Det har derfor vært ønskelig å få tilstrekkelig kunnskap om horisontal stivhet, spesielt for effekten av skrueforbindelsene mellom massivtreelementene.

Figur 1.5 viser de kontinuerlige stålplatene i heis- og trappesjakten til Palisaden. Figur 1.6 viser stålplater forankret til fundamentet.



**Figur 1.5:** Kontinuerlige stålplater i heis- og trappesjakten.



**Figur 1.6:** Stålplater forankret til fundament i heis- og trappesjakten.

Figur 1.7 viser deformert stålplate i heis- og trappesjaketen.

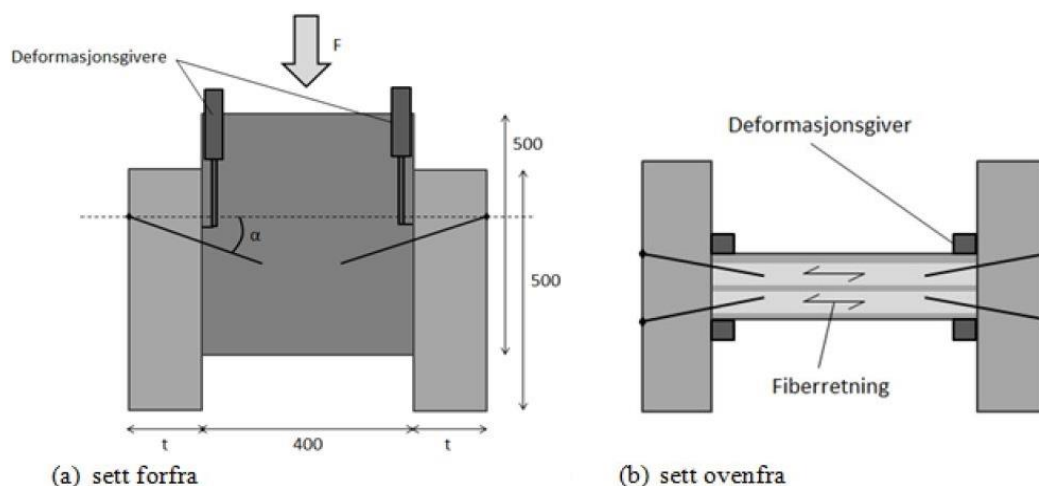


**Figur 1.7:** Deformert stålplate (utbuling) i heis- og trappesjaketen. Foto: (Nygård, A.)

#### 1.1.4 Tidligere undersøkelser

Schrøder (2013) har gjort forsøk der han testet ulike variasjoner for en type vegg-gulv-vegg forbindelse som er utført i Palisaden. Det ble undersøkt stivhets- og styrkeverdier til skrueforbindelsene i massivtre, og hva ulike endringer i skrueakse og kraftretning hadde å si.

Oppsettet av testen besto av tre prøvestykker i massivtre, der to sidepaneler skulle utgjøre etasjeskillerne, mens midtpanelet skulle simulere veggskiven. Sidepanelene ble testet i to tykkelser på henholdsvis 145 mm (type A) og 175 mm (type B). Disse ble koblet sammen med selvborende og helgjengede skruer av typen Würth Assy Plus VG 10x320 mm, som er de samme som blir benyttet i Palisaden. Skruene ble skrudd inn med ulike vinkler og påført en utvendig last.



**Figur 1.8:** Prøveoppsett for undersøkelse skrueforbindelser. a) Sett forfra, b) sett ovenfra. Foto: (Schrøder, 2013)

Resultatene til Schröder (2013) viser at med en økende skruevinkel, så øker også stivheten til skrueforbindelsene mellom elementene. Glidningsmodulen til skruene er oppsummert og gjengitt i tabell 1.1 som en middelværdi av prøveresultatene per skrue for type A og type B. For nærmere beskrivelse av testen henvises det videre til Schröder (2013).

**Tabell 1.1:** Middelværdi av prøveresultater per skrue for forbindelsen vegg-gulv-vegg. Kilde: (Schröder, 2013).

	0°	15°	30°	45°	Enhet
$K_{ser}$	747	4 429	5 276	13 074	N/mm

I denne oppgaven skal skruenes stivhet basert på disse testene simuleres i en ferdig bygd modell i ANSYS Mechanical APDL for å illustrere hvilken betydning dette har å si for deformasjoner på bygget.

## 1.2 Problemstilling

Målet med denne oppgaven er å undersøke de globale forskyvninger av å skru med forskjellige skruevinkler i forbindelsene mellom massivtreelementene for et fleretasjes trehus. Dette skal undersøkes ved å bygge opp en modell basert på studentblokken, Palisaden, i Finite Element programmet ANSYS Mechanical APDL. Spesielt ønskes det å se på hvordan de globale forskyvninger påvirkes av endring av skruevinkler etter påsatt vindlast.

## 1.3 Avgrensinger

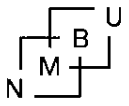
Hensikten med oppgaven er ikke å gjenskape Palisaden identisk slik den er bygd. Palisaden er derimot brukt som et utgangspunkt for modelleringen for å se på effekten av å skru med forskjellige skruevinkler for et fleretasjes trehus i en global modell.

For å isolere effekten av skrueforbindelsene i bygget er stålplatene ekskludert fra modellen.

Det er gjort en lineær analyse på grunn av relativt små forskyvninger.

Byggets dynamiske egenskaper er ikke en del av oppgaven og derfor ikke analysert.

Det er ikke sett på friksjon mellom elementene grunnet tidsomfanget. Dette er likevel konservativt å utelate, da deformasjonene i virkeligheten blir mindre uten friksjon mellom elementene.



## TEORI

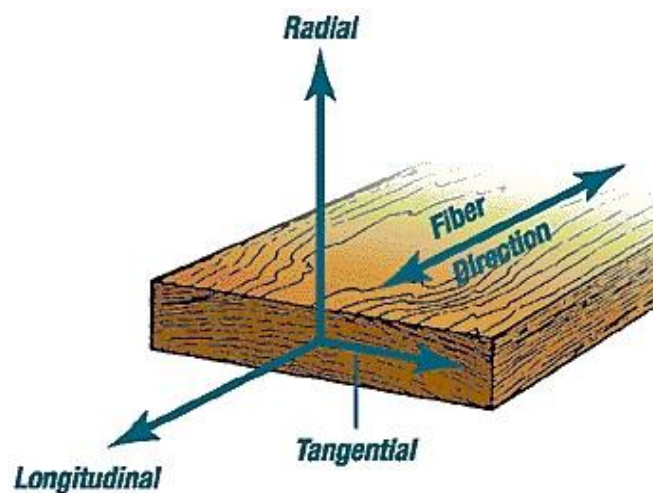
### 2 Treets egenskaper

#### 2.1 Generelt

Trevirke er et levende organisk materiale som kan betraktes som et komposittmateriale. Oppbyggingen av cellene i veden består av lange cellulosemolekyler som er bundet sammen av lignin. Cellenes ulike form og orientering medfører at tre er et anisotrop materiale, noe som betyr at treet vil ha ulike egenskaper i de ulike retningene i veden. Materialeegenskapene til trevirke vil derfor være svært avhengig av fiberretningen (Dinwoodie, 1989).

#### 2.2 Anisotropi

Anisotropien til tre er innlysende, for eksempel så er strekkfastheten på tvers av fiberretningen ca. 30-50 ganger mindre enn strekkfastheten parallelt med fibrene. I tillegg gjelder denne anisotropien også for stivhetsegenskapene der E-modulen vinkelrett på fibrene er 50-80 ganger mindre enn parallell med fibrene (Thelandersson & Larsen, 2003). Forholdene mellom stivhetene blir derfor slik:  $E_L \gg E_R > E_T$ , som er E-modulene for trevirke i henholdsvis lengderetning (L), radialretning (R) og tangentialretning (T). Når dette er sagt, så er det ikke bare fasthetene og stivhetene som er retningsavhengige. Gran og furu vil for eksempel krympe ca. 8 % i tangentiell retning, fra fibermetningspunktet på ca. 28 %, til 0 %. I radiell retning er krympingen på ca. 4 %, mens krympingen i lengderetningen er på bare 0,3 % (Skaug, 2007).



Figur 2.1: Trevirkets hovedretninger. Foto: FutonLife.

### 2.3 Ortotropi

Tre regnes som et ortotrop material med tre hovedretninger som går i lengderetningen (L), radielt (R) og tangentielt (T) sett i forhold til årringene. Det er denne formen for anisotropi som karakteriseres for ortotropi med tre symmetriske plan som står vinkelrett i forhold til hverandre. Ortotropien kan betraktes med kartesiske eller polare koordinater i et system med lengde-, radiell- og tangentiellretning avhengig av hvor i stammen trevirket er tatt ut fra (Dahl 2009).

Hooke's lov for et ortotrop material kan uttrykkes som vist under, gitt at det benyttes kartesiske koordinater med L-R-T orientering som vist i figur 2.1:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (2.1)$$

Hvor:

- $\sigma$ : - spenningsvektor [N/mm<sup>2</sup>]
- $D$ : - stivhetsmatrisen [-]
- $\varepsilon$ : - tøyingsvektor [mm]

På matriseform blir det:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1-v_{yz}v_{zy}}{E_y E_z \Delta} & \frac{v_{yx}+v_{zx}v_{yz}}{E_y E_z \Delta} & \frac{v_{zx}+v_{yx}v_{zy}}{E_y E_z \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{v_{xy}+v_{xz}v_{zy}}{E_z E_x \Delta} & \frac{1-v_{zx}v_{xz}}{E_z E_x \Delta} & \frac{v_{zy}+v_{zy}v_{xy}}{E_z E_x \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{v_{xz}+v_{xy}v_{yz}}{E_x E_y \Delta} & \frac{v_{yz}+v_{xz}v_{yx}}{E_x E_y \Delta} & \frac{1-v_{xy}v_{yx}}{E_x E_y \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G_{yz} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_{zx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_{xy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

Hvor:

$$\Delta = \frac{1 - v_{xy}v_{yx} - v_{yz}v_{zy} - v_{zx}v_{xz} - 2v_{xy}v_{yx}v_{zx}}{E_x E_y E_z}$$

- $E$ : - Elastisitetsmodulen i de ulike retningene [N/mm<sup>2</sup>]
- $v$ : - tverrkontraksjonstallet i de ulike retningene [-]
- $G$ : - skjærmodulen i de ulike retningene [N/mm<sup>2</sup>]

### 3 Massivtre

#### 3.1 Generelt

I dette kapitlet presenteres massivtre med utgangspunkt i kompendiet utgitt av Norsk Treteknisk Institutt (Treteknisk): ”Bygge med Massivtreelementer” (Treteknisk, 2006).



Figur 3.1: Krysslagt massivtreelement. Foto: TimberFirst.

Massivtre er lameller satt sammen til elementer ved hjelp av lim, skruer, spiker, tredybler eller stålstag. Krysslagte massivtreelementer er bygd opp av lameller i flere sjikt. De to ytterste lagene er orientert parallelt med hovedretningen. I tillegg er det minst et midtre lag som ligger 90 grader i forhold til fiberretningen på de to ytre sjiktene, se figur 3.1.

Lamellene som brukes til produksjon av elementene er hovedsakelig gran. Som oftest benyttes lavkvalitetsvirke som ikke blir brukt som konstruksjonslast. Dette kan gjøres fordi når lamellene blir satt sammen til elementer så vil de styrkereduserende virkesesegenskapene på et sted i en lamell bli oppveid av naboelementet som sannsynlig ikke har like liten reduksjon på samme sted.

#### 3.2 Styrke og stivhetsegenskaper

Massivtreelementene er vanligvis bygd opp med 3, 5, 7 eller 9 sjikt der de forskjellige sjiktene ofte har ulike fasthetsklasser avhengig av elementets funksjon og bruksområde. Elementene har vanligvis en lengde på 3-14 meter og en bredde på 1,2 meter. Massivtreelementet kan optimaliseres til ulike formål ved at det bygges opp med bestemte styrke- og stivhetsegenskaper og antall lag eller sjikt slik at det best mulig utnyttes til det formålet det skal tjene. For eksempel så vil et element anvendt som en etasjeskiller ha en større kvalitet på de ytterste sjiktene enn de indre sjiktene. En slik sammenstilling gir elementer med en svært liten reduksjon av bøyestivheten sammenlignet med elementer som har samme fasthetsklasse i alle sjikt. Årsaken er at det er de ytterste sjiktene som bidrar mest til bøyestivheten til elementet. (Treteknisk, 2006)

Elementet har gode egenskaper når det kommer til styrke og stivhet og kan derfor ta opp store konsentrerte krefter og fordele disse utover en tilhørende bredde, i tillegg til å ta opp store jevnt fordelte krefter. I utgangspunktet kan vi se på det krysslagte massivtreelementet som en plate eller skive som kan oppta krefter i elementets plan eller på tvers av planet.

Dersom elementene skal fungere som en toveis plate må elementene være tilstrekkelig stive også i tverretning. Som nevnt over så vil som regel det ytterste sjiktet være orientert i elementets hovedretning. Normalt sett vil de midtre sjiktene i tverretningen alltid bestå av et sjikt mindre enn lengderetningen. Lamellene på tvers vil derfor utgjøre en mindre del av tverrsnittsarealet til elementet. Derfor vil forskjellen på stivheten i lengderetningen og tverretningen ofte være stor. Hvis fasthetsklassen er C24 og C14 i henholdsvis ytre sjikt og midtre sjikt, så vil det utgjøre ca. 3 % og 40 % av bøyestivheten i elementets lengderetning avhengig av antall sjikt og tykkelse.

Massivtreelementenes lave vekt og store styrke tillater derfor bruken av massivtre i mange bruksområder både for nybygg og rehabilitering. Sammenlignet med et vanlig trebjelkelag vil et massivtre dekke kunne spenne lengre uten at konstruksjonshøyden økes. Ved dimensjonering av massivtreelementer vil vanligvis bruksgrensetilstanden være dimensjonerende med tilhørende krav som nedbøyning, vibrasjoner og stivhet.

### **3.3 Dimensjonsstabilitet**

Fuktighetsendringen i trevirke vil være forskjellig i de ulike retningene siden trevirke er et anisotrop materiale. Krympingen og svellingen i tre er, som nevnt tidligere, større på tvers enn på langs. For krysslagte massivtreelementer vil varierende klima og fuktighet påvirke elementene i liten grad nettopp på grunn av de kryssende sjiktene til elementet. Disse sjiktene vil være med på å ”låse” elementenes totale dimensjonsendring fordi de gir elementet en større styrke og stivhet som er med på å forhindre eller begrense dimensjonsendringen på tvers av fiberretningen. Dimensjonsendringen vil uansett være minst i lengderetningen fordi elementene vanligvis har større styrke og stivhet i lengderetningen enn i tverretningen på grunn av dets oppbygging.

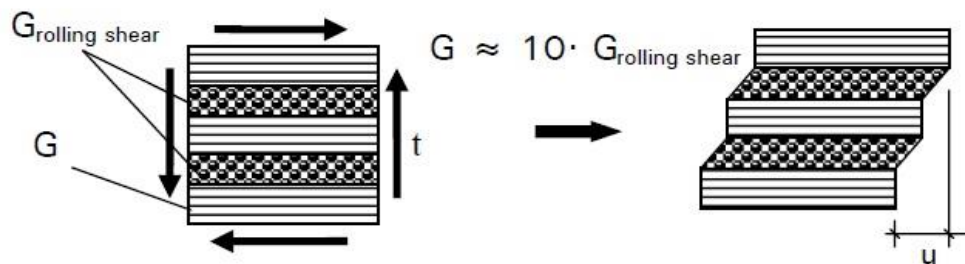
Fuktighetsendringer vil gi deformasjoner i materialet i likhet med lastpåkjenninger. I massivtreelementet vil det alltid være flere sjikt der kraftretningen er parallell med



fiberretningen, noe som vil gi små deformasjoner på grunn av trykk. For eksempel der elementer blir brukt som dekker, fritt opplagt på vegger. Trykkreftene på massivtreelementer, som blir brukt som vegger og dekker, vil fungere som en kontinuerlig flatelast og derfor også unngå store konsentrerte punktlaster på dekkene. De lokale lastpåkjenningene vil bli mindre slik at de opptredende trykkspenningene blir mindre sammenlignet med tradisjonell trehusbygging.

### 3.4 Skjærpåvirkning

Massivtreelementene utsettes for to typer belastning. Det er belastning vinkelrett på elementplanet og belastning i elementplanet. Når det gjelder belastning i elementplanet, så består dette av krefter parallelt med elementretningen og/eller krefter vinkelrett på elementretningen. Styrke og stivhetsegenskapene til massivtreelementene er derfor avhengig av kraftretningen.



Figur 3.2: Rulleskjærdeformasjon i et massivtreelement. Foto: (Mestek et al. 2008).

#### 3.4.1 Rulleskjær

Når massivtreelementene blir belastet i planet, vinkelrett på fiberretningen, vil det oppstå rulleskjær, se figur 3.2. På grunn av treets lave styrke på tvers av fibre, sammenlignet langsmed fibre, vil bestemte lag i massivtreelementet som får belastning vinkelrett på elementretningen være med på å redusere kapasiteten til hele elementet. Den totale skjærdeformasjonen til elementet vil derfor påvirke den totale stivheten til elementene (Mestek et al. 2008).

På grunn av treets lave rulleskjærmodul vil den totale skjærdeformasjonen hovedsakelig være forårsaket av deformasjoner i tverrgående sjikt og deformasjonen vil øke med økende tykkelse på det tverrgående sjiktet. Rulleskjærmodulen til trevirke er avhengig av faktorer som densitet og årringbredde og orienteringen av disse. På bakgrunn av dette er det gjort tester for bestemmelse av representative skjærmoduler ved hjelp av metoder der man måler frekvensene på lameller utsatt for bøyning vinkelrett på fibre og på tvers av fibre (Fellmoser & Blass, 2004).

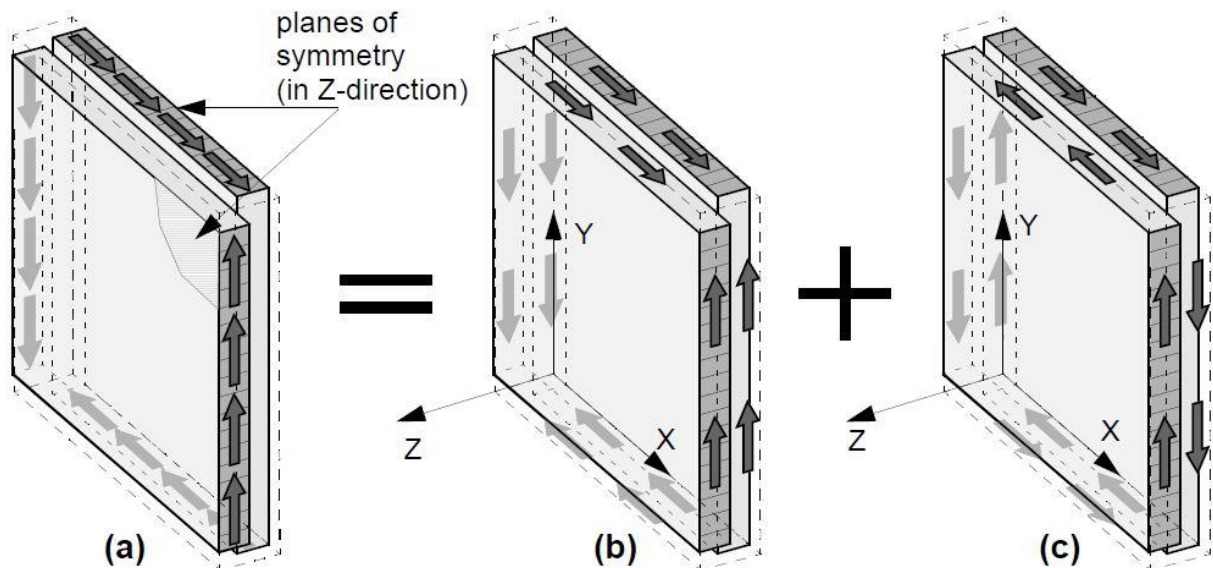
Trevirke har en lav rulleskjærmodul som varierer mellom 40 og 80 N/mm<sup>2</sup>. Dette har blitt verifisert av forsøk som viser at dette utgjør ca. 10 % av den totale skjærmodulen til trevirke ( $G_{R,mean}/G_{mean} = 0,10$ ), hvor skjærmodulen er gitt som:  $G_{mean} \approx E_{parallel}/16$  (Fellmoser & Blass, 2004).

### 3.4.2. Skjærdeformasjon

Spenningsfordelingen og deformasjonen hos krysslagte massivtreelementer belastet vinkelrett på elementplanet er avhengig av skjærdeformasjonen. Studier har vist at skjær ikke vil påvirke deformasjonen i stor grad der forholdet mellom spennvidden og tykkelsen til et krysslagt massivtreelement er stort. Med økende spennvidde vil skjærpåvirkningen avta og bøyedeforrasjoner vil dominere. Skjærdeformasjonen vil derfor, i følge Blass & Fellmoser, 2004, bli neglisjert under følgende forhold, hvor L er spennvidden og t er tykkelsen til massivtreelementet:

- $L/t \geq 30$ , når belastningen er vinkelrett på elementplanet og parallelt med hovedretningen på elementet.
- $L/t \geq 20$ , når belastningen er vinkelrett på elementplanet og vinkelrett med hovedretningen på elementet.

For massivtreelementene som blir belastet i planet overføres skjærspenninger på de vertikale og horisontale tverrsnittene til lamellene. Deformasjonene som oppstår er som følge av glidning mellom de ulike sjiktene på grunn av friksjon i limfugen mellom disse.



**Figur 3.3:** Skjærspenninger i et massivtreelement. a) Den totale skjærpåvirkningen, ikke kantlimte lameller, b) ren skjærpåvirkning, kantlimte lameller, c) skjærpåvirkning på grunn av torsjon, ikke kantlimte lameller. Foto: (Moosbrugger et al. 2006).

Fra skjærbruddforsøk gjort med massivtreelementer er det kjent at bruddet oppstår i de tverrgående sjiktene til elementet. Fra disse undersøkelsene vises det at den totale skjærpåvirkningen kan deles inn i to prinsipper som vist i figur 3.3. Det første prinsippet er en ren skjærpåvirkning (figur 3.3b) mens i det andre prinsippet vil skjærspenninger oppstå på grunn av et torsjonsmoment i limfugen mellom sjiktene (figur 3.3) (Moosbrugger et al. 2006).

Figur 3.3 illustrerer de ulike prinsippene som forklart over, men det skilles også mellom massivtreelementer der lamellene er kantlimte eller ikke-kantlimte. For kantlimte elementer forutsetter man en sammenhengende struktur av de ulike sjiktene på grunn av fast kontakt mellom lamellene, på lik linje med en homogen skive. På grunnlag av dette går man ut i fra at det ikke oppstår noen glidning eller deformasjoner mellom sjiktene. Dette prinsippet vises i figur 3.3b). For ikke kantlimte elementer derimot, vil en skjærstrøm inntreffe på framsiden av lamellen, mellom sjiktene, på grunn av torsjon i limfugen mellom lagene. Se figur 3.3c). Denne opptreden skyldes hovedsakelig treets lave rulleskjærmodul og treets lave styrke på tvers av fibre.

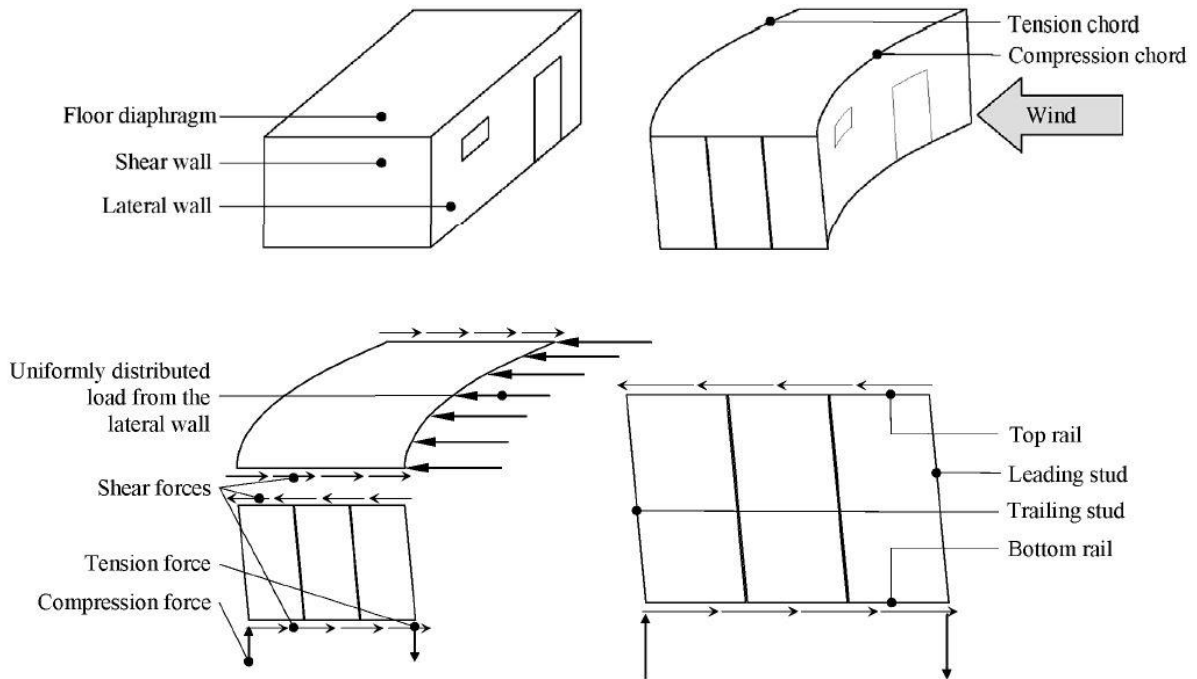
### 3.5 Bruk av massivtre i fleretasjes hus

Ved å bygge med massivtre åpner man muligheten for å bygge med tre der man vanligvis hadde brukt tradisjonelle materialer som stål og betong. Å bygge med massivtreelementer gir fleksibilitet både i formgivingen og i planløsning til konstruksjonen, i tillegg til å sikre en hurtig og effektiv måte å bygge på.

#### 3.5.1 Last og lastvirkning

For store konstruksjoner vil både de vertikale og horisontale kreftene øke med høyden på bygget. Det er derfor viktig at man har økt fokus på disse kreftene under prosjekteringen. De vertikale kreftene i konstruksjonen forårsakes hovedsakelig fra snølast, egenvekt og nyttelast. Disse overføres gjennom konstruksjonen og tas opp i fundamentet. De horisontale kreftene på konstruksjonen oppstår hovedsakelig fra vindbelastninger eller jordskjelv. Disse kreftene forårsaker horisontale deformasjoner i tillegg til deformasjoner på grunn av torsjon.

Figur 3.4 illustrerer en generell modell for et trehus på en etasje som belastes for en horisontal vindbelastning. Vindkreftene som inntreffer på siden av bygget tas opp i ytterveggene på lo- og lesiden av konstruksjonen og overføres deretter ned til grunnen eller via etasjeskilleren, som kan betraktes som en skive. Denne skiven opptrer som en "høy" bjelke der skjærkreftene tas opp av skiven i spennretning og bøyespennningene tas opp i endragere i form av strekk eller trykk. Skjærkreftene overføres videre fra skiven i etasjeskilleren og ned til de stabiliserende veggskivene i gavlveggen, som kalles for skjærvegger nettopp på grunn av denne opptreden, se figur 3.4. Videre overføres skjærspenningene, som skjærstrømmer, ned til fundamentet. Denne modellen kan utvides for trehus med flere etasjer der skjærkreftene overføres videre til de underliggende etasjene istedenfor direkte ned i fundamentet (Vessby, 2011).



**Figur 3.4:** Modell for lastoverføring i for et trehus på en etasje. Foto: (Vessby, 2008).

### 3.5.2 Stabilitet og forankring

For høye konstruksjoner, på tre-fire etasjer eller mer, stilles det krav til byggets stabilitet og nødvendig forankring. Her vil geografisk plassering og byggets høyde være avgjørende faktorer. Jo høyere bygg, jo høyere vindbelastning, på grunn av dets økte areal. Store veggflater vil derfor ha stor betydning på vindens referansehastighet slik at det blir en større belastning på byggets avstivningssystem.

Egenvekten til konstruksjonen vil også ha mye å si for stabiliteten til bygget. Et fleretasjes trehus i massivtre kan for eksempel kreve mer forankring enn for et bygg i stål og betong, da høyhus i tre er mye lettere enn høye konstruksjoner i stål og betong. Et bygg med massivtreelementer er likevel mye tyngre enn tradisjonelle trebjelkelag.

For fleretasjeshus i massivtreelementer vil stabiliseringen oftest være via skivevirkninger i vegger, etasjeskillere eller sjakter. Med krysslagte massivtreelementer vil veggene kunne brukes som avstivende veggskiver. Store utfordringer dukker likevel opp når veggflatene inneholder mange utsparinger. Dette vil gjøre det vanskelig å føre kreftene ned i bygget og må tas hensyn til med tilstrekkelig forankring.

I tillegg vil etasjeskillerne i massivtrekonstruksjoner fungere som en horisontal skive og overføre de ytre vindkreftene dersom disse er kontinuerlige. I praksis vil etasjeskillerne av og til ikke kunne være kontinuerlige på grunn av kravene til lydisolering, og derfor ha begrenset funksjon som stabiliserende skive. Sammenkoblingene mellom elementene vil derfor også spille en stor rolle når det kommer til både stabiliteten og styrke- og stivhetsegenskapene til bygget. Det vil også være behov for forankring mellom etasjene der etasjeskillerne er fritt opplagt på bærende yttervegger.

### 3.5.3 Sammenkoblinger

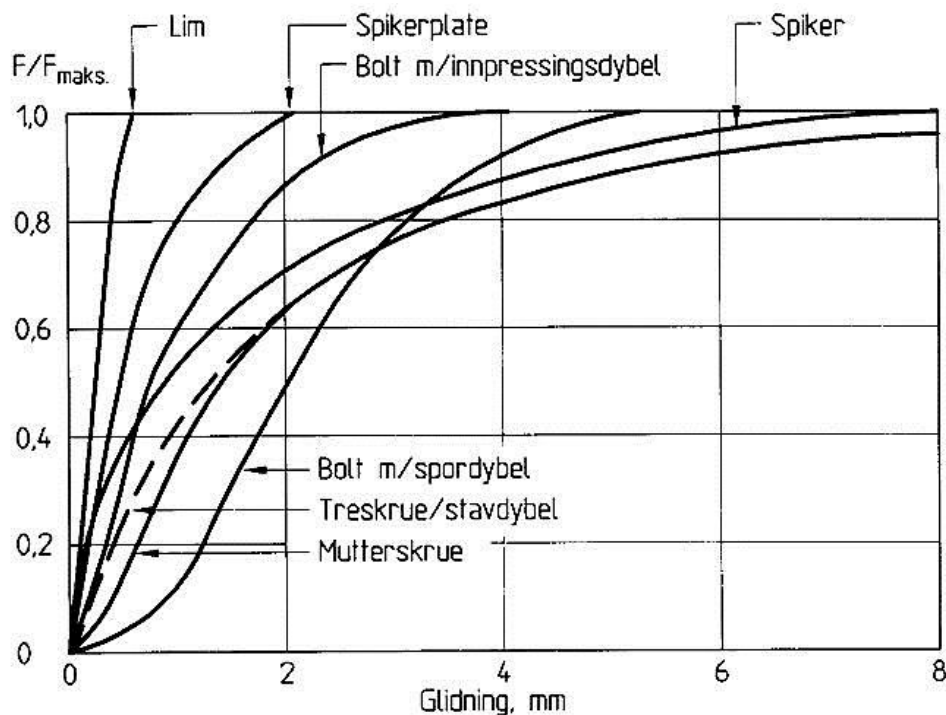
Dette avsnittet er hovedsakelig basert på håndboken "CLT Handbook" (Mohammad et al. 2011), hvis ikke annet er spesifisert.

Sammenkoblingene i et fleretasjes massivtrehus spiller en stor rolle når det kommer til stabiliteten, duktiliteten og styrke- og stivhetsegenskapene til bygget. En stor del av utfordringene ligger i å få de store kontinuerlige massivtreelementene koblet sammen på en god måte uten å redusere styrken og stivheten til bygget.

#### Forbindelsesmidler

For å oppnå ønsket stivhet i sammenføyde konstruksjonsdeler er forbindelsesmidlene helt avgjørende. Det finnes forbindelsesmidler i en rekke typer med ulike egenskaper egnet til forskjellig bruk. Ved valg av forbindertyper vil bruksområde og egenskaper være bestemmende i likhet med faktorer som: pris, tilgjengelighet, estetikk og evnen den har til å koble sammen materialet. Mekaniske forbindertyper betegnes ofte som myke da de er duktile og derfor også vil gi større deformasjoner. Dette omfatter forbindertyper som: spiker, bolter, dybler og skruer (Treteknisk, 2007).

Figur 3.5 viser glidningen i forskjellige forbindertyper utsatt for en belastning. Som vi kan se så er limte forbindelser den stiveste varianten mens spiker og skruer er den mest duktile forbindertypen med lavest stivhet og en mykere oppførsel.



Figur 3.5: Kraft- glidningsdiagram som uttrykker stivheter til de ulike forbinderne. Foto: Bovim, N.I. 2009.

Den mest vanlige forbindertypen ved bygging med massivtre er selvborende skruer. Dette er på grunn av skruens gode uttrekkskapasitet og evnen til å kunne ta opp krefter både aksialt og på tvers. I motsetning til vanlige treskruer er det heller ikke behov for forboring, hvilket gjør det både enklere og raskere å montere på byggeplassen.

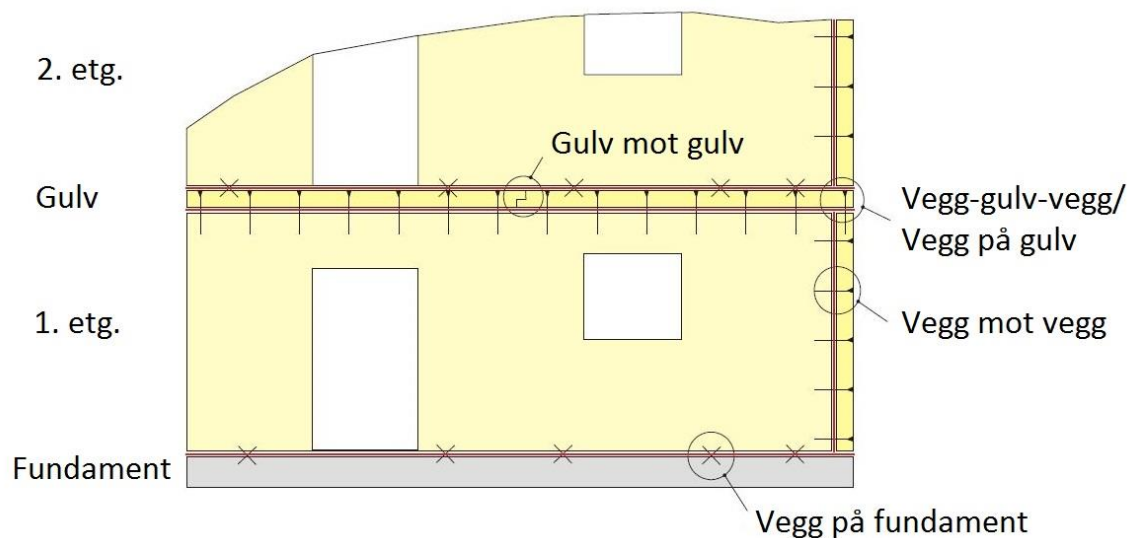
I noen tilfeller benyttes det også lim sammen med forbindeerne for å gjøre sammenføyningen sterkere og stivere med små deformasjoner. Limfugen vil kunne bidra til å overføre last i lengderetningen og på tvers av denne. Epoxylim er vanlig å anvende for liming av sammenføyningene på byggeplassen (Martinsons, 2006).

### Prinsipper for sammenføyninger

Massivtreelementene kobles som oftest sammen med not- og fjærløsninger som igjen skrues sammen med selvborende skruer for å gjøre jobben enklest og raskest mulig. Disse koblingene betegnes som ”myke” da forbindelsene ikke er stive og ikke kan overføre bøyemomenter, men kun skjærkrefter.

Det finnes ulike typer sammenføyninger når man kobler sammen massivtreelementene. Sammenføyningsdetaljene kan deles inn i fire forskjellige grupper ettersom hvor de benyttes: gulv mot gulv, vegg på gulv, vegg mot vegg, og vegg på fundament (Augustin, 2008).

I dette avsnittet presenteres et utvalg av de mest tradisjonelle metodene for sammenføyning av massivtreelementer. Figur 3.6 viser en oversikt over ulike områder der typiske sammenføyninger finner sted.



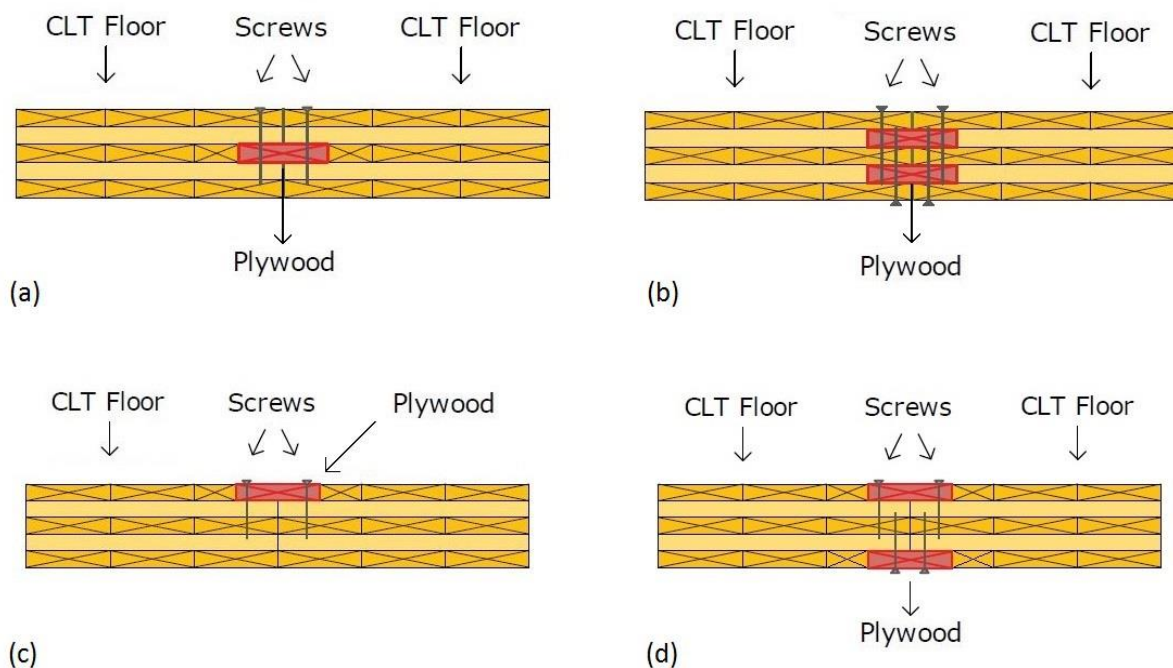
Figur 3.6: Ulike sammenføyningsdetaljer. Foto: (Augustin, 2008).



## Gulv- og veggskjøter

Prinsippene som brukes for sammenføyninger av vegg mot vegg er de samme som gjelder for sammenføyning av gulv mot gulv. Elementene kobles som oftest sammen i lengderetning i elementets plan. Alle koblingene må kunne ta opp krefter som både oppstår i planet og på tvers av planet. For eksempel må koblingene i veggelementene motstå skjærkrefter i planet og bøyning ut av planet. Koblingene i gulvelementene må kunne ta opp krefter i planet for å opptre som en skive.

I sammenføyningene vist i figur 3.7 kobles massivtreelementene vanligvis sammen med ett eller to bord av typen kryssfiner eller parallellfiner.



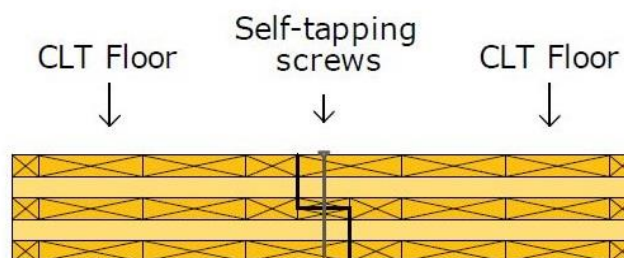
**Figur 3.7:** Sammenføyning av elementer med bord. a) Sammenføyning med ett innfrest bord, b) Sammenføyning med to innfreste bord, c) Sammenføyning med ett synlig dekkbord, d) Sammenføyning med to synlige dekkbord. Foto: (Mohammad et al. 2011).

I figur 3.7a og 3.7b plasseres bordene inn i ferdig utfreste spor i massivtreelementene og festes ved hjelp av skruer. Disse to koblingene er fordelaktige da de vil gi en dobbel skjærforbindelse og derfor har gode evner til å kunne ta opp skjærkrefter. Skruerforbindelsene overfører krefter både på langs og på tvers av lengderetningen. Den vil også ha mulighetene til å kunne ta opp krefter vinkelrett på planet. Det kreves samtidig en nøyaktighet på fabrikken når en skal frese ut spor i elementene for å unngå problemer når en skal koble sammen disse på byggeplassen.

Figur 3.7c viser en sammenføyning som er en enklere variant enn den nevnt over. Massivtreelementene kobles sammen ved hjelp av et dekkbord på oversiden og festes med tre skruer. Denne oppbyggingen er som regel noe dårligere sammenlignet med den forrige sammenføyningen på grunn av at denne kun vil gi en enkel skjærforbindelse og vil dermed heller ikke være like stiv. I dette tilfelle er det her også brukt ett sett med doble skruer som vil være med på å overføre krefter i fugens lengderetning og på tvers av denne.

Figur 3.7d viser en variant av den nevnt over, men denne består av to synlige dekkbord for å øke styrken og stivheten til sammenføyningen. De to dekkbordene vil gi en dobbel skjærforbindelse og dermed også to sett med doble skruer som er med på å øke kapasiteten til sammenføyningen. Denne sammenføyningen kan også overføre momenter (Augustin, 2008).

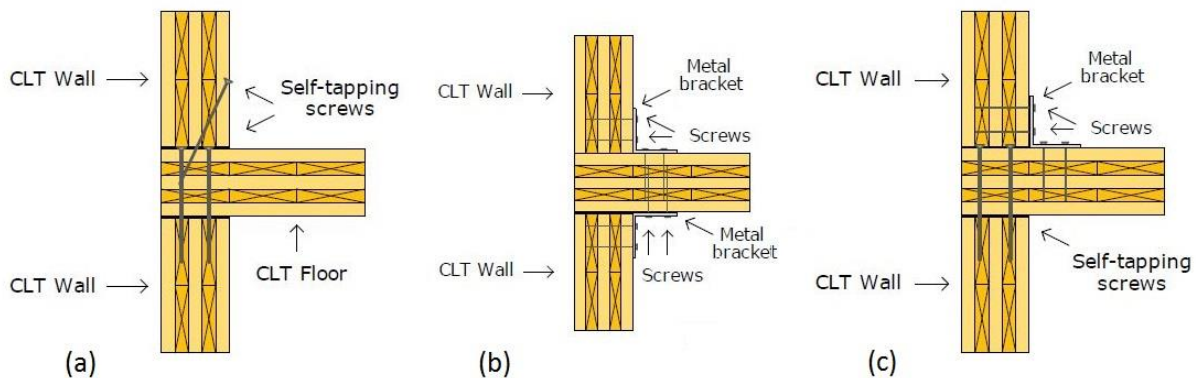
Figur 3.8 illustrerer en overlappet skjøl som regnes som en av de enkleste og raskeste sammenføyningene å montere. Elementene kommer med ferdig utfreste profiler fra fabrikken og settes sammen og festes med selvborende skruer. Denne sammenføyningen kan ta opp krefter både normalt og på tvers av planet, men egner seg ikke til overføring av momenter (Augustin, 2008). Ulempen og den største utfordringen med denne detaljen er når det oppstår ujevne belastninger som vil kunne føre til spenninger på tvers av fibre og slik at tverrestrekkbrudd oppstår.



**Figur 3.8:** Overlappet skjøl. Foto: (Mohammad et al. 2011).

## Vegg på gulv

Nedenfor vises ulike prinsipper for sammenføring av massivtreelementer på gulv i plattformkonstruksjoner. Plattformkonstruksjoner er konstruksjoner der etasjeskillerne, som strekker seg helt ut mot fasaden, monteres på de underliggende veggene før resten av bygget reises. Fordelen med dette er at man har en trygg arbeidsplattform å jobbe på.



**Figur 3.9** Sammenføringer av vegg på gulv. a) Sammenføring med selvborende skruer, b) Sammenføring med vinkler og skruer, c) Sammenføring med vinkler og selvborende skruer. Foto: (Mohammad et al. 2011).

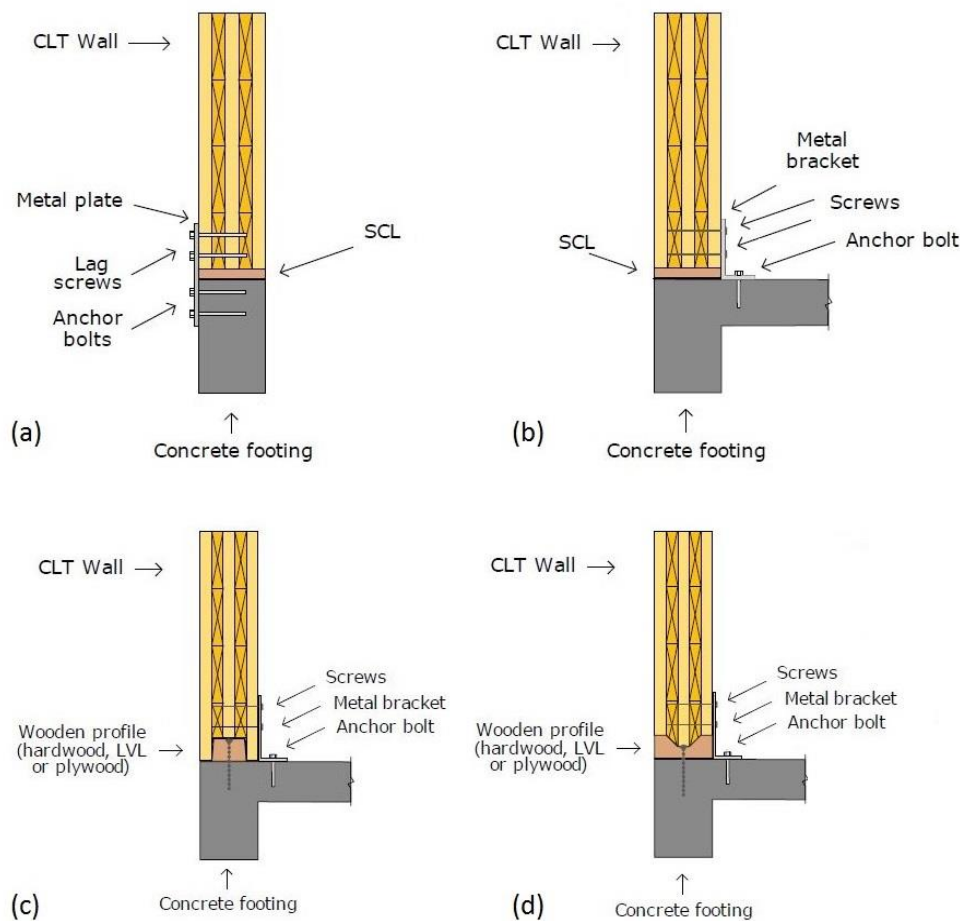
Figur 3.9a viser en sammenføring av vegg-gulv-vegg med selvborende skruer. De selvborende skruene skrues inn gulvet og direkte inn i endeveden på veggelementet under. Vanskeligheter kan oppstå når skruene skrues inn i endeveden til elementet, da utfordringen ligger i og ikke treffe endeveden til de sjiktene som ligger i elementets lengderetning eller i limfugen mellom lamellene. Dette kan føre til oppsprekking av lamellen og elementet og gi sammenføyningen en lavere kapasitet. Dersom dette skjer vil dette ikke være kritisk for små laster, men avgjørende for vegger som er utsatt for store vind- og jordskjelvkrefter.

For å styrke sammenføyningen kan man i tillegg skru inn skruer med en vinkel i forhold til veggen, som vist i figur 3.9a. Ved å gjøre det på denne måten vil man styrke kapasiteten til koblingen. I andre tilfeller settes det også skruer på kryss der den ene skruen tar strekk mens den andre tar trykk. Til sammen overfører de en skjærkraft. Dersom den skrå skruen i noen tilfeller er lenger og vinkelen en annen vil skruen nå veggen på undersiden og koble disse sammen og få en sterkere sammenføyning.

Den enkleste og mest effektive måten å koble sammen vegger som står vinkelrett på hverandre, er ved hjelp av vinkler i stål. Se figur 3.9b og 3.9c. Med denne metoden kan de horisontale lastene fra for eksempel vind tas opp i gulvelementene i tillegg til løftekrefter i veggene. Når det gjelder brannmotstanden, kan dette bli ivaretatt ved bruk av gipsplater på utsiden.

### Vegg på fundament

For å koble sammen massivtreelementene på betongfundament benyttes ulike festemidler som stålplater, treprofiler og vinkler som festes til betongen ved hjelp av bolter. Se figur 3.10. Massivtreelementene bør unngå direkte kontakt med betongen på grunn av fare for oppsprekking forårsaket av fuktighet i betongen. Dette løses ved hjelp av behandlede bunnsviller eller pakningslister mellom betongen og massivtreelementet.



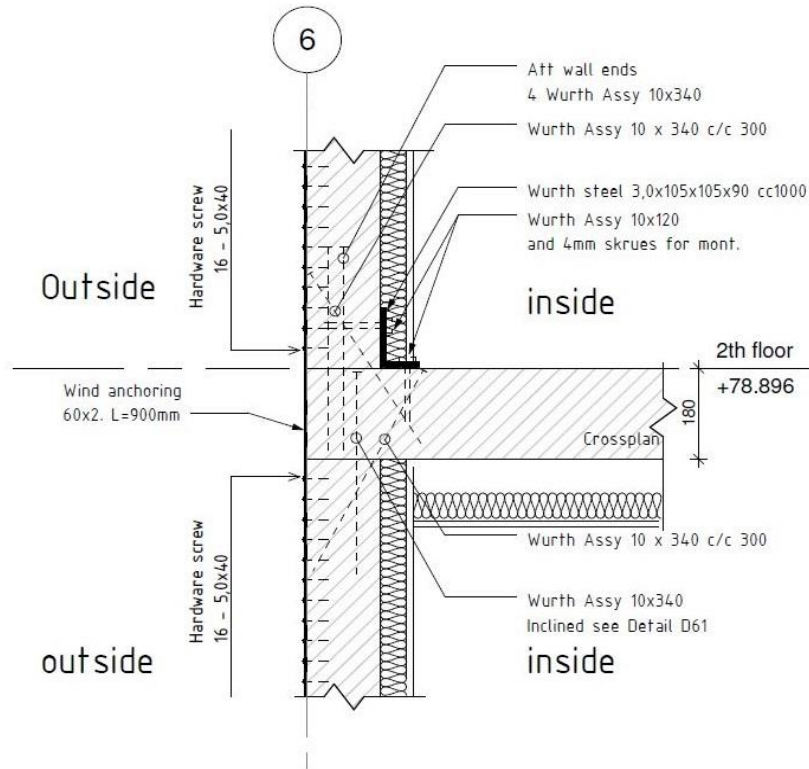
**Figur 3.10:** Vegg på fundament. a) Sammenføyning med stålplate, b) Sammenføyning med vinkel, c) Sammenføyning med treprofil i utfrest spor, d) Sammenføyning med eksponert treprofil.  
 Foto: (Mohammad et al. 2011).

Eksponerte stålplater er det mest vanlige festemiddelet for massivtre på betongfundament. Det forutsetter at det er muligheter for tilgang på utsiden til å kunne montere elementet. Se figur 3.10a. Dersom det er minimalt med tilgang på utsiden av bygget for montering av stålplater er vinkler en alternativ løsning, som vist i figur 3.10b, c og d. Der dette er mulig kan denne metoden også kombineres med eksponerte stålplater for en enda stivere sammenføyning og bedre evne til å kunne ta opp horisontale laster.

Innfelte treprofiler kan også benyttes som vist i figur 3.10c og 3.10d. Treprofilene må ha en høy densitet og bestandighet, og festes til elementene ved hjelp av lim, treskruer eller selvborende skruer. Treprofilene er med på å øke kapasiteten til sammenføyningen da lim og økt antall skruer er med på å forsterke enden på elementet. Treprofilene benyttes som oftest sammen med vinkler og stålplater for å øke kapasiteten for horisontale laster. Fordelen med denne sammenføyningen er at den er enkel å montere på byggeplass. Bruk av treprofiler kan også brukes i sammenføyninger mellom vegg mot og gulv mot gulv.

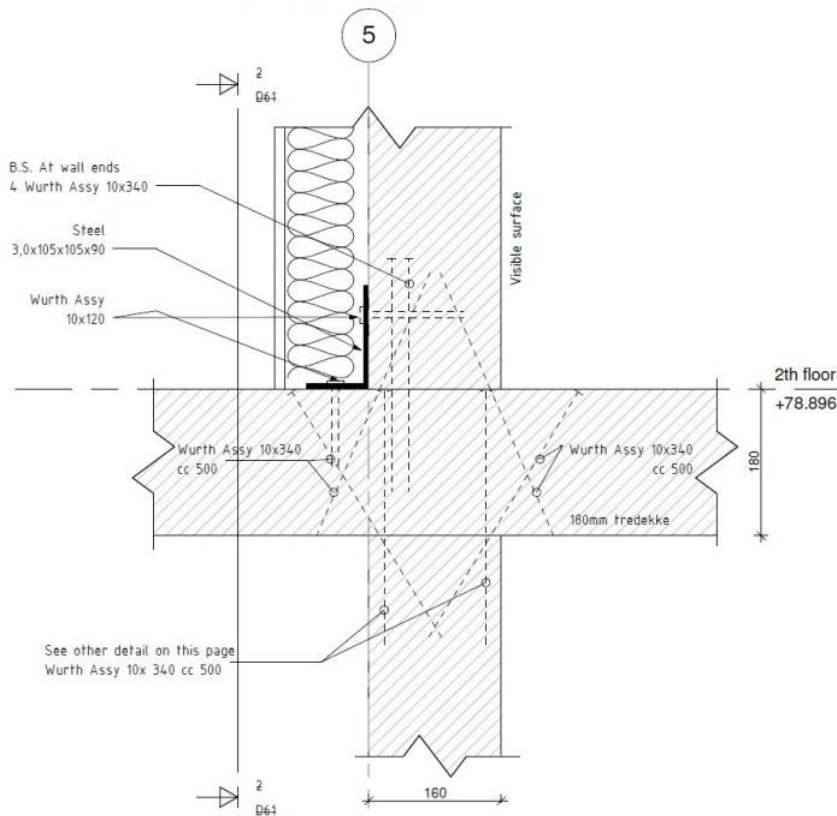
### **Sammenføyninger i Palisaden**

I figur 3.11 vises sammenføyningen mellom overgangen vegg-gulv-vegg i ytterveggen til Palisaden. Det benyttes her en forbindelse der alle skruene er satt inn med skrå vinkel. I tillegg benyttes også stålplater i overgangen mellom vegg og etasjeskiller samt vinkler i stål på innsiden.



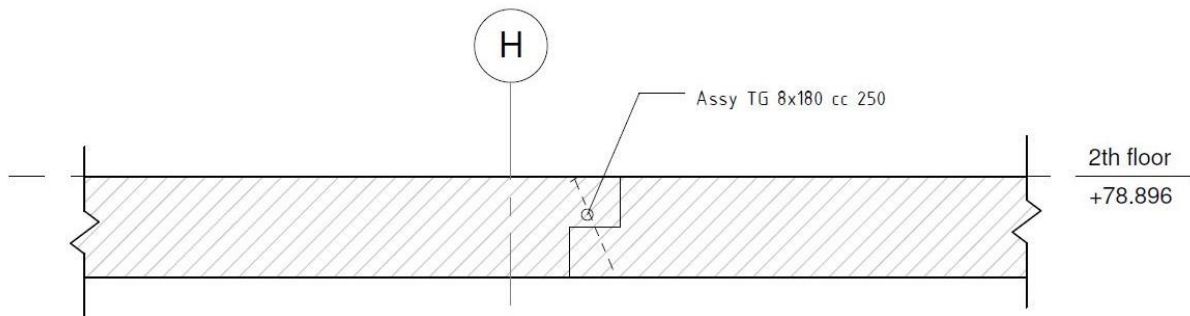
**Figur 3.11** Sammenføyning av yttervegger og etasjeskiller i Palisaden. Kilde: (Grøthe, 2013).

I figur 3.12 vises en overgang mellom innervegg og etasjeskiller hvor vinkelen i stål er skjult av isolasjon og gipsplate inn mot hybelleiligheten. Her er også alle skruene satt inn med skrå vinkel.



**Figur 3.12:** Sammenføyning av innvendig vegger og etasjeskiller i Palisaden. Kilde: (Grøthe, 2013).

I figur 3.13 vises sammenføyningen av en gulvskjøt i Palisaden. Det brukes her en forbindelse med en skrue på skrå i skjøten.



**Figur 3.13:** Sammenføyning av gulv-gulv forbindelse i Palisaden. Kilde: (Grøthe, 2013)

### 3.6 Beregningsmetode for krysslagte massivtreelementer

Massivtreelementene har som sagt ulike egenskaper i de ulike retningene hvilket betyr at styrke- og stivhetsegenskapene til elementene er avhengig av type belastning de utsettes for.

Det finnes ulike beregningsmetoder for bestemmelse av styrke- og stivhetsegenskapene til krysslagte massivtreelementer. De tre mest brukte metodene er kompositteorien, teori for mekanisk sammensatte bjelker ("Gamma Metoden") og skjæranalogi metoden. Nedenfor følger en beskrivelse av nevnte beregningsmetoder.

#### 3.6.1 Kompositteori

Denne metoden baserer seg på styrke- og stivhetsegenskaper til hvert enkelt sjikt. Sjiktene er avhengig av elementets tykkelse og sjiktens orientering i forhold til hovedretningen.

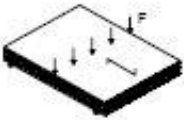
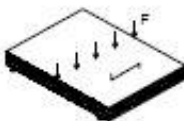
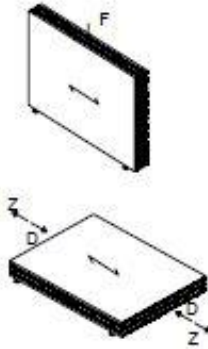
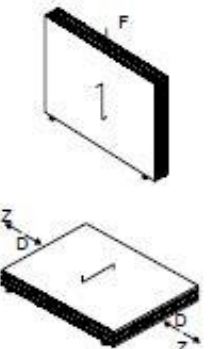
Metoden er kjent fra beregning med kryssfiner der den totale bøyestivheten til elementtverrsnittet beregnes ut i fra summen av bidragene fra de enkelte sjiktene. De krysslagte sjiktene som ligger vinkelrett på hovedretningen blir, ved beregning med kryssfiner, ikke tatt hensyn til slik at E-modulen vinkelrett på fibre (E<sub>90</sub>) er antatt å være lik null. Dette fordi E-modulen vinkelrett på fibre er mye mindre enn E-modulen parallelt med fibre (E<sub>0</sub>). Forsøk har vist at det er store avvik fra beregnede stivhetsegenskaper ved hjelp av "kryssfiner-metoden" og målinger gjort med massivtreelementer. Dette kan ha sammenheng med at sjiktene på tvers ikke blir tatt med i betraktning (Blass & Fellmoser, 2004).

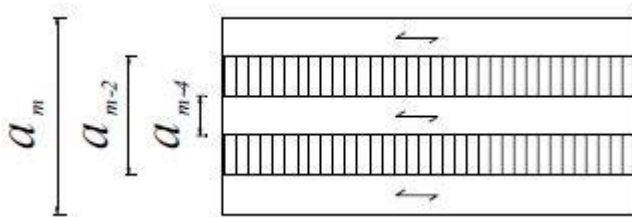
Kompositteorien er basert på samme utgangspunkt som i beregningsmodellen nevnt ovenfor, bortsett fra at man i denne metoden tar hensyn til de tverrgående sjiktene i elementet. Det vil si at sjiktene som er belastet parallelt med fibre og de tverrgående sjiktene som er belastet vinkelrett på fibre tas med i betraktning. Stivheten til de tverrgående sjiktene blir her satt til å være:  $E_{90} = E_0 / 30$ . Kompositteorien tar derimot ikke hensyn til skjærdeformasjon og gjelder derfor kun der forhold mellom spennvidde og tykkelse er stor (Blass & Fellmoser, 2004).

For å kunne bestemme elementtverrsnittets effektive totale bøyestivhet ved denne metoden brukes ulike komposisjonsfaktorer. Disse komposisjonsfaktorene styres av retningen på belastningen, antall sjikt og sjiktets tykkelse. Se tabell 3.1.



**Tabell 3.1:** Komposisjonsfaktorer  $k_i$  for massivtreelementer. Kilde: (Blass & Fellmoser, 2004).

	$k_i$
	$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$
	$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$



**Figur 3.14:** Oppbygging av et massivtrelement med hensyn på komposisjonsfaktorer. Foto: (Blass & Fellmoser, 2004).

E-modulen parallelt med fibre blir multiplisert med en komposisjonsfaktor som gir oss følgende effektive E-modul og effektive bøyestivhet:

$$E_{eff} = E_0 \cdot k_i \quad (3.1)$$

$$(EI)_{eff} = E_{eff} \cdot \frac{b \cdot h_{tot}^3}{12} \quad (3.2)$$

Hvor:

$E_{eff}$	- effektiv elastisitetsmodul	[N/mm <sup>2</sup> ]
$(EI)_{eff}$	- effektiv bøyestivhet	[Nmm <sup>2</sup> ]
$E_0$	- elastisitetsmodul parallelt med fibre	[N/mm <sup>2</sup> ]
$k_i$	- komposisjonsfaktor	[-]
$b$	- bredden på elementet = 1000 mm	[mm]
$h_{tot}$	- total høyde/tykkelse til massivtreelementet	[mm]

Formlene (3.1) og (3.2) beskriver spenningsfordelingen til hele massivtreelementet og gir oss sammensatte effektive stivheter for elementet. Komposisjonsfaktorene brukes videre for å korrigere stivhets- og styrkeegenskaper til elementene utsatt for ulik belastning.

Selv om massivtreelementene vanligvis produseres med lameller i kvalitet C24, så vil de karakteristiske verdiene for limtre GL28h være en mer presis tilnærming ved beregning av styrke- og stivhetsegenskaper for kompositteorien. Dette på grunn av verdiene for C24 ikke tar hensyn til sammenlimingen mellom lamellene (Blass & Fellmoser, 2004).

### 3.6.2 Teori for mekanisk sammensatte bjelker ("Gamma Metoden")

Gamma metoden er basert på en beregningsmetode for mekanisk sammensatte bjelker, på samme måte som for en I-bjelke, beskrevet i "Tillegg B" i Eurocode 5 (EC5).

For å beregne bøyestivheten til elementet ved hjelp av denne teorien ser man først og fremst bort i fra de tverrgående sjiktene i likhet med beregningsmetoden for kryssfiner. For å kunne ta hensyn til skjærdeformasjon antas det at fiktive forbindelsesmidler kobler sammen de langsgående lamellene til elementet. Disse sammenføyde lamellene kan betraktes som en bjelke der forbindelsesmidlene representerer rulleskjærstivheten til de tverrgående sjiktene. I stedet for å se på glidning i de mekaniske forbinderne er bidraget fra de fiktive forbindelsesmidlene gitt ved en reduksjonsfaktor,  $\gamma$ , i formelen for bøyestivheten til elementet (Gagnon & Poposki, 2011):

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (3.3)$$

Hvor:

$(EI)_{eff}$	- effektiv bøyestivhet	[N/mm <sup>2</sup> ]
E	- gjennomsnittlig elastisitetsmodul	[N/mm <sup>2</sup> ]
$I_i$	- arealtreghetsmoment til sjikt i	[mm <sup>4</sup> ]
$A_i$	- tverrsnittsareal til sjikt i	[mm <sup>4</sup> ]
$a_2$	- avstanden mellom lokalt og global tyngdepunkt	[mm]

Reduksjonsfaktoren varierer mellom 0 og 1, der  $\gamma=1$  tilsvarer 100 % samvirke mellom sjiktene som inngår. I ligning B.5 i EC5, "Tillegg B", erstattes uttrykket  $s_i/K_i$ , i formelen for reduksjonsfaktoren  $\gamma_i$ , med  $h_i/G_R \cdot b$  slik at reduksjonsfaktoren for limte krysslagte elementer blir:

$$\gamma_i = \left[ 1,0 + \frac{\pi^2 E_i A_i h_i}{(G_R b l^2)} \right]^{-1} \quad (3.4)$$

Hvor:

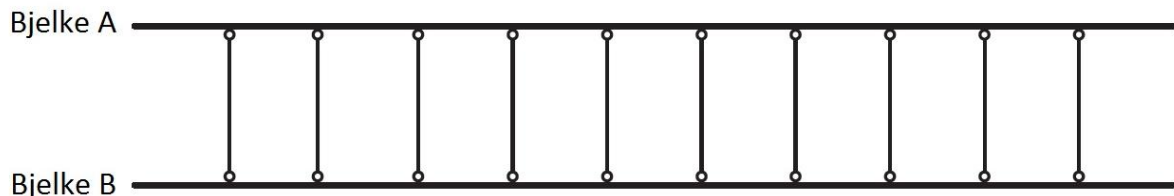
$\gamma_i$	- reduksjonsfaktor for fiktive forbindelsesmidler	[-]
$h_i$	- tykkelse på de tverrgående sjiktene	[mm]
$G_R$	- rulleskjærmodul	[N/mm <sup>2</sup> ]
b	- bredden på elementet = 1000 mm	[mm]

Denne metoden gir best resultater for fritt opplagte bjelker med parabelformet lastfordeling og elementer med tre sjikt. Siden denne beregningsmetoden tar hensyn til skjærdeformasjon er den best egnet der det er små forhold mellom spennvidde og tykkelse.

### 3.6.3 Skjæranalogimetoden

Denne beregningsmetoden er ifølge Blass & Fellmoser, 2004 den mest presise metoden for utregning av styrke- og stivhetsegenskaper til massivtreelementer. Metoden tar hensyn til effekten av skjærdeformasjon i både langsgående- og tverrgående sjikt, da forskjellig E-modul og G-modul til de ulike sjiktene tas med i beregningen. I tillegg gir ikke denne metoden noen begrensninger på antall sjikt som kan beregnes.

Skjæranalogimetoden går hovedsakelig ut på at man betrakter et massivtreelement som to virtuelle bjelker, kalt bjelke A og bjelke B. Disse bjelkene anses å være koblet sammen med uendelige stive staver slik at nedbøyning og deformasjoner på bjelken, påført av ytre laster, antas til å være det samme for begge bjelkene, det vil si at:  $u_A = u_B$  (Gagnon & Poposki, 2011). Se figur 3.15.



**Figur 3.15:** Prinsippskisse av koblede stive staver mellom bjelke A og bjelke B.

Bjelke A er uttrykt som summen av bøyestivheten til alle sjikt hvor det ikke regnes med statisk samvirke mellom de forskjellige sjiktene. Bjelke A har i tillegg uendelig stor skjærstivhet. Bøyestivheten og skjærstivheten til bjelke A kan derfor beskrives ved følgende formler:

$$(EI)_A = \sum_1^n E_i \cdot I_i = \frac{b}{12} \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i^3 \quad (3.5)$$

$$(GA)_A = \infty$$

Hvor:

$(EI)_A$	- bøyestivhet for bjelke A	$[Nmm^2]$
$(GA)_A$	- skjærstivhet for bjelke A	$[N]$
$E_i$	- elastisitetsmodul for sjikt i	$[N/mm^2]$
$I_i$	- arealtregningsmoment til sjikt i	$[mm^4]$
$b$	- bredden på elementet = 1000 mm	$[mm]$
$d_i$	- tykkelsen til sjikt i	$[mm]$

For bjelke B regnes det med statisk samvirke mellom de ulike sjiktene og beskrives derfor som summen av "steinerandelen" til de forskjellige sjiktene:

$$(EI)_B = \sum_1^n E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 = b \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i \cdot z_i^2 \quad (3.6)$$

Hvor:

$(EI)_B$	- bøyestivhet for bjelke B	$[Nmm^2]$
$E_i$	- elastisitetsmodul for sjikt i	$[N/mm^2]$
$A_i$	- tverrsnittsareal til sjikt i	$[mm^2]$
$z_i$	- avstanden fra nøytralaksen til elementversnittet til tyngdepunktet til sjikt i	$[mm]$

Bjelke B gir i tillegg et bidrag til skjærstivheten og gjengis ved følgende uttrykk:

$$(GA)_B = a^2 \cdot \left[ \frac{1}{\sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{k_i} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i \cdot b} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n \cdot b}} \right] \quad (3.7)$$

Hvor:

$(GA)_B$	- skjærstivhet for bjelke B	[N]
$a$	- total tykkelse på elementet minus tykkelse på ytterste sjikt	[mm]
$d_i$	- tykkelsen til sjikt i	[mm]
$G_i$	- skjærmodul for sjikt i	[N/mm <sup>2</sup> ]
$b$	- bredden på elementet = 1000 mm	[mm]
$k_i = \frac{K_i}{s_i}$	- glidning i mekaniske forbindere	[N/mm <sup>2</sup> ]

Uttrykket for  $k_i$  gjelder kun for massivtreelementer som er satt sammen med mekaniske forbindere, der  $K_i$  er glidningsmodulen til forbindeeren og  $s_i$  er avstanden mellom forbindeerne.

Den totale effektive bøyestivheten for elementet finnes ved å summere bøyestivheten for bjelke A og bjelke B:

$$(EI)_{eff} = (EI)_A + (EI)_B = \frac{b}{12} \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i^3 + b \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i \cdot z_i^2 \quad (3.8)$$

For å finne effektiv E-modul for elementet, kan man dele den totale effektive bøyestivheten på arealtrehetsmomentet til elementet som om det tilsvarer et heltretverrsnitt:

$$E_{element} = \frac{(EI)_{eff}}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{tot}^3} \quad (3.9)$$

Effektiv skjærmodul finnes på samme måte, bare at man i dette tilfelle deler på et areal:

$$G_{element} = \frac{(GA)}{a \cdot b} \quad (3.10)$$

I ligningene beskrevet ovenfor brukes verdien  $E_0$  for sjiktene i lengderetning og  $E_{90}$  for sjiktene på tvers av lengderetning. Det er vanlig at de ytterste sjiktene til et massivtreelement

har en høyere kvalitet enn resten avsjiktene. For skjærmodul brukes  $G_{\text{mean}}$  for sjiktene i lengderetning, mens verdien for rulleskjær,  $G_R$ , benyttes for de tverrgående sjiktene.

### 3.6.4 Beregnede stivhetsegenskaper med ”Skjæranalogimetoden”

For å regne ut stivheter til massivtreelementene til Palisaden brukes skjæranalogimetoden som nevnt tidligere anses for å være den mest presise beregningsmodellen for krysslagte massivtreelementer.

Palisaden er bygd opp av åtte forskjellige elementtyper med ulik oppbygging og tykkelse. Felles for alle elementene er at yttersjiktet orienteres i elementets lengderetning og består av kvalitet C24, mens resten av sjiktene består av lameller med kvalitet C14. Dette er standard elementer som er hentet fra produktstandarden til Mayr-Melnhof Kaufmann, 2009a. Det vises også til kapittel 5 for nærmere beskrivelse og oppbygging av Palisaden.

Tabell 3.2: Ulike elementtyper og oppbygging.

Element beskrivelse		Element oppbygging				
Tykkelse: [mm]	Antall sjikt:	Sjikt 1: [mm]	Sjikt 2: [mm]	Sjikt 3: [mm]	Sjikt 4: [mm]	Sjikt 5: [mm]
90	3	30	30	30	-	-
100	5	20	20	20	20	20
120	5	30	20	20	20	20
130	5	25	26	28	26	25
140	5	40	20	20	20	40
160	5	40	20	40	20	40
180	5	40	30	40	30	40
200	5	60	20	40	20	60
		C24	C14	C14	C14	C24
		<b>L</b>	<b>T</b>	<b>L</b>	<b>T</b>	<b>L</b>

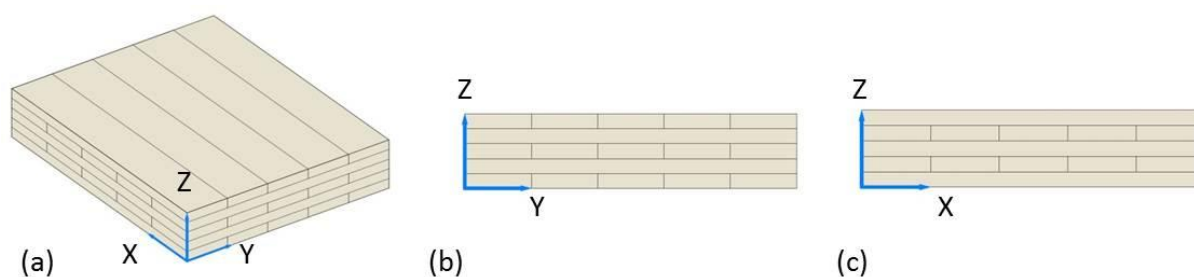
I formlene for utregning av bøyestivheter og skjærstivheter brukes verdiene for elastisitetsmodul og skjærmodul fra norsk standard NS-EN 338 "Konstruksjonstrevirke og fasthetsklasser". Disse er presentert i tabell 3.3.

**Tabell 3.3:** E-modul og G-modul for konstruksjonstrevirke i kvalitet C14 og C24.  
 Kilde: (Standard Norge, 2009)

Materialkvalitet:	$E_{0,mean}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{90,mean}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{mean}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_R$ : [N/mm <sup>2</sup> ]
C24	11 000	370	690	50
C14	7 000	230	440	50

Alle tverrsnittsdataene er beregnet med en medvirkende bredde på elementene lik 1000 mm og egenvekten er basert på en densitet lik 480 kg/m<sup>3</sup>, som kan sees i de tekniske dataene gitt for massivtreelementene (Mayr-Melnhof Kaufmann, 2009b).

Ved å bruke formlene presentert i forrige avsnitt, får vi følgende kalkulerte stivhetsverdier, presentert i tabell 3.4, 3.5 og 3.6. Lengderetning til massivtreelementene tilsvarer x-aksen, horisontal tverretning tilsvarer y-aksen og vertikal tverretning tilsvarer z-aksen i figur 3.16. Tabell 3.4 gir oss tverrsnittsdataene for elementet i lengderetning (x-retning), tabell 3.5 gir oss de samme dataene for elementene i horisontal tverretning (y-aksen), mens tabell 3.6 gir oss dataene for elementene i vertikal tverretning (z-aksen).



**Figur 3.16:** Retninger til massivtreelement. a) Vertikal tverretning (z-retning), b) lengderetning (x-retning), c) horisontal tverretning (y-retning).

Tabell 3.4 viser generelt at jo flere sjikt, desto mindre E-modul. Dette henger sammen med at vi med økende antall sjikt også får flere sjikt som ligger på tvers av lengderetning. Dette er derfor med på å gi en synkende E-modul sammenlignet med et tilsvarende heltretversnitt i samme kvalitet.



**Tabell 3.4:** Tverrsnittsdata for massivtreelementene i elementets lengderetning (x-retning).

Element beskrivelse		Tverrsnittsdata i elementets lengderetning (x-retning)						
Tykkelse: [mm]	Antall sjikt:	$A_L$ : [mm <sup>2</sup> ]	$(EI)_A$ : [Nmm <sup>2</sup> ]	$(EI)_B$ : [Nmm <sup>2</sup> ]	$(EI)_{eff}$ : [Nmm <sup>2</sup> ]	$E_{element}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$GA$ : [kN]	$G_{element}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]
90	3	60 000	5,00E+10	5,94E+11	6,44E+11	10 601	5 595	93
100	5	60 000	1,96E+10	7,08E+11	7,27E+11	8 728	7 319	91
120	5	80 000	5,45E+10	1,34E+12	1,39E+12	9 685	9 112	101
130	5	78 000	4,21E+10	1,52E+12	1,57E+12	8 558	9 672	92
140	5	100 000	1,22E+11	2,20E+12	2,33E+12	10 172	11 069	111
160	5	120 000	1,55E+11	3,18E+12	3,33E+12	9 760	15 176	126
180	5	120 000	1,56E+11	4,33E+12	4,48E+12	9 228	14 531	104
200	5	160 000	4,34E+11	6,48E+12	6,91E+12	10 365	20 044	143

**Tabell 3.5:** Tverrsnittsdata for massivtreelementene i elementets horisontale tverretning (y-retning).

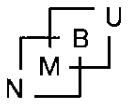
Element beskrivelse		Tverrsnittsdata i elementets tverretning (y-retning)						
Tykkelse: [mm]	Antall sjikt:	$A_L$ : [mm <sup>2</sup> ]	$(EI)_A$ : [Nmm <sup>2</sup> ]	$(EI)_B$ : [Nmm <sup>2</sup> ]	$(EI)_{eff}$ : [Nmm <sup>2</sup> ]	$E_{element}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$GA$ : [kN]	$G_{element}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]
90	3	30 000	1,74E+10	2,00E+10	3,74E+10	616	5 388	90
100	5	40 000	9,98E+09	1,36E+11	1,46E+11	1 748	7 184	90
120	5	40 000	1,12E+10	1,57E+11	1,68E+11	1 167	7 425	83
130	5	52 000	2,19E+10	3,16E+11	3,38E+11	1 847	9 358	89
140	5	40 000	1,34E+10	1,86E+11	1,99E+11	872	7 746	77
160	5	40 000	1,45E+10	3,59E+11	3,73E+11	1 093	8 516	71
180	5	60 000	3,67E+10	6,60E+11	6,96E+11	1 433	11 288	81
200	5	40 000	2,39E+10	4,70E+11	4,93E+11	740	9 374	67

Den resulterende E-modulen for massivtreelementet i vertikal tverretning (z-retning) blir utregnet som et gjennomsnitt av E-modulen på tvers av fibre,  $E_{90,mean}$ , av alle lamellene som massivtreelementene består av. Resultatet er vist i tabell 3.6.

**Tabell 3.6:** Tverrsnittsdata for massivtreelementene i elementets vertikale tverretning (z-retning).

Element beskrivelse		Tverrsnittsdata i elementets tverretning (z-retning)
Tykkelse: [mm]	Antall sjikt:	$E_{element}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]
90	3	277
100	5	286
120	5	300
130	5	284
140	5	310
160	5	300
180	5	292
200	5	314

For nøyere betraktning av tverrsnittsdataene henvises det til Excel fil vedlagt i vedlegg C.2.



## 4 Analyseteori

### 4.1 Elementmetoden

Elementmetoden "Finite Element Method" (FEM) er en numerisk metode for å finne løsningen på partielle differensialligninger. Metoden går ut på å dele opp den aktuelle konstruksjonen i flere små elementer. Dette kalles "meshing". Hvert element består av et begrenset antall noder i knutepunkter med tilhørende frihetsgrader. Elementene som grenser til hverandre kobles videre sammen i felles noder, slik at hele konstruksjonen består av et nett med elementer. Mellom nodene vil man kun få frem interpolerte verdier hvilket betyr at et finere mesh, eller flere elementer, vil gi en mer nøyaktig beregning

Videre bygges prinsippet på å regne ut stivheten til hvert element, for så å beregne stivheten til hele konstruksjonen. Stivheten til hvert element beregnes ved at det settes på en enhetsforskyvning i nodene. Dermed kan reaksjonskreftene som oppstår for å motvirke denne enhetsforskyvningen finnes. Den totale konstruksjonens stivhet finnes ved å summere alle elementenes stivhet for hver node i hele konstruksjonen (Waløen, 1993). For hvert enkelt element uttrykkes følgende ligningssystem som beskriver sammenhengen mellom krefter og forskyvninger:

$$S = k \cdot v \quad (4.1)$$

Hvor:

- $S$  - knutepunktskrefter
- $k$  - elementets stivhetsmatrise
- $v$  - elementets forskyvningsmatrise

Det totale ligningssystemet for alle elementene kan skrives på følgende måte og gir oss sammenhengen mellom stivheten, forskyvningen og kreftene for hele konstruksjonen:

$$K \cdot r = R \quad (4.2)$$

Hvor:

- $K$  - systemets stivhetsmatrise
- $r$  - knutepunktsforskyvninger
- $R$  - knutepunktskrefter

## 4.2 Statisk analyse

Ved bruk av elementmetoden er statistisk analyse den mest vanlige analysemetoden for konstruksjoner. Den viktigste betingelsen for statistisk analyse er at lastene påført i modellen er kvasi-statiske. Dette innebærer at lastene påføres så langsomt at farten og akselerasjonen til elementene i konstruksjonen kan antas å være lik null. Statisk analyse deles inn i lineær og ikke-lineær analyse.

### 4.2.1 Lineær analyse

Lineær analyse baseres på følgende tre forutsetninger:

1. Hookes lov for lineær elastiske materialer.
2. Naviers hypotese: Plane tverrsnitt forblir plane (etter deformasjon).
3. Små forskyvninger og rotasjoner

Dette innebærer at all geometri baseres på den udeformerte konstruksjonen og at superposisjonsprinsippet er gjeldende. Elementmetoden er enklest å benytte for lineære systemer, da ligningssystemet ikke trenger å beregnes mer enn en gang. Lineær analyse er derfor enkelt å beregne gjennom matriseregning og kan være en god løsning for å gjøre en enklere beregning av en konstruksjon. For mer omfattende statistiske analyser bør også en ikke-lineær analyse gjennomføres.

### 4.2.2 Ikke-lineær analyse

For ikke-lineære analyser finnes løsningen iterativt, ved å løse ligningssystemet flere ganger og dermed konvergere mot riktig løsning. Dette innebærer at superposisjonsprinsippet ikke lenger er gyldig. Det skilles mellom tre former for ikke-linearitet:

1. Strukturell ikke-linearitet (på et enkelt element).
2. Materialbasert ikke linearitet (på et enkelt element).
3. Geometrisk ikke linearitet (på hele konstruksjonen).

Strukturell ikke-linearitet foreligger ved at enkelte elementer i konstruksjonen blir tilegnet ikke-lineære egenskaper.

Materialbasert ikke-linearitet foreligger ved at materialer blir tilegnet ikke-lineære egenskaper. Eksempelvis kan mekaniske forbindelser gis elasto-plastiske eller plastiske egenskaper.

Geometrisk ikke linearitet tar hensyn til at geometrien endres under pålastning. Denne kan deles inn i to typer:

- små deformasjoner (2. ordens effekt). Dette innebærer at forskyvningene i nodene er så små at de kan sees bort i fra.

- store deformasjoner som innebærer at det tas hensyn til blant annet ”hengekøye-effekter”.

Det vil si at den deformerte bjelkeaksen danner en vinkel i forhold til utgangspunktet.

### 4.3 Dynamisk analyse

Dynamisk analyse baseres på Newtons andre lov som sier at summen av ytre krefter (F) på systemet er lik produktet av massen (m) og akselerasjonen (a) til konstruksjonen:

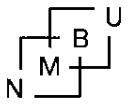
$$\Sigma F = m \cdot a \quad (4.3)$$

For en dynamisk analyse er lastene ikke kvasi-statiske. Dette betyr at massen til konstruksjonen vil få en fart og akselerasjon og dermed bli satt i bevegelse. Dynamisk analyse gjennomføres for å kontrollere om konstruksjoner tåler belastningene fra bevegelse i bygget som for eksempel ved jordskjelv dimensjonering (Huebner et al., 2001).

### 4.4 ANSYS Mechanical APDL

Palisaden er modellert i Finite Element programmet ANSYS Mechanical APDL (ANSYS Academic Teaching Mechanical), versjon 14.5. ANSYS er et omfattende numerisk elementmetodeprogram som brukes til flere typer lineære og ikke-lineære analyser i industrien. Programmet gjør det mulig å lage modeller ved hjelp av scriptbaserte løsninger. Dette innebærer at det hele modellen bygges opp steg for steg med kommandoer som skrives i en script fil som igjen mates til programmet. Ved å gjøre det på denne måten vil det være enklere å ha kontroll på inputen samt at det vil være lettere å anvende modellen til flere forskjellige tilfeller.

Da det i denne oppgaven er det brukt programvaren Academic Teaching Mechanical som har en maksimal nodebegrensing på 256 000 noder, gir det begrensinger for størrelsen på meshingen for modellen (for meshing av modellen vises det til avsnitt 5.3.8).



## METODE

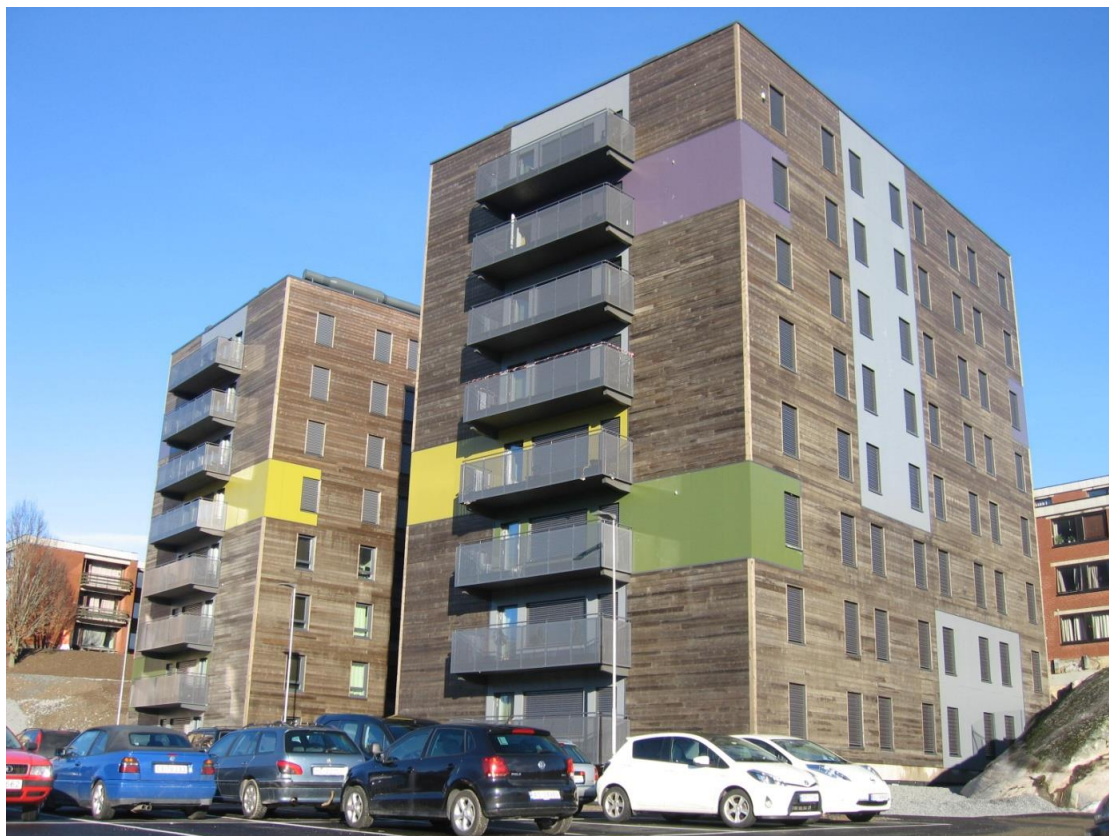
### 5 Modellering

#### 5.1 Generelt

Ett av de to ferdigstilte byggene for Pentagon II prosjektet i Ås skal modelleres i Finite Element programmet ANSYS Mechanical APDL. Disse to byggene er helt identiske og er modellert etter produksjonstegningene fra Høyer Finseth AS (Grøthe, 2013), se vedlegg C.3. I dette kapittelet vil vurderinger og forenklinger gjort i modelleringsprosessen samt metodene for å bygge opp den globale modellen bli nærmere beskrevet. Kapittelet inneholder først en kort beskrivelse av konstruksjonen og dens bæresystem. Videre vil modelleringsmetoden og oppbygging av modellen i ANSYS bli nærmere forklart i avsnitt 5.3.

#### 5.2 Beskrivelse av konstruksjonen

Boligblokken er på åtte etasjer pluss kjeller. Med en total høyde på 2,95 meter per etasje strekker bygget seg opp til en total høyde på ca 24 meter. Grunnarealet er på 23 meter · 15 meter med en kjeller og et fundament støpt i betong. I tillegg er bygget forankret med fjellbolter 4,5 meter ned til fjell.

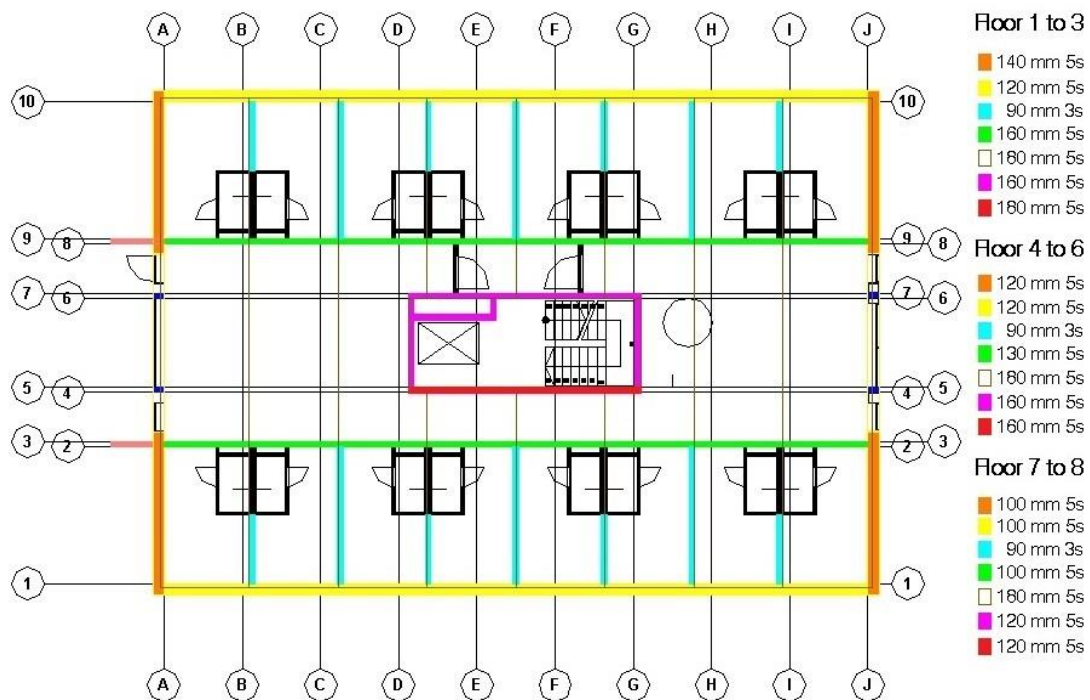


Figur 5.1: Palisaden. Foto: Lars Chr. Mørch.

Konstruksjonen er utført med store krysslagte massivtreelementer i både vegg og dekke og fungerer som en skive- og platekonstruksjon. Dekkeelementene spenner fra yttervegg til yttervegg og er opptil 15 meter lange og 2,5 meter brede. De langsgående veggene består av to elementer i hele byggets lengde med en høyde som tilsvarer etasjehøyden. I sentrum av bygget finnes det i tillegg en heis- og trappesjakt i massivtre som er med på å stive av blokken. I gavlveggen i vestfasaden finnes det også en balkong som er knyttet til innvendige fellesområder. Inngangen til boligblokkene befinner seg i tredje etasje på langveggen i fasaden vendt mot hverandre.

Elementene er montert sammen med skruer, vinkler og stålplater. For å ta opp strekkraftene er det montert innvendige- og utvendige stålplater som strekker seg over etasjeskillerne. På byggets kortside og i trappe- og heissjakten er disse stålplatene først sveiset fast i fundamentet og deretter sveiset sammen videre oppover og avtrappes, helt til toppen av bygget.

Konstruksjonen er bygd opp på en sãnn måte at elementtykkelsen til veggene i de første etasjene er tykkere enn elementene i de øvrige etasjene. Dette kan deles opp etasjevis, der etasje 1-3, 4-6 og 7-8 er bygd opp av samme type elementer. I figur 5.2 vises dette prinsippet for bæresystemet til bygget.



Figur 5.2: Prinsipp for bæresystem til konstruksjonen. Kilde: (Grøthe, 2013).



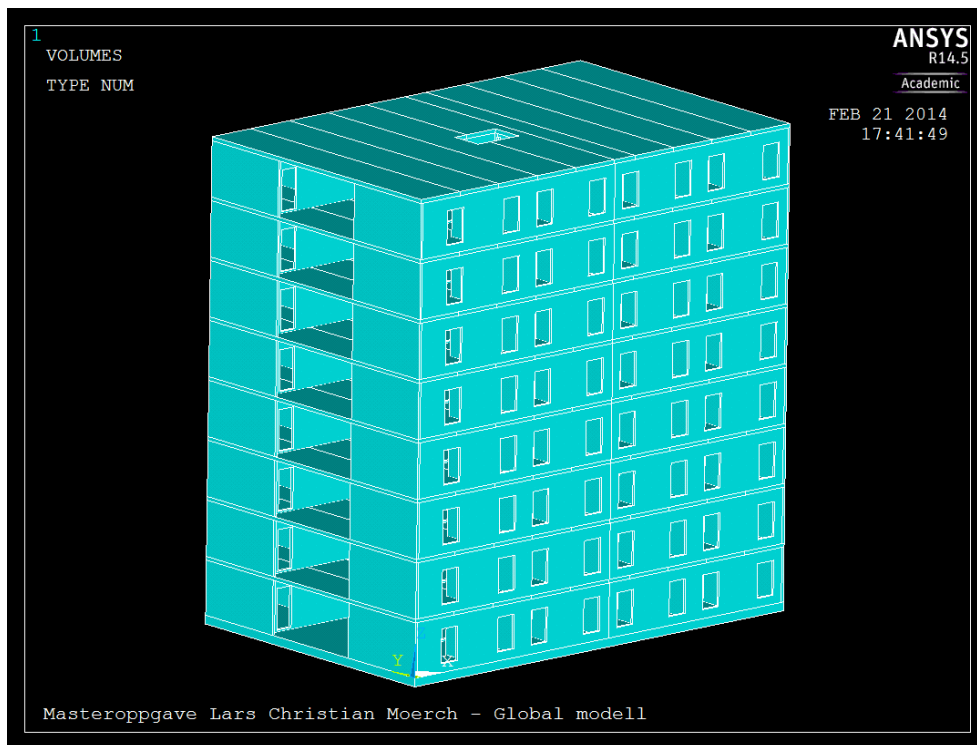
## 5.3 Beskrivelse av modell i ANSYS

### 5.3.1 Global modell

Modellen skal representere selve råbygget til Palisaden som er bygd i massivtre. Dette betyr at det kun er bæresystemet som er modellert. Det er derfor valgt å modellere bygget med volumelementer, der disse skal utgjøre selve massivtreelementene. Volumelementene er massive og homogene elementer med ortotrope egenskaper tilsvarende massivtreelementet. Da hverken antall sjikt eller tykkelse på hvert sjikt kan gis som inndata i programmet brukes isteden de beregnede, samlede stivhetsegenskapene som materialeegenskaper til volumelementene. I ANSYS brukes BLOCK kommandoen for å lage kubiske volumelementer, hvor disse baseres på de globale  $x$ ,  $y$  og  $z$  koordinatene til massivtreelementene i bygget.

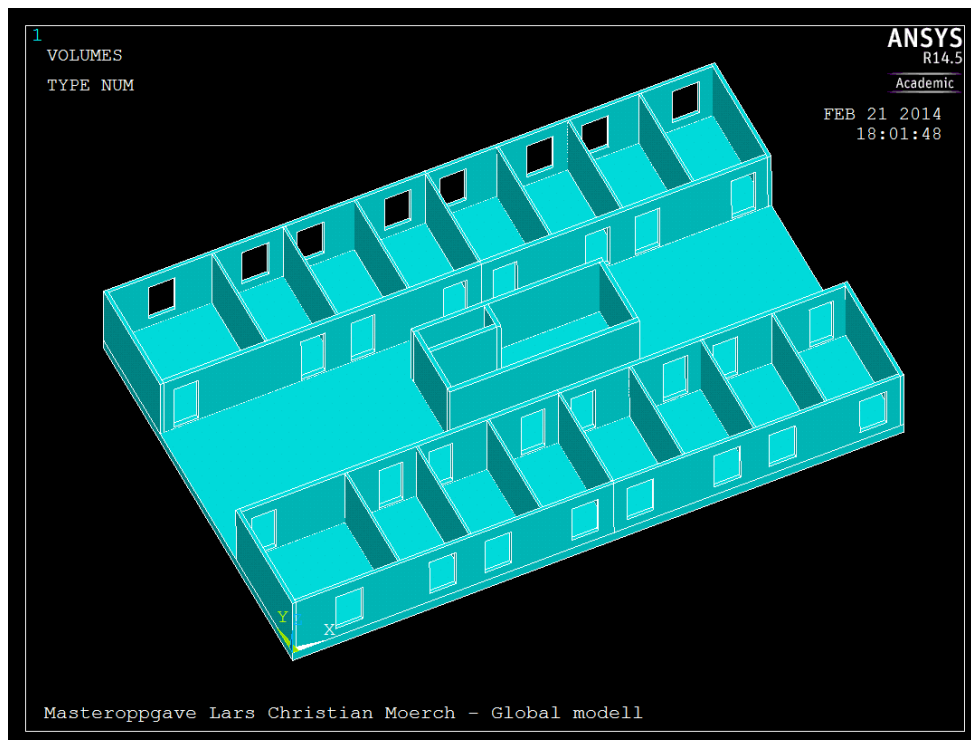
Modellen er skrevet i et script for å ha en reproducerbar modell som dokumentasjon for analysen. I tillegg er det brukt Microsoft Excel som et hjelpemiddel til modelleringen. I Excel er det plottet inn koordinatene til alle massivtreelementene hvor disse er blitt parameterstyrt etter akseavstander, veggtykkelser og etasjehøydene til bygget. Ved å gjøre det på denne måten har det vært lettere å holde oversikten over volumene og inndataene. Disse dataene er så kopiert inn i scriptfilen som "døde" tall. Både Excel ark og scriptfiler kan sees i vedlegg C.4 og C.5.

Denne modellen kaller vi heretter for, den *Globale modellen*. Se figur 5.3.



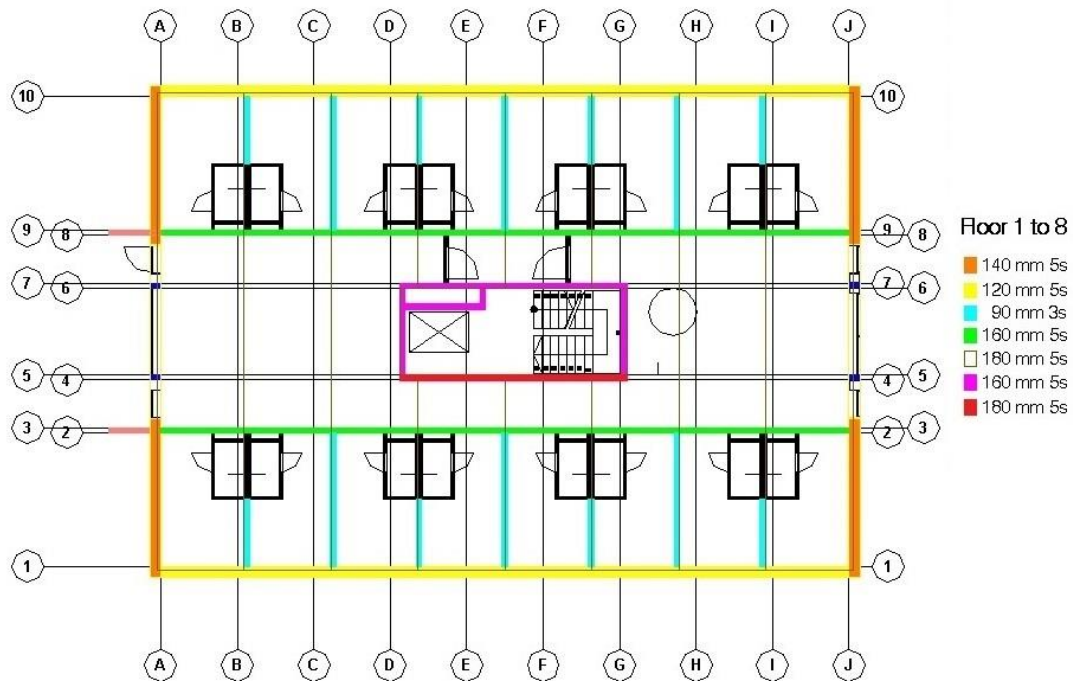
**Figur 5.3:** FEM-modell. *Global modell*.

Figur 5.4 viser videre oppbyggingen og inndelingen av hyblene i første etasje. Denne oppbyggingen fortsetter på samme måte oppover i alle de åtte etasjene med et lite unntak av tredje etasje der inngangen befinner seg.



**Figur 5.4:** Inndeling av hyblene og kjerne i *Global modell*.

Den *Globale modellen* er modellert slik at den har volumelementer med like dimensjoner i alle etasjene oppover i bygget. Disse dimensjonene tilsvarer tykkelsen til veggene fra etasje 1-3 vist i figur 5.5.



**Figur 5.5:** Prinsipp for oppbygging av *Global modell*.

### 5.3.2 Varianter

Den *Globale modellen* er modellert stegvis i tre varianter, hvor den siste varianten er den som best representerer byggets bæresystem og er hovedmodellen til oppgaven:

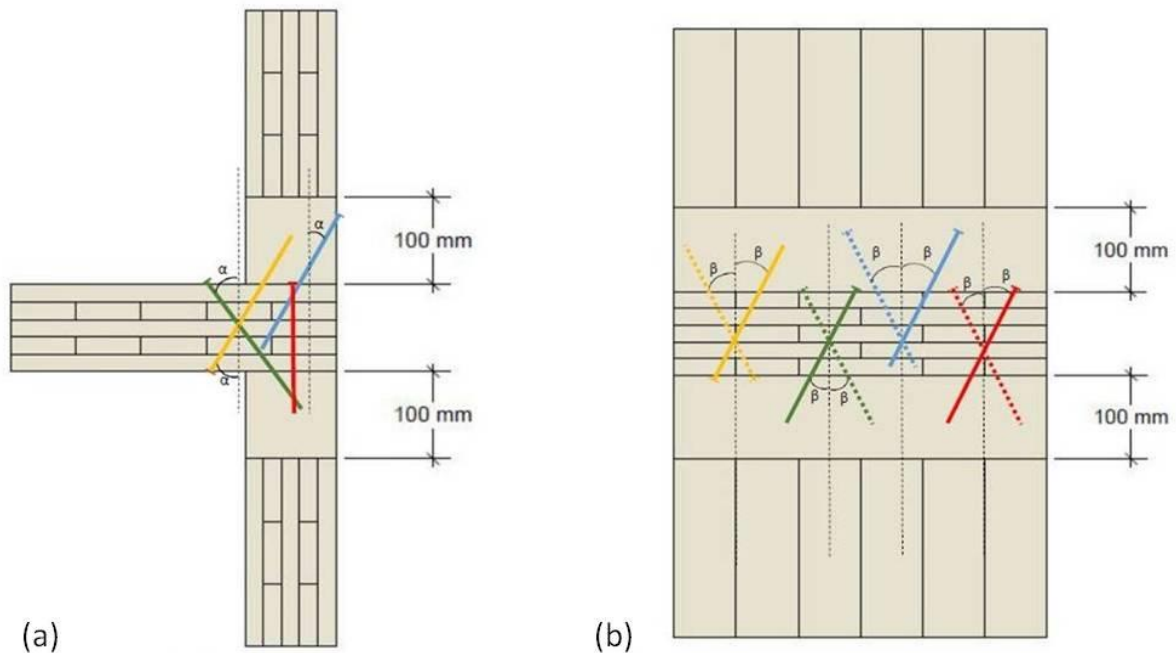
1. Global modell hvor de ulike veggtykkelsene (med hensyn til etasje) ikke varierer oppover i bygget, også kalt "*Forenklet*". Denne varianten er også undersøkt ved å velge to elementtyper på henholdsvis 8 noder og 20 noder. Dette er gjort for å kunne undersøke hvilke forskjeller i forskyvninger dette gir oss. I variant 2 og 3 har er det kun brukt elementtypen på 20 noder.
2. Global modell hvor de ulike veggtykkelsene (med hensyn til etasje) er simulert ved hjelp av endrede materialeegenskaper for henholdsvis etasjene 4-6 og 7-8, også kalt "*Forenklet, kompensert*". Det korrigeres i denne varianten for smalere veggtykkelse oppover i bygget for å nærme seg en modell som samsvarer med virkeligheten. Stivheten for de tynnere veggene korrigeres med justerte materialeegenskaper som blir nærmere beskrevet i avsnitt 5.3.7.
3. Global modell hvor de ulike veggtykkelsene (med hensyn til etasje) er simulert ved hjelp av endrede materialeegenskaper for henholdsvis etasjene 4-6 og 7-8, samt simulering av skrueforbindelser, også kalt "*Forenklet, kompensert med forbindelser*". Da massivtreelementene er skrudd sammen med skruer, er det her i tillegg valgt å se på effekten av sammenkoblinger mellom elementene i vegg-gulv-vegg forbindelsene. Dette er løst ved å definere de nederste og de øverste 100 millimeterne av veggene som separate volumer, kalt "*skruesjikt*".

I forbindelsen mellom fundament-vegg er det også tilegnet et skruesjikt. For denne forbindelsen mangler det verifiserte data. Skruesjiktet er derfor gitt de samme materialeegenskapene som for veggene, hvilket betyr at skruesjiktet mellom fundament-vegg ikke er hensyntatt. Resultatet av dette er at vi vil få en høyere stivhet i overgangen mellom fundament og vegg.

I denne varianten gis disse volumene en skjærmodul (G-modul) som tilsvarer glidningsmodulen ( $K_{ser}$ ) til skrueforbindelsene (i variant 1 og 2 er dette nøytralisert ved å gi disse volumene samme materialeegenskaper som veggene).

Det er kun valgt å se på horisontale skruesjikt da disse har størst betydning for stivheten til bygget.

I variant 3 er det testet ut ulike tilfeller med forskjellige skruevinkler basert på testene til Schrøder (2013). Bygget er utført med flere varianter av skrueforbindelser i forbindelsen av vegg-gulv-vegg. I den *Globale modellen* er det gjort en forenkling med kun å bruke den mest typiske skrueforbindelsen. I denne forbindelsen brukes det en skruegruppe på 2 skruer per senteravstand. Dette gjelder for sjiktet over og under dekke som vist i figur 5.6a.



**Figur 5.6:** Prinsipp for vegg-gulv-vegg skrueforbindelsen i ANSYS. a) Vertikalsnitt av vegg-gulv-vegg med skruevinkel  $\alpha$ , b) oppriss av vegg-gulv-vegg med skruevinkel  $\beta$ .

Figur 5.6a viser et vertikalsnitt av skruesjiktet i vegg-gulv-vegg forbindelsen som er simulert i ANSYS. Skruene settes inn med en vinkel,  $\alpha$ , i forhold til vegg. I tillegg kan skruene settes inn med en vinkel,  $\beta$ , inn eller ut av planet som illustrert i figur 5.6b. For sjiktet over dekke antas det at gul og blå skrue vil kunne opptre sammen som et par i en skruegruppe. For sjiktet under dekke vil rød og grønn skrue på samme måte opptre sammen som en skruegruppe. Det er antatt at skruer som er vinklet motsatt vei har samme egenskaper. Med andre ord så antas det at stivheten i skruesjiktene er den samme i begge retninger i samme plan. Dette er en antagelse som er gjort for å forenkle beregningen.

Senteravstanden til skruegruppene er 300 mm i alle vegger unntatt veggene inn mot hyblene fra fellesområder som har 500 mm, som vist i detaljtegningene fra Høyer Finseth AS (Grøthe, 2013). I modelleringen er dette forenklet ved å bruke en senteravstand mellom skruegruppene på 300 mm i alle veggene. Denne forenklingen er gjort da vi kun ønsker å teste den generelle effekten av skruevinkler for en global modell.

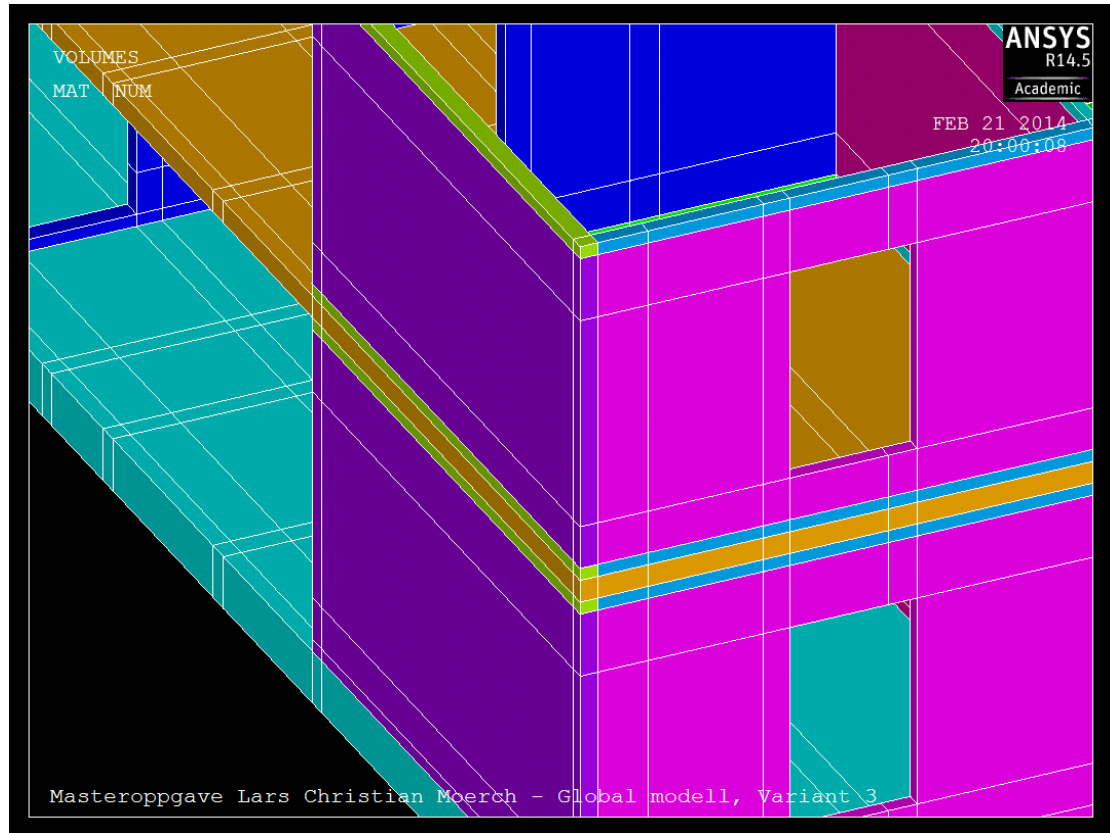
Det vil senere bli simulert skruevinkler ved å variere materialegenskapene til skruesjiktet i henhold til resultatene fra Schrøder (2013) tilsvarende skruevinklene,  $\alpha$  og  $\beta$  i figur 5.6. Det er undersøkt følgende tilfeller for skruevinkler presentert i tabell 5.1.

**Tabell 5.1:** Tilfeller for skruevinkler.

Tilfelle:	$\alpha$ :	$\beta$ :
1	30°	0°
2	30°	30°
3	30°	15°
4	15°	15°
5	45°	45°
6	0°	0°

Tilfelle 1 og 2 er hovedtilfellene og grunnlaget for analysen. Tilfelle 1 er det tilfelle som er nærmest slik skrueforbindelsene er utført i Palisaden. Tilfellene 3-6 er med for å kunne undersøke flere forskjeller.

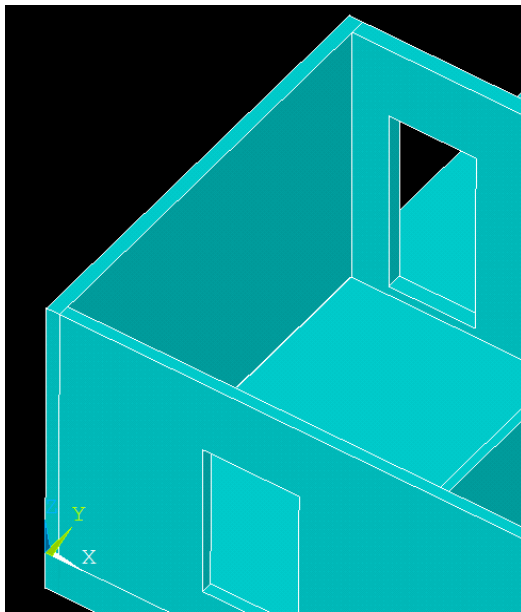
Figur 5.7 viser et utsnitt av den *Globale modellen* hvor skruesjiktet vises over og under etasjeskiller (fargen indikerer tilegnede materialegenskaper til volumene).



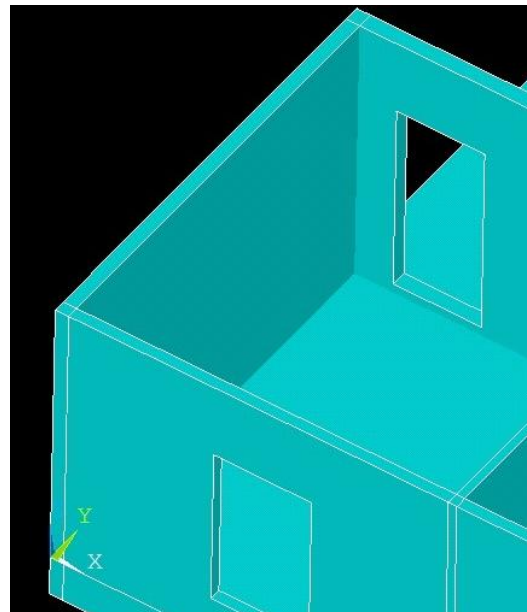
**Figur 5.7:** Utsnitt av *Global modell* som viser skruesjikt over og under etasjeskiller.

### 5.3.3 Detaljeringer

Det har vært nødvendig å gjøre en del modelltekniske detaljeringer for å kunne bygge opp en kjørbar modell av boligblokken. Når man modellerer med volumelementer i ANSYS er det gitt visse kriterier som må være oppfylt for å tilfredsstille kravene til ordnet meshing ("mapped meshing") av volumer i programmet. Et av disse kravene er at samtlige volumer i modellen må ha seks sider, med ett areal i hver side. Et eksempel på volumer som ikke tilfredsstiller disse kravene kan sees i figur 5.8a.



**Figur 5.8a:** Langvegg møter gavlvegg, uten overlapp.



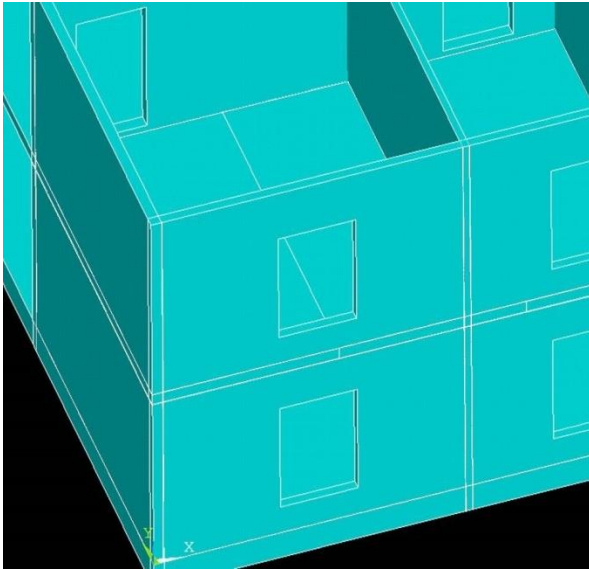
**Figur 5.8b:** Langvegg møter gavlvegg, med overlapp.

I figur 5.8a kan vi se et tilfelle der langveggen møter gavlveggen og lager et avtrykk og dermed et nytt areal på veggen ved siden av. For å unngå dette er alle veggene i modellen overlappet med hverandre (går gjennom hverandre), vist i figur 5.8b. Hensikten med dette er at vi nå kan fortelle programmet at den skal generere nye volumer i disse overlappingskjøtene i tillegg til å slette duplikatvolumer som har oppstått på grunn av dette.

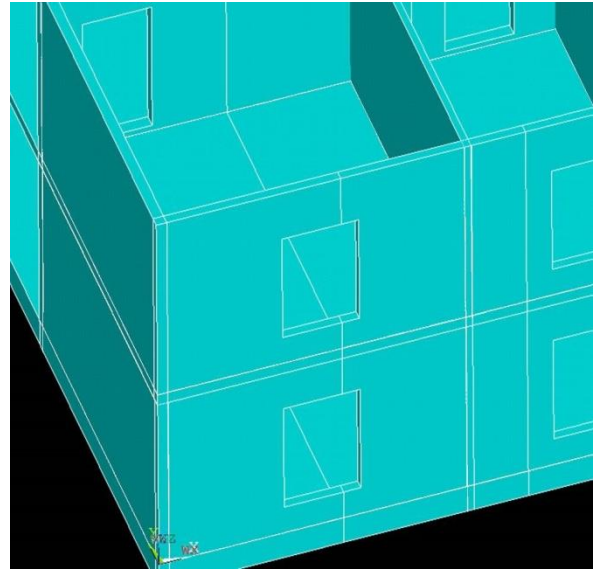
Det har også vært nødvendig å kutte opp modellen ytterligere manuelt der vi har dekkeskjøter og utsparinger. Alle ikke-gjennomgående vegger må også få gjennomgående kutt i hele modellen for at veggene skal få sine definerte volumer.



Figur 5.9a viser et utsnitt av modellen med dekkeskjøt i etasjeskiller. Figur 5.9b viser samme utsnitt etter at volumene er kuttet langs dekkeskjøtene som resulterer i vertikale kutt gjennom hele modellen for hver dekkeskjøt.

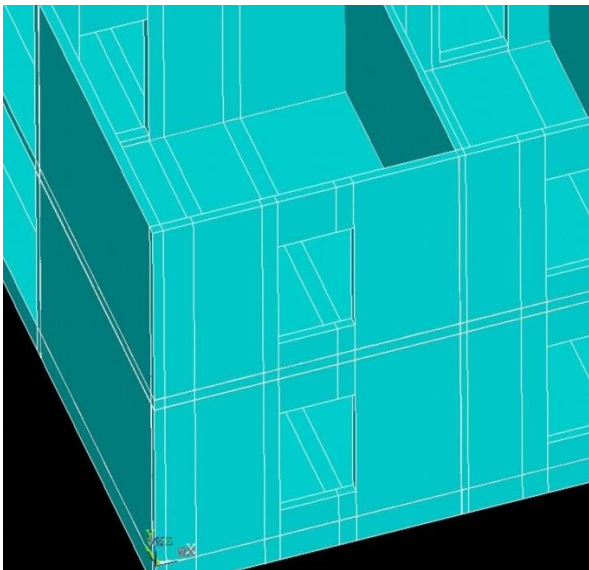


**Figur 5.9a:** Dekkeskjøt i etasjeskiller.

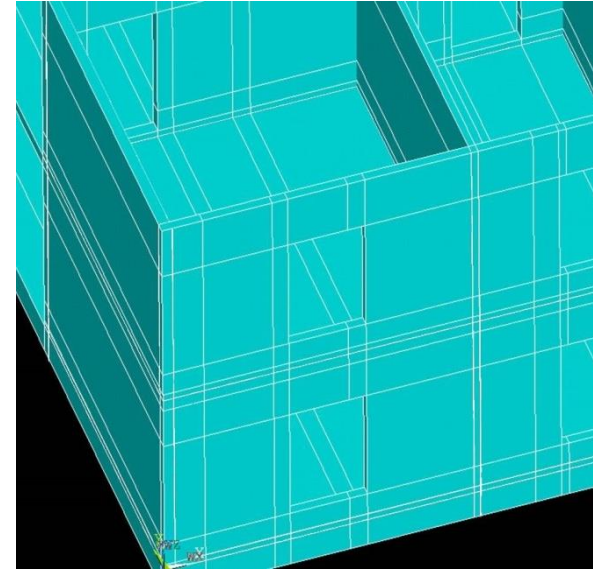


**Figur 5.9b:** Vertikalt kutt langs dekkeskjøt.

I figur 5.9c vises utsnittet etter at vertikale kutt er gjort i alle utsparinger. Figur 5.9d illustrerer utsnittet etter at horisontale kutt er gjort i alle utsparinger.

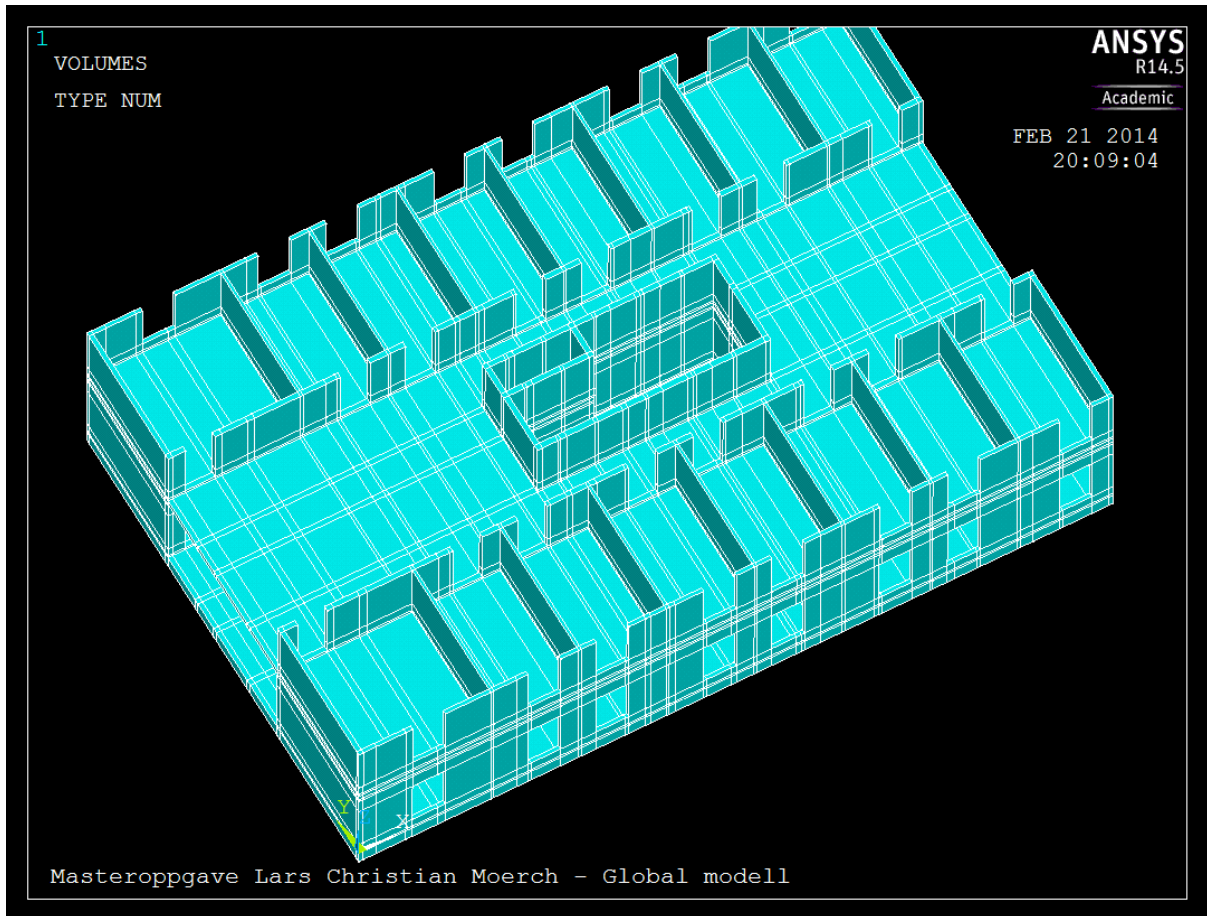


**Figur 5.9c:** Vertikale kutt rundt utsparinger.



**Figur 5.9d:** Horisontale kutt rundt utsparinger.

I figuren under vises utsnittet av første og deler av andre etasje hvor alle kuttene er gjort.



**Figur 5.10:** Oppdeling av bygget sett fra første og andre etasje.

Alle disse tilfellene fører til en mer detaljert og nødvendig oppdeling av volumene der veggene og dekkene nå består av flere mindre volumer med seks sidekanter. Dette har likevel ingen betydning for resultatene da dette kun dreier seg om imaginære oppdelinger av volumer som egentlig er massive og homogene. Selv om alle veggene og dekkene nå er kuttet opp i mange volumer, så lar de seg fortsatt analysere som en hel massiv vegg med tilsvarende materialegenskaper.

### 5.3.4 Forenklinger

Det er valgt å gjøre en del modelltekniske forenklinger for å modellere en oversiktlig kjørbar modell. Dette er gjort for å unngå en unødvendig kompleks modell, men som likevel har med seg hovedeffekten av skrueforbindelser til det vi ønsker å teste. I dette avsnittet nevnes de viktigste forenklingene.

#### Lik veggtykkelse

Den *Globale modellen* er, som nevnt tidligere, modellert med lik veggtykkelse som i etasje 1-3, kompensert ved å endre materialegenskapene til de andre etasjene. Denne forenklingen har blitt gjort da et slikt brudd i geometrien i overgangen mellom en bred og en smal vegg er vanskelig å modellere. Dette ville ha økt totalt antall imaginære volumer vesentlig og modellen ville blitt unødvendig komplisert og tidkrevende for oppgaven. Dette vil forenkle modelleringen og gi oss et ryddigere mesh og tryggere resultater. Denne forenklingen påvirker ikke resultatene i særlig grad da skruesjiktene vil ha størst effekt på resultatene.

#### Utsparinger

I tillegg er utsparingene inn til heis- og trappesjakten ikke modellert da disse ikke anses å påvirke stivheten til bygget i nevneverdig grad. Dette er blitt gjort for å unngå å komplisere modellen for mye.

#### Etasjeskiller og tak

Dekke- og takelementene er modellert som volumelementer som spenner fra yttervegg til yttervegg og som skjøtes kant i kant. Når disse meshes i ANSYS, så får vi en sammenhengende skive som etasjeskiller og tak. Ved å gjøre det på denne måten ser vi bort fra forbindelsene mellom dekkeelementene. Forenkling er gjort siden vi i denne oppgaven kun ønsker å isolere effekten av skrueforbindelsene i de horisontale sjiktene.

#### Balkong

Stenderverket ut mot balkongene er ikke modellert da det kun er sett på massivtreelementene som bæresystem. Det er også valgt å utelate balkongene da det heller har vært prioritert å se på selve råbygget. Vekten av balkongene er ekskludert fra modellen og analysen. Balkongenes betydning for påsatt vindlast er heller ikke hensyntatt. Denne forenklingen anses ikke å påvirke resultatene fra simuleringen av skrueforbindelsene.

### Innvendige- og utvendige stålplater

De innvendige- og utvendige stålplatene er ikke modellert da det kun ønskes å isolere effekten av skruesjiktene for den globale modellen.

### Fundament

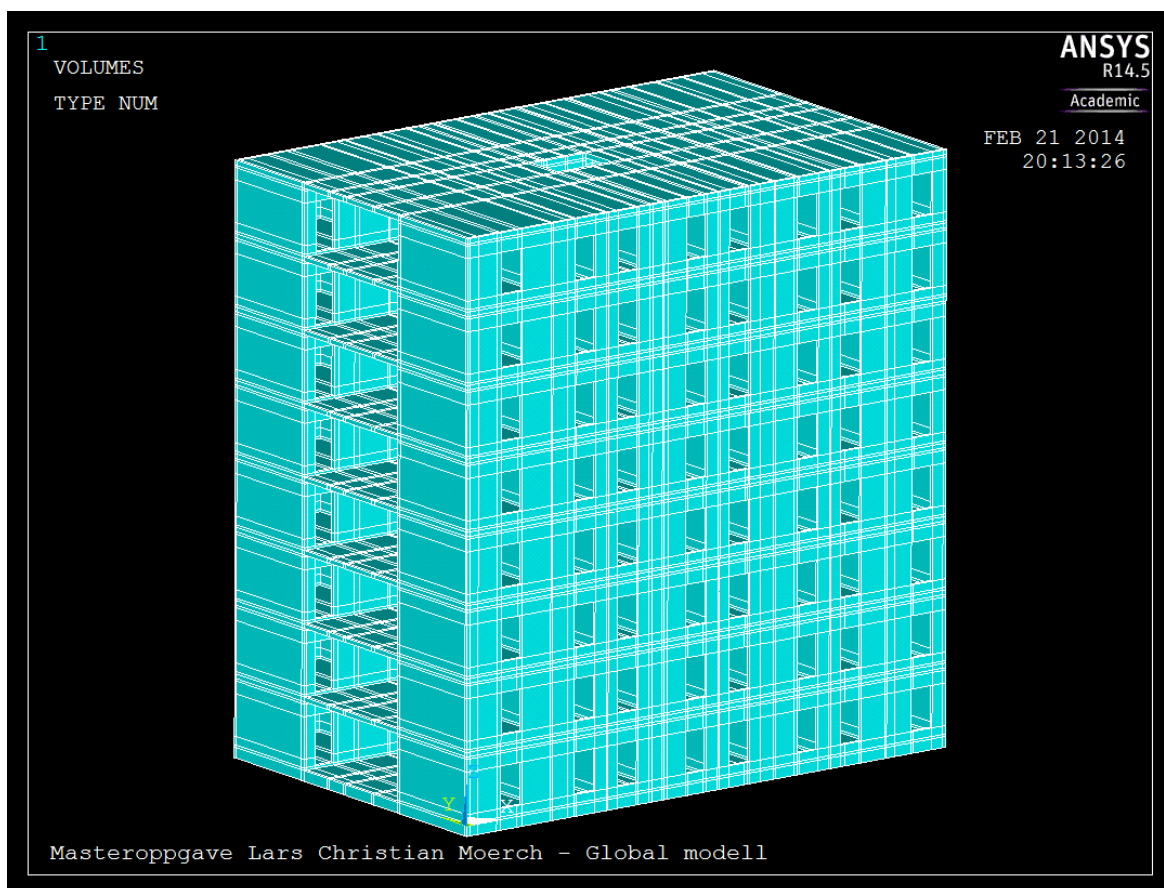
Det er ikke tatt hensyn til kjelleren til bygget. Det er derfor kun modellert et fundament som en 430 millimeter tykk plate som er låst i alle retninger. Modellen ikke skal benyttes til stabilitetsberegninger, derfor har det ingen betydning for oppgaven.

### Vekt

Da det kun sees på råbygget er massen til bygget gitt ved densiteten til elementene. Det er derfor ikke hensyn til vekt fra installasjoner på tak, himling, kledning, badekabiner osv.

### 5.3.5 Ferdig modell

Den ferdige *Globale modellen* er illustrert i figur 5.11. Figuren illustrerer ferdig oppkuttet modell før meshing.

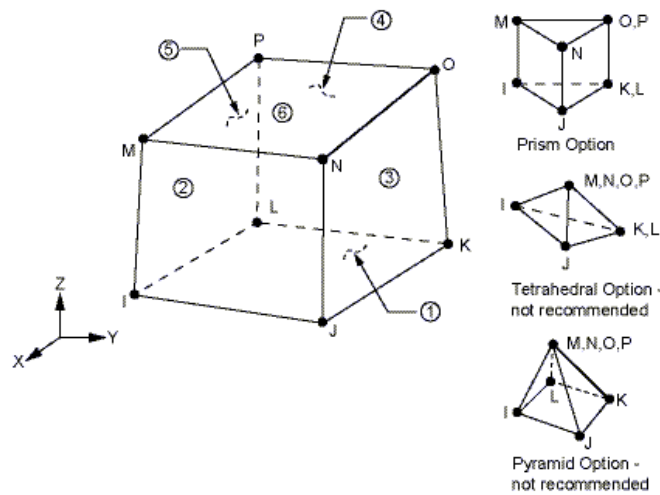


Figur 5.11: Ferdig *Global modell*.

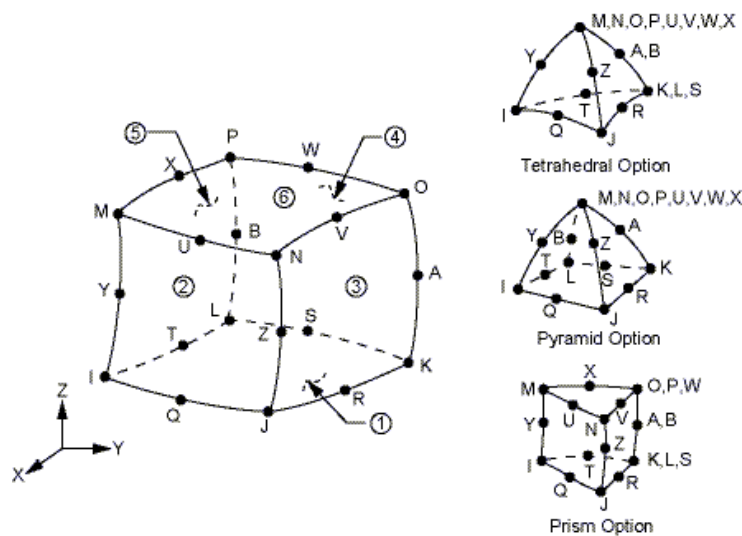
### 5.3.6 Elementtyper

For modelleringen av massivtreelementene i ANSYS er det i variant 1 benyttet volumelementer av typen SOLID185 og SOLID186. For variant 2 og 3 er det kun brukt elementtypen SOLID186. Elementtypene består av henholdsvis 8 og 20 noder med tre frihetsgrader i hver node. Dette er forskyvninger i henholdsvis x-, y-, og z-retning. SOLID186 vil gi noe mer beregningstid, da det er flere noder som skal regnes ut.

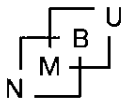
Felles for begge elementtypene er at de takler ortotrope egenskaper med E-moduler, G-moduler og tverrkontraksjonstall i alle tre hovedretninger. Elementtypene har også muligheten for å simulere blant annet plastisitet, kryp og svelling og store deformasjoner (ANSYS, 2013).



Figur 5.12: Elementgeometri SOLID185. (Kilde: ANSYS, 2013).



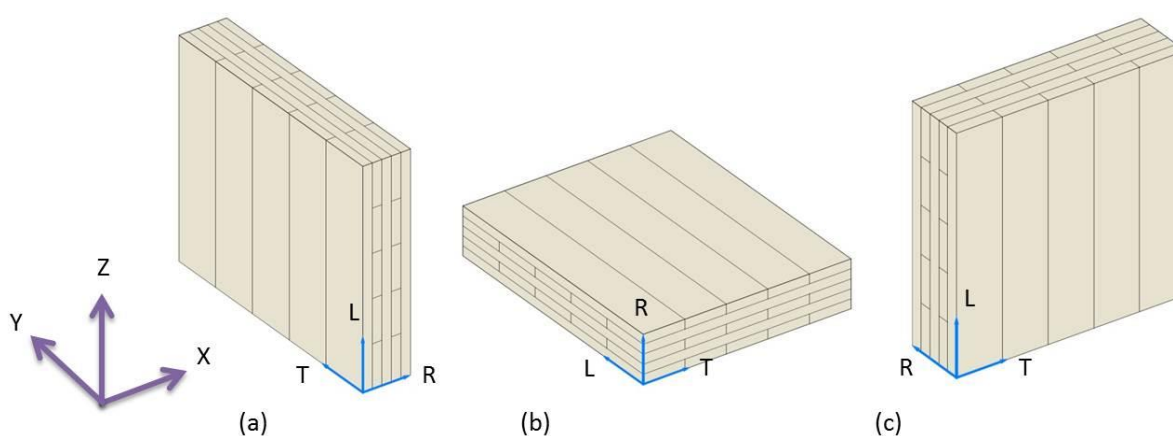
Figur 5.13: Elementgeometri SOLID186. (Kilde: ANSYS, 2013).



Fundamentet til bygget er bygd opp som en stor plate i bunnen av bygget og er modellert som et isotropt materiale. Det er valgt å modellere betongen med de samme elementtypene som for massivtre da disse også takler isotrope materialer.

### 5.3.7 Materialelegenskaper

Materialelegenskapene til massivtreelementene er beregnet etter skjæranalogimetoden, basert på elastisitetsmoduler og skjærmoduler for hver enkelt lamell, se kapittel 3, avsnitt 3.6.4. På grunn av treets ortotropi må materialelegenskapene defineres avhengig av fiberretningen til massivtreelementene. Felles for alle elementene er at yttersjiktet er orientert i lengderetningen. Det vil si at det er dette sjiktet som styrer de lokale aksene til elementene, der L = Lengderetning, R = Radialretning og T = Tangentialretning. I figur 5.14 vises disse aksene for elementene til henholdsvis tverrgående vegger, dekke og langsgående vegger. X, Y og Z illustrerer de globale aksene til modellen.



Figur 5.14: Globale og lokale akser til massivtreelementene. a) Tverrgående vegger, b) dekke, c) langsgående vegger.

#### Variant 1 – ”Forenklet”

For materialelegenskapene til den *Globale modellen* i variant 1 vises det til tabell 3.4, 3.5 og 3.6 i kapittel 3.

#### Variant 2 – ”Forenklet, kompensert”

I kapittel 3, avsnitt 3.6.4 ble det vist utregningen av stivhetene til massivtreelementene i lengderetning og tverretning. Da den *Globale modellen* er bygd opp med volumer med lik tykkelse har det vært nødvendig å korrigere og tilpasse disse utregnede stivhetene. For eksempel vil stivheten til en virkelig vegg på 120 mm fordeles over den modellerte tykkelsen på 140 mm. Altså vil stivheten per  $\text{mm}^2$  bli lavere enn for 120 mm.



For å oppnå en korrigert E-modul settes den utregnede stivheten til virkelig massivtreelement ( $EA_{\text{virkelig}}$ ) lik stivheten til elementet i ANSYS ( $EA_{\text{modell}}$ ):

$$(EA)_{\text{virkelig}} = (EA)_{\text{modell}} \quad (5.1)$$

På denne måten får vi en justert utregnet E-modul multiplisert med forholdet mellom virkelig veggtykkelse ( $h_{\text{virkelig}}$ ) og veggtykkelse til volumelementet i ANSYS ( $h_{\text{modell}}$ ):

$$E_{\text{modell}} = E_{\text{virkelig}} \cdot \frac{h_{\text{virkelig}}}{h_{\text{modell}}} \quad (5.2)$$

Det samme gjøres for å korrigere skjærmodulen, der skjærstivheten til utregnet virkelig massivtreelement ( $GA_{\text{virkelig}}$ ) settes lik skjærstivheten til volumelementet i ANSYS ( $GA_{\text{modell}}$ ):

$$(GA)_{\text{virkelig}} = (GA)_{\text{modell}} \quad (5.3)$$

På denne måten får vi en justert utregnet G-modul multiplisert med forholdet mellom virkelig veggtykkelse ( $h_{\text{virkelig}}$ ) og veggtykkelse til volumelementet i ANSYS ( $h_{\text{modell}}$ ):

$$G_{\text{modell}} = G_{\text{virkelig}} \cdot \frac{h_{\text{virkelig}}}{h_{\text{modell}}} \quad (5.4)$$

Hvor:

$(EA)_{\text{virkelig}}$	- aksialstivhet for virkelig massivtreelement	[N/mm <sup>2</sup> ]
$(EA)_{\text{modell}}$	- aksialstivhet for volumelement i ANSYS	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_{\text{modell}}$	- E-modul for volumelement i ANSYS	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_{\text{virkelig}}$	- E-modul for virkelig massivtreelement	[N/mm <sup>2</sup> ]
$h_{\text{virkelig}}$	- veggtykkelse for virkelig massivtreelement	[mm]
$h_{\text{modell}}$	- veggtykkelse for volumelement i ANSYS	[mm]
$(GA)_{\text{virkelig}}$	- skjærstivhet for virkelig massivtreelement	[N/mm <sup>2</sup> ]
$(GA)_{\text{modell}}$	- skjærstivhet for volumelement i ANSYS	[N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{\text{modell}}$	- G-modul for volumelement i ANSYS	[N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{\text{virkelig}}$	- E-modul for virkelig massivtreelement	[N/mm <sup>2</sup> ]



For den *Globale modellen* i variant 2 er følgende korrigerte stivheter, presentert i tabell 5.2, 5.3 og 5.4, brukt i modelleringen. Tabellene viser materialegenskaper for de ulike massivtreelementene vist i figur 5.14, der tabell 5.2, 5.3 og 5.4 er materialegenskaper for henholdsvis tverrgående vegg, dekke og langsgående vegg. Det vises også til figur 5.2 som illustrerer oppbyggingen av bygget som tabellene baserer seg på.

**Tabell 5.2:** Materialegenskaper for tverrgående vegger.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-3:	140	310	872	10 172	77	111	77	480
4-6:	120	266	748	8 719	66	95	66	410
7-8:	100	221	623	7 266	55	79	55	340
1-8:	90	277	616	10 601	90	93	90	480
1-6:	160	300	1 093	9 760	71	126	71	480
7-8:	120	225	820	7 320	53	95	53	360

**Tabell 5.3:** Materialegenskaper for dekke og tak.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
2-7:	180	1 433	9 228	292	104	81	81	480
Tak:	200	740	10 365	314	143	67	67	480

**Tabell 5.4:** Materialegenskaper for langsgående vegger.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-6:	120	1 167	300	9 685	83	83	101	480
7-8:	100	973	250	8 071	69	69	84	400
1-3:	160	1 093	300	9 760	71	71	126	480
4-6:	130	888	244	7 930	58	58	103	390
7-8:	100	683	188	6 100	44	44	79	300
1-6:	160	1 093	300	9 760	71	71	126	480
7-8:	120	820	225	7 320	53	53	95	360
1-3:	180	1 433	292	9 228	81	81	104	480
4-6:	160	1 273	260	8 202	72	72	92	430
7-8:	120	955	195	6 152	54	54	69	320

Massivtreelementene er i utgangspunktet basert på en densitet på 480 kg/m<sup>3</sup> og videre korrigert for forskjellig veggtykkelse i elementene oppover i bygget.

### Variant 3 – ”Forenklet, kompensert med forbindelser”

Materialeegenskapene for massivtreelementene i variant 3 er de samme som i variant 2, men for variant 3 tilegnes skruesjiktene en annen materialeegenskap tilsvarende glidningsmodulen til skruene. For å modellere glidningen til skruene i de separate volumene i veggene over og under dekke er det brukt glidningsmodulen ( $K_{ser}$ ) til skruene.

### Testresultater – beregning av skruesjiktens G-moduler

Forsøk utført av Schrøder (2013), gir glidning i N/mm per enkelt skrue. Testene gjelder for skruer med en vinkel på henholdsvis  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$  og  $45^\circ$ , vist i tabell 5.5.

**Tabell 1.5:** Middelverdi av prøveresultater per skrue for forbindelsen vegg-gulv-vegg. Kilde: (Schrøder, 2013).

	$0^\circ$	$15^\circ$	$30^\circ$	$45^\circ$	Enhet
$K_{ser}$	747	4 429	5 276	13 074	N/mm

I modelleringen er senteravstanden til skruene satt til 300 mm i alle vegger som nevnt i avsnitt 5.3.2. Det er i tillegg brukt 2 skruer per senteravstand. Skruenes glidningsmodul tilegnes volumet i ANSYS som en skjærmodul, der volumet skal gi samme deformasjon per kraft. Denne kan vi finne på bakgrunn av generell fasthetslære, hvor vi vet at uttrykket for henholdsvis skjærspenning og skjærtøyning kan skrives som:

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (5.5)$$

$$\gamma = \frac{w}{h} \quad (5.6)$$

Glidningsmodulen til skruene kan skrives:

$$K_{ser} = \frac{F}{w} \quad (5.7)$$

Ved å sette forskyvningen lik hverandre får vi følgende uttrykk for G-modulen til volumelementet:

$$G = \frac{K_{ser} \cdot h}{c/c \cdot t} \quad (5.8)$$

Hvor:

$\tau$	- skjærspenning	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\gamma$	- skjærtøyning	[-]
w	- forskyvning	[mm]
h	- høyde volumelement i ANSYS = 100 mm	[mm]
F	- kraft	[N]
$K_{ser}$	- glidningsmodul skruer	[N/mm]
c/c	- senteravstand mellom skruegruppe	[mm]
t	- tykkelse volumelement i ANSYS	[mm]

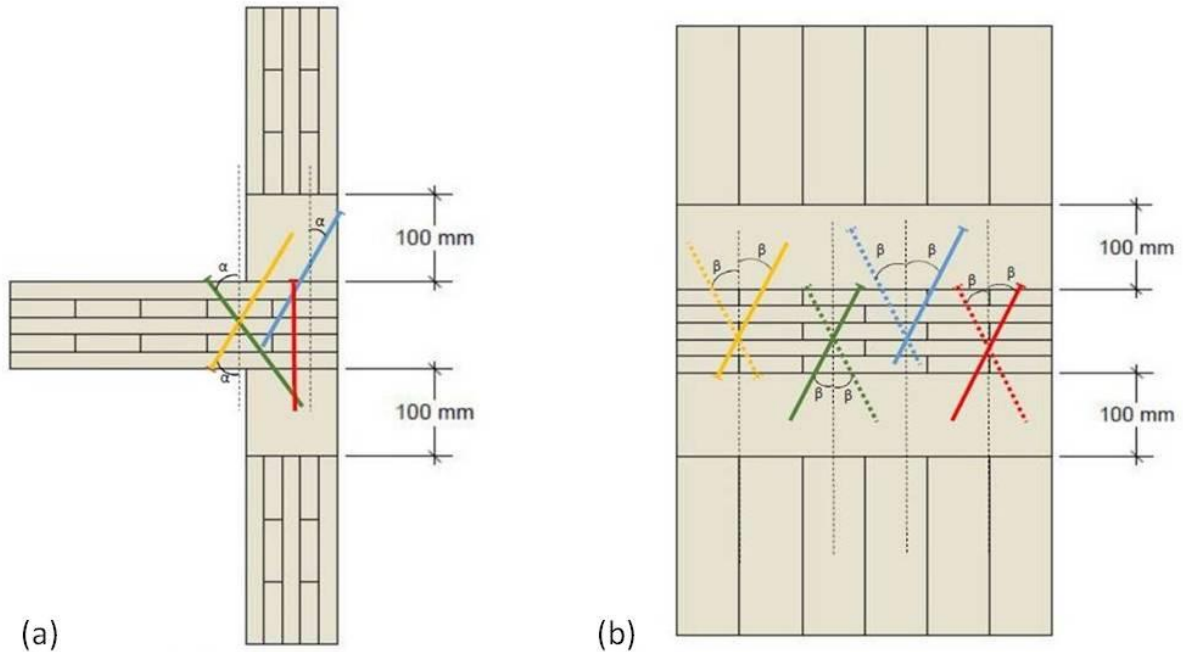
Utregnede G-moduler for skruesjiktene til veggene presenteres i tabell 5.6.

**Tabell 5.6:** Utregnede G-moduler for skruesjikt i skruvinkler 0°, 15°, 30° og 45°.

	0°	15°	30°	45°
Tykkelse skruesjikt [mm]:	G-modul [N/mm <sup>2</sup> ]:	G-modul [N/mm <sup>2</sup> ]:	G-modul [N/mm <sup>2</sup> ]:	G-modul [N/mm <sup>2</sup> ]:
90	5,53	32,81	39,08	96,84
120	4,15	24,61	29,31	72,63
140	3,55	21,09	25,12	62,25
160	3,11	18,45	21,98	54,47
180	2,76	16,40	19,54	48,42

### Simulering av skruevinkler

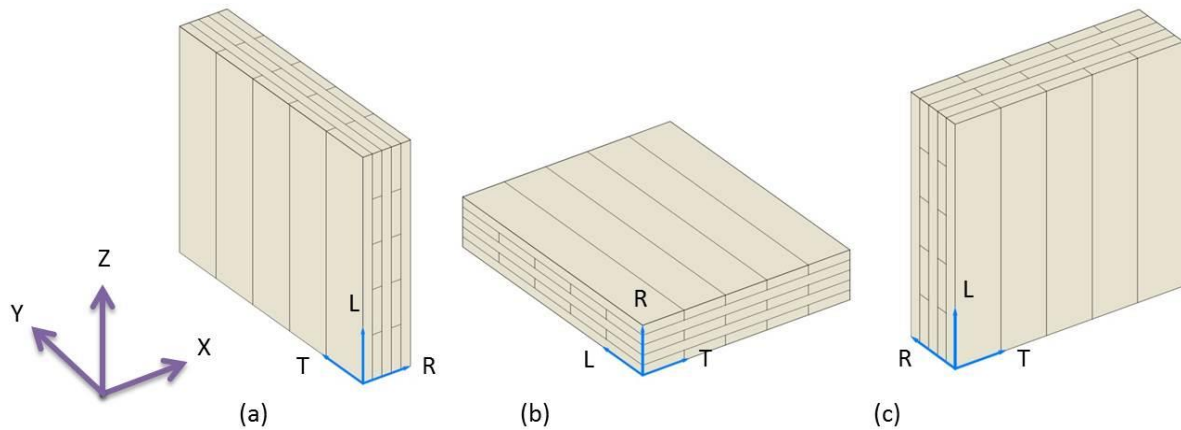
Som før nevnt simuleres skruevinklene ved å variere materialeegenskapene til skruesjiktet tilsvarende skruevinklene,  $\alpha$  og  $\beta$  i figur 5.15. Figur 5.15 og 5.16 samt tabell 5.7 er gjengitt for bedre lesbarhet. Skruevinklene for hovedtilfellene 1 og 2 varieres slik som vist i tabell 5.7.



**Figur 5.15:** Prinsipp for vegg-gulv-vegg skrueforbindelsen i ANSYS. a) Vertikalsnitt av vegg-gulv-vegg med skruevinkel  $\alpha$ , b) Oppriss av vegg-gulv-vegg med skruevinkel  $\beta$ .

**Tabell 5.7:** Tilfeller for skruevinkler.

Tilfelle:	$\alpha$ :	$\beta$ :
1	30°	0°
2	30°	30°



**Figur 5.16:** Globale og lokale akser til massivtreelementene. a) Tverrgående vegger, b) dekke, c) langsgående vegger.

Skjæmodulen for de respektive skruvinklene varieres slik for henholdsvis tverrgående vegger og langsgående vegger:

### Tverrgående vegger

For skjæmodulen til skruesjiktet i T-L planet i figur 5.16a tilegnes beregnet G-modul for skruvinkel,  $\alpha$ , i figur 5.15b. Resultatet vises i tabell 5.8 i kolonnen for  $G_{yz}$ .

Skjæmodulen til skruesjiktet i R-L planet i figur 5.16a tilegnes beregnet G-modul for skruvinkel,  $\beta$ , i figur 5.15c. Resultatet vises i tabell 5.8 i kolonnen for  $G_{xz}$ .

### Langsgående vegger

For skjæmodulen til skruesjiktet i T-L planet i figur 5.16c tilegnes beregnet G-modul for skruvinkel,  $\beta$ , i figur 5.15c. Resultatet vises i tabell 5.9 i kolonnen for  $G_{xz}$ .

Skjæmodulen til skruesjiktet i R-L planet i figur 5.16c tilegnes beregnet G-modul for skruvinkel,  $\alpha$ , i figur 5.15c. Resultatet vises i tabell 5.9 i kolonnen for  $G_{yz}$ .

For begge tilfellene er skjæmodulen i tverretningen (R-T planet i figur 5.16a og c) den samme som tilhørende vegg, men er kompensert for veggtykkelse i etasjene 4-6 og 7-8. Resultatet vises i tabellene i kolonnen for  $G_{xy}$ .

Felles for alle tilfellene er at tverrkontraksjonstallene for skruesjiktene er satt til å ha ingen påvirkning, altså lik 0 i alle retninger. For materialeegenskapene til tilfelle 3-6 henvises det til vedlegg A.

**Tilfelle 1: Skruvinkler  $\alpha = 30^\circ$  og  $\beta = 0^\circ$**

**Tverrgående vegger:**

Tabell 5.8: Materialelegenskaper til skruesjikt for tverrgående vegger for tilfelle 1.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-3:	140	310	872	10 172	77	3,55	25,12	480
4-6:	120	266	748	8 719	66	3,55	25,12	410
7-8:	100	221	623	7 266	55	3,55	25,12	340
1-8:	90	277	616	10 601	90	5,53	39,08	480
1-6:	160	300	1 093	9 760	71	3,11	21,98	480
7-8:	120	225	820	7320	53	3,11	21,98	360

**Langsgående vegger:**

Tabell 5.9: Materialelegenskaper til skruesjikt for langsgående vegger for tilfelle 1.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-6:	120	1 167	300	9 685	83	29,31	4,15	480
7-8:	100	973	250	8 071	69	29,31	4,15	400
1-3:	160	1 093	300	9 760	71	21,98	3,11	480
4-6:	130	888	244	7 930	58	21,98	3,11	390
7-8:	100	683	188	6 100	44	21,98	3,11	300
1-6:	160	1 093	300	9 760	71	21,98	3,11	480
7-8:	120	820	225	7 320	53	21,98	3,11	360
1-3:	180	1 433	292	9 228	81	19,54	2,76	480
4-6:	160	1 273	260	8 202	72	19,54	2,76	430
7-8:	120	955	195	6 152	54	19,54	2,76	320

**Tilfelle 2: Skruvinkler  $\alpha = 30^\circ$  og  $\beta = 30^\circ$**

**Tverrgående vegger:**

Tabell 5.10: Materialeegenskaper til skruesjikt for tverrgående vegger for tilfelle 2.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-3:	140	310	872	10 172	77	25,12	25,12	480
4-6:	120	266	748	8 719	66	25,12	25,12	410
7-8:	100	221	623	7 266	55	25,12	25,12	340
1-8:	90	277	616	10 601	90	39,08	39,08	480
1-6:	160	300	1 093	9 760	71	21,98	21,98	480
7-8:	120	225	820	7320	53	21,98	21,98	360

**Langsgående vegger:**

Tabell 5.11: Materialeegenskaper til skruesjikt for langsgående vegger for tilfelle 2.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-6:	120	1 167	300	9 685	83	29,31	29,31	480
7-8:	100	973	250	8 071	69	29,31	29,31	400
1-3:	160	1 093	300	9 760	71	21,98	21,98	480
4-6:	130	888	244	7 930	58	21,98	21,98	390
7-8:	100	683	188	6 100	44	21,98	21,98	300
1-6:	160	1 093	300	9 760	71	21,98	21,98	480
7-8:	120	820	225	7 320	53	21,98	21,98	360
1-3:	180	1 433	292	9 228	81	19,54	19,54	480
4-6:	160	1 273	260	8 202	72	19,54	19,54	430
7-8:	120	955	195	6 152	54	19,54	19,54	320

### Felles for alle variantene

Tverrkontraksjonstall for massivtreelementene til alle variantene, som er brukt i denne oppgaven er hentet fra Kristian Berbom Dahls doktorgrad (Dahl, 2009) og kan sees i tabell 5.12.

**Tabell 5.12:** Tverrkontraksjonstall (Dahl, 2009).

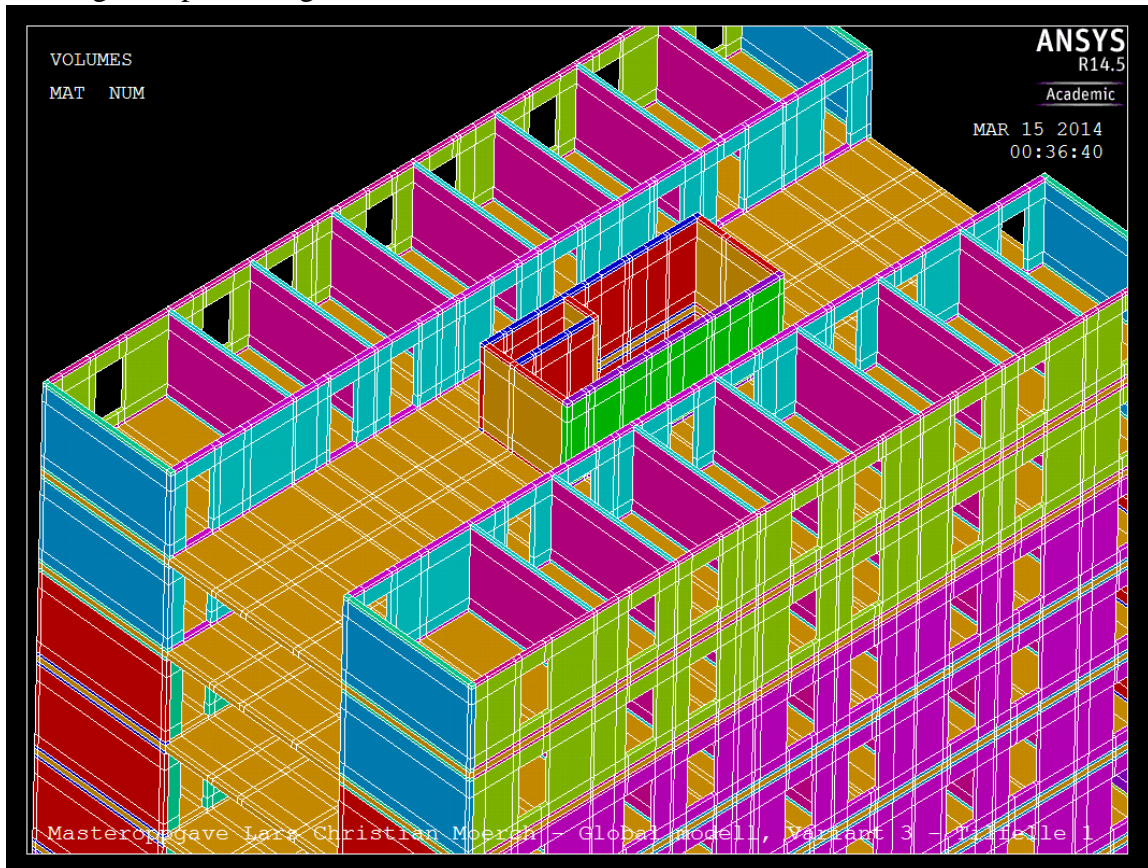
Tverrkontraksjonstall					
VLR:	VLТ:	VRL:	VRT:	VTL:	VTR:
0,44	0,38	0,03	0,47	0,01	0,25

Betongen til fundamentet er for enkelthetsskyld modellert som et isotropt materiale med en antatt kvalitet på B35 med følgende materialegenskaper presentert i tabell 5.13.

**Tabell 5.13:** Materialegenskaper fundament.

Materialegenskaper fundament		
E-modul: [N/mm <sup>2</sup> ]	Tverrkontraksjonstall, $\nu$ : [-]	Densitet, $\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
34 000	0,25	2 500

Figur 5.17 viser tilegnede materialegenskaper til bygget. Fargen illustrerer tillagt materialegenskap som er gitt til volumene.



**Figur 5.17:** Tilegnede materialegenskaper til bygget



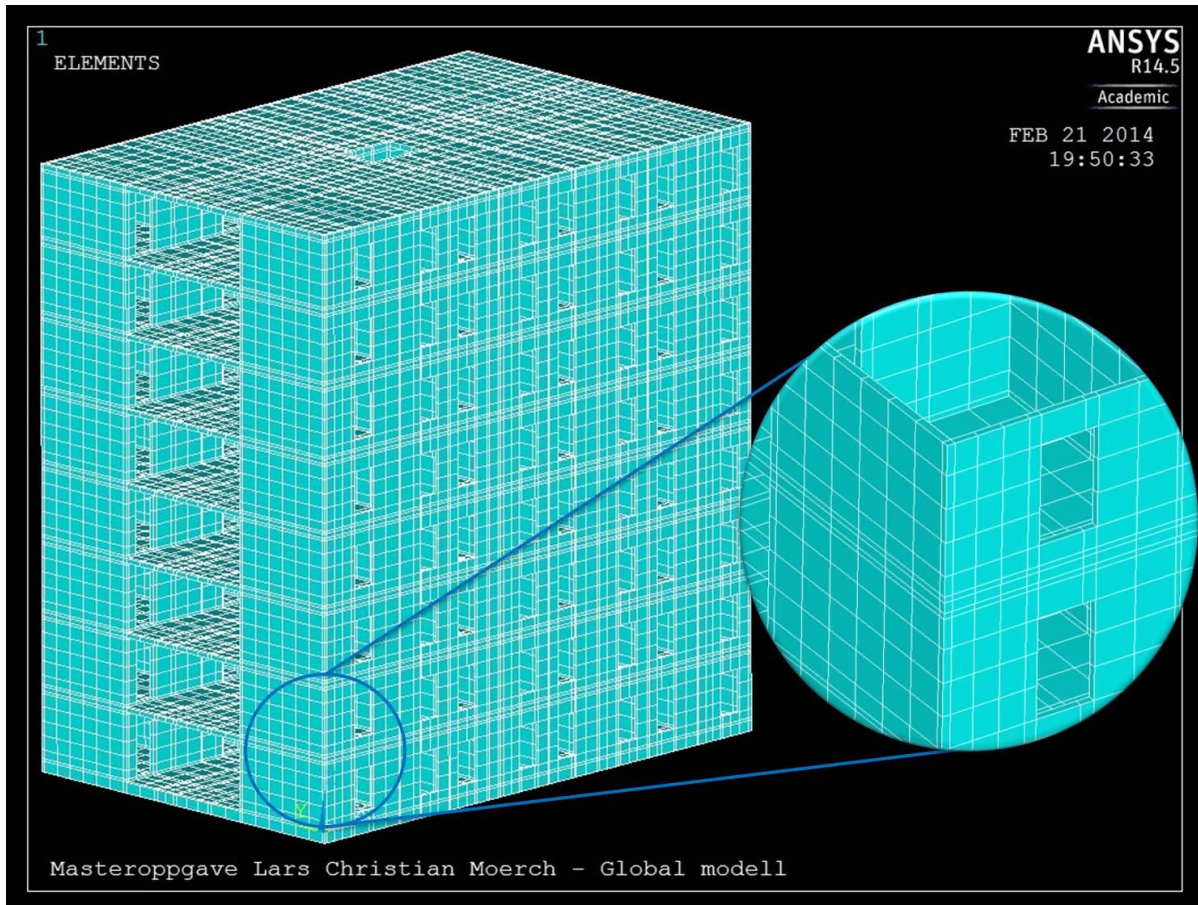
### 5.3.8 Mesh

Meshingen deler modellen opp i mindre volumer, også kalt elementer. Det finnes to alternative metoder for meshing i ANSYS. Dette er ”mapped meshing” og ”free meshing”. ”Mapped meshing” gir regelmessige elementer med fire, fem eller seks sider, mens ”free meshing” gir irregulære elementer med større variasjoner i antall sider. ”Free meshing” er derfor mer kompleks å regne på. Man har også mindre kontroll på hvor man får beregnet overføringen av spenningene.

”Mapped meshing” er valgt fordi det vil gi bedre kontroll på hvor spenningene mellom elementene i modellen blir beregnet som også betyr at man får bedre kontroll på spenningene i overgangen mellom skjøter i vegger og dekker. I tillegg er den *Globale modellen* allerede basert på regulære volumer med seks sider som er en god forutsetning for å bruke ”mapped meshing”. ”Mapped meshing” gir også et forutsigbart antall elementer, mens ”free meshing” ofte kan gi et vesentlig høyere antall elementer som igjen fører til lengre prosesseringstid.

Detaljeringene og forenklingene nevnt i avsnitt 5.3.3 og 5.3.4 vil resultere i et ryddigere mesh, spesielt rundt utsparinger og overgangen mellom elementene. I disse områdene vil dette gi avvik i de lokale spenningene. Dette betyr imidlertid lite, da de lokale spenningen ikke har betydning for den globale spenningsfordelingen i bygget som denne oppgaven baserer seg på. Imidlertid vil det kreves langt flere elementer nær hjørner for å få et korrekt bilde av spenningene. Derfor kan det føre til avvik fra virkeligheten i skarpe hjørner. Det betyr imidlertid lite, siden lokale spenninger ikke ses på i denne oppgaven. Modellen skal kun brukes til å gi en oversikt over den globale spenningsfordelingen i bygget

Programversjonen ANSYS Academic Teaching Mechanical har en maksimal begrensning på 256 000 noder. Det er forsøkt å utnytte denne begrensningen slik at den *Globale modellen* får en så fin inndeling som mulig ut i fra forutsetningene. Modellen er derfor meshet med en elementstørrelse på 800 mm · 800 mm, da denne inndelingen gir oss totalt antall noder på omtrent 250 000, se figur 5.18. Denne meshingen anses å være god nok for å få med de globale effektene som vi ønsker i denne oppgaven. For en fullversjon av programvaren kunne den *Globale modellen* ha vært meshet med en finere inndeling for også å kunne se nøyere på de lokale effektene. Dette er utelatt til videre arbeider.



**Figur 5.18:** Ferdig meshet *Global modell*.

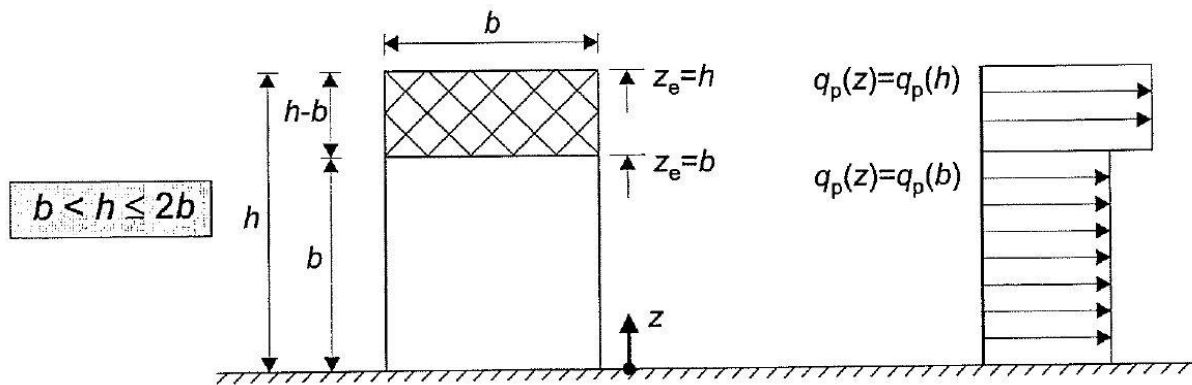
Før modellen meshes må modellen kuttet opp i flere volumer. Det tar 5 timer å bygge opp en ferdig oppkuttet modell på ca. 18 000 volumer. Videre tar det 1 time å meshe dette til ca. 37 000 elementer og ca. 250 000 noder. Selve FEM analysen tar ikke mer enn 5 minutter. For oppbyggingen av alle variantene og tilfellene var det nødvendig å bygge opp totalt 10 modeller. (Variant 1: 3 utgaver, variant 2: 1 utgave og variant 3: 6 tilfeller). Total prosesseringstid ble omtrent 60 timer.

Med denne lange prosesseringstiden straffer det seg å gjøre feil, som betyr at en ny modell må bygges opp. Man kan fort bli forsinket flere arbeidsdager på dette. Det er derfor viktig å kontrollere alle data og instruksjoner før man starter prosesseringen. Erfaring har vist at testing og feilsøking bør gjøres på mindre deler av modellen først, for å isolere feil samt å spare tid.

## 5.4 Vindlaster på Palisaden

Vindlast på bygg regnes ut i henhold til NS-EN 1991-1-4, Eurocode 1 (EC1). Det er flere måter å regne ut vindlasten på, der den i denne oppgaven bestemmes ved hjelp av forenklet metode angitt i "Veiledningen" i EC1.

Palisaden er som kjent plassert i Ås kommune. Ås er et landbruksområde som i følge NS-EN 1991-1-4 kan karakteriseres som: "et område med lav vegetasjon og spredte hindringer" hvilket, i følge standarden, tilsvarer terrengkategori II. Høyden på bygget er ca. 24 m som gir oss følgende hastighetstrykkprofil vist i figur 5.19. Dette gir oss derfor to referanseshøyder der  $Z_{e1} = b = 15$  m og  $Z_{e2} = h = 24$  m.



Figur 5.19: Fordeling av hastighetstrykk på ulike referanseshøyder avhengig av  $h$  og  $b$ . Foto: (Standard Norge, 2009).

I nasjonalt tillegg i EC1 er det gitt en oversikt over referansevindhastigheter,  $v_{b,0}$ , for samtlige norske kommuner. Referansevindhastigheten er basert på statistiske vindmålinger og er definert som en gjennomsnittlig vindhastighet over en 10 minutters periode, i et punkt 10 meter over bakken, og er gitt for en returperiode på 50 år. For Ås er referansevindhastigheten satt til 22 m/s. Med denne referansevindhastigheten kan vi finne vindkasthastighetstrykket for de to referanseshøydene:

$$q_p(z_{e1}) = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(z_{e2}) = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

For Palisaden er det i tillegg brukt et flatt tak som grunnlag for vindberegningene. Det finnes en del utstyr på taket som kan påvirke lastene noe. Dette er ikke hensyntatt, da det kun fokuseres på råbygget i denne oppgaven.

Vindtrykket som virker på konstruksjonen eller konstruksjonsdeler finnes ved å ta hensyn til både innvendig og utvendig vindtrykk. Disse forutsettes å virke samtidig der den ugunstigste kombinasjonen vurderes.

Vindtrykket for byggets utvendig og innvendig flater er regnet ut ved hjelp av følgende formler fra EC1:

$$w_e = q_p(Z_e) \cdot C_{pe} \quad (5.9)$$

$$w_i = q_p(Z_i) \cdot C_{pi} \quad (5.10)$$

Hvor:

$w_e$	- vindtrykk på en utvendig flate	[kN/m <sup>2</sup> ]
$w_i$	- vindtrykk på en innvendig flate	[kN/m <sup>2</sup> ]
$q_p(Z_e)$	- topphastighetstrykk for referansehøyde $Z_e$	[kN/m <sup>2</sup> ]
$q_p(Z_i)$	- topphastighetstrykk for referansehøyde $Z_i$	[kN/m <sup>2</sup> ]
$C_{pe}$	- formfaktor for det utvendige trykket	[-]
$C_{pi}$	- formfaktor for det innvendige trykket	[-]

Formfaktor for innvendig vindtrykk,  $C_{pi}$ , kan bestemmes ut i fra andelen av mulige åpninger i bygget. Dette kan være alt fra åpne vinduer, ventilasjonsåpninger og skortsteiner. Der det ikke er mulig eller vanskelig å beregne  $C_{pi}$ , kan denne settes til +0,2 ved overtrykk og -0,3 ved undertrykk. Dette er konservative verdier og skal i henhold til EC1 vurderes hvilken innvendig formfaktor som gir det mest ugunstigste totalvindtrykket.

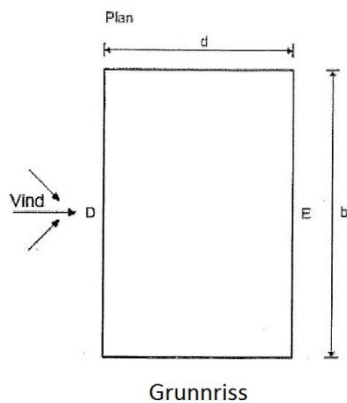
Hvilken formfaktor som skal brukes for utvendig vindtrykk,  $C_{pe}$ , er avhengig av hvor stort belastet areal som betraktes. For Palisaden er belastet areal over 10 m<sup>2</sup> hvilket gir oss formfaktor  $C_{pe,10}$ .

For vindretning normalt på langveggen og på taket gir det oss følgende utvendige formfaktorer presentert i tabell 5.14, der  $h/d = 1,56$ .

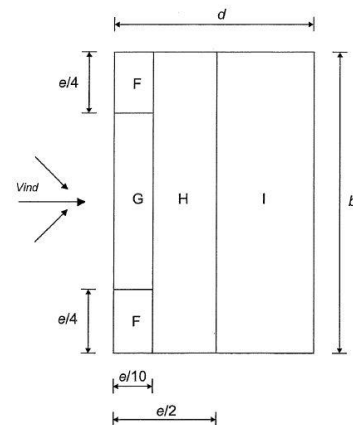
**Tabell 5.14:** Utvendige formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygg og for flate tak.  
 Kilde: (Standard Norge, 2009).

Vindtrykksone:	Formfaktor: $C_{pe,10}$
A	-1,2
B	-0,8
D	0,8
E	-0,53 (interpolert)
F	-1,8
G	-1,2
H	-0,7
I	0,2

Siden  $e > d$ , der  $e$  er minste verdi av  $b$  og  $2h$  gir figur 5.20 og 5.21 oss vindtrykksone for Palisaden.

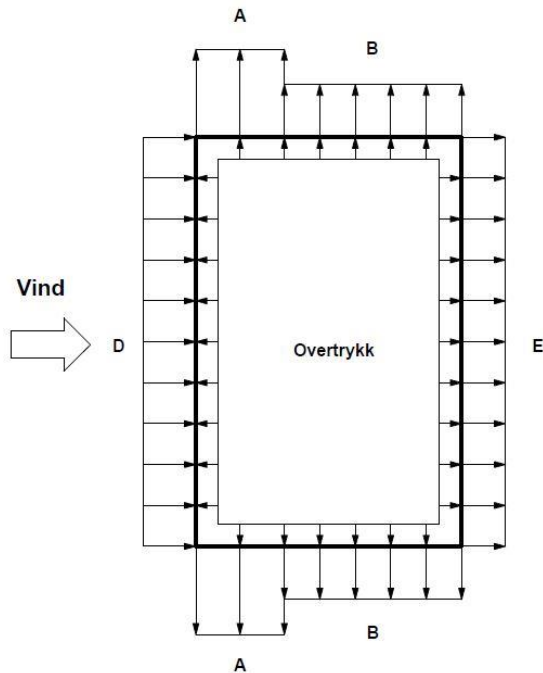


**Figur 5.20:** Vindretning normalt på langvegg og vindtrykksoner i oppriss. Kilde: Standard Norge, 2009.

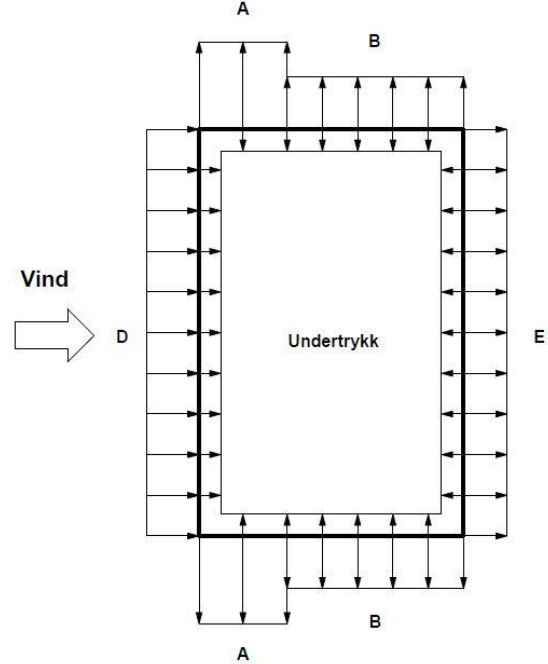


**Figur 5.21:** Vindtrykksoner for flate tak. Kilde: Standard Norge, 2009.

Formfaktorene i tabell 5.14 viser at med en vindretning og vindtrykk på langveggen i flate D gir sugkrefter på de resterende flatene til bygget. Ved å kombinere utvendig og innvendig formfaktor får vi ulike kombinasjoner for vindbelastning som gir ugunstigst tilfelle. Av figur 5.22 og 5.23 kan vi se at for tilfeller med innvendig overtrykk i kombinasjon med utvendig formfaktor, i flate A, vil gi størst netto formfaktor.



**Figur 5.22:** Utvendige formfaktorer i kombinasjon med innvendig formfaktor som overtrykk.



**Figur 5.23:** Utvendige formfaktorer i kombinasjon med innvendig formfaktor som undertrykk.

Vindtrykket vil i dette tilfelle være differansen mellom det negative trykket på utsiden og det positive trykket på innsiden av vegg. Generelt kan dette skrives som:

$$w_e = q_p(Z_e) \cdot (C_{pe,10} - C_{pi}) \quad (5.11)$$

### 5.4.1 Vind på langvegg

I den *Globale modellen* er det ikke tatt hensyn til innsatte vinduer i langveggen, slik at vi kun har utsparinger i elementene. For at den totale vindlasten i flate D skal virke på hele vegg uten vinduer, er det forenklet korrigert for dette ved hjelp av forholdet mellom totalt areal for langveggen og totalt areal for vindusutsparingene.

Tabell 5.15 gir oss derfor følgende karakteristiske vindlaster på bygget og for taket med vindretning vinkelrett på langveggen. Tabellen viser korrigert verdi for flate D.

**Tabell 5.15:** Vindlaster på vegg og tak med vindretning vinkelrett på langvegg for  $Z_{e1} = 15$  m og  $Z_{e2} = 24$  m.

Vindtrykk:	Gavlvegg		Langvegg		Flate tak med skarpe kanter				Enhet:
	A	B	D	E	F	G	H	I	
$w_e$ : ( $Z_{e1} = 15$ m)	-1,12	-0,80	1,10	-0,58	-	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
$w_e$ : ( $Z_{e2} = 24$ m)	-1,23	-0,88	1,21	-0,64	-	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
$w_e$ : ( $Z_{e2} = 24$ m)	-	-	-	-	-1,76	-1,23	-0,79	0,44	kN/m <sup>2</sup>

### 5.4.2 Vind på gavlvegg

For vindlaster med vindretning på gavlveggen vil man få to referansehøyder som er nesten like store da disse i dette tilfelle er:  $Z_{e1} = h = 24$  m og  $Z_{e2} = b = 23$  m. Dette betyr at vi forenklet kan si vindkasthastighetstrykket for referansehøydene begge blir:  $q_p(Z_e) = 0,88$  kN/m<sup>2</sup>. Det vil si at for vindbelastning på gavlveggen vil vi få de samme vindlastene som vi fikk for vindbelastning på langveggen, da disse regnes ut på samme måte som beskrevet over. I dette tilfelle er det ikke korrigert for vinduer, da denne veggen forenklet er regnet som en hel vegg uten utsparinger. Tabell 5.16 gir oss disse vindlastene for bygget med vindretning på gavlveggen.

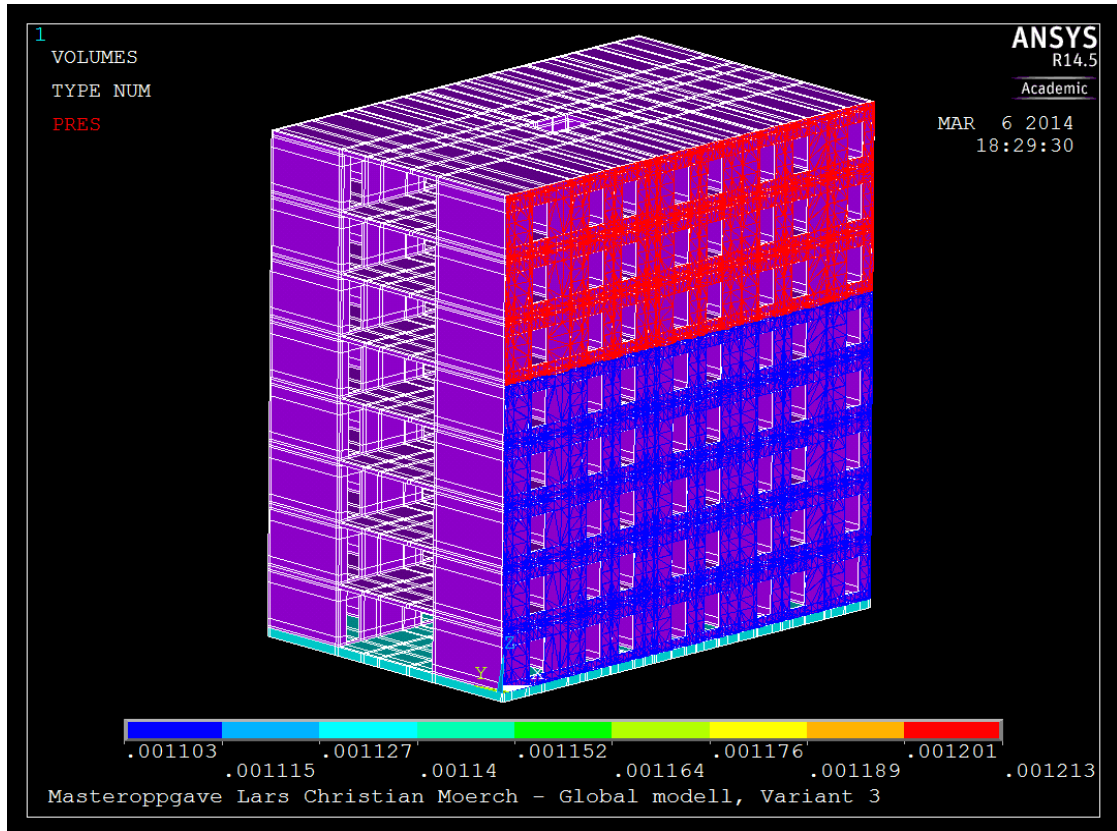
**Tabell 5.16:** Vindlaster på vegg og tak med vindretning vinkelrett på gavlvegg for  $Z_{e1} = Z_{e2} = 24$  m.

Vindtrykk:	Langvegg			Gavlvegg		Flate tak med skarpe kanter				Enhet:
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	
$W_e:$ ( $Z_{e1} = 24$ m)	-1,23	-0,88	-0,62	0,97	-0,64	-	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
$W_e:$ ( $Z_{e2} = 24$ m)	-	-	-	-	-	-1,76	-1,23	-0,79	0,44	kN/m <sup>2</sup>

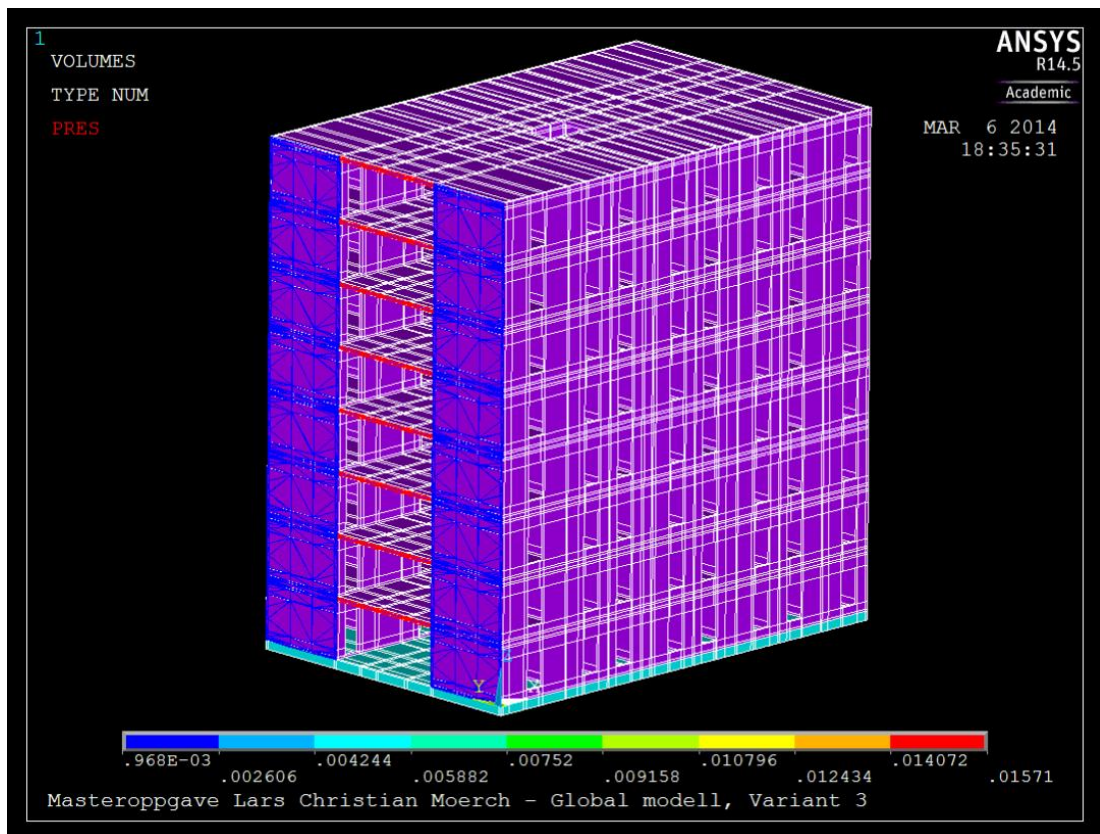
Vindlasten vil fordeles utover etasjeskillerne, da stenderverket i gavlveggen ikke er tatt hensyn til. For nøyere betraktning av vindberegningene henvises det til vedlagt Excel ark i vedlegg C.7.

For den *Globale modellen* er vindlasten påsatt som en flatelast på volumelementene. Figur 5.24 og 5.25 illustrerer dette for henholdsvis langvegg og gavlvegg. Vindsuget er ikke tatt med i disse figurene, men illustrerer vindtrykket på modellen for henholdsvis langvegg og gavlvegg. Fargen antyder størrelsen på vindlasten.





Figur 5.24: Vindlast på langvegg.



Figur 5.25: Vindlast på gavlvegg.



## RESULTATER

### 6 Resultater og diskusjon

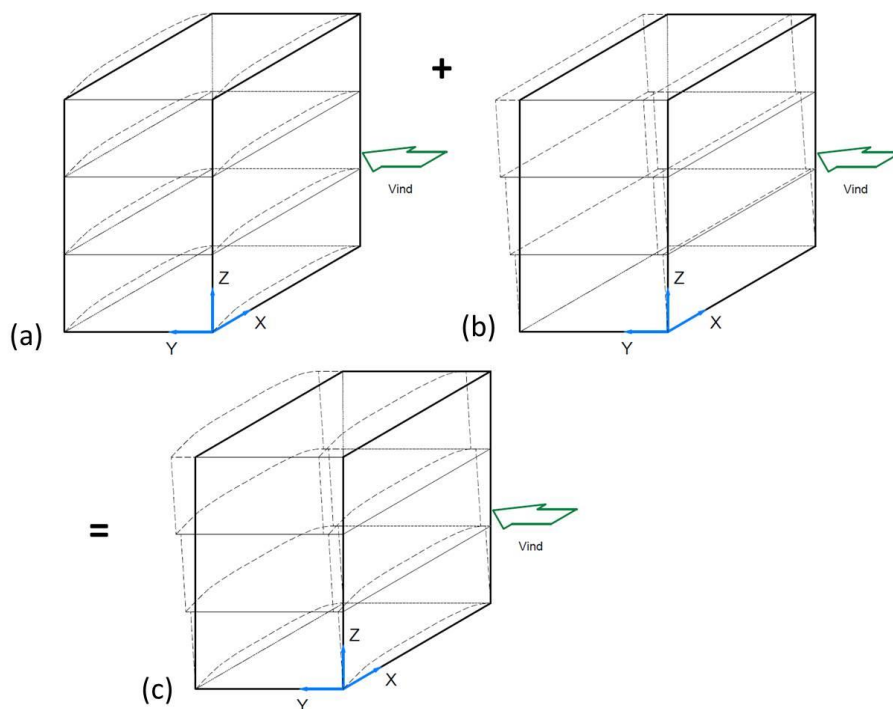
#### 6.1 Generelt

I dette kapitlet vil resultatene fra analysene bli presentert og diskutert. Rekkefølgen på resultatene følger den stegvise oppbyggingen av modellen i de ulike variantene hvor variant 3, tilfelle 1 (skruvinkler  $\alpha = 30^\circ$   $\beta = 0^\circ$ ) er modellen som er nærmest slik skrueforbindelsene er utført i Palisaden.

Alle figurene fra analysen av modellen i ANSYS viser svært overdrevne deformasjoner. Dette er for lettere å fremstille retningen på forskyvningene som oppstår. Deformasjonene er i realiteten små og analysen er gjort i det lineær elastiske området.

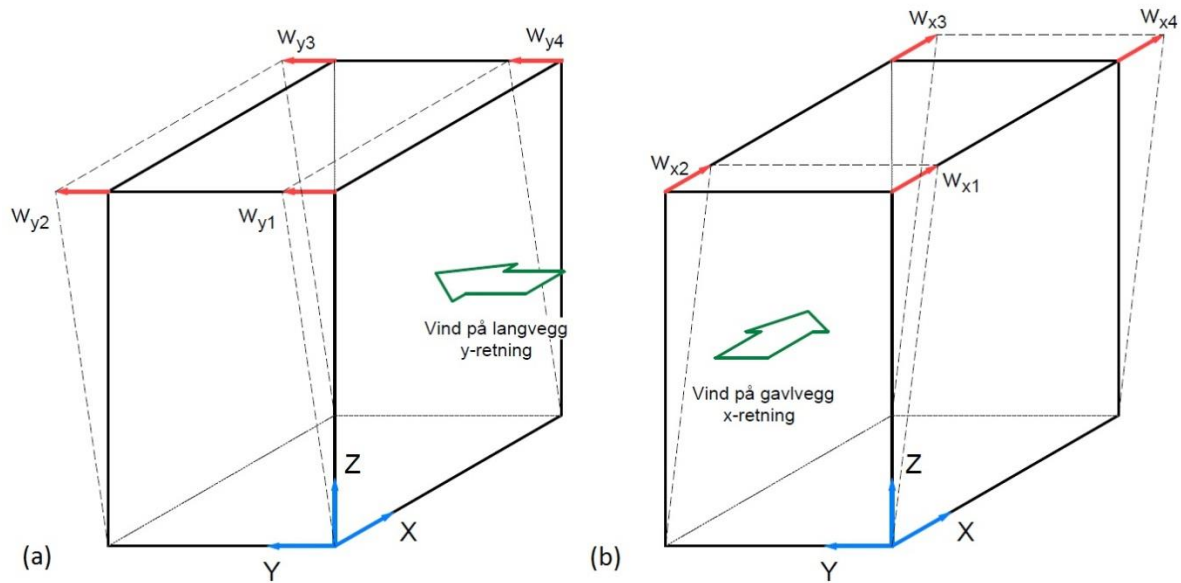
#### 6.2 Analyse

En konstruksjon vil oppføre seg forskjellig etter påsatt vindlast avhengig av byggets bæresystem. Konstruksjonen kan antas å fungere som en fast innspent bjelke. For høye konstruksjoner i tre vil skjærkreftene i bygget dominere og føre til følgende deformasjon av konstruksjonen vist i figur 6.1.



**Figur 6.1:** Prinsipp-skisse for totale deformasjoner for et fleretasjes trehus.

Kreftene på konstruksjonen vil fordele seg avhengig av stivheten til konstruksjonsdelene. Deformasjonene på konstruksjonen uttrykker stivheten til modellen. Når det gjelder resultatene fra de ulike variantene, er det tatt utgangspunkt i horisontale forskyvninger i modellen etter påsatt vindlast på gavlvegg og langvegg. For å undersøke dette nærmere, er det er valgt å se på forskyvning på toppen av bygget etter påsatt vindlast se figur 6.2.



**Figur 6.2:** Prinsippskisse for horisontale forskyvninger på toppen av bygget etter påsatt vindlast for: a) langvegg (y-retning), b) gavlvegg (x-retning).

### 6.3 Variant 1 – ”Forenklet”

Den *Globale modellen* er undersøkt modellert med elementtypen SOLID185 (8 noder) og SOLID186 (20 noder). Begge modellene er, som nevnt tidligere, meshet med en elementstørrelse på 800 mm · 800 mm. For modellen med elementtypen SOLID186 er denne meshingen styrt etter programvarens maksimale begrensning på 256 000 noder og gir oss totalt antall noder på omtrent 250 000. For modellen med elementtypen SOLID185 får vi totalt antall noder på omtrent 70 000 med samme inndeling.

Til sammenligning er det modellert med elementtypen SOLID185, meshet med elementstørrelse 290 mm · 290 mm, for å komme så nær programmets maksimal nodebegrensning som mulig. Dette resulterte i et totalt antall noder på omtrent 250 000.

Med påsatt vindlast på henholdsvis gavlvegg og langvegg får vi derfor følgende horisontale forskyvninger på toppen av bygget presentert i tabell 6.1 og 6.2. Forskyvningene i tabellene er presentert parvis etter hverandre avhengig av påsatt vindlast vist i figur 6.1. For langveggene er hjørnepunktene henholdsvis 1-2 og 4-3 bak hverandre. En forskjell i forskyvning mellom 1 og 2 eller 3 og 4 skyldes at vindlasten har forårsaket torsjon i bygget. Heis- og trappesjakten har en funksjon som avstiver til bygget. Når det blir påsatt en vindlast som er symmetrisk fordelt over veggen, oppstår det torsjon i bygget når heis- og trappesjakten ikke er plassert symmetrisk midt i bygget. I tillegg vil det være en liten høydeforskjell mellom punktene da taket ikke lenger er helt horisontalt. For gavlveggene er de tilsvarende hjørnepunktene 1-4 og 2-3 bak hverandre.

**Tabell 6.1:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 1.

Elementtype:	Mesh:	Forskyvninger fra vind på langvegg				Enhet:
		w <sub>y1</sub> :	w <sub>y2</sub> :	w <sub>y4</sub> :	w <sub>y3</sub> :	
SOLID185 (8 noder)	800 · 800	13,44	13,42	11,86	11,84	mm
SOLID185 (8 noder)	290 · 290	14,13	14,10	12,47	12,45	mm
SOLID186 (20 noder)	800 · 800	14,55	14,53	12,86	12,84	mm

**Tabell 6.2:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 1.

Elementtype:	Mesh:	Forskyvning fra vind på gavlvegg				Enhet:
		w <sub>x1</sub> :	w <sub>x4</sub> :	w <sub>x2</sub> :	w <sub>x3</sub> :	
SOLID185 (8 noder)	800 · 800	6,79	6,74	6,79	6,73	mm
SOLID185 (8 noder)	290 · 290	7,26	7,21	7,26	7,20	mm
SOLID186 (20 noder)	800 · 800	7,59	7,53	7,59	7,52	mm

I tilfelle for rad 2 med SOLID185 og elementstørrelse 290 mm · 290 mm, får vi en noe mer nøyaktig modell da totalt antall noder etter meshingen er større enn for rad 1 og tettheten mellom nodene er mindre. Følgelig vil forskyvningene øke.

Når vi i rad 3 anvender SOLID186 med 20 noder får vi like stort totalt antall noder etter meshingen som for rad 2, men her blir forskyvningene noe større. Årsaken til dette er at vi i tillegg får inkludert effekten av krumning i elementene og derfor et mer nøyaktig resultat. For en fullversjon av programvaren kunne vi for tilfelle i rad 2 og 3 ha meshet med enda finere inndeling for ytterligere å øke nøyaktigheten, men det vil fortsatt være en liten forskjell som skyldes effekten av krumningen.

For variant 2 og 3 er det derfor videre kun brukt elementtypen SOLID186 (20 noder) og mesh 800 mm · 800 mm, da denne derfor er mest nøyaktig.

For resultatplot fra modellen i variant 1, samt histogram som viser forskjell i forskyvning, henvises det til vedlegg B.1 og B.2.

#### 6.4 Variant 2 – ”Forenklet, kompensert”

For variant 2 vil stivheten minke og derfor deformasjonene øke da de ulike veggtykkelsene har blitt simulert ved hjelp av endrede materialegenskaper. I tabellene 6.3 og 6.4 presenteres horisontale forskyvninger fra vind på henholdsvis langvegg og gavlvegg.

Tabell 6.3: Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 2.

Forskyvninger fra vind på langvegg				
$w_{y1}$ :	$w_{y2}$ :	$w_{y4}$ :	$w_{y3}$ :	Enhet:
14,81	14,80	13,03	13,02	mm

Tabell 6.4: Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 2.

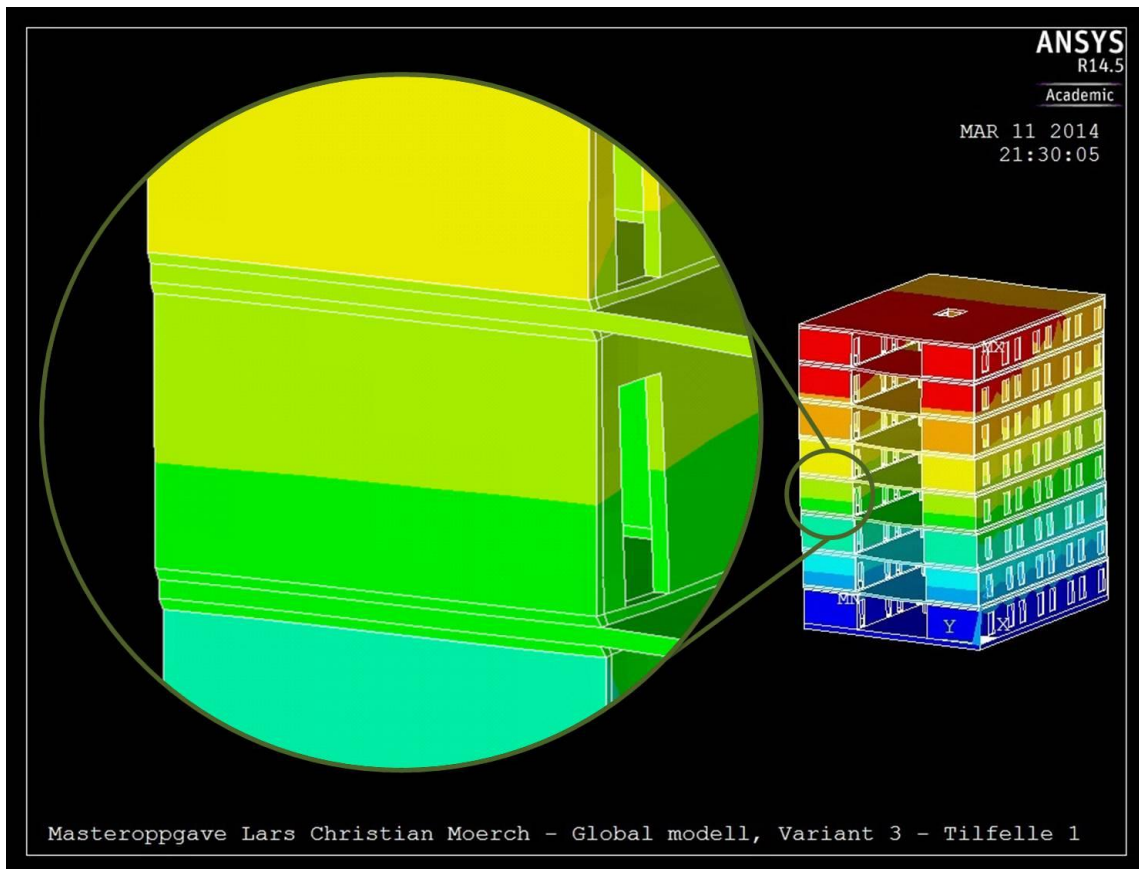
Forskyvninger fra vind på gavlvegg				
$w_{x1}$ :	$w_{x4}$ :	$w_{x2}$ :	$w_{x3}$ :	Enhet:
8,02	8,00	7,95	7,92	mm

I dette tilfelle kan vi se av tabellene at de horisontale forskyvningene nå øker da tykkelsen på veggene minker. For vind på langveggen øker forskyvningene med 0,2 mm og med 0,4 mm for vind på gavlveggen sammenlignet med modellen (SOLID186) i variant 1.

For resultatplot fra modellen i variant 2 henvises det til vedlegg B.3.

### 6.5 Variant 3 – ”Forenklet, kompensert med forbindelser”

For å komme nærmest mulig Palisadens virkelige oppbygging, må vi inkludere materialegenskapene til skruesjiktene. Det vil her bli sett nærmere på effekten av skrueforbindelsene. Horisontal forskyvningen på toppen av bygget er en kombinasjon av skjærdeformasjon i skruesjiktet og i veggene. Skjærdeformasjonen i skruesjiktene er vesentlig større enn i veggene og vises tydelig i figur 6.3. Figuren viser et utsnitt av modellen med påført vind på langvegg for å illustrere deformasjonen som en forskyvning av skruesjiktene.



Figur 6.3: Horisontal forskyvning i y-retning for skruesjikt for vind på langvegg i tilfelle 1.

I tabellene 6.5 og 6.6 presenteres horisontale forskyvninger fra vind på henholdsvis langvegg og gavlvegg for tilfelle 1 og 2.

**Tabell 6.5:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 3 i tilfelle 1 og 2.

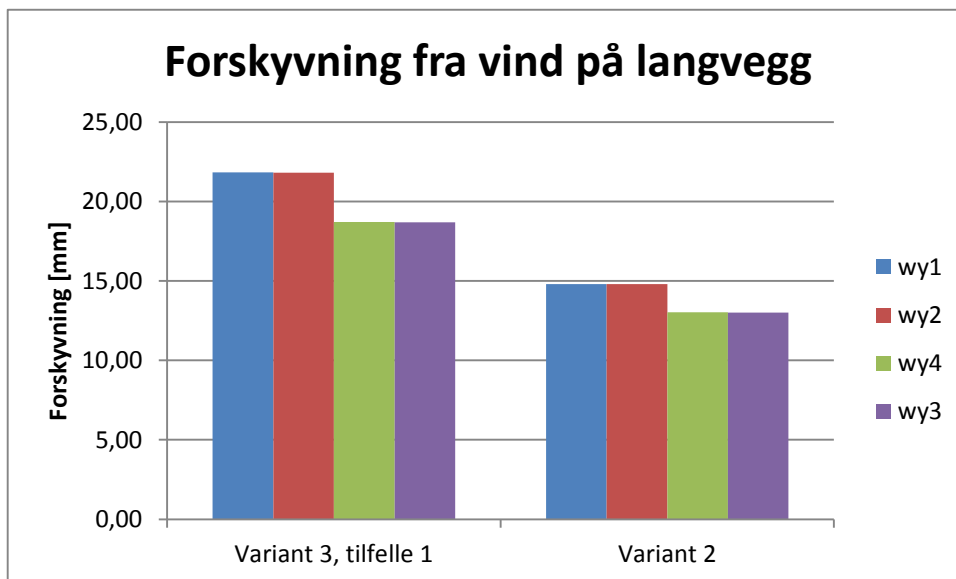
Tilfelle:	Skruevinkler		Forskyvning fra vind på langvegg				Enhet:
	$\alpha$ :	$\beta$ :	$w_{y1}$ :	$w_{y2}$ :	$w_{y4}$ :	$w_{y3}$ :	
1	30°	0°	21,84	21,83	18,71	18,70	mm
2	30°	30°	16,07	16,05	14,07	14,06	mm

**Tabell 6.6:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 3 i tilfelle 1 og 2.

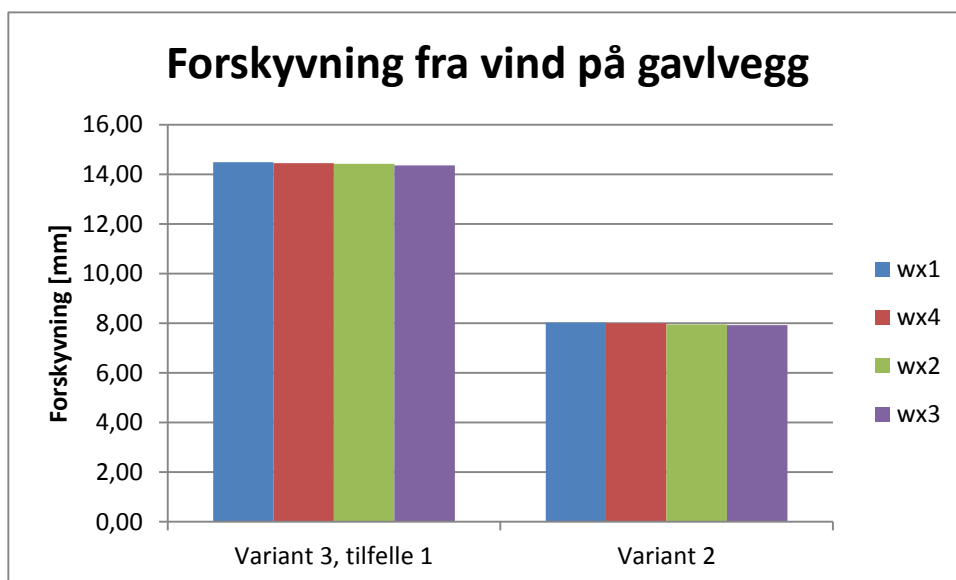
Tilfelle:	Skruevinkler		Forskyvning fra vind på gavlvegg				Enhet:
	$\alpha$ :	$\beta$ :	$w_{x1}$ :	$w_{x4}$ :	$w_{x2}$ :	$w_{x3}$ :	
1	30°	0°	14,49	14,45	14,42	14,37	mm
2	30°	30°	9,17	9,15	9,10	9,07	mm

### 6.5.1 Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot variant 2

Resultatene for påsatt vindlast i tabellene 6.5 og 6.6 viser at de horisontale forskyvningene i tilfelle 1 øker i vesentlig grad, sammenlignet med variant 2. Forskyvningene øker da skruesjiktene oppfører seg som et ”mykere” sjikt enn veggene og bidrar mest til forskyvningen. Dermed reduseres også stivheten til bygget ytterligere.



Figur 6.4: Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot variant 2 for vind på langvegg.



Figur 6.5: Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot variant 2 for vind på gavlvegg.

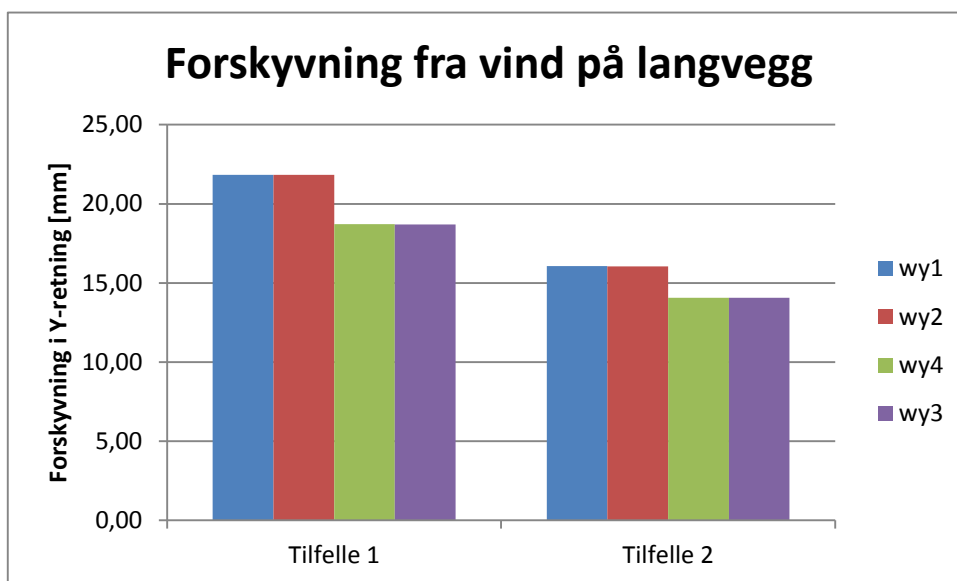
For vind på langvegg øker forskyvningene med 6,4 mm, mens for vind på gavlvegg øker forskyvningen med 6,5 mm. Det vises tydelig at vi i variant 3 har inkludert effekten av en fleksibel forbindelse vegg-gulv-vegg i alle etasjer. Forskyvningen forårsaket av vind på langvegg er vesentlig større enn for vind på gavlvegg. Se figur 6.4 og 6.5.



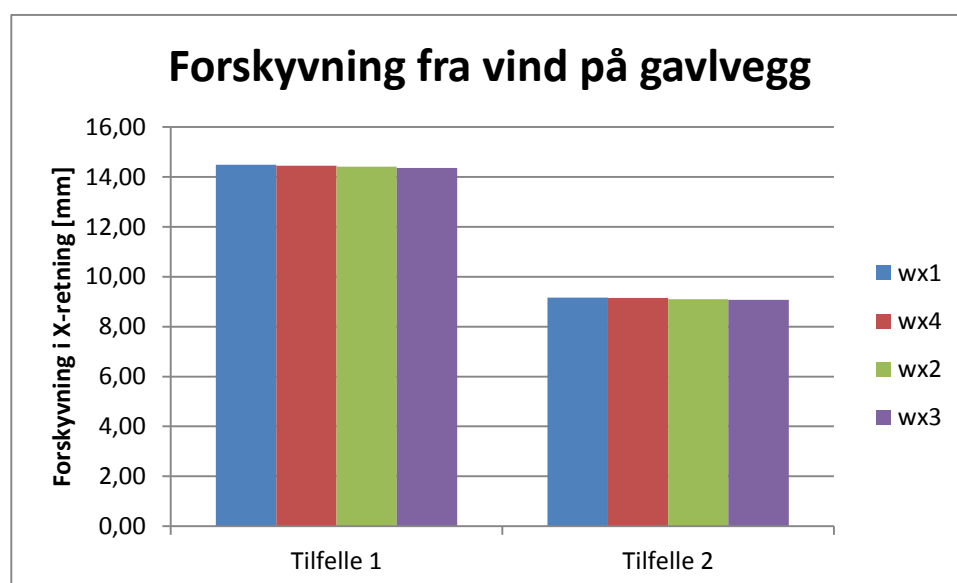
## 6.5.2 Sammenligning av variant 3: Tilfelle 1 mot tilfelle 2

### Forskyvninger på toppen av bygget

I Schrøder (2013) viser prøveresultatene at med en økende skruevinkel så øker også stivheten til skrueforbindelsene mellom elementene. For eksempel øker stivheten ca. 17 ganger når skruevinkelen endrer seg fra  $0^\circ$  til  $30^\circ$ . Tabellene 6.5 og 6.6 er gjengitt som grafer i figur 6.6 og 6.7. Som forventet ser vi at forskyvningene er betydelig større i tilfelle 1, hvor skruevinklene er  $30^\circ$  og  $0^\circ$ , sammenlignet med tilfelle 2 der begge er  $30^\circ$ .



Figur 6.6: Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot tilfelle 2 for vind på langvegg.

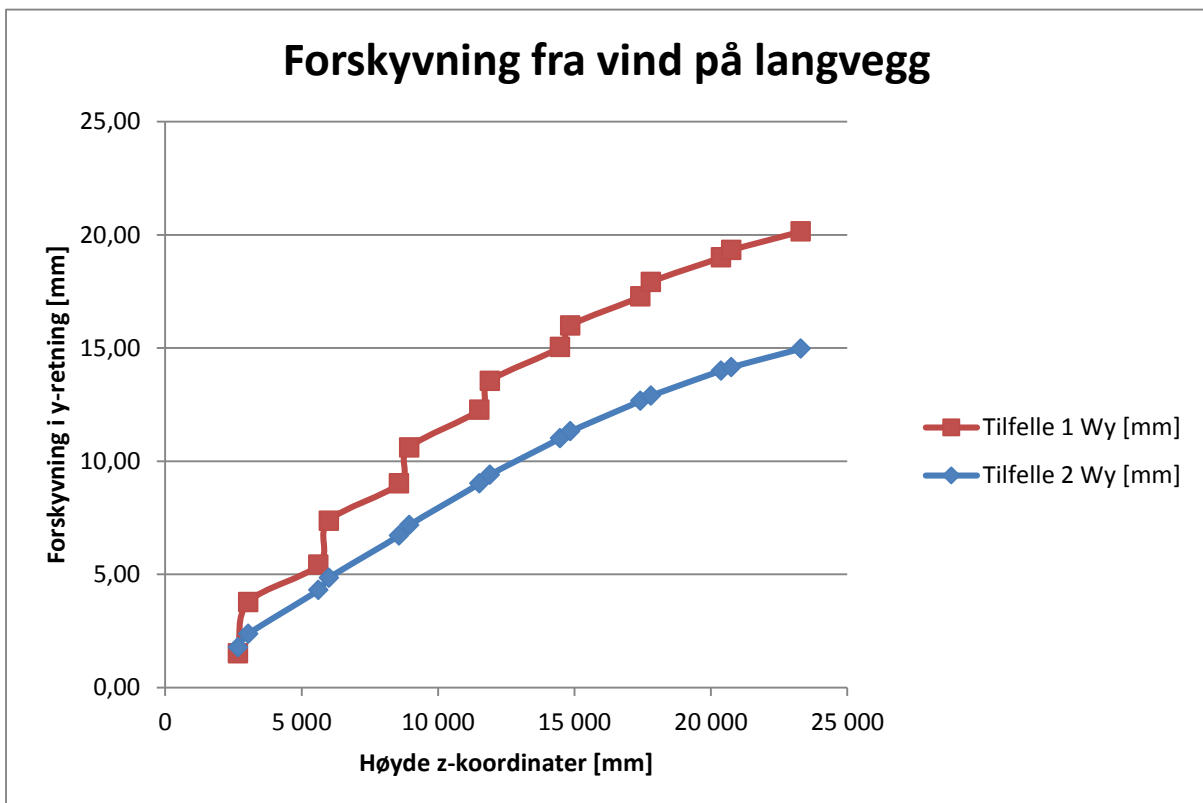


Figur 6.7: Sammenligning av variant 3, tilfelle 1 mot tilfelle 2 for vind på gavlvegg.

De horisontale forskyvningene for tilfelle 2 er redusert med 5,2 mm for vind på langvegg og med 5,3 mm for vind på gavlvegg sammenlignet med tilfelle 1. Her får vi en relativt stor effekt av at skruene nå har en vinkel  $\alpha = \beta = 30^\circ$  i begge akser. Forskyvningen er bare 1,2 mm større enn for variant 2, noe som betyr at en skruvinkel i begge retninger gir en mye større stivhet. Dette demonstrerer viktigheten av å etablere en skruvinkel i begge akser for å oppnå en optimal stivhet.

### Forskyvninger per etasje

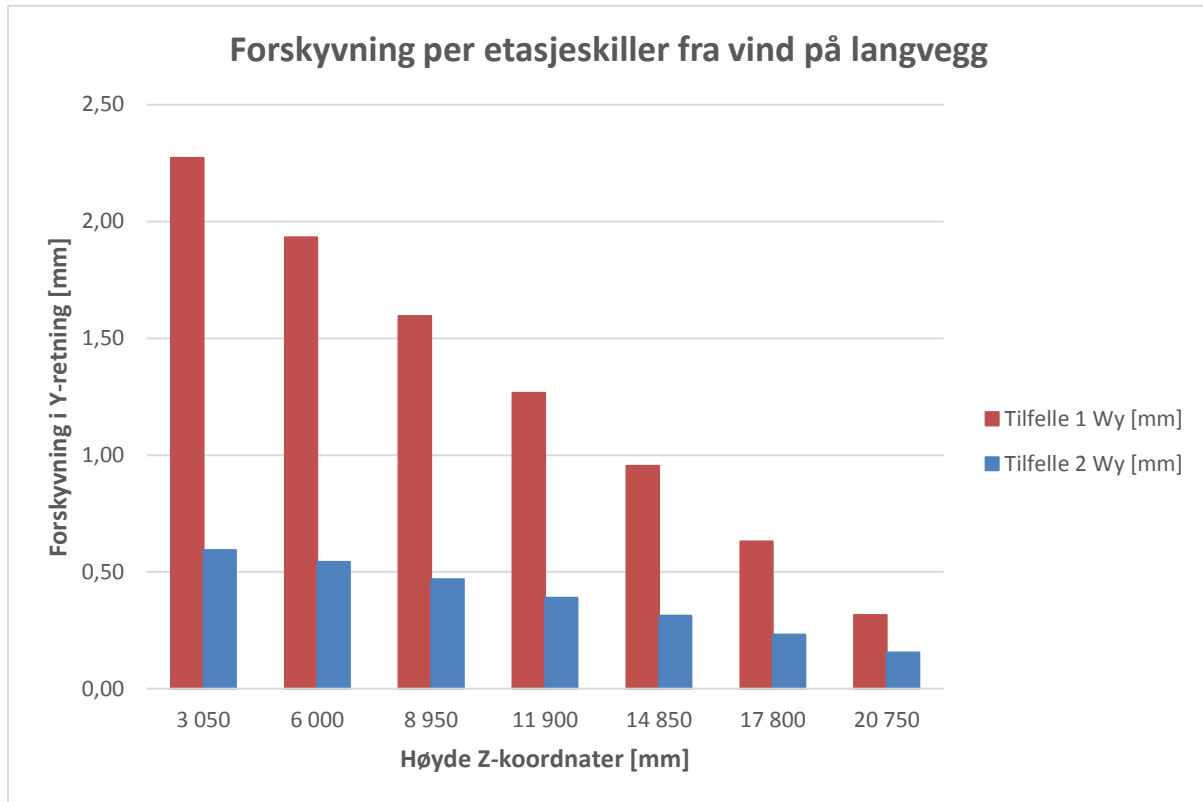
Forskyvningene er tatt fra horisontalsnitt i overgangen mellom skruesjikt og vegg i hver etasje. Punktene i grafen representerer forskyvningene mellom underkant av skruesjikt under etasjeskiller og overkant av skruesjikt over etasjeskiller. Overgangen mellom etasjer består derfor av skruesjikt – etasjeskiller – skruesjikt. Dermed vil kurven alternere mellom å vise forskyvningsforløp i vegg og overgangen mellom etasjer. Forskyvningene vises per etasje for tilfelle 1 og 2 grafisk i figur 6.8 for vind på langveggen.



Figur 6.8: Forskyvninger i horisontale snitt fra vind på langvegg.

Som vist i figuren vil forskyvningene være størst per etasje nederst i bygget og dermed avta oppover i bygget. Den stegvise økningen i trappetrinn skyldes at forskyvningen er større i skruesjiktene enn i veggene. Dette vises tydelig i figuren.

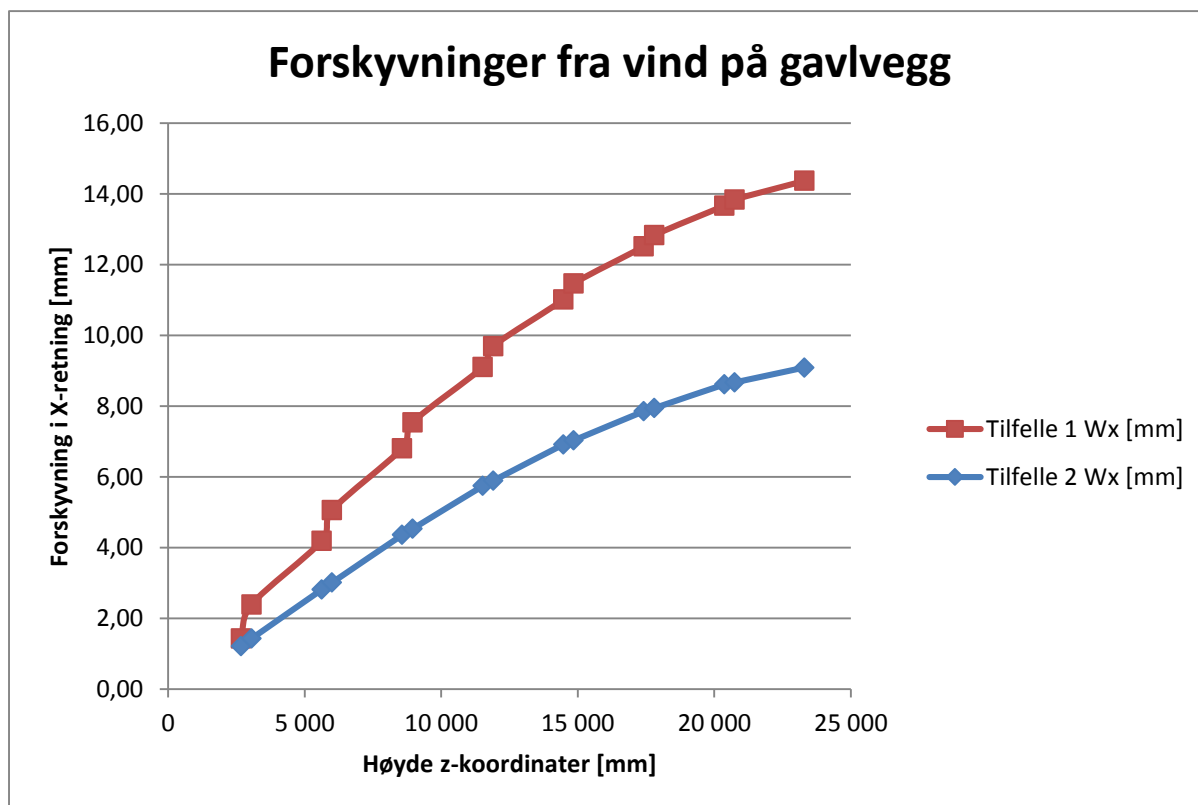
For tilfelle 1 er den stegvise økningen i forskyvning mye større enn for tilfelle 2. Forskyvningen minker for hver etasje oppover i bygget. For å se nærmere på forskyvningen i skruesjiktene alene vises histogrammet i figur 6.9. Figuren viser forskjellen i forskyvning i skruesjikt per etasje mellom tilfellene.



**Figur 6.9:** Forskjell i forskyvning i skruesjikt per etasje fra vind på langvegg.

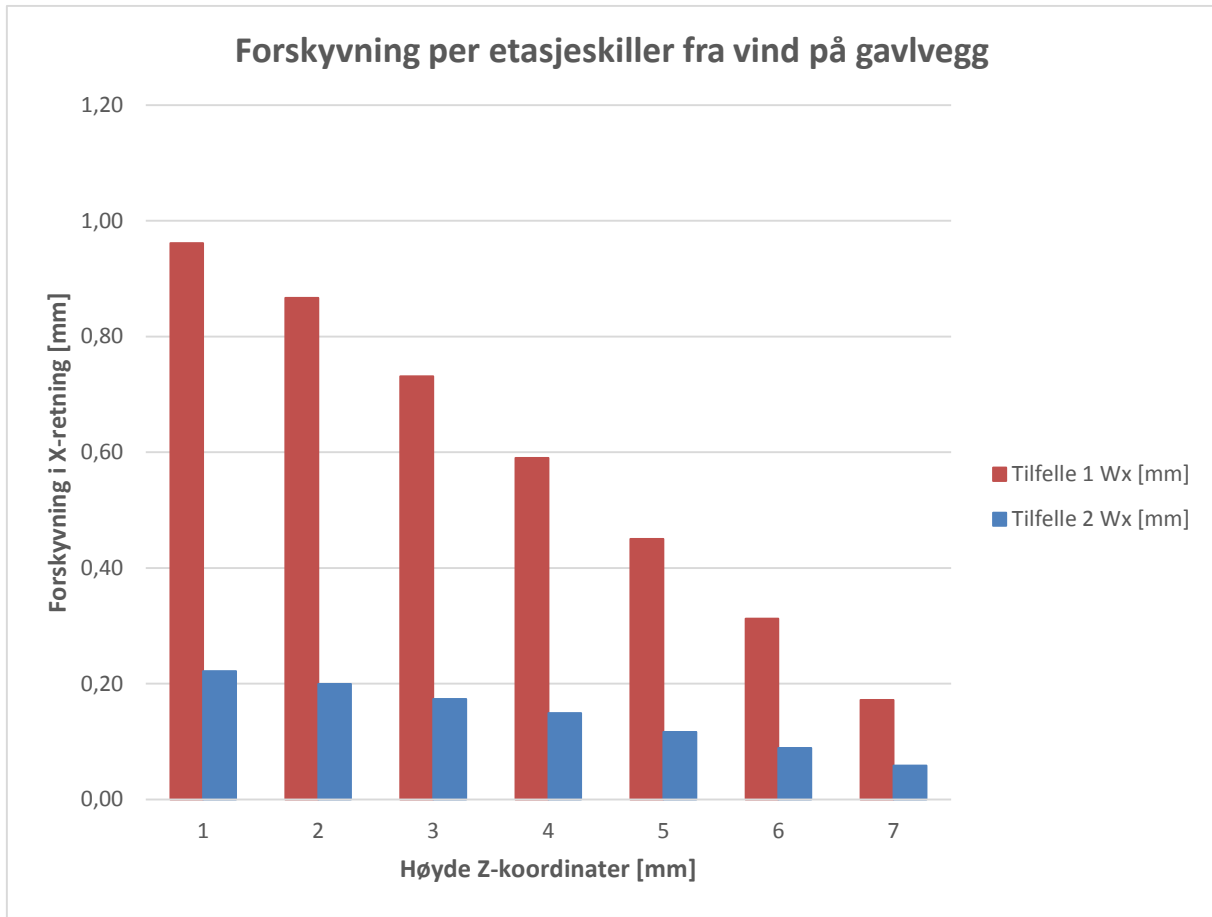
Forskyvningen per etasje minker for hver etasje oppover i bygget. Forskyvningen i skruesjiktene for tilfelle 1 er i første etasje på ca. 2,3 mm mens forskyvningen i 8. etasje er på ca. 0,3 mm. Forskyvningen for tilfelle 2 er i første etasje ca. 0,6 mm mens den er ca. 0,2 mm i 8. etasje. Skruesjiktet i tilfelle 2, med skruevinkel i begge retninger, er derfor mye stivere enn tilfelle 1 med skruevinkel i kun en retning. Dette bekrefter betydningen av å skru med skruevinkel i to retninger.

Forskyvningene fra vind på gavlvegg vises per etasje for tilfelle 1 og 2 grafisk i figur 6.10.



Figur 6.10: Forskyvninger i horisontale snitt fra vind på gavlvegg.

Figur 6.10 illustrerer forskyvningene på gavlveggen oppover i etasjene. Forløpet tilsvarer forløpet til langveggen. Den totale forskyvningen er mindre enn for langveggen. Det er også den stegvise økningen. Forskyvningen i første etasje er på ca. 1,0 mm mens forskyvningen i 8. etasje er på ca. 0,2 mm. Forskyvningen for tilfelle 2 er i første etasje ca. 0,2 mm mens den er ca. 0,1 mm i 8. etasje. Dette vises i histogrammet i figur 6.11.

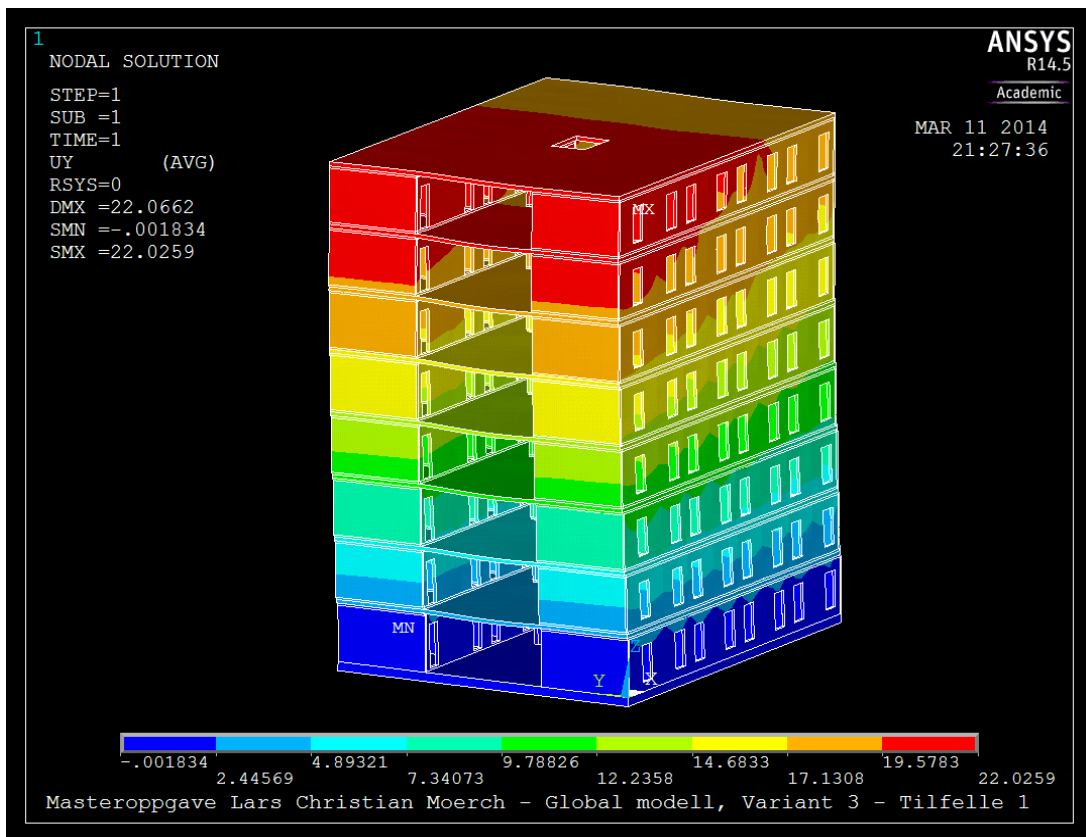


**Figur 6.11:** Forskjell i forskyvning i skruesjikt per etasje fra vind på gavlvegg.

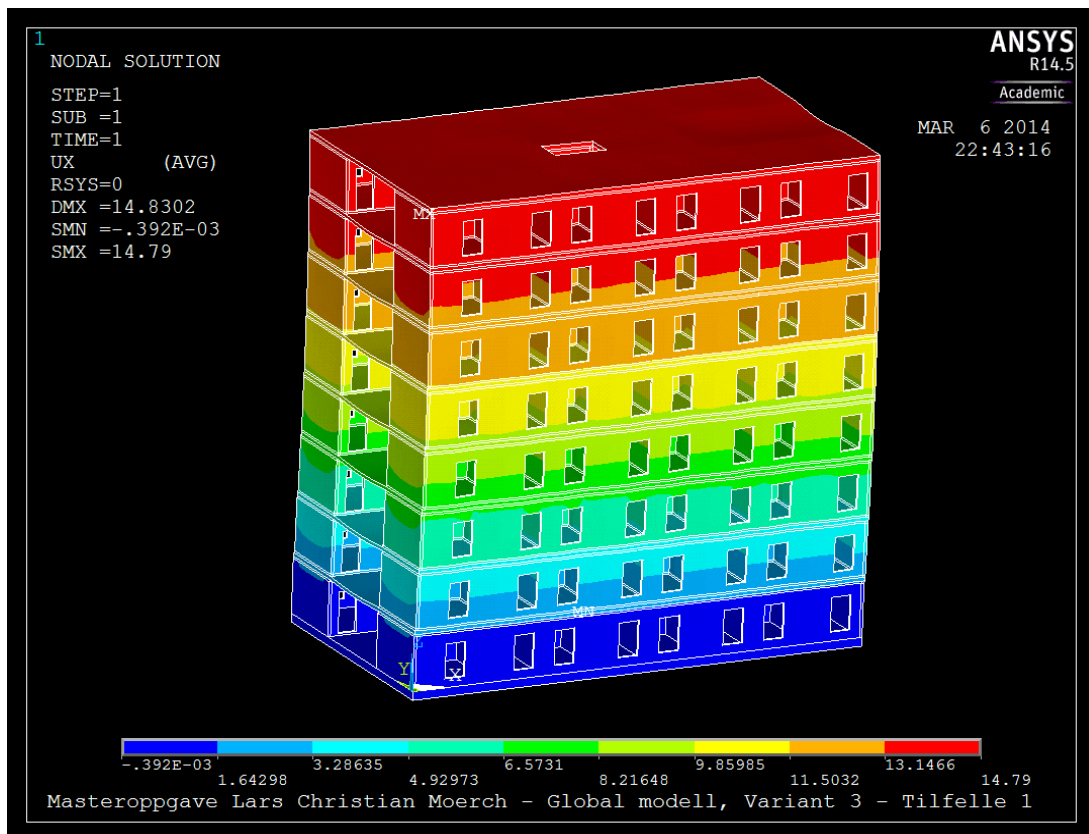
### Resultatplot

Resultatplot med påført vindlast vises i figurene 6.12 og 6.13 for tilfelle 1 og figur 6.14 og 6.15 for tilfelle 2. Forskyvningen på toppen av bygget fra vind på langvegg er i tilfelle 1 ca. 20,27 mm og ca. 15,06 mm for tilfelle 2. For vind på gavlvegg er forskyvningen henholdsvis 14,43 mm og 9,12 mm. De største forskyvningene befinner seg i 8. etasje og et stykke ned i 7. etasje.

### Tilfelle 1

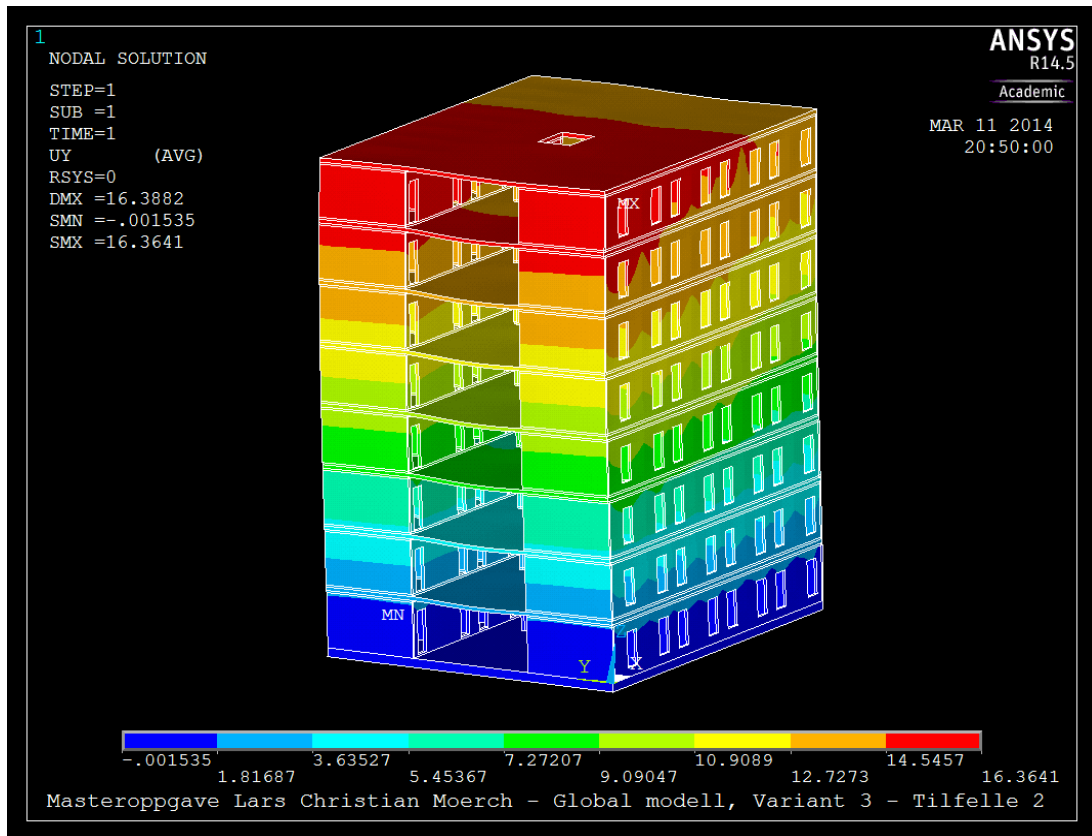


Figur 6.12: Horisontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 1.

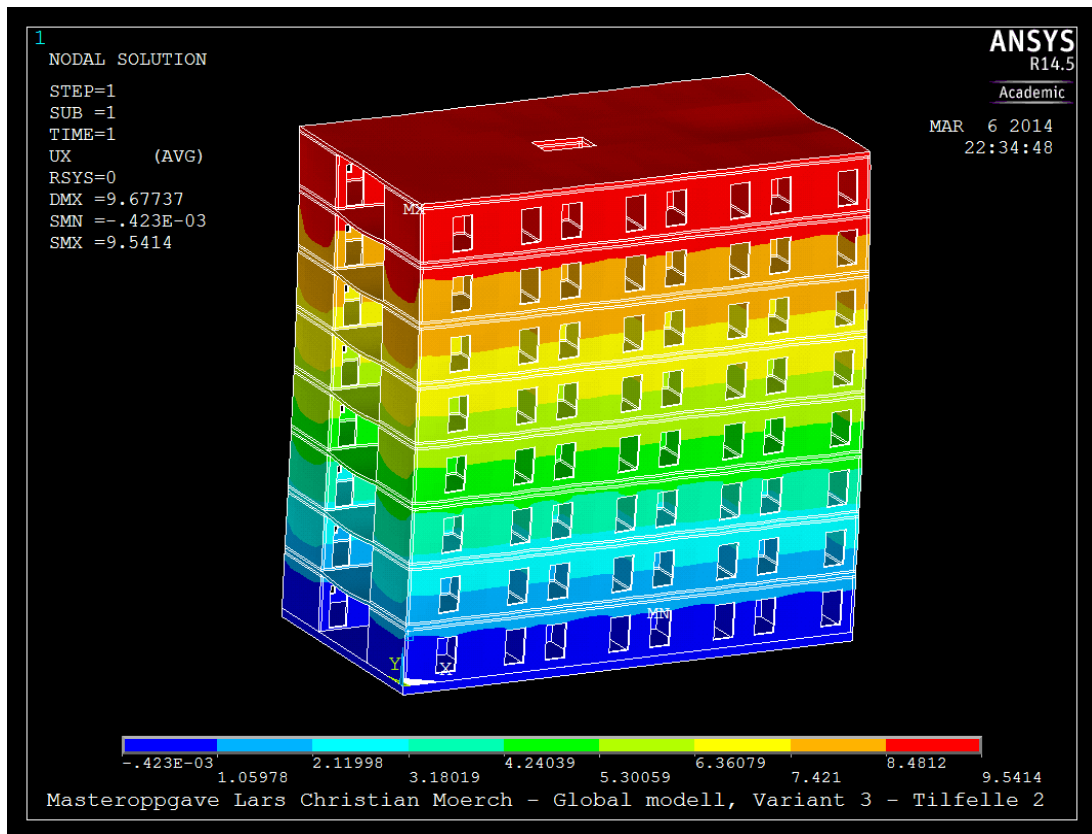


Figur 6.13: Horisontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 1.

## Tilfelle 2



Figur 6.14: Horisontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 2.



Figur 6.15: Horisontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavvegg for tilfelle 2.

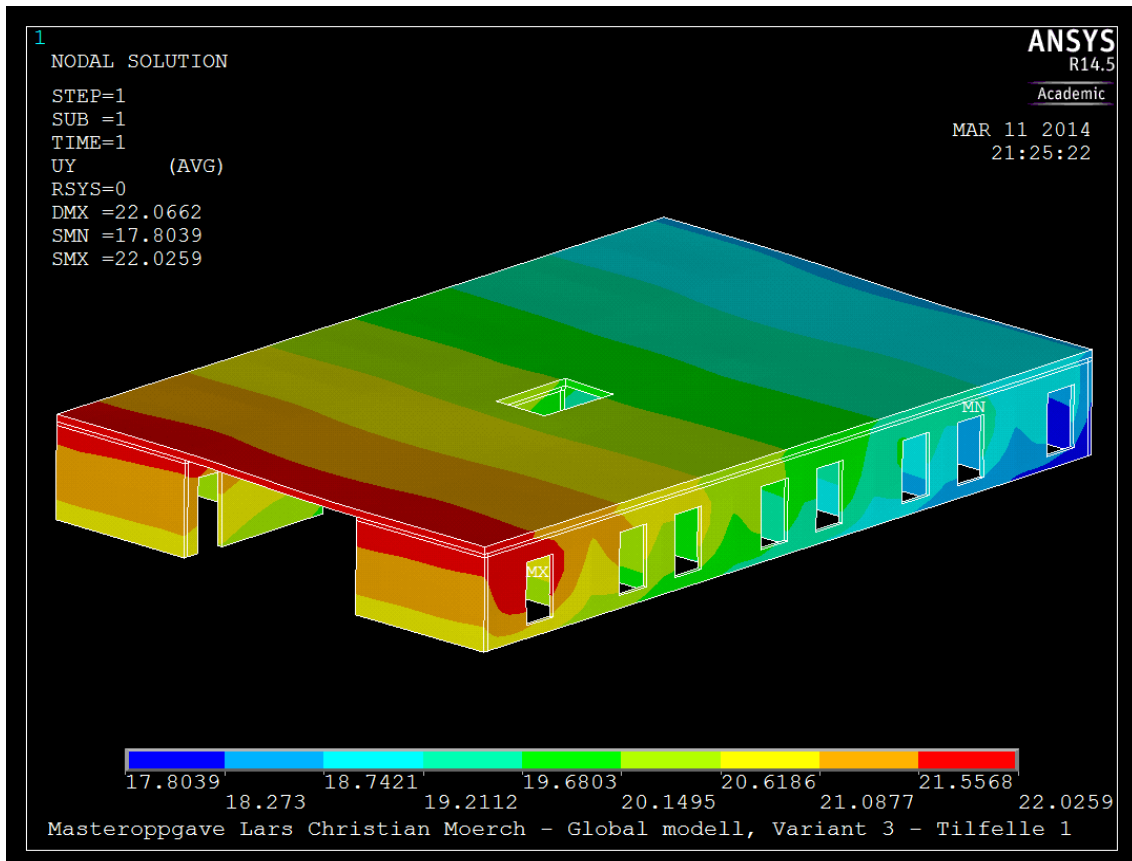
### Maksimale forskyvninger

De maksimale horisontale forskyvningene for begge tilfellene befinner seg i 8. etasje og er angitt som "MX" i figurene 6.16 og 6.17 og gjengis i tabell 6.7 som  $w_{y,maks}$  for vind på langvegg og  $w_{x,maks}$  for vind på gavlvegg. De maksimale forskyvningene oppstår som følge av lokale deformasjoner i tillegg.

Tabell 6.7: Maksimale horisontale forskyvninger fra vind på gavlvegg og langvegg for variant 3.

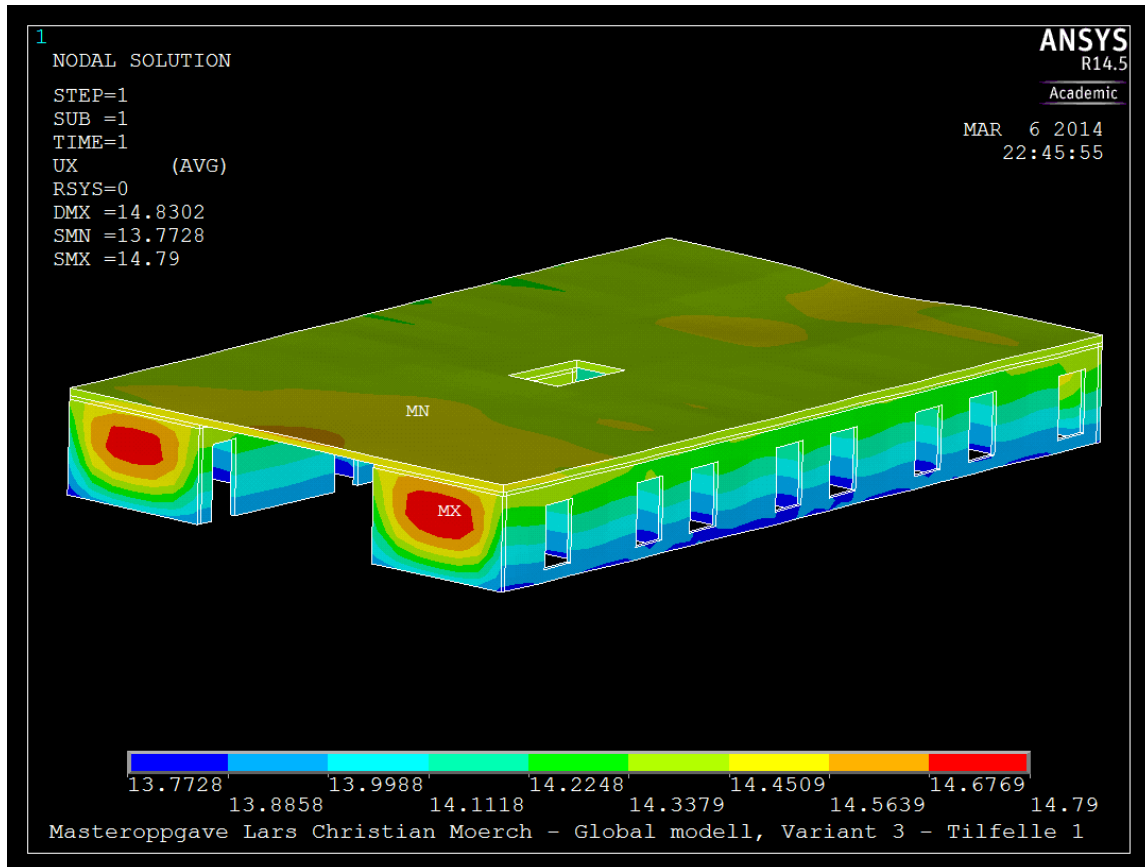
Tilfelle:	Skruevinkler		Maksimale forskyvninger fra:		Enhet:
	$\alpha$ :	$\beta$ :	Vind på langvegg $w_{y,maks}$ :	Vind på gavlvegg $w_{x,maks}$ :	
1	30°	0°	22,03	14,79	mm
2	30°	30°	16,36	9,54	mm

De maksimale forskyvningene for tilfelle 1 vises som et utsnitt av 8. etasje i figur 6.16 og 6.17 for vind på henholdsvis langvegg og gavlvegg.



Figur 6.16: Maksimale horisontale forskyvninger (markert rødt) i y-retning rundt utsparing i 8. etasje for vind på langvegg for tilfelle 1.





**Figur 6.17:** Maksimale horisontale forskyvninger (markert rødt) i x-retning på gavlvegg i 8. etasje for vind på gavlvegg for tilfelle 1.

### Variant 3: Tilfelle 3 – 6

Til sammenligning er det undersøkt 4 tilfeller (tilfelle 3-6) som viser andre variasjoner av skruevinklene. I tabellene 6.8 og 6.9 presenteres horisontale forskyvninger for vind på henholdsvis langvegg og gavlvegg for disse tilfellene.

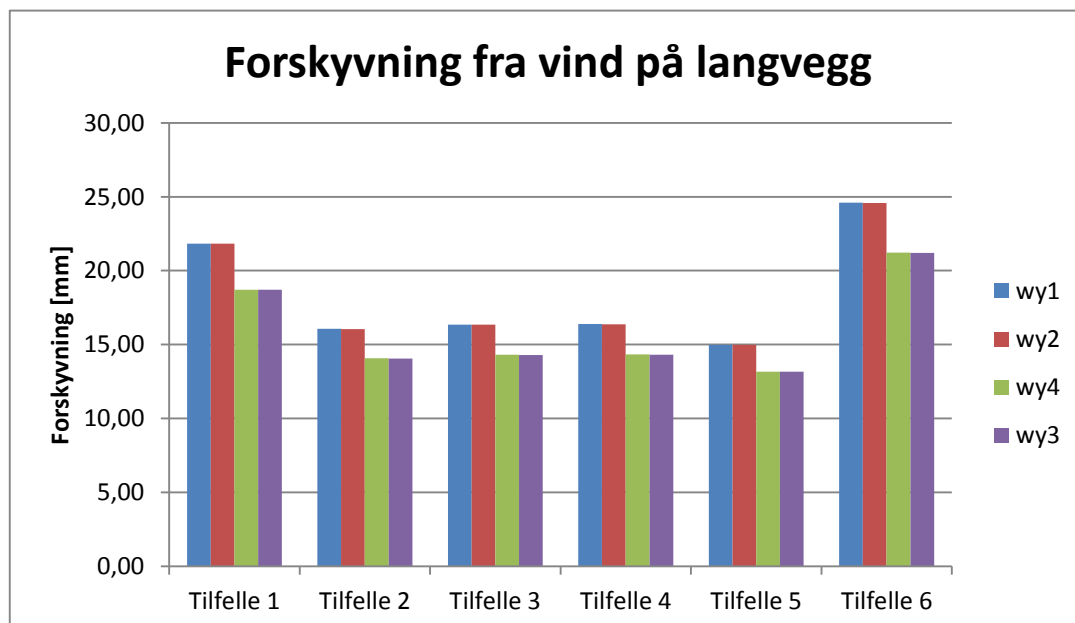
**Tabell 6.8:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 3 i tilfelle 3-6.

Tilfelle:	Skruevinkler		Forskyvning fra vind på langvegg				Enhet:
	$\alpha$ :	$\beta$ :	$w_{y1}$ :	$w_{y2}$ :	$w_{y4}$ :	$w_{y3}$ :	
3	30°	15°	16,36	16,35	14,31	14,30	mm
4	15°	15°	16,39	16,37	14,34	14,32	mm
5	45°	45°	14,99	14,98	13,17	13,16	mm
6	0°	0°	24,59	24,58	21,21	21,20	mm

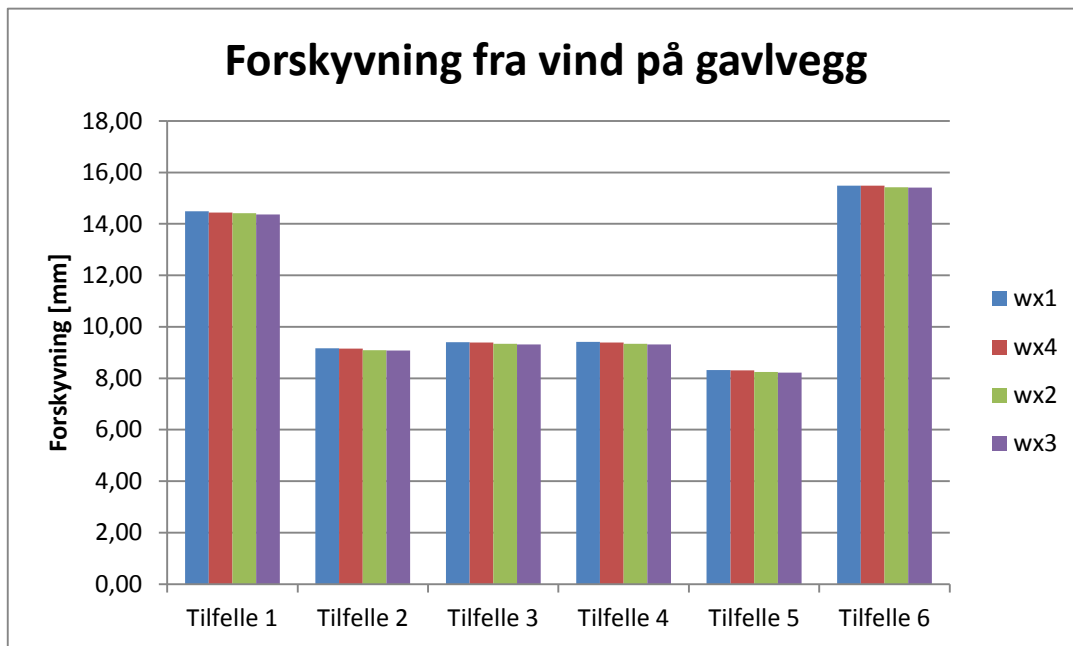
**Tabell 6.9:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 3 i tilfelle 3-6.

Tilfelle:	Skruevinkler		Forskyvning fra vind på gavlvegg				Enhet:
	$\alpha$ :	$\beta$ :	$w_{x1}$ :	$w_{x4}$ :	$w_{x2}$ :	$w_{x3}$ :	
3	30°	15°	9,41	9,39	9,33	9,31	mm
4	15°	15°	9,41	9,40	9,34	9,32	mm
5	45°	45°	8,32	8,30	8,25	8,22	mm
6	0°	0°	15,49	15,49	15,42	15,41	mm

Tabellene 6.8 og 6.9 gjengis som grafer i figur 6.18 og 6.19.



**Figur 6.18:** Sammenligning variant 3, tilfelle 1-6 etter forskyvning fra vind på langvegg.



Figur 6.19: Sammenligning variant 3, tilfelle 3-6 etter forskyvning fra vind på gavlvegg.

Sammenlignet med tilfelle 2 er  $\beta$  redusert fra  $30^\circ$  til  $15^\circ$  i tilfelle 3, mens i tilfelle 4 er både  $\alpha$  og  $\beta$  redusert til  $15^\circ$ . Forskyvningene er blitt marginalt større med minkende skruevinkler. Tilfellene 3 og 4 gir omtrent like stor forskyvning for henholdsvis langvegg og gavlvegg. Endring av en eller begge skruevinkler i området  $30^\circ$  til  $15^\circ$  får altså kun marginal betydning for forskyvning etter påsatt vindlast. Dette antyder at man oppstår større effekt av å ha en liten skruevinkel i to retninger enn en stor vinkel i kun én retning. Dersom minste skruevinkel kan tillates å være enda lavere, skaper dette større sikkerhetsmargin i utførelsen.

I tilfelle 5 ser vi at forskyvningene minker med økende skruevinkel inntil  $45^\circ$  som stemmer overens med resultatene fra Schrøder (2013). Dette viser at den oppnådde effekten ved de tilegnede materialegenskapene ble som forventet. Sammenlignet med tilfelle 2 med skruevinkel i  $30^\circ$  i begge retninger, så gir tilfellene 3, 4 og 5 kun marginal effekt på forskyvningene.

Forskyvningene for tilfelle 5 er redusert med 1,0 mm for vind på langvegg og med 0,8 mm for vind på gavlvegg sammenlignet med tilfelle 2. Tilfelle 5 der begge skruevinklene er  $45^\circ$  er den stiveste forbindelsen og gir følgelig lavest forskyvning. En skruevinkel på  $45^\circ$  kan være mer komplisert å utføre i praksis, dels fordi skruene vil være nesten helt gjennomgående og

fordi vinkelen gjør at skruen kommer for nær ytterkanten av veggen. I tillegg vil skruene med en skruvinkel på  $45^\circ$  ikke ha tilstrekkelig forankringslengde i veggen under.

Tilfelle 6 der begge skruvinklene er  $0^\circ$  er i praksis ikke gjennomførbar da det er fysisk umulig å koble sammen en vegg-gulv-vegg forbindelse der begge skruene har en vinkel på  $0^\circ$  dersom man skal oppnå tilstrekkelig kapasitet. Det er likevel valgt å inkludere dette for å vise ytterpunktet til effekten av skrueforbindelsene som er ved  $0^\circ$  (tilfelle 6) og  $45^\circ$  (tilfelle 5).

## 6.6 Reaksjonskrefter

Det er kontrollert at de påsatte vindkreftene er ca. like store som reaksjonskreftene. Reaksjonskreftene fra modellen i ANSYS og håndberegningene fra påsatt vindlast har kun et avvik på 0,03 % og 0,24 % for henholdsvis vind på langvegg og vind på gavlvegg for tilfelle 1.

Tabell 6.1 0: Totale reaksjonskrefter fra vind på langvegg (y-retning).

Totale reaksjonskrefter fra vind på langvegg (y-retning)			
$F_x$ :	$F_y$ :	$F_z$ :	Enhet:
0	-764,86	7 859,10	kN

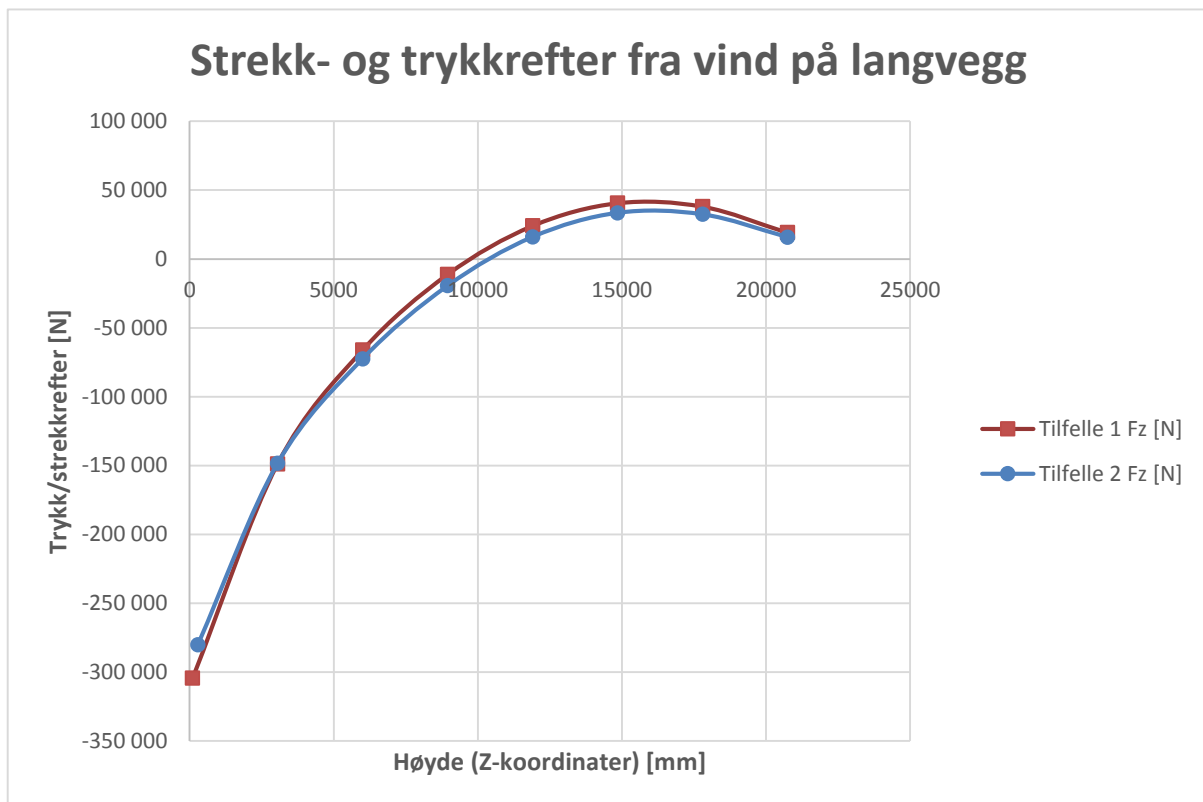
Tabell 6.11: Totale reaksjonskrefter fra vind på gavlvegg (x-retning).

Totale reaksjonskrefter fra vind på gavlvegg (x-retning)			
$F_x$ :	$F_y$ :	$F_z$ :	Enhet:
-572,61	1,22	8 077,20	kN

Vekten av råbygget finnes ved kun å sette på gravitasjonskraft og fastlåsing av fundamentet. ANSYS beregner vekten til 8 077,10 kN.

## 6.7 Krefter og spenninger

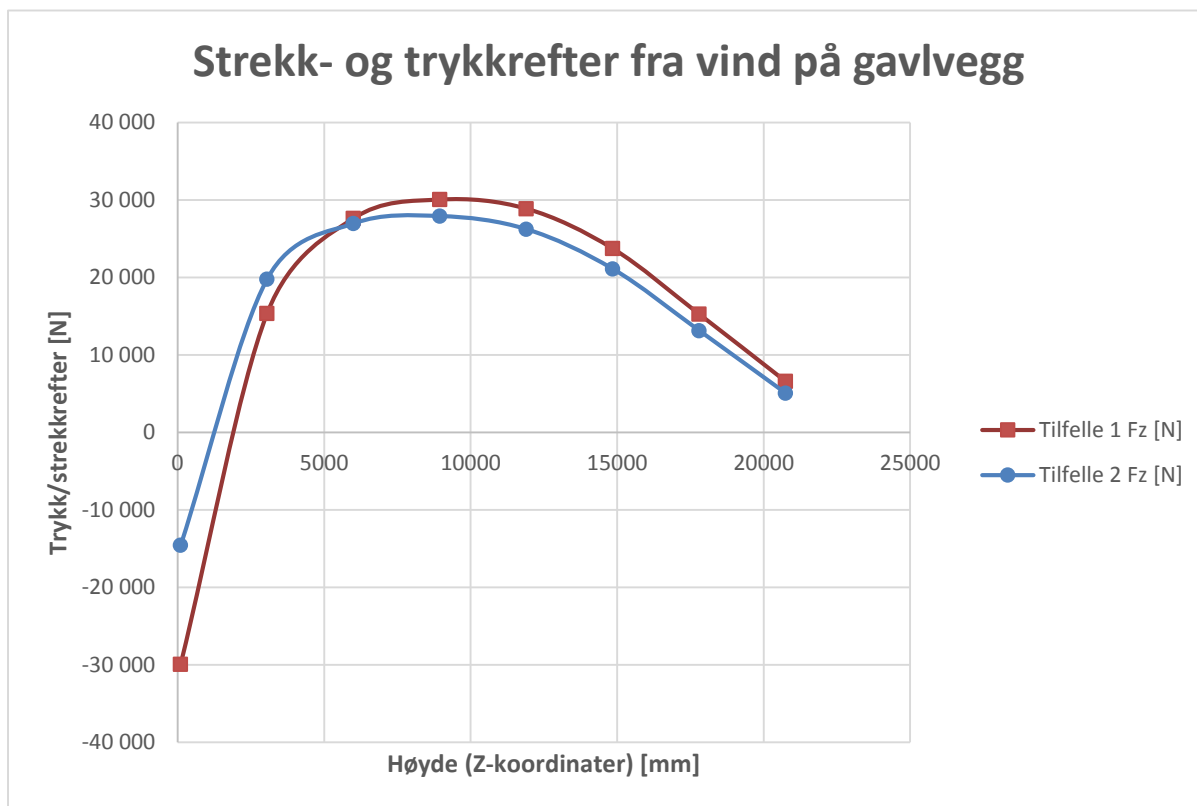
Strekk- og trykkreftene fra vind på langvegg og gavlvegg er tatt fra horisontalsnitt i den veggen der vindlasten er påsatt. Disse horisontalsnittene er lagt i overkant av skruesjiktene over etasjeskiller i alle etasjene, samt i et sjikt 100 mm over fundamentet i første etasje. Figur 6.20 og 6.21 viser hvordan disse kreftene fordeler seg oppover i bygget for henholdsvis vind på langvegg og gavlvegg. Negative verdier betegner strekkrefter mens positive verdier betegner trykk.



**Figur 6.20:** Strekk- og trykkrefter fra vind på langvegg for tilfelle 1 og 2.

For tilfelle 1 og 2 fra vind på langvegg vil strekk- og trykkreftene følge hverandre. Strekkreftene for tilfelle 1 er 305 kN og 280 kN for tilfelle 2 i første etasje. Dette viser at bygget er blitt stivere i tilfelle 2 med skruevinkler i to retninger. I overgangen mellom 4. og 5. etasje endres kreftene fra strekk til trykk.

Figur 6.21 viser hvordan strekk og trykkreftene fordeler seg oppover i bygget for vind på gavlvegg.

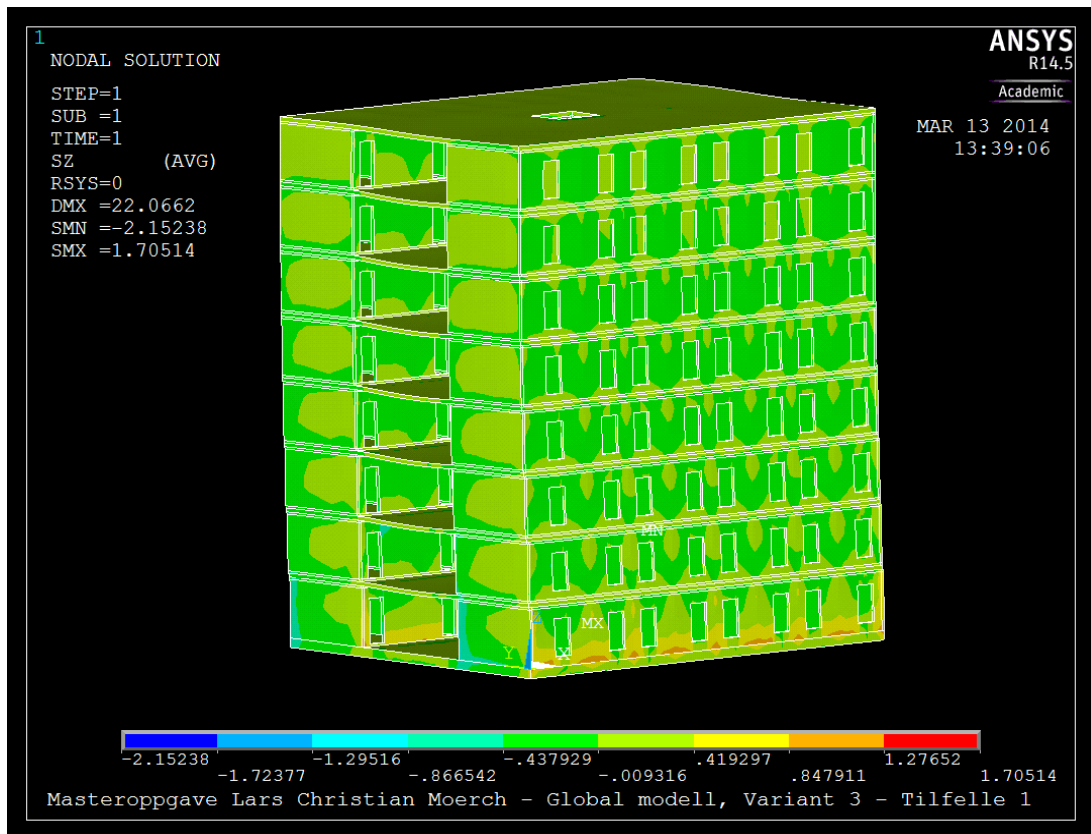


Figur 6.21: Strekk- og trykkrefter fra vind på gavlvegg for tilfelle 1 og 2.

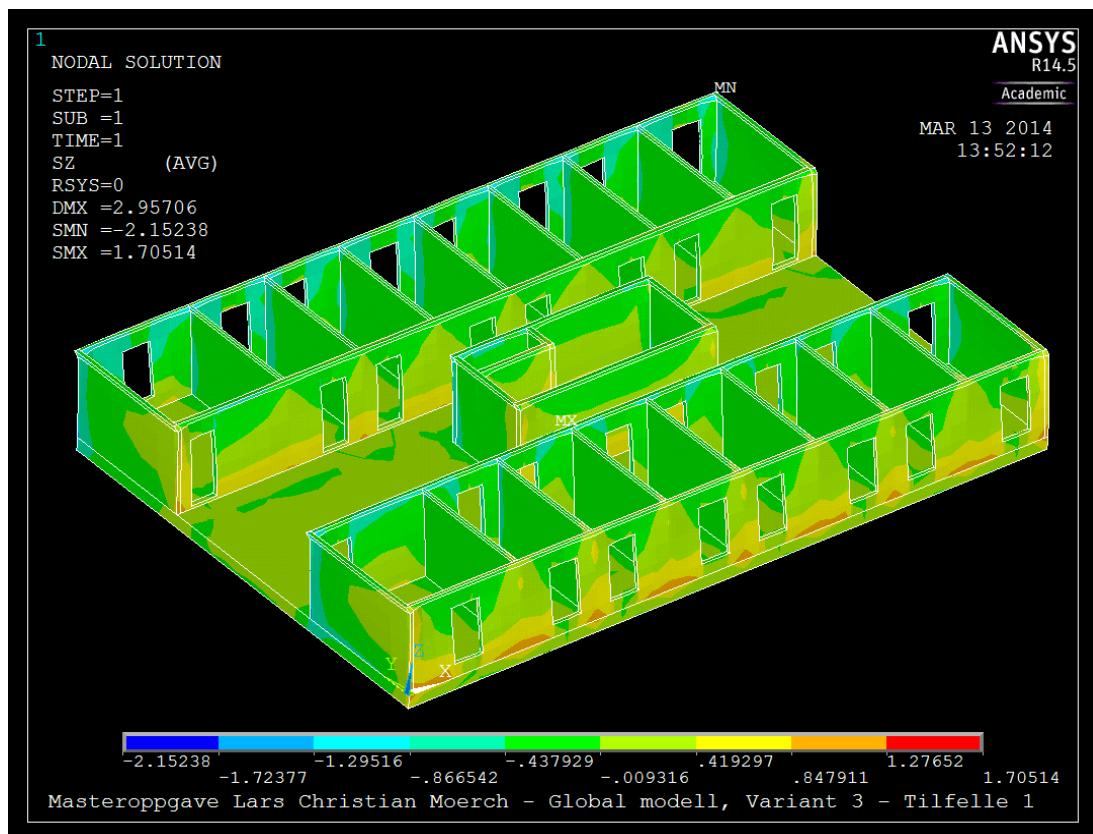
For tilfelle 1 og 2 fra vind på gavlvegg vil følger strekk- og trykkreftene hverandre, men forskjellen er større. Strekkreftene for tilfelle 1 er 30 kN og 15 kN for tilfelle 2 i første etasje.

For resultatplott som viser strekk og trykkspenningene til modellen for tilfelle 1 og 2 vises det til figurene: 6.22 – 6.29.

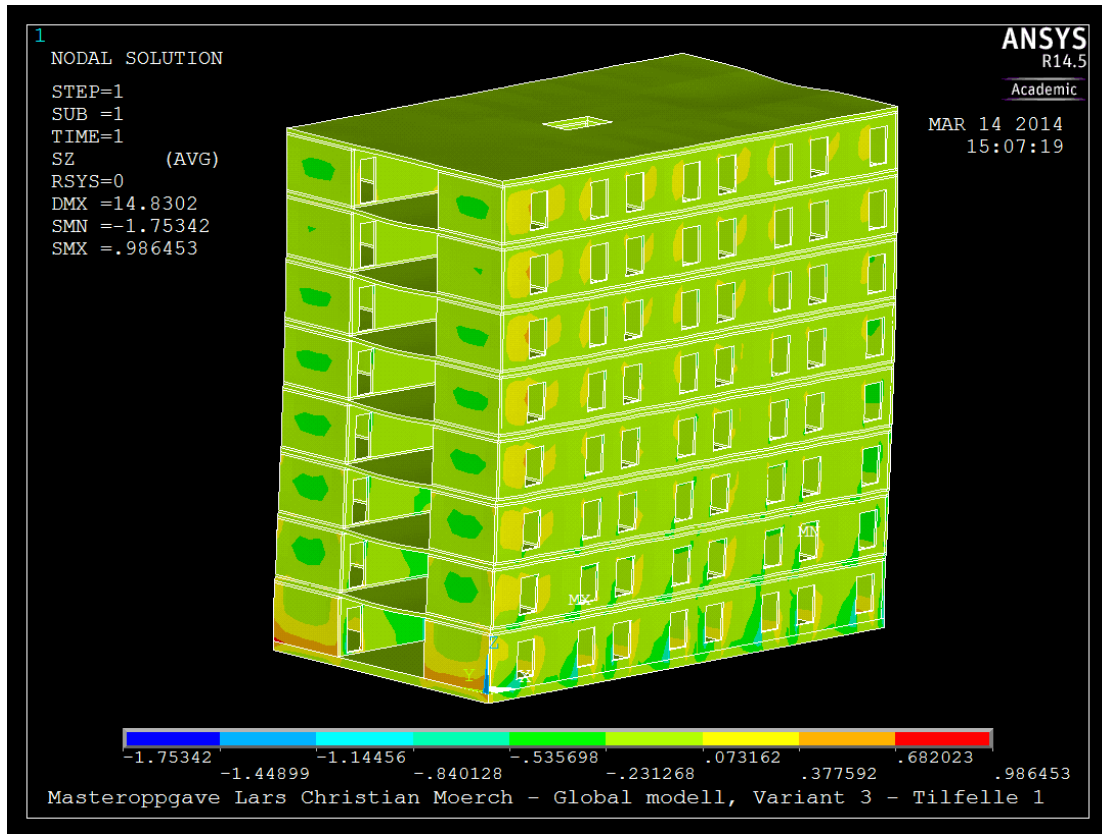
### Tilfelle 1



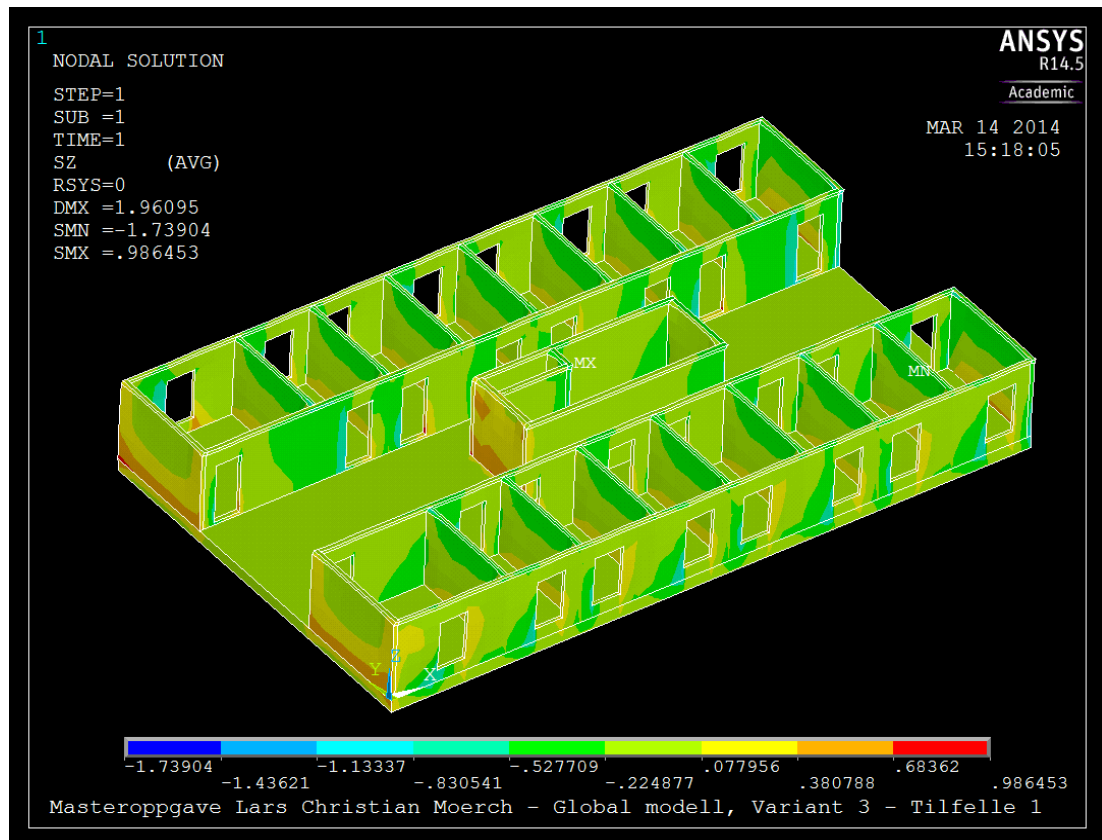
Figur 1.22: Strekk- og trykkspenninger etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 1.



Figur 6.23: Strekk- og trykkspenninger for 1 etasje etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 1.



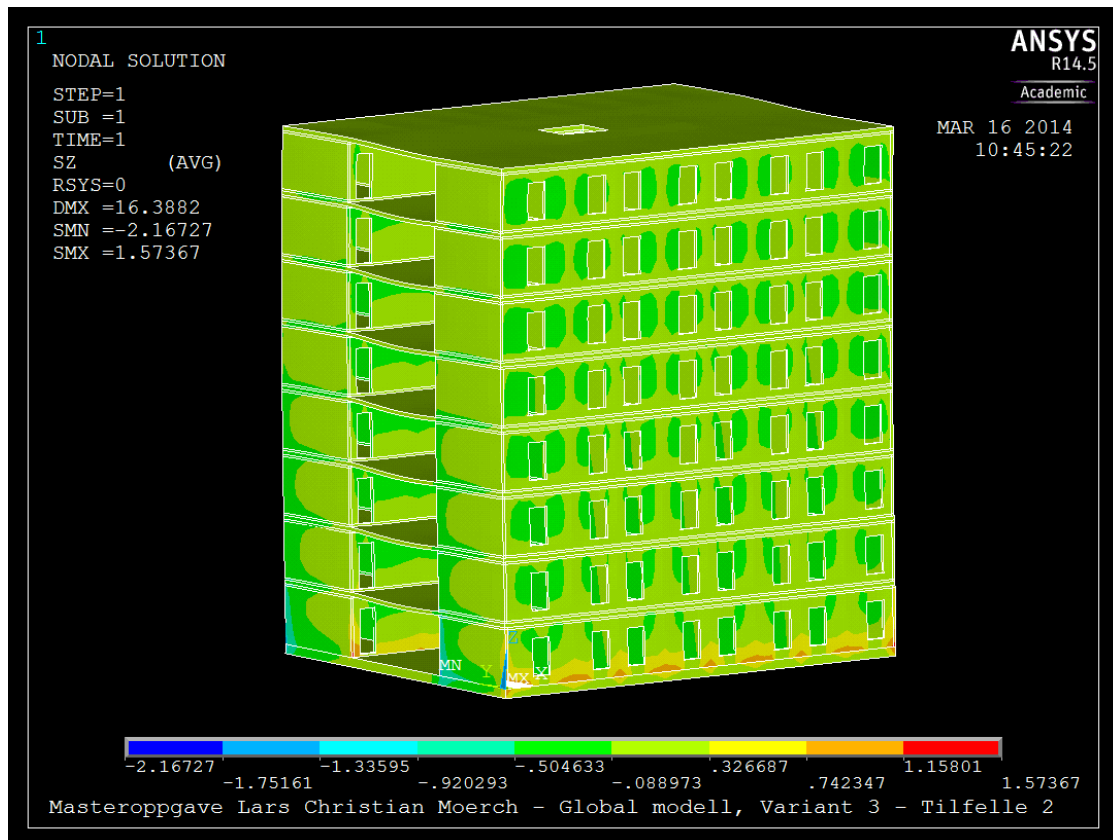
Figur 6.24: Strekk- og trykkspenninger etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 1.



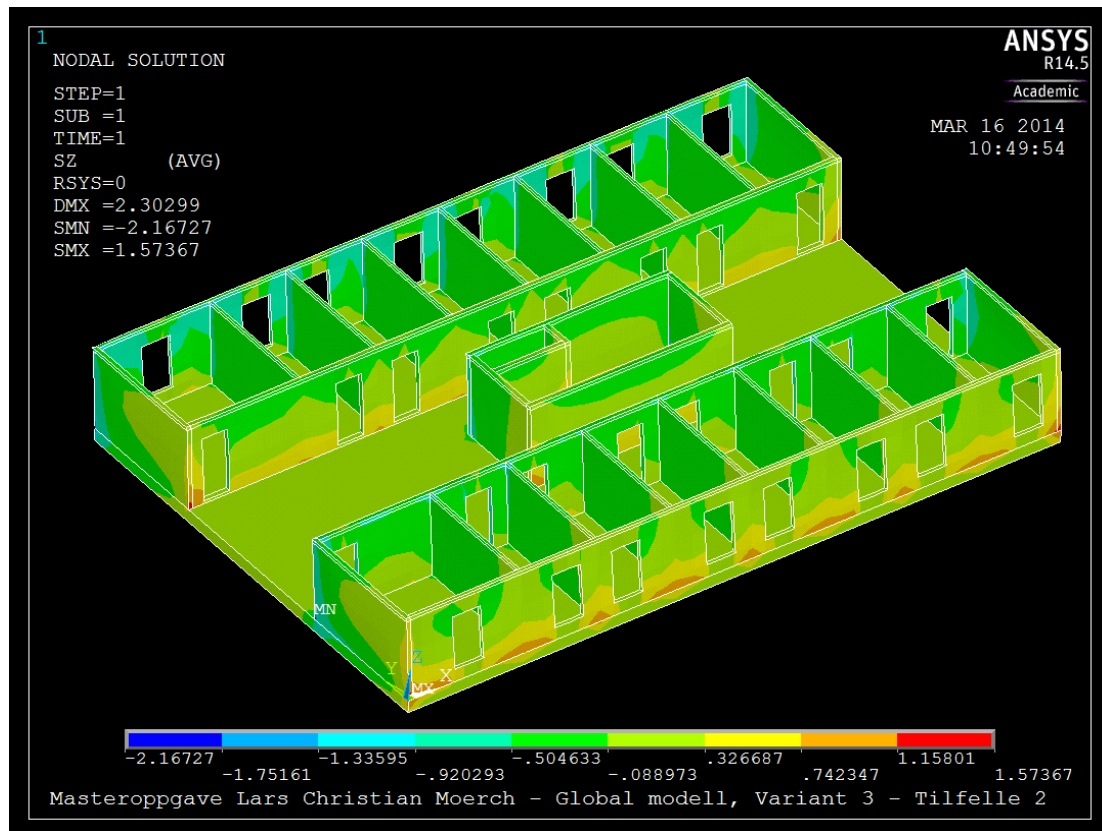
Figur 6.25: Strekk- og trykkspenninger for 1 etasje etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 1.



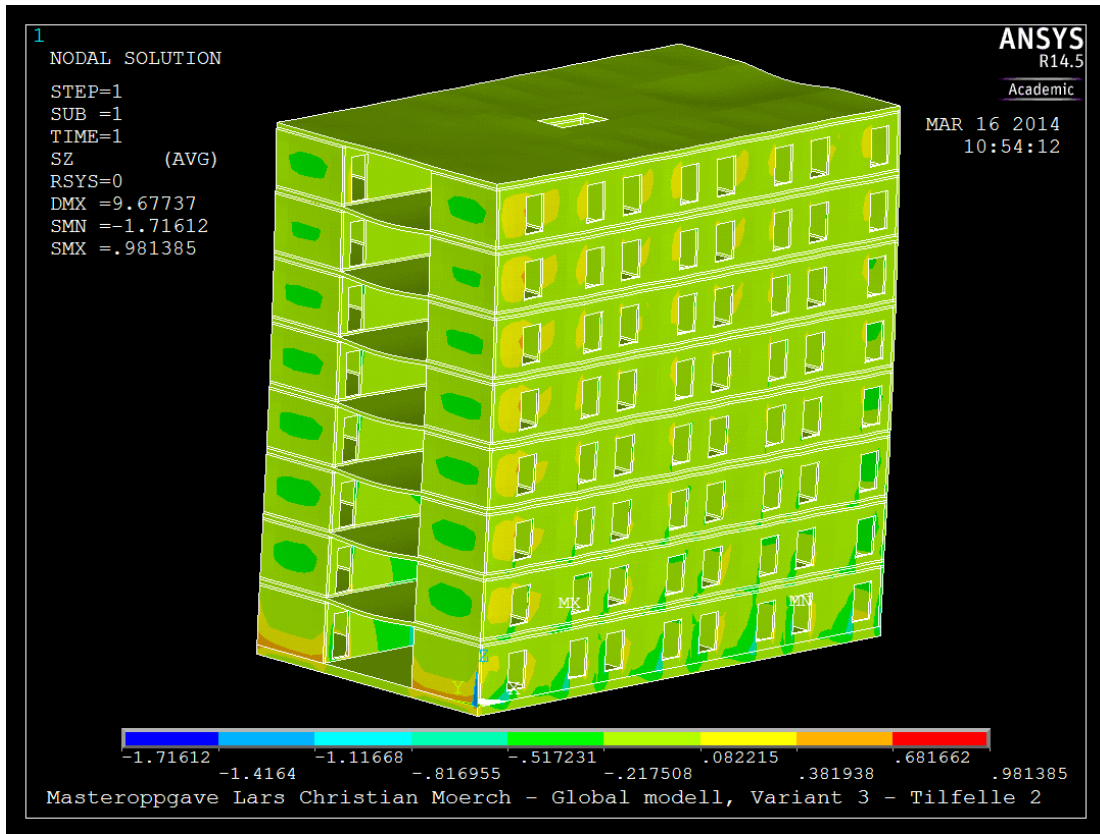
## Tilfelle 2



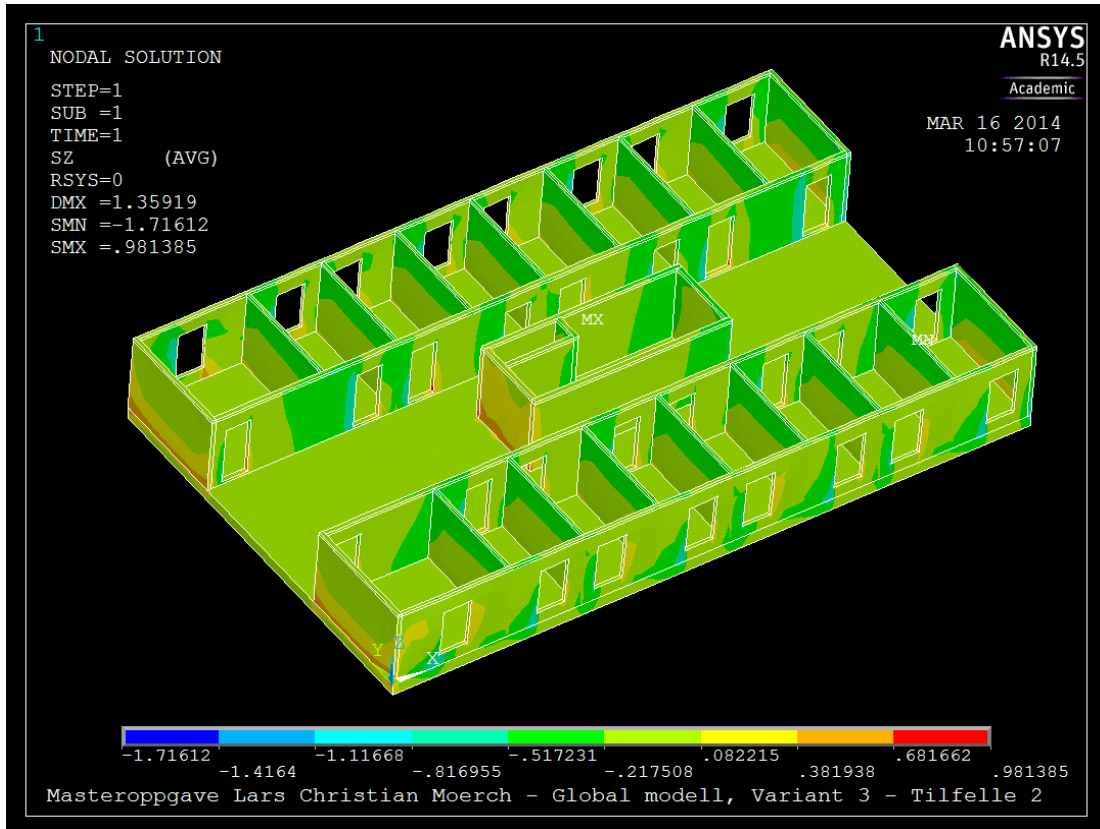
Figur 6.26: Strekk- og trykkspenninger etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 2.



Figur 6.27: Strekk- og trykkspenninger for 1 etasje etter påsatt vindlast på langvegg for tilfelle 2.



Figur 6.28: Strekk- og trykkspenninger etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 2.



Figur 6.29: Strekk- og trykkspenninger for 1 etasje etter påsatt vindlast på gavlvegg for tilfelle 2.

## 7 Konklusjon

### 7.1 Oppsummering av resultater

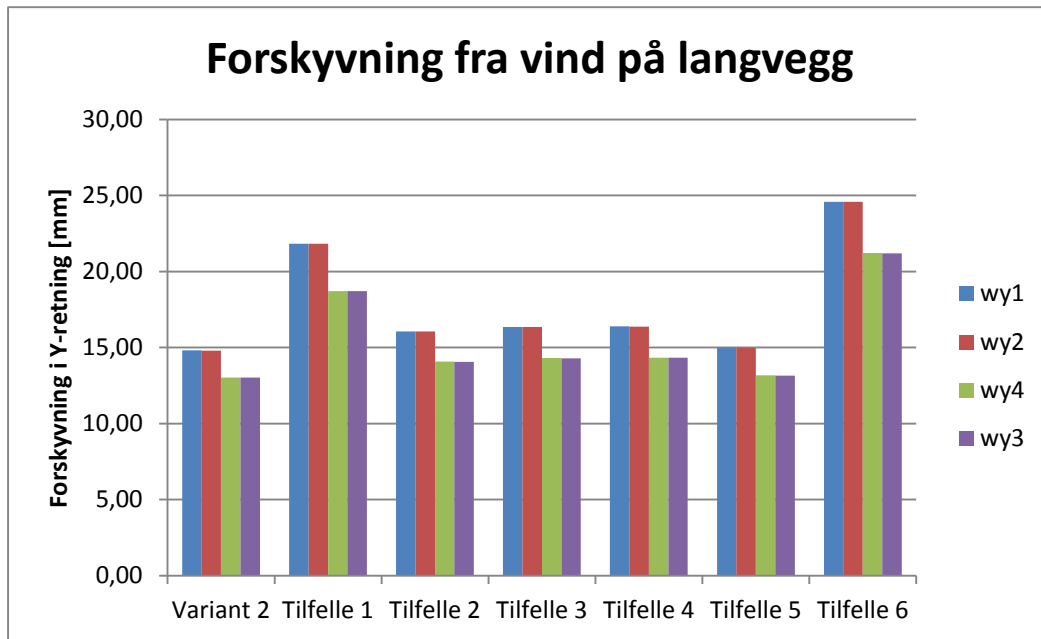
I dette avsnittet presenteres en kort oppsummering av resultatene samlet i tabell 7.1 og 7.2 og gjengis grafisk i figur 7.1 og 7.2.

**Tabell 7.1:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på langvegg for variant 2 og 3.

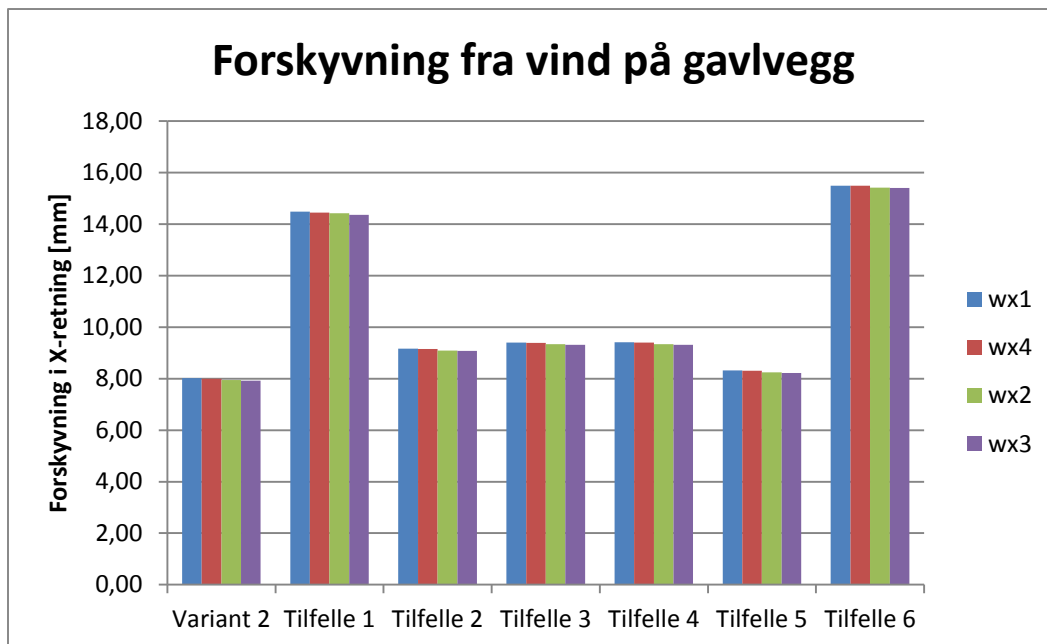
Variant:	Tilfelle:	Skruevinkler		Forskyvning fra vind på langvegg				Enhet:
		$\alpha$ :	$\beta$ :	$w_{y1}$ :	$w_{y2}$ :	$w_{y4}$ :	$w_{y3}$ :	
2	-	-	-	14,81	14,80	13,03	13,02	mm
3	1	30°	0°	21,84	21,83	18,71	18,70	mm
	2	30°	30°	16,07	16,05	14,07	14,06	mm
	3	30°	15°	16,36	16,35	14,31	14,30	mm
	4	15°	15°	16,39	16,37	14,34	14,32	mm
	5	45°	45°	14,99	14,98	13,17	13,16	mm
	6	0°	0°	24,59	24,58	21,21	21,20	mm

**Tabell 7.2:** Horisontale forskyvninger på bygget fra vindlast på gavlvegg for variant 2 og 3.

Variant:	Tilfelle:	Skruevinkler		Forskyvning fra vind på gavlvegg				Enhet:
		$\alpha$ :	$\beta$ :	$w_{x1}$ :	$w_{x2}$ :	$w_{x4}$ :	$w_{x3}$ :	
2	-	-	-	8,02	8,00	7,95	7,92	mm
3	1	30°	0°	14,49	14,45	14,42	14,37	mm
	2	30°	30°	9,17	9,15	9,10	9,07	mm
	3	30°	15°	9,41	9,39	9,33	9,31	mm
	4	15°	15°	9,41	9,40	9,34	9,32	mm
	5	45°	45°	8,32	8,30	8,25	8,22	mm
	6	0°	0°	15,49	15,49	15,42	15,41	mm



**Figur 7.1:** Sammenligning av variant 2 og 3 etter forskyvning fra vind på langvegg



**Figur 7.2:** Sammenligning av variant 2 og 3 etter forskyvning fra vind på gavlvegg.

For skrueforbindelsen i tilfelle 1 som er nærmest slik skrueforbindelsene er utført i Palisaden får vi en forskyvning som øker med henholdsvis 45 % og 81 % for vind på langvegg og gavlvegg sammenlignet med variant 2 (uten skrueforbindelser).

Tilfelle 2 ga en økt forskyvning på bare 14 % og 8 % for vind på henholdsvis langvegg og gavlvegg sammenlignet med variant 2.

Tilfelle 5 var den stiveste forbindelsen og ga lavest økning i forskyvning med kun 4 % og 1 % for vind på henholdsvis langvegg og gavlvegg sammenlignet med variant 2. Denne forbindelsen kan være mer komplisert å utføre og derfor lite aktuell å bruke.

Tilfelle 6 er i praksis ikke gjennomførbar da det er fysisk umulig å koble sammen en vegg-gulv-vegg forbindelse der begge skruene har en vinkel på  $0^\circ$  dersom man skal oppnå tilstrekkelig kapasitet. Denne er kun undersøkt for å vise ytterpunktet til effekten av alle skrueforbindelsene.

Resultatene viste seg med andre ord at var liten forskjell i forskyvning for skrueforbindelser med skruvinkler i område mellom  $15^\circ$  og  $30^\circ$ .

## 7.2 Konklusjon

Resultatene har vist at det er gunstig å benytte en skruevinkel i to retninger istedenfor i kun én. Det mest gunstige resultatet på de globale forskyvningene etter påsatt vindlast fås dersom skruevinklene hadde blitt utført med skruevinkler mellom  $15^\circ$  og  $30^\circ$ . Resultatene viste seg at var liten forskjell i forskyvning for skrueforbindelser med skruevinkler i område mellom  $15^\circ$  og  $30^\circ$ . Endring av en eller begge skruevinkler i dette området får altså kun marginal betydning for forskyvning etter påsatt vindlast. Resultatene antyder at man oppstår større effekt av å ha en liten skruevinkel i to retninger enn en stor vinkel i kun én retning.

For den anvendte skrueforbindelsen i Palisaden med skruevinkel på  $30^\circ$  og  $0^\circ$  viste resultatene en forskyvning på 20,3 mm og 14,43 mm for henholdsvis vind på langvegg og gavlvegg. For skrueforbindelsen med skruevinkel på  $30^\circ$  i begge retninger fikk vi en tilsvarende forskyvning på 15,1 mm og 9,1 mm. Dette tilsvarer en reduksjon av forskyvningene på ca. 26 % og 37 % for vind på henholdsvis langvegg og gavlvegg.

Analysen viser derfor at ved å benytte en skruevinkel på  $30^\circ$  i to akser mellom vegg-gulvvegg oppnås den mest gunstige forbindelsen. Ved påført vindlast gir denne forbindelsen minst horisontal forskyvning, samtidig som den er realistisk å utføre. Med økende skruevinkel øker strekkbelastningen til skrueforbindelsen mens skjær- og bøyebelastningen minker. Siden skrueforbindelsene har høyere stivhet for strekkbelastning enn for skjær- og bøyebelastning styrkes skrueforbindelsene med økende skruevinkel. Altså gir økt skruevinkel høyere stivhet.

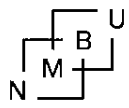
Denne oppgaven demonstrerer viktigheten av å etablere en skruevinkel i begge akser for å oppnå en optimal stivhet for konstruksjonen.

### 7.3 Videre arbeid

Siden resultatene viste at det var liten forskjell med skruevinkler i område mellom  $15^\circ$  og  $30^\circ$  ville det vært interessant å undersøke flere skruevinkler. Spesielt interessant ville det vært å se hvor lav skruevinkel (under  $15^\circ$ ) en kan ha før effekten avtar.

Resultatene antyder at man oppstår større effekt av å ha en liten skruevinkel i to retninger enn en stor vinkel i kun én retning. Hvordan ville effekten vært hvis man benyttet en skruevinkel i to retninger på for eksempel  $5^\circ$  eller  $10^\circ$ ?

Ved å velge den mest gunstige kombinasjonen med skruevinkel i begge retninger er det mulig at stivheten til bygget vil øke så mye at det kan redusere behovet for forsterkning med stålplater. Økt kunnskap om dette kan bidra til å forenkle fremtidige trekonstruksjoner og dermed gjøre de mer kostnadseffektive. Det er ikke gjort nok forskning eller forsøk på dette. Derfor foreslås dette undersøkt nærmere i det videre arbeid.





## 8 Referanser

- ANSYS (2013). *ANSYS Mechanical APDL Release 14.5, Help, Element reference*.
- Augustin, M. (2008). *Handbook 1 - Timber Structures*. Graz, Austria: Graz University of Technology, Institute for Timber Engineering and Wood Technology.
- Blass, H.J., Fellmoser, P. (2004). *Design of solid wood panels with cross layers*. Karlsruhe, Germany: University of Karlsruhe.
- Dahl, K. B. (2009). *Mechanical properties of clear wood from Norway spruce*. Doktorgradsoppgave. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for Konstruksjonsteknikk. 235 s.
- Dinwoodie, J. M. (1989). *Wood: Nature's Cellular, Polymeric Fibre-composite*. London: The Institute. 138 s.
- Fellmoser, P., Blass, H.J. (2004). *Influence of Rolling Shear Modulus on Strength and Stiffness of Structural Bonded Timber Elements*. Karlsruhe, Germany: University of Karlsruhe.
- Gagnon, S., Popovski, M. (2011). *CLT-Handbook. Chapter 3: Structural design of cross-laminated timber elements*. Canada: Quebec. FPInnovations.
- Glasø, G. (2004). *Fleretasjes trehus*. Fokus på tre, nr 32. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt. 8 s.
- Grøthe, O. (2013). *Tegninger fra Pentagon II prosjektet*. (epost fra Odd Grøthe 29.8.2013). Høyer Finseth AS.
- Huebner, K. H., Dewhirst, D.L., Smith, D.E., Byrom, T.G. (2001). *The Finite Element Method for Engineers*. Fourth Edition. Wiley Interscience. 720 s.
- Martinsons (2006). *Massivträ. Handboken 2006*. Bygsiljum. 149 s.
- Mayr-Melnhof Kaufmann. (2009a). *M1 BSP crossplan Standardaufbauten*. Gaishorn GmbH. Tilgjengelig fra:  
[http://www.mmkaufmann.com/fileadmin/ablage/dokumente/dokumente/MMK\\_M1\\_BSP\\_crossplan\\_standardaufb.pdf](http://www.mmkaufmann.com/fileadmin/ablage/dokumente/dokumente/MMK_M1_BSP_crossplan_standardaufb.pdf)
- Mayr-Melnhof Kaufmann. (2009b). *M1 BSP crossplan: Technical Data*. Gaishorn GmbH.  
<http://www.mm-kaufmann.com/en/products/m1-bsp-crossplan/technical-data/>  
(lest 9.11.2013).
- Mestek, P., Kreuzinger, H., and Winter, S. (2008). *Design of Cross Laminated Timber (CLT)*. 10th World Conference on Timber Engineering.
- Mohammad, M., Douglas, B., Rammer, D. & Pryor, E. S. (2011). *CLT Handbook. Chapter 5: Connections in cross-laminated timber buildings*. Canada: Quebec. FPInnovations.

Moosbrugger, T., Guggenberger, W., and Bogensperger, T. (2006). *Cross-Laminated Timber Wall Segments under homogenous Shear - with and without Openings*. 9th World Conference on Timber Engineering.

Schrøder, A. (2013). *Styrke og stivhet for skrueforbindelser i massivtre*. Hovedoppgave. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap. Institutt for matematiske realfag og teknologi. 60 s.

Skaug, E. (2007). *Trevirkets oppbygging og egenskaper*. Fokus på tre. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt. 8 s.

Smith, I., Landis, E. & Gong, M. (2003). *Fracture and Fatigue in Wood*. Chichester: Wiley. 234 s.

St.meld. nr 9 (2011-2012). *Om landbruks- og matpolitikken. Velkommen til bords*. Oslo: Landbruks- og matdepartementet. 302 s.

Standard Norge. (2009). NS-EN 1991-1-4: *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster*. Oslo: Norges standardiseringsforbund. 188 s

Standard Norge. (2009). NS-EN 338. *Konstruksjonstrevirke. Fasthetsklasser*. Oslo: Norges standardiseringsforbund. 16 s.

Standard Norge. (2010). NS-EN 1995: *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Oslo: Norges standardiseringsforbund. 132 s.

Svanæs, J. (2004). *Tre og miljø*. Fokus på tre. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt. 8 s.

Thelandersson, S. & Larsen, H. J. (2003). *Timber Engineering*. Chichester: Wiley. 446 s.

Treteknisk. (2006). - *bygge med Massivtreelementer*. Hefte Nr. 1-3. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt. 28 s.

Treteknisk.(2007). *Mekaniske treforbindelser*. Håndbok. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt. 134 s.

Vessby, J. (2011). *Analysis of shear walls for multi-storey timber buildings*. Doctoral Thesis. Växjö: Linnaeus University.

Waløen, Å.Ø. (1993). *Elementmetoden. En innføring*. Trondheim: Norges Tekniske Høgskole, Institutt for maskinkonstruksjon. 32 s.

## **9 Vedlegg**

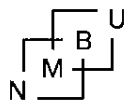
### **9.1 Skriftlige vedlegg**

Vedlegg A: Materialeegenskaper for tilfelle 3-6

Vedlegg B: Resultatplot etter vind på gavlvegg og langvegg for tilfelle 1-6

### **9.2 Elektroniske vedlegg**

Vedlegg C: Elektroniske vedlegg



## **Vedlegg A**

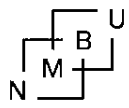
### Materialgenskaper for variant 3, tilfelle 3-6

Vedlegg A.1: Materialgenskaper for variant 3, tilfelle 3

Vedlegg A.2: Materialgenskaper for variant 3, tilfelle 4

Vedlegg A.3 Materialgenskaper for variant 3, tilfelle 5

Vedlegg A.3 Materialgenskaper for variant 3, tilfelle 6



## Vedlegg A.1 Materialelegenskaper for variant 3, tilfelle 3

Tilfelle 3: Skruvinkler  $\alpha = 30$  grader,  $\beta = 15$  grader

### Tverrgående vegger:

Tabell A.1: Materialelegenskaper til skruesjikt for tverrgående vegger for tilfelle 3.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-3:	140	310	872	10 172	77	21,09	25,12	480
4-6:	120	266	748	8 719	66	21,09	25,12	410
7-8:	100	221	623	7 266	55	21,09	25,12	340
1-8:	90	277	616	10 601	90	32,81	39,08	480
1-6:	160	300	1 093	9 760	71	18,45	21,98	480
7-8:	120	225	820	7320	53	18,45	21,98	360

### Langsgående vegger:

Tabell A.1: Materialelegenskaper til skruesjikt for langsgående vegger for tilfelle 3.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-6:	120	1 167	300	9 685	83	29,31	24,61	480
7-8:	100	973	250	8 071	69	29,31	24,61	400
1-3:	160	1 093	300	9 760	71	21,98	18,45	480
4-6:	130	888	244	7 930	58	21,98	18,45	390
7-8:	100	683	188	6 100	44	21,98	18,45	300
1-6:	160	1 093	300	9 760	71	21,98	18,45	480
7-8:	120	820	225	7 320	53	21,98	18,45	360
1-3:	180	1 433	292	9 228	81	19,54	16,40	480
4-6:	160	1 273	260	8 202	72	19,54	16,40	430
7-8:	120	955	195	6 152	54	19,54	16,40	320

## Vedlegg A.2 Materialelegenskaper for variant 3, tilfelle 4

Tilfelle 4: Skruvinkler  $\alpha = 15$  grader,  $\beta = 15$  grader

### Tverrgående vegger:

Tabell A.3: Materialelegenskaper til skruesjikt for tverrgående vegger for tilfelle 4.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-3:	140	310	872	10 172	77	21,09	21,09	480
4-6:	120	266	748	8 719	66	21,09	21,09	410
7-8:	100	221	623	7 266	55	21,09	21,09	340
1-8:	90	277	616	10 601	90	32,81	32,81	480
1-6:	160	300	1 093	9 760	71	18,45	18,45	480
7-8:	120	225	820	7320	53	18,45	18,45	360

### Langsgående vegger:

Tabell A.4: Materialelegenskaper til skruesjikt for langsgående vegger for tilfelle 4.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-6:	120	1 167	300	9 685	83	24,61	24,61	480
7-8:	100	973	250	8 071	69	24,61	24,61	400
1-3:	160	1 093	300	9 760	71	18,45	18,45	480
4-6:	130	888	244	7 930	58	18,45	18,45	390
7-8:	100	683	188	6 100	44	18,45	18,45	300
1-6:	160	1 093	300	9 760	71	18,45	18,45	480
7-8:	120	820	225	7 320	53	18,45	18,45	360
1-3:	180	1 433	292	9 228	81	16,40	16,40	480
4-6:	160	1 273	260	8 202	72	16,40	16,40	430
7-8:	120	955	195	6 152	54	16,40	16,40	320



## Vedlegg A.3 Materialelegenskaper for variant 3, tilfelle 5

Tilfelle 5: Skruvinkler  $\alpha = 45$  grader,  $\beta = 45$  grader

### Tverrgående vegger:

Tabell A.5: Materialelegenskaper til skruesjikt for tverrgående vegger for tilfelle 5.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-3:	140	310	872	10 172	77	62,25	62,25	480
4-6:	120	266	748	8 719	66	62,25	62,25	410
7-8:	100	221	623	7 266	55	62,25	62,25	340
1-8:	90	277	616	10 601	90	96,84	96,84	480
1-6:	160	300	1 093	9 760	71	54,47	54,47	480
7-8:	120	225	820	7 320	53	54,47	54,47	360

### Langsgående vegger:

Tabell A.6: Materialelegenskaper til skruesjikt for langsgående vegger for tilfelle 5.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-6:	120	1 167	300	9 685	83	72,63	72,63	480
7-8:	100	973	250	8 071	69	72,63	72,63	400
1-3:	160	1 093	300	9 760	71	54,47	54,47	480
4-6:	130	888	244	7 930	58	54,47	54,47	390
7-8:	100	683	188	6 100	44	54,47	54,47	300
1-6:	160	1 093	300	9 760	71	54,47	54,47	480
7-8:	120	820	225	7 320	53	54,47	54,47	360
1-3:	180	1 433	292	9 228	81	48,42	48,42	480
4-6:	160	1 273	260	8 202	72	48,42	48,42	430
7-8:	120	955	195	6 152	54	48,42	48,42	320

## Vedlegg A.4 Materialelegenskaper for variant 3, tilfelle 6

Tilfelle 6: Skruvinkler  $\alpha = 0$  grader,  $\beta = 0$  grader

### Tverrgående vegger:

Tabell A.7: Materialelegenskaper til skruesjikt for tverrgående vegger for tilfelle 6.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-3:	140	310	872	10 172	77	3,55	3,55	480
4-6:	120	266	748	8 719	66	3,55	3,55	410
7-8:	100	221	623	7 266	55	3,55	3,55	340
1-8:	90	277	616	10 601	90	5,53	5,53	480
1-6:	160	300	1 093	9 760	71	3,11	3,11	480
7-8:	120	225	820	7 320	53	3,11	3,11	360

### Langsgående vegger:

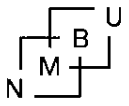
Tabell A.8: Materialelegenskaper til skruesjikt for langsgående vegger for tilfelle 6.

Etasjer:	Tykkelse: [mm]	E-modul			G-modul			Densitet
		$E_x$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_z$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xy}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{yz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{xz}$ : [N/mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ : [kg/m <sup>3</sup> ]
1-6:	120	1 167	300	9 685	83	4,15	4,15	480
7-8:	100	973	250	8 071	69	4,15	4,15	400
1-3:	160	1 093	300	9 760	71	3,11	3,11	480
4-6:	130	888	244	7 930	58	3,11	3,11	390
7-8:	100	683	188	6 100	44	3,11	3,11	300
1-6:	160	1 093	300	9 760	71	3,11	3,11	480
7-8:	120	820	225	7 320	53	3,11	3,11	360
1-3:	180	1 433	292	9 228	81	2,76	2,76	480
4-6:	160	1 273	260	8 202	72	2,76	2,76	430
7-8:	120	955	195	6 152	54	2,76	2,76	320

## Vedlegg B

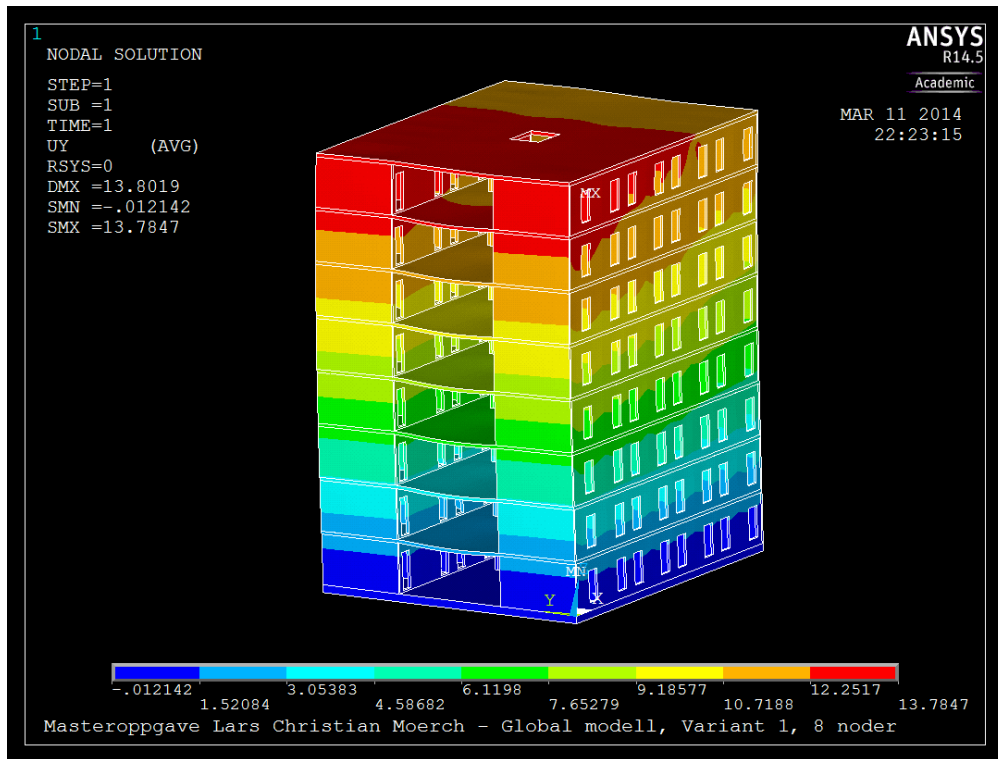
### Resultatplot etter vind på gavlvegg og langvegg

Vedlegg B.1:	Resultatplot for variant 1
Vedlegg B.2:	Sammenligning av elementtyper for variant 1
Vedlegg B.3:	Resultatplot for variant 2
Vedlegg B.4:	Resultatplot for variant 3, tilfelle 3
Vedlegg B.5:	Resultatplot for variant 3, tilfelle 4
Vedlegg B.6:	Resultatplot for variant 3, tilfelle 5
Vedlegg B.7:	Resultatplot for variant 3, tilfelle 6

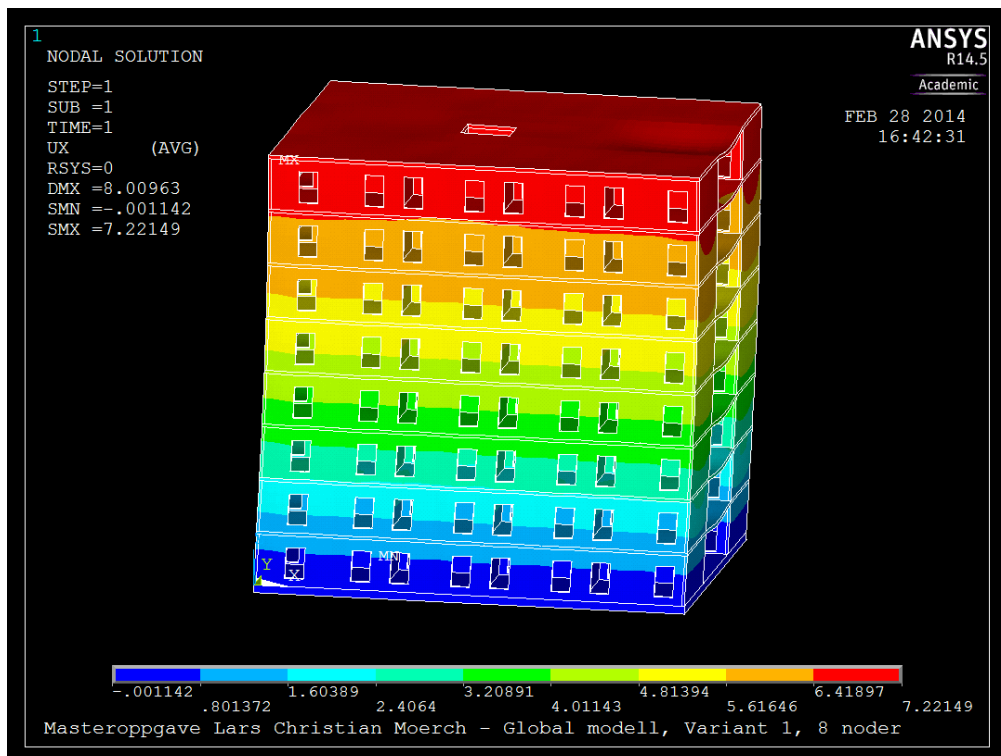


## Vedlegg B.1 Resultatplot for variant 1

### B.1.1. Resultater variant 1, 8 noder, Mesh 800 mm · 800 mm

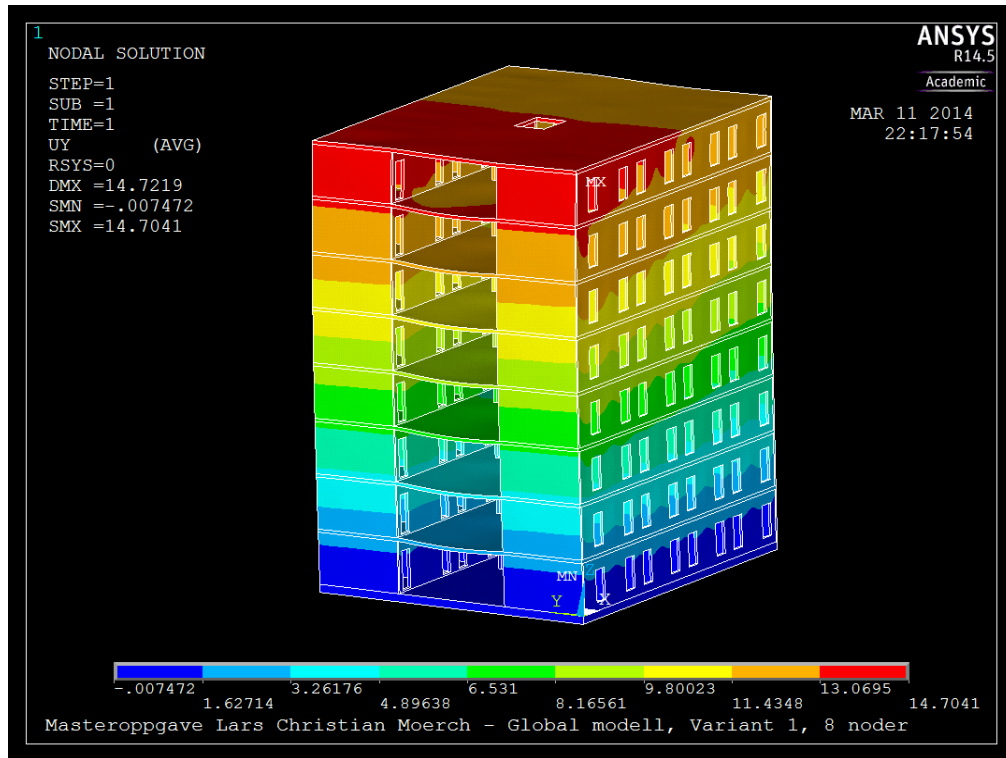


**Figur B.1:** Horisontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for variant 1, 8 noder, mesh 800.

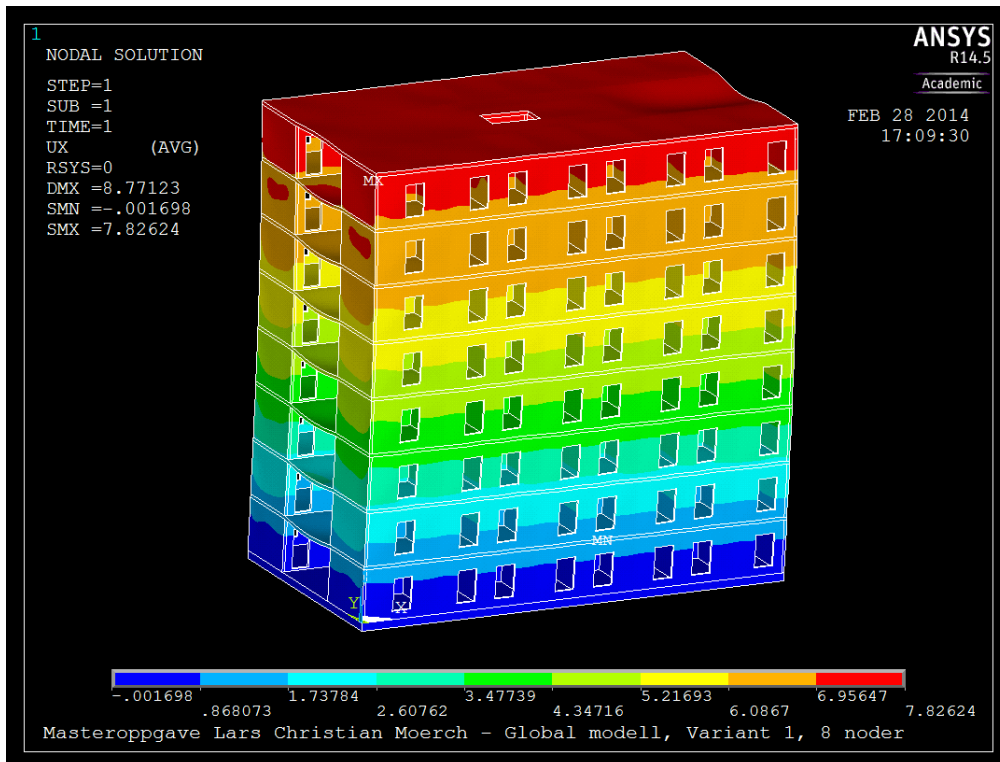


**Figur B.2:** Horisontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for variant 1, 8 noder, mesh 800 mm.

### B.1.2 Resultater variant 1, 8 noder, Mesh 290 mm · 290 mm

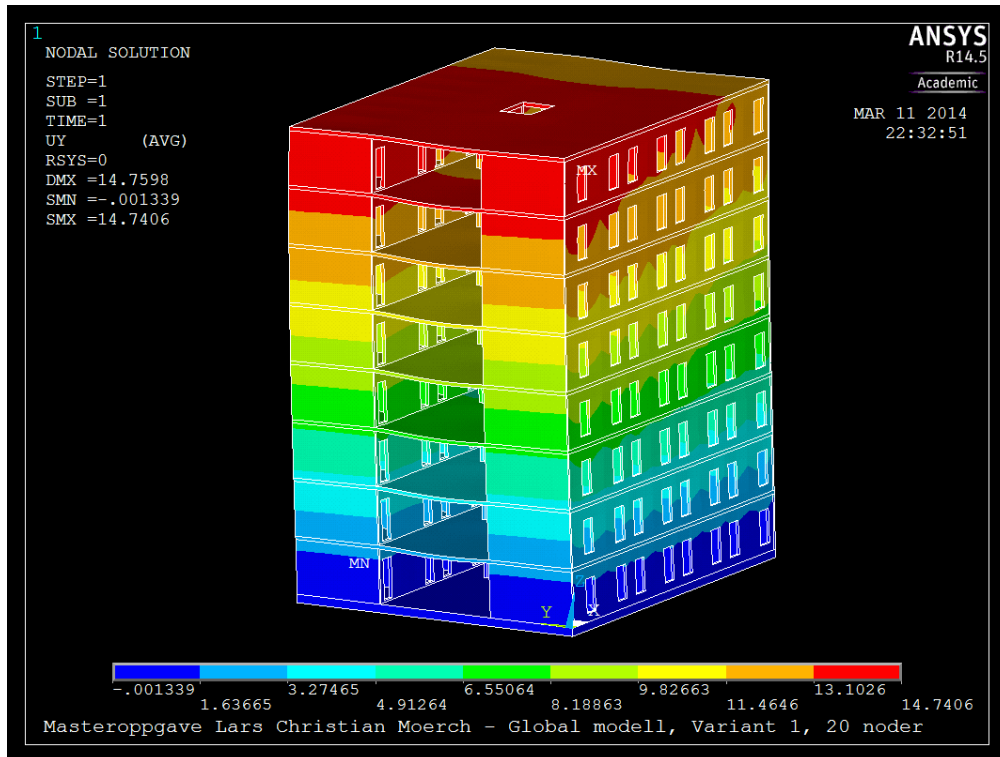


**Figur B.3:** Horizontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for variant 1, 8 noder, mesh 290 mm.

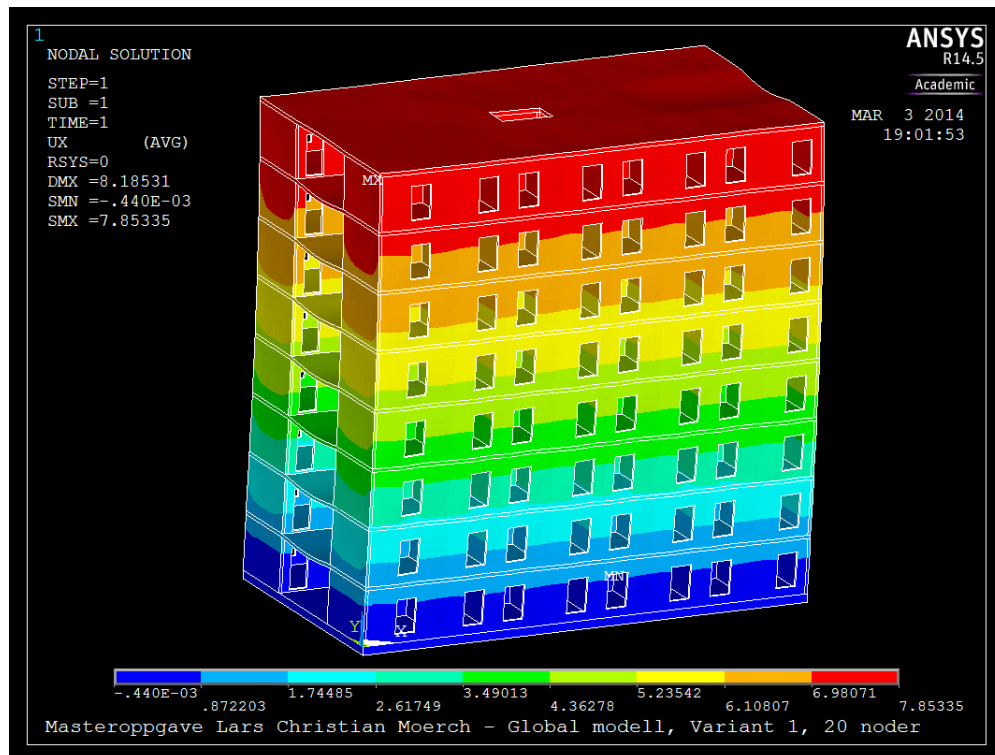


**Figur B.4:** Horizontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for variant 1, 8 noder, mesh 290 mm.

### B.1.3 Resultater variant 1, 20 noder, Mesh 800 mm · 800 mm



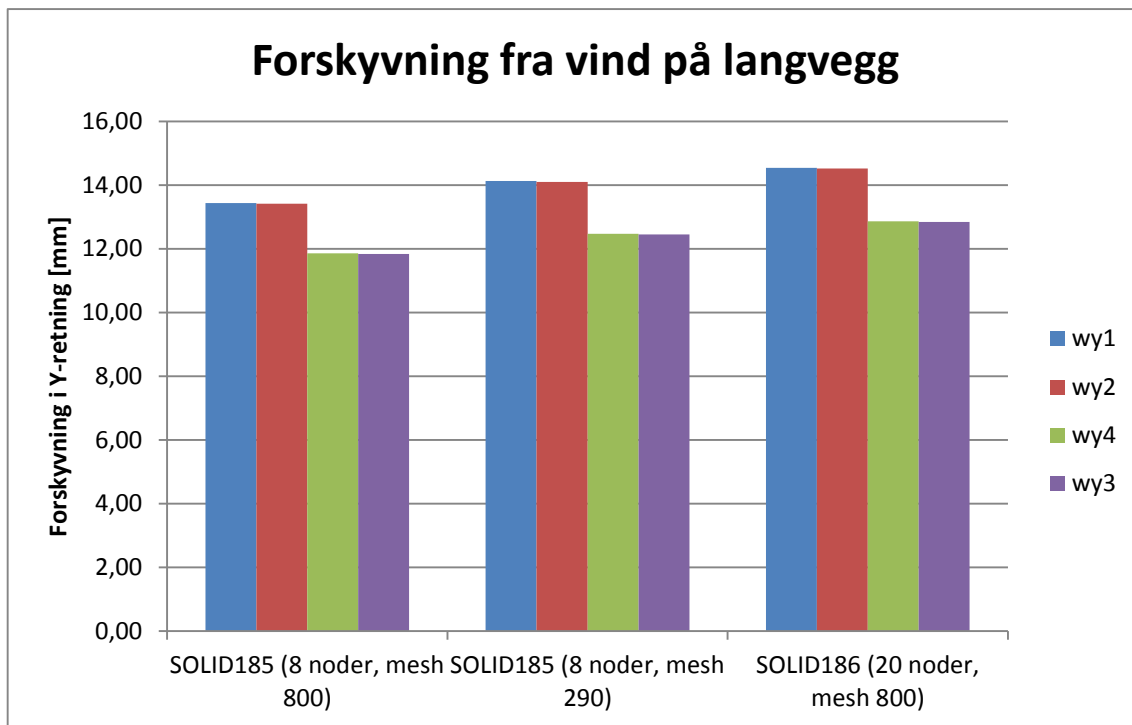
Figur B.5: Horizontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for variant 1, 20 noder, mesh 800 mm.



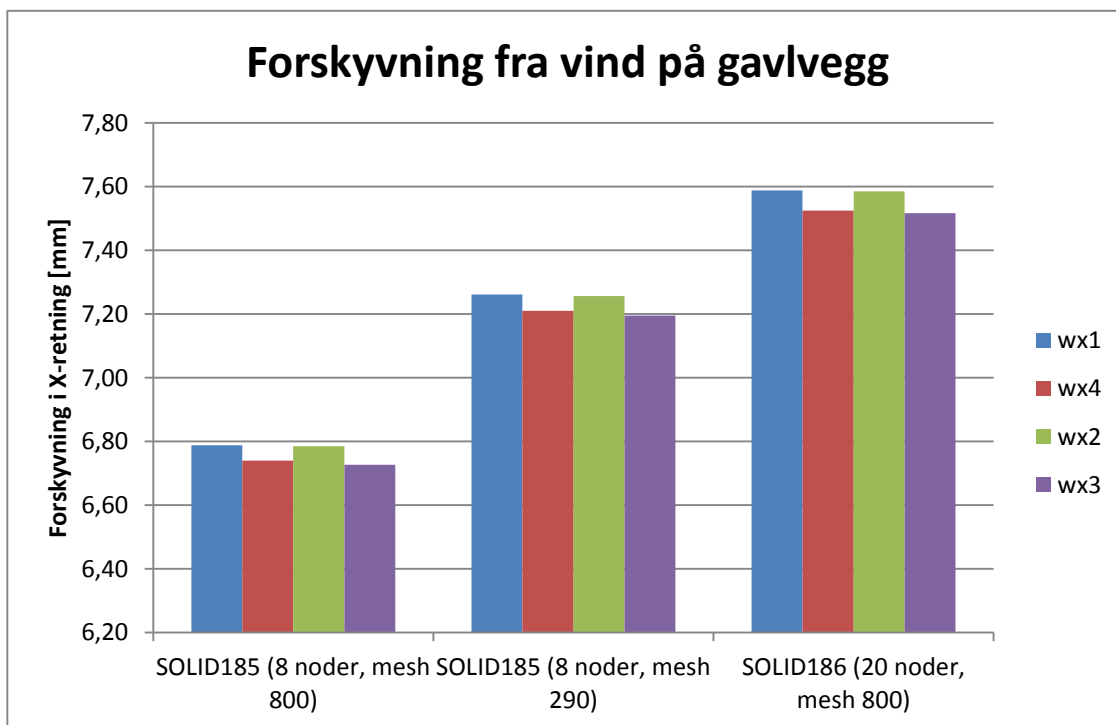
Figur B.6: Horizontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for variant 1, 20 noder, mesh 800 mm.

## Vedlegg B.2 Sammenligning av elementtyper for variant 1

### B.2.1 Resultater variant 1. Sammenligning av elementtyper og mesh for variant 1



Figur B.7: Sammenligning av elementtyper og mesh etter forskyvning fra vind på langvegg.

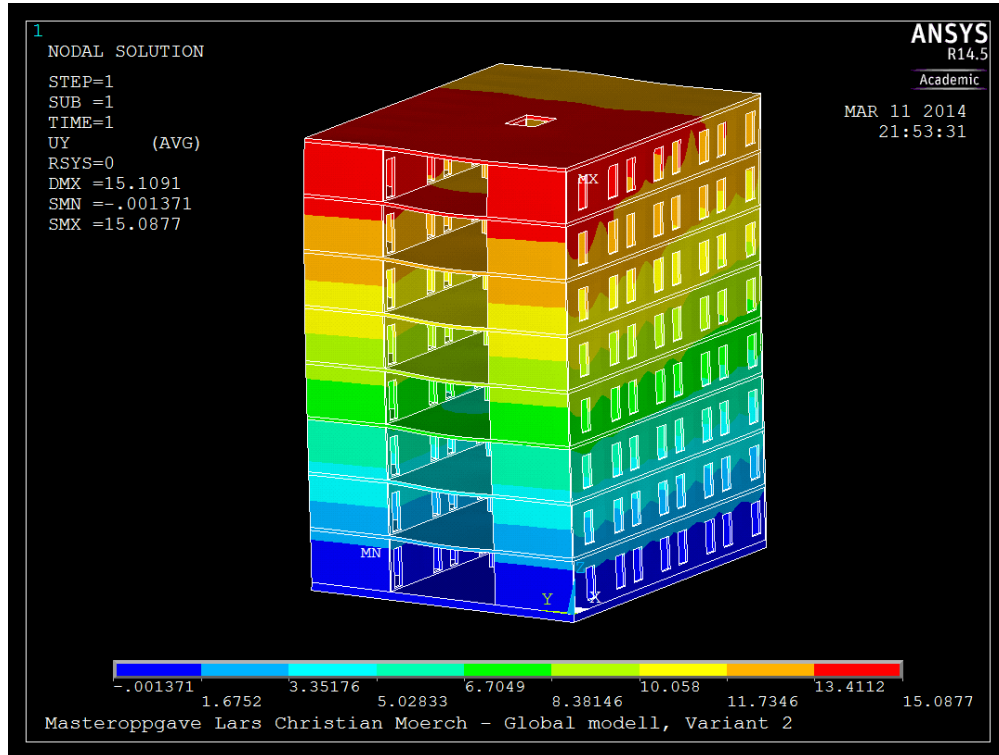


Figur B.8: Sammenligning av elementtyper og mesh etter forskyvning fra vind på gavlvegg.

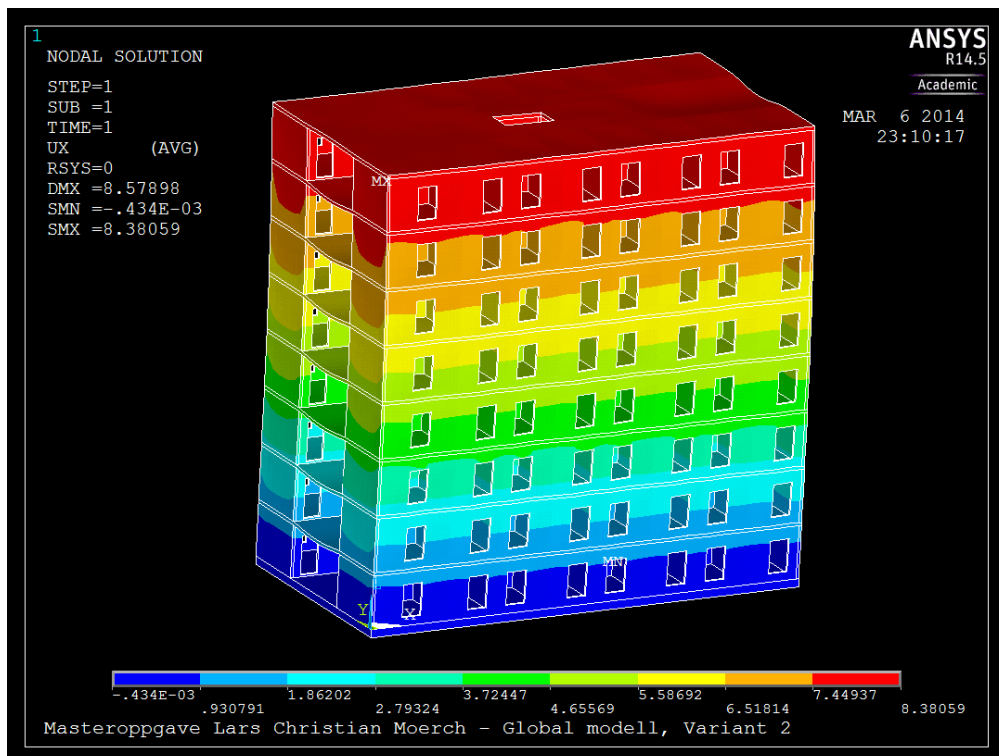


## Vedlegg B.3 Resultatplot for variant 2

### B.3.1 Resultater variant 2, 20 noder, mesh 800 mm · 800 mm



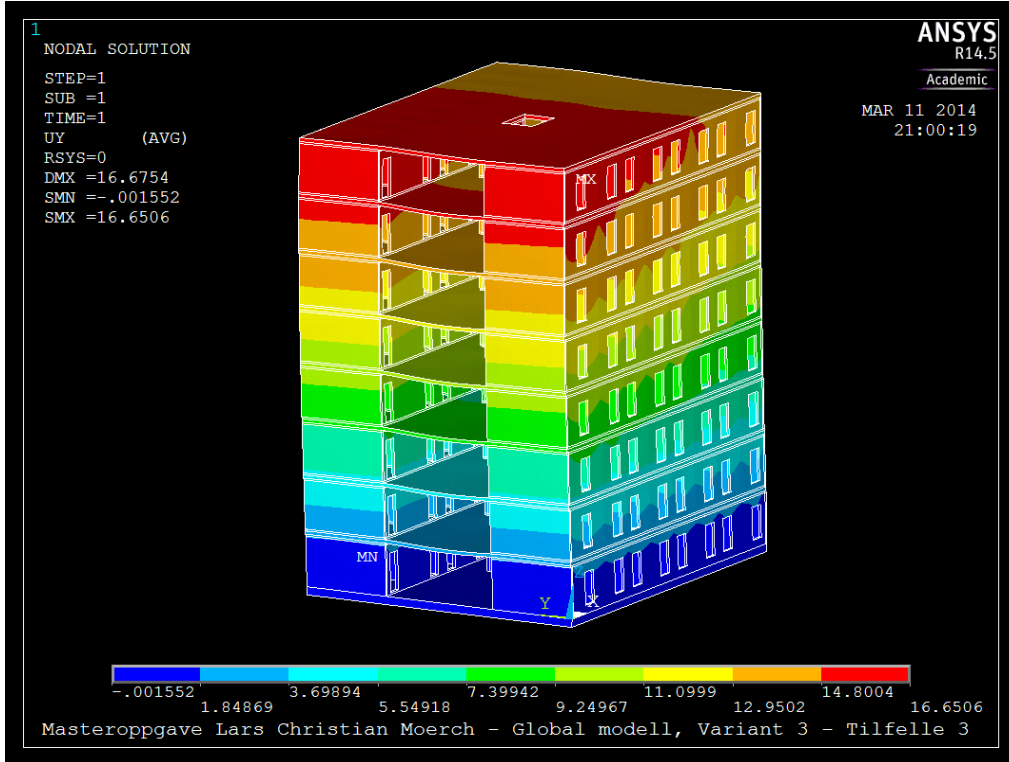
Figur B.9: Horizontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for variant 2.



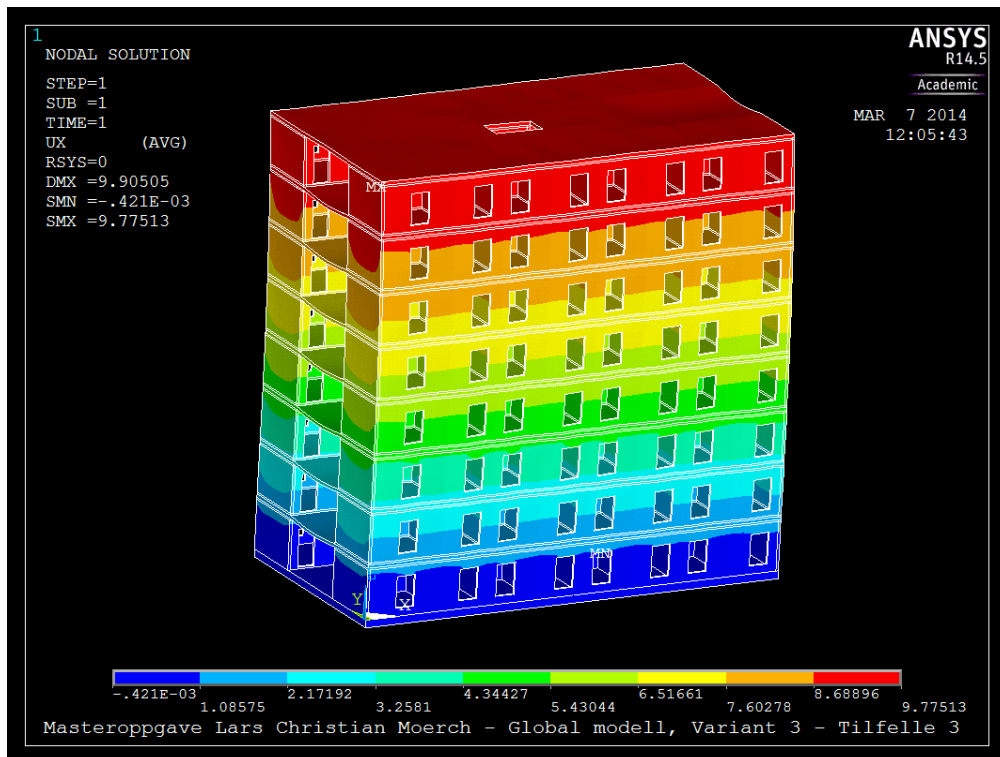
Figur B.10: Horizontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for variant 2.

## Vedlegg B.4 Resultatplot for variant 3, tilfelle 3

### B.3.1 Resultater variant 3 – tilfelle 3, 20 noder, mesh 800 mm · 800 mm



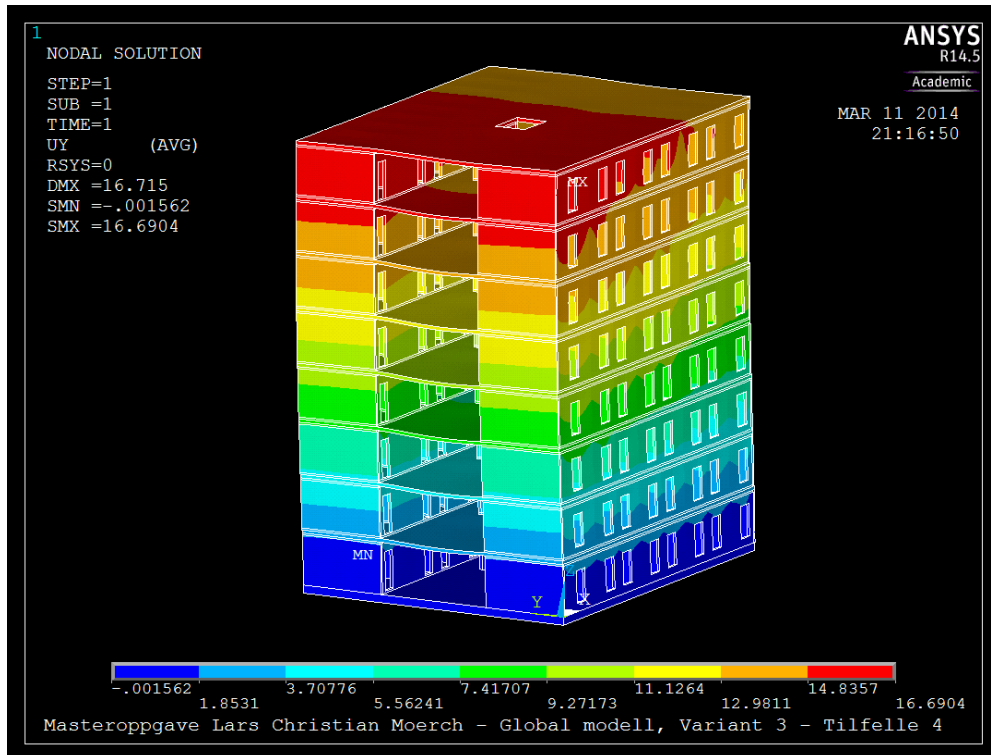
Figur B.11: Horisontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for variant 3, tilfelle 3.



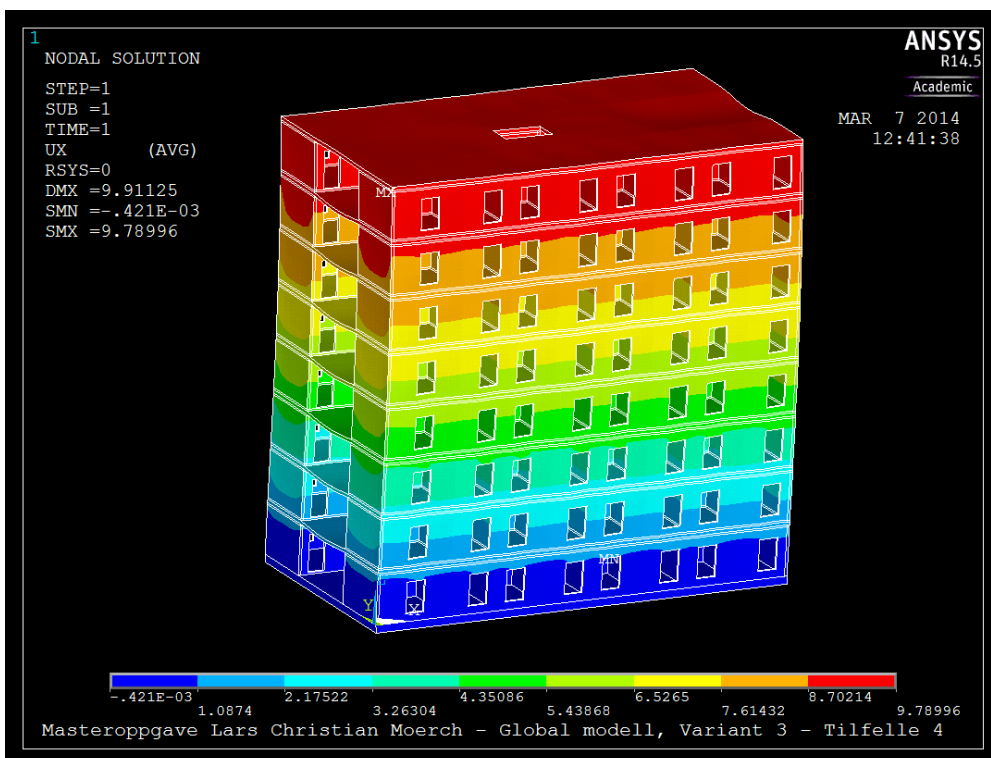
Figur B.12: Horisontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for variant 3, tilfelle 3.

## Vedlegg B.5 Resultatplot for variant 3, tilfelle 4

### B.4.1 Resultater variant 3 – tilfelle 4, 20 noder, mesh 800 mm · 800 mm



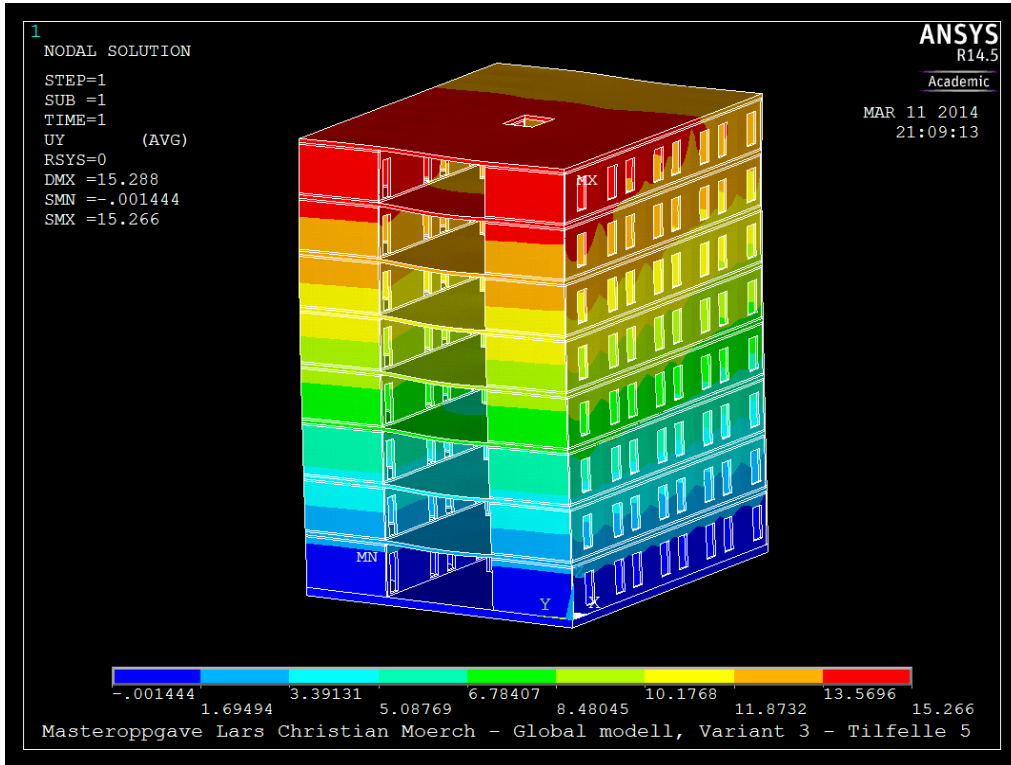
Figur B.13: Horisontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for variant 3, tilfelle 4.



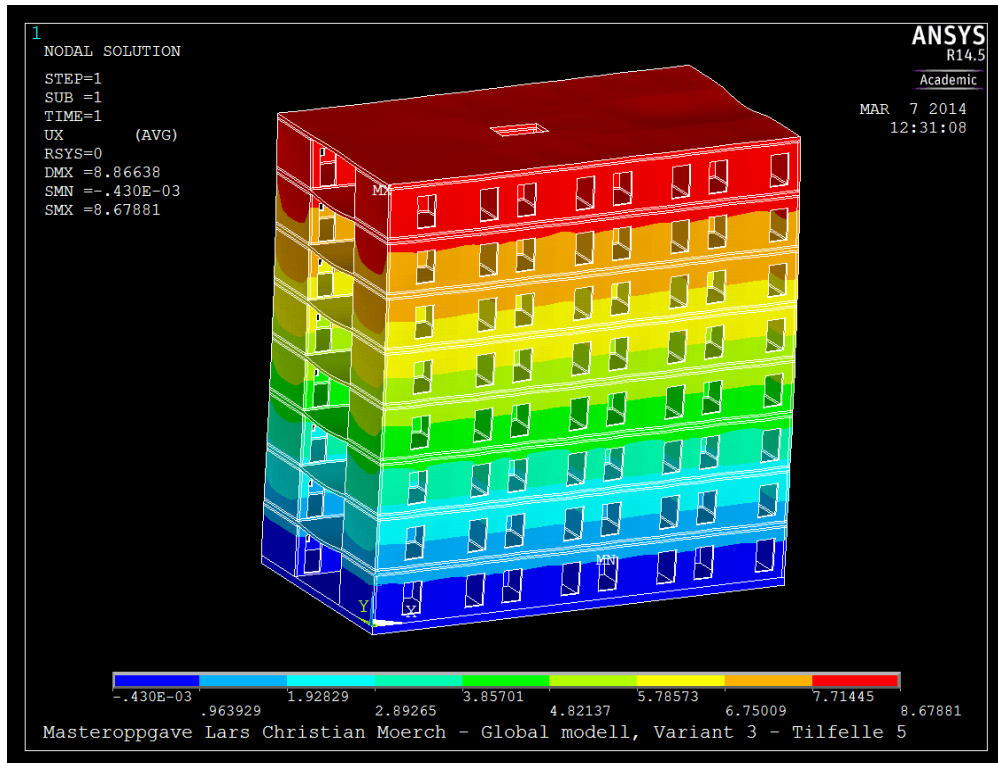
Figur B.14: Horisontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavvegg for variant 3, tilfelle 4.

## Vedlegg B.6 Resultatplot for variant 3, tilfelle 5

### B.5.1 Resultater variant 3 – tilfelle 5, 20 noder, mesh 800 mm · 800 mm



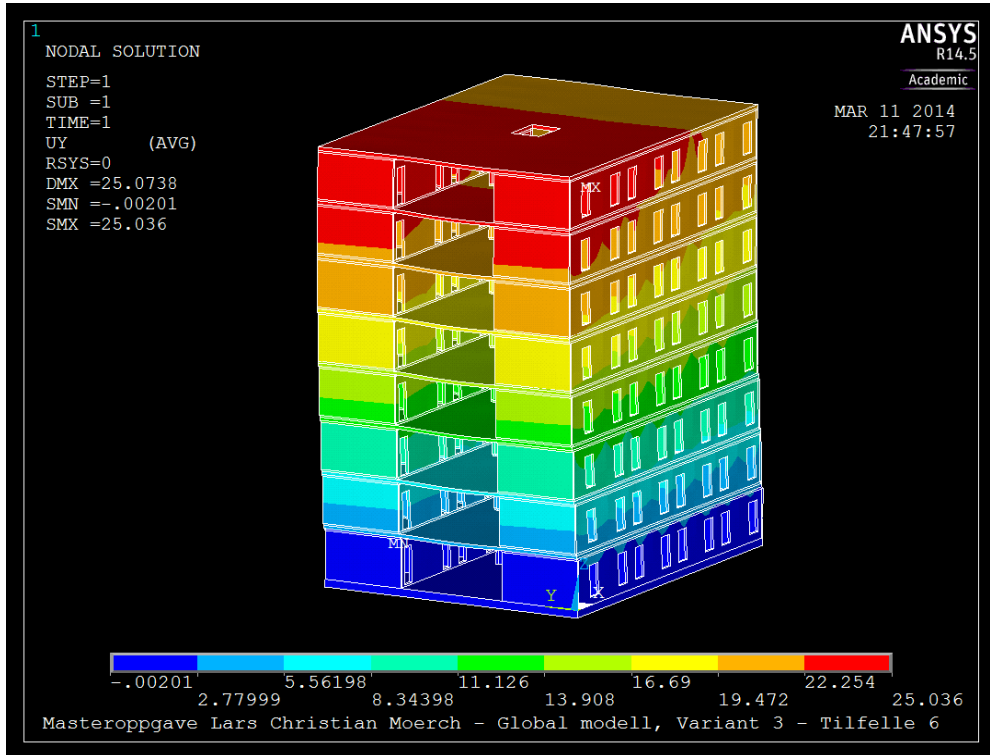
Figur B.15: Horisontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for variant 3, tilfelle 5.



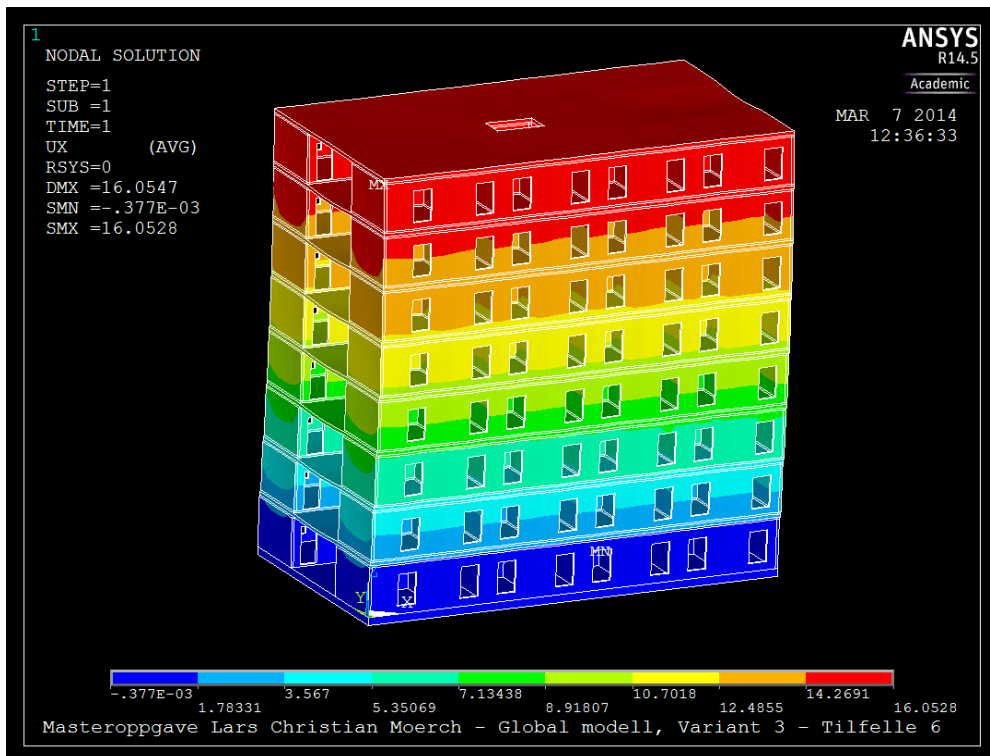
Figur B.16: Horisontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for variant 3, tilfelle 5.

## Vedlegg B.7 Resultatplot for variant 3, tilfelle 6

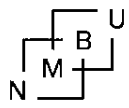
### B.6.1 Resultater variant 3 – tilfelle 6, 20 noder, mesh 800 mm · 800 mm



Figur B.17: Horizontal forskyvning i y-retning etter påsatt vindlast på langvegg for variant 3, tilfelle 6.



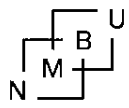
Figur B.18: Horizontal forskyvning i x-retning etter påsatt vindlast på gavlvegg for variant 3, tilfelle 5.



## Vedlegg C

### Elektroniske vedlegg

Vedlegg C.1:	Masteroppgave
Vedlegg C.2:	Tverrsnittsdata beregninger
Vedlegg C.3:	Tegninger
Vedlegg C.4:	Global modell med ANSYS koordinater
Vedlegg C.5:	Scriptfiler
Vedlegg C.6:	FEM modeller
Vedlegg C.7:	Vindberegninger
Vedlegg C.8:	Resultater





## Vedlegg C      Oversikt over elektroniske vedlegg

### C.1      Masteroppgave

- a.      Masteroppgave\_Lars Christian Mørch\_2014.pdf

### C.2      Tverrsnittsdata beregninger

- a.      Tverrsnittsdata.xlsx

### C.3      Tegninger

- a.      Produksjonstegninger

### C.4      Global modell med ANSYS koordinater

- a.      Global modell\_ANSYS koordinater.xlsx

### C.5      Scriptfiler

- a.      Global modell\_Variant 1\_8 noder\_Mesh800.txt
- b.      Global modell\_Variant 1\_8 noder\_Mesh290.txt
- c.      Global modell\_Variant 1\_20 noder.txt
- d.      Global modell\_Variant 2.txt
- e.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-1.txt
- f.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-2.txt
- g.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-3.txt
- h.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-4.txt
- i.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-5.txt
- j.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-6.txt

### C.6      FEM modeller

- a.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-1\_vind langvegg.db
- b.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-1\_vind gavlvegg.db
- c.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-2\_vind langvegg.db
- d.      Global modell\_Variant 3\_Tilfelle-2\_vind gavlvegg.db

### C.7      Vindberegninger

- a.      Vindberegninger.xlsx

### C.8      Resultater

- a.      Resultater.xlsx