

# Prosjektering av boligbygg i massivtre

Structural design of residential building in cross laminated timber

**Trondheim Mai 2021**

Faustin Mushengetsi Machozi

Intern veileder:  
Per Otto Yttervoll

Ekstern veileder:  
Joakim Dørum

Hovedrapport  
Prosjektnr: 2021- 22

Rapporten er ÅPEN

# TBYG3016

*Bacheloroppgaven bygg*

**Besvarelsen består av:**  
Hoved- og vedleggsrapport

**Gradering:**  
Åpen

## **Problemdefinering:**

Prosjektet går ut på å prosjektere og dimensjonere bæresystemet for et boligbygg i massivtre som skal bygges. Boligen har en utkragerlengde på  $9.5m$  og blir fastholdt av to betongvegger. Massivtreet er fra Splitkon og består av fem lameller med total tykkelse på  $160mm$ . I oppgaven skal jeg ikke ta seismiske vurderinger. I oppgaven blir ikke grunn og fundamenteringsberegninger heller tatt i betraktning.

## **Nøkkelord:**

Massivtre, boligbygg,  
prosjektering, dimensjonering,  
utkrager, knutepunkt, forbindelse  
.

## **Keywords:**

Cross laminated timber, residential  
building, structural design,  
dimensioning, cantilever,  
connection/joint



# Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet av Faustin Machozi som avsluttende arbeid på byggingeniørutdanningen ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet i Trondheim.

Bacheloroppgaven er gitt av Green Advisers AS og går ut på å dimensjonere bæresystemet for en bolig i massivtre. Jeg har valgt konstruksjonsteknikk som fordypning og har ønsket å videreutvikle kunnskapene mine innenfor trekonstruksjoner. Massivtre er ikke en del av pensum på utdanningen og ved å velge oppgave i massivtre har oppgaven gitt meg større innsikt i historien bak massivtreelementer, hvordan det kan brukes som konstruksjonsmaterial og dimensjonering av knutepunkt mellom massivtre og betong. Jeg har også tilegnet meg kunnskap om beregningsmetode for massivtreelementer og kontroll av dette for å tilfredsstille krav i Norsk Standard. Oppgaven har bydd på ulike faglige utfordringer, men disse er blitt løst ved hjelp av interesse for faget og god veiledning.

Jeg ønsker å takke min interne veileder Per Otto Yttervoll og min eksterne veileder Joakim Dørum ved Green Advisers AS for god hjelp og veiledning gjennom hele prosjektperioden og for spennende problemstilling. Jeg ønsker også å takke Ali Afaq og Håvard Larsen som har virket som sparringspartnere og min familie for kontinuerlig motivasjon gjennom perioden. Sist men ikke minst vil jeg takke Haris Stamatopoulos for tilsending av uvurderlig litteratur og Eugenio Facchini fra Rothoblaas for å ha vært tilgjengelig hver gang jeg har hatt spørsmål angående produktene deres.

Jeg håper at leseren finner oppgaven interessant.

Trondheim, mai 2021

Faustin Machozi

Faustin Machozi

## Sammendrag

Norge er et land med lange tradisjoner med tre som konstruksjonsmaterial. Det blir større fokus på miljø og bærekraft i byggebransjen og bedre utnyttelse av materialene. Dette fører til at flere materialer blir benyttet sammen for å utnytte egenskapene deres på en god måte. Denne oppgaven tar for seg prosjektering og dimensjonering av en bolig i massivtre. Til å begynne med ble konstruksjonens bæresystem inndelt i to ulike bæresystemer, et primært bæresystem som består av to betongvegger og et sekundært bæresystem som består av en skive i massivtre. Det sekundære bæresystemet blir fastholdt av det primære bæresystemet. Skiven har utkragerlengde på 9.5m.

Konstruksjonen er modellert i Autodesk Robot Structural Analysis med grunnlagsdata hentet fra Norsk Standard. Det er valgt å se bort fra prosjektering av knutepunkter og innfestinger utenom det mest belastede knutepunktet da det blir det mest kritiske punktet i konstruksjonen. Resultatene fra Autodesk Robot Structural Analysis har blitt benyttet videre som grunnlagsdata for forbindelsene og kontroller i grensetilstandene. Kontrollen av forbindelsen og grensetilstandene er utført ved hjelp av håndberegninger. Håndberegningene er utført i beregningsprogrammet MathCad Prime.

Det ble vurdert ulike forbindelsesmidler for å forbinde de to bæresystemene. Forbindelsen som ble ansett som den beste løsningen er inspirert av selskapet Rothoblaas. Det benyttes da to stålplater, en stålplate på betongveggen og en annen på massivtreet. Stålplaten festes på betongveggen ved hjelp av gjengestenger som forankres i betongveggen ved hjelp av limanker. Stålplaten på massivtreet festes ved hjelp av skruer som danner en vinkel på 45° med fiberretningen. Dette er for å øke kapasiteten til skruene. Disse to stålplatene hektes på hverandre og danner en felles forbindelse.

## Abstract

Norway is a country with long traditions with timber as a construction material. There is a greater focus on the environment and sustainability in the construction industry and better utilization of the materials. This leads to several materials are used together to utilize their properties in a good way. This thesis deals with design and dimensioning of a residential building in cross laminated timber (CLT). Initially, the structure's support system was divided into two separate support systems, a primary support system consisting of two concrete walls and a secondary support system consisting of a shell in in CLT. The secondary support system is held together by the primary support system. The secondary support system has a cantilever length of  $9.5m$ .

The structure have been modeled in Autodesk Robot Structural Analysis with basic data taken from Eurocode. It has been chosen to disregard the design of nodes and attachments outside the most congested node as it becomes the most critical point in the construction. The results from Autodesk Robot Structural Analysis have been used further as basic data for the connections and controls in the limit states. The check of the connection and the limit states have been performed by hand calculations. The hand calculations are performed in the calculation program MathCad Prime.

Different means of connection were considered for connecting the two support systems. The connection that was considered the best solution is inspired by the company Rothoblaas. Two steel plates are used, one steel plate on the concrete wall and another on the CLT. The steel plate is attached to the concrete wall by using threaded rods which are anchored in the concrete wall by chemical anchor fasteners. The steel plate on the CLT is fastened by using screws that form an  $45^\circ$  with the grain direction. This is to increase the capacity of the screws. These two steels plates are hooked to each other and form a common connection.

# Innhold

<b>Forord</b>	<b>i</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>ii</b>
<b>Abstract</b>	<b>iii</b>
<b>Tabelliste</b>	<b>ix</b>
<b>Likningsliste</b>	<b>x</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
<b>2 Beskrivelse av programvare og dataverktøy</b>	<b>2</b>
2.1 Mathcad Prime 3.1 . . . . .	2
2.2 Ove Sletten . . . . .	2
2.3 ARCHICAD 23 . . . . .	2
2.4 Microsoft Office . . . . .	2
2.5 Autodesk Robot Structural 2021 . . . . .	3
2.6 LaTeX/Overleaf . . . . .	3
<b>3 Konstruksjonsmaterialer</b>	<b>4</b>
3.1 Tre . . . . .	4
3.2 Stål . . . . .	5
3.3 Betong . . . . .	5
<b>4 Massivtre</b>	<b>7</b>
4.1 Massivtreelementer . . . . .	7
4.2 Historie . . . . .	7
4.3 Elementtyper . . . . .	8
4.3.1 Krysslagte elementer . . . . .	9
4.3.2 Kantstilte elementer . . . . .	9
4.3.3 Hulromselementer . . . . .	10
4.4 Gjenbruk . . . . .	11
<b>5 Teori</b>	<b>12</b>
5.1 Styrkeberegning av massivtre . . . . .	12
5.2 Euler-Bernoulli Bjelkemetode . . . . .	12
5.3 Gamma metoden . . . . .	13

5.4	Timoshenko bjelkemetode . . . . .	14
5.5	Skjæranalogi-metoden . . . . .	15
<b>6</b>	<b>Dimensjoneringsgrunnlag</b>	<b>17</b>
6.1	Elementmetoden . . . . .	17
6.2	Lastvarighetsklasser . . . . .	18
6.3	Laster . . . . .	18
6.3.1	Permanente laster . . . . .	18
6.3.2	Egenlaster . . . . .	18
6.3.3	Variable laster . . . . .	19
6.3.4	Snølast . . . . .	19
6.3.5	Vindlast . . . . .	20
6.3.6	Deformasjon . . . . .	22
6.3.7	Vibrasjoner . . . . .	23
6.4	Lastkombinasjoner . . . . .	24
6.4.1	Bruddgrensetilstand . . . . .	24
6.4.2	Bruksgrensetilstand . . . . .	25
<b>7</b>	<b>Oppbygging av modell i Autodesk Robot Structural Analysis</b>	<b>26</b>
7.1	Lastmodell 1 . . . . .	26
7.2	Lastmodell 2 . . . . .	27
7.3	Lastmodell 3 . . . . .	27
7.4	Lastmodell 4 . . . . .	28
7.5	Stivhetsegenskaper . . . . .	29
<b>8</b>	<b>Forbindelse</b>	<b>31</b>
8.1	Forbindelsesmidler . . . . .	31
8.1.1	Tradisjonelle forbindelser . . . . .	31
8.1.2	Limte forbindelser . . . . .	31
8.1.3	Spiker . . . . .	32
8.1.4	Skruer og gjengestenger . . . . .	32
8.1.5	Bolter . . . . .	32
8.1.6	Dybler . . . . .	32
8.2	Kontroll av trekapasitet . . . . .	33
8.2.1	Avstandskrav . . . . .	33
8.2.2	Hullkantfasthet . . . . .	34
8.2.3	Bruddformer i enkeltsnittet tre mot stålforbindelse . . . . .	34



8.3	Stålkapasitet . . . . .	35
8.4	Betongkapasitet . . . . .	37
8.4.1	Ankerfester i betong . . . . .	37
8.4.2	Bruddformer for ankerfester i betong . . . . .	37
8.4.3	Armering i betong . . . . .	41
8.4.4	Vekt av betong . . . . .	42
<b>9</b>	<b>Resultater</b>	<b>43</b>
9.1	Bruddgrensekontroll . . . . .	43
9.2	Kontroll i bruksgrensetilstand . . . . .	43
9.2.1	Deformasjon . . . . .	43
9.2.2	Vibrasjon . . . . .	44
9.3	Resultat av forbindelsene . . . . .	44
9.3.1	Skruer . . . . .	45
9.3.2	Stålplate . . . . .	46
9.3.3	Ankerfester i betong . . . . .	47
9.4	Armering . . . . .	48
9.5	Vekt av betong . . . . .	49
<b>10</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>50</b>
<b>11</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>51</b>
<b>12</b>	<b>Feilkilder</b>	<b>51</b>
<b>13</b>	<b>Videre arbeid</b>	<b>52</b>
<b>14</b>	<b>Innovasjon, forskning, entreprenørskap og utvikling</b>	<b>53</b>
	<b>Referanser</b>	<b>54</b>
	<b>Vedleggsliste</b>	<b>57</b>

## Figurliste

3.1	De tre hovedretningene i tre . . . . .	4
4.1	Mistissini Bridge . . . . .	8
4.2	Krysslagte elementer . . . . .	9
4.3	Kantstilte elementer . . . . .	10
4.4	Eksempler på hulromselementer . . . . .	11
5.1	Illustrasjon av skjæranalogi . . . . .	15
6.2	Nedbøyningskomponenter . . . . .	22
6.3	Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand . . . . .	24
6.4	Lastkombinasjoner i brukstilstand . . . . .	25
7.1	Lastmodell 1 Egenlast . . . . .	27
7.2	Lastmodell 2 Snølast . . . . .	27
7.3	Lastmodell 3 Vindlast . . . . .	28
7.4	Lastmodell 4 Konstruksjon med åpninger . . . . .	28
7.5	Stivhetsmatrise innsatt i RSA . . . . .	30
8.1	Minste avstander mellom aksialt belastede skruer innbyrdes og til kant og ende . . . . .	33
8.2	Hull-, ende- og kantavstander for skruer . . . . .	35
8.3	Bruddform som følge av hullkanttrykk . . . . .	36
8.4	Stålbrudd i strekk og skjærbelastet anker . . . . .	38
8.5	Heftbrudd . . . . .	38
8.6	Kjedgebrudd . . . . .	39
8.7	Spaltebrudd . . . . .	40
8.8	Kantbrudd . . . . .	40
8.9	Utrivning . . . . .	41
8.10	Avskalling . . . . .	41
8.11	Brytning til en forenklet statisk modell . . . . .	42
9.1	Illustrasjon av nedbøyningen . . . . .	44
9.2	Forbindelsen sett fra siden (snitt) . . . . .	45
9.3	VGS-skruer fra Rothoblaas . . . . .	46
9.4	Stålplate med skruer . . . . .	47
9.5	Plassering av ankerfestene i betong . . . . .	48

9.6	Ankerstang og limanker fra Hilti . . . . .	48
-----	--	----

## Tabelliste

6.1	Lastvarighetsklasse . . . . .	18
6.2	Eksempel på plassering av lastvarighetsklasser . . . . .	18
6.3	Snølastdata, Larvik . . . . .	20
6.4	Vindlastdata, Larvik . . . . .	21
6.5	Terrengdata - Larvik . . . . .	21
6.6	Topografidata - Larvik . . . . .	21
6.7	Beregnet vindhastighet og vindhastighetstrykk . . . . .	21
6.8	Dimensjonerende verdier for laster i bruddtilstand . . . . .	24
6.9	Dimensjonerende verdier for laster i brukstilstand . . . . .	25
7.1	Komplett stivhetsmatrise for 5s CLT Elementer . . . . .	29
8.1	Minste avstander mellom skruer . . . . .	33
9.1	Kontroll i bruddgrensetilstand . . . . .	43
9.2	Utnyttelse av skruene . . . . .	46
9.3	Utnyttelse av stålplate i tre-mot-stål forbindelse . . . . .	46
9.4	Kapasitet ankerfester i betong . . . . .	48
9.5	Beregnet armeringsmengde og senteravstand . . . . .	49
9.6	Mengde betong for statisk likevekt . . . . .	49

## Likningsliste

5.1	Netto arealtreghetsmoment Euler-Bernoulli bjelkemetoden . . . . .	13
5.2	Euler-Bernoulli bjelkemetoden . . . . .	13
5.3	Effektiv arealtreghetsmoment Gamma metoden . . . . .	13
5.4	Verdi for gamma . . . . .	13
5.5	Deformasjon gamma metoden . . . . .	13
5.6	Netto arealtreghetsmoment . . . . .	14
5.7	Korreksjonsfaktor for skjær . . . . .	14
5.8	Skjærstivhet . . . . .	14
5.9	Nedbøyning Timoshenko Bjelkemetode . . . . .	14
5.10	Effektiv bøyestivhet Bjelke A . . . . .	15
5.11	Effektiv bøyestivhet Bjelke B . . . . .	15
5.12	Steiners bidrag . . . . .	15
5.13	Nedbøyning skjæranalogi . . . . .	16
6.1	Snølast på tak . . . . .	19
6.2	Basisvindhastighet . . . . .	20
6.3	Stedsvindhastighet . . . . .	21
9.1	Vibrasjonskriterie for dekke, Hu og Chui . . . . .	44



# 1 Innledning

En økende trend i byggebransjen er å bygge i massivtre. Moholt og Maskinparken Tre var i sin tid to av de største byggeprosjektene i massivtre som er blitt realisert i Norge. En åpenbar årsak til at det bygges mye i tre, er at Norge er et land som har rikelig tilgang på treverk. Ca 37% av landets totalareal dekkes av produktiv skog (1). Fokuset i trekonstruksjoner er ofte hvor høyt det er mulig å bygge, men det stilles lite spørsmål om hvor langt det er mulig å krage i trekonstruksjoner. Bakgrunnen for oppgaven var et ønske om lære mer om trekonstruksjoner og hvordan de kan benyttes i kombinasjon med andre materialer. I oppgaven er det valgt å avgrense omfanget av oppgaven til å gjelde krav i brudd- og bruksgrensetilstand. Det er ikke tatt hensyn til grunn og fundamenteringsberegninger i oppgaven. I oppgaven analyseres konstruksjonen for konstruksjonsmessige krav som er satt i Norsk Standard. Dette er viktig for å kunne se hvorvidt det er mulig å ha utkrager på 9.5m og hvilken forutsetninger som skal til for å oppnå dette.

Oppgaven er inndelt i 14 kapitler. I dette kapitlet har bakgrunnen for oppgaven blitt presentert. Problemstillingen for oppgaven har også blitt presentert. De 3 neste kapitlene omhandler beskrivelse av dataprogrammene og materialer som har blitt benyttet i oppgaven. Kapittel 5 og 6 beskriver det teoretiske grunnlaget for videre arbeid i oppgaven. Kapittel 7 bygger videre på det teoretiske grunnlaget og hvordan det har blitt ivaretatt i modelleringen av konstruksjonen. Kapittel 8 ser på ulike forbindelsesmiddel som kan benyttes og kontroll av disse. I kapittel 9 presenteres resultatene som har blitt funnet. De fem siste kapitlene omhandler diskusjon av funnet resultat, konklusjon, videre arbeid, feilkilder og utviklingen i løpet av oppgaveperioden.

## 2 Beskrivelse av programvare og dataverktøy

I løpet av prosjektet har det blitt brukt ulike dataprogrammer til beregning, analyse, tegninger og tekstbehandling. I dette kapitlet blir de ulike programmene presentert. NTNU har lisens på mange av programvarene som er brukt. De programvarene som NTNU ikke har lisens på, har jeg fått lisens fra programvareleverandør ved hjelp av min status som student.

### 2.1 Mathcad Prime 3.1

Mathcad er et matematisk beregningsprogram. Det har blitt brukt til å verifisere resultatene funnet fra analyseprogrammenet ved hjelp av håndberegninger.

### 2.2 Ove Sletten

Ove Sletten er et lastberegningsprogram. Programmet har blitt brukt å beregne snø- og vindlaster.

### 2.3 ARCHICAD 23

Archicad 23 er et BIM-program som har blitt brukt til å analysere modellen av konstruksjon mottatt av oppdragsgiver.

### 2.4 Microsoft Office

Microsoft Office er programvarepakke med ulike programmer tilpasset kontorbruk. Blant programmene som tilbys har jeg i denne oppgaven benyttet meg av Word, Excel, Project og One Drive. Word er et tekstbehandlingsprogram som har blitt brukt til notater og møtereferater. Excel er et regnearkprogram som har blitt brukt dataanalyse og beregning. Project er en programvare for prosjektstyring. Programmet har blitt brukt til å planlegge prosjektet og for å følge med fremdriften. One Drive har blitt brukt til lagring av filene brukt i prosjektet.



## 2.5 Autodesk Robot Structural 2021

Autodesk Robot Structural Analysis 2021 (kalt RSA heretter) er programvare som brukes for konstruksjonsanalyse og som har mulighet til å verifisere konstruksjon i henhold til Norsk Standard. Valget falt på dette programmet da det brukes på de høyere klassetrinnene på NTNU og mye i næringslivet. Det vil dermed være enklere å kunne få bistand hvis man skulle støte på utfordringer. Programmet er også veldig lett å lære, man har mye større frihet i modelleringen enn mange andre analyseprogrammer og programmet gir en oversiktlig fremstilling av resultater.

## 2.6 LaTeX/Overleaf

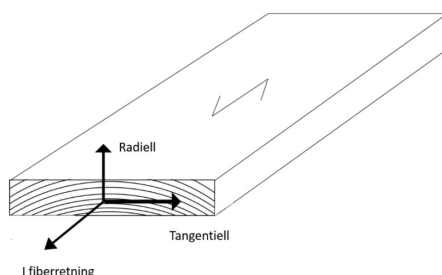
LaTeX er et tekstbehandlingsprogram som har blitt brukt til å produsere hoved-, og vedleggsrapporten.

## 3 Konstruksjonsmaterialer

I dette kapitlet vil jeg se nærmere på de ulike konstruksjonsmaterialene som er benyttet i konstruksjonen. Å ha gode kunnskaper om de ulike materialene vil bidra til å øke forståelsen for hvordan materialene oppfører seg og hvordan en kan utnytte egenskapene deres på en effektiv måte.

### 3.1 Tre

Trevirke som bygningsmateriale har mange gode egenskaper; Det har veldig høy styrke i forhold til vekt, det er lett tilgjengelig og lettbearbeidelig, samt er det en fornybar ressurs ved riktig behandling. I en tid der det blir økt fokus på miljøet og strengere krav til utslipp og lavere energibruk er det veldig viktig at ressursene vi bruker er fornybare og energieffektive. Trevirke lagrer karbondioksid, noe som vil si at det bidrar til å redusere klimagassutslippene. Tre er et hygroskopisk material. Hygroskopiske materialer har en evne til å både gi og ta til seg fuktighet fra omgivelsene. Trevirket vil krympe dersom det avgir fuktighet til omgivelsene og vil svulle dersom det tar til seg fuktighet. Dette er ikke ønskelig da det kan føre til at trevirket sprekker og bæreevnen reduseres. Tre er også et ortotrop material, som vil si at det vil være en variasjon i de fysiske og mekaniske egenskapene i de ulike retningene. Tre har tre hovedretninger. De tre hovedretningene er radiell, tangentiell og fiberretningen.



**Figur 3.1:** De tre hovedretningene til tre  
(34)

## 3.2 Stål

Stål er en legering av jern og karbon, men det er mulig å tilsette andre legeringselementer for å få ønsket egenskaper på stålet. Som konstruksjonsmateriale har stål en del fordeler i forhold til andre materialer. Det har de samme egenskapene i alle retninger i motsetning til betong og tre. Det har også veldig høy styrke i forhold til sin vekt (20). Stål er også resirkulerbart, noe som gjør at det kan brukes på nytt i andre produkter. Vi deler de ulike ståltypene etter fasthetsklasse og stålkvalitet. Fasthetsklassen forteller oss om flytespenningen til stålet og stålkvaliteten forteller oss om den kjemiske sammensetningen, termisk og mekanisk bearbeiding og slagseighet (18).

## 3.3 Betong

Betong fremstilles ved å blande delmaterialene sement, vann, tilslagsmaterialer og eventuelle tilsetningsstoffer. Tilslagsmaterialer vil ofte være stein og grus. Blandingen av vann og sement vil fungere som bindemiddel for tilslagsmaterialene. Ulike tilsetningsstoffer brukes for å oppnå eller forbedre egenskaper for fersk og/eller herdnet betong (17). Dette gjør at man kan produsere betong med ønsket egenskaper. Vi deler tilsetningsstoffene i 5 hovedklasser:

- A2: Akselererende tilsetningsstoffer er tilsetningsstoffer som akselerer størkningsprosessen. Det akselerende tilsetningsstoffet vil øke reaksjonshastigheten mellom vann og sement, slik at sementhydratiseringen øker. Dette gjør at betongen bruker mindre tid på å gå fra flytende til fast tilstand.
- Klasse P: Plastiserende eller vannreducerende tilsetningsstoffer er stoffer som tillater å redusere vanninnholdet uten å påvirke konsistensen.
- Klasse R1: Retarderende tilsetningsstoffer er stoffer som vil forsinke størkningsprosessen. Det retarderende tilsetningsstoffet vil senke reaksjonshastigheten mellom vann og sement, slik at sementhydratiseringen avtar. Dette gjør at betongen bruker lenger tid på å gå fra flytende til fast tilstand.
- Klasse I: Injiserende tilsetningsstoffer er stoffer som skal øke betongens evne til å flyte

ut, redusere separasjonen av materialene i betongen og skal virke ekspanderende.

- Klasse L: Luftinnførende tilsetningsstoffer som tilfører en kontrollert mengde av små, jevn fordelte luftbobler som danner porer i betongen. Disse luftboblene forblir i betongen etter herding og øker luftporevolumet. Dette gjør slik at betongen blir mer smidig og frostbestandigheten øker, men fastheten blir redusert.

Betong er det byggematerialet som blir benyttet mest i volum. Mye av grunnen til dette er at betong er billig, formbar og innehar høy styrke. Betong har veldig lav strekkfasthet og tåler derfor strekkrefter dårlig. For at betongen skal tåle strekkrefter må den armeres med armeringsstål i strekksoner.

## 4 Massivtre

I dette kapitlet presenteres historien bak massivtreelementer, de ulike typene massivtreelementer, forbindelsesmetode og de ulike bruksområdene.

### 4.1 Massivtreelementer

Massivtreelementer består av flere lameller eller bord av konstruksjonsvirke som settes sammen til større elementer ved hjelp av ulike forbindelsesmidler for statisk samvirke. Både lamellenes tykkelse og antall lameller vil påvirke elementets funksjon og bruksområde. Det er mange fordeler knyttet til å velge massivtre som byggematerial.

- Byggetiden kan forkortes betraktelig og du får et tørt bygg tidligere siden elementene er prefabrikkerte. Dette vil gi en god totaløkonomi.
- Enkel montering
- Masstrivtreelementer er enkle å kombinere med andre materialer
- Kvaliteten på trevirket betyr ikke fullt så mye for massive treelementer som for tradisjonelle konstruksjoner i tre. Virkesfeil som f.eks fordeling av kvist, alder, veksthastighet og andre defekter som kan påvirke fastheten kan kompenseres ved å øke elementtykkelsene. Valg av kvalitet på trevirke vil avhenge av disse faktorene.
- Gjenbruk er mulig dersom elementene er produsert og benyttet riktig
- Bærekraftig og miljøeffektiv bygging
- Stor styrke i forhold til vekt
- Godt inneklima

### 4.2 Historie

Rundt 1970 oppsto det et sterkt behov for etablering av nye, samt rehabilitering av gamle broer i Canada. Canada har rikelig tilgang til tømmer og har det tredje største skogsarealet

i verden, kun overgått av Brasil og Russland (13). De begynte da å ta i bruk prinsippet med tverrspente brodekker. Prinsippet er kantoppstilte planker som er lagt inntil hverandre og sammenføyd av gjennomgående stålstag. Oppspenningskraften fra stålstagene kan tilpasses belastningen på brodekket og sørger for statisk samvirke mellom plankene. Denne metoden ble svært vellykket og bredte seg videre til mellom-Europa. I mellom-europa ble utviklingen delt i to, hvor den ene var videreutvikling av brodekker og den andre var videreutvikling av tverrspente elementer til bygningselementer i massivtre (2). Videreutviklingen av brodekker til bygningselementer i mellom-europa har sin bakgrunn i at det var et behov for utvikling av miljøeffektive konstruksjonssystemer. De tekniske høyskolene i Lausanne og Zurich begynte å utvikle ulike metoder for å sette sammen planker til større elementer. I Norden ble bygging med massivtreelementer introdusert gjennom forskningsprogrammet Nordic Wood. Dette var et forskningsprogram hvor Danmark, Sverige, Finland og Norge deltok. I Norge ble massivtreelementer for første gang anvendt i en enebolig i Asker i 1998 som massivt trebjelkelag i to plan (19).



**Figur 4.1:** Mistissini Bridge i Québec illustrerer bruk av tverrspente brodekker i Canada (15)

### 4.3 Elementtyper

Massivtreelementer deles inn 3 hovedkategorier.

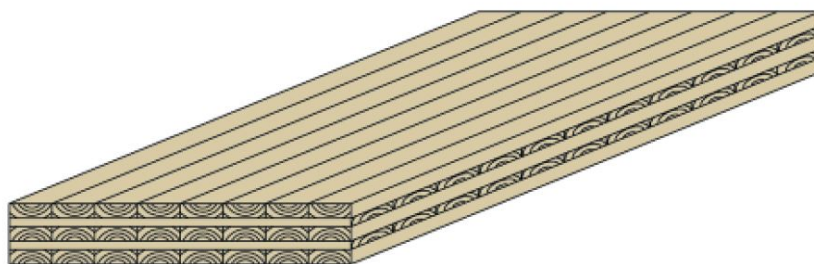
- Krysslagte elementer
- Kantstilte elementer

- Hulromselementer

Hvilken elementtype man velger å benytte seg av vil avhenge av bruksområde og funksjonskrav. I løpet av de neste underkapitlene vil jeg beskrive de ulike elementtypene, hvordan de blir sammenføyd og de ulike egenskapene.

### 4.3.1 Krysslagte elementer

Krysslagte elementer er elementer som er satt sammen av lameller i flere sjikt. Sjiktene er som regel lagt 45 eller 90 grader i forhold til hverandre. Antall sjikt varierer mellom tre og ni. Forbindelsesmiddel i disse elementene er lim og/eller tredybler. Krysslagte elementer gir mindre fuktavhengige dimensjonsendringer enn kantstilte elementer da de ulike lamellene i elementet vil jobbe mot hverandre ved eventuelle fuktbevegelser. Krysslagte elementer sammenføyd med lim produseres ved å krysslegge sjiktene 90 grader i forhold til hverandre for så å påføre lim mellom hvert sjikt. Disse elementene produseres i fabrikker. Krysslagte elementer som er sammenføyd med dybler produserer ved å krysslegge elementene. Antall elementer og tykkelsen vil variere etter bruksområde og behov. Etter at elementene er på plass, forborres det hull i elementene og dyblene presses inn. Dyblene vil trekke til seg fuktighet fra omgivelsene og dette gjør slik at de sveler, lamellene blir forbundet og det oppnås statisk samvirke. Sammenføyningen kan gjøres i fabrikk eller direkte på byggeplassen.

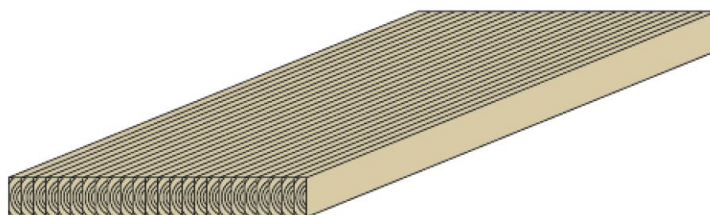


**Figur 4.2:** Krysslagte elementer  
(12)

### 4.3.2 Kantstilte elementer

Kantstilte elementer er elementer som er satt sammen av stående lameller. Vanlige forbindelsesmiddel i disse elementene er skruer, spiker, tredybler eller stålstag. Kantstilte

elementer som er sammenføyd ved hjelp av skruer eller spiker er de enkleste å produsere. Disse produseres slik at det er mulig for to personer å håndtere dem alene på en byggeplass. Dersom man bruker skruer begynner man som oftest å skru tre lameller sammen. Deretter legger man til to og to lameller helt til en oppnår ønsket bredde. Dimensjonene på skruene vil avhenge av bruksområdet til elementene. Lamellene kan som regel skjøtes med ende mot ende. Skjøtene bør fordeles etter et fastlagt mønster slik at ikke alle skjøtene kommer på linje. Dersom en benytter seg av spikring vil dette gi begrenset friksjon mellom lamellene. Spikerforbindelsen vil ha lett for å gi etter ved krymping og oppsprekking. Det er derfor viktig å tilpasse fuktigheten i trevirket. Det anbefales en trefuktighet mellom 8-12% dersom elementene er produsert innendørs. Spikrede forbindelser har en lavere bøyestivhet på tvers av elementet enn limte eller tverrspente elementer og vil dermed ha dårligere to dimensjonale platevirkninger. Elementer hvor det er buttskjøtet (ende mot ende) i lengderetningen, gir lavere bøyestivhet i lengderetningen av elementet enn med fingerskjøtte lameller. Dersom tredybler blir brukt som forbindelsesmiddel, blir lamellene føyd sammen ved å presse tredybler inn i forborede hull med mindre diameter enn dyblene. Sammenføying med strekkstag gjennomføres ved at lamellene blir stilt på høykant i en rigg og det bores hull til stagene. Man bruker deretter en hydraulisk presse til å presse lamellene sammen. Når lamellene er presset sammen trekkes stagene gjennom og og det sveises trykkfordelingsplate i endene på stagene før det hydrauliske trykkets slippes. Stagene vil fungere som armering i tverretningen og vil minske svelling.



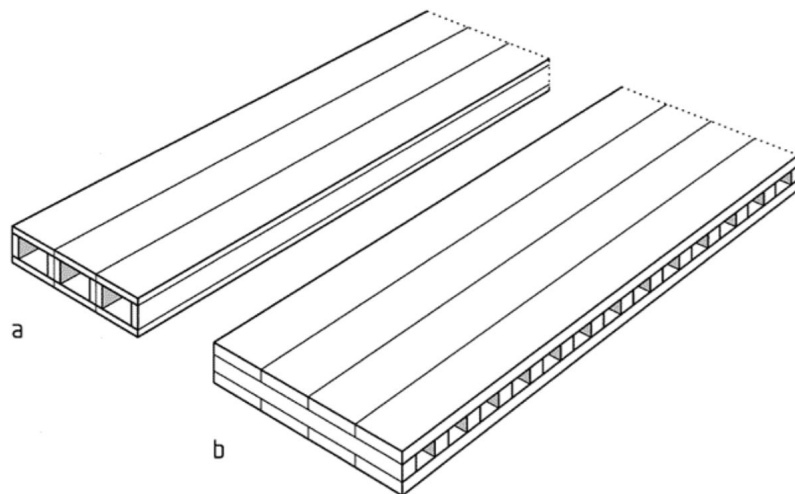
**Figur 4.3:** Kantstilte elementer  
(12)

### 4.3.3 Hulromselementer

Hulromselementer finnes i ulike varianter. Elementene kan bestå av kryssende eller parallelle lameller. Felles for disse er at de ikke danner massive tverrsnitt, men har heller et hulrom



mellom et øvre og nedre massivtrelement. Hulrommet kan brukes som kanal for tekniske installasjoner. Disse elementene blir sammenføyd ved hjelp av lim. Figur 4.4 viser eksempler på ulike hulromselementer.



**Figur 4.4:** Eksempler på hulromselementer a. Med parallelle lameller b. Med kryssende lameller

(11)

## 4.4 Gjenbruk

Ved avhending er både gjenbruk, materialgjenvinning og energiutnyttelse aktuelt. Dyblede og limte elementer kan lett tilpasses nye dimensjoner, mens forbindelsesmidlene i spikrede/skrudde og tverrspente elementer kan hindre ny tilpasning. Materialgjenvinning kan bl.a. innebære å dele opp elementet lamell for lamell. Tverrspente elementer kan deles opp i enkeltlameller bare ved å skru av muttere eller kappe strekkstag. Å dele opp spikrede og skrudde elementer er mer komplisert. Kjemisk bundet solenergi tatt opp under fotosyntesen kan varmegjennvinnes ved forbrenning.

## 5 Teori

I dette kapitlet presenteres teorien bak styrkeberegning av massivtre. Det blir tatt en kort gjennomgang av de fire mest brukte metodene. Dette er teori som er ansett som nødvendig for å belyse og besvare rapportens problemstilling.

### 5.1 Styrkeberegning av massivtre

Som nevnt tidligere bygges massivtreelementer opp av flere elementer som legges vinkelrett i forhold til hverandre. Tre har ulike egenskaper i de tre hovedretningene. Dette gjør at kapasiteten vil bli påvirket av hva slags retning lastene har, om laster kommer vinkelrett på eller i elementplanet. Dersom massivtreelementer blir belastet vinkelrett på planet vil dette gi skjærdeformasjon. Denne deformasjonen forårsakes av de tverrgående lamellene (lagene som er orientert vinkelrett mot bøyingsretningen) som vil ha den laveste modulen i trevirket og vil øke med økt tykkelse på de tverrgående elementene. Det finnes ulike metoder for å måle denne deformasjonen på. For å belyse påvirkningen av skjærdeformasjonen vil det bli tatt en gjennomgang av hvordan kan beregne deformasjonen i en fritt opplagt bjelke på fire ulike måter.

1. Euler-Bernoulli Bjelkemetode
2. Gamma-metoden
3. Timoshenko bjelkemetode
4. Skjæranalogi-metoden

### 5.2 Euler-Bernoulli Bjelkemetode

For å beregne deformasjon av massivtreelement ved bruk av Euler-Bernoulli bjelke, brukes 2. arealmoment av netto tverrsnitt  $I_{net}$ . For massivtreelement med 5 sjikt kan  $I_{net}$  beregnes etter:

$$I_{net} = \sum_{i=1,3..}^5 \left( b \cdot \frac{t_i^3}{12} + b \cdot t_i \cdot a_i^2 \right) \quad (5.1)$$

Innsatt i likningen for deformasjon for en fritt opplagt bjelke med jevn fordelt last kan deformasjonen uttrykkes som:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_{net}} \quad (5.2)$$

### 5.3 Gamma metoden

Gammametoden tillater å kalkulere den effektive andre arealmoment, hvor  $E_0$  er Young-modulen av de langsgående sjiktene i massivtrelementet,  $G_r$  er rulleskjær-modul,  $b$  er bredde av bjelken,  $t_i$  er tykkelse av de ulike sjiktene,  $a_i$  er avstanden mellom lokal og global tyngdepunkt og  $L_{ref}$  er den effektive spennlengde korrigert for grensebetingelse satt i NS-EN 1995:1-1:2004 Tillegg B.

$$I_{ef} = \sum_{i=1,3..}^5 \left( \frac{b \cdot t_i^3}{12} + \gamma_i \cdot b \cdot t_i \cdot a_i^2 \right) \quad (5.3)$$

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_0 \cdot t_i}{L_{ref}^2} \cdot \frac{t_{i+1}}{G_R}} \quad (5.4)$$

$\gamma$  er i intervallet  $0 < \gamma < 1$ , hvor 1 betyr at det er fullt samvirke mellom sjiktene og 0 betyr ingen samvirke.

Deformasjonen kan da uttrykkes ved likning 5.5

$$\delta_\gamma = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_{eff}} \quad (5.5)$$

## 5.4 Timoshenko bjelkemetode

Imotsetning til Euler-Bernoulli tar Timoshenkos bjelkemetode for seg korreksjonen av skjærdeformasjonseffekten som er tilstede i kortere bjelker eller bjelker med tverrsnitt som er spesielt utsatt for skjærdeformasjon som f.eks massivtreelementer. For en fritt opplagt bjelke vil deformasjonen kunne beregnes etter:

$$I_{net} = \sum_{i=1,3,..}^5 \left( \frac{b \cdot t_i^3}{12} + b \cdot t_i \cdot a_i^2 \right) \quad (5.6)$$

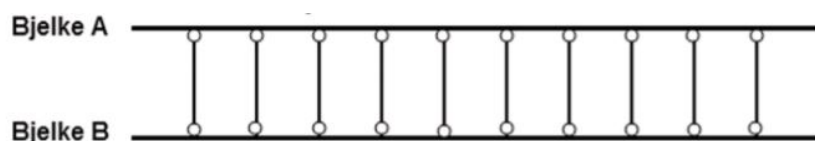
$$k = \frac{[\sum(E_i \cdot I_i) + E_i \cdot a_i^2]^2}{\sum G_i \cdot b \cdot t_i \int_{z=0}^h \frac{[S(z) \cdot E(z)]^2}{G(z) \cdot b} dz} \quad (5.7)$$

$$S_{CLT} = k \cdot \sum_{i=1}^n G_i \cdot b \cdot t_i \quad (5.8)$$

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI_{net}} + \frac{qL^2}{8S_{CLT}} \quad (5.9)$$

Det er verdt å merke seg at det første leddet i ligningen er identisk med Euler-Bernoulli likningen, hvor  $I_{net}$  er netto tverrsnitt som inkluderer kun de langsgående lagene i massivtreelementet. Den andre delen av likningen er forårsaket av skjærfasthet av tverrsnittet, hvor  $k$  er skjærkorreksjonsfaktoren og  $S$  er uttrykket for skjærstivhet av timoshenko-bjelken

## 5.5 Skjæranalogi-metoden



**Figur 5.1:** Illustrasjon av skjæranalogi  
(16)

Metoden ble utviklet av den tyske universitetsprofessoren Heinrich Kreuzinger. Massivtreelementet blir delt inn i to virtuelle bjelker, A og B som er forbundet med aksialt stive elementer. Disse forbindelsene har uendelig stivhet. Dette medfører at deformasjonen i bjelke A blir lik deformasjonen i bjelke B. Metoden tar hensyn til elastisitetsmodulen og skjærmodulen i alle sjiktene. Bjelke A har bøyestivhet for alle sjiktene i tverrsnittet, uendelig stor skjærstivhet og det antas at det ikke er statisk samvirke mellom sjiktene. Bjelke B får summen av Steiners bidrag i alle sjiktene og skjærstivheten blir beregnet etter formelene

$$E \cdot I_A = \sum_i^n E_i \cdot I_i = \sum_i^n E_i \cdot \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (5.10)$$

$$E \cdot I_B = \sum_i^n E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 = \sum_i^n E_i \cdot b_i \cdot h_i \cdot z_i^2 \quad (5.11)$$

For å få den effektive bøyestivheten til massivtreelementet summeres likningene 5.10 og 5.11.

Steiners bidrag kan uttrykkes ved:

$$S_B = \frac{a^2}{\frac{h}{2 \cdot G_1 b_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h}{2 \cdot G_i b_i} + \frac{h_n}{2 \cdot G_n b_n}} \quad (5.12)$$

Den endelige deformasjonen for en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last kan da uttrykkes ved:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{E \cdot I_A + E \cdot I_B} + \frac{q \cdot l^2 \cdot k}{8 \cdot S_B} \quad (5.13)$$

## 6 Dimensjoneringsgrunnlag

I dette kapitlet blir det redegjort for analysemetodene som blir benyttet, hvilke laster konstruksjonen blir utsatt for og hvordan disse blir beregnet. Med laster menes enhver form for påvirkning som vil medføre spenninger eller tøyninger i konstruksjonen. Disse lastene klassifiseres etter deres variasjon over tid. Lastene deles inn i permanente påvirkninger, variable påvirkninger og ulykkespåvirkninger. I dette kapitlet blir de to første gruppene betraktet. Videre følger en beskrivelse av de ulike lastene, og hvordan disse påføres modellen i RSA.

### 6.1 Elementmetoden

Elementmetoden er en lineær-elastisk metode. Denne metoden er mye brukt i løsning av partielle differensialligninger. I motsetning til enhetslastmetoden som baserer seg på enhetslaster, baserer elementmetoden seg på enhetsforskyvninger. Metoden er veldig allsidig og beregningseffektiv, og blir mye benyttet i ingeniørprogrammer for å løse komplekse problemer. For å benytte seg av metoden på en suksessfull måte, er det veldig viktig å vise særskilt oppmerksomhet til hvordan man velger å dele opp elementene. Ved å dele konstruksjonen i flere elementer får disse elementene et gitt antall noder i knutepunktene med tilhørende frihetsgrader. Disse elementene blir klassifisert etter hvilke form og geometri de innehar. Elementene blir knyttet sammen etter nodene de har til felles og danner til slutt et nett som blir kalt mesh. Dette meshet kan en velge å dele i i et uendelig antall elementer, men jo flere elementer, jo mer datakraft trenger en for å kunne løse problemet. Det kreves altså en viss kunnskap for å kunne definere et mesh som vil gi et tilstrekkelig nøyaktig resultat i forhold til tidsbruken. Man kan ikke stole blindt på disse programmene, så det er nødvendig at den som bruker programmet har en god ide om forventet resultat og konsekvensene av antagelsene som har blitt gjort i elementtypene.

## 6.2 Lastvarighetsklasser

Lastvarigheten vil påvirke fasthets- og stivhetsegenskapene til trevirke og trebaserte elementer, og dette skal det tas hensyn til ved dimensjoneringen av bæreevne og vedlikehold (3).

Lastvarighetsklasse	Størrelsesorden for samlet varighet av karakteristisk last
Permanent last	mer enn 10 år
Langtidslast	6 måneder - 10 år
Halvårslast	1 uke - 6 måneder
Korttidslast	mindre enn én uke
Øyeblikkslast	

**Tabell 6.1:** Lastvarighetsklasse

(10)

Tabellen under viser eksempler på plassering i lastvarighetsklasser

Lastvarighetsklasse	Eksempler på belastning
Permanent last	Egenvekt
Langtidslast	Lagring
Halvårslast	Trafikklast, snø
Korttidslast	Snø, vind
Øyeblikkslast	Vind, ulykkeslast

**Tabell 6.2:** Eksempel på plassering av lastvarighetsklasser

(10)

## 6.3 Laster

### 6.3.1 Permanente laster

Permanent last er last som virker med samme verdi og på samme sted på konstruksjonen over lengre tid (21). Laster som regnes som permanent er f.eks jordtrykk og egenlast fra konstruksjonen og faste installasjoner.

### 6.3.2 Egenlaster

Som nevnt tidligere så vil egenlast inngå i permanente laster. Dette er laster som er permanent bundet til konstruksjonen. I modellen vil egenlasten bestå av bidraget fra taket, dekket og veggene.



### 6.3.3 Variable laster

Variabel last er last som varierer over tid. Det er knyttet stor usikkerhet til disse lastene og lastfaktoren  $\psi$  er større enn for permanente laster for å ivareta denne usikkerheten. Nyttelast, vindlast og snølast er eksempler på variable laster

### 6.3.4 Snølast

Snølasten avhenger av hvor i landet byggestedet befinner seg. I tillegg avhenger det også av høyde over havet. Pga formen til taket er dette antatt som helt flatt uten helning. Snølasten beregnes etter metoden vist i NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. På grunn av at snømengden på mark er annerledes enn snøen man får på taket, tar metoden som har blitt brukt hensyn til den karakteristiske snølasten på mark og takets geometri for å finne snølasten på taket. Snølasten har blitt beregnet ved hjelp av programmet Ove Sletten. Larvik kommune har blitt benyttet som referansepunkt. Resultatene hentet fra dataprogrammet kan sees i vedlegg C2.

Den representative verdien for snølasten  $s$  ( $kN/m^2$ ) på tak er i NS-EN 1991-1-3 gitt ved

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (6.1)$$

$s$  er snølast på tak pr  $m^2$  horisontalprojeksjon

$\mu$  er formfaktor for snølasten

$C_e$  er eksponeringsfaktor

$C_t$  er termisk faktor

$s_k$  er karakteristisk snølast på mark

Pga. at boligen ligger i en høyde under høydegrensen, sier NS-EN 1991-1-3:2003/NA:2008 NA.4.1 at  $s_k$  skal settes lik grunnverdien  $s_{k0}$

For Larvik kommune viser tabell 6.3 grunnlagsdata for å bestemme snølasten

<b>Kommune</b>	Larvik
<b>Byggets høyde</b>	9 m.o.h
<b>Eksponeringskoeffisient <math>C_e</math></b>	1
<b>Termisk koeffisient <math>C_t</math></b>	1
<b>Formfaktor <math>\mu</math></b>	0.8
<b>Grunnverdien for karakteristisk snølast i kommunen <math>s_{k0}</math></b>	4.0 kN/m <sup>2</sup>
<b>Snølast på tak s per m<sup>2</sup></b>	3.2 kN/m <sup>2</sup>

**Tabell 6.3:** Snølastdata, Larvik

### 6.3.5 Vindlast

Vindklimaet på et sted bestemmes av meteorologiske forhold (21). Den karakteristiske vindbelastningen på en bygning beregnes av den største vindhastigheten som er forventet å opptre i løpet av en periode på 50 år. Vindbelastningen, i likhet med snølasten vil avhenge av byggestedet. Vindlasten vil også virke ulikt ved ulik høyde og på de ulike sidene av konstruksjonen. Basisvindhastigheten  $v_b$  beregnes etter formelen

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (6.2)$$

hvor

$c_{dir}$  er retningsfaktor

$c_{season}$  er årstidsfaktor

$c_{alt}$  er nivåfaktor

$c_{prob}$  er en faktor som brukes når returperioden velges ulikt fra det normale som er 50 år

$v_{b,0}$  er referansevindhastigheten

Stedsvindhastigheten  $v_m(z)$  beregnes etter formelen

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (6.3)$$

hvor:

$c_r(z)$  er terrengruhetsfaktor

$c_0(z)$  er terrengformfaktor

$v_b$  er basisvindhastighet

$c_r(z) = k_r \cdot \left(\frac{z}{z_0}\right)$  for  $z_{min} < z < 200m$

$c_r(z) = k_r \cdot (z_{min})$  for  $z < z_{min}$

<b>Referansevindhastigheten</b> $v_{b,0}$	25 m/s
<b>Returperiode</b>	50 år
<b>Nivåfaktor</b> $c_{alt}$	1
<b>Retningsfaktor</b> $c_{dir}$	1
<b>Årstidsfaktor</b> $c_{season}$	1
<b>Sannsynlighetsfaktor</b> $c_{prob}$	1
<b>Høyde z over grunnivået</b>	3 m
<b>Basisvindhastighet</b> $v_b$	25 m/s

Tabell 6.4: Vindlastdata, Larvik

<b>Terrengruhetskategori</b>	I : Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker
<b>Terrengruhetsfaktor</b> $k_t$	0.17
<b>Ruhetslengden</b> $z_0(min)$	0.01
$Z_{min}(m)$	2
<b>Stedsvindhastigheten</b> $v_m$	28.91 m/s
<b>Ruhetsfaktor</b> $c_r$	1.16

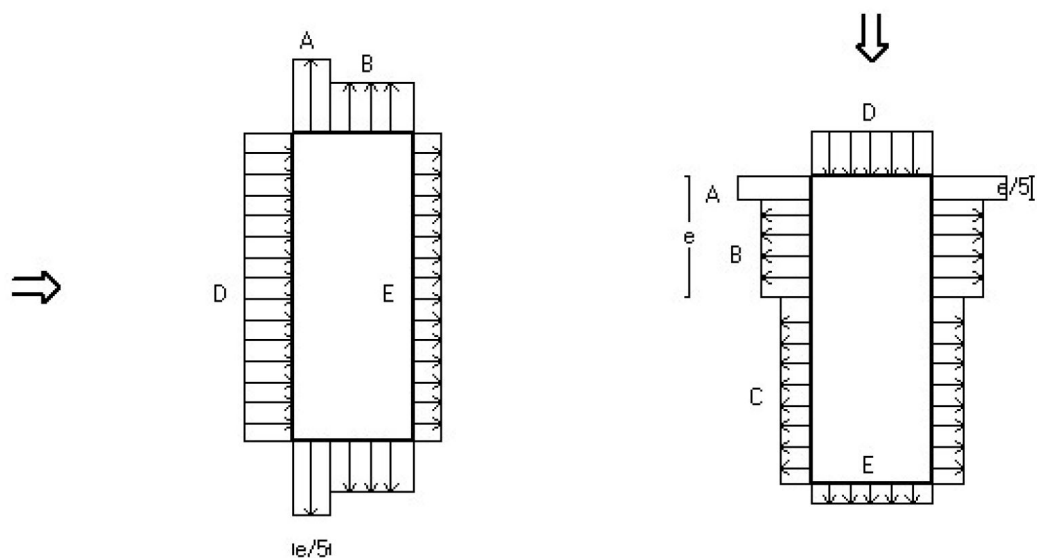
Tabell 6.5: Terrengdata - Larvik

<b>Terrengformfaktor</b> $C_0(z)$	1
<b>Turbulensfaktor</b> $K_i$	1

Tabell 6.6: Topografidata - Larvik

<b>Vindkasthastighet:</b> $V_{kast}$	41.18 m/s
<b>Vindhastighetstrykk:</b> $Q_{kast}$	1.060 kN/m <sup>2</sup>

Tabell 6.7: Beregnet vindhastighet og vindhastighetstrykk



Vindretning 0 grader.  $e=7902$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=5212$  mm

**Vindinnfallsretning på 0 grader.**

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,77	-0,44
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,27	-0,85		0,81	-0,46
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,44
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,48	-1,17		1,06	-0,46
Utrekning (mm)	1580	3632		13267	13267

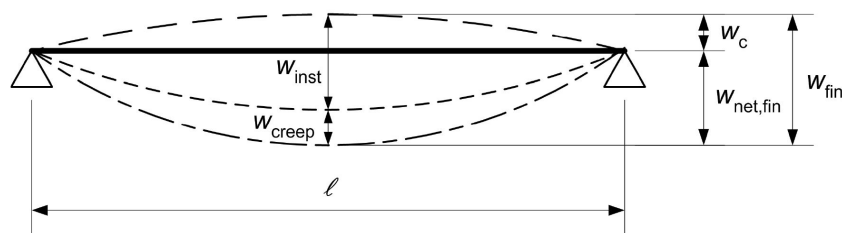
**Vindinnfallsretning på 90 grader.**

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,71	-0,31
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,27	-0,85	-0,53	0,75	-0,33
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,31
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,48	-1,17	-0,53	1,06	-0,33
Utrekning (mm)	1042	4170	8055	5212	5212

**Figur 6.1:** Utvendig vindlast på yttervegger beregnet av dataprogrammet Ove Sletten

### 6.3.6 Deformasjon

NS-EN 1995-1-1 stiller krav til den totale deformasjonen  $W_{fin}$ .  $W_{fin}$  er et resultat av lastene og lastkombinasjonene konstruksjonen blir utsatt for. Dette er illustrert i figur 6.2.



**Figur 6.2:** Nedbøyningskomponenter  
(10)

### 6.3.7 Vibrasjoner

Tre er ofte brukt i musikkinstrumenter, og forbindes med god klang og resonans (22). Dette er ønskelig i konsertsaler, men kan gi ubehag i boliger. Alle konstruksjoner vibrerer grunnet støt og repeterende belastning. Dette er noe som må kontrolleres når man dimensjonerer konstruksjonen i brukstilstand. Normal praksis har vært å øke stivheten slik at amplituder av bevegelsen til konstruksjonen reduseres. Tre er et lett material og som kan være utsatt for resonans, dette vil øke svingningene til nivåer som kan oppleves som ubehagelig og gjør konstruksjonen mindre egnet for bruk (23).

## 6.4 Lastkombinasjoner

I løpet av levetiden til en konstruksjon vil den bli utsatt for en rekke laster, og ofte vil flere laster opptre samtidig. Det er viktig å undersøke hvilken kombinasjon som vil gi den mest ugunstige lastsituasjonen. Det er denne lastkombinasjonen som vil være dimensjonerende for konstruksjonen.

### 6.4.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand (Ultimate Limit State) er den maksimale kapasiteten til en bærekonstruksjon før den går til brudd. NS-EN 1990:2002 setter opp to ulike lastkombinasjoner som skal kontrolleres i bruddgrensetilstand.

Lastkombinasjon som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige laster
	Ugunstig	Gunstig		
	$\gamma_{G,j,sup}G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf}G_{k,j,inf}$		
B1	1.35	1.0	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$
B2	1.20	1.0	1.05	1.05 (0.90)

**Tabell 6.8:** Dimensjonerende verdier for laster i bruddtilstand

(4)

RSA har mulighet til å lage egne lastkombinasjoner tatt fra NS-EN 1990:2002. Programmet vil da lage flere lastkombinasjoner basert på antall laster som virker på konstruksjonen og gi minst gunstige verdier. Verdiene som RSA har beregnet har blitt benyttet i kontroll av konstruksjonen i bruddgrensetilstand. Figur 6.3 viser kombinasjonene i RSA.

Combinations/Comp.	Definition
ULS/ 1	DL1*1.35 + SN1*1.05 + WIND1*0.90
ULS/ 2	DL1*1.35 + WIND1*0.90
ULS/ 3	DL1*1.35 + SN1*1.05
ULS/ 4	DL1*1.35
ULS/ 5	DL1*1.00 + SN1*1.05 + WIND1*0.90
ULS/ 6	DL1*1.00 + WIND1*0.90
ULS/ 7	DL1*1.00 + SN1*1.05
ULS/ 8	DL1*1.00
ULS/ 9	DL1*1.20 + SN1*1.05 + WIND1*1.50
ULS/ 10	DL1*1.20 + WIND1*1.50
ULS/ 11	DL1*1.20
ULS/ 12	DL1*1.00 + SN1*1.05 + WIND1*1.50
ULS/ 13	DL1*1.00 + WIND1*1.50
ULS/ 14	DL1*1.00
ULS/ 15	DL1*1.20 + SN1*1.50 + WIND1*0.90
ULS/ 16	DL1*1.20 + SN1*1.50
ULS/ 17	DL1*1.00 + SN1*1.50 + WIND1*0.90
ULS/ 18	DL1*1.00 + SN1*1.50

**Figur 6.3:** Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

## 6.4.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand (Serviceability Limit State) er knyttet til konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk, brukerens komfort og konstruksjonens bestandighet og utseende. I denne grensetilstanden settes alle partialfaktorene til 1.0. NS-EN 1990:2002 setter opp 3 bruksgrensetilstander som skal vurderes:

Situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	$G_{j,sup}$	$Q_i$	$Q_i$
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0
Hyppig forekommende	1.0	1.0	1.0
Tilnærmet permanent	1.0	1.0	1.0

**Tabell 6.9:** Dimensjonerende verdier for laster i brukstilstand

(4)

Som i bruddgrensetilstand så har RSA også mulighet til å lage lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand. Verdiene i bruksgrensetilstand blir primært brukt til dimensjonering med hensyn på deformasjoner som oppstår. Figur 6.4 viser lastkombinasjonene i RSA. CHR(Characteristic combinations) er karakteristiske kombinasjoner, FRE (Frequent combinations) er hyppige forekommede lastkombinasjoner og QPR (Quasi-permanent combinations) er tilnærmet permanente lastkombinasjoner som brukes til å kontrollere de langsiktige effektene lastene har på konstruksjonen.

Combinations/Comp.	Definition
SLS:CHR/ 1	$DL1*1.00 + SN1*0.70 + WIND1*1.00$
SLS:CHR/ 2	$DL1*1.00 + WIND1*1.00$
SLS:CHR/ 3	$DL1*1.00$
SLS:CHR/ 4	$DL1*1.00 + SN1*1.00 + WIND1*0.60$
SLS:CHR/ 5	$DL1*1.00 + SN1*1.00$
SLS:FRE/ 1	$DL1*1.00 + SN1*0.20 + WIND1*0.20$
SLS:FRE/ 2	$DL1*1.00 + WIND1*0.20$
SLS:FRE/ 3	$DL1*1.00$
SLS:FRE/ 4	$DL1*1.00 + SN1*0.50$
SLS:QPR/ 1	$DL1*1.00 + SN1*0.20$
SLS:QPR/ 2	$DL1*1.00$

**Figur 6.4:** Lastkombinasjoner i brukstilstand

## 7 Oppbygging av modell i Autodesk Robot

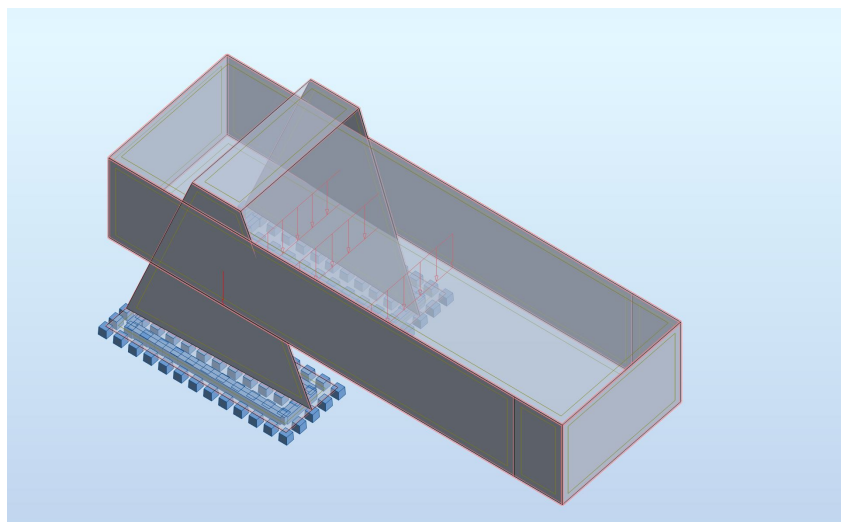
### Structural Analysis

For å kunne besvare problemstillingen var det nødvendig å modellere en nøyaktig modell av konstruksjonen. Oppbyggingen av modellen baserer seg på grunnlaget som er beskrevet i Kapittel 6. Konstruksjonen vil reagere ulikt avhengig av hvilken last den blir belastet med. Derfor var det viktig å lage flere modeller som viser resultater avhengig av hvilken belastning konstruksjonen blir utsatt for, og dersom den ble utsatt for kombinasjon av disse belastningene. Boligen er modellert i Autodesk Robot. I området rundt knutepunktene har det blitt brukt et finere mesh. For å bestemme nødvendig størrelse på meshet har det blitt minsket til resultat ikke har endret seg ved videre minskning av mesh. Dette vil gi mer nøyaktige resultater i de kritiske punktene. Hadde denne fremgangsmetoden blitt benyttet for hele konstruksjonen ville konstruksjonen fått langt flere noder og dermed flere likninger som måtte løses. Ulempen med dette hadde vært at modellen hadde blitt tyngre å jobbe med da det ville ha tatt unødvendig lang tid å kjøre analyse pga datakraften som skal til. Som nevnt tidligere er det viktig å kunne definere et mesh som vil gi tilstrekkelig nøyaktighet i resultatet i forhold til tidsbruk. Vindusfasaden har blitt erstattet med et fordelingsskall siden det ikke blir en del av bæringssystemet og som et resultat av dette vil vi få et mer riktig lastfordelingsbilde.

#### 7.1 Lastmodell 1

Lastmodell 1 representerer belastningen konstruksjonen vil bli utsatt for som følge av egenlasten. Innerveggene har blitt erstattet med stripelast på  $1 \text{ kN/m}$  etter samtale med ekstern veileder. Dette er illustrert i figur 7.1. Verdien er hentet fra datablad 471.031 fra byggforsk (30).

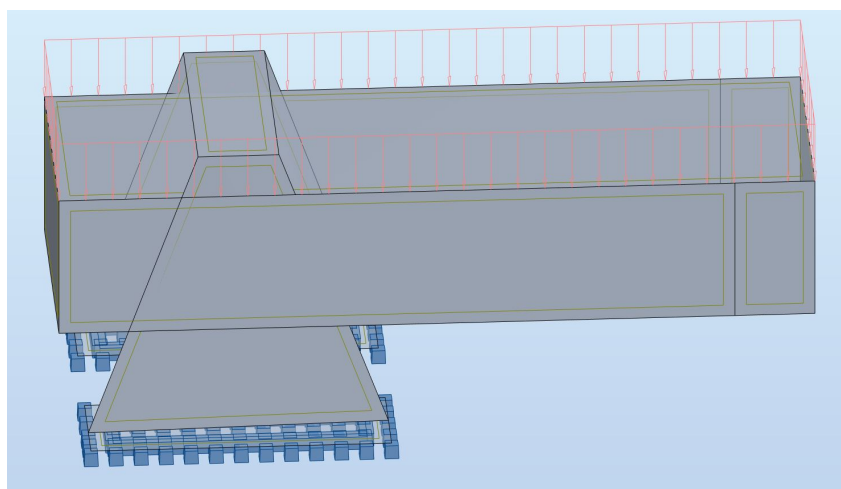




**Figur 7.1:** Belastning Egenlast

## 7.2 Lastmodell 2

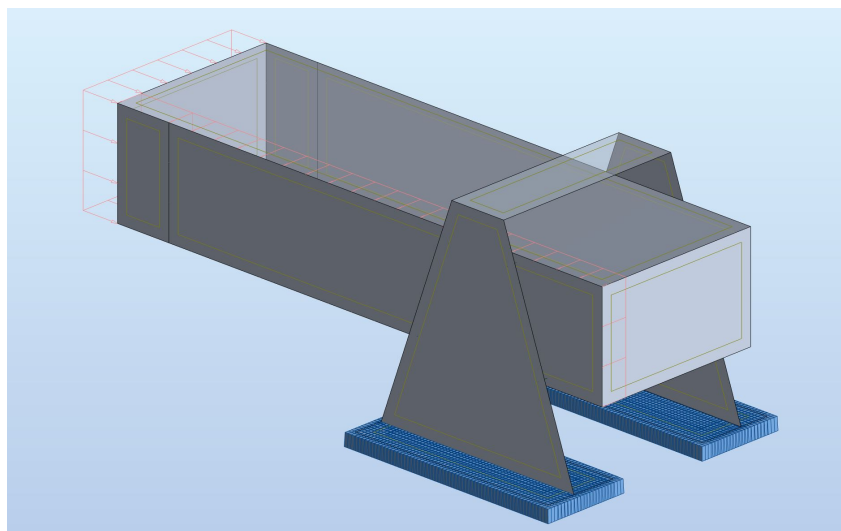
Lastmodell 2 representerer belastningen konstruksjon vil bli utsatt for som følge av snølasten. Dette er illustrert i figur 7.2.



**Figur 7.2:** Belastning Snølast

## 7.3 Lastmodell 3

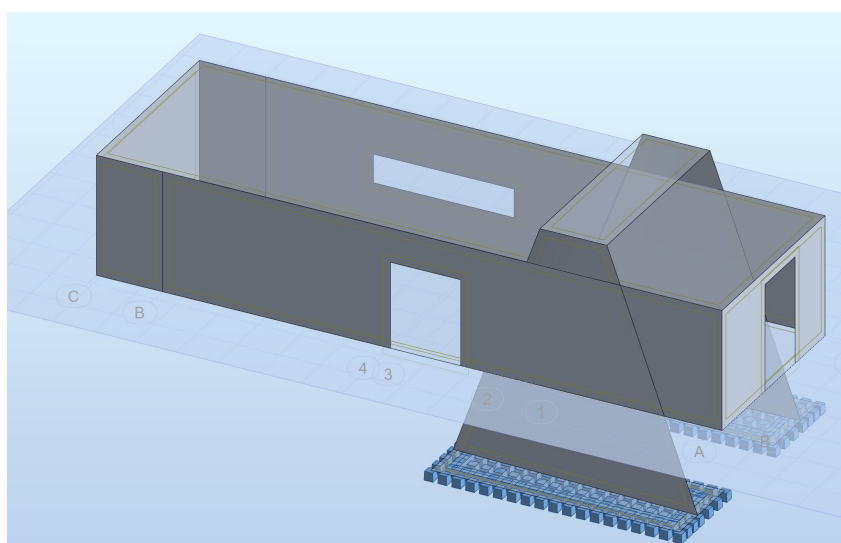
Lastmodell 3 representerer belastningen konstruksjon vil bli utsatt for som følge av vindlasten. Dette er illustrert i figur 7.3.



**Figur 7.3:** Belastning Vindlast

## 7.4 Lastmodell 4

Det kan også være interessant å se på hva som vil skje med fordeling av krefter og deformasjon dersom det blir tatt hensyn til åpninger for dører og vinduer i analysemodellen. Dette kan være praktisk med tanke på å se om det er enkelte områder som må forsterkes. Åpningene kan ses i figur 7.4. Å modellere uten hull bidrar til større egenvekt og dermed større belastning på konstruksjonen. Dette vil i teorien være gunstig i bruksgrensetilstand da byggets stivhet øker, men vil være ugunstig i bruddgrensetilstand da påkjenningen øker som følge av økt egenvekt. Resultatene kan sees i vedlegg E.



**Figur 7.4:** Konstruksjon med åpninger

## 7.5 Stivhetsegenskaper

Stivhetsegenskapene for massivtreelementer vil ha betydelig påvirkning i konstruksjonens egenskaper, spesielt i bruksgrensetilstand. Ettersom egenskapene til massivtreelementer avhenger av oppbyggingen, kvaliteten på trevirket, tykkelsene og antall elementer er det viktig å kunne implementere dette i programmet en benytter seg av for å analysere konstruksjonen. Som nevnt tidligere har tre ulike egenskaper i de ulike retningene. Stivhetsegenskapene som Splitkon oppgir i deres tekniske godkjenning viser de ortotropiske egenskapene som massivtreelementene innehar (31). Ved å iverksette dette i analysemodellen vil en få en virkelighetsnær modell. Disse egenskapene kan implementeres i RSA uttrykt ved hjelp av membran, bøye og skjærstivhetsmatrise.

Matrisen til membranstivhet  $D$  blir:

$$D = \begin{pmatrix} D66 & 0 & 0 \\ 0 & D77 & 0 \\ 0 & 0 & D88 \end{pmatrix}$$

Matrisen til bøyestivhet  $K$  blir:

$$K = \begin{pmatrix} D11 & 0 & 0 \\ 0 & D22 & 0 \\ 0 & 0 & D33 \end{pmatrix}$$

Matrisen for skjærstivhet  $H$  blir

$$H = \begin{pmatrix} D44 & 0 \\ 0 & D55 \end{pmatrix}$$

Komplett stivhetsmatrise for massivtreelementet blir som følgende:

D11	D12						
D21	D22						
		D33					
			D44	D45			
			D54	D55			
					D66	D67	
					D76	D77	
							D88

**Tabell 7.1:** Komplett stivhetsmatrise for 5s CLT Elementer

Innsatt i RSA blir det:

Stiffness Matrice...

Membrane stiffness matrix D (kN/m)

D66	0	0.00
	D77	0.00
Symmetric		D88

Flexure stiffness matrix K (kN\*m)

D11	0,00	0.00
	D22	0.00
Symmetric		D33

Shear stiffness matrix H (kN/m)

D44	0.00
0.00	D55

Add Close Help

**Figur 7.5:** Stivhetsmatrise innsatt i RSA

## 8 Forbindelse

Utformingen av en forbindelse vil ha mye å si for kapasiteten til konstruksjonen og økonomi. Det er ikke alltid at standardiserte forbindelsesløsninger har tilstrekkelig kapasitet og det må produseres egne løsninger. Dette vil ofte være dyrere. Siden tre har ortotrope egenskaper, må en konstruktør ta hensyn til ulike forhold som i liten eller ingen grad blir tatt hensyn til i stål og betongkonstruksjoner. Eksempler på dette kan være vinkelen mellom kraft og fiberretning, fuktighet og varigheten til lasten. I en trekonstruksjon vil forbindelsen ofte være det svakeste punktet, og det er ofte disse delene som bestemmer konstruksjonens bæreevne(28). I forhold til metallforbindere som benyttes, må det tas hensyn til at de kan ha svekket kapasitet som følge av korrosjon eller høy temperatur. Alle disse forholdene må hensyntas ved utformingen av forbindelsen.

### 8.1 Forbindelsesmidler

#### 8.1.1 Tradisjonelle forbindelser

Tradisjonelle forbindelser er en fellesbetegnelse på en stor gruppe forbindelsesteknikker med røtter langt tilbake i tid (1). Disse forbindelsene finner vi ofte i gamle trekonstruksjoner. Forbindelsene danner ofte tre-mot-tre forbindelser, hvor kraftoverføringen vil skje gjennom kontakttrykk og friksjon. For å sikre forbindelsen og å gjøre det mulig å overføre strekkrefter ble det benyttet plugger av tre eller spiker av jern og stål.

#### 8.1.2 Limte forbindelser

Lim har stor styrke og stivhet. En limt forbindelse er enkel og vil ofte være en billig alternativ. En slik forbindelse vil ha gode branntekniske egenskaper da forbindelsen er skjult. Brannegenskapene vil avhenge av limtypen. Ulempen med limte forbindelser er at det er svært få utbredte beregningsmetoder med tilfredsstillende grad av nøyaktighet for disse forbindelsene. Det stilles også strenge krav til utførelsen, og som følge av at forbindelsen er skjult er det vanskelig å kontrollere den i ettertid. Dersom det skulle oppstå brudd i forbindelsen, vil det være i form av sprøbrudd hvor bruddet inntreer plutselig og uten forvarsel.

### 8.1.3 Spiker

Spiker er et forbindelsesmiddel som blir brukt hvor krav til styrke ikke er viktig, men pga. denne type forbindelse har lave avstandskrav er det mulig å oppnå stor bæreevne. Spiker leveres med en rekke ulike tverrsnitt;- det kan være firkantet, runde eller skarpkantet. Kapasiteten beregnes etter formen på spikeren, diameteren på spikerhodet og spikerens overflateruhet. I en spikerforbindelse vil det ofte være lurt å forborre for å unngå sprekkdannelse i trevirket.

### 8.1.4 Skruer og gjengestenger

Skruer og spiker har like egenskaper, men skruer vil ofte benyttes i forbindelse hvor det er større krav til styrke. Den største forskjellen i kapasiteten mellom skruer og spiker er aksialkapasiteten. Skruer har gjengede deler og det er denne delen som øker aksialkapasiteten. Skruer leveres med ulik hodeform, kvalitet, dimensjon og lengde på gjenget del.

### 8.1.5 Bolter

Bolter vil ofte bli benyttet hvor det stilles større krav til strekkapasitet enn det er mulig å ivareta med skruer og spiker. Dersom det benyttes bolter, må det alltid benyttes underlagsplate under boltehode og mutter for å fordele krefter. Dette gjøres også for å beskytte trevirket. Som følge av størrelse på boltene må det alltid forborres i trevirket. Hullene er ofte større enn diameteren på boltene, og dette kan redusere kapasiteten til knutepunktet.

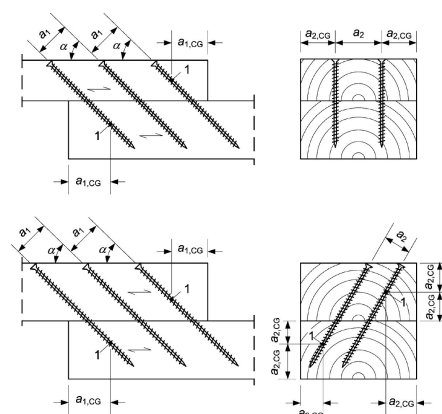
### 8.1.6 Dybler

Dybler har veldig lik oppførsel som bolter, men den største forskjellen vil være at dybler ikke kan ta opp aksialkrefter. Dette gjør at dybler ikke kan benyttes i aksialbelastede forbindelser.

## 8.2 Kontroll av trekapasitet

### 8.2.1 Avstandskrav

NS-EN 1995-1-1:2004 oppgir krav til avstander mellom forbindele. Dette er avstanden innbyrdes mellom skruene i fiberretning og vinkelrett på fiberretningen og avstandene fra kant og ende. Avstandene vil påvirke kapasiteten til forbindelsen. Siden de ulike forbindele ikke vil oppnå sin fulle kapasitet samtidig, vil ikke forbindelsens kapasitet være lik summen av de enkelte forbindeleens kapasitet. Siden trevirket har ulike egenskaper, vil dette medføre til at kreftene fordeler seg ujevnt på forbindele og forbindelsens kapasitet vil være mindre enn summen av kapasiteten til hver forbindele. Man er da nødt til å ta hensyn til antall effektive forbindele. For å bestemme antall effektive forbindele må en bruke avstanden  $a_1$ . Denne avstanden vil også påvirke faren får splitting da faren kan reduseres ved å øke  $a_1$  og kant/endeavstander. Avstandene er illustrert i figur 8.1. Minste avstander for skruen benyttet kan ses i tabell 8.1.



**Figur 8.1:** Minste avstander mellom aksialt belastede skruer innbyrdes og til kant og ende

(10)

	Minste avstander	Min
$a_1$	$7 \cdot d$	91 mm
$a_2$	$5 \cdot d$	65 mm
$a_{1.CG}$	$10 \cdot d$	130 mm
$a_{2.CG}$	$4 \cdot d$	52 mm

**Tabell 8.1:** Minste avstander mellom skruer

## 8.2.2 Hullkantfasthet

Hullkantfastheten er den største kraften som kan overføres mellom forbinderen og trestykket før brudd oppstår i trevirket. Hullkantfastheten bestemmes av forbinderens diameter, trevirkets densitet og vinkelen mellom kraften og fiberretningen (1). Hullkantfastheten vil variere utfra hvilke fuktinnholdet, fiberretningen, diameteren på forbinderen, friksjon mellom forbinderen og trevirket og en evt. forsterkning av trevirket normalt fiberretning (1). I oppgaven har det blitt benyttet av hullkantfastheten for massivtre basert på forsøk av Blass Uibel (24). Dette er på grunn av at NS-EN 1995-1-1:2004 tar ikke for seg beregning av hullkantfasthet for massivtreelementer.

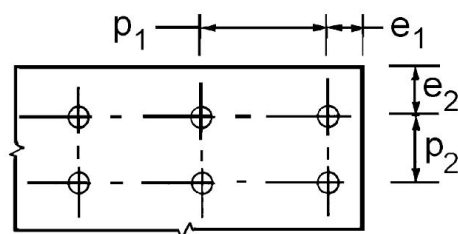
## 8.2.3 Bruddformer i enkeltsnittet tre mot stålforbindelse

Kapasiteten til en stål-mot-tre forbindelse avhenger av tykkelsen på stålplaten(e) (10). Dersom stålplate er lik eller mindre enn halve diameteren på forbinderen vil den klassifiseres som tynn og dersom diameteren på forbinderen er større eller lik diameteren på forbinderen vil den klassifiseres som tykk. Dersom tykkelsen er mellom disse verdiene, må kapasiteten beregnes ved hjelp av interpolasjon mellom grenseverdiene for tynn og tykk stålplate. NS-EN 1995-1-1:2004 har satt opp ulike bruddformer som skal kontrolleres etter klassifiseringen av stålplaten. For en enkeltsnittet tynn stålplate har vi to mulige bruddformer. Her vil vi få brudd i trevirket eller i forbinderen. For en enkeltsnittet tykk stålplate har vi tre mulige bruddformer; et sprøtt brudd hvor trevirket svikter først og to duktile bruddformer hvor stålet svikter først. En ønsker å oppnå duktilt bruddform da materialet viser deformasjon før det går til brudd, mens sprøbrudd skjer uten forvarsel. Den kritiske verdien til forbindelsen er bruddformen som gir lavest kapasitet. Kapasitetene i Eurocode er basert på Johansens flyteleddteori hvor forbinderen er festet  $90^\circ$  på fiberretningen (1). Som konstruktør er det viktig å utnytte materialene som blir brukt på en måte som får frem deres gode egenskaper. I forbindelsen ble det valgt å benytte en løsning av Rothoblaas. I den løsningen har Rothoblaas oppgitt kapasitet på bakgrunn av tykkelsen på massivtreelementet, skruetype, vinkel med fiberretning ( $45^\circ$ ) og inntrengingsdybe. Dette gjør at de oppnår større kapasitet enn Johansens flyteleddteori. Dette viser at Johansens flyteleddteori er en konservativ antagelse, da en kan oppnå større kapasitet ved å endre vinkelen mellom skruene og fiberretningen.



## 8.3 Stålkapasitet

Stålplaten er kontrollert mot Eurocode 3: Prosjektering av Stålkonstruksjoner. Brudd i stålplate kan oppstå på ulike måte, dette kan være pga. strekkreftene, trykkreftene, skjærkreftene, bøyemomentet, en kombinasjon av disse eller pga. hullkantfeil selv om brudd pga hullkantfeil hører til sjeldenheter når en bruker standardmål. Hull-, ende- og kantavstander vil ha mye å si for kapasiteten. I stål-mot-tre forbindelsen har avstandskravene i figur 8.1 blitt sammenlignet mot avstandskravene i figur 8.2. Dette er for å finne hvilken som stiller strengest krav, da den blir bestemmende for avstanden i forbindelsen. Benyttet avstander kan ses i G1 for stål mot treforbindelsen og i figur 9.5 for avstandene for stål mot betongforbindelsen.



**Figur 8.2:** Hull-, ende- og kantavstander for skruer  
(9)

### Tverrsnittsklasse

Ved dimensjonering av stål er det nødvendig å klassifisere hvilke tverrsnittsklasse tverrsnittet havner i for å bestemme dersom tverrsnittet må dimensjoneres som plastisk eller elastisk tverrsnitt. Dersom tverrsnittet dimensjoneres elastisk, antas det at kapasiteten til det mest påkjente området i konstruksjonen er fullt utnyttet ved begynnende flytning (21). Dette er ikke nødvendigvis den maksimale kapasiteten til konstruksjonen. Plastisitetsteorien definerer konstruksjonens maksimale kapasitet hvor tverrsnittet er fullt utnyttet. Den maksimale kapasiteten vil være lasten rett før plastisk brudd i konstruksjonen. Elastisk dimensjonering er konservativ og vil medføre at store deler av konstruksjonen ikke når sin fulle kapasitet og blir dårlig utnyttet pga reservekapasitet. Plastisk dimensjonering brukes derfor ofte for bedre utnyttelse. Vi har 4 ulike tverrsnittsklasser og ulike beregningsmetoder for de. Klasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk og elastisk, klasse 3 kan kun dimensjoneres elastisk, mens for klasse 4 så vil det oppstå lokal knekking i det mest

påkjennte området før det når flytespenningen og det må tas hensyn til dette. Stålplate er antatt å være i tverrsnittsklasse 1 eller 2 slik at det kan beregnes etter plastisitetsteori. Dette er for å forenkle beregninger.

### Aksialkapasitet

Aksialkapasiteten til stålplata er beregnet etter punktene 6.2.3 og 6.2.4 i NS-EN 1993-1-1:2005 (8). Fullstendige beregninger for aksialkapasiteten kan ses i G2.

### Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten er beregnet etter punktet 6.2.6 i NS-EN 1993-1-1:2005 (8). I vedlegg G2 kan beregninger for skjærkapasiteten ses.

### Momentkapasitet

Momentkapasiteten til stålplata er beregnet etter punkt 6.2.6 i NS-EN 1993-1-1:2005. Beregnet momentkapasiteten sammenlignes med opptredende dimensjonerende moment for å verifisere at opptredende ikke overskrider kapasiteten (8). Momentkapasiteten er beregnet i vedlegg G2.

### Hullkanttrykk

Vi vil kunne få ulike bruddformer i stålplaten. Dette avhenger av tykkelsen på stålplaten og avstanden mellom skruehullene og kanten. Dersom grunnmaterialet er for tynt vil skruen kunne ovalisere skruehullet. Dersom endeavstanden  $e_1$  og  $p_1$  er for liten vil skruen kunne rive ut den ytterste delen av stålplaten. Dersom kantavstanden  $e_2$  eller avstanden mellom skruene  $p_2$  er liten vil skruen rive ut en del av grunnmaterialet i tverretningen (25). Hullkanttrykket er beregnet etter Tabell 4.3 i NS-EN1993-1-8 (9). Fullstendige beregninger for hullkanttrykk kan sees i vedlegg G2.



**Figur 8.3:** Bruddform som følge av hullkanttrykk  
(25)

## 8.4 Betongkapasitet

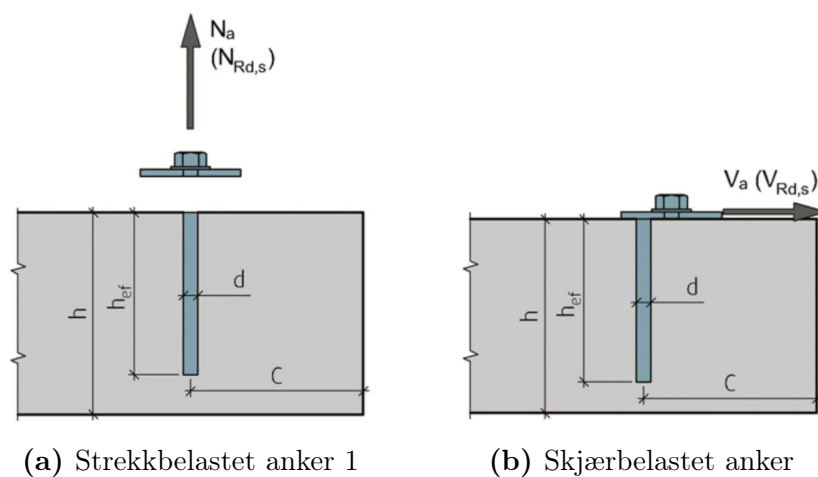
### 8.4.1 Ankerfester i betong

Gjengestengene i betongen må forankres og til formålet kan det benyttes ankerfester. Hvilke ankerfester man benytter avhenger av flere faktorer. Eksempler på faktorer kan være belastningstype, bruksområde (risset eller urisset betong), bestandighet, levetid og brannmotstandsevne. Ankerfeste i betong kan inndeles i 2 hovedtyper, kjemiske og mekaniske ankerfester. Kjemisk anker brukes ofte når kantavstanden eller innbyrdes avstand er for liten for ekspansjonsankre. Kapasiteten til ankeret bestemmes av den laveste bruddformen. Hvilke bruddform som vil kunne oppstå avhenger av belastningen, ankeret, kvaliteten og tykkelsen på betongen og avstandene i innfestningen. Dersom ankeret er strekkbelastet vil det kunne oppstå stålbrudd, heftbrudd, kjeglebrudd eller spaltebrudd. Dersom ankeret er skjærbelastet vil det kunne oppstå stålbrudd, kantbrudd, utrivning eller avskalling. Hvordan de ulike bruddformene oppstår og faktorer som påvirker disse blir beskrevet dypere i det neste avsnittet.

### 8.4.2 Bruddformer for ankerfester i betong

#### Stålbrudd

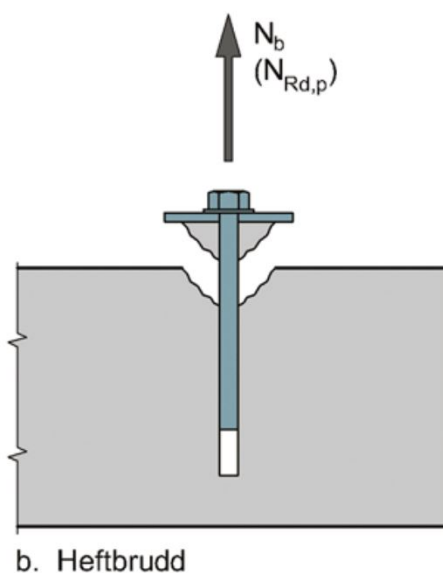
Stålbrudd inntreffer ofte når innfestningsdybde er for stor for ankere, eller at avstanden mellom ankrene eller til betongkant er for store. Kapasiteten til stålbrudd bestemmes av flytespenningen og tverrsnittsarealet til ankret.



**Figur 8.4:** Stålbrudd i strekk og skjærbelastet anker  
(26)

### Heftbrudd

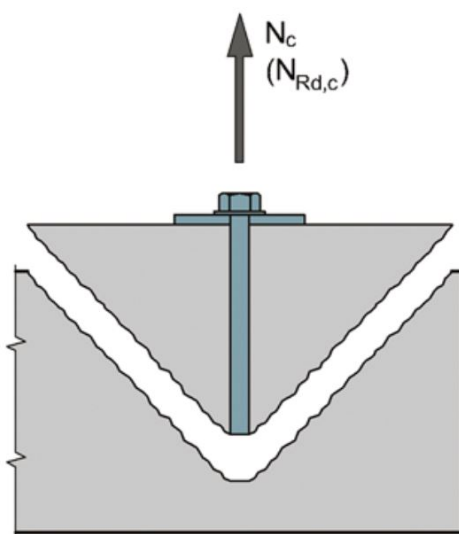
Dersom heftspenningen som oppstår mellom ankeret og betongen overskrider heftkapasiteten, vil det kunne oppstå et heftbrudd. Dette skjer hvis ankeret trekkes ut av betongen og bruddflaten vil ligge inntil ankeret. I betongoverflaten vil det dannes riss fra ankeret og ut mot betongkanten



**Figur 8.5:** Heftbrudd  
(26)

### Kjedgebrudd

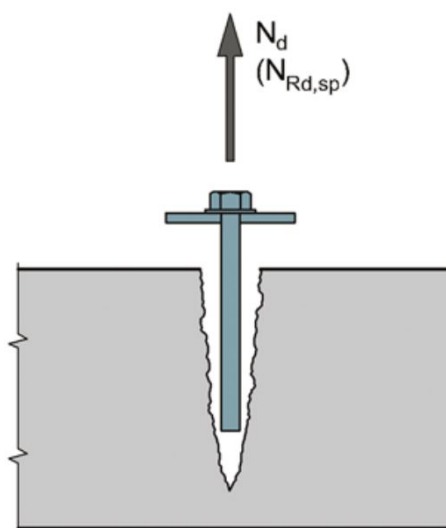
Kjedgebrudd oppstår når strekkapasiteten til betongen overskrides. Dersom strekkapasiteten overskrides, vil ankeret trekke med seg en tilnærmet kjedgeformet del av betongen. Denne bruddformen er mest vanlig når det er ren uttrekkskraft i ankeret, og vil være dimensjonerende for kapasiteten, spesielt i områder av konstruksjonen som ikke er armert. Kapasiteten for kjedgebrudd reduseres dersom det er liten avstand mellom ankrene og/eller at ankrene plasseres for nær frikant av betongen. Kapasiteten reduseres som et resultat av redusert bruddkjedgeareal. Kjedgebruddkapasiteten oppnår sin fulle kapasitet dersom betongkjedene som trekkes ut ikke overlapper med hverandre.



**Figur 8.6:** Kjedgebrudd  
(26)

### Spaltebrudd

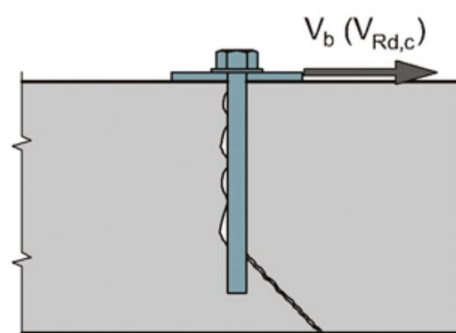
Spaltebrudd oppstår dersom ankeret trekkes ut av betongen som en konsekvens av spalting av betongen langs ankeret. Dette vil si at spaltingen skjer mellom ankrene eller fra ankeret ut mot fri kant av betongen. Spaltebrudd kan være dimensjonerende dersom avstanden mellom ankrene er for liten og/eller at ankeret er for nær betongkanten.



**Figur 8.7:** Spaltebrudd  
(26)

### Kantbrudd

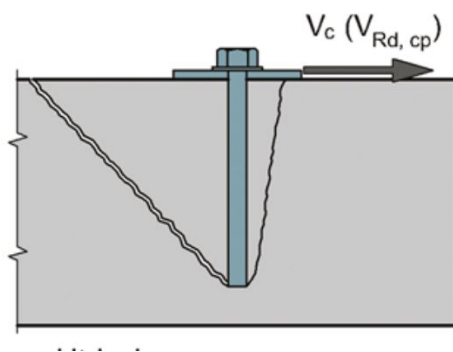
Kantbrudd oppstår ved at ankeret bryter ut en del av betongen ved kant. Kapasiteten med hensyn til kantbrudd reduseres hvis ankeret er plassert for nær kanten av betongen eller at avstanden mellom ankrene er for liten.



**Figur 8.8:** Kantbrudd  
(26)

### Utrivning

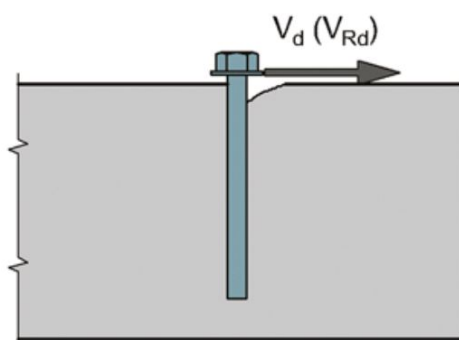
Utrivning oppstår hvis ankeret bryter ut en del av betongen. Bruddformen kan oppstå dersom ankrene i ankergruppen er korte og stive.



**Figur 8.9:** Utrivning  
(26)

### Avskalling

Dersom det oppstår store lokale trykkspenninger parallelt med betongoverflaten vil betongen knuses. Spenningsene som oppstår, vil føre til at betongen spaltes og gir en avskalling. Ankre som er utkraget og får påført skjærkraft vil lettere være utsatt for denne type bruddform.



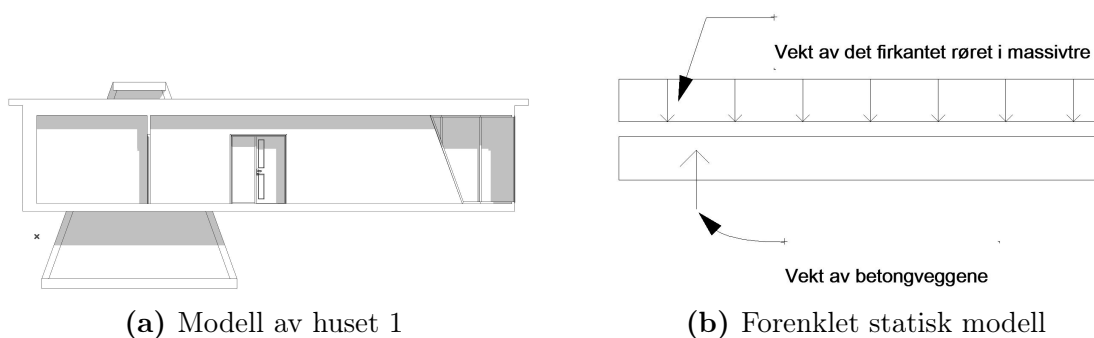
**Figur 8.10:** Avskalling  
(26)

### 8.4.3 Armering i betong

Som nevnt tidligere har betong veldig høy trykfasthet, men lav strekkfasthet. Stål har høy strekkfasthet og i betongkonstruksjoner benyttes det derfor armeringsstål for å kompensere for den lave strekkfastheten i betong. Armeringsstålet bidrar også til å begrense rissvidder i betongen. I rapporten har det ikke blitt lagt vekt på kapasiteten til betongveggene, og armeringsmengden har blitt beregnet etter minimum armeringsmengde på bakgrunn av samlet areal på betongveggene.

### 8.4.4 Vekt av betong

Betongveggene skal bidra til å skape statisk likevekt, slik at huset ikke vipper. For å skape statisk likevekt, kan konstruksjonen ses på en bjelke som er belastet med to vertikale krefter som skal være i likevekt. Figur 8.11 illustrer hvordan man kan bryte modellen av huset til en forenklet statisk modell. Dersom en benytter seg av Newtons to første lover vil en kunne finne vekten av betongskivene som kreves for å motvirke vekten av det firkantede røret i massivtre.



**Figur 8.11:** Brytning til en forenklet statisk modell



## 9 Resultater

I dette kapitlet presenteres resultatene som har blitt funnet ved hjelp av den analytiske modellen i RSA og håndberegningene. Forutsetningene og teori for resultatene har blitt gjennomgått fortløpende i løpet av rapporten.

### 9.1 Bruddgrensekontroll

Resultatene som ligger til grunn for kontroll i bruddgrense kan ses i vedlegg D. I begynnelsen av prosjektet var det tenkt at det skulle brukes Splikon massivtre 120 (5S). Begrensningen ble at tykkelsen til massivtreet måtte være minimum  $10 \cdot d$  hvor  $d$  er diameteren til forbinderen. Dersom det fortsatt hadde blitt benyttet 120 (5s) hadde det resultert i flere nødvendige skruer og større stålplate. I resultatene ser man hvor lite trykk og bøyepenningskapasiteten blir utnyttet, mens skjærspenningen overskrider kravet. Som nevnt tidligere har massivtre lav skjærfasthet og vil ha dårlig kapasitet med tanke på skjærspenninger. For å komme innenfor kravet for skjærspenninger kan tverrsnittet økes, alternativt kan det benyttes gjengestenger eller skruer som forsterkning. Håndberegningene for kontroll i bruddgrensetilstand kan sees i vedlegg F1.

Bruddgrensetilstand	Utnyttelsesgrad [%]
Trykkspenning	59.8
Skjærspenning	157.2
Bøyepennning	5.9
Kombinerte bøye og trykkspenninger	65.7

**Tabell 9.1:** Kontroll i bruddgrensetilstand

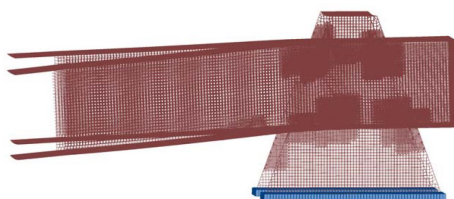
### 9.2 Kontroll i bruksgrensetilstand

#### 9.2.1 Deformasjon

Resultatene for deformasjonen er hentet direkte fra RSA. Dette kan sees i vedlegg F2. For utkragede konstruksjoner med et spenn  $l$  er maksimal nedbøyning satt til mellom  $l/75$  til  $l/150$  i NS-EN 1995-1-1. Tillatt nedbøyning for konstruksjonen er:

$$w_{fin} = \frac{l}{150} = \frac{4750mm}{150} = 31.67mm.$$

Konstruksjonen har en maksimal deformasjon på  $13.3\text{mm}$  og oppfyller dette kravet.



**Figur 9.1:** Illustrasjon av nedbøyningen

### 9.2.2 Vibrasjon

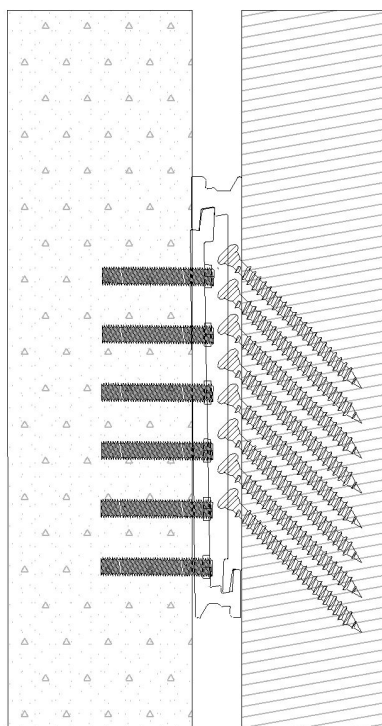
Dekke med egenfrekvens lavere enn 8 Hz vil bli påvirket av resonansrespons pga menneskelige aktivitet. Dersom dekket har en høyere egenfrekvens enn 8Hz er det mulig å bruke en forenklet beregningsmetode, men hvis egenfrekvens er lavere enn 8 Hz må dekke undersøkes nærmere. Beregninger på egenfrekvens kan ses i vedlegget Vibrasjon. Dekket har egenfrekvens på 21.4 Hz og det er mulig å bruke en forenklet beregningsmetode. For å se om dekket tilfredsstillt kravet sammenlignes resultatene mot kriterier satt av Hu og Chui.  $w_{static,1kN}$  er den maksimale øyeblikkelige nedbøyning som følge av en punktlast påført på det mest ugunstige stedet med hensyn på lastfordeling (27). Utfra beregningene i vedlegg F4 tilfredsstillt dekket kravet satt med hensyn til vibrasjon.

$$\frac{\left(\frac{f_{n,1}}{18.7}\right)^{2.27}}{w_{static=1kN}} \geq 1 \quad (9.1)$$

$$\frac{\left(\frac{21.405}{18.07}\right)^{2.27}}{0.386} = 3.52 \geq 1 \quad (9.2)$$

## 9.3 Resultat av forbindelsene

Figur 9.2 viser utformingen av forbindelsen sett fra siden (snitt).



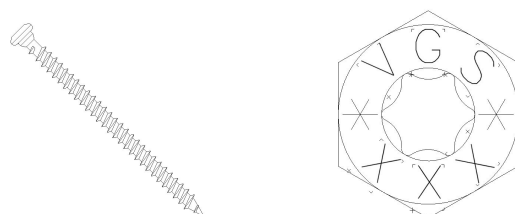
**Figur 9.2:** Forbindelsen sett fra siden (snitt)

### 9.3.1 Skruer

Beregningene har lagt til grunn at det benyttes VGS-skruer fra Rothoblaas. Figur 9.3 viser utformingen av skruen. En ulempe med leverandøren som kom frem etter hvert var begrensningen på dimensjoner på skruene deres. I praksis kunne vi ha benyttet skruer med diameter opptil  $16\text{mm}$ . Dette hadde minket antall nødvendige forbindere og muliggjort bruk av en mindre stålplate. Dimensjonen på skruen ble til slutt bestemmende for utformingen av forbindelsen da dette medførte til høy utnyttelse av skruene i stål-til-tre forbindelsen, men lav utnyttelse av stålplaten og gjengestengene i stål-til-betongforbindelsen. Den store avstanden mellom skruene skyldes fordelingen av kreftene. Dersom en forbindelse skal oppta momentkrefter vil det være en fordel å øke avstanden mellom forbinderene for å minske belastningen på den mest belastede forbinderen. Fullstendige beregninger for kapasiteten til skruene kan sees i vedlegg G1.

Kontroll	Belastning [kN]	Kapasitet [kN]	Utnyttelse [%]
Aksialkapasitet	18.808	19.712	95.4
Tverrkapasitet	3.295	15.041	21.9
Kombinert tverr og aksial			95.8

**Tabell 9.2:** Utnyttelse av skruene



**Figur 9.3:** VGS-skruer fra Rothoblaas

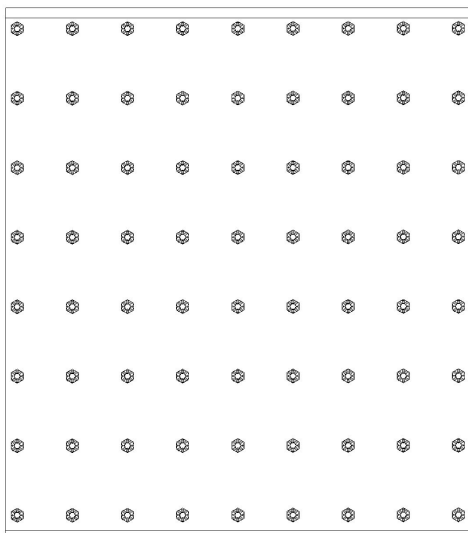
### 9.3.2 Stålplate

Resultatene viser lav utnyttelse av kapasiteten til stålplaten. Dette skyldes at antall forbindere som krevdes ble bestemmende for størrelsen på stålplaten. Dersom det hadde blitt benyttet skruer av større dimensjonerer ville dette ha ført til færre nødvendige forbindere og dermed mindre stålplate og bedre utnyttelse av kapasiteten. Det kommer også frem i resultatene hvor forbindere er i grenseland i kapasitetsutnyttelsen. Fullstendige beregninger for kapasitet til stålplaten i stål mot treforbindelsen kan sees i vedlegg G2.

#### Kapasitetskontroll av stålplate i stål-til-tre forbindelse

Kontroll	Belastning [kN]	Kapasitet [kN]	Utnyttelse[%]
Strekk	525	2414	21.7
Trykk	525	2434.29	21.6
Moment	240	438.171	54.8
Skjær	600	1643.579	36.5
Blokkutrivning	600	4181.35	14.3
Avskjæring av nettotverrsnitt	525	2108.7	24.9
Avskjæring av tverrsnitt	525	2975.3	17.6
Hullkanttrykk		8307	

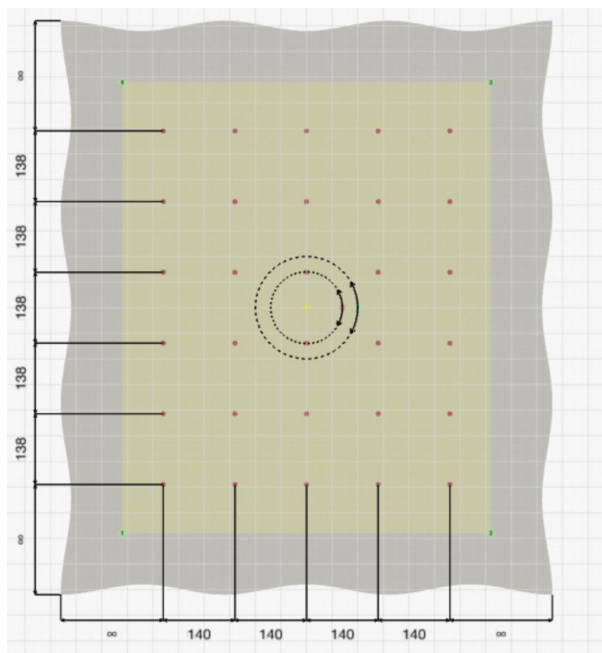
**Tabell 9.3:** Utnyttelse av stålplate i tre-mot-stål forbindelse



**Figur 9.4:** Stålplate med skruer

### 9.3.3 Ankerfester i betong

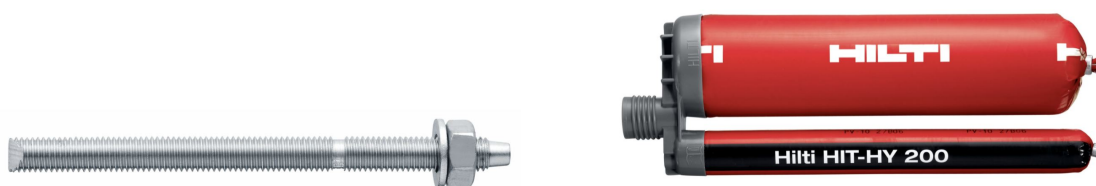
Beregningene legger til grunn at det benyttes gjengestenger av type  $M1270mm$  av fasthetsklasse 8.8 brukt med. Som ankerfester benyttes det Hilti HIT-HY 200. Gjengestengene og ankerfesteren kan ses i figur 9.6. Hilti har et enormt utvalg av ankerfester og egne programmer til å beregne kapasiteten til ankerfester i betong. Resultatene viser lav utnyttelse av ankrene. Den lave utnyttelsen skyldes stål-til-tre forbindelsen som ble bestemmende for utformingen til stål-mot-betong forbindelsen. Plassering og utnyttelse av ankrene kan ses i figur 9.5 og tabell 9.4.



**Figur 9.5:** Plassering av ankerfestene i betong

Kontroll	Utnyttelse[%]
Stålbrudd (Strekkelastet anker)	3
Kjeglebrudd	7
Spaltebrudd	6
Heftbrudd	0
Stålbrudd (Skjærbelastet anker)	30
Kantbrudd	0
Utrivning	29

**Tabell 9.4:** Kapasitet ankerfester i betong



**Figur 9.6:** Ankerstang og limanker fra Hilti  
(32) (33)

## 9.4 Armering

Minste og største armeringsareal har blitt beregnet etter NS-EN 1992-1-1:2004. Resultatene er vist i 9.5. Minste armeringsareal vil ikke nødvendigvis være tilstrekkelig da dette vil

avhenge om det beregningsmessige nødvendige armeringsareal er større eller mindre, men armeringsarealet skal ikke være mindre enn minimumskravet. Beregninger som er til grunn for resultatene kan sees i vedlegg H1.

	<b>Horisontal armering</b>	<b>Vertikalarmering</b>
<b>Minimumskrav</b>	20451 mm <sup>2</sup>	40902 mm <sup>2</sup>
<b>Maksimal</b>		818040 mm <sup>2</sup>
<b>Maksimal senteravstand</b>	400 mm	400 mm

**Tabell 9.5:** Beregnet armeringsmengde og senteravstand

## 9.5 Vekt av betong

For å oppnå statisk likevekt i konstruksjonssystemet var det nødvendig å beregne hvor stor mengde betong som måtte til for å unngå at massivtrørøret vippet. Resultatene kan ses i tabell 9.6. Fullstendige beregninger kan sees i vedlegg H2.

<b>Mengde betong</b>	
	<b>Vekt</b>
<b>Betongvegg 1</b>	15037.239 kg
<b>Betongvegg 2</b>	15037.239 kg
<b>Total</b>	30074,479 kg

**Tabell 9.6:** Mengde betong for statisk likevekt

## 10 Diskusjon

Hovedutfordringen lå i utformingen av forbindelsen. Ulike løsninger ble vurdert og veid mot hverandre. Det ble klart tidlig at jeg måtte skille massivtreet fra betongveggene. Forbindelsen ble da todelt, en stål mot tre og stål mot betong. Blant disse to forbindelsene var innfestningen til betongen som skapte mest hodebry. Dette skyldes at det foreligger veldig lite litteratur på forbindelser i betong. En mulig løsning var å bruke stålplate med påsveiste gjengestenger som støpes i betong. En fordel med bruk av gjengestenger i forhold til skruer og bolter, er at lengden kan enkelt tilpasses etter nødvendig forankringslengde. I en sann type forbindelse kan sveisekapasiteten også begrense kapasiteten til forankringsstengene. En annen mulighet var å tre gjengestengene tvers gjennom betongveggen og bruke to stålplate på hver side. Denne forbindelsen ville ha vært mest fordelaktig med hensyn på montering. Forbindelsen ble forkastet pga. usikkerhet knyttet til kapasitetskontroll av stålplaten på den ytre siden av betong og begrensnig på litteratur. Siste løsning som ble vurdert var ekspansjonsbolt. En ekspansjonsbolt har en liten hylse på bunnen og i toppen er bolten gjenget og har en skive og mutter. Det forbores hull til bolten og når bolten bankes inn hullet og mutteren begynner å strammes, vil hylsen utvide seg og bolten får et godt feste. Dette var et godt alternativ, men ble forkastet pga. det ble sett på som bedre alternativ at Hilti hadde egen beregningsprogram for forbindelse med bruk av gjengestenger og lim som anker.



## 11 Konklusjon

Problemstillingen for oppgaven var å dimensjonere en bolig i massivtre. Dette innebærer kontroller av den globale og lokale stabiliteten i brudd-, og bruksgrensetilstand. Boligen har blitt dimensjonert for å ta opp kreftene som ble påført etter gjeldende regelverk. Konstruksjonen innfridde ikke kravet satt for skjærspenning og det må benyttes forsterkning. Det ble ikke tid til å beregne på forsterkningen, men dette har blitt kommentert og foreslått hvordan det kan gjøres. Resultatene tilsier at konstruksjonen kan bygges dersom det beregnes for forsterkningen i forhold til skjærspenninger. Valgene som har blitt tatt har blitt argumentert for. Målene som var satt for prosjektet i begynnelsen var å få innsikt i ingeniørrollen, planlegge og jobbe mot en satt fremdriftsplan, benytte og videreutvikle kunnskap innen trekonstruksjoner og relevante analyseprogrammer. I løpet av prosjektet har kandidaten tilegnet seg kunnskaper innen massivtre, ulike analyseprogrammer og forbindelser i betong, tre og stål. Kandidaten står her med kunnskap som er verdifull for næringslivet og større innblikk innen dimensjonering av trekonstruksjoner. Det skal også nevnes at det er stor mangel på beregningsmetode for massivtre i Eurocode 5. I prosjektet har det vært benyttet den svenske håndboka for massivtre og sammenlignet dette mot beregningsmetodene som produsenter av massivtre har utgitt. Mye av tiden gikk til litteraturundersøkelse og samtaler/mail korrespondanse med bedrifter og personer som jobber med massivtre. Gruppemedlemmet var også heldig med å få innsyn i foreløpig utkast av neste utgivelse av Eurocode 5 etter samtale med et komitémedlem som jobber med neste utgivelse. Beregning av massivtre inngår i det foreløpige utkastet, men dette har ikke blitt brukt i oppgaven utenom som kontroll opp mot den svenske håndboka og veiledning utgitt av produsenter.

## 12 Feilkilder

Konstruksjonen er som nevnt tidligere modellert i RSA. En mulig feilkilde kan være feil bruk av programmet, noe som vil påvirke resultatene beskrevet i rapporten. I oppgaven har geometrien i konstruksjonen blitt forenklet. Dette ble gjort for å gjøre det enklere å modellere. Forenklingene vil påvirke resultatene i oppgaven. Trekonstruksjonen som var ment for å gi bæring til plattformen som går opp til inngangsdøren ble ikke tatt

med i modellen, da den ikke var ment å gi bidrag til hovedkonstruksjonen. I tillegg er massivtreveggene modellert som en hele paneller selv om det vil bestå av flere elementer. Dekket i bolig er en komposittløsning ut fra modellen mottatt fra oppdragsgiver. Dette er ikke tatt hensyn til i modelleringen da gulvdekket har blitt modellert som dekke av trekvalitet C24. Dette vil påvirke nedbøyning og vibrasjon da E-modulen vil være annerledes enn gulvdekket har. En annen faktor som vil påvirke nedbøyningen som er ikke blitt tatt hensyn til er kryp. Lastvarigheten og fuktighetsinnholdet vil ha størst påvirkningen på krypdeformasjonen, men temperatur, antall kvister og lastretningen vil også kunne påvirke dette. Dette vil bidra til den totale nedbøyningen. En annen mulig feilkilde kan være håndberegningene som har blitt utført i beregningsprogrammet MathCad som følge av menneskelig feil.

## 13 Videre arbeid

Viktige kontroller har vært utelatt av tidshensyn. Dette inkluderer effekten av seismikk, dynamiske laster, undersøkelse av grunnforholdene, lyd, brann og grundigere kontroll av betongveggene og krav i forhold til armering og plassering. Det bør også dimensjoneres for knutepunktene mellom massivtreveggene og dekket.

## 14 Innovasjon, forskning, entreprenørskap og utvikling

Bachelorutdanningen ved NTNU består stort sett av introduksjonsemner innenfor dimensjonering av enkle konstruksjoner i stål, tre og betong. Dimensjonering av konstruksjonene har foregått på elementnivå hvor man ser på et todimensjonalt problem og sjekker det mot kravene i norsk standard. I løpet av bacheloroppgaven har jeg gått fra å beregne og dimensjonere for todimensjonale problemstillinger til å dimensjonere mer komplekse tredimensjonale problemstillinger. Prosessen har krevd å sette sammen kunnskapene om de ulike materialene og undersøke hvordan de kan benyttes sammen. Prosessen har krevd sitt, men jeg sitter nå med mer kunnskap og innsikt i hvordan ingeniører innenfor konstruksjonsteknikk jobber. For å kunne løse problemstillingen har jeg måtte gå forbi pensum på bachelorutdanningen og tilegne meg kunnskaper om krysslaminert tre og modelleringsprogrammet Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021. Programmet ble valgt på bakgrunn at det benyttes veldig mye på de videregående dimensjoneringsemnene på masternivå på NTNU. Læringskurven har vært bratt grunnet veldig mye nytt fagstoff som skulle læres på veldig kort tid. Den første perioden av prosjektet gikk for det meste i samling og læring av nødvendig fagstoff og å sette meg inn i analyseprogrammet. Ved å tilegne meg ferdigheter i RSA ble det enklere å modellere og analysere modellen og se etter evt. feilkilder. Det ble gjort et poeng av at modellen skulle være så realistisk som mulig, så det ble satt av mye tid til å lære hvordan man kunne modellere de ulike elementene slik de oppfører seg i virkeligheten.

## Referanser

- [1] Bell K. Dimensjonering av trekonstruksjoner. Bergen: Fagbokforlaget; 2017.
- [2] Institutt NT. Treteknisk Håndbok. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt; 2009.
- [3] Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger 2.3.1.2. Standard Norge; 2004.
- [4] Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Standard Norge; 2016.
- [5] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. Standard Norge; 2009.
- [6] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster. Standard Norge; 2009.
- [7] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster. Standard Norge; 2009.
- [8] Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Standard Norge; 2010.
- [9] Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-8: Knutepunkter. Standard Norge; 2009.
- [10] Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Standard Norge; 2010.
- [11] Massive treelementer. Typer og bruksområder. Byggforsk; 2018. Hentet 29.01.2021 fra [https://www.byggforsk.no/dokument/3009/massive\\_treelementer\\_typer\\_og\\_bruksomraader](https://www.byggforsk.no/dokument/3009/massive_treelementer_typer_og_bruksomraader).
- [12] Massivtre. Trefokus; 2018. Hentet 28.01.2021 fra <http://trefokus.no/treveilederen/temaer/byggesystemer/massivtre>.
- [13] Skogsareal. Statista; 2020. Hentet 30.01.2021 fra <https://www.statista.com/statistics/238893/ten-countries-with-most-forest-area/>,.
- [14] Massivtre. Norsk Treteknisk Institutt; 2018. Hentet 28.01.2021 fra <http://trefokus.no/treveilederen/temaer/byggesystemer/massivtre>.

- [15] Mistissini Bridge. Nordic Structures; Ukjent. Hentet 02.02.2021 fra <https://www.nordic.ca/en/projects/structures/mistissini-bridge>.
- [16] Bygge med massivtre. Norsk Treteknisk Institutt; 2006. Hentet 13.02.2021 fra <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>.
- [17] Sandaker BN. Materialkunnskap. Lillestrøm: Byggenæringens forl; 2003.
- [18] Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. Trondheim: Tapir akademisk forl; 2010.
- [19] Massive treelementer. Typer og bruksområder. SINTEF; 2018. Hentet 29.01.2021 fra [https://www.byggforsk.no/dokument/3009/massive\\_treelementer\\_typer\\_og\\_bruksomraader](https://www.byggforsk.no/dokument/3009/massive_treelementer_typer_og_bruksomraader).
- [20] Eriksson M. Jern og stål. SINTEF;. Available from: <https://www.sintef.no/ekspertise/sintef-materialer-og-kjemi/materialer-og-nanoteknologi/jern-og-stal/>.
- [21] Larsen PK. Konstruksjonsteknikk : laster og bæresystemer. Trondheim: Tapir akademisk forl; 2008.
- [22] Damping og forsterking av lyd med tre. TreFokus; Ukjent. Hentet 19.04.2021 fra <http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/akustikk-og-lydisolasjon/damping-og-forsterking-av-lyd-med-tre>.
- [23] Weckendorf J, Weckendorf J, Toratti T, Toratti T, Smith I, Smith I, et al. Vibration serviceability performance of timber floors. 2016;74(3):353–367.
- [24] Uibel T, Blaß HJ. Load carrying capacity of joints with dowel type fasteners in solid wood panels. In: Proceedings. CIB-W18 Meeting; 2006. .
- [25] Aalberg A. Forelesningsnotat i Stålkonstruksjoner 1. Norges Teknisk-Naturvitenskapelig Universitet; 2020.
- [26] Ankerfester i betong. Byggforsk; 2013. Available from: [https://www.byggforsk.no/dokument/600/ankerfester\\_i\\_betong?fbclid=IwAR3GO2kdu4psNCNrEtSRqIfOS-zHfrJmzK0sXCpjHl3\\_UrTulmSU8UgHfi8](https://www.byggforsk.no/dokument/600/ankerfester_i_betong?fbclid=IwAR3GO2kdu4psNCNrEtSRqIfOS-zHfrJmzK0sXCpjHl3_UrTulmSU8UgHfi8).
- [27]
- [28] Limtreboka. Moelv: Norske limprodusenters forening; 2015.

- [29] Derfor jobber ZERO med å gjøre bygg- og anleggsektoren utslippsfri. Zero; Ukjent. Hentet 14.05.2021 fra <https://zero.no/fagomrade/bygg-og-anlegg/>.
- [30] Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler. Byggforsk; 2013. Hentet 05.02.2021 fra [https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster\\_for\\_bygningsmaterialer\\_byggevarer\\_og\\_bygningsdeler](https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler).
- [31] Teknisk godkjenning. Splitkon; 2018. Hentet 14.01.2021 fra <https://splitkon.no/produkter/massivtre/>.
- [32] HAS-V-36 ANCHOR ROD. Hilti; Ukjent. Hentet 21.04.2021 fra [https://www.hilti.com/c/CLS\\_FASTENER\\_7135/CLS\\_ANCHOR\\_RODS\\_ELEMENTS\\_7135/r8704694](https://www.hilti.com/c/CLS_FASTENER_7135/CLS_ANCHOR_RODS_ELEMENTS_7135/r8704694).
- [33] HIT-HY 200-A ADHESIVE ANCHOR. Hilti; Ukjent. Hentet 21.04.2021 fra [https://www.hilti.com/c/CLS\\_FASTENER\\_7135/CLS\\_INJECTABLE\\_ADHESIVE\\_ANCHORS\\_7135/r4803](https://www.hilti.com/c/CLS_FASTENER_7135/CLS_INJECTABLE_ADHESIVE_ANCHORS_7135/r4803).
- [34] Friis HF. Evaluering av effekten av friksjon i kontaktflaten mellom massivtreelementer. Norwegian University of Life Sciences, Ås; 2016. Available from: <http://hdl.handle.net/11250/2402839>.

# Vedleggsliste

## A Artikkel

## B Plakat

## C Ove Sletten

C1 Vindlast

C2 Snølast

## D Laster

D1 Moment

D2 Skjær

D3 Aksial

## E Dimensjoneringsgrunnlag med åpninger

E1 Moment med åpninger

E2 Skjær med åpninger

E3 Aksial med åpninger

## F Kapasitetskontroll

F1 Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

F2 Nedbøyning i bruksgrensetilstand

F3 Nedbøyning i bruksgrensetilstand med åpninger

F4 Vibrasjon

## G Kapasitetskontroll av forbindelsen

G1 Kapasitet av skruer i stål mot treforbindelse

G2 Kapasitet av stålplate

G3 Kapasitet av gjengestenger i stål mot betongforbindelse

## **H Betong**

H1 Armering i betong

H2 Vekt av betong for statisk likevekt



