





# Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet for avdelingen byggeteknikk og arkitektur ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet i Ås. Dette er en oppgave som avslutter min mastergrad og utgjør 30 studiepoeng. Arbeidet er skrevet ved Instituttet for matematisk realfag og teknologi og er gjennomført i perioden mellom januar og mai 2014.

Tema for oppgaven ble foreslått av min veileder Nils Ivar Bovim, som er ansvarlig for NMBUs del i forskningsprosjektet "WOOD/BE/BETTER – økt bruk av tre i urbane områder" (WBB).

Palisaden fremstår som et pilotprosjekt innenfor nettopp dette, og har vært et svært spennende tema å jobbe med.

Jeg ønsker å rette en stor takk til alle som har hjulpet meg gjennom denne oppgaven. Jeg ønsker spesielt å takke veilederen min Nils Ivar Bovim som har hjulpet meg gjennom oppgaven ved å dele sin kunnskap rundt massivtre og kommet med mange gode råd underveis. Jeg ønsker også å takke Sigurd Eide fra Treteknisk som har delt sine fuktmålinger utført i Palisaden, samt å takke Odd Grøthe fra HøyerFinseth AS som har gitt meg tilgang til "as-built" dokumenter, som har vært den viktigste referansen til oppgaven. Jeg vil også takke Jon Atle Berger fra Veidekke som tok meg med på befaring i de nye studentboligene av massivtre ved siden av Palisaden. I tillegg ønsker jeg å takke Kai-Uwe Grieger, daglig leder i Montasje AS, som har kommet med sine erfaringer om massivtre miljøet i Norge.

Til slutt vil jeg takke kjæresten min Martin som har vært et godt støtteapparat under hele perioden, selv under arbeid med egen masteroppgave.

Ås, mai 2014

---

Farida Grinderud

# Sammendrag

Høsten 2013 ble Palisaden ferdigstilt, og er Europas nest høyeste massivtrebygg. Prosjektet ligger i Ås og består av to identiske blokker på 8 etasjer. Massivtre som byggemateriale i høye bygninger er et relativt nytt tema i Norge, og er under stadig forskning og utvikling.

Etter et drøyt halvår oppsto det et uforutsett problem, ved at avstivende stålbeslag i innvendig sjaktvegger bulet ut gjennom gipsen. Disse stålbeslagene var skrudd direkte mot bakenforliggende massivtre-element, og gipsplater ble festet direkte over stålbeslagene. Krymp i massivtre-elementene gjorde at stålbeslagene ble utsatt for en bukling som ble synlig gjennom gipsplater i heis- og trappesjakt.

Målet med denne oppgaven var å se nærmere på utbulingen i trappesjakt, og se på årsaker til denne utbulingen, samt nødvendigheten av lengre stålbeslag.

Resultatene viste at langsgående stålbeslag over flere etasjer, som er festet direkte mot trevirket, er en svært uheldig løsning. Krymp i trevirket vil oppstå uansett om Palisaden ble bygget under tak eller ikke, og er en løsning som må unngås.

Stålbeslagene har ikke blitt utnyttet til sitt tiltenkte formål, som var å ta strekk i gavl og sjakt ved vind mot langvegg. Derimot må strekket som oppstår ved vind mot langvegg tas opp av skruer eller kortere stålbeslag i langveggen som lasten inntreffer.



# Abstract

In the autumn of 2013, Europe's second highest building made of cross-laminated timber (CLT) was completed in Ås, Norway. The 8-story building is called Palisaden and consists of two identical towers. CLT as a construction material in tall buildings is a relatively new concept in Norway, and is therefore under constant research and development.

A short half-year after completion, an unexpected problem occurred. The steel stabilizers in the elevator shaft and stairwell started to bulge and made visible cracks in the gypsum boards. The steel stabilizers, which span over several stories, are screwed directly to the CLT elements behind, while the gypsum boards are attached directly to the steel stabilizers. Shrinkage in the CLT elements caused the bulge in the stabilizers.

The goal of this thesis is to take a closer look at the shrinkage in the CLT elements, and to look at the necessity of the steel stabilizers.

The results showed that the steel stabilizers should not have been attached directly to the CLT elements because of the shrinkage that occurs in timber elements. The results show that a big enough shrinkage, causing a bulge in the steel stabilizers, will occur regardless of the building being built under a construction tent or not.

The steel stabilizers have not been used for its intended purpose, which was to resist tensile forces in the gable walls and shaft by wind against the longitudinal wall. However the tensile forces have to be taken up by screws or shorter steel fittings in the wall in which the wind occurs.

## INNHALDSFORTEGNELSE

<b>Forord .....</b>	<b>3</b>
<b>Sammendrag .....</b>	<b>4</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>5</b>
<b>1. Innledning.....</b>	<b>8</b>
<b>1.1. Bakgrunn .....</b>	<b>8</b>
1.1.1. Tre som byggemateriale.....	8
1.1.2. Palisaden .....	10
1.1.3. Tidligere undersøkelser .....	11
<b>1.2. Problemstilling.....</b>	<b>12</b>
1.2.1. Avgrensninger .....	12
<b>1.3. Metode.....</b>	<b>13</b>
<b>1.4. Feilkilder .....</b>	<b>14</b>
<b>2. Teori.....</b>	<b>15</b>
<b>2.1. Massivtre .....</b>	<b>15</b>
<b>2.2. Konstruksjonens stabilitet .....</b>	<b>16</b>
2.2.1. Skivevirkning .....	16
2.2.2. Horisontale forankringer .....	17
2.2.3. Vertikale forankringer .....	18
2.2.4. Kraftens innvirkning nedover i bygget.....	22
2.2.5. FEM-analyse for beregning av veggstivheter og tilhørende krefter .....	23
<b>2.3. Skrueforbindelser .....</b>	<b>24</b>
2.3.1. Kapasitet i bruddgrensetilstand .....	24
2.3.2. Flere forbindere i rekke.....	30
Aksialbelastede skruer .....	31
2.3.3. Samvirke mellom ulike forbindelsesmidler.....	31
2.3.4. Stivhet i bruksgrensetilstand .....	32
<b>2.4. Tre og fuktighet.....</b>	<b>34</b>
<b>3. Palisaden i dag.....</b>	<b>37</b>
<b>3.1. Oppbygging .....</b>	<b>37</b>
<b>3.2. Stabilitet.....</b>	<b>39</b>
3.2.1. Stålbeslag.....	39
3.2.2. Skrueforbindelser .....	40
<b>3.3. Tidligere resultater.....</b>	<b>42</b>
<b>3.4. Fuktighetsmålinger.....</b>	<b>46</b>
<b>4. Resultater.....</b>	<b>50</b>
<b>4.1. Statisk analyse .....</b>	<b>50</b>
4.1.1. Metode .....	50
4.1.2. Kontroll av forbindelse mellom vegg og dekke for horisontale skjærkrefter.....	51
4.1.3. Kontroll av forankringer mellom 1. og 2. etasje.....	55
<b>4.2. Krymp .....</b>	<b>60</b>
4.2.1. Metode .....	60
4.2.2. Måling av stålbeslag 19.02.14 .....	60
<b>5. Diskusjon.....</b>	<b>63</b>
<b>5.1. Krymp .....</b>	<b>63</b>
<b>5.2. Stabilitet.....</b>	<b>64</b>
<b>5.3. Utførelse.....</b>	<b>66</b>
<b>6. Konklusjon.....</b>	<b>68</b>

<b>7. Videre arbeid .....</b>	<b>69</b>
<b>8. Referanser .....</b>	<b>70</b>
<b>9. Vedlegg.....</b>	<b>72</b>
9.1. Vedlegg A- "As-built" dokumenter .....	72
9.2. Vedlegg B - Skruekapasiteter til hver forbinder .....	77
9.3. Vedlegg C - Skjærkapasiteter .....	83
9.4. Vedlegg D - Vindkrefter.....	85
9.5. Vedlegg E - utskrift av skjærkapasitetsutnyttelse .....	89
9.6. Vedlegg F- Egenvekt .....	90
9.7. Vedlegg G - beregning av oppløftskrefter .....	93
9.8. Vedlegg H - Beregning av uttrekkskapasiteter med forskjellig antall skruer.....	95
9.9. Vedlegg I - Elektroniske vedlegg.....	97

# 1. Innledning

## 1.1. Bakgrunn

### 1.1.1. Tre som byggemateriale

Norge har lange tradisjoner med tre som byggemateriale. Laft og reisverk er eksempler på tradisjonelle byggeteknikker, og i de senere årene har også massivtre blitt et populært alternativ. Massivtre er et byggemateriale med lav egenvekt og høy styrke, og den egner seg godt som bærende og stabiliserende elementer i vegger, gulv og tak. Massivtre-elementene er prefabrikkerte og fører til kort byggetid, noe som er til fordel for blant annet økonomien og naboene rundt (Treteknisk, 2006). Selv om massivtre har fordeler ved å ha gode styrke og stivhets egenskaper i forhold til vekt, vil den lave vekten skape utfordringer i å begrense horisontale bevegelser forårsaket av vinden.

I dag bygges en vesentlig del av boliger i sentrale områder og vi bor tettere enn før (Guttu, 2011). Da er behovet for å bygge mer arealeffektivt større, og det bygges gjerne i høyden. De fleste høye bygg, er per i dag, bygget av stål og betong, og disse har vist seg å være svært gode byggematerialer. Ulempen ved dette er at disse materialene bidrar til store utslipp av drivhusgasser ved produksjon. Og siden bygninger står for omtrentlig en tredjedel av all drivhusgassutslipp i verden, utgjør disse materialene en vesentlig del (Green, 2012).

Tre er ett av de mest miljøvennlige byggematerialene som finnes. Tre bidrar til en reduksjon av det totale CO<sub>2</sub> – utslippet ved substitusjon av andre bygningsmaterialer, lavere utslipp selv og evnen til å lagre CO<sub>2</sub> i hele byggets levetid (Treteknisk, 2006). Tre er et naturlig og fornybart materiale når det er hugget fra bærekraftige skoger. Dessverre har ikke Norge stor produksjon av massivtre og det må bestilles fra Europa ved større prosjekter.



Figur 1.1-1: Granskog (Foto: Karna Hansson)

I Norge har trehus begrenset seg til høyst 4 etasjer. Med økt fokus på arealeffektiv og miljøriktig bygging, ser man nærmere på potensialet til tre som byggemateriale også i høye bygg. Dette er også et populært tema i blant annet Canada, USA, Tyskland og Australia. Australia har foreløpig det høyeste massivtrehuset i verden på 10 etasjer, mens Canada har begynt å se på muligheter for trehus opptil 20-30 etasjer (Green, 2012).



Figur 1.1-2: Forte Living, Melbourne, Australia ([www.thefifthstate.com.au](http://www.thefifthstate.com.au))



Figur 1.1-3: Mulighetsstudie av et 20-etasjers massivtrebygg (Green, 2012)

### 1.1.2. Palisaden

Høsten 2013 ble Norges høyeste trehus ferdigstilt. Prosjektet ligger ved de eksisterende studentboligene på Ås og heter Palisaden. Palisaden består av to identiske blokker på 8 etasjer og inneholder 254 studentboliger tilsammen. Konseptet er utviklet av 5b Prosjekt AS i samarbeid med BAS arkitekter. HøyerFinseth AS har vært rådgivende ingeniører innenfor blant annet statiske beregninger, knutepunkter og detaljtegninger, mens Veidekke entreprenør AS har vært totalentreprenør for prosjektet. Etter samtale med Jon Atle Berger fra Veidekke, stiller han seg er positiv til massivtre. Han forteller om enklere og raskere montering samt bedre arbeidsmiljø, da elementene ikke støver slik som betong. Den første blokken ble montert på 4,5 uker, mens den andre blokken ble montert på 3,5 uker (Husbanken, 2013). I utgangspunktet skulle Palisaden vært bygget under telt, men av økonomiske og tidsmessige årsaker ble det valgt å bygget uten overbyggende telt.



Figur 1.1-4: Palisaden ([www.bygg.no](http://www.bygg.no))

### Utfordringer

Etter et drøyt halvår etter ferdigstilling oppsto det et uventet problem. Gipsen i heis- og trappesjakt begynte å bule ut. Dette kom av at stålbeslagene på innsiden av gipsen hadde fått en uforutsett bukling. Disse beslagene var plassert her for å ta strekk i bygget ved vindpåkjenninger. I stedet fikk de en motsatt virkning da de ble utsatt for trykk grunnet blant annet krymp i bakenforliggende vegg og etasjeskiller. Figur 1.1-6 og Figur 1.1-5 viser henholdsvis utbuling i gipsoverflaten og stålbeslagene under gipsen.





**Figur 1.1-6: Utbuling i gipsoverflate**



**Figur 1.1-5: Gips fjernet i trappesjakt mellom 2. og 3. etasje**

### **1.1.3. Tidligere undersøkelser**

I og med at høye bygg av massivtre er en nokså ny byggemetode mangler det et felles dimensjoneringsgrunnlag og erfaring innenfor dette. Det er derfor viktig å kartlegge ulike løsninger for å kunne lære seg mer og komme videre i utviklingen av høye trehus. Ved å utveksle erfaringer og forsøksresultater, vil dette bidra til utvikling av faget og etter hvert kunne finne frem til et felles beregningsgrunnlag for slike konstruksjoner.

Oppgaven er en videreføring av masteroppgaven "FEM-modellering av et fleretasjes trehus med henblikk på optimalisering av forbindelser mellom massivtre-elementer" skrevet av Lars Christian Mørch i løpet av høst- og vårsemesteret 2013/2014. Han har modellert opp et tilnærmet bygg som Palisaden inn i simuleringsverktøyet ANSYS og utført en global analyse vedrørende forskyvninger. Målet hans var å undersøke forskjeller mellom skruer skrånstilt i én retning sammenliknet med skruer skrånstilt i to retninger. Egenskapene til skruene benyttet i simuleringen er hentet fra resultatene til Arne Schrøder som skrev masteroppgaven "Styrke og stivhet for skrueforbindelser i massivtre" høsten 2013. Han gjorde grunnleggende forsøk på skrånstilte forbindelser i massivtre med fokus på styrke- og stivhetsegenskaper. Arne Schrøder bestemte kapasiteter både ved testing og teoretiske modeller og sammenliknet resultatene.

Arne Schrøder fant ut at skruens styrke og stivhet øker med skruvinkel. Lars Christian Mørch påpekte at stivheten i bygget øker ytterligere når skruene er vinklet i to retninger, og at dette vil kunne være en mulighet for forbedring av forbindelsen i høye massivtrebygg.

## 1.2. Problemstilling

Ved prosjektering av Palisaden var det besluttet å feste lange stålbeslag i hele byggets høyde for å ta opp strekkraftene som skulle oppstå ved vindbelastning. Men trevirket i bakenforliggende vegger og dekker har krympet, og stålbeslagene har dermed blitt utsatt for trykk og fått en motvirkende effekt.

I denne oppgaven skal det derfor ses nærmere på hvor mye krympning som har oppstått i massivtre-elementene og vurdere hva som har vært årsaken til dette. I tillegg er det spesielt interessant å se på hvordan kreftene egentlig er fordelt i bygget. I denne oppgaven skal det utføres en alternativ statistisk analyse av Palisaden for å vurdere om stålbeslagene kunne vært unngått om skruerforbindelsene mellom elementene hadde vært sterke nok i seg selv.

### 1.2.1. Avgrensninger

For at oppgaven skal bli så helhetlig som mulig, må det settes visse avgrensninger for å kunne svare på problemstillingen.

Vurdering av krympning er kun basert på målinger mellom 2. og 3. etasje, da dette er den etasjen med mest informasjon.

Ved beregning av forbindelser, vil det i hovedsak kun gjelde forbindelser mellom 1. og 2. etasje da kreftene blir større jo lenger ned i bygget en kommer. Det velges å ikke se på forbindelser mellom kjeller og 1. etasje, selv om kreftene er størst her, da det antas at forankringen mellom tre og betong er innenfor kravene, og at det kun trengs kortere stålbeslag som ikke behøver å spenne lenger opp enn mot 1. etasje. Det er ikke gjort noen beregninger på selve stålbeslagene, da det kun velges å se på kapasiteten til skruene mellom dekke og underliggende og overliggende vegg. Det er kun valgt å se på kapasiteter ved vind mot langvegg, da det er til denne kapasiteten, stålbeslagene er tiltenkt til å bidra.

Ved beregning av aksialkapasiteter, er det kun sett på strekkpåkjenninger. Massivtrelementer har store kontaktflater og trykkpåkjenninger vil derfor ikke blir begrensende. Kapasiteten er kun avhengig av hvor stort areal som utnyttes.

Ut i fra "as-built" dokumentene fra prosjektet har man begrenset informasjon å bygge på. Det står hverken skruvinkler, plassering i sjikt eller plassering i vegg/dekke. Det er derfor antatt at skruene har de vinkler som trengs og avstander som er påkrevet for å få en tilfredsstillende utførelse. Ved bestemmelse av vinkel mellom kraft og fiberretning, er det tatt hensyn til



fiberretningen i de sjiktene hvor skruen treffer mellom elementene. Forutsetter at alle elementene har lik karakteristisk- og midlere densitet over hele tverrsnittet. Uten tilgang til detaljtegninger av massivtre-elementene, er det da antatt at tykkelsen på alle sjikt i et element er like tykke. I praksis, kan disse sjiktene variere.

Ved beregning av vindkrefter er det benyttet vindkreftene som Mørch (2014) beregnet i sin masteroppgave. Verdiene han benyttet er i bruksgrensetilstand. Ved beregning av bruddgrensetilstand er det dermed gjort en forenkling ved å multiplisere vindlasten han regnet ut med en faktor på 1,5 som tilsvarer forskjellen mellom brudd- og bruksgrensetilstand. I oppgaven er det ikke tatt hensyn til dynamiske laster egenskaper. Det er heller ikke vurdert eventuelle begrensninger knyttet til horisontale deformasjoner.

Det kontrolleres ikke mot selve dekkets eller veggens skjærkapasitet, bruddkapasitet eller elementskjøter mellom elementer. Dermed kontrolleres det verken for bruks- eller bruddtilstanden for hele konstruksjonen.

### **1.3. Metode**

Prosjektbesvarelsen baserer seg på fagemner som grunnleggende mekanikk, trekonstruksjoner, konstruksjonsteknikk, statikk og husbygningsteknikk. Det finnes ingen standard som gjelder spesifikt for massivtre her i Norge, så teoridelen vil basere seg på både Eurocode og andre dimensjoneringsprinsipper. Andre dimensjoneringsprinsipper er angitt blant annet i massivtrehåndboka skrevet av svensk massivtreindustri i samarbeid med personer fra det svenske treforskningsmiljøet og forskningsrapporter presentert på CIB-W18-konferanser.

Det er utført håndberegninger av skrueforbindelsene, med bakgrunn i formlene i teorikapitlet. Resultater fra håndberegningene settes inn i et regneverktøy for stive skiver utarbeidet av Nils Ivar Bovim. Opplysninger fra "as-built" dokumentasjonen vil være grunnlaget for beregningene.

Det vil også bli utført målinger med elektrisk trefuktighetsmåler og lengdemålinger på nye Pentagon. Supplerende data vil bli hentet fra befaringsrapporten utarbeidet av Treteknisk institutt.

Det er utført samtaler med folk med erfaring innen massivtre. Deriblant har jeg vært på befaring i et massivtrebygg under oppføring, og fått innspill fra Jon Atle Berger fra Veidekke, Kay-Uwe fra Montasje, Morten Johansen fra Martinsons og Sigurd Eide fra Treteknisk. De har delt sine erfaringer og meninger rundt massivtre.

Det benyttes en kvantitativ metode ved utføring av beregninger og tallfeste resultater. Men også en kvalitativ metode ved vurdering av årsaker som er vanskelig å tallfestes eller bestemmes.

## 1.4. Feilkilder

I og med at det ikke finnes noen konkrete dimensjoneringsregler for massivtre-elementer, i tillegg til at massivtre-elementer er avhengige av så mange parametere som for eksempel ulike sjikt, densiteter og vinkler, blir det vanskelig å vite de ekte kapasitetene uten å teste de eksakte forbindelsene i en fullskala test. Det er ikke gjort slike tester i denne oppgaven slik at teorien som legges til grunn vil ikke nødvendigvis gjelde for akkurat denne situasjonen.

Teorien baserer seg på andres forsøk og det er klart at det kan komme mange feilkilder av den grunn. Oppgaven tar utgangspunkt i andres masteroppgaver som kan ha fått feil verdier eller bygget videre på feil verdier igjen. Resultatene til Mørch (2014), som denne oppgaven bygger videre på, har blant annet en litt annen modell i grunn enn den som betraktes i denne oppgaven. Mørch (2014) har benyttet alle innvendige vegger som avstivende, noen av disse veggene er forlenget for å gi en enklere datamodell. I denne oppgaven er det benyttet de vegger som antas å være viktige for stivhet og styrke av bygget. Eksempelvis er annenhver innervegg mellom hybler neglisjert da en betydelig del av denne veggen er erstattet av baderomsmoduler som ikke forutsettes å bidra til byggets stabilitet.

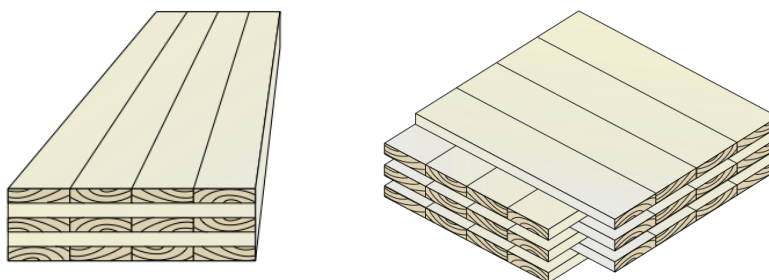
Som nevnt, tas det utgangspunkt i "as-built" dokumenter, men det betyr ikke nødvendigvis at bygget ble bygget akkurat slik.

Ved å benytte samme karakteristisk- og middeldensitet fremfor ulike densiteter for hvert sjikt, kan det føre til andre resultater enn i virkeligheten.

## 2. Teori

Dette kapittelet tar for seg hvordan byggesystemer av massivtre fungerer og hvordan forbindelser løses i slike konstruksjoner. I tillegg tar kapittelet for seg tre og fuktighet og hvilke konsekvenser endringer av fuktinnhold gir.

### 2.1. Massivtre



Figur 2.1-1: Oppbygging av krysslimt massivtre (Gagnon et al., 2013)

Massivtre-elementer er bygget opp av lameller av enten bord eller plank som er limt, spikret eller boltet sammen, enten på langs eller på tvers av hverandre. I denne oppgaven omtales det kun om massivtre bygget opp av krysslimte lameller, tilsvarende det som ble benyttet i Palisaden. Elementene består normalt av tre, fem, sju eller ni lag. Retningen på ytterste lag avgjør retningen på selve elementet (Treteknisk, 2006).

Elementene blir produsert i fabrikk der de blir kuttet til ønsket størrelse og der alle utsparinger blir skåret ut ved hjelp av datastyrt verktøy som sikrer god presisjon. Massivtre-elementer kan sammenlignes med store byggeklosser som er laget for å enkelt kunne monteres på byggeplass. Det er derfor svært viktig at alle delene har riktige mål og passer sammen. Å bygge med massivtre krever derfor omfattende prosjektering, men i gjengjeld blir tiden på byggeplass redusert. En annen fordel er at elementene er så stive i seg selv at det blir mulig å prefabrikkere lange, brede dekker og etasjehøye veggelementer. Elementene kan i prinsippet lages ubegrenset store, med det er gjerne størrelsen på lastebilen, produksjonsutstyr og innretninger for herding av limet som til sist begrenser størrelsen på elementene (Gagnon et al., 2013).

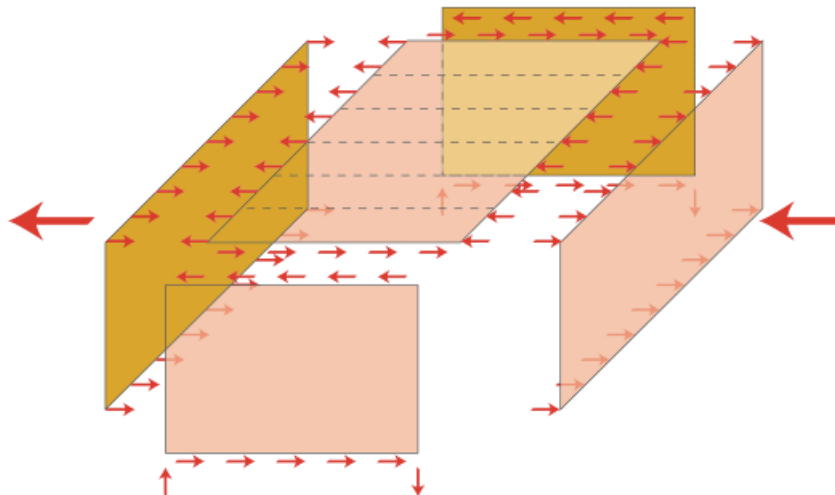
## 2.2. Konstruksjonens stabilitet

*Det meste av stoffet som dette er hentet fra er fra Massivtrehåndboka (Massivträhandboken, 2006).*

### 2.2.1. Skivevirkning

Massivtreelementer er en stabiliserende bygningskomponent med høy stivhet og bæreevne og benyttes ofte som stabiliserende skiver i bærekonstruksjoner. Stabiliserende skiver kreves for å kunne ta opp de horisontale kreftene forårsaket av eksempel vind. Dette er spesielt viktig ved høye bygg, da vindkreftene gir ekstra store påkjenninger. Stabilisering av høye massivtrebygninger skjer vanligvis via skivevirkning i vegger, dekker eller sjakter.

Stabiliteten i de to hovedretningene beregnes hver for seg. Vindlastene overføres til dekket via veggene på henholdsvis lo- og leside av bygget. Deretter overføres kreftene videre til stabiliserende vegger (se Figur 2.2-1).



**Figur 2.2-1: Overføring av krefter ved skivevirkning (Massivträhandboken, 2006)**

Ved innvendige stabiliserende veggskiver skal fordelingen av laster mellom skivene beregnes etter forholdet mellom dekket og veggens stivheter. Dekket kan antas uendelig stiv i forhold til veggene, hvorvidt fordelingen av laster mellom vegger avhenger av plassering og stivhet hos respektive veggskive. Når de innvendige stabiliserende veggene ikke er symmetrisk plassert i bygget, vil dette føre til nye horisontale laster for å stå imot vridningen som forekommer. Disse kreftene virker vinkelrett på vindretningen (Massivträhandboken, 2006).

Hvordan en beregner på fordeling av krefter til de ulike veggene, blir forklart nærmere under "FEM-analyse for beregning av veggstivheter og tilhørende krefter".

## 2.2.2. Horisontale forankringer

Elementene er relativt stive og sterke i seg selv, men krever gode forbindelser mellom elementene for å overføre skjærkreftene forårsaket av horisontallaster videre ned i bygget. Friksjonen mellom bygningsdeler forårsaket av egyptyngden vil bidra til overføring av de horisontale kreftene (Vollen, 2008).

$$H_{frikisjon} = R_{egenvekt} \cdot \mu \quad (1)$$

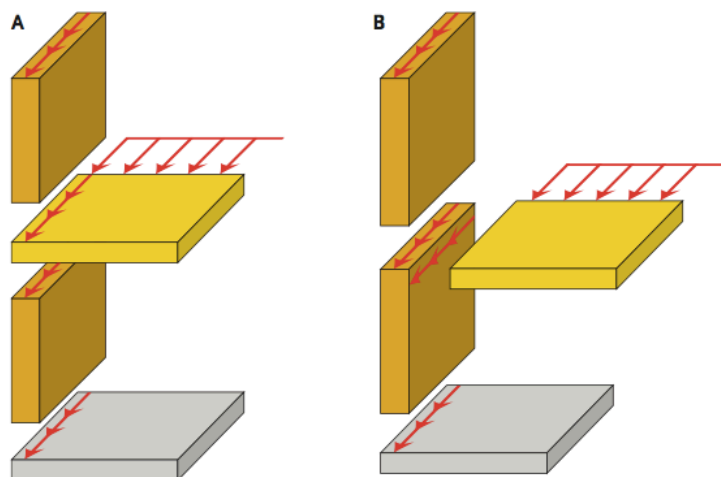
der

$H_{frikisjon}$  er skjærkapasitet forårsaket av friksjon;

$R_{egenvekt}$  er egenvekten av hele bygget;

$\mu$  er friksjonskoeffisienten satt til 0,25 for massivtreelementer.

Friksjonen i seg selv vil ikke være tilstrekkelig som horisontal forankring, og krever som regel mekaniske forbindelser i tillegg mellom bygningsdelene. De mekaniske forbindelsene er derfor svært viktige. I hovedsak finnes det to måter å mekanisk forbinde dekket til vegg på; enten ved at dekket hviler på underliggende vegg eller ved innhengning av dekket mot siden av vegg (Massivträhandboken, 2006). I denne oppgaven vil det kun omtales dekker som hviler på underliggende vegg (Figur 2.2-2 A)), da dette er løsningen brukt i Palisaden.



**Figur 2.2-2: A) Dekkeelement hvilende på vegg B) Dekkeelement festet til siden av vegg (Massivträhandboken, 2006)**

Ved opplagte dekker oppstår det to skjærflater på henholdsvis oversiden og undersiden av dekket som må dimensjoneres hver for seg:

der

- forbindelsen mellom dekket og overliggende vegg dimensjoneres for en skjærkraft som motsvarer den horisontale lasten på overliggende vegg;
- forbindelsen mellom dekket og underliggende vegg dimensjoneres for den sammenlagte horisontale lasten fra overliggende vegg, i tillegg til horisontallasten i selve dekket som overføres videre ned til underliggende vegg.

Mekaniske forbindelser i form av skruer, blir beskrevet nærmere under 2.3 Skrueforbindelser .

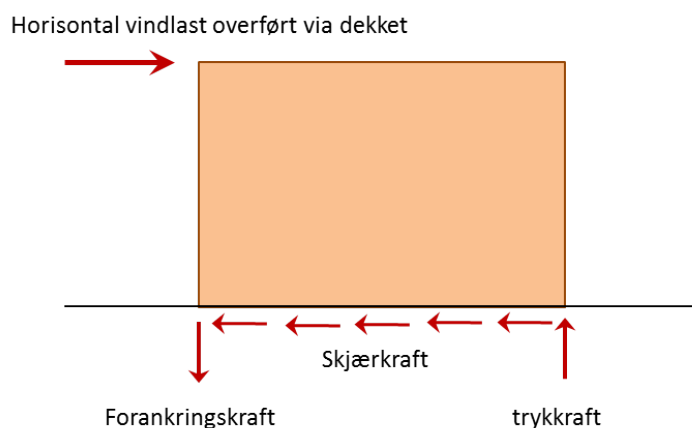
### **2.2.3. Vertikale forankringer**

Horisontale laster som overføres til en stabiliserende vegg vil ikke bare gi opphav til horisontale krefter, men vil også gi opphav til vertikale krefter. Siden lasten overføres fra dekket til veggens overkant må veggen stå imot et veltmoment for å forhindre oppløft. Det må derfor dimensjoneres mot oppløft i tillegg til skjærkapasiteten.

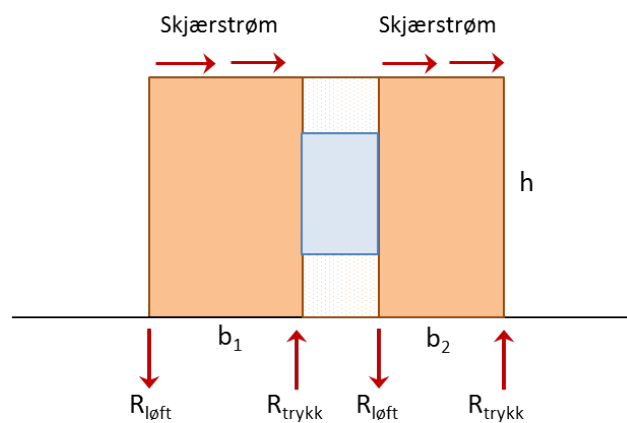
Oppløft kan forhindres gjennom vertikal forankring, forbindelse til andre nærliggende forankrede elementer eller ved tilstrekkelig tyngde. Massivtre-elementer gir relativt lette konstruksjoner slik at tyngden alene vil som regel ikke være tilstrekkelig mot oppløft.

$$\text{Behov for forankring} = \text{Oppløft} - \text{Egenvekt} \quad (2)$$

Som oftest vil de største løftekreftene oppstå i hjørnet av en avstivende vegg, på tvers av de horisontale lastene. Figur 2.2-4 viser dette.



Figur 2.2-4: Oppløft i hjørnet



Figur 2.2-3: Oppløftskraft er lik uavhengig av veggbredden

Som vi ser av Figur 2.2-3, vil forankringskreftene være like store ved hjørnene av en utsparing, uavhengig av størrelsen på elementet. Dette er fordi skjærstrømmen er konstant rundt hele elementet, og momentlikevekt gir:

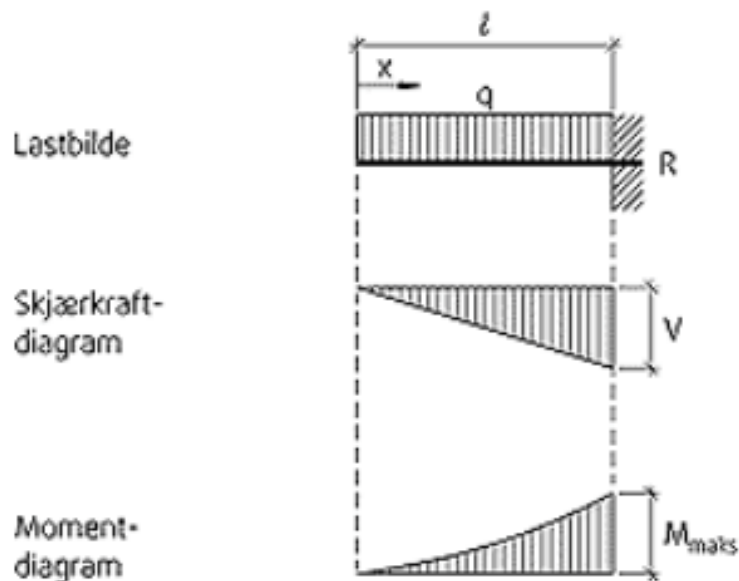
$$s \cdot b_1 \cdot h = R_{løft} \cdot b_1$$

$$s \cdot h = R_{løft} \tag{3}$$

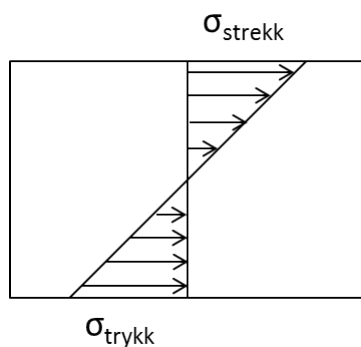
der

s er skjærstrømmen [kN/m].

Men oppløftet kan også forekomme i bunn av veggen som lasten inntreffer. For stive bygg vil elementene virke mer som ett sammensatt element og kan sammenlignes med en utkraget bjelke. I slike tilfeller vil de største strekk-/løftekreftene oppstå i den veggen som lasten inntreffer. Momentet, og følgelig strekket, vil være størst jo lenger inn mot forankringen en kommer.

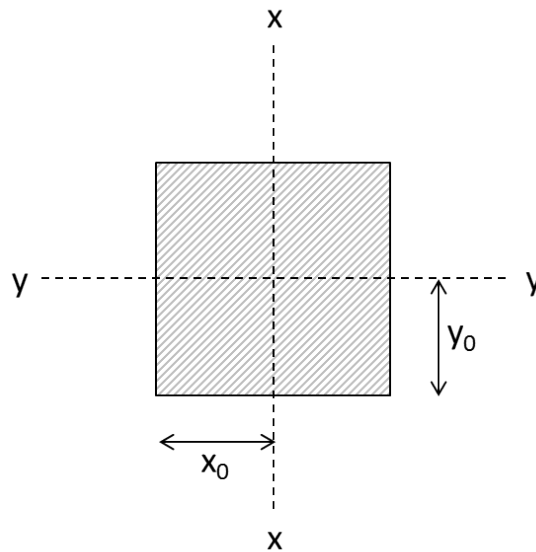


Figur 2.2-5: Utkraget bjelke med jevnt fordelt last. Figuren viser tilhørende skjærkraftdiagram og momentdiagram (Byggforsk, 2013)



Figur 2.2-5: Ved en utkraget bjelke vil det være størst strekkspenning på den siden laste treffer, og størst trykkspenning på motsatt side





Figur 2.2-6: Tverrsnitt av rektangulær bjelke med lokalt aksesystem

For å finne strekkspenningen i et gitt snitt av bjelken, må en regne ut bøyemomentet i snittet dividert med motstandsmomentet om tyngdepunktaksen til strekkanten (Vollen, 2008).

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} \quad (4)$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y} \quad (5)$$

#### Motstandsmoment for et rektangel

$$W_x = \frac{I_x}{y_0} \quad (6)$$

$$W_y = \frac{I_y}{x_0} \quad (7)$$

#### Tregghetsmoment for et rektangel

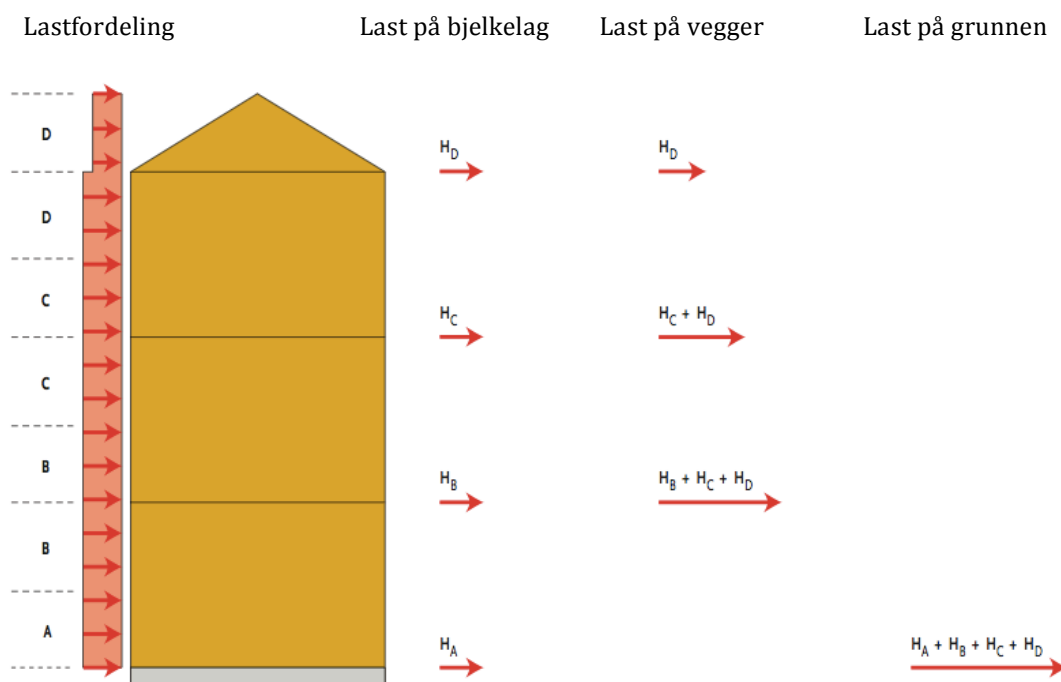
$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (8)$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} \quad (9)$$

### 2.2.4. Kraftens innvirkning nedover i bygget

Spesielt er den horisontale og vertikale kapasiteten viktig i bunnen av en konstruksjon da det er her de største kreftene opptrer. Av Figur 2.2- ser vi at vindkreftene i overliggende etasje adderes til vindkreftene i påfølgende etasje, og slik øker vindkreftene lenger ned i bygget. Det samme gjelder for løftekreftene, da alle overliggende vertikale krefter må tas opp av underliggende vegg.

Dekket mellom 1. og 2 etasje vil eksempelvis måtte ta opp alle vindlaster i alle overliggende etasjer i tillegg til halve etasjen under.



Figur 2.2-7: lastoverføring nedover i bygget (Massivträhandboken, 2006)

### 2.2.5. FEM-analyse for beregning av veggstivheter og tilhørende krefter

Det er benyttet et beregningsprogram i Microsoft Excel basert på FEM analyse ved påvisning av utnyttelsesgraden i de horisontale forankringene. FEM står for Finite Element Method og er en av de mest vanlige metodene for å beregne spenninger og deformasjoner i større konstruksjoner (Kilde). Programmet heter "Beregning av stiv skive ved hjelp av FE-metode" og er utarbeidet av Nils Ivar Bovim.

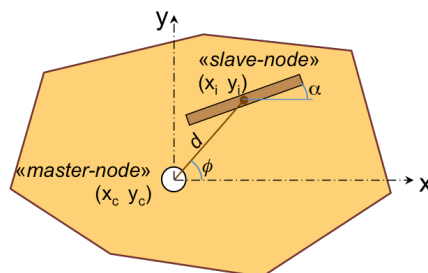
Krefter som virker på en konstruksjon, vil alltid belaste de stiveste skivene mest. Kreftenes distribusjon er derfor avhengig av fordelingen til stivhetene i bygget. Sammenhengen mellom ytre krefter, deformasjon og stivet ser slik ut:

$$K \cdot r = R \quad (10)$$

der

- $K$  er stivhetsmatrisen;
- $r$  er forskyvningen;
- $R$  er ytre kraft.

Modellen er basert på en stiv skive som er opplagt på  $i$  antall vegger med en fjærstivhet  $k$  langs veggene. Veggene har ulike plasseringer og vinkler i planet  $(x, y)$ . Veggens samlede tyngdepunkt har sammenheng med tyngdepunktene til hver enkel vegg. Tyngdepunktet til hver enkel vegg har en slave-node  $(x_i, y_i)$  som følger slavisk master-noden  $(x_c, y_c)$  som er veggens samlede tyngdepunkt (Bovim, 2014).



Figur 2.2-8: Slave-noden og master-noden er avhengig av hverandre (Bovim, 2014)

Programmet kan brukes til å beregne veggelementers utnyttelse ved en gitt stivhet og skjærkapasitet ved en påført ytre last.

## 2.3. Skrueforbindelser

Skruer er en effektiv måte å koble elementene sammen på og gir stive og sterke forbindelser. Skruer kan bli utsatt for både tverrbelastning og aksialbelastning. Ved aksialbelastning stiller skruen mye sterkere enn for eksempel spiker på grunn av gjengene som holder i mot ved uttrekk. Ulike tester og forsøk har blitt gjort opp gjennom årene og nedenfor er det samlet de formler som blir benyttet videre i oppgaven.

### 2.3.1. Kapasitet i bruddgrensetilstand

I henhold til Eurocode 5 skal dimensjonerende kapasitet  $F_{Rd}$  beregnes som:

$$F_{Rd} = k_{mod} \frac{F_{Rk}}{\gamma_m} \quad (11)$$

der

$k_{mod}$  er fasthetsfaktor;  
 $F_{Rk}$  er karakteristisk kapasitet;  
 $\gamma_m$  er materialfaktoren.

### Tverrbelastede skruer

Ved bestemmelse av den karakteriske kapasiteten for tverrbelastede skrueforbindere skal bidragene fra flytegrensen, hullkantfastheten og uttrekksmotstanden til forbinderen vurderes (Eurocode-5).

### Bruddstyrke i vinkelrette skruer

For vinkelrette skruer, i forhold til kraftretning, kan den karakteriske kapasiteten bestemmes ut fra uttrykkene utledet av Johansens flyteleddteori fra Eurocode 5. For enkeltsnittede forbindere mellom to tredeler inneholder teorien seks ulike ligninger med hver sin bruddform. Uttrekksmotstanden vil kun gjelde i bruddformer der flyt inntreffer. Ligningene ser slik ut:

$$F_{v,Rk,a} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (a)$$

$$F_{v,Rk,b} = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (b)$$

$$F_{v,Rk,c} = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,k}}{4} \quad (c)$$

$$F_{v,Rk,d} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,k}}{4} \quad (d)$$

$$F_{v,Rk,e} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,k}}{4} \quad (e)$$

$$F_{v,Rk,f} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,k}}{4} \quad (f)$$

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,Rk,a}; F_{v,Rk,f}\} \quad (12)$$

der

$F_{v,Rk}$  er den karakteristiske kapasiteten per snitt per forbinder;

$F_{ax,k}$  er forbinderens uttrekkskapasitet og settes lik den minste kapasiteten av de to delene;

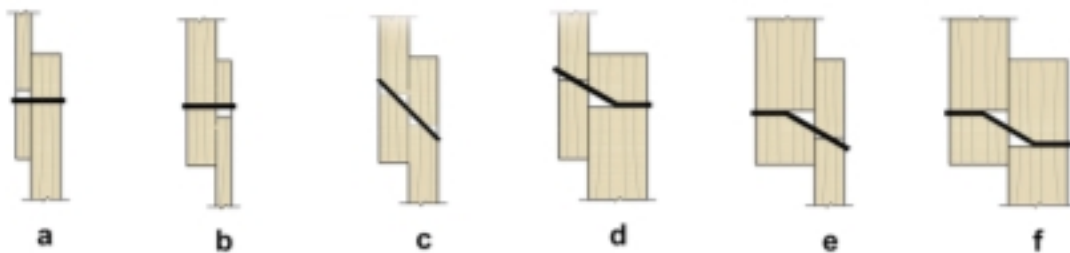
$f_{h,i,k}$  er hullkantfastheten i del  $i$ ;

$t_i$  er forankringsdybde normalt på skjærplanet i del  $i$ ;

$d$  er forbinderens diameter ( $d_{ef}$  for skruer);

$M_{y,Rk}$  er forbinderens karakteristiske flytemoment;

$\beta$  er forholdet mellom tredelens hullkantfasthet,  $f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$ .



Figur 2.3-1: Ulike bruddformer (Bovim et al., 2007)

### Bruddstyrke i skråstilte skruer

I Palisaden er det også brukt skråstilte skruer i forbindelsene. Blaß og Bejtka (2002) utvidet Johansen-ligningene til å gjelde skråstilte skruer og ser slik ut:

$$F_{v,Rk,a} = F_{ax,k} \cdot \sin\alpha + f_{h,1,k} \cdot s_1 \cdot d \cdot \cos\alpha \quad (a)$$

$$F_{v,Rk,b} = F_{ax,k} \cdot \sin\alpha + f_{h,1,k} \cdot s_1 \cdot d \cdot \cos\alpha \quad (b)$$

$$F_{v,Rk,c} = F_{ax,k} \cdot (\mu \cdot \cos\alpha + \sin\alpha) + \frac{f_{h,1,k} \cdot s_1 \cdot d}{1+\beta} (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \left[ \sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \left[ 1 + \frac{s_2}{s_1} + \left( \frac{s_2}{s_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left( \frac{s_2}{s_1} \right)^2} - \beta \cdot \left( 1 + \frac{s_2}{s_1} \right) \right] \quad (c)$$

$$F_{v,Rk,d} = F_{ax,k} \cdot (\mu \cdot \cos\alpha + \sin\alpha) + \frac{f_{h,1,k} \cdot s_1 \cdot d}{2+\beta} (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \left[ \sqrt{2 \cdot \beta (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot s_1^2 \cdot d}} - \beta \right] \quad (d)$$

$$F_{v,Rk,e} = F_{ax,k} \cdot (\mu \cdot \cos\alpha + \sin\alpha) + \frac{f_{h,1,k} \cdot s_2 \cdot d}{1+2 \cdot \beta} (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \left[ \sqrt{2 \cdot \beta^2 (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta (1 + 2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot s_2^2 \cdot d}} - \beta \right] \quad (e)$$

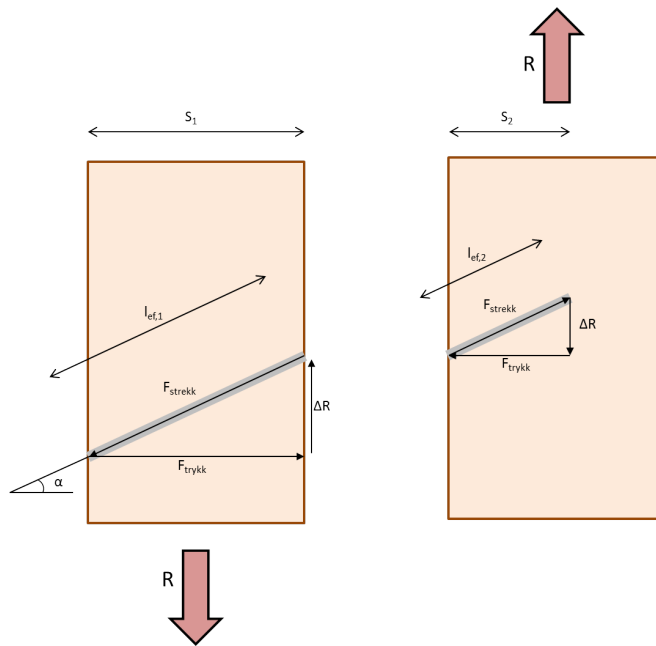
$$F_{v,Rk,f} = F_{ax,k} \cdot (\mu \cdot \cos\alpha + \sin\alpha) + (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot \cos^2\alpha} \quad (f)$$

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,Rk,a}; F_{v,Rk,f}\} \quad (13)$$

der

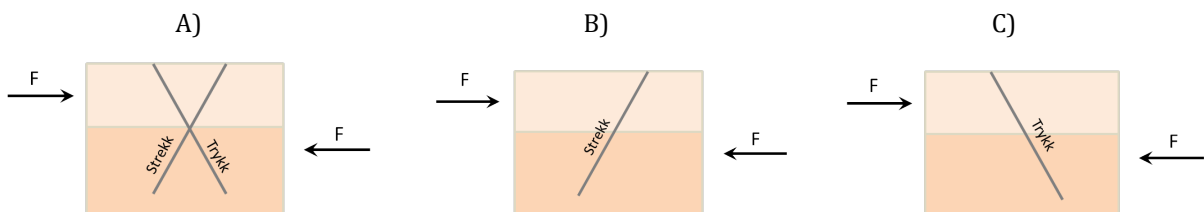
- $F_{v,Rk}$  er den karakteristiske kapasiteten per snitt per forbinder;
- $F_{ax,k}$  er forbinderens uttrekkskapasitet og settes lik den minste kapasiteten av de to delene;
- $\alpha$  er vinkelen mellom skrueaksen og normalen til skjærplanet mellom tredelene;
- $f_{h,i,k}$  er hullkantfastheten i del  $i$ ;
- $s_i$  er forankringsdybde normalt på skjærplanet i del  $i$ ;
- $d$  er forbinderens diameter ( $d_{ef}$  for skruer);
- $\mu$  er friksjonskoeffisienten for tre-mot-tre-forbindelser;
- $M_{y,Rk}$  er forbinderens karakteristiske flytemoment;
- $\beta$  er forholdet mellom tredelens hullkantfasthet,  $f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$ .

Deres utvidet teori tar hensyn til uttrekkskapasiteten til skruen, hullkantfastheten som avhenger av vinkelen mellom skruen og kraftretning, i tillegg til friksjonen mellom tredelene. På grunn av skråstillingen til skruen vil uttrekkskapasiteten bidra i alle bruddformene (a)-(f), noe som er forskjellig fra Eurocode 5. Skråstilte skruer gir en større skjærkapasitet da skråstillingen i skruen fører til en strekkraft med en kraftkomponent  $\Delta R$  som virker motsatt fra den ytre kraften. I tillegg gir  $F_{\text{strekk}}$  en trykkraft  $F_{\text{trykk}}$  som bidrar til friksjon mellom tredelene (Bovim et al., 2007). For massivtre brukes friksjonstallet,  $\mu = 0,25$  (Schrøder, 2013).



Figur 2.3-2: Økt skjærkapasitet ved skråstilte skruer

De utvidede Johansen-ligningene kan benyttes til skruer som utsettes for skjær-strekkpåkjenninger eller skruepar satt i kryss der en skrue utsettes for skjær-strekk og den andre for skjær-trykk. Ved skruepar satt i kryss må friksjonstallet,  $\mu$ , settes lik 0 da friksjonen balanserer ut hverandre på grunn av motvirkende krefter (Tomasi et al., 2010).



Figur 2.3-3: A) Skråstilt skruepar i kryss hvor den ene blir belastet i strekk og den andre i trykk B) Skråstilt skrue belastet i strekk C) Skråstilt skrue belastet i trykk

I følge Eurocode 5 skal det, ved tverrbelastning, tas utgangspunkt i den effektive diameteren som er:

$$d_{ef} = 1,1 \cdot d_{kjernerne} \quad (14)$$

der

$d_{kjernerne}$  er skruens kjernediameter.

### Hullkantfasthet for vinkelrette/skråstilte skruer

Hullkantfastheten avhenger av vinkelen mellom kraft og fiberretning, skruediameter og densitet i trevirket.

Ettersom massivtre er bygget opp av krysslimte lag vil fibreene variere i retning over tverrsnittet og dermed kreve andre dimensjoneringsregler enn for standard trevirke definert i Eurocode 5. Blaß og Uibel (2006) fant denne sammenhengen for rette skruer i massivtre:

$$f_{h,k} = \frac{0,031 \cdot (1 - 0,015 \cdot d) \cdot \rho_k^{1,16}}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (15)$$

der

$\rho_k$  er elementets karakteristiske densitet;

$\alpha$  er vinkel mellom last og fiberretning i ytterste lag;

$d$  er skruens diameter. For helgjengede skruer brukes  $d_{ef}$ .

Denne formelen er nesten identisk med den i Eurocode 5, men denne gir litt høyere kapasitet da det er tatt hensyn til de ulike sjiktene i massivtre-elementene som har en armerende effekt.

Denne benyttes også ved skråstilte skruer som er belastet vinkelrett mot skrueaksen.

Når det gjelder skråstilte skruer i massivtre, er det funnet denne sammenhengen (Uibel et al., 2006):

$$f_{h,k} = \frac{0,022 \cdot \rho_k^{1,24} \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (16)$$



### Aksialbelastede skruer

Ved aksialbelastning vil uttrekksmotstanden for skruen være avhengig av strekkfastheten, diameteren og forankringslengden til skruen.

Fra Eurocode 5 kan den karakteristiske uttrekkskapasiteten, for skråstilte og rette skruer med diameter > 8 mm, forutsettes å være:

$$F_{ax,i,k} = \frac{f_{ax,i,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (17)$$

der

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} \quad (18)$$

og

- $F_{ax,i,k}$  er karakteristisk uttrekkskapasitet [N];
- $f_{ax,i,k}$  er den karakteristiske uttrekkskapasiteten i en vinkel  $\alpha$  på fiberretningen;
- $\alpha$  er vinkelen mellom skrueakse og fiberretning;
- $l_{ef}$  er den gjengede delens inntrengningsdybde;
- $\rho_k$  er den karakteriske densiteten;
- $d$  er skruens diameter [mm].

Blaß og Uibel (2007) har gjort forsøk på uttrekkskapasiteten til rette skruer i massivtre og fant denne sammenhengen:

$$F_{ax,i,k} = \frac{0,35 \cdot \delta_k^{0,75} \cdot d^{0,3} \cdot l_{ef}^{0,9}}{2,5 \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon} \quad (19)$$

der

- $\varepsilon$  er vinkelen mellom skrueakse og fiberretning:  $0^\circ$  for skrue i endeved, og  $90^\circ$  for skrue på tvers på fibrene.

**Sjekk av strekkapasiteten (Eurocode-5):**

$$F_{ax,i,k} < f_{tens,k} \tag{20}$$

der

$f_{tens,k}$  er strekkfastheten til stammen på skruen [N].

**2.3.2. Flere forbindere i rekke**

Forbindelser består gjerne av flere forbindelsesmidler. I følge Eurocode 5 skal forbindelser som er satt i rekke i de fleste tilfeller ikke beregnes med full kapasitet. Dette skyldes større sannsynlighet for uheldige deformasjoner og oppsprekking (Bovim et al., 2007).

**Tverrbelastede skruer**

I en rekke med  $n$  forbindere i fiberretning, skal effektiv antall skruer beregnes som:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk} \tag{21}$$

der

$F_{v,ef,Rk}$  er effektiv karakteristisk kapasitet for en rad forbindere i fiberretningen;

$n_{ef}$  er effektiv antall forbindere i fiberretning;

$F_{v,Rk}$  er karakteristisk kapasitet i fiberretningen for den enkelte forbinder.

Ved laster parallelt med fiberretning skal effektiv antall forbindere for skruer med  $d > 6$  mm beregnes som:

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\} \tag{22}$$

der

$n_{ef}$  er antall effektive forbindere i en rekke i fiberretning;

$a_1$  er avstand mellom forbindere i fiberretning [mm];

$d$  er forbinderens diameter [mm].

For laster vinkelrett på fiberretning skal effektiv antall forbindere settes lik:

$$n_{ef} = n \quad (23)$$

Når det er en vinkel  $\alpha$  mellom last og fiberretning, der  $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ , kan  $n_{ef}$  bestemmes ved lineær interpolasjon mellom uttrykkene (22) og (23).

### Aksialbelastede skruer

I en forbindelse med flere skruer belastet med en kraftkomponent parallelt med skrueretningen, skal effektiv antall skruer beregnes som (Eurocode-5):

$$n_{ef} = n^{0,9} \quad (24)$$

der

$n_{ef}$  er effektivt antall skruer;

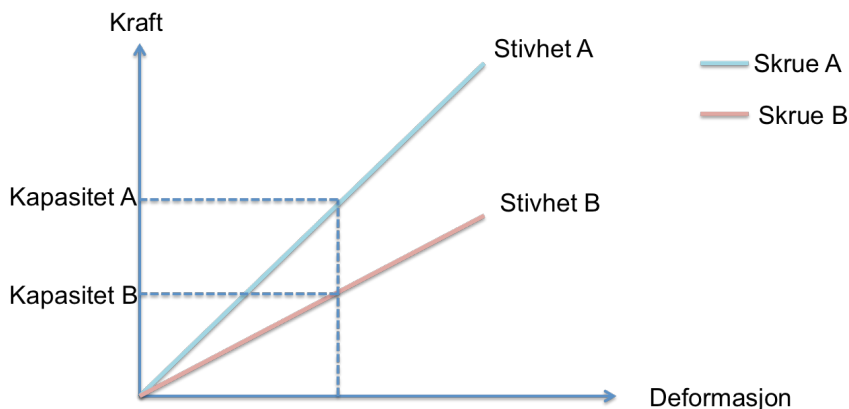
$n$  er antall skruer som virker sammen i forbindelsen.

#### 2.3.3. Samvirke mellom ulike forbindelsesmidler

Ved flere ulike forbindelsesmidler i en forbindelse skal samvirke mellom dem verifiseres. Dette er fordi de ulike forbindelsesmiddelene kan ha forskjellige stivhetsegenskapet som medfører at forbindelsens kapasitet blir lavere enn summen av de enkeltes kapasitet. Lim og mekaniske forbindelser skal eksempelvis ikke beregnes som samvirkende, da limet i en limt forbindelse vil få brudd før de mekaniske forbindelsene får overført krefter av betydning (Bovim et al., 2007). Ved flere ulike mekaniske forbindelsesmidler kan kapasitetene samvirke til en viss grad, men det finnes ingen detaljerte regler for slike forbindelser benyttet i Palisaden.

Ved ulike forbindelsestyper i en forbindelse kan det benyttes en metode der den svakeste skruen er avgjørende for grad av utnyttelse av kapasitet til den andre.

$$\text{Forbindelsens kapasitet} = \text{kapasitet A} + \text{kapasitet B} \quad (25)$$



Figur 2.3-4: Kapasitet ved samvirkende skruer

### 2.3.4. Stivhet i bruksgrensetilstand

Glidningen i forbindelsen er avhengig av stivheten til forbinderen og beregnes i bruksgrensetilstand. Hvis det forutsettes at alle skruer i forbindelsen glir like mye i forhold til hverandre, kan den momentane glidningen i forbindelsen beregnes som (Bovim et al., 2007):

$$u_{inst} = \frac{F}{n \cdot K_{ser}} \quad (26)$$

der

$F$  er dimensjonerende last i bruksgrensetilstand [N];

$n$  er antall skruer i forbindelsen;

$K_{ser}$  er glidningsmodulen.

Ved beregning av deformasjoner ved glidning for rette skruer, der kraften virker vinkelrett på skrueraksen, kan glidningsmodulen  $K_{ser}$  fra Eurocode 5 benyttes:

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d / 23 \quad (27)$$

der

$\rho_m$  er trevirkets midlere densitet [kg/m<sup>3</sup>];

$d$  er skruens diameter [mm].

En forskningsrapport skrevet i 2010 (Tomasi et al., 2010) beskriver at ligning (27) fra Eurocode 5 kan brukes til skråstilte skruer også, men da kun til skråstilte skruer som utsettes for skjær-trykkpåkjenninger. For skråstilte skruer utsatt for skjær-strekkpåkjenninger eller skråstilte skruer i kryss, har forskerne kommet med disse uttrykkene:

For skråstilte skruer utsatt for skjær-strekkpåkjenninger:

$$K_{ser} = K_{\perp} \cdot \cos\alpha \cdot (\cos\alpha - \mu \cdot \sin\alpha) + K_{\parallel} \cdot \sin\alpha \cdot (\sin\alpha + \mu \cdot \cos\alpha) \quad (28)$$

For skråstilte skruer i kryss:

$$K_{ser} = K_{\perp} \cdot \cos^2\alpha + K_{\parallel} \cdot \sin^2\alpha \quad (29)$$

der

- $K_{\perp}$  er forbinderens stivhet ved tverrgående last;
- $K_{\parallel}$  er forbinderens stivhet ved aksiell last;
- $\mu$  er friksjonstallet til trevirket;
- $\alpha$  er vinkelen mellom skrueakse og normalen til skjærflaten.

$K_{\perp}$  kan settes lik  $K_{ser}$  for rette skruer, og  $K_{\parallel}$  kan finnes i spesifikasjonene til den enkelte skrue.

For Wurth Assy skruer er denne verdien hentet fra ETA (ETA-11/0190):

$$K_{\parallel} = 780 \cdot d^{0,2} \cdot l_{ef}^{0,4} \quad (30)$$

der

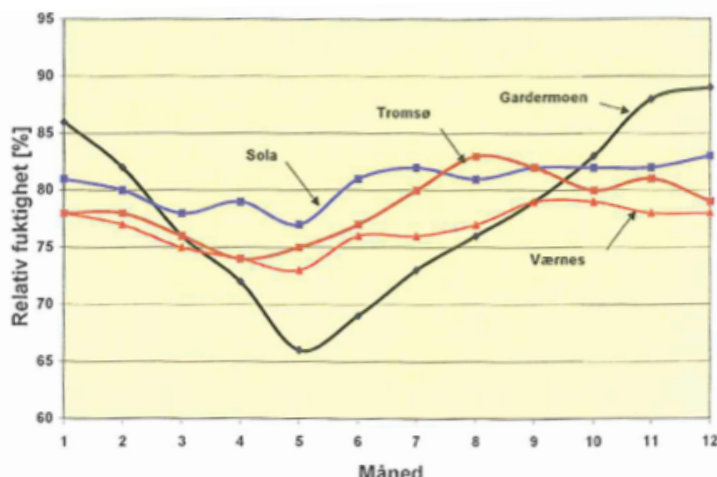
- $l_{ef}$  er skruens inntrengningsdybde [mm];
- $d$  er skruens diameter [mm].

## 2.4. Tre og fuktighet

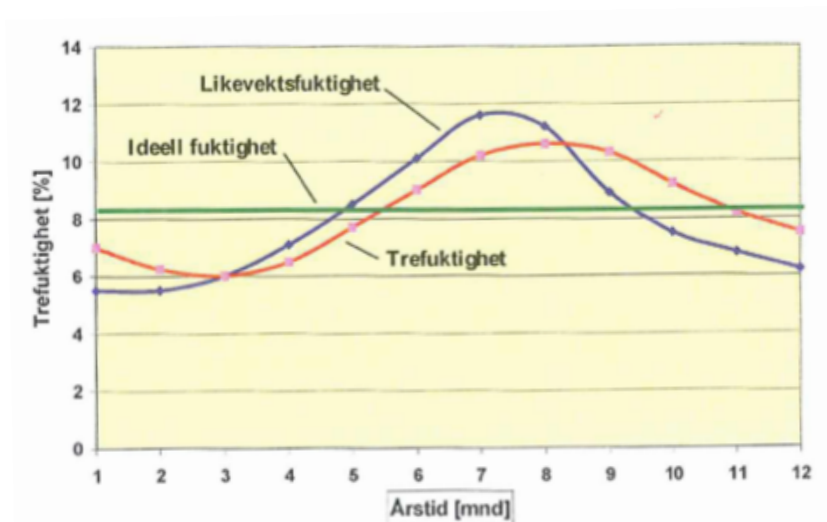
Bakgrunnen for dette avsnittet er hentet fra den treetekniske håndboken "Tre og fuktighet", skrevet av Sverre Tronstad fra Tørkeklubben (Sverre, 2013).

Tre er et hygroskopisk materiale, det vil si at fuktinnholdet i treet er avhengig av den relative fuktigheten og temperaturen i omgivelsene. Ved fuktig luft opptar treet fuktighet, mens treet avgir fuktighet ved tørr luft. Svelling er betegnelsen på dimensjonsendring på grunn av økning av fuktinnhold, når tre avgir fuktighet heter det krymping. Trevirket vil kun kunne krympe og svelle når fuktinnholdet i bartrevirket ligger under ca. 28 %, det vil si under fibermetningspunktet.

Variasjoner i klimaet, både ute og inne, vil føre til endringer av fuktinnholdet i trevirket. Alle trematerialer blir levert med et spesifisert fuktinnhold. Fuktinnholdet vil fortsette å endre seg helt til den når likevektsfuktigheten og stabiliseres. Likevektsfuktigheten varierer fra treslag til treslag og innstilles etter en bestemt temperatur og relativ fuktighet i omgivelsene. Kjenner man til dette kan man få en oversikt over hvordan trefuktigheten vil variere etter de ulike klimaendringene. Som oftest vil disse endringene forekomme og trevirket vil i de fleste tilfeller endre seg. Eksempelvis vil som regel bygningsmateriale i nybygg inneholde mer fuktighet enn det som vil bli den endelige likevektsfuktigheten som oppstår etter en lengre tid., og trevirket vil dermed krympe. Dette kan føre til flere problemer ved at blant annet bygningsdeler ikke passer sammen eller friksjon mellom tredelene blir tilnærmet lik 0. En burde derfor bruke den ideelle trefuktigheten ved montasje som fører til minst krymping eller svelling ved et bestemt klimaforløp. Nedenfor er det vist et eksempel av klimaforløpet til gulv, men prinsippet er den samme for massivtre.



Figur 2.4-1: Relativ fuktighet utendørs over året, forskjellige steder i landet (døgnmiddel) (Sverre, 2013)



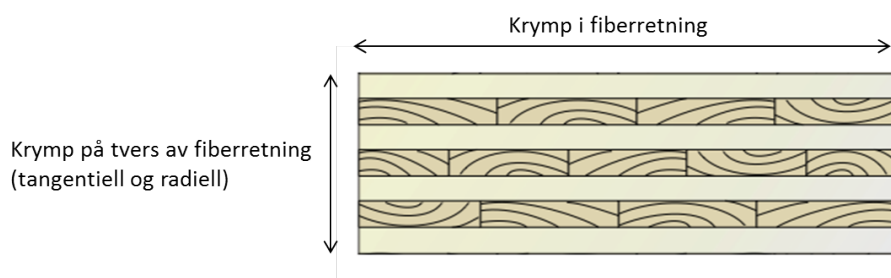
Figur 2.4-2: Variasjon i trevirkets likevektsfuktighet over året i inneklime på Østlandet, med angivelse av ideell trefuktighet ved montasje (Sverre, 2013)

Figur 2.4-2 viser at trefuktigheten innendørs endrer seg i løpet av året. Dette skyldes endringer av relativ fuktighet i uteluften, se Figur 2.4-1. Uteluften vil ha høyere relativ fuktighet om vinteren enn om sommeren, noe som fører til at den relativ fuktigheten innendørs synker rundt samme tidspunkt. Dette skyldes at når den kalde uteluften om vinteren varmes opp av inneluften, blir inneluften veldig tørr og får dermed en lavere relativ fuktighet. Det motsatte vil skje om sommeren.

Likevektsfuktigheten vil variere i takt med trefuktigheten (Figur 2.4-2), men grunnet sykliske svingninger over året, vil trefuktigheten være faseforskjøvet i forhold til likevektsfuktigheten. Faseforskyvningen vil være størst for tykke materialer, eksempelvis massivtre.

Det vil si at for å oppnå minst mulig svelling og krymping i trevirket, burde fuktigheten ved montasje være så nærme ideell trefuktighet, som er middelveiden av fuktighetsvariasjonene gjennom året.

Trevirket krymper omtrent det dobbelte i tangentiell retning sammenliknet med radiell retning på grunn av de radielle margstrålene. Forenklet betegnes begge disse som krympning på tvers av fiberretning og er mye større enn krympning i fiberretning (aksialt). For vanlig trelast av gran er forholdstallene 8 %/4 %/0,3 % for henholdsvis radiell-/tangentiell-/aksialretning. Men krympning i fiberretning kan få betydning ved lange spennkonstruksjoner.



Figur 2.4-3: Beskrivelse av krympretninger

Massivtreelementer vil krympe noe mindre enn vanlig trevirke i elementenes tverretning da krysslmingen vil forhindre noe krymp. Krymp-prosenten i de ulike retningene blir angitt fra leverandøren. I tillegg gir produktspesifikasjonen til produktet informasjon om fuktinnholdet ved levering .

Prosentvis krymp i de ulike retningene er avhengig av endringen i fuktinnhold i trevirket, og kan beregnes slik:

$$Krymp [mm] = \frac{\% - vis \ endring \ av \ fuktinnhold \cdot \ krympprosent \cdot \ lengde}{100\%} \quad (31)$$

Ved måling av fuktinnhold kan det gjøres ved blant annet elektrisk motstandsmåling eller ved tørke-/veiemetoden. Trevirkets elektriske motstand endres i takt med treets fuktighet, men målingene er som regel usikre ved lave fuktighetsinnhold (under 8-9%). Dett er en enkel og rask metode og er derfor den mest brukte. Tørke-/veiemetoden er derimot en mer nøyaktig metode og brukes gjerne som referanse ved påvisning av nøyaktighet til andre metoder.

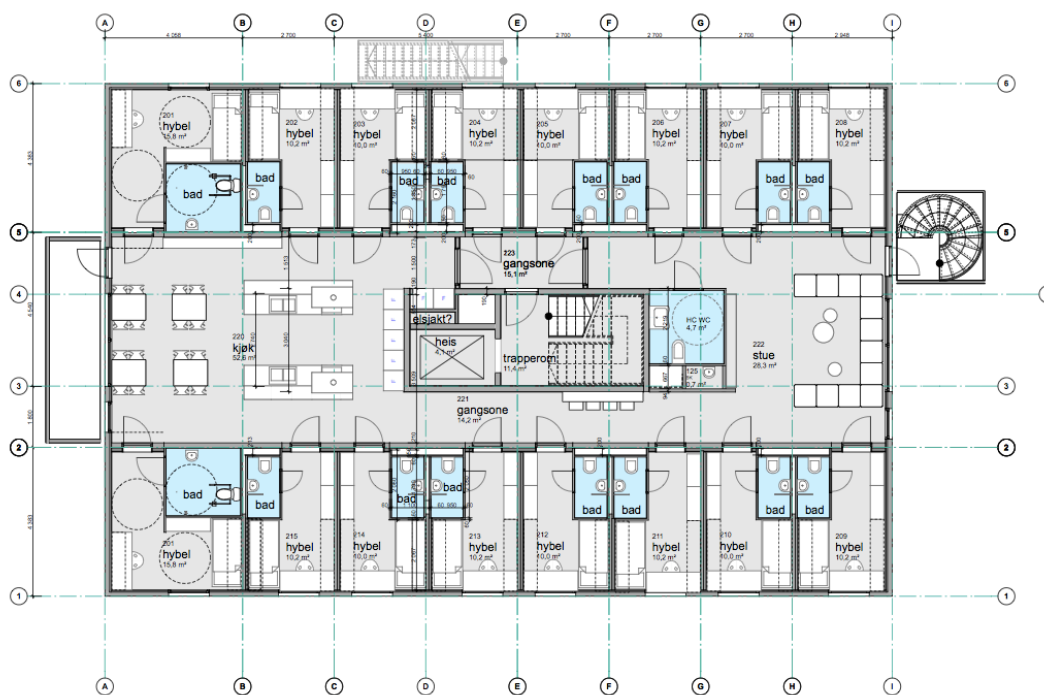


## 3. Palisaden i dag

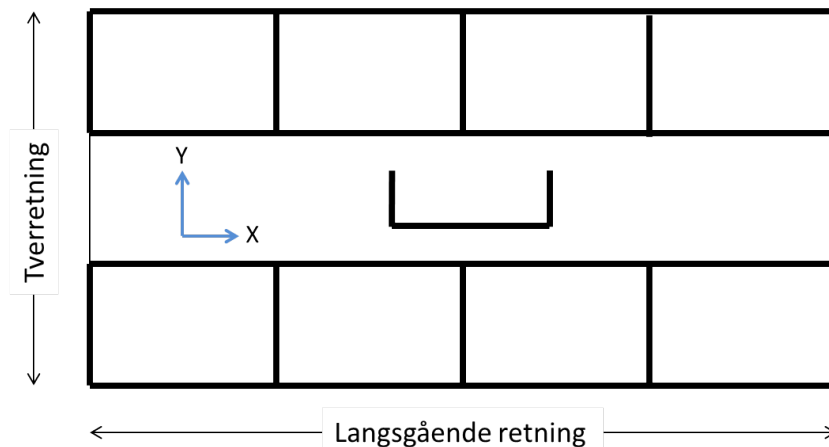
### 3.1. Oppbygging

Palisaden består av 8 etasjer som er tilnærmet identisk oppbygget. Fundament og kjeller er av betong, mens resten av bygget er av krysslimt massivtre av gran. Disse elementene er prefabrikkert i Østerrike av firmaet Mayr-Melnhof Kaufman Group med WoodCon AS som norsk agent.

Hver etasje består av 16 studenthybler, hvor hver halvpart er plassert mot langsgående fasade. Alle hyblene har eget bad bygget opp egne moduler. Hver etasje har et felles kjøkken- og fellesareal mellom hyblene.



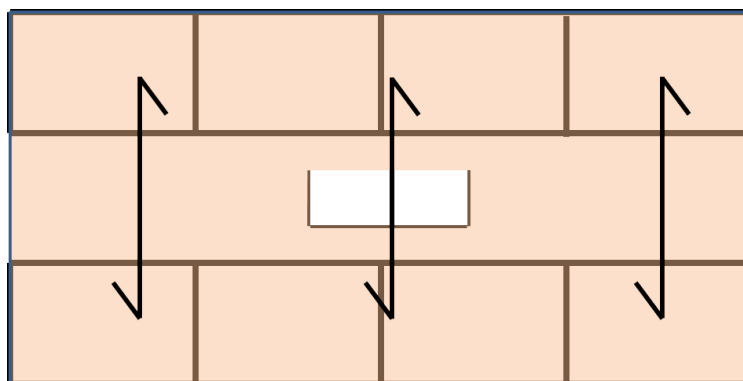
Figur 3.1-1: Plantegning av 1. etasje (HøyérFinseth.AS, 2013)



**Figur 3.1-2: Skisse av modell og beskrivelse av aksesystem og retninger. Legg merke til at vegger gjennom baderomsmodulene ikke er medregnet i modellen.**

Vegger og dekker kan i utgangspunktet være bygget opp av ett stort element eller også flere små elementer satt sammen. I Palisaden er det brukt så store elementer som mulig. Det er brukt dekkeelementer på opptil 15 meter lange og opptil 2,5 meter brede. Dekkeelementene er like lange som bredden på bygget og er satt sammen av 10 elementer med ulike bredder i hver etasje. Dekketykkelsen i alle etasjer er 180 mm og består av 7 sjikt. Alle dekker spenner fra langside til langside.

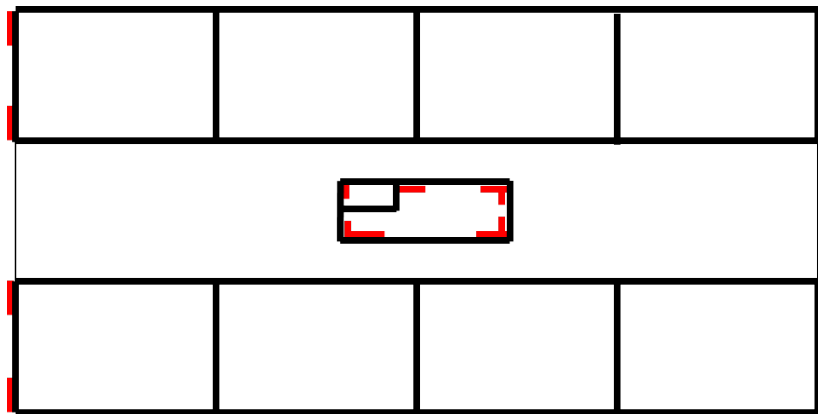
Dekkene hviler på underliggende vegg for å spare unødvendige og kompliserte forbindelser enn om dekket hadde vært opphengt i veggen. Veggene består av to elementer på hele byggets lengde og har en høyde som tilsvarer innvendig etasjehøyden på 2,77 meter. Veggtykkelsen på vegger og sjakt varierer ettersom hvilken etasje den står i, tykkere vegger jo lenger ned i bygget den er plassert. Innvendige tverrvegger er 90 mm tykke uansett etasje. (HøyerFinseth.AS, 2013).



**Figur 3.1-3: Dekkets spennretning**

## 3.2. Stabilitet

Hele bæresystemet er bygget opp av massivtre-elementer. Alle etasjene er tilnærmet like med bærende vegger, vinduer og åpninger plassert direkte over hverandre i alle etasjer for å sikre en effektiv lastoverføring. Elementene er festet til hverandre med skruer i alle sider av elementene, både til overliggende og underliggende dekker samt til nærliggende vegger (se Vedlegg A).



Figur 3.2-1: Plassering av stålbeslag er markert med rødt

Som hjelpeavstivning, er det plassert langsgående stålbeslag i heis- og trappesjakt samt på utsiden av gavlveggene. I tillegg til dette er det kortere stålbeslag som kun spenner over etasjeskillerne og disse er kun festet kun på utsiden av gavlveggen. I langsiden er det benyttet korte stålbeslag ("wind anchorage") som spenner over etasjeskillerne på utsiden av yttervegg (HøyerFinseth.AS, 2013). Som vi ser av Figur 3.2-1 er det beregnet at gavlvegger og vegger i sjakt tar opp de største kreftene ved vind mot langside. Vegger i sjakt samt ytre og indre langvegger er dimensjonert for å ta opp de største kreftene ved vind mot gavlvegg.

### 3.2.1. Stålbeslag

Alle kreftene som oppstår i bygget må føres ned til grunnen og forankres. I Palisaden er det benyttet både korte og lengre stålbeslag som er forankret og sveist inn i betongen og festet til overliggende massivtre-elementer med skruer. Figur 3.2-2 viser noen av de lengre stålbeslagene i trappesjakt som spenner over flere elementer av vegger og dekker. Stålbeslagene er skrudd direkte mot bakenforliggende massivtre element. Stålbeslagenes plassering og lengde er vist i Vedlegg A.



**Figur 3.2-2: Stålbeslag i trappesjakt. Bildet er tatt før gipsplater er festet utenpå (Foto: Lars Christian Mørch)**

### 3.2.2. Skruerforbindelser

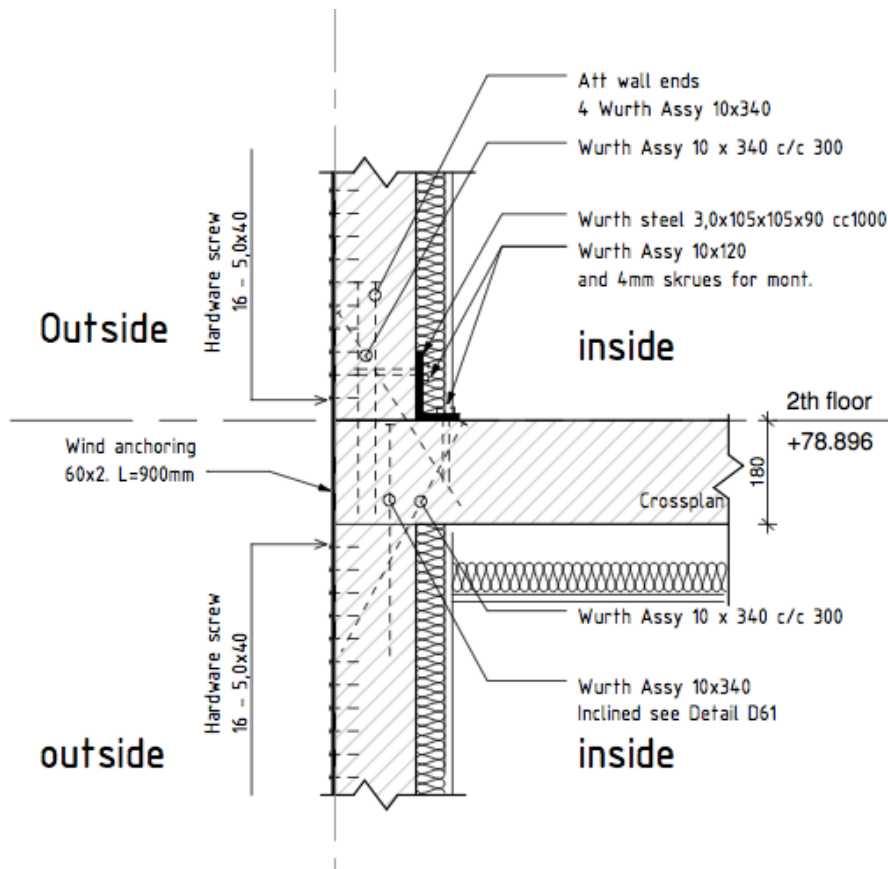
I forbindelser mellom elementene er det benyttet lange helgjengede skruer. Skruene har en selvboende spiss som gjør det unødvendig med forboring. Skruene er av merket Würth Assy, som er en tysk produsent. Denne skruen er ikke standardisert i Norge, men kan likevel brukes da den er CE-merket gjennom en ETA (European Technical Approval) (ETA-11/0190). Skruene er av karbonstål og lengden varierer mellom 200 mm og 340 mm. Alle Würth Assy skruene benyttet i palisaden har en diameter på 10 mm og en kjernediameter på 6,2 mm.



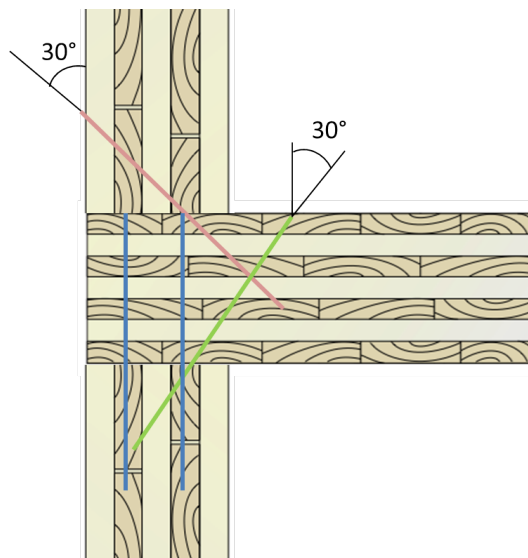
**Figur 3.2-3: Würth Assy selvboende skrue (Myticon, 2012)**

Alle skruene er skråstilt i én retning, der noen er skråstilt i lengderetning og andre skruer i tverretning. Skruene har en senteravstand på 300 mm og 500 mm. Skruer som er krysslagte har en senteravstand som gjelder mellom hvert skruepar. Ved valg av innfesting, er det tatt hensyn til synlig og ikke-synlig side av veggene slik at ingen skruerhoder er synlige på en eksponert overflate.

Ut ifra "as-built" dokumentene, anvendes det ulike skruerforbindelser i ulike deler av konstruksjonen, men forbindelsene er like, uavhengig av etasje (HøyerFinseth.AS, 2013).



Figur 3.2-4: Typisk forbindelse i yttervegg (HøyerFinseth.AS, 2013)



Figur 3.2-5: Grov figur av samme forbindelse som i Figur 3.2-4. Slike figurer brukes senere i oppgaven ved beskrivelse av skruenes orientering.

### 3.3. Tidligere resultater

Mørch (2014) modellerte opp et tilnærmet bygg som Palisaden inn i simuleringverktøyet ANSYS, ved hjelp av resultater utarbeidet av Schrøder (2013). Han utførte flere simuleringer med ulike betingelser, der i blant en simulering av et bygg tilnærmet lik Palisaden med skruer skråstilt i én retning. Denne simuleringen blir utgangspunkt for denne oppgaven, da dette er mest likt Palisaden slik den er i dag.

Mørch (2014) fant ut at forbindelser med skruer skråstilt i to retninger er stivere og gir mindre forskyvninger fremfor forbindelser med skruer skråstilt i én retning, men dette er ikke vist i denne oppgaven da jeg kun betrakter skruer skråstilt i én retning.

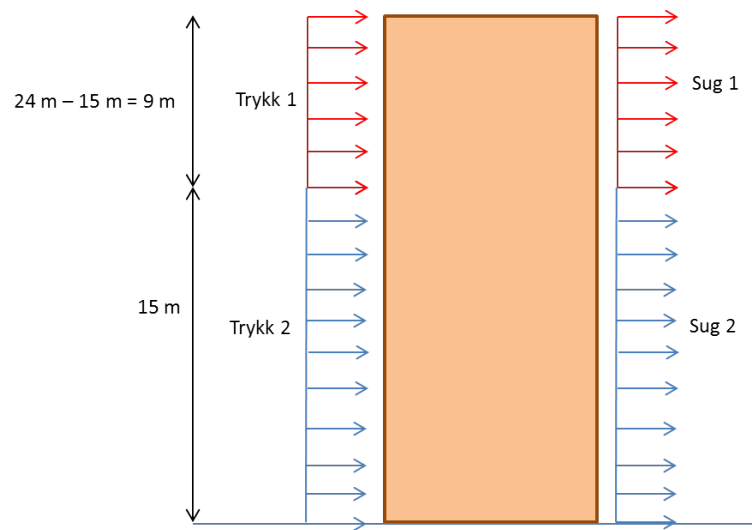
Ved bestemmelse av forskyvninger, beregnet Mørch (2014), opprettede vindkrefter på Palisaden. Han beregnet vindkrefter etter metoden i "Veiledningen" i Eurocode 1, NS-EN 1991-1-4, og fant disse flatelastene:

Tabell 3.3-1: Vind på langvegg

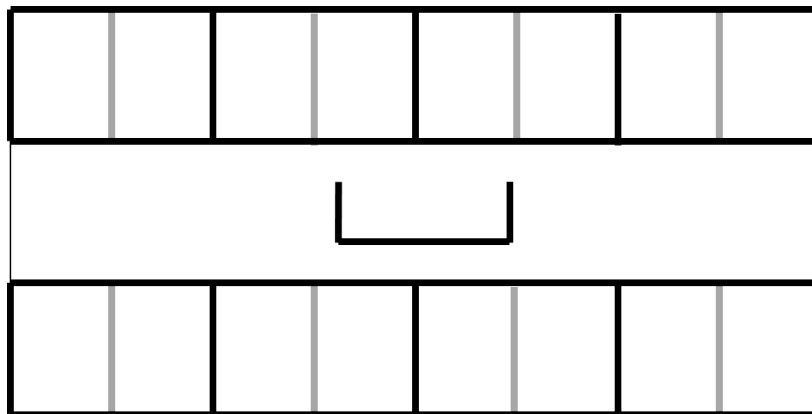
Vindtrykk:	Gavlvegg		Langvegg		Flate tak med skarpe kanter				Enhet:
	A	B	D	E	F	G	H	I	
$w_e$ : ( $Z_{e1} = 15$ m)	-1,12	-0,80	1,10	-0,58	-	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
$w_e$ : ( $Z_{e2} = 24$ m)	-1,23	-0,88	1,21	-0,64	-	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
$w_e$ : ( $Z_{e2} = 24$ m)	-	-	-	-	-1,76	-1,23	-0,79	0,44	kN/m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

Tabell 3.3-2: Vind på gavlvegg

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>



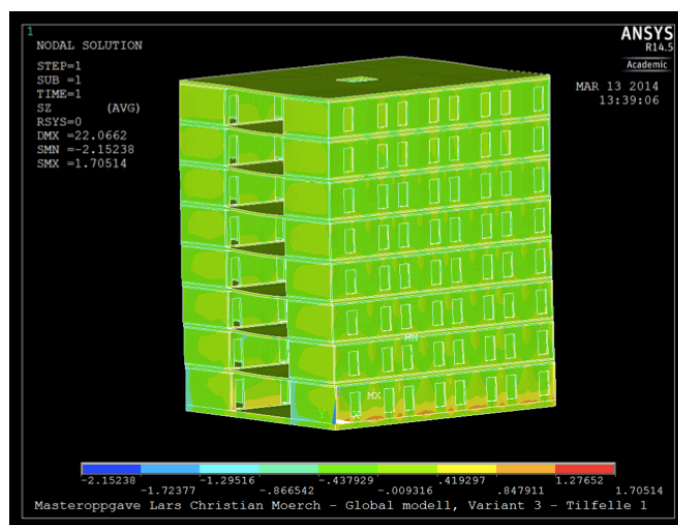
Figur 3.3-1: Vindlast på Palisaden



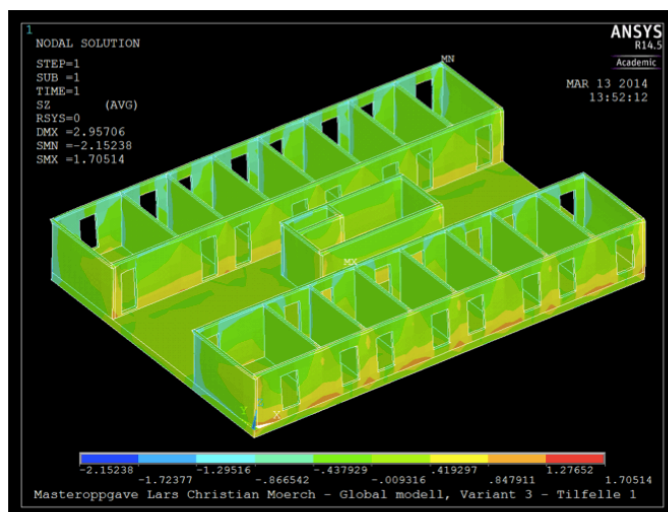
Figur 3.3-2: Simuleringsmodellen til Mørch (2014)

Lars Christian modellerte opp et bygg der alle innvendige skillevegger mellom leilighetene og sjakt virket på avstivningen. Dette er noe annerledes fra den modellen betraktet i denne oppgaven, da det ikke regnes med de kortere innvendige skilleveggene (markert med grått).

I modelleringen betraktet Mørch (2014) kun effekten av skruer alene, og beregnet ikke med noe virkning av stålbeslagene. Resultatene ga derfor et godt bilde av hvordan skruene påvirker stabiliseringen. Av resultatene til Mørch (2014) viser det seg at Palisaden oppfører seg som to store bygg som beveger seg samlet. Ved vind mot langvegg vil hybelavdelingene betraktes som to store avlange bokser med de største strekkraftene i veggen som lasten inntreffer. Figur 3.3-4 og Figur 3.3-3 viser disse strekkraftene som oppstår i veggen.



Figur 3.3-4: Strekk- og trykkspenninger etter påsatt vindlast på langvegg (Mørch, 2014)

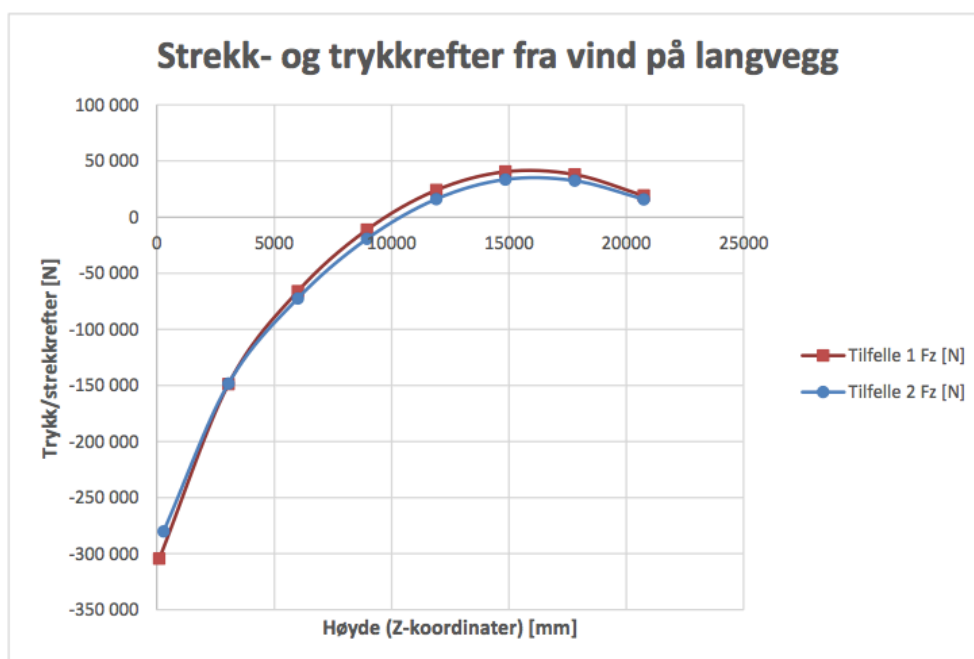


Figur 3.3-3: Strekk- og trykkspenninger i 1. Etasje etter påsatt vindlast (Mørch, 2014)



Av simuleringen som Mørch (2014) utførte kunne det leses av vertikale trykk-/strekkrefter over dekket i hver etasje. Trykk-/strekkreftene fra vind på langvegg er tatt fra horisontalsnitt i den vegg der vindlasten er påsatt. Da oppbyggelsen han brukte er noe annerledes fra den som betraktes her, er ikke verdier av trykk- og strekkrefter aktuelle for denne oppgaven. Derimot viser figurene prinsippet av hvordan bygget vil oppføre seg ved påført vindlast.

Figur 3.3-5 viser hvordan disse kreftene fordeler seg oppover i bygget for vind på langvegg. Positive verdier betegner trykkrefter og negative verdier betegner strekkrefter.



Figur 3.3-5: Strekk- og trykkrefter fra vind på langvegg for skruer skråstilt i én retning (rød) og skruer skråstilt i to retninger (blå) (Mørch, 2014)

### 3.4. Fuktighetsmålinger

Norsk Treteknisk Institutt hadde i oppdrag for Woodcon AS om å være nøytral sakkyndig ved dokumentasjon av fukt og dimensjonsendringer i Palisaden (Eide, 2014). Gipsplatene ved de verste utbulingene ble fjernet for inspeksjon av forankringsstag og for måling av fuktinnhold i massivtre-elementer. Det var noe utbulinger i alle etasjer, men de så spesielt på utbulinger mellom 2. og 3. etasje samt utbulinger i 5. etasje. Forankringstagernes utbuling fra bakenforliggende vegg ble målt og fuktinnholdet i vegg ble målt av en elektronisk fuktighetsmåler i tillegg til fuktkontroll med tørke-veie metoden. Det ble utført to avstandsmålinger og fuktmålinger med et mellomrom på i overkant av en måned, hhv 21.01.14 og 28.02.14 (Eide, 2014). Nedenfor er det plukket ut noen resultater fra befaringsrapporten.

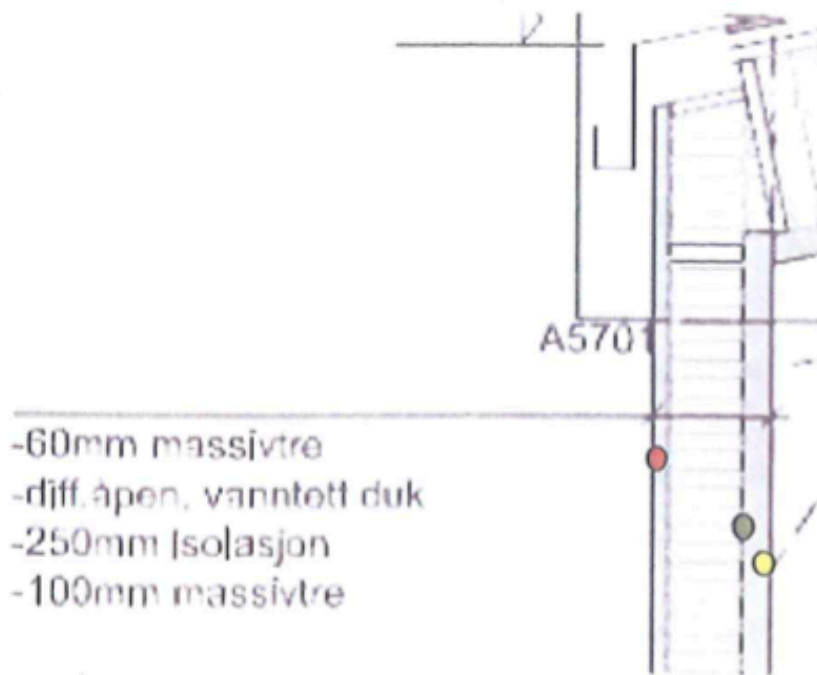
**Tabell 3.4-1: Målt utbuling av stålstag. Målene er tatt mellom vegg og den største utbulingen (Eide, 2014)**

Stålstag Utbuling mm	Måling 1	Måling 2	Differanse
	210114	280214	
	mm	mm	mm
1 (v)	30	31	1
2 (H)	29	30	1

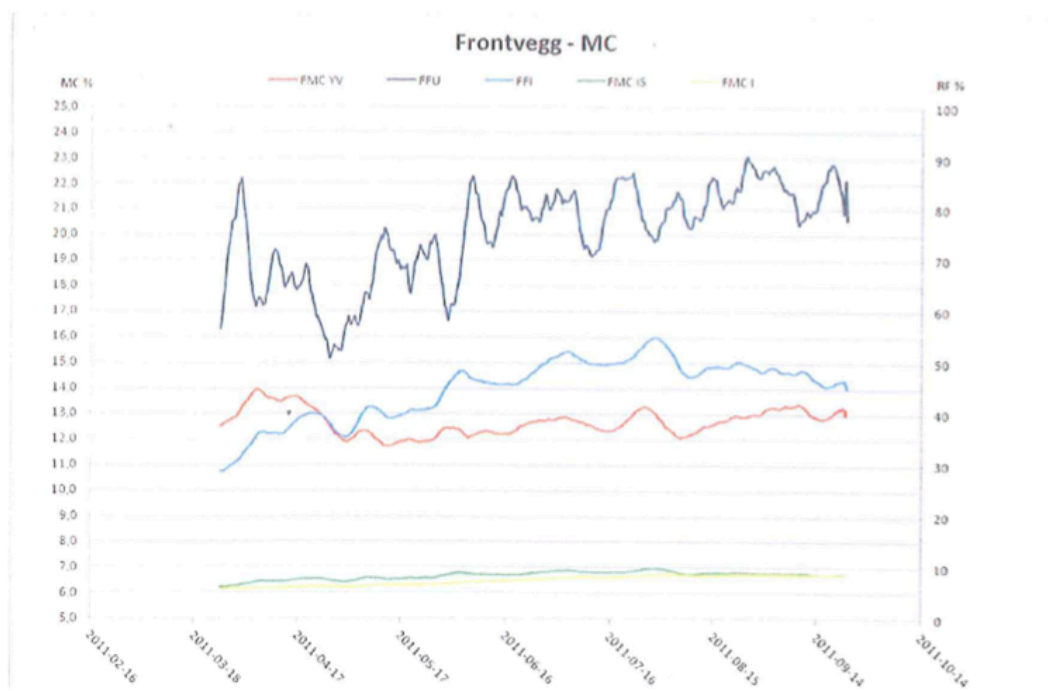
**Tabell 3.4-2: Målt fukt i vegg ved måling 1 og 2 (Eide, 2014)**

Vegg Målt fukt	Måling 1 210114 RF21%, t=21g		Måling 2 280214 RF35%, t=20g			Differanse Fukt
	%	%	%	%	%	
	Vegg 3 etg	12	11	10	11	12
Vegg 2.etg	10	10	11	11	12	1

Resultatet de fikk var at treet hadde krympet 1-2% i løpet av testperioden, og at trevirket mest sannsynlig kommer til å krympe ytterligere frem til likevektsnivået. Underlaget for denne antagelsen henvises til en annen fuktmåling som Norsk Treteknisk Institutt utførte av en barnehage i Drammen bygget av massivtre (Aarstad and Horn, 2012).



Figur 3.4-1: Plassering av fuktighetsmålere i veggen i barnehagen i Drammen



Forlaring:

- |        |  |                               |
|--------|--|-------------------------------|
| FMCYV: | Frontvegg trefuktighet i massivtre yttervegg           | (rød prikk på fig. ovenfor)   |
| FMCIS  | Frontvegg trefuktighet i massivtre nærmest isolasjonen | (grønn prikk på fig. ovenfor) |
| FMC1   | Frontvegg trefuktighet i massivtre nærmest rommet      | (gul prikk på fig. ovenfor)   |
| PFU    | Relativ fuktighet ute                                  |                               |
| FFI    | Relativ fuktighet inne                                 |                               |

**Figur 3.4-2: Grønn og gul strek viser henholdsvis trefuktigheten nærmest isolasjonen og nærmest rommet**

Av grafen ser vi at trevirket vil kunne få en fuktprosent helt ned til mellom 6 % - 7 %, både i sjiktet som er nærmest isolasjonen og sjiktet som er nærmest innvendig side (grønn og gul strek). Sjiktet som er nærmest innvendig side vil få noe lavere fuktprosent, men ikke mye.

Under samme befarings av Palisaden, ble også fuktigheten i en av de nyoppførte 5. etasjers byggene ved siden av, målt. Målingene ble gjort da bygget var lukket og varme påsatt. Sigurd Eide målte disse verdiene:

Dekker	Måling 1	Måling 2	Differanse
alle målinger	210114	280214	
Trapperom	%	%	%
maks	18	16	-2
min	11	12	1
gjsn	13	15	1

Dekker overside	Måling 1	Måling 2	Differanse
	210114	280214	
Trapperom	%	%	%
maks	18	16	-2
min	11	15	4
gjsn	15	16	1

Figur 3.4-3: Fuktighetsmålinger av dekket i de nyoppførte leilighetene av massivtre ved siden av Palisaden

Av målingene ser vi at fuktigheten varierer fra 11 % – 18 %, og at dekkets overside har noe større fuktighet enn dekkets underside.

Som nevnt blir alle tre-elementer levert med et spesifisert fuktinnhold. Massivtre-elementer brukt i Palisaden ble levert med et fuktinnhold på 12 % +/- 2 %, se tabell 1.

Tabell 3.4-3 Fuktinnhold ved levering (Mayr-Melnhof)

<b>Fuktinnhold ved levering</b>	<b>12 % +/- 2%</b>
Krymp parallelt med fiberretning	<b>0,01 % per %-vis endring av fuktinnhold</b>
Krymp vinkelrett på fiberretning	<b>0,20 % per %-vis endring av fuktinnhold</b>

## 4. Resultater

Nedenfor presenteres resultater fra kapasitetsutnyttelse ved skjær og strekk samt resultater fra krympmålinger. Alle resultatene diskuteres nærmere i kapittel 5.

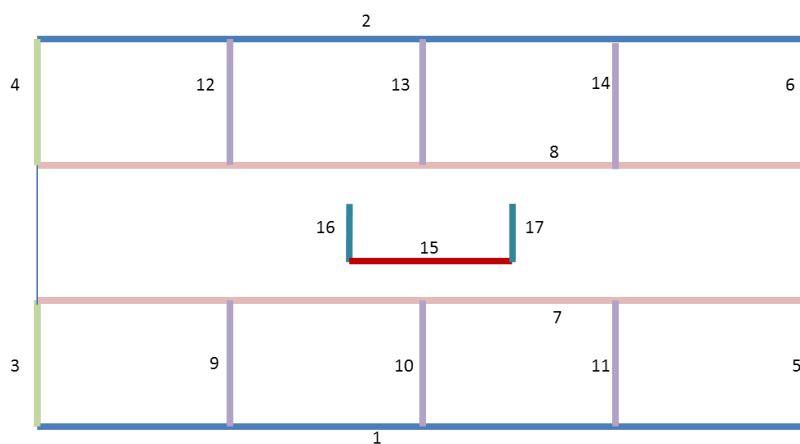
### 4.1. Statisk analyse

#### 4.1.1. Metode

Det henvises til vedlegger og excel-arket "Kapasiteter.xlsx" ved beskrivelse av de ulike utregningene. Alle formlene som ble brukt er hentet fra Teori-kapitlet. Ved beregning av stivheter ble det benyttet likning (29) til skråstilte skruer i kryss. Likning (28) for skruer i strekk ble ikke benyttet da alle enkle skruer er skråstilt i én retning som er vinkelrett for kraften, og da benyttes vanlige regler fra Eurocode 5. Ved beregning av skruekapasitet i aksialretning er det ingen regler for skråstilte skruer i massivtre. Det var dermed valgt den metoden som gir minst kapasitet for å være på sikker side, og det er den metoden beskrevet i Eurocode 5.

Ved beregning av de ulike skruene, er kapasiteten addert for like skruer, og benyttet likning (25) ved ulike skruekapasiteter i en forbindelse. Det vil si at der hvor stivheten er lik, ble den minste kapasiteten av de to benyttet og addert med antall skruer. Senteravstander er gitt i "as-bulit" dokumentene.

Lengden til de ulike tverrveggene varierer fra 4300 mm for innvendige vegger, og 4800 mm for gavlvegger.



Figur 4.1-1: Beskrivelse av veggnummer

#### 4.1.2. Kontroll av forbindelse mellom vegg og dekke for horisontale skjærkrefter

Det er sett på forbindelsen mellom 1. og 2. etasje. Ved beregning av konstruksjons skjærkapasitet mellom 1. og 2. etasje, ble det benyttet en vindlast som tilsvarer all vindlast i overkant av sjiktet som beregnes. Forbindelsen mellom overliggende vegg og dekke regnes som et sjikt og forbindelsen mellom underliggende vegg og dekke regnes som et annet sjikt.

Tabell 4.1-1: Stivheter og skjærkapasiteter i veggene

Beskrivelse	Veggnr.	Forbindelse mellom overliggende vegg og dekke		Forbindelse mellom underliggende vegg og dekke	
		Stivet [kN/m]	F <sub>v,Rd</sub> [kN]	Stivhet, [kN/m]	F <sub>v,Rd</sub> [kN]
Ytre langvegg	1	342921	356,3	806263	1278,6
Ytre langvegg	2	342921	356,3	806263	1278,6
Gavl	3	64012	73	146593	151,0
Gavl	4	64012	73	146593	151,0
Gavl	5	64012	73	146593	151,0
Gavl	6	64012	73	146593	151,0
Indre langvegg	7	685843	667,4	893528	1038,5
Indre langvegg	8	685843	667,4	893528	1038,5
Indre kortvegg	9	64012	61,3	146516	133,5
Indre kortvegg	10	64012	61,3	146516	133,5
Indre kortvegg	11	64012	61,3	146516	133,5
Indre kortvegg	12	64012	61,3	146516	133,5
Indre kortvegg	13	64012	61,3	146516	133,5
Indre kortvegg	14	64012	61,3	146516	133,5
Sjakt lang	15	201180	203,5	219469	221,8
Sjakt kort	16	82301	86,8	90014	94,9
Sjakt kort	17	82301	86,8	90014	94,9

## Vind mot langvegg

### Samlet utnyttelse mellom overliggende vegg og dekke

Avstivende vegger (randfjær for skive)						Vegg-data		Resultat:			
Vegg nr.	x [m]	y [m]	Lengde [m]	Vinkel [°]	Beskrivelse forbindelser Bare for info	Stivhet [kN/m]	Kapasitet [kN]	Kraft på vegg [kN]	Ry-last Kraft på vegg [kN]	Samlet reaksjons kraft [kN]	Samlet Utnyttelse [%]
1	0,00	0,00	22,60	0		342 921	356,3	0,0	-18,4	-18,4	-5 %
2	0,00	15,00	22,60	0		342 921	356,3	0,0	19,0	19,1	5 %
3	0,00	0,00	4,30	90		64 012	73,0	0,0	106,5	106,5	146 %
4	0,00	10,70	4,30	90		64 012	73,0	0,0	106,5	106,5	146 %
5	22,60	0,00	4,30	90		64 012	73,0	0,0	96,0	96,0	132 %
6	22,60	10,70	4,30	90		64 012	73,0	0,0	96,0	96,0	132 %
7	0,00	4,30	22,60	0		685 843	667,4	0,0	-15,4	-15,4	-2 %
8	0,00	10,70	22,60	0		685 843	667,4	0,0	16,6	16,6	2 %
9	6,70	0,00	4,30	90		64 012	61,3	0,0	103,4	103,4	169 %
10	12,10	0,00	4,30	90		64 012	61,3	0,0	100,9	100,9	165 %
11	17,50	0,00	4,30	90		64 012	61,3	0,0	98,4	98,4	160 %
12	6,70	10,70	4,30	90		64 012	61,3	0,0	103,4	103,4	169 %
13	12,10	10,70	4,30	90		64 012	61,3	0,0	100,9	100,9	165 %
14	17,50	10,70	4,30	90		64 012	61,3	0,0	98,4	98,4	160 %
15	8,80	6,15	6,60	0		201 180	203,5	0,0	-1,8	-1,8	-1 %
16	8,80	6,15	2,70	90		82 301	86,8	0,0	131,7	131,7	152 %
17	15,40	6,15	2,7	90		82 301	86,8	0,0	127,7	127,7	147 %
Antall avstiv. vegger						17		R x arm =	0	693	

Figur 4.1-2: Utnyttelsesgrader for alle veggene

Se Vedlegg E

### Samlet utnyttelse mellom underliggende vegg og dekke

Avstivende vegger (randfjær for skive)						Vegg-data		Resultat:			
Vegg nr.	x [m]	y [m]	Lengde [m]	Vinkel [°]	Beskrivelse forbindelser Bare for info	Stivhet [kN/m]	Kapasitet [kN]	Kraft på vegg [kN]	Ry-last Kraft på vegg [kN]	Samlet reaksjons kraft [kN]	Samlet Utnyttelse [%]
1	0,00	0,00	22,60	0		806 263	1278,6	0,0	-20,5	-20,5	-2 %
2	0,00	15,00	22,60	0		806 263	1278,6	0,0	21,0	21,0	2 %
3	0,00	0,00	4,30	90		146 593	151,0	0,0	126,8	126,8	84 %
4	0,00	10,70	4,30	90		146 593	151,0	0,0	126,8	126,8	84 %
5	22,60	0,00	4,30	90		146 593	151,0	0,0	115,5	115,5	76 %
6	22,60	10,70	4,30	90		146 593	151,0	0,0	115,5	115,5	76 %
7	0,00	4,30	22,60	0		893 528	1038,5	0,0	-9,6	-9,6	-1 %
8	0,00	10,70	22,60	0		893 528	1038,5	0,0	10,1	10,1	1 %
9	6,70	0,00	4,30	90		146 516	133,5	0,0	123,4	123,4	92 %
10	12,10	0,00	4,30	90		146 516	133,5	0,0	120,7	120,7	90 %
11	17,50	0,00	4,30	90		146 516	133,5	0,0	118,0	118,0	88 %
12	6,70	10,70	4,30	90		146 516	133,5	0,0	123,4	123,4	92 %
13	12,10	10,70	4,30	90		146 516	133,5	0,0	120,7	120,7	90 %
14	17,50	10,70	4,30	90		146 516	133,5	0,0	118,0	118,0	88 %
15	8,80	6,15	6,60	0		219 469	221,8	0,0	-1,0	-1,0	0 %
16	8,80	6,15	2,70	90		90 014	94,9	0,0	75,2	75,2	79 %
17	15,40	6,15	2,7	90		90 014	94,9	0,0	73,1	73,1	77 %
Antall avstiv. vegger						17		R x arm =	0	699	

Figur 4.1-3: Utnyttelsesgrader for alle veggene



## Friksjonskraft i bygget grunnnet egenvekt og friksjon mellom tre-elementene

Figur 4.1-2 viser at forbindelsen mellom overliggende vegg og dekke fikk en kapasitetsutnyttelse over 100 % i alle tverrveggene ved vind mot langside. Figur 4.1-4 viser at tyngden av bygget vil gi en friksjonskraft som motstår dette.

$$H_{friksjon} = R_{egenvekt} \cdot \mu$$

$$H_{friksjon} = 3324,5 \text{ kN} \cdot 0,25 = \mathbf{831 \text{ kN}}$$

$$Ytre krefter = 1269,9 \text{ kN}$$

$$Krav \text{ til Skjærkapasitet i skruer} = 1269,9 \text{ kN} - 831 \text{ kN} = 438,9 \text{ kN}$$

Da den reduserte vindkraften ble satt inn i beregningsmodellen fikk skrueforbindelsene en maks kapasitetsutnyttelse på 58 %.

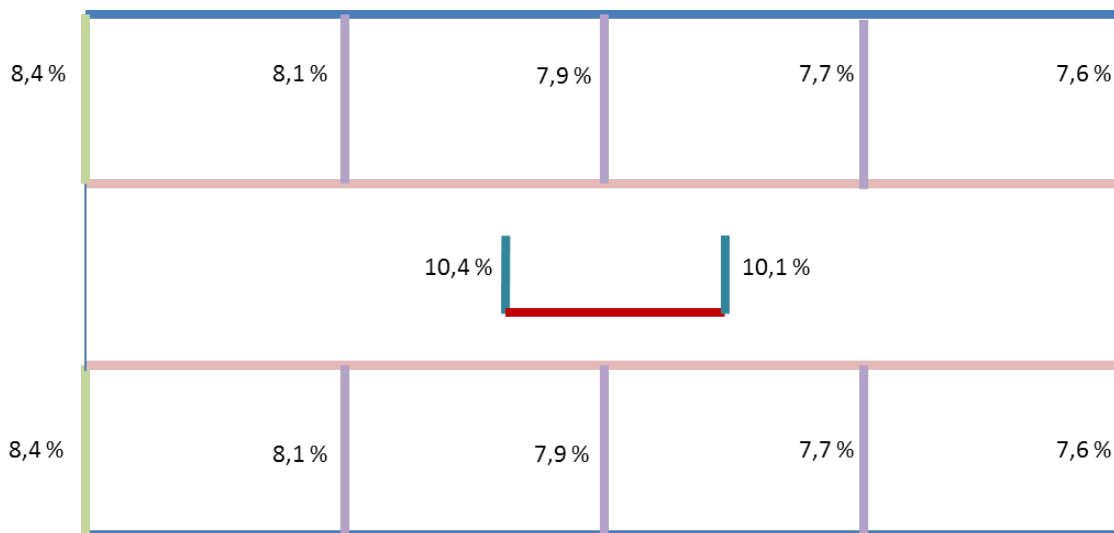
Avstivende vegger (randfjær for skive)						Vegg-data		Resultat:			
Vegg nr.	x [m]	y [m]	Lengde [m]	Vinkel [°]	Beskrivelse forbindelser Bare for info	Stivhet [kN/m]	Kapasitet [kN]	Rx-last Kraft på vegg kN	Ry-last Kraft på vegg kN	Samlet reaksjons kraft kN	Samlet Utnyttelse [%]
1	0,00	0,00	22,60	0		342 921	356,3	0,0	-6,4	-6,4	-2 %
2	0,00	15,00	22,60	0		342 921	356,3	0,0	6,6	6,6	2 %
3	0,00	0,00	4,30	90		64 012	73,0	0,0	36,8	36,8	50 %
4	0,00	10,70	4,30	90		64 012	73,0	0,0	36,8	36,8	50 %
5	22,60	0,00	4,30	90		64 012	73,0	0,0	33,2	33,2	45 %
6	22,60	10,70	4,30	90		64 012	73,0	0,0	33,2	33,2	45 %
7	0,00	4,30	22,60	0		685 843	667,4	0,0	-5,3	-5,3	-1 %
8	0,00	10,70	22,60	0		685 843	667,4	0,0	5,7	5,7	1 %
9	6,70	0,00	4,30	90		64 012	61,3	0,0	35,7	35,7	58 %
10	12,10	0,00	4,30	90		64 012	61,3	0,0	34,9	34,9	57 %
11	17,50	0,00	4,30	90		64 012	61,3	0,0	34,0	34,0	55 %
12	6,70	10,70	4,30	90		64 012	61,3	0,0	35,7	35,7	58 %
13	12,10	10,70	4,30	90		64 012	61,3	0,0	34,9	34,9	57 %
14	17,50	10,70	4,30	90		64 012	61,3	0,0	34,0	34,0	55 %
15	8,80	6,15	6,60	0		201 180	209,5	0,0	-0,6	-0,6	0 %
16	8,80	6,15	2,70	90		82 301	86,8	0,0	45,5	45,5	52 %
17	15,40	6,15	2,7	90		82 301	86,8	0,0	44,2	44,2	51 %

ntall avstiv. vegger 17

R x arm = 0 239

Figur 4.1-4: Utnyttelsesgrad medberegnet friksjonskraft

### Fordeling av krefter etter stivheter i forbindelsen mellom overliggende vegg og dekke

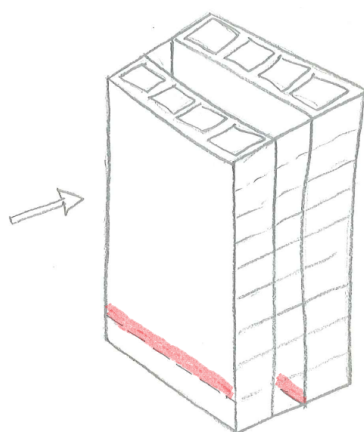


Figur 4.1-5: Prosentvis fordeling av krefter

### 4.1.3. Kontroll av forankringer mellom 1. og 2. etasje

I beregningen av konstruksjonens forankringsbehov mellom 1. og 2. etasje, ble det benyttet data fra "overliggende vegg og dekke" da oppløft virker i dette sjiktet.

Som nevnt tidligere oppfører Palisaden seg som to utkragede bjelker med et tverrsnitt tilsvarende "hybelboksene". Bygget virker så stivt at hver "hybelboks" kan betraktes som en bjelke med strekk i overkant.



**Figur 4.1-6: Rød strek markerer hvor strekkraftene vil oppstå i forbindelsen mellom 1. og 2. etasje**

Strekkspenninger og forbindelsenes kapasiteter ble beregnet for både ytre langvegg og indre langvegg. Utfyllende beregning finnes i excel-arket "Kapasiteter" forklarer hvordan løftekrefter og skrukekapasiteter er funnet, og Vedlegg F forklarer hvordan tyngden er funnet. Det ble beregnet på et alternativ med 50 mm betongstøp på dekkene for å se konsekvensen av dette.

#### **Strekraft i ytre langsgående langvegg**

$$\text{Strekraft} = 1131,2 \text{ kN}$$

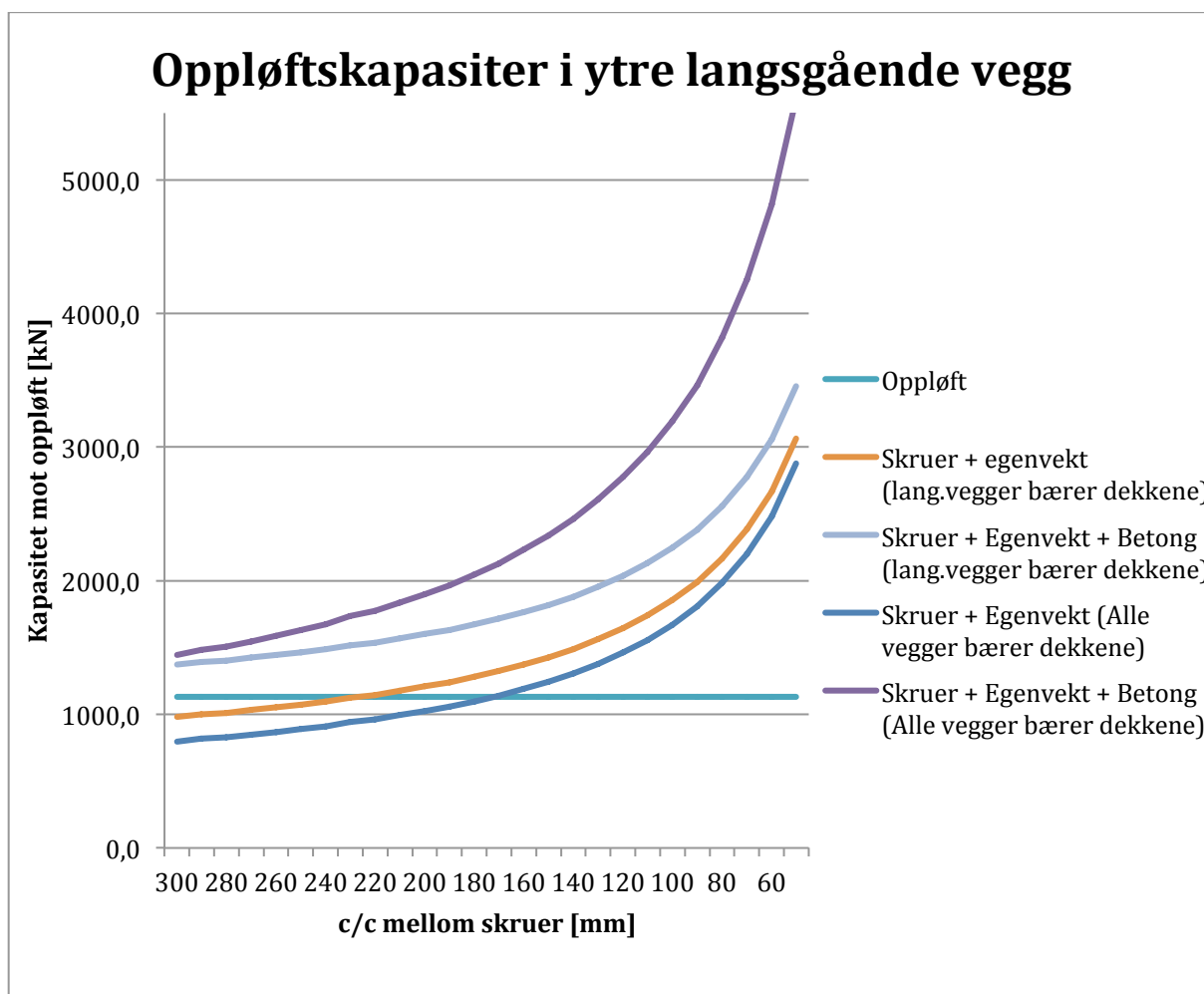
#### **Strekraft i indre langsgående langvegg**

$$\text{Strekraft} = 1508,3 \text{ kN}$$

## Forankringsbehov i langsgående yttervegg

Tabell 4.1-2: Kapasitet mot oppløft langsgående yttervegg

c/c [mm]	Oppløft [kN]	Kapasitet i skruer [kN]	Kapasiteter [kN]			
			Forutsetter at langsgående vegger bærer dekkene		Forutsetter at dekkene fordeler seg på alle vegger	
			Skruer + egenvekt	Skruer + egenvekt + betong	Skruer + egenvekt	Skruer + egenvekt + betong
300	1131,2	510,2	979,4	1371,1	795,8	1442,6
290	1131,2	531,0	1000,2	1391,9	816,6	1484,3
280	1131,2	541,5	1010,6	1402,3	827,0	1505,1
270	1131,2	562,3	1031,5	1423,1	847,8	1546,7
260	1131,2	583,1	1052,3	1443,9	868,7	1588,4
250	1131,2	603,9	1073,1	1464,8	889,5	1630,0
240	1131,2	624,8	1093,9	1485,6	910,3	1671,7
230	1131,2	656,0	1125,2	1516,8	941,5	1734,2
220	1131,2	676,8	1146,0	1537,7	962,4	1775,8
210	1131,2	708,1	1177,2	1568,9	993,6	1838,3
200	1131,2	739,3	1208,5	1600,1	1024,8	1900,8
190	1131,2	770,5	1239,7	1631,4	1056,1	1963,2
180	1131,2	812,2	1281,4	1673,0	1097,7	2046,5
170	1131,2	853,8	1323,0	1714,7	1139,4	2129,9
160	1131,2	905,9	1375,1	1766,7	1191,4	2234,0
150	1131,2	958,0	1427,1	1818,8	1243,5	2338,1
140	1131,2	1020,4	1489,6	1881,3	1306,0	2463,1
130	1131,2	1093,3	1562,5	1954,2	1378,9	2608,8
120	1131,2	1176,6	1645,8	2037,5	1462,2	2775,4
110	1131,2	1270,3	1739,5	2131,2	1555,9	2962,9
100	1131,2	1384,9	1854,1	2245,7	1670,4	3191,9
90	1131,2	1520,2	1989,4	2381,1	1805,8	3462,7
80	1131,2	1697,3	2166,4	2558,1	1982,8	3816,7
70	1131,2	1915,9	2385,1	2776,8	2201,5	4254,0
60	1131,2	2197,1	2666,2	3057,9	2482,6	4816,3
50	1131,2	2592,8	3061,9	3453,6	2878,3	5607,7

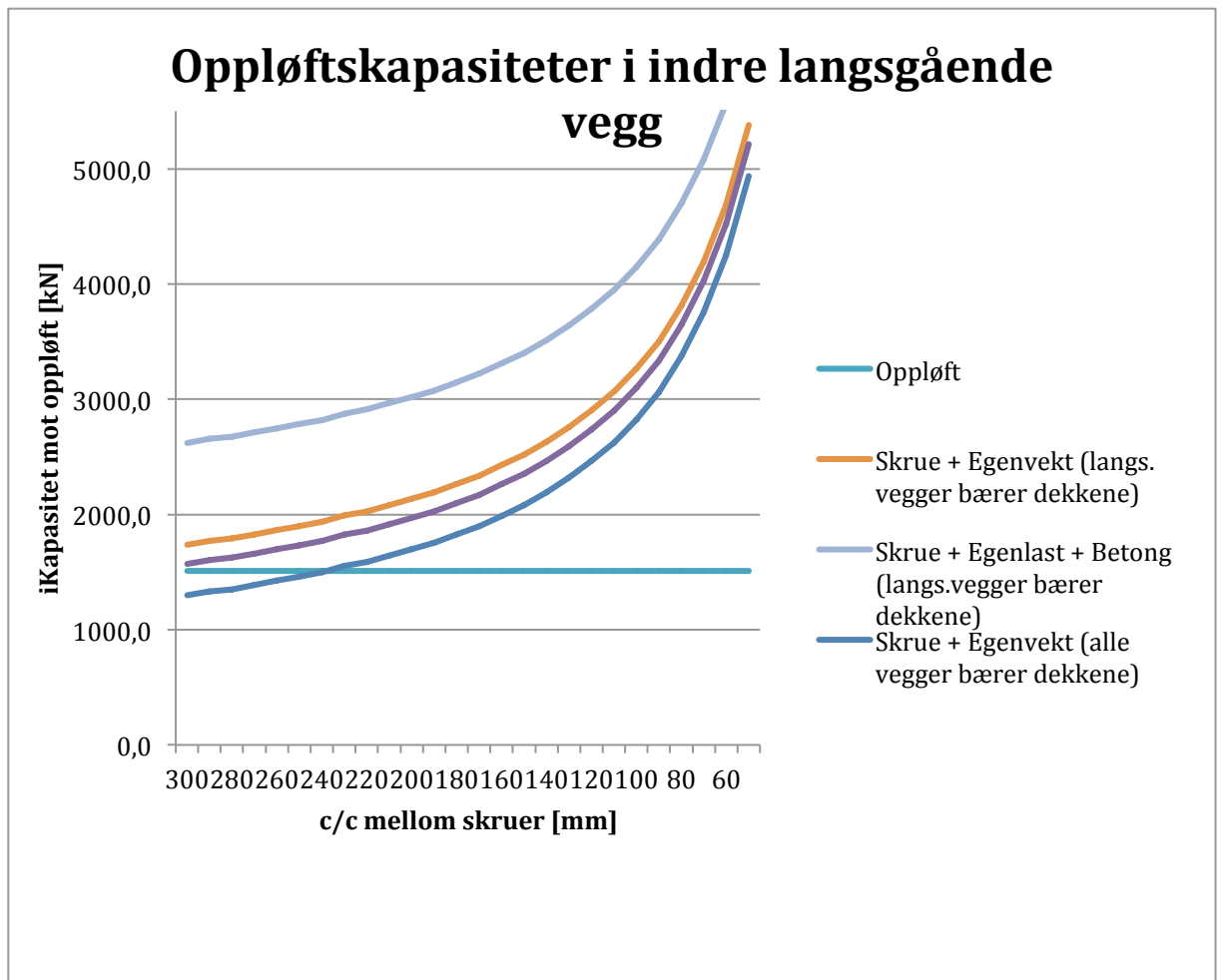


Figur 4.1-7: Angir c/c mellom skruene som behøves for å kunne ta opp strekkreftene

## Forankringsbehov i langsgående innervegg

Tabell 4.1-3: Kapasitet mot oppløft i langsgående innervegg

c/c	Oppløft	Kapasitet i skruer [kN]	Kapasiteter [kN]			
			Forutsetter at langsgående vegger bærer dekkene		Forutsetter at langsgående vegger bærer dekkene	
			Skruer + egenvekt	Skruer + egenvekt + betong	Skruer + egenvekt	Skruer + egenvekt + betong
300	1508,3	892,3	1736,4	2619,9	1297,0	1570,3
290	1508,3	928,7	1772,8	2656,3	1333,4	1606,7
280	1508,3	946,9	1791,0	2674,6	1351,6	1624,9
270	1508,3	983,3	1827,5	2711,0	1388,1	1661,3
260	1508,3	1019,7	1863,9	2747,4	1424,5	1697,7
250	1508,3	1056,1	1900,3	2783,8	1460,9	1734,2
240	1508,3	1092,6	1936,7	2820,2	1497,3	1770,6
230	1508,3	1147,2	1991,3	2874,9	1552,0	1825,2
220	1508,3	1183,6	2027,8	2911,3	1588,4	1861,6
210	1508,3	1238,2	2082,4	2965,9	1643,0	1916,3
200	1508,3	1292,9	2137,0	3020,5	1697,6	1970,9
190	1508,3	1347,5	2191,6	3075,2	1752,3	2025,5
180	1508,3	1420,3	2264,5	3148,0	1825,1	2098,3
170	1508,3	1493,2	2337,3	3220,8	1897,9	2171,2
160	1508,3	1584,2	2428,4	3311,9	1989,0	2262,2
150	1508,3	1675,3	2519,4	3402,9	2080,0	2353,3
140	1508,3	1784,5	2628,7	3512,2	2189,3	2462,5
130	1508,3	1912,0	2756,1	3639,7	2316,8	2590,0
120	1508,3	2057,7	2901,8	3785,3	2462,4	2735,7
110	1508,3	2221,6	3065,7	3949,2	2626,3	2899,6
100	1508,3	2421,9	3266,0	4149,5	2826,6	3099,9
90	1508,3	2658,6	3502,7	4386,2	3063,3	3336,6
80	1508,3	2968,1	3812,3	4695,8	3372,9	3646,2
70	1508,3	3350,5	4194,7	5078,2	3755,3	4028,6
60	1508,3	3842,2	4686,3	5569,9	4247,0	4520,2
50	1508,3	4534,2	5378,3	6261,8	4938,9	5212,2



Figur 0-1: Angir c/c som behøves mellom skruene for å kunne ta opp strekkraftene

## 4.2. Krymp

### 4.2.1. Metode

19.02.14 ble det tatt fuktmålinger og måling av størrelsen på utbulinger mellom 2. og 3. etasje i trappesjakten i Palisaden. Dette var 29 dager etter første målinger ble utført og 9 dager før siste målinger ble utført av Treteknisk. Det ble valgt å ta utgangspunkt i fuktmålinger utført av Treteknisk, da disse er mer nøyaktig enn målingene utført 19.02.14. Treteknisk målte utbuling fra veggen ut til den største utbulingen i stålet. Derimot, er målingen som er benyttet i denne oppgaven basert på lengden av stålet, målt med et mykt målebånd, og sammenlignet det med avstanden i veggen mellom skrue til skrue, se Figur 4.2-1. Dette ble en mer nøyaktig måling, da det var vanskelig å bestemme den eksakte utbulingsformen til stålet fra skrue til skrue. Det ble brukt den første målingen i videre beregninger for å ligge på sikker side.

### 4.2.2. Måling av stålbeslag 19.02.14

Tabell 4.2-1: Måling av stålbeslag 19.02.14

Type	Opprinnelig lengde [mm]	Lengde per 19.02.14 [mm]	Differanse [mm]
Stålbeslag	467	471	4

19.02.14 ble det målt en krymp på 4 mm i trappesjakt mellom 2. og 3. etasje.



Figur 4.2-1: Utbuling av stålbeslag 19.02.14



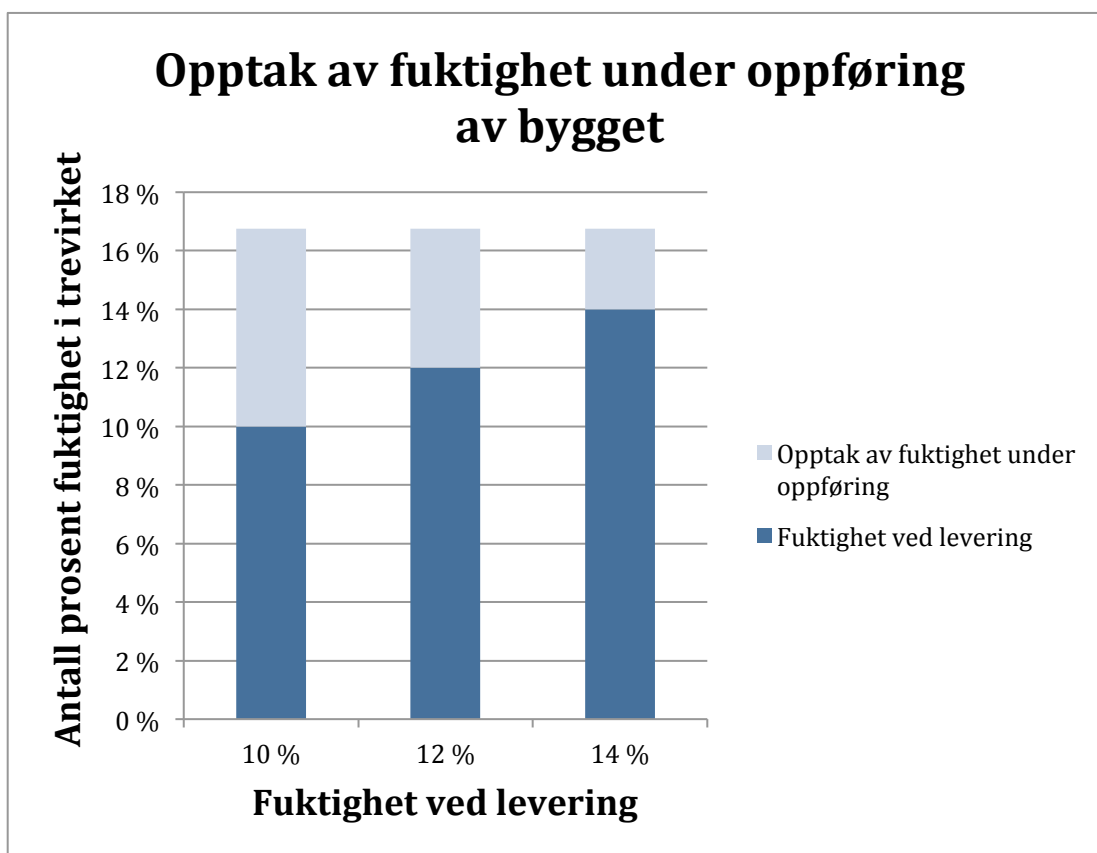
## Oppfukting under byggeprosessen

Det henvises til excel-arket "Krympninger.xlsl" for detaljer. Formel (31) ble brukt til beregning av prosentvis endring av fuktighet i trevirket.

$$\%vis\ endring = \frac{4mm}{0,0001 \cdot (2950 - 180) + 0,002 \cdot 180} = 6,3\% \approx 6\%$$

Tabell 4.2-2 Opptak av fuktighet under oppføring

Fuktighet ved levering	Differanse	%-vis- endring	Gjennomsn. fuktinnhold 21.01.14	Fuktinnhold ved oppføring	Opptak av fuktighet under oppføring
10 %	-2 %	6 %	10,75 %	16,75 %	<b>6,75 %</b>
12 %	ingen	6 %	10,75 %	16,75 %	<b>4,75 %</b>
14 %	2 %	6 %	10,75 %	16,75 %	<b>2,75 %</b>



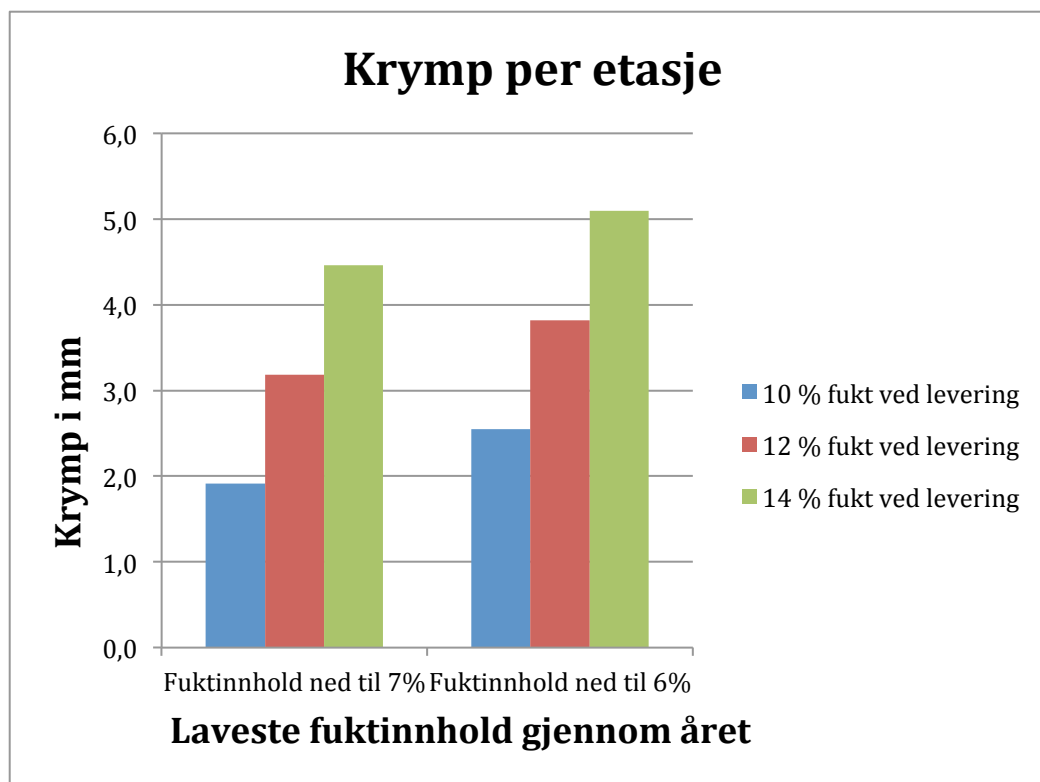
Figur 1.1-1: Diagram av prosentvis opptak av fuktighet under oppføring, ved ulik levert fuktighet

## Om bygget ble bygget under tak

Ut i fra tidligere målinger av massivtrebygg, kan fuktinnholdet i elementet komme ned mot 6 til 7 % (Figur 3.4-2). Figuren nedenfor viser hvor mye krymp som kan forekomme i hver etasje om fuktinnholdet ved levering er som angitt av leverandør og fuktigheten synker ned til 6 – 7 % i løpet av året.

Tabell 1.1-1: Krympning i mm ved ulike levert fuktighet

Fuktighet ved levering	Laveste fuktinnhold	%-vis-endring	Krymp [mm]
10 %	7 %	3 %	1,9
12 %	7 %	5 %	3,2
14 %	7 %	7 %	4,5
10 %	6 %	4 %	2,5
12 %	6 %	6 %	3,8
14 %	6 %	8 %	5,1



Figur 1.1-2: Krymp per etasje for henholdsvis 7 % fuktinnhold og 6 % fuktinnhold

## 5. Diskusjon

### 5.1. Krymp

Figur 4.2-1 viser at en krymp på 4 mm vil gi store og meget synlige utbulinger i stålet. Ved vurdering av krympning er det viktig å merke seg at det kun er utført målinger mellom 2. og 3. etasje, og at resultatene ikke nødvendigvis er like for alle etasjene. Men det har blitt observert utbulinger i gipsen i alle etasjer, så det er akseptabelt å anta at krympning, til en viss grad, har oppstått i alle etasjer.

Resultatene i Tabell 4.2-2 viser at massivtre-elementene kan ha hatt en oppfukting under byggeprosessen på mellom 2,75% og helt opp til 6,75%. Dette tilsier at trevirket har blitt utsatt for store mengder unødvendig fukt. Dette kan komme av direkte kontakt med vann eller om omgivelsene har hatt en høy relativ fuktighet over lengre tid. Det er rimelig å anta elementene kan ha vært utsatt for fukt og svelling under byggeprosessen. Dette kommer av at bygget ble bygget uten overbyggende telt og med mye nedbør under byggeperioden. De nye studentboligene ved siden av Palisaden var også bygget uten overbyggende telt, og Figur 3.4-3 viser fuktighetsprosent i elementer på opptil 18 %. Det vises også til at fuktigheten er større i dekkenes overside enn i underside, noe som tyder på en økt eksponering av fuktighet oppå dekkene og ikke en jevn høy RF i bygget.

I realiteten kan det være vanskelig å unngå unødig fuktighetsopptak under byggeprosessen da massivtre-elementene er en del av bæresystemet og er noe av det første som settes opp. Da gjerne i et miljø som er utsatt for nedbør, eller et område uten stabiliserende relativ fuktighet og oppvarmet luft.

I følge fuktighetsmålinger hentet fra et tidligere massivtreprosjekt i Drammen (3.4-2), ble fuktinnholdet på innvendige massivtrevegger målt helt ned til 6 %. Hvis dette er tilfellet for Palisaden, vil vi få en ytterligere krymp i trevirket, og dermed enda større utbulinger i stålet enn det vi har i dag. Disse resultatene viser da også at trevirket vil kunne få store krympinger selv om bygget hadde blitt bygget med elementer med den tiltenkte fuktinnholdet 10 % - 14 %, og uten ekstra oppfukting under byggeprosessen. Ved en fuktighetsprosent på 6 % i løpet av året, ville det oppstått en krymp på mellom 2,5 – 5,1 mm i hver etasje. For en fuktighetsprosent ned til 7 % i løpet av året, ville det oppstått en krymp på mellom 1,9 mm – 4,5 mm. For begge tilfeller vil det i det verste tilfellet utgjøre større utbuling enn den vi har fått i Palisaden i dag (per

19.02.14). Det er vanskelig å fastslå helt sikkert om massivtre-elementene i Palisaden vil nå en fuktighet på 6-7% da oppbyggelsen ikke er helt identisk, og det faktum at tykke elementer som massivtre vil ha noe tregere endring av likevektsfuktighet.

Stålbeslagene over flere etasjer får krympeeffekter fra hele etasjehøyden og dekket. Særlig er krympen stor i dekket da disse fibrene ligger i tverretning. Det er tydelig at dette ikke var tatt hensyn til ved prosjektering, selv om store krympninger er et velkjent fenomen fra blant annet lafteteknikken. I laftevegger er alle vegger plassert liggende og det må tas ekstra høyde for krympning. I følge datablad om laftede vegger i Byggforsk (Byggforsk, 2006), skal det tas hensyn til høydebevegelser på inntil 3 %. Om dette hadde vært implementert i prosjekteringen til Palisaden, ville en visst at dekkene kunne krympe opptil  $180 * 0,03 = 5,4$  mm. Derimot kan ikke disse to måtene sammenliknes fullstendig, men var ment som en pekepinn på å være spesielt observant ved krymp i tverretning.

Det viser seg derfor at krymp er en viktig faktor å ta med i beregninger av massivtre-elementer. Selv om krympingen er noe mindre enn for standard trevirke grunnet krysslamineringen, vil krymp utgjøre en stor del, særlig ved lengre spenn.

## 5.2. Stabilitet

Av resultatene fra skjærkapasiteter kommer det frem at forbindelsen mellom overliggende vegg og dekke er det svakeste punktet når det gjelder kapasitet mot skjær. Ved første beregning har skruene en kapasitetsutnyttelse på opptil 169 %. Mens det ved ny beregning, hvor friksjonskraften var inkludert, har forbindelsen en kapasitetsutnyttelse på 58 %. Grunnen til at denne forbindelsen er svakest skyldes skruenes orientering. Disse skruene betraktes som vinkelrette skruer ved tverrbelastning, som gir en svakere forbindelse enn om den var skråstilt i kraftretningen. Beregningene for enkeltskruene viser derimot at de skråstilte skruene faktisk har mindre tverrkapasitet enn de vinkelrette skruene, men dette skyldes den lille vinkelen i de skråstilte skruene på 15 grader. Om den endres til eksempelvis 30 grader vil kapasiteten bli større. Dette er også i samsvar med resultatene til Schröder (2013) og Mørch (2014). Kapasitet i de skråstilte skruene er derimot ikke kritiske slik at 15 grader her vil være tilstrekkelig.

Figur 4.1-5 viser hvordan kraften fordeler seg i forbindelsen mellom overliggende vegg og dekke. Kreftene fordeler seg til forbindelsene i forhold til stivheter, og resultatet er ikke overraskende. Vindlasten mot langsiden fordeler seg i de tverrgående veggene og tas opp som

skjærkrefter. Ettersom avstanden mellom venstre gavlvegg og innvendig skillevegg er noe lenger enn tilsvarende vegg på motsatt side, vil følgelig denne veggen belastes mer. Samtidig oppstår det et moment grunnet skjevstilling av sjakt. Dette fører til skjærkrefter også i de langsgående veggene. Disse kreftene er så små at det antas at forbindelsene lett vil kunne oppta disse.

Denne kontrollen av skjærkapasitet har ikke direkte sammenheng med kontroll av stålbeslag som avstivning, men er likevel en kontroll som må gjøres for en vurdering av statisk analyse av Palisaden.

Stålbeslag har som hensikt å ta strekket i bygget ved oppløft. Ved prosjektering var de langsgående stålbeslagene i trappesjakt og gavlvegger dimensjonert for å ta strekkrefter i sjakt og gavlvegg ved vind mot langvegg. Vanlig skivevirkning fører til behov for størst forankring i stabiliserende vegghjørner i tverretning. Simuleringen til Mørch (2014) viste derimot at Palisaden får størst strekkspenninger i den veggen som lasten inntreffer, og ikke i tverrveggene. Stålbeslagene i gavlvegger og sjakt vil dermed ikke fungere til sin hensikt.

Når bygget belastes med vindlast mot langvegg, er bygget så stivt at det vil oppføre seg som ett element. Dette skyldes at massivtre-elementene er relativt stive i seg selv, i tillegg til å ha sterke forankringer til dekker og nærliggende vegger. Dette hindrer elementene i å løfte seg på lik måte som andre skivekonstruksjoner.

Tabell 4.1-2 viser skruekapasiteter og motvekt som vil kunne ta opp strekkreftene som oppstår i ytre langvegg. Resultatene viser at strekkraften i langvegg kan opptas av skruer og egenlast, dersom senteravstanden mellom skruene reduseres fra 300 mm til 170 mm og 220 mm for henholdsvis lite eller mye egenvekt av dekket som bidrar. Ved å feste skruene tettere, kan det gi andre utføringer i form av avstandskrav for å forhindre svekket kapasitet i forbindelsen. Kapasitetene er betydelig avhengig av vekten til dekkene. Første kolonne i hver test viser situasjonen der dekkene kun hviler på langsgående vegger. Dett er en mulighet da dekkene spenner fra langvegg til langvegg. Men i og med at dekkene er krysslaminert, samtid som den er godt festet til alle underliggende vegger, er det rimelig å anta at noe av denne vekten vil overføres til tverrveggene. Ved bestemmelsen av dette forholdstallet, ble det gjort en antagelse, der langsgående yttervegger bærer 5% og langsgående innervegger bærer 10 % av dekkets totale tyngde. Disse resultatene viser tydelig endring av kapasiteter da tyngden reduseres.

Det er kun sett på kapasiteter av skrueforbindelsene alene. En kontroll av kortere stålbeslag (wind anchorage) på langvegg er ikke utført, men disse vil trolig bidra til strekkapasiteten. Med andre ord vil det største strekket mellom 1. og 2. etasje måtte tas opp av andre forankringer enn stålbeslagene gavlvegg og sjakt. Stålbeslaget vil dermed ikke ha noe betydelig virkning på strekk ved vind mot langvegg.

Tabell 4.1-3 viser kapasiteter i innvendig langvegg som utsettes for strekkspenninger. Her er strekkspenningene noe større da tverrsnittet i denne veggen er 160 mm i forhold til ytterveggen som er 120 mm. Ved å anta at de langsgående veggene bærer dekket vil ikke oppløftskreftene være noe problem her. Her vil skruene og egyptyngden være tilstrekkelig mot oppløft. Dette er bra, da dette er en innvendig vegg, som ikke har mulighet for korte stålbeslag på utsiden av etasjeskillerne.

Ved beregningen av strekkapasiteten i forbindelsen mellom overliggende vegg og dekke er det kun tatt hensyn til aksialkapasiteten av skruen ved oppløft. Ideelt sett burde forbindelsen i tillegg blitt kontrollert for den tverrlasten som oppstår som følge av skråstillingen til skruen. Dette skyldes at langveggen vil trekke seg innover ved oppløft dersom stivheten ved uttrekk er større en stivheten ved tverrbelastning. Denne kraften vil måtte tas opp av skjærkapasiteten til skruene samt vinkelstål plassert på innsiden av veggen.

I og med at stålbeslagene ikke virker direkte inn på noe her, vil den fremdeles bidra. Poenget er at ved bedre prosjektering kunne disse vært unngått. Eller det trenger mer beregninger til! men kan ha betydning for andre deler av bygget. Dette er ikke tatt i betraktning i denne oppgaven.

### **5.3. Utførelse**

Ved beregning av skrueforbindelsene hadde jeg kun As-Built dokumenter å gå ut i fra. Disse dokumentene var noe mangelfulle da skruevinkler og plassering var dårlig forklart eller ikke forklart i det hele tatt. Tidligere undersøkelser viser at skruevinkel, forankringslengder og inntrengningssjikt i massivtre elementer, da spesielt med tanke på de ulike fiberretningene, har stor betydning for forbinderens kapasitet. Hadde prosjekterende hatt mer erfaring innen massivtre, hadde man klart å utnytte kapasiteter til det fulle.

Som vi ser av resultatene vil ikke skrueforbindelsene holde igjen alle kreftene. Men dette kunne kanskje vært gjort ved å prosjektere hele bygget andreledes. For eksempel vil forbindelsene i

innervegger kunne optimaliseres ved å ha tykkere vegger enn 90 mm slik at skruene treffer det riktige sjiktet.

For å lette arbeide til arbeiderne på byggeplass kan det være en idé å se på muligheter for prefabrikkerte markeringer og anvisninger på selve elementene slik at arbeiderne vet til enhver tid hvilke skrue, vinkel, avstand, tverrsnitt som er gjeldende.

Det er for eksempel bare én detaljtegning av forbindelser i yttervegg, som gjelder alle yttervegger. Det er da viktig å være oppmerksom på de ulike tykkelsene på ytterveggen av gavl og langvegg, da skruene må tilpasses tykkelsen på veggen for å treffe riktig sjikt eller ha tilstrekkelig forankringslengde eller riktig vinkel. Dette er ikke presisert i tegningsdokumentene som arbeiderne har jobbet ut i fra.

## 6. Konklusjon

Stålbreslagene har ikke blitt utnyttet til sitt tiltenkte formål, som var å ta strekk i gavl og sjakt ved vind mot langvegg. Derimot må strekket som oppstår ved vind mot langvegg tas opp av skruer eller kortere stålbreslag i langveggen hvor lasten inntreffer.

Å bygge med tre krever litt ekstra planlegging. Det er veldig viktig å ta hensyn til fuktbevegelser i trevirket fordi dette kan gi store uheldige konsekvenser. Det kan føre til at bygningsdeler ikke lenger passer sammen eller overfører krefter slik de er tiltenkt. Av den grunn er det viktig å alltid vurdere å bygge under tak, slik at dette kan unngås. Når det gjelder lange stålbreslag som skrues direkte inn til trevirket er det en løsning som aldri burde brukes. Av resultatene viser det seg at trevirket krymper såpass mye uansett, med tak eller ikke, at utbulinger kan forekomme.

Et alternativ til bruk av lange stålbreslag er å optimalisere forbindelsene mellom elementene ytterligere. Prosjekterende må forstå viktigheten av betydningen til skruevinkler, forankringslengder og fiberretning. Spesielt kan dette være vanskelig for massivtre-elementer med krysslagte sjikt. Alle involverte må ha tilstrekkelig erfaring og kunnskap om forbindelser i massivtre, særlig inn innen tre som byggemateriale og krymp. Det er for eksempel viktig å klargjøre tidlig i prosjekteringen hvordan det statiske systemet overfører laste, ettersom dette kommer til å påvirke utforminga av hele byggesystemet. På palisaden viser det seg at kreftene påvirker bygget på en annen måte enn det var tiltenkt.



## 7. Videre arbeid

En mer omfattende statistisk analyse kunne vært gjort av Palisaden, da denne oppgaven kun har tatt for seg forbindelsen mellom 1. og 2. etasje ved vind mot langvegg. De korte stålbeslagene (wind anchorage) i ytre langvegg kan kontrolleres for strekk for å finne ut hvor mye kapasitet de egentlig vil bidra med.

På grunn av volumendringer som følge av krympning, kan det også være en ide å se på andre mulige alternativer til stålbeslag, som for eksempel oppspente stålstag eller kortere stålbeslag som kun spenner over etasjeskillerne også i trappesjakt.

## 8. Referanser

- BLAS, H. J. & BEJTKA, I. Joints with inclined screws. International council for research and innovation in building and construction, 2002 Kyoto, Japan. CIB-W18/35-7-5.
- BLAS, H. J. & UIBEL, T. Load carrying capacity of joints with dowel type fasteners in solid wood panels. International council for research and innovation in building and construction, 2006 Florence, Italy. CIB-W18/39-7-5.
- BLAS, H. J. & UIBEL, T. Edge joints with dowel type fasteners in cross laminated timber. International council for research and innovation in building and construction, 2007 Bled, Slovenia. CIB-W18/40-7-2.
- BOVIM, N. I. 2014. Beregning av stiv skrive basert på FE-metode.
- BOVIM, N. I., ELLINGSRUD, O., GLASØ, G., JACOBSEN, B. & SOLLI, K. H. 2007. *Mekaniske treforbindelser*.
- BYGGFORSK 2006. 523.291 Laftede vegger. In: KRISTENSEN, T. (ed.).
- BYGGFORSK 2013. 421.051 Statikkformler for bjelker. In: EINSTADBLAND, H. (ed.).
- EIDE, S. 2014. Befaringsrapport - Studentboliger UMB, Ås, fuktmålinger. Treteknisk. ETA-11/0190 European Technical Approval. *Würth self-tapping screws*.
- EUROCODE-5 Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Standard Norge.
- GAGNON, S., BILEK, E. M. T., PODESTO, L. & CREPELL, P. 2013. CLT - Introduction to cross-laminated timber. *CLT Handbook*. U.S. ed.
- GREEN, M. C. 2012. Tall Wood. *The case for tall wood buildings*. mgb ARCHITECTURE + DESIGN.
- GUTTU, J. 2011. *Boligvisjoner*, Forlaget Press.
- HUSBANKEN 2013. Presentasjon SiÅs Pentagon II - byggetrinn 1.
- HØYERFINSETH.AS 2013. As-built dokumenter.
- MASSIVTRÅHANDBOKEN 2006. Svensk massivtreindustri.
- MAYR-MELNHOF M1 BSP crossplan. *Technical data*. Mayr-Melnhof Kaufmann Group.
- MYTICON 2012. Specifiers guide for Assy structural screws. Timber Connector Inc.
- MØRCH, L. C. 2014. *FEM-modellering av et fleretasjes trehus med henblikk på optimalisering av forbindelser mellom massivtreelementer*. Masteroppgave, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet.
- SCHRØDER, A. 2013. *Styrke og stivhet for skrueforbindelser i massivtre*. Masteroppgave, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet.
- SVERRE, T. 2013. Tre og fuktighet - fra produsent til forbruker. *Håndbok*, Treteknisk.
- TOMASI, R., CROSATI, A. & PIAZZA, M. 2010. Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws. *Construction and building materials*. University of Trento, Italy.
- TRETEKNISK 2006. Bygge med massivtreelementer. *Håndbok*, Hefte 1 - Generelt.
- UIBEL, T., BLAS, H. J. & BEJTKA, I. 2006. *Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde*, Universitätsverlag Karlsruhe.
- VOLLEN, Ø. 2008. *Mekanikk for ingeniører - Statikk og fasthetslære*, nki forlaget.
- AARSTAD, J. & HORN, H. 2012. Fjell barnehage, Drammen - Instrumentering og måling av trefuktighet og temperatur i massivtreelementer. Treteknisk.

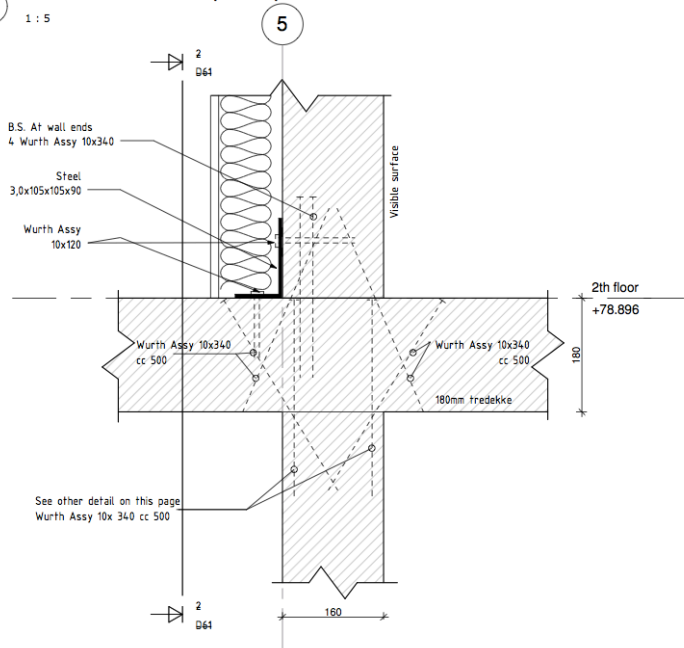


# 9. Vedlegg

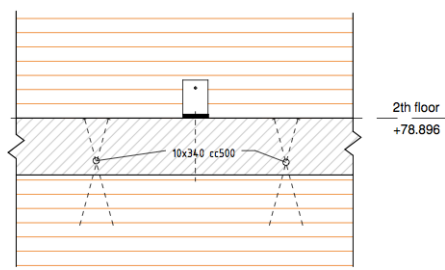
## 9.1. Vedlegg A- "As-built" dokumenter

Det vises ikke til alle "as-built" dokumenter til Palisaden her, men kun noen utvalgte detaljtegninger av de ulike skrueforbindelsene og tegninger av stålbeslag som er relevante for oppgaven.

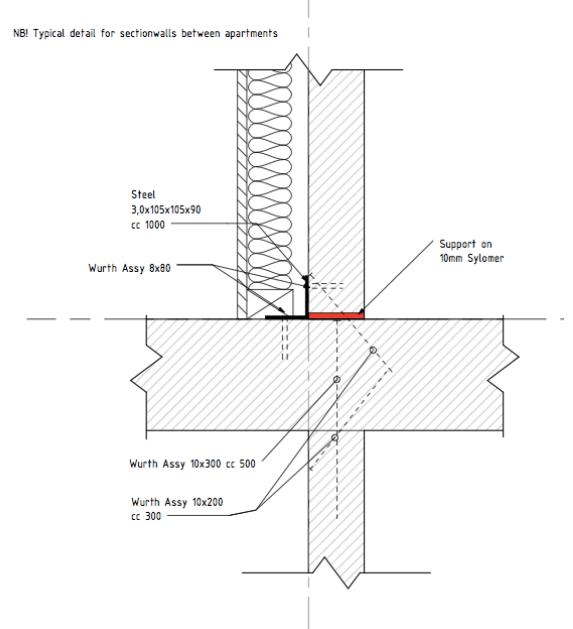
1 TYP connectin Wall/Floor/Wall  
1 : 5



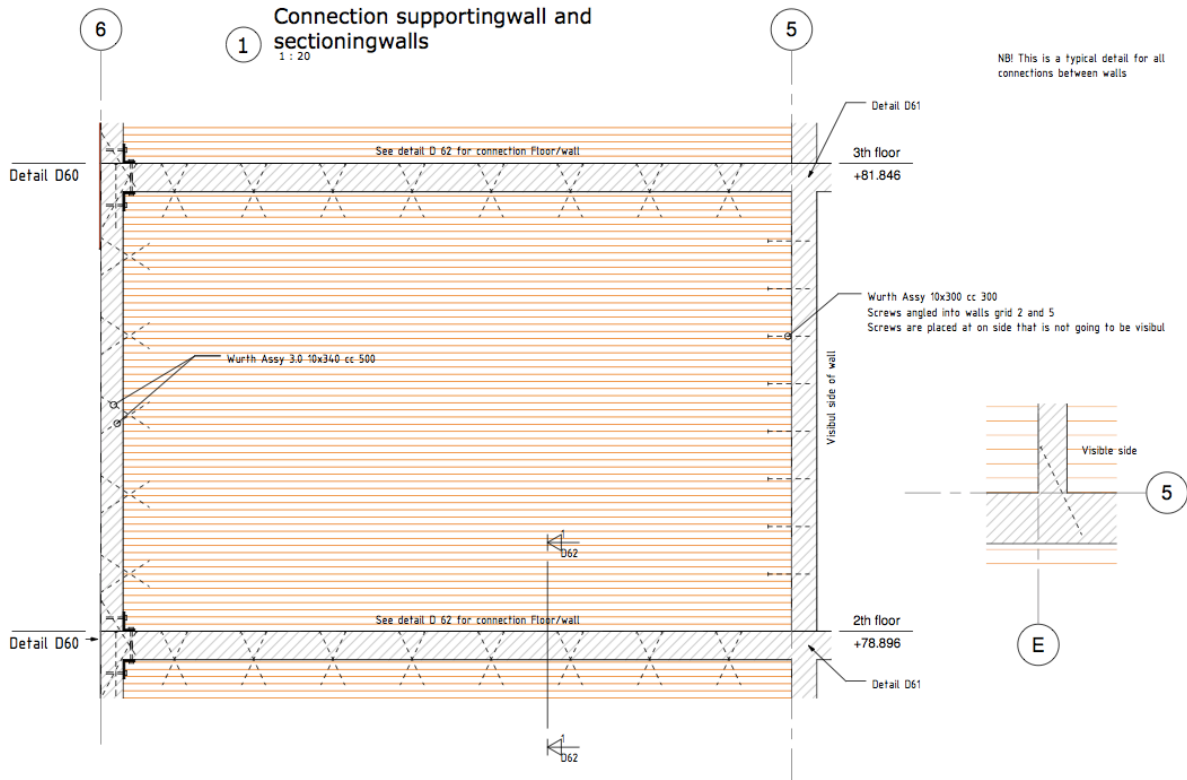
2 Connection wall/floor/wall grid 2 and 5  
1 : 10



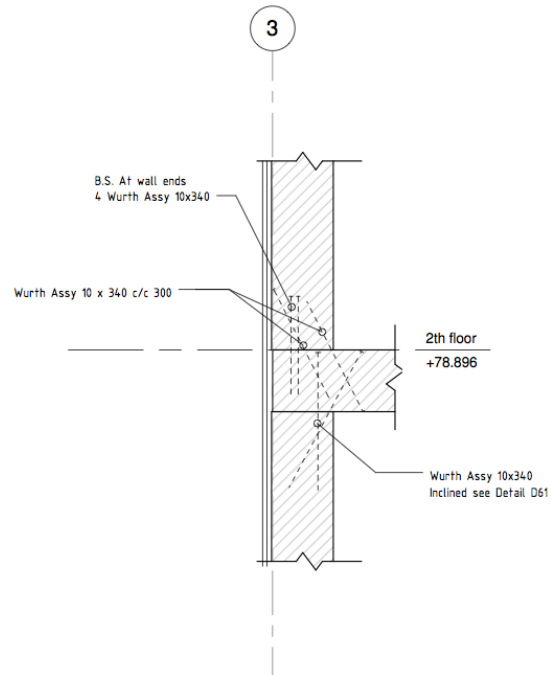
1 Inside walls between bedrooms  
1 : 5

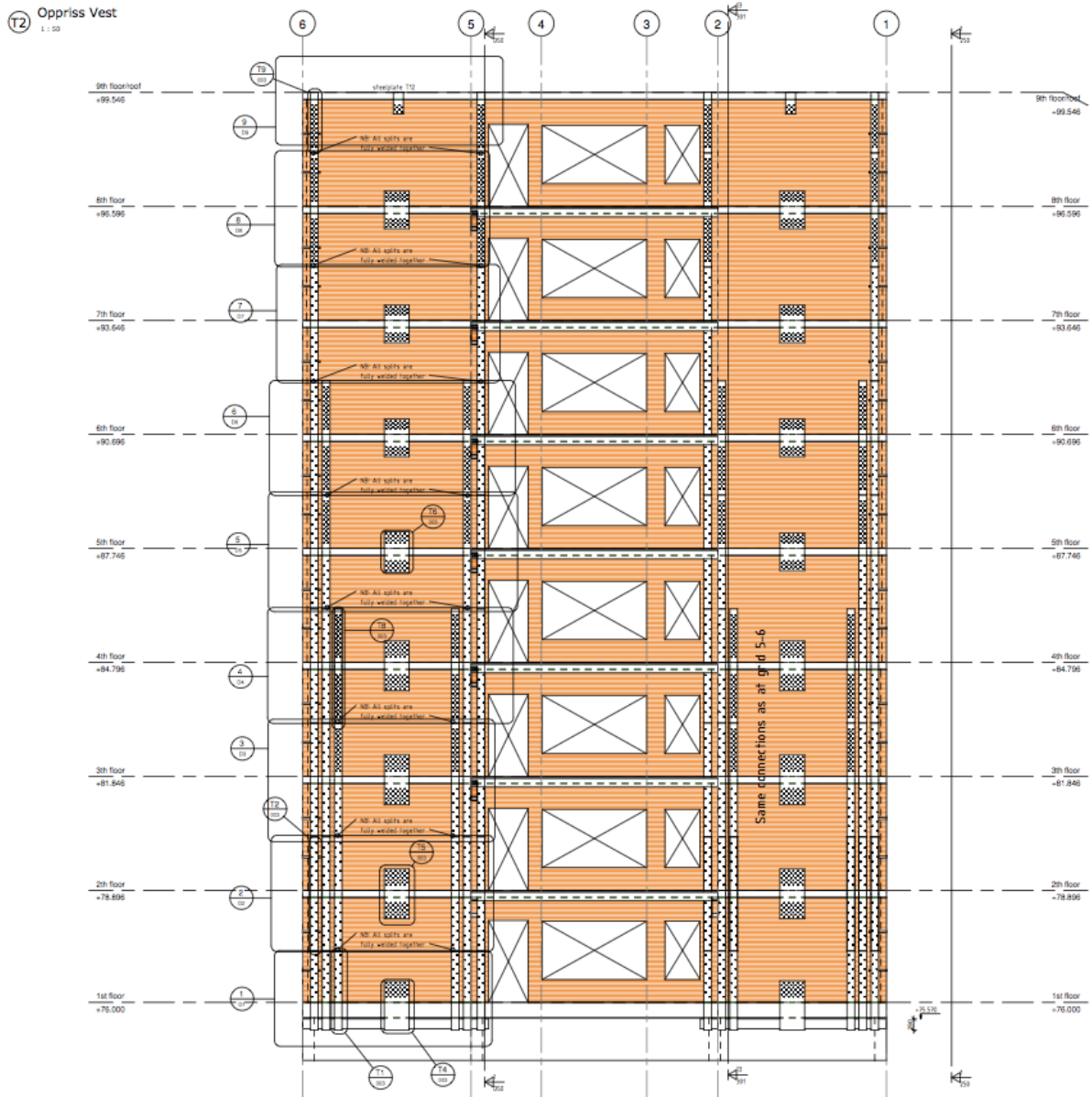


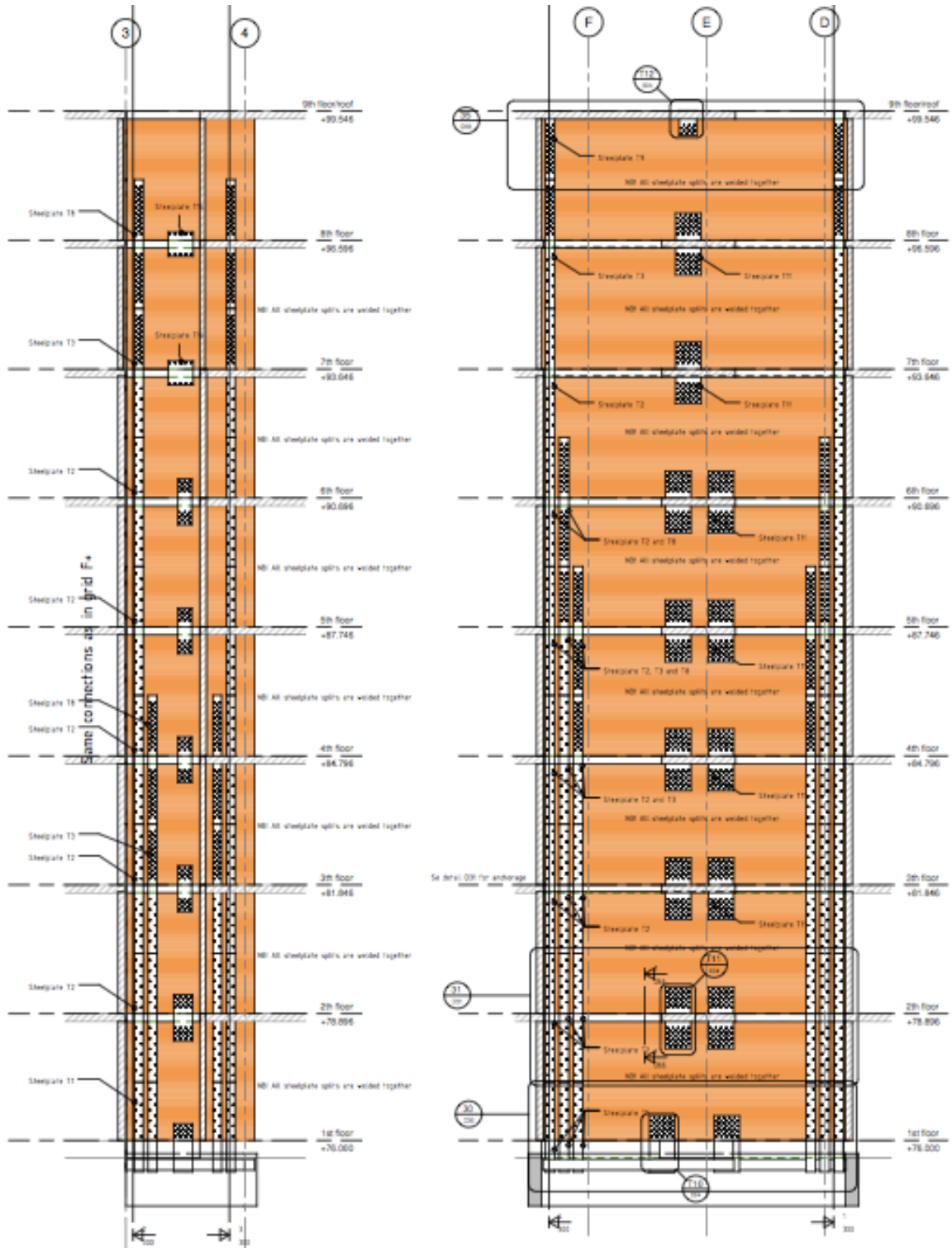
2 Co bet  
1 : 5

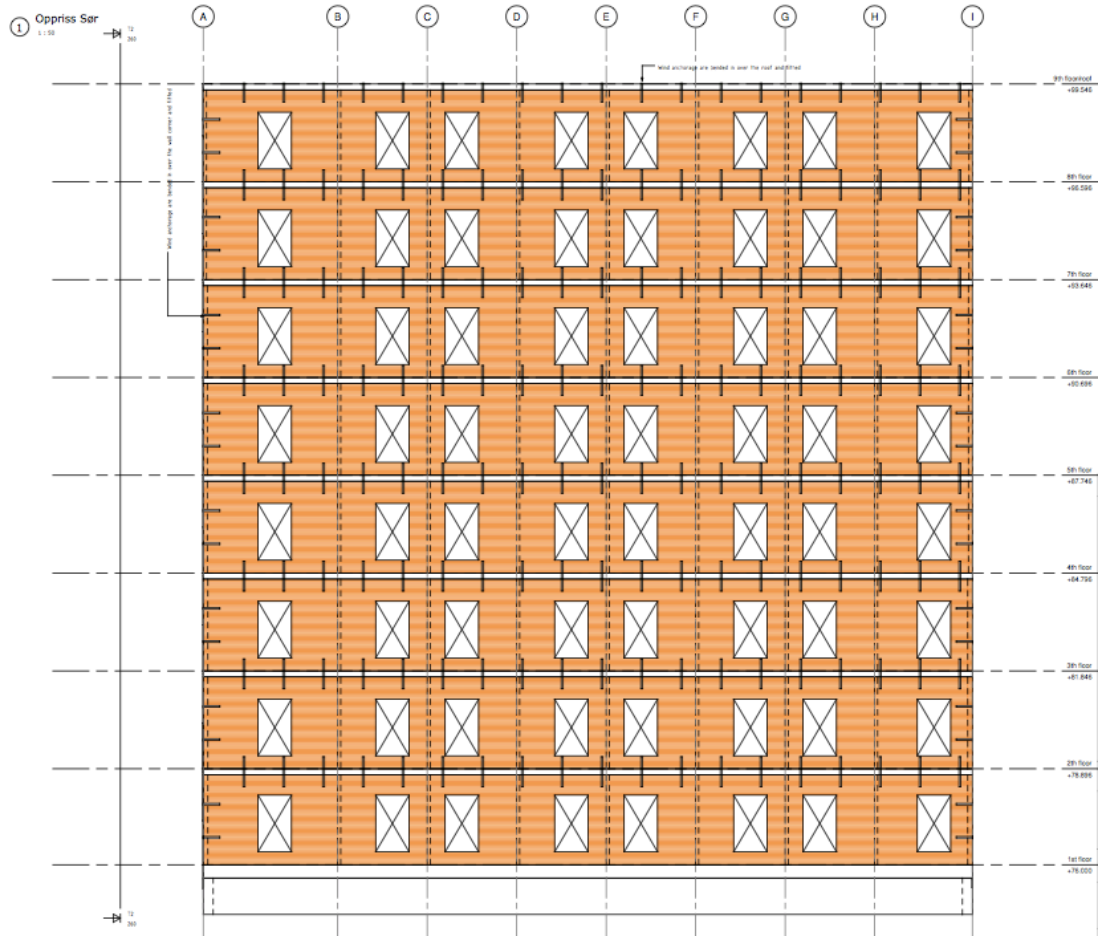


**1** Walls around stairs and shaft  
1 : 10







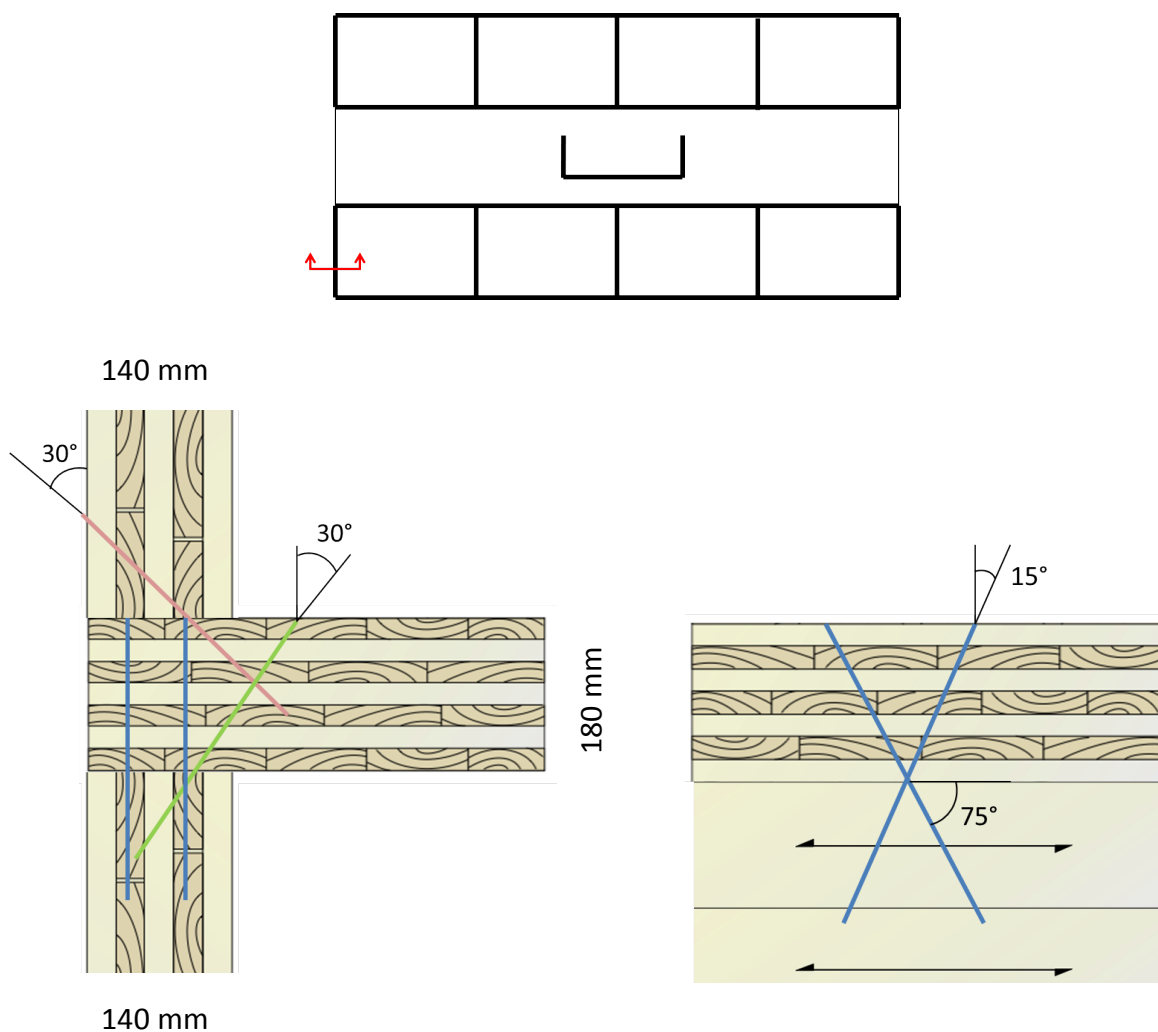




## 9.2. Vedlegg B – Skruekapasiteter til hver forbinder

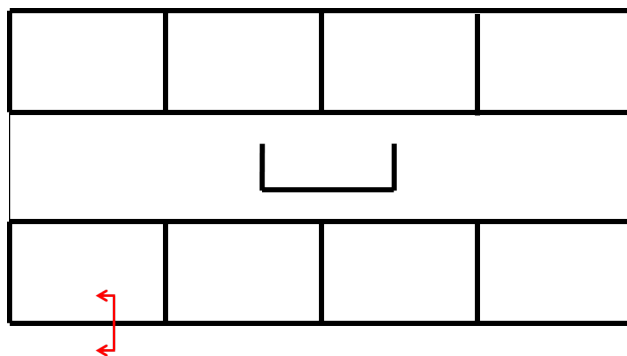
Røde skruer virker i forbindelsen mellom overliggende vegg og dekke, og grønne og blå skruer virker i forbindelsen mellom underliggende vegg og dekke. Utregningen av disse kapasitetene er funnet i vedlegget "Kapasiteter.xlsm".

### Gavl – Type 1

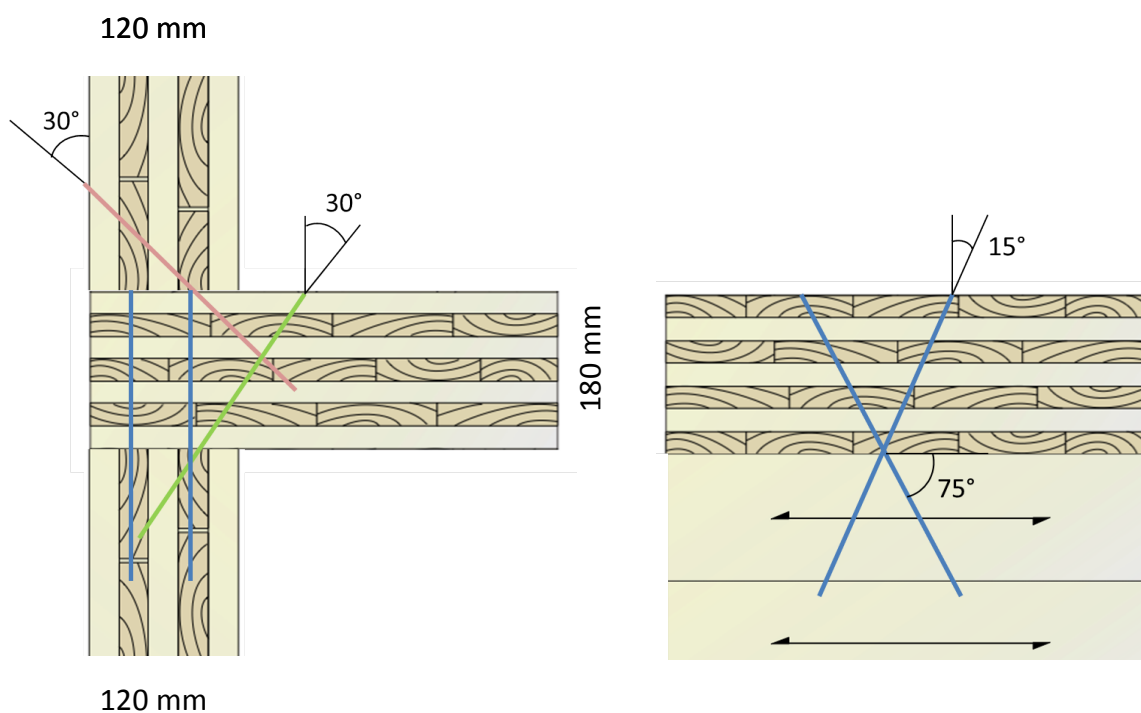


Tabell 9.2-1: Skruekapasiteter

KAPASITETER	Rød skrue	Grønn skrue	Blå skrue	Benevning	
Uttrekkskap.: $F_{ax,k}$	15117	13993	18187	N	per skrue
Bruddstyrke: $F_{v,Rk}$	8121	7840	7652	N	per skrue
Stivhet: $K_{ser}$	4572	4572	4886	N/mm	per skrue



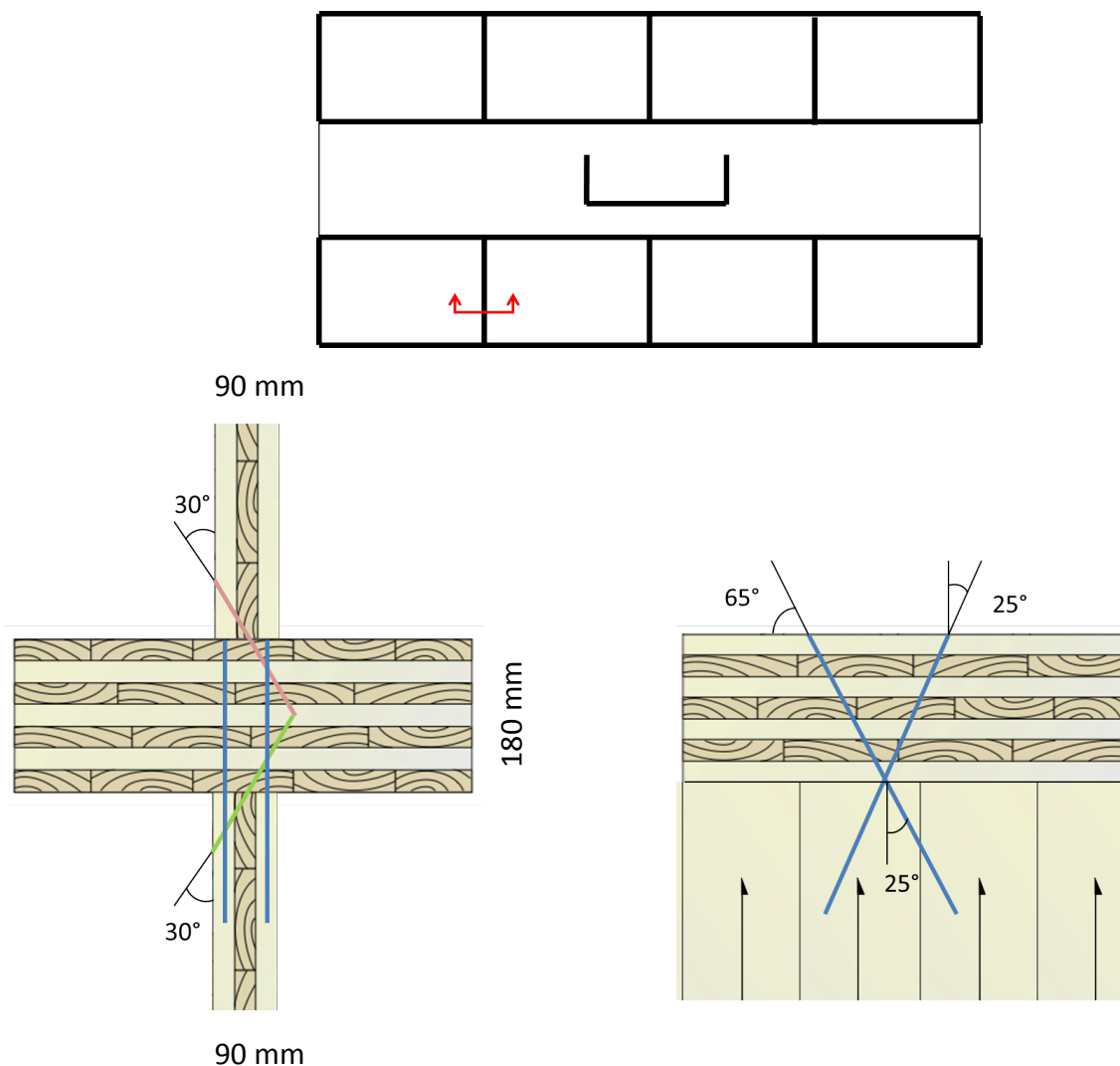
### Ytre langvegg - Type 2



Tabell 9.2-2: Skruekapasiteter

KAPASITETER	Rød skrue	Grønn skrue	Blå skrue	Benevning	
Uttrekkskap.: $F_{ax,k}$	17367	13993	18187	N	per skrue
Bruddstyrke: $F_{v,Rk}$	8579	7736	7652	N	per skrue
Stivhet: $K_{ser}$	4572	4572	4886	N/mm	per skrue

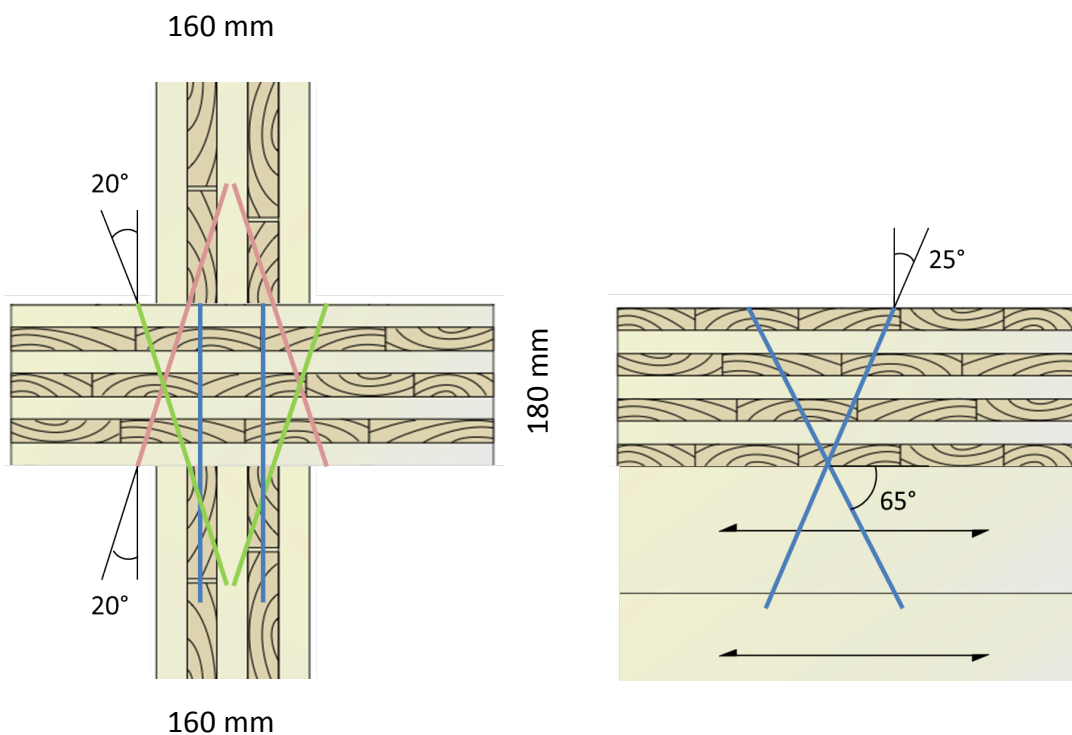
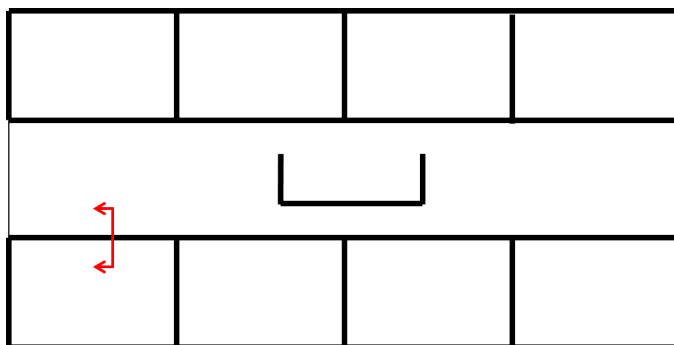
### Innvendige skillevegger i tverretning - Type 3



Tabell 9.2-3: Skrukekapasiteter

KAPASITETER	Rød skrue	Grønn skrue	Blå skrue	Benevning	
Uttrekkskap.: $F_{ax,k}$	9903	9903	10889	N	per skrue
Bruddstyrke: $F_{v,Rk}$	6818	6818	6793	N	per skrue
Stivhet: $K_{ser}$	4572	4572	5157	N/mm	per skrue

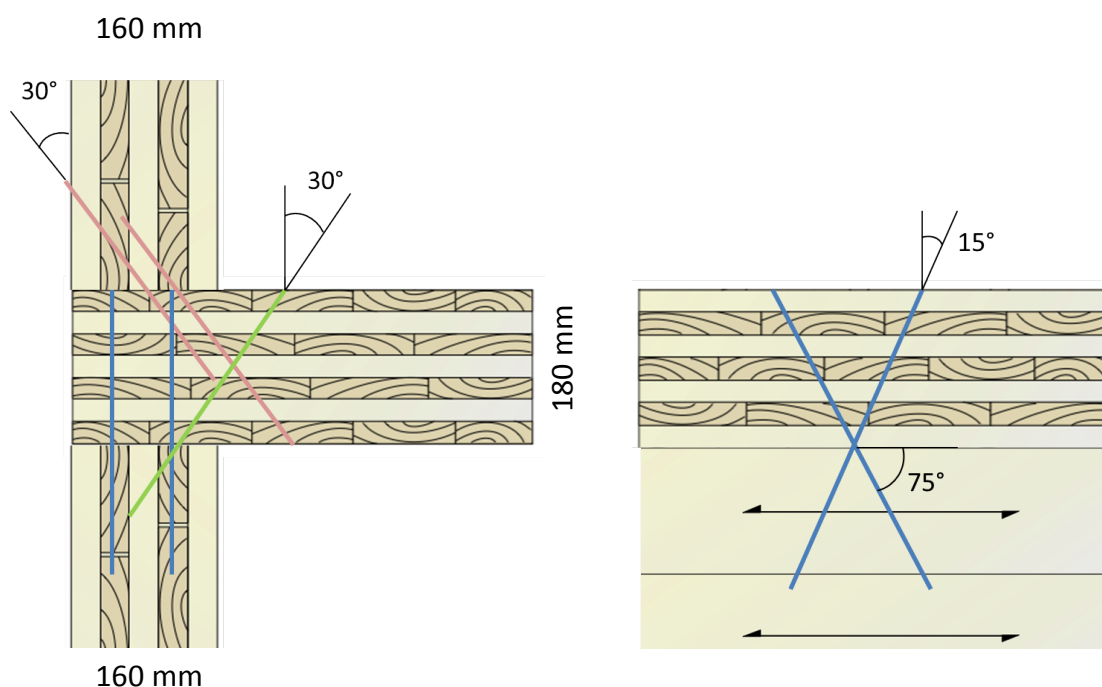
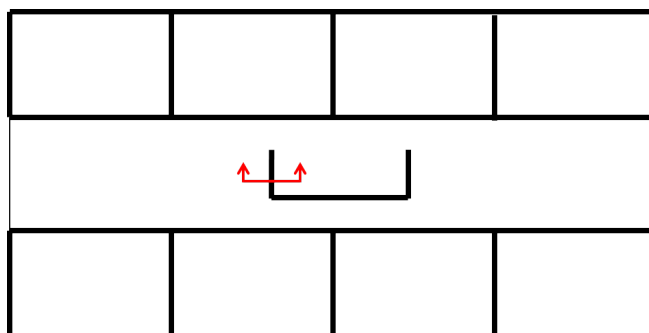
### Innvendige skillevegger i langsgående retning - Type 4



Tabell 9.2-4: Skruerekapasiteter

KAPASITETER	Rød skruer	Grønn skruer	Blå skruer	Benevning	
Uttrekkskap.: $F_{ax,k}$	15186	15186	16512	N	per skruer
Bruddstyrke: $F_{v,Rk}$	8034	8034	10400	N	per skruer
Stivhet: $K_{ser}$	4572	4572	5356	N/mm	per skruer

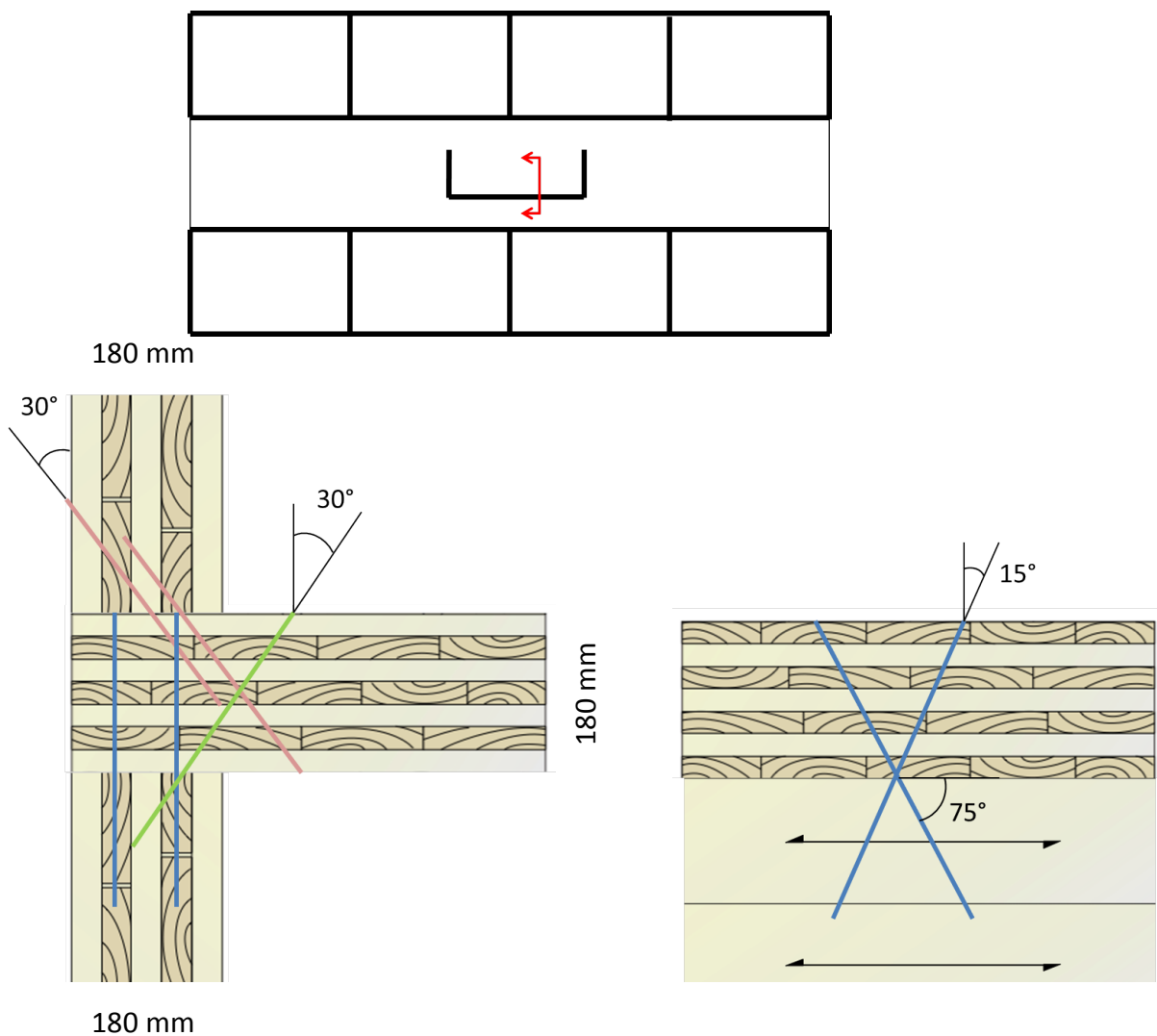
## Sjaktvegger - Type 5



Tabell 9.2-5: Skrukekapasiteter

KAPASITETER	Rød skruer 1	Rød skruer 2	Grønn skruer	Blå skruer	Benevning	
Uttrekkskap.: $F_{ax,k}$	16621	13993	13993	18187	N	per skruer
Bruddstyrke: $F_{v,Rk}$	8393	7840	7840	7652	N	per skruer
Stivhet: $K_{ser}$	4572	4572	4572	4886	N/mm	per skruer

### Langsgående sjaktvegg - Type 6



Tabell 9.2-6: Skrukapasiteter

KAPASITETER	Rød skruer 1	Rød skruer 2	Grønn skruer	Blå skruer	Benevning	
Uttrekkskap.: $F_{ax,k}$	16621	13993	13993	18187	N	per skruer
Bruddstyrke: $F_{v,Rk}$	8295	7736	7736	7652	N	per skruer
Stivhet: $K_{ser}$	4572	4572	4572	4886	N/mm	per skruer

### 9.3. Vedlegg C - Skjærkapasiteter

Tabell 9.3-1: Skjærkapasiteter til forbindelsen mellom overliggende vegg og dekke

Beskrivelse	Typenr.	Veggnr.	K_ser, per skruer	F_v,Rk, per skruer	F_v,Rd, per skruer	lengde [mm]	c/c [mm]	n	n_ef	Antall	Stivet [kN/m]	F_v,Rd [kN]
Ytre langvegg	2	1	4572	8579	5939	22600	300	75	60	1	342921	356,3
Ytre langvegg	2	2	4572	8579	5939	22600	300	75	60	1	342921	356,3
Gavl	1	3	4572	8121	5623	4300	300	14	13	1	64012	73
Gavl	1	4	4572	8121	5623	4300	300	14	13	1	64012	73
Gavl	1	5	4572	8121	5623	4300	300	14	13	1	64012	73
Gavl	1	6	4572	8121	5623	4300	300	14	13	1	64012	73
Indre langvegg	4	7	4572	8034	5562	22600	300	75	60	2	685843	667,4
Indre langvegg	4	8	4572	8034	5562	22600	300	75	60	2	685843	667,4
Indre kortvegg	3	9	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3
Indre kortvegg	3	10	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3
Indre kortvegg	3	11	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3
Indre kortvegg	3	12	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3
Indre kortvegg	3	13	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3
Indre kortvegg	3	14	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3
Sjakt lang	6	15	4572	7736	5356	6600	300	22	19	2	201180	203,5
Sjakt kort	5	16	4572	7840	5428	2700	300	9	8	2	82301	86,8
Sjakt kort	5	17	4572	7840	5428	2700	300	9	8	2	82301	86,8

Tabell 0-1: Skjærkapasiteter til forbindelsene mellom underliggende vegg og dekke

Beskrivelse	Typenr.	Veggnr.	K_ser, per skruer	F_v,Rk, per skruer	F_v,Rd, per skruer	lengde [mm]	c/c [mm]	n	n_ef	Antall	Stivet [kN/m]	F_v,Rd [kN]	
Ytre langvegg	2	1	4886	13993	9688	22600	300	75	60	1	366483	581,2	
Ytre langvegg	2	2	4886	13993	9688	22600	300	75	60	1	366483	581,2	
Gavl	1	3	4886	7840	5428	4300	300	14	13	1	68410	70,5	
Gavl	1	4	4886	7840	5428	4300	300	14	13	1	68410	70,5	
Gavl	1	5	4886	7840	5428	4300	300	14	13	1	68410	70,5	
Gavl	1	6	4886	7840	5428	4300	300	14	13	1	68410	70,5	
Indre langvegg	4	7	4572	8034	5562	22600	500	45	43	2	411506	478,3	
Indre langvegg	4	8	4572	8034	5562	22600	500	45	43	2	411506	478,3	
Indre kortvegg	3	9	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3	
Indre kortvegg	3	10	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3	
Indre kortvegg	3	11	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3	
Indre kortvegg	3	12	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3	
Indre kortvegg	3	13	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3	
Indre kortvegg	3	14	4572	6818	4720	4300	300	14	13	1	64012	61,3	
Sjakt lang	6	15	4572	7736	5356	6600	300	22	19	1	100590	101,7	
Sjakt kort	5	16	4572	7840	5428	2700	300	9	8	1	41150	43,4	
Sjakt kort	5	17	4572	7840	5428	2700	300	9	8	1	41150	43,4	
												893528	1038,5
												146516	133,5
												439780	1082,8
												439780	1082,8
												78183	84,7
												78183	84,7
												78183	84,7
												78183	84,7
												78183	84,7
												482022	619,2
												482022	619,2
												82504	75,2
												82504	75,2
												82504	75,2
												82504	75,2
												82504	75,2
												82504	75,2
												118879	139,2
												48864	52,9
												48864	52,9

## Utregning av total kapasitet ved samvirkende skruer

Samvirke av grønne og blå skruer langs ytre langsgående vegg:

Blå skruer langs veggen:

$$u_{blå} = \frac{1082,8 \text{ kN}}{439780 \text{ kN/m}} = 2,5 \cdot 10^{-3}$$

Grønne skruer langs veggen:

$$u_{grønne} = \frac{581,2 \text{ kN}}{366483 \text{ kN/m}} = 1,59 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Effektiv kapasitet}_{blå} = 439780 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,59 \cdot 10^{-3} = 699,3 \text{ kN}$$

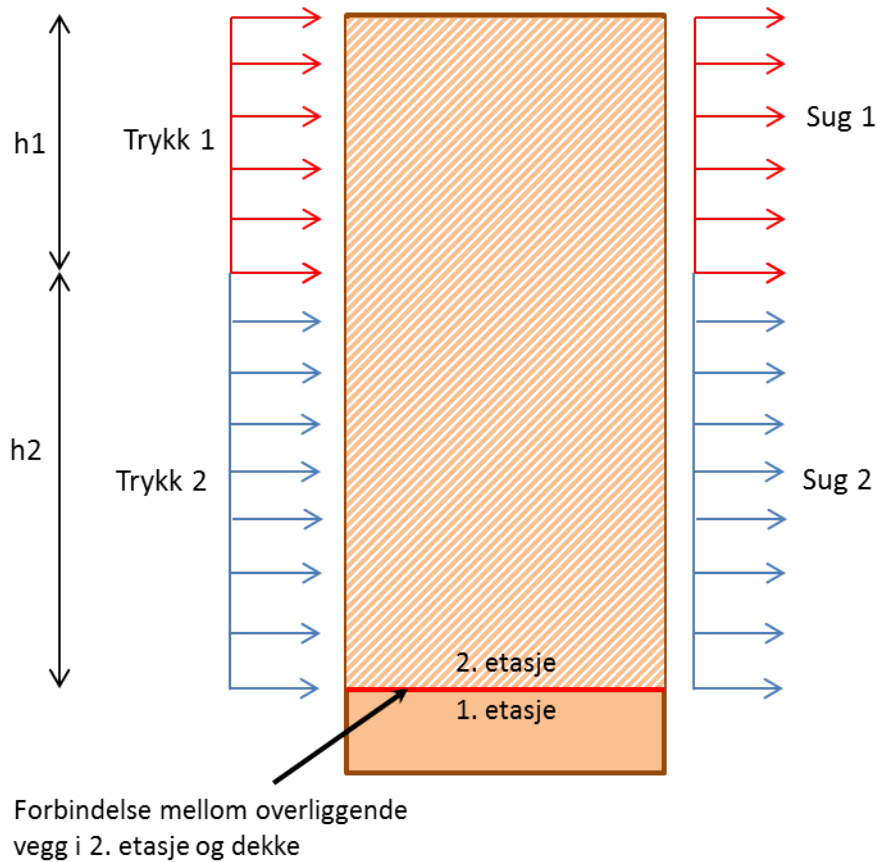
$$\text{kapasitet}_{total} = 581,2 \text{ kN} + 699,3 \text{ kN} = \mathbf{1278,6 \text{ kN}}$$



## 9.4. Vedlegg D – Vindkrefter

Utrekningene til disse vindkreftene finnes i det elektroniske vedlegget "Vindlaster og egenlaster.xlsm".

**Utrekning av vindkrefter for forbindelse mellom overliggende vegg og dekke, ved vind mot langvegg:**



$$h1 = \text{referansehøyde1} - \text{referansehøyde2}$$

$$h1 = 24\text{m} - 15\text{m} = 9\text{m}$$

$$h2 = \text{referansehøyde2} - 1 \text{ etasjehøyde}$$

$$h2 = 15\text{m} - 3\text{m} = 12\text{m}$$

$$\text{Linjelast i overliggende vegg} = (\text{trykk1} + \text{sug1}) \cdot h1 + (\text{trykk2} + \text{sug2}) \cdot h2$$

$$\text{Linjelast} = (1,21 + 0,64) \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 9\text{m} + (1,10 + 0,58) (\text{kN}/\text{m}^2) \cdot 12\text{m}$$

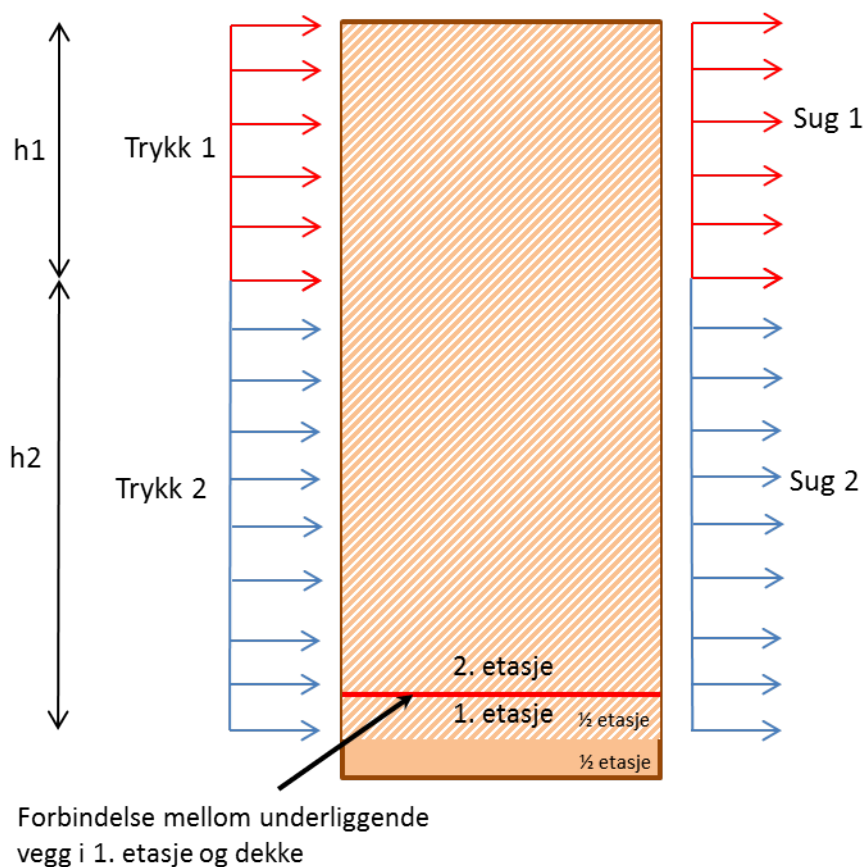
$$\text{Linjelast} = 36,8 \text{ (kN/m)}$$

Vindkraft mot langvegg = Linjelast i overliggende vegg · lengde av langvegg

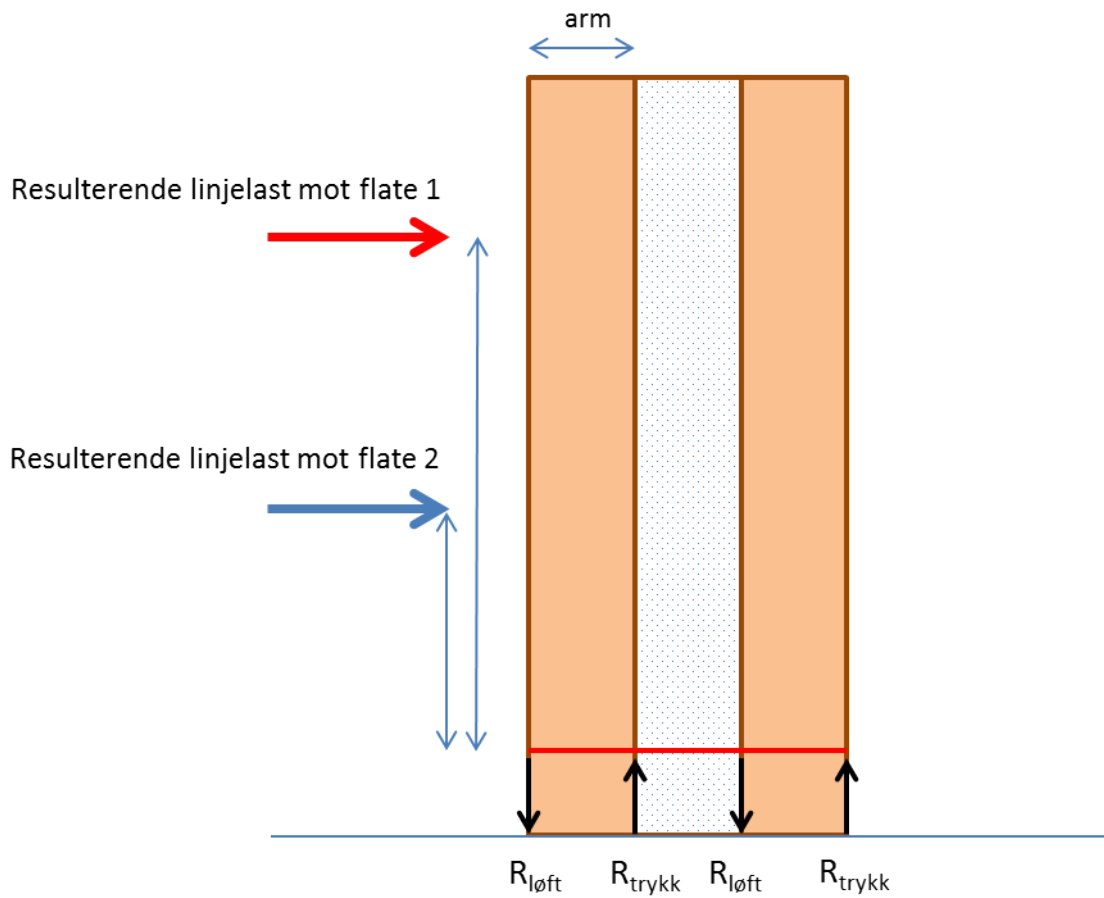
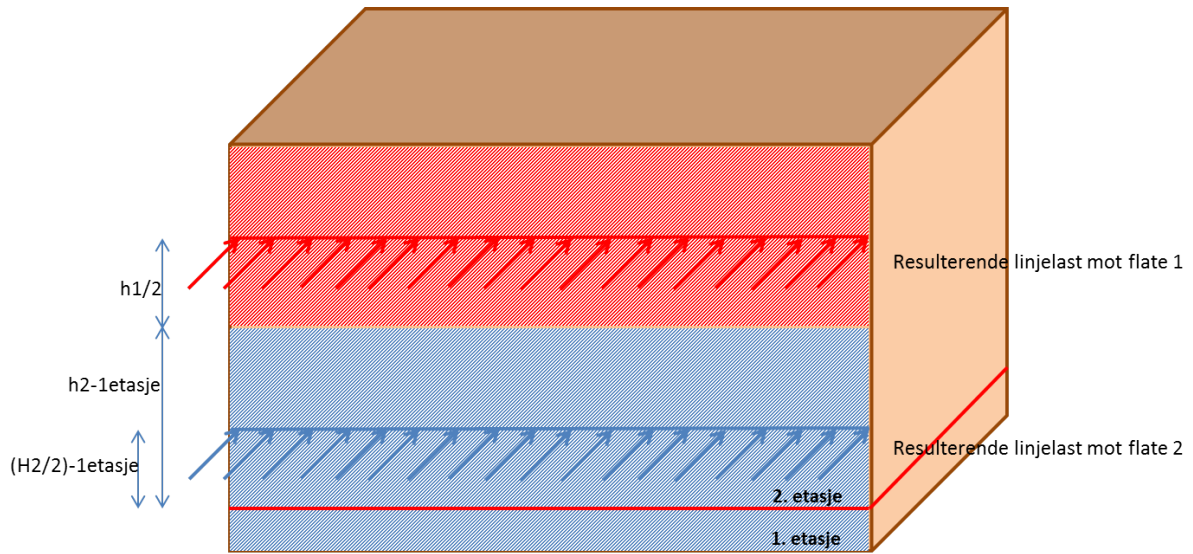
$$\text{Vindkraft} = 36,8 \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \cdot 23\text{m} = 846,6 \text{ kN}$$

**Utrekning av vindkrefter for forbindelse mellom underliggende vegg og dekke, ved vind mot langvegg:**

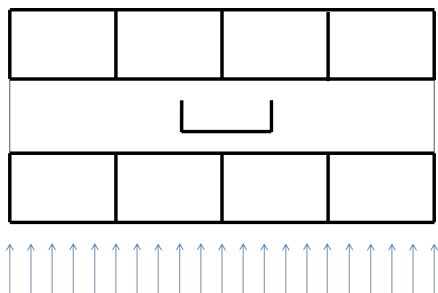
Ved beregning av forbindelsen mellom underliggende vegg og dekke, må halve etasjehøyden fra underveggen medberegnes.



Beregning av resulterende linjelaster:



### Vind mot langvegg:



### Vind mot overliggende langvegg

Denne verdien benyttes til beregning av forbindelser mellom overliggende vegg og dekke.

	brukslast	bruddlast	
Linjelast i overliggende vegg	36,8	<b>55,2</b>	kN/m
Vindkraft mot langvegg	846,6	<b>1269,9</b>	kN

### Vind mot dekke

Denne verdien benyttes til beregning av forbindelser mellom underliggende vegg og dekke.

	brukslast	bruddlast	
Linjelast i dekke	39,3	<b>59,0</b>	kN/m
Vindkraft mot langvegg	904,59	<b>1356,9</b>	kN

### Vind mot overliggende langvegg

Denne verdien benyttes til beregning av oppløft i bunn av vegg i 2. etasje.

	brukslast	bruddlast	
Resulterende linjelast mot flate 1	16,65	<b>25,0</b>	kN/m
Resultant mot flate 1	383,0	<b>574,4</b>	kN
Resulterende linjelast mot flate 2	25,2	<b>37,8</b>	kN/m
Resultant mot flate 2	579,6	<b>869,4</b>	kN

## 9.5. Vedlegg E – utskrift av skjærkapasitetsutnyttelse

### Analyse av stiv skive med lineært elastiske opplegg

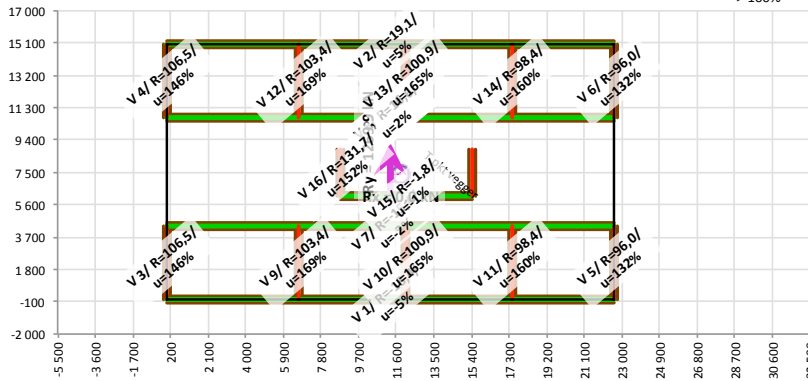
Prosjekt .....: Palisaden, Ås

Forutsetninger : - Elastisk FE-analyse, basert på stivhet av oppleggenes forbindelser  
- Skiven er absolutt stiv, oppleggene er lineært elastiske

Beregningsnorm : NS-EN 1995-1-1, NS-EN 1998-1

Skivelengde X .....: 22,60 m Vegginfo: Vegg nr /kraft /ugrad  
Skivehøyde Y .....: 15,00

Ugrad for vegger



#### Ytre belastning

	Resulterende kraft			
	R [kN]	Retn. [°]	Avst Origo [m]	Reaksjon [kN]
Skivelast i y-retn.	1269,95	90 °	11,30	1269,95
Skivelast i x-retn.	0,01	0 °	7,50	0,01

#### Oppleggenes tyngdepunkt (senterpunkt)

Y for tyngdepunkt	7,38 m
X for tyngdepunkt	11,85 m

#### Opplegg, geometri og resultater for: Palisaden, Ås

Vegg nr. og posisjon	Lengde [m]	Vinkel $0 \leq \alpha \leq 90^\circ$	Oppl.- type	Last Y-retn. Last X-retn. Sum kraft			Utn. grad	
				Tot. kap. [kN]	Kraft på oppl. kN	Kraft på oppl. kN		på oppl. i kN
Nr. 1 x=0,00 y=0,00	22,60	0 °		356,30	-18,45	0,00	-18,45	-5 %
Nr. 2 x=0,00 y=15,00	22,60	0 °		356,30	19,05	0,00	19,05	5 %
Nr. 3 x=0,00 y=0,00	4,30	90 °		73,00	106,55	0,00	106,55	146 %
Nr. 4 x=0,00 y=10,70	4,30	90 °		73,00	106,55	0,00	106,55	146 %
Nr. 5 x=22,60 y=0,00	4,30	90 °		73,00	96,00	0,00	96,00	132 %
Nr. 6 x=22,60 y=10,70	4,30	90 °		73,00	96,00	0,00	96,00	132 %
Nr. 7 x=0,00 y=4,30	22,60	0 °		667,40	-15,40	0,00	-15,39	-2 %
Nr. 8 x=0,00 y=10,70	22,60	0 °		667,40	16,60	0,00	16,60	2 %
Nr. 9 x=6,70 y=0,00	4,30	90 °		61,30	103,42	0,00	103,42	169 %
Nr. 10 x=12,10 y=0,00	4,30	90 °		61,30	100,90	0,00	100,90	165 %
Nr. 11 x=17,50 y=0,00	4,30	90 °		61,30	98,38	0,00	98,38	160 %
Nr. 12 x=6,70 y=10,70	4,30	90 °		61,30	103,42	0,00	103,42	169 %
Nr. 13 x=12,10 y=10,70	4,30	90 °		61,30	100,90	0,00	100,90	165 %
Nr. 14 x=17,50 y=10,70	4,30	90 °		61,30	98,38	0,00	98,38	160 %
Nr. 15 x=8,80 y=6,15	6,60	0 °		203,50	-1,80	0,00	-1,80	-1 %
Nr. 16 x=8,80 y=6,15	2,70	90 °		86,80	131,71	0,00	131,71	152 %
Nr. 17 x=15,40 y=6,15	2,70	90 °		86,80	127,75	0,00	127,75	147 %
				0,00				
				0,00				
				0,00				

## 9.6. Vedlegg F- Egenvekt

Ved beregning av tyngden er det beregnet tyngde av hvert element. Elementene varierer i tykkelse oppover i etasjene. Bygningsdelen "Vegg innv. lang 1-3" betyr innvendig langsgående vegg i 1. 2. og 3. etasje. Størrelsen på elementene er hentet fra elementtegninger fra "as-built" dokumenter. De største utsparingene er ikke medregnet i den totale tyngden til elementet. Dekket kan gjøres tyngre ved å legge på et lag med betong over hele flaten.

### Tyngden til de ulike bygningsdelene

Bygningsdel	Hele elementer		Utsparinger		tykkelse [mm]	Volum [m <sup>3</sup> ]	Vekt [kg]	Tyngde [kN]	Flatetyngde [kN/m <sup>2</sup> ]
	lengde[mm]	bredde[mm]	lengde[mm]	bredde[mm]					
Dekke	23206	15106	6951	2726	180	59,7	28650,4	281,1	0,815
Vegg innv. lang 1-3	22926	2770	910	2055	160	7,8	3728,2	36,6	
Vegg innv. lang 4-6	22926	2770	910	2055	130	6,3	3029,2	29,7	
Vegg innv. lang 7-8	22926	2770	910	2055	100	4,9	2330,1	22,9	
Vegg utv. lang 1-6	22926	2770	1010	1710	120	6,0	2862,0	28,1	
Vegg utv. lang 7-8	22926	2770	1010	1710	100	5,0	2385,0	23,4	
Vegg innv. tverr 1-8	4300	2770	0	0	90	1,1	514,6	5,0	
Vegg utv. tverr 1-3	4300	2770	0	0	140	1,7	800,4	7,9	
Vegg utv. tverr 4-6	4300	2770	0	0	120	1,4	686,1	6,7	
Vegg utv. tverr 7-8	4300	2770	0	0	100	1,2	571,7	5,6	
Sjakt lang 1-3	6600	2770	0	0	180	3,3	1579,6	15,5	
Sjakt lang 4-6	6600	2770	0	0	160	2,9	1404,1	13,8	
Sjakt lang 7-8	6600	2770	0	0	120	2,2	1053,0	10,3	
Sjakt tverr 1-6	2700	2770	0	0	160	1,2	574,4	5,6	
Sjakt tverr 7-8	2700	2770	0	0	120	0,9	430,8	4,2	

Bygningsdel	Hele elementer		Utsparinger		tykkelse [mm]	Volum [m <sup>3</sup> ]	Vekt [kg]	Tyngde [kN]	Flatetyngde [kN/m <sup>2</sup> ]
	lengde [mm]	bredde [mm]	lengde [mm]	bredde [mm]					
50 mm betong på dekket	23206	15106	6951	2726	50	16,6	39792,2	390,4	1,131

### Sum av alle etasjene fra og med 2. Etasje og oppover

Lasten av alle etasjer fra og med 2. etasje	Tyngde pr. del [kN]	Antall elementer	Tyngde av alt [kN]
Dekke	281,1	7	1967,4
Gavlvegg	47,1	4	188,5
Innvendig tverrvegg	35,3	6	212,0
Tverrgående sjaktvegg	36,6	2	73,3
Langsgående yttervegg	187,2	2	374,4
Langsgående innervegg	208,0	2	416,0
Langsgående sjaktvegg	93,0	1	93,0
<b>TOTAL vekt av bygget f.o.m.2.etasje</b>			<b>3324,5</b>

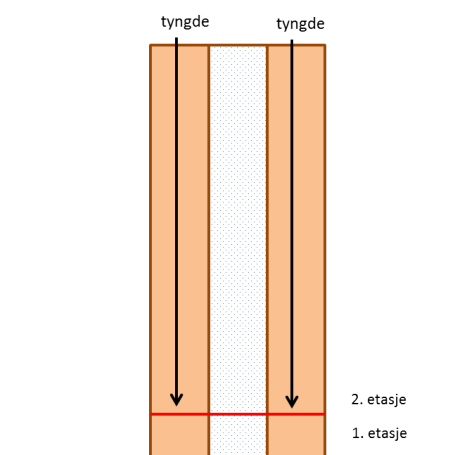
## Vekt av bygningsdeler fra og med 2. etasje og oppover

For detaljert beregning se excel-arket "Vindlaster og egenlaster".

### Tverrgående vegger:

Nedenfor er det vist hvordan tyngden er funnet for en gavlvegg:

Viktig å merke seg at denne kraften gjelder tyngden til gavlveggen i to deler, da utsparingene er så store i veggpartiet i mellom.



Gavlvegg:	Tyngde pr. del [kN]	Antall etasjer	Tyngde [kN]
Vegg utv. tverr 1-3	7,9	2	15,7
Vegg utv. tverr 4-6	6,7	3	20,2
Vegg utv. tverr 7-8	5,6	2	11,2
Tyngde for hver del i gavlvegg ned til 2. etasje			<b>47,1</b>

Innvendig tverrvegg:	Tyngde pr. del [kN]	Antall etasjer	Tyngde [kN]
Vegg innv. tverr 1-8	5,0	7	35,3
Tyngde for hver del ned til 2. etasje			<b>35,3</b>

Tverrgående sjaktvegg:	Tyngde pr. del [kN]	Antall etasjer	Tyngde [kN]
Sjakt tverr 1-6	5,6	5	28,2
Sjakt tverr 7-8	4,2	2	8,5
Tyngde for hver del ned til 2. etasje			<b>36,6</b>

**Langsgående vegger og dekker:**

Langsgående yttervegg:	Tyngde pr. del [kN]	Antall etasjer	Tyngde [kN]
Vegg utv. lang 1-6	28,1	5	140,4
Vegg utv. lang 7-8	23,4	2	46,8
Tyngde for hver del ned til 2. etasje			<b>187,2</b>

Tilstøtende dekke på langsgående yttervegg:	Tyngde pr. del [kN]	Areal		Antall etasjer	Tyngde [kN]
		L	B		
Dekke -kun langvegger	0,8	23	2,15	7	<b>282,0</b>
Dekke - alle vegger	0,8	23	15	7	<b>98,4</b>

5 %

Tilstøtende dekke på langsgående yttervegg:	Tyngde pr. del [kN]	Areal		Antall etasjer	Tyngde [kN]
		L	B		
50 mm betong på dekke	1,1	23	2,15	7	<b>391,7</b>
Dekke - alle vegger	1,1	23	15	7	<b>136,6</b>

5 %

Langsgående innerrvegg:	Tyngde pr. del [kN]	Antall etasjer	Tyngde [kN]
Vegg innv. lang 1-3	36,6	2	73,1
Vegg innv. lang 4-6	29,7	3	89,1
Vegg innv. lang 7-8	22,9	2	45,7
Tyngde for hver del ned til 2. etasje			<b>208,0</b>

Tilstøtende dekke på langsgående innervegg:	Tyngde pr. del [kN]	Areal		Antall etasjer	Tyngde [kN]
		L	B		
Dekke - kun langvegger	0,8	23	4,85	7	<b>636,1</b>
Dekke - alle vegger	0,8	23	15	7	<b>196,7</b>

10 %

Tilstøtende dekke på langsgående innervegg:	Tyngde pr. del [kN]	Areal		Antall etasjer	Tyngde [kN]
		L	B		
50 mm betong på dekke	1,1	23	4,85	7	<b>883,5</b>
Dekke - alle vegger	1,1	23	15	7	<b>273,3</b>

10 %

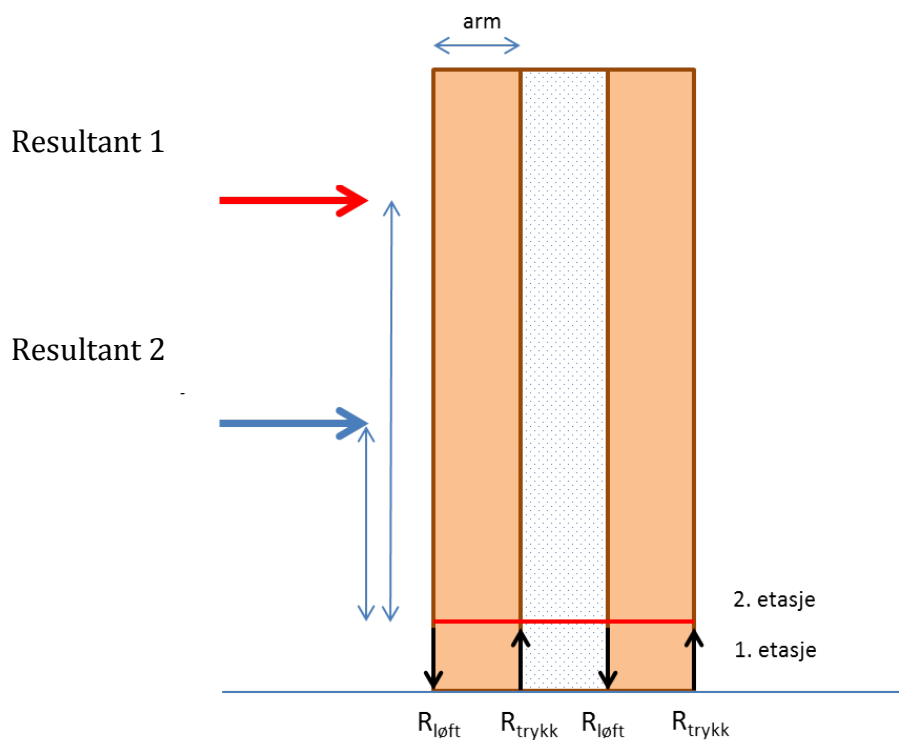
Langsgående sjaktvegg:	Tyngde pr. del [kN]	Antall etasjer	Tyngde [kN]
Sjakt lang 1-3	15,5	2	31,0
Sjakt lang 4-6	13,8	3	41,3
Sjakt lang 7-8	10,3	2	20,7
Tyngde for hver del ned til 2. etasje			<b>93,0</b>



## 9.7. Vedlegg G - beregning av oppløftskrefter

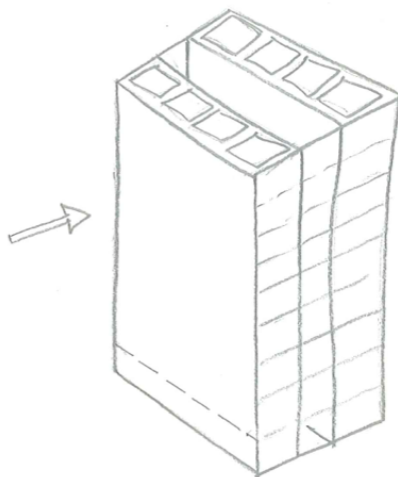
Beregning av moment:

$$M_x = \text{Resultant 1} \cdot \text{Høyde 1} + \text{Resultant 2} \cdot \text{Høyde 2}$$

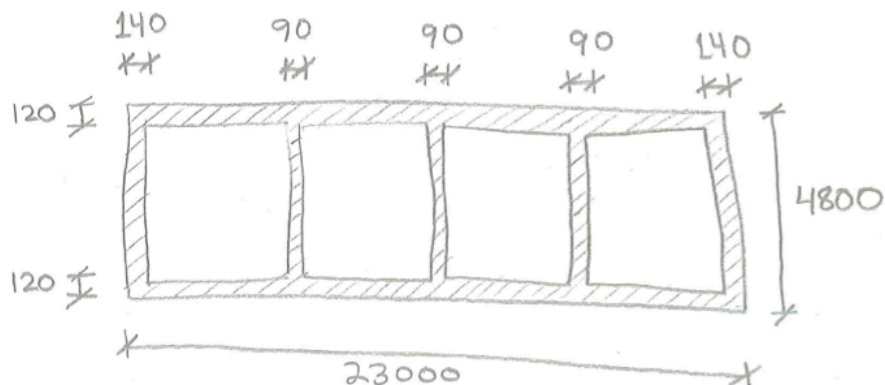


$$M_x = \frac{574,4 \text{ kN}}{4,8 \text{ m} \cdot 2} \cdot 4,8 \text{ m} \cdot \left( \frac{9 \text{ m}}{2} + 15 \text{ m} - 3 \text{ m} \right) + \frac{869,4 \text{ kN}}{4,8 \text{ m} \cdot 2} \cdot 4,8 \text{ m} \cdot \left( \frac{15 \text{ m}}{2} - 3 \text{ m} \right)$$

$$M_x = 6,7 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$



Siden jeg har antatt at tverrsnittet til hver del er symmetrisk, for å gjøre det enklest mulig, kan treghetsmomentet finnes ved å finne treghetsmomentet for hele tverrsnittet fir deretter å subtrahere treghetsmomentene fra de "åpne" partiene.



Figur 9.7-1: Forenklet modell av "profilen". Regner som om den er symmetrisk, selv om den ikke helt er det.

$$b_2 = \frac{23000 - 140 - 140 - 90 - 90 - 90}{4} = 5612,5 \text{ mm}$$

$$b_1 = 4800 - 120 - 160 = 4520 \text{ mm}$$

$$I_x = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} - 4 \cdot \left( \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} \right)$$

$$I_x = \frac{23000 \cdot 4800^3}{12} - 4 \cdot \left( \frac{5612,5 \cdot 4520^3}{12} \right)$$

$$I_x = 3,9 \cdot 10^{13}$$

$$W_x = \frac{I_x}{y_0} = \frac{3,9 \cdot 10^{13} \text{ mm}^3}{2400 \text{ mm}} = 1,63 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{6,7 \cdot 10^9 \text{ Nmm}}{1,44 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{\text{strek}} = 0,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 23000 \text{ mm} = 1131,2 \text{ k}$$

## 9.8. Vedlegg H - Beregning av uttrekkskapasiter med forskjellig antall skruer

Uttrekkskapasitet til skruene i ytre langvegg:

SKRUENES UTTREKSKAPASITET			F_ax,k,	F_ax,d,	lengde
Beskrivelse	Veggnr.		pr.skruer [N]	pr.skruer [N]	[mm]
Langvegg	Type 2	1	17367	12024	23000

c/c [mm]	n_ef	Antall pr.	F_ax,Rd,	F_ax,Rd,
				rett [kN]
300	49	1	589,2	510,2
290	51	1	613,2	531,0
280	52	1	625,2	541,5
270	54	1	649,3	562,3
260	56	1	673,3	583,1
250	58	1	697,4	603,9
240	60	1	721,4	624,8
230	63	1	757,5	656,0
220	65	1	781,5	676,8
210	68	1	817,6	708,1
200	71	1	853,7	739,3
190	74	1	889,7	770,5
180	78	1	937,8	812,2
170	82	1	985,9	853,8
160	87	1	1046,0	905,9
150	92	1	1106,2	958,0
140	98	1	1178,3	1020,4
130	105	1	1262,5	1093,3
120	113	1	1358,7	1176,6
110	122	1	1466,9	1270,3
100	133	1	1599,1	1384,9
90	146	1	1755,4	1520,2
80	163	1	1959,8	1697,3
70	184	1	2212,3	1915,9
60	211	1	2537,0	2197,1
50	249	1	2993,9	2592,8

**Uttrekkskapasitet til skruene i indre langvegg:**

SKRUENES UTTREKSKAPASITET			F_ax,k,	F_ax,d,	lengde
Beskrivelse	Veggnr.		pr.skruer [N]	pr.skruer [N]	[mm]
Langvegg	Type 4	8	15186	10513	23000

c/c [mm]	n_ef	Antall pr. forbinder	F_ax,Rd, akse [kN]	F_ax,Rd, rett [kN]
300	49	2	1030,3	892,3
290	51	2	1072,4	928,7
280	52	2	1093,4	946,9
270	54	2	1135,4	983,3
260	56	2	1177,5	1019,7
250	58	2	1219,5	1056,1
240	60	2	1261,6	1092,6
230	63	2	1324,7	1147,2
220	65	2	1366,7	1183,6
210	68	2	1429,8	1238,2
200	71	2	1492,9	1292,9
190	74	2	1556,0	1347,5
180	78	2	1640,1	1420,3
170	82	2	1724,2	1493,2
160	87	2	1829,3	1584,2
150	92	2	1934,4	1675,3
140	98	2	2060,6	1784,5
130	105	2	2207,8	1912,0
120	113	2	2376,0	2057,7
110	122	2	2565,2	2221,6
100	133	2	2796,5	2421,9
90	146	2	3069,9	2658,6
80	163	2	3427,3	2968,1
70	184	2	3868,9	3350,5
60	211	2	4436,6	3842,2
50	249	2	5235,6	4534,2

## 9.9. Vedlegg I – Elektroniske vedlegg

På CD ligger følgende filer vedlagt:

- "Kapasiteter.xlsl" – utregning av skjærkapasitet, uttrekkskapasitet og stivheter som skal inn i beregningsprogram, og utregning av forankringsbehov.
- "Vindlaster og egenlaster.xlsl" – utregning av vindlaster og egenlaster som brukes ved beregning av skjærkrefter og strekkrefter
- "Krympning.xlsl" - krympmålinger
- "y-vind-Bruddstyrke mellom overliggende vegg og dekke-med.friksjon.xlsm" – beregningsprogram
- "y-vind-Bruddstyrke mellom overliggende vegg og dekke.xlsm" - beregningsprogram
- "y-vind-Bruddstyrke mellom underliggende vegg og dekke.xlsm" – beregningsprogram
- PDF-versjon av oppgaven







Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

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