

# Etasjeskiller i tre med komposittløsning

**Martin Hartnes**  
**Kim Andre Åby**

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)  
Innlevert: juni 2016  
Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Konstruksjon	DATO: 10.06.16	ANTALL SIDER: 99+80
----------------------------	-------------------	------------------------

TITTEL:

### Etasjeskiller i tre med komposittløsning

Timber Composite Floor

UTFØRT AV:

Martin Flattum Hartnes  
Kim André Åby



SAMMENDRAG:

Dette arbeidet fokuserer på utvikling av en ny etasjeskiller, med komposittvirkning, som kan oppnå spennvidde på 8 til 9 m. Ved å sammenligne alternative etasjeskillere med komposittløsninger bestående av limtre, massivtre, Kerto-Q og betong, ble det beste alternativet videreutviklet basert på resultater funnet ved bruk av et beslutningsverktøy. Fokuset i sammenligningen lå på parameterne bruksegenskaper, klimapåvirkning, materialkostnad og produksjon, der resultatene er basert på innhentet informasjon og analytiske beregningsmetoder.

Det beste alternative er optimalisert ved bruk av numerisk analyse, med FEM-programmet Abaqus. I optimaliseringen er det lagt vekt på å oppnå høy effektivitet av tverrsnittet, uten økt tverrsnittshøyde eller unødvendig bruk av materialer. Videre er en vurdering av brannmotstand (R90) og en kontroll av bruksegenskaper utført. Den nye modellen er et prefabrikkert element bygd opp av en topplate i Kerto-Q (69x2400 mm), med fire mellomliggende limtrebjelker (90x225 mm), og en bunnplate i massivtre (90x2400 mm). Skjærforbindelsen mellom komponentene er limt, og en kan dermed oppnå fullt statisk samvirke. Modellen har en spennvidde på 8000 mm, en bredde på 2400 mm og en høyde på 384 mm.

Det er utført langtidstester på en ni måneder gammel fullskala modell som tidligere er utviklet i en masteroppgave fullført ved NTNU. Modellen består av en komposittløsning med limtre og betong. Totalt er syv tester utført på modellen for å foreta en grundig evaluering av langtidsvirkningene, tre dynamiske tester, tre nedbøyningstester og en bruddtest. Testresultatene viste at tverrsnittet hadde et tap av bøyestivhet på ca. 34 %, pga. svinn i betong.

For å ta hensyn til flere aspekter er det gjennomført en evaluering av utforming av modell og brutto etasjehøyde, kostnadsoverslag, beregning av klimapåvirkning, produksjon av modell, effektiv transport, montering, bruks- og brannegenskaper. Det er også gjennomført en evaluering av påliteligheten til analytiske og numeriske analyser.

Den nye modellen oppnår gode bruksegenskaper både med tanke på vibrasjoner og nedbøyning med en spennvidde på 8 m, og har mulighet for lengre spennvidde avhengig av rotasjonsstivheten i randbetingsene. Modellen har god fleksibilitet, og bruksegenskapene reduseres ikke ved anvendelse i dekkekonstruksjoner eller ved skrå utforming av enden. Det anbefales å se videre på optimalisering av tverrsnittet for å oppnå høyere effektivitet.

FAGLÆRER: Kjell Arne Malo

VEILEDER(E): Kjell Arne Malo

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk



---

## Forord

Masteroppgaven er utarbeidet som en avslutning på et 2-årig masterstudium ved bygg- og miljøteknikk, gjennomført på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) for begge bidragsyttere. Oppgaven er skrevet ved institutt for konstruksjonsteknikk, og er gjennomført over en periode på 20 uker, våsemesteret 2016.

Begge forfattere har bakgrunn fra tømrerfaget, og en oppgave innen trekonstruksjoner var derfor av stor interesse. Etter gjennomgang av oppgavene tilgjengelig innen trekonstruksjoner, med professor Kjell Arne Malo, ble det raskt besluttet at etasjeskiller med komposittløsning, ville være interessant og lærerikt. Oppgavens kombinasjon med bruk av etablert teori, arbeid i laboratoriet og bruk av numerisk analyse gjorde at dette var en oppgave som omfavnet mange interessante muligheter.

Ettersom den gitte oppgaven hadde et bredt utgangspunkt, fikk vi ikke mulighet til å gå i dybden på én enkelt løsning, derimot brukte vi mye tid på å undersøke alternative komposittløsninger. Dette medførte likevel at vi fikk en bred innføring hva angår bruk av komposittløsning i dekkekonstruksjoner.

Det rettes en stor takk til hovedveileder Kjell Arne Malo for kyndig veiledning, henvisninger til god litteratur og mange gode diskusjoner i løpet av oppgavens periode. I forbindelse med arbeidet i laboratoriet ved instituttet, vil vi takke medarbeiderne Ragnar Moen, Steinar Seehus og Bjørn Schjølberg. Til slutt rettes en takk til Bård Sverre Solem for en rask innføring i beregning av klimapåvirkning fra materialer.

Trondheim, den 10. juni 2016

---

Martin Flattum Hartnes

---

Kim André Åby



---

## Sammendrag

Dette arbeidet fokuserer på utvikling av en ny etasjeskiller, med komposittvirking, som kan oppnå spennvidde på 8 til 9 m. Ved å sammenligne alternative etasjeskillere med komposittløsninger bestående av limtre, massivtre, Kerto-Q og betong, ble det beste alternativet videreutviklet basert på resultater funnet ved bruk av et beslutningsverktøy. Fokuset i sammenligningen lå på parameterne bruksegenskaper, klimapåvirkning, materialkostnad og produksjon, der resultatene er basert på innhentet informasjon og analytiske beregningsmetoder.

Det beste alternative er optimalisert ved bruk av numerisk analyse, med FEM-programmet Abaqus. I optimaliseringen er det lagt vekt på å oppnå høy effektivitet av tverrsnittet, uten økt tverrsnittshøyde eller unødvendig bruk av materialer. Videre er en vurdering av brannmotstand (R90) og en kontroll av bruksegenskaper utført. Den nye modellen er et prefabrikkert element bygd opp av en topplate i Kerto-Q (69x2400 mm), med fire mellomliggende limtrebjelker (90x225 mm), og en bunnplate i massivtre (90x2400 mm). Skjærforbindelsen mellom komponentene er limt, og en kan dermed oppnå fullt statisk samvirke. Modellen har en spennvidde på 8000 mm, en bredde på 2400 mm og en høyde på 384 mm.

Det er utført langtidstester på en ni måneder gammel fullskala modell som tidligere er utviklet i en masteroppgave fullført ved NTNU. Modellen består av en komposittløsning med limtre og betong. Totalt er syv tester utført på modellen for å foreta en grundig evaluering av langtidsvirkningene, tre dynamiske tester, tre nedbøyningstester og en bruddtest. Testresultatene viste at tverrsnittet hadde et tap av bøyestivhet på ca. 34 %, pga. svinn i betong.

For å ta hensyn til flere aspekter er det gjennomført en evaluering av utforming av modell og brutto etasjehøyde, kostnadsoverslag, beregning av klimapåvirkning, produksjon av modell, effektiv transport, montering, bruks- og brannegenskaper. Det er også gjennomført en evaluering av påliteligheten til analytiske og numeriske analyser.

Den nye modellen oppnår gode bruksegenskaper både med tanke på vibrasjoner og nedbøyning med en spennvidde på 8 m, og har mulighet for lengre spennvidde avhengig av rotasjonsstivheten i randbetingelsene. Modellen har god fleksibilitet, og bruksegenskapene reduseres ikke ved anvendelse i dekkekonstruksjoner eller ved skrå utforming av enden. Det anbefales å se videre på optimalisering av tverrsnittet for å oppnå høyere effektivitet.

---



---

## Abstract

This study focus on development of floor-elements with composite action, which can achieve a span from 8 up to 9 m. By comparing alternative floor-elements with different composite solutions consisting of glulam (glued laminated timber), CLT (cross laminated timber), Kerto-Q (laminated veneer lumber) and concrete, the best alternative was selected by the use of a decision tool. The parameters used in the decision tool where serviceability, climate properties, material cost and production. Results from the parameters are either based on gathered information or analytical calculations.

The alternative which achieved the best results was optimized by the use of numerical analysis, more specific the FEM-program Abaqus. In this optimization, the emphasis is on achieving high efficiency of the cross section, without increasing the cross sectional height or unnecessary use of materials. Next step is an assessment for the fire resistance (R90) and a control of the serviceability. The result became a prefabricated model built with a top plate in material Kerto-Q (69x2400 mm), four intermediate glulam beams (90x225 mm) and a lower plate made from CLT (90x2400 mm). All components are glued together at the shear connection, thus one can achieve full static interaction. Geometrics of the model become as follows, a span of 8000 mm, a width of 2400 mm and a height of 384 mm.

It has been performed long term tests on a nine month old full-scale model, previously developed in association with a master thesis completed at NTNU. The model consists of a composite solution with glulam and concrete. In total, seven tests are performed on the model to make a detailed evaluation of the long-term effects; three dynamic tests, three bending tests and a fracture test. The tests showed a loss of bending stiffness of approximately 34 % due to concrete shrinkage.

To take additional aspects into account an evaluation of the new model has been conducted for the design and gross floor height, material cost, climate impact, production of the element, efficient transportation, model installation, serviceability and fire protection. An evaluation of the reliability of the analytical and numerical analysis has also been performed.

The new model achieves good serviceability in terms of vibration and deflection with a span of 8 m, and has the opportunity for longer span depending on the rotational stiffness of the boundary conditions. The model has good flexibility, and therefore the serviceability is not reduced by application in floor-system or as an angled floor-element. It is recommended to further explore the optimization of the cross section, to obtain higher efficiency.

---

---

# Innholdsfortegnelse

<b>Forord</b> .....	<b>I</b>
<b>Sammendrag</b> .....	<b>III</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>V</b>
<b>1 Innledning</b> .....	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Mål og avgrensning .....	1
1.3 Oppgavens innhold.....	2
<b>2 Teori</b> .....	<b>3</b>
2.1 Definisjon av komposittvirkning.....	3
2.2 Full komposittvirkning .....	4
2.3 Bruddanalyse .....	5
2.4 Frekvensanalyse.....	6
2.5 Effektiv tykkelse.....	7
<b>3 Tidligere arbeid</b> .....	<b>9</b>
3.1 Innledning.....	9
3.2 TCC – Timber Concrete Composite.....	9
3.3 Langtidsvirkninger av TCC.....	10
3.4 Kompositter av tre og tre-baserte materialer .....	12
3.5 Lim som skjærforbinder .....	13
<b>4 Materialer</b> .....	<b>15</b>
4.1 Massivtre (CLT – Cross Laminated Timber) .....	15
4.2 Kerto-Q (LVL – Laminated Veneer Lumber) .....	16
4.3 Limtre (GLT - Glued-Laminated Timber).....	17
<b>5 Utførte tester</b> .....	<b>19</b>
5.1 Gjennomførte tester .....	19
5.2 Hammer Impact Test .....	19

---

5.3	Nedbøyingstest .....	21
5.4	Bruddtest.....	25
<b>6</b>	<b>Utvikling av ny modell .....</b>	<b>31</b>
6.1	Fase 1 – Sammenligning og beslutning .....	31
6.2	Fase 2 – Optimalisering og videreutvikling .....	35
<b>7</b>	<b>Numerisk analyse .....</b>	<b>51</b>
7.1	Oppbygging av modell 3 i Abaqus .....	51
7.2	Materialegenskaper brukt i Abaqus-modellen.....	54
7.3	Elementanalyse av modell 3 .....	56
7.4	Elementanalyse av 45° modell 3 (modell 3-45) .....	57
7.5	Elementanalyse av dekkekonstruksjon (modell 3-D).....	59
7.6	Elementanalyse av alternativ utforming av modell 3 (modell 3-H) .....	60
<b>8</b>	<b>Evaluerings.....</b>	<b>63</b>
8.1	Utførte tester .....	63
8.2	Utvikling av ny modell .....	66
8.3	Gjennomførte analyser .....	74
<b>9</b>	<b>Konklusjon.....</b>	<b>79</b>
<b>10</b>	<b>Videre arbeid .....</b>	<b>81</b>
10.1	Alternativt tverrsnitt til modell 3 .....	81
10.2	Elementforbindelse .....	82
10.3	Annet videre arbeid.....	82
<b>11</b>	<b>Referanser .....</b>	<b>83</b>
<b>12</b>	<b>Vedleggsoversikt.....</b>	<b>87</b>

---

## Figurliste

Figur 2.1 Oppførsel og spenningsfordeling for komposittbjelker .....	3
Figur 2.2 Oversikt over parametere til ligning (3). .....	4
Figur 2.3 Konseptet for effektiv bredde, som beskriver ligning (14) (Ahn et al., 2004). .....	7
Figur 2.4 Skisse av spenningsfordeling og effektivbredde for den nye modellen. ....	8
Figur 3.1 Tre-betong komposittbjelke med plasstøpt betong (Lukaszewska, 2009). ....	9
Figur 3.2 Resultater av innledende beregninger etter NS-EN 1995-1-1, tillegg B .....	10
Figur 3.3 Oversiktsbilde av modellen til Frihetsli og Alm (2015).....	11
Figur 3.4 (a) Stabiliserende elementer i systemet «trä8» .....	12
Figur 3.5 Montering av Ripa floor element (hentet fra <a href="https://goo.gl/QBE43S">https://goo.gl/QBE43S</a> ) .....	12
Figur 3.6 Stivhet til skjærforbindere, hentet fra Yeoh et al. (2010). .....	13
Figur 3.7 Tverrsnitt fra gangbru (Battocchi og Polastri (2006)) .....	13
Figur 3.8 Tverrsnitt fra arbeidene til Jacquier (2015) .....	14
Figur 4.1 Oppbygning av massivtre (HASSLACHER NORICA TIMBER, 2016).....	15
Figur 4.2 Oppbygning av Kerto-Q (VTT Certificate No. 184/03, 2009).....	16
Figur 4.3 Oppbygning av limtre (520.222 Bjelker av tre. Dimensjonering, 2011).....	17
Figur 5.1 Resultatoversikt for mode 1-4, rangert etter testdato. ....	20
Figur 5.2 Påføring av last, lastsituasjon 1 etter Frihetsli og Alm (2015). ....	22
Figur 5.3 Lineær tilnærming av last-forskyvningsdiagram fra test 10.02.15.....	22
Figur 5.4 Oversikt over bøyestivhet i hovedbærerretning, rangert etter testdato. ....	23
Figur 5.5 Tverrfuger fylt med lim før test 07.03.16. ....	24
Figur 5.6 Snittegning av bjelke A. ....	25
Figur 5.7 Plassering av horisontal avstandsmålere. ....	26
Figur 5.8 Lastprosedyre.....	26
Figur 5.9 Last – Forskyvning for de tre bjelkene. ....	27
Figur 5.10 Horisontal relativ forskyvning og last over testens varighet. ....	28
Figur 5.11 Effektiv bøyestivhet for modell 2 gjennom lastprosedyren.....	29
Figur 5.12 Effektivitet for modell 2 gjennom lastprosedyren. ....	29
Figur 5.13 Brudd i skjærforbindelsen. ....	30
Figur 6.1 Tverrsnittet av modellen etter beslutningsfasen. ....	35
Figur 6.2 Spenningsfordeling i toppflensen med tre limtrebjelker i modellen. ....	36
Figur 6.3 Spenningsfordeling i toppflensen med fire limtrebjelker i modellen. ....	37
Figur 6.4 Spenningsfordeling i toppflensen med fem limtrebjelker i modellen. ....	37

---

Figur 6.5 Grenseverdi for nedbøyning av 1kN punktlast.....	40
Figur 6.6 Total nedbøyning fra 1 kN punktlast.....	41
Figur 6.7 Tverrsnitt av modell 3 etter optimaliseringsfasen. ....	42
Figur 6.8 Snittet 3D- modell av modell 3, anvendt i rammekonstruksjon. ....	42
Figur 6.9 Redusert tverrsnitt etter brannpåkjenning.....	44
Figur 7.1 (a) modell 3 (venstre), (b) modell 3-45 (midten), (c) modell 3-D (høyre). ....	51
Figur 7.2 Fritt opplagt randbetingelser.....	53
Figur 7.3 Fast innspent randbetingelser. ....	53
Figur 7.4 Illustrasjon av tre lasttilfeller og randbetingelsen i hjørnene. ....	53
Figur 7.5 Skjærmodell i Abaqus. ....	55
Figur 7.6 Illustrasjon av modell 3-45. ....	57
Figur 7.7 Illustrasjon av modell 3-D. ....	59
Figur 8.1 Effektiviteten og horisontal relativ forskyvning for bjelke C.....	65
Figur 8.2 Virkningen av tosidig brannpåvirkning, vist på underside av bjelke. ....	66
Figur 8.3 Resultat av poenggivning, parameter materialkostnad, hentet fra vedlegg B.4. ....	67
Figur 8.4 Eksempel på vekting basert på et referansepunkt.....	68
Figur 8.5 Valgt utforming av ny modell. ....	68
Figur 8.6 Langsgående snitt av modell 3 i bygg. ....	69
Figur 8.7 Sammenligning av modell 3 mot andre alternativer.....	70
Figur 8.8 Nedbøyningskrav.....	72
Figur 8.9 Resultat av frekvensanalysen og frekvens fra Abaqus. ....	74
Figur 8.10 Beregningsmetode etter « $\gamma$ -metoden» med massivtre (Jacquier, 2015). ....	75
Figur 8.11 Resultatet av kriteriet til Hu og Chui (2004).....	77
Figur 10.1 Illustrasjon av alternativt tverrsnitt med bruk av S-bjelker. ....	81
Figur 10.2 Illustrasjon av forslag til forbindelse mellom elementene.....	82

---

## Tabelliste

Tabell 5.1 Oversikt over dynamikk og nedbøyingstester.....	19
Tabell 5.2 Oversikt over avvik for mode 1-4.....	21
Tabell 5.3 Oversikt over måleinstrumentene.....	25
Tabell 6.1 Enkel fremstilling av komposittutforminger.....	32
Tabell 6.2 Sammendrag av beslutningsverktøy.....	33
Tabell 6.3 Sammendrag av scenarioer til sensitivitetsanalyse.....	34
Tabell 6.4 Effektiv tykkelse og utnyttelse av flenser.....	38
Tabell 6.5 Resultat av bøyestivheten med 3, 4 og 5 limtrebjelker i modellen.....	39
Tabell 6.6 Sammenligning av normalspenninger.....	47
Tabell 7.1 Oppbygning av modell 3 i Abaqus.....	51
Tabell 7.2 Material- og tverrsnittsdefinisjon av deler i Abaqus.....	52
Tabell 7.3 Oppbygning av massivtre som komposittseksjon.....	52
Tabell 7.4 Retningsbetrivelse av materialene i Abaqus.....	54
Tabell 7.5 Materialelegenskapene til massivtre.....	54
Tabell 7.6 Materialelegenskapene til Kerto-Q.....	55
Tabell 7.7 Materialelegenskapene til Limtre CE L40C.....	55
Tabell 7.8 Resultatet av modell 3 som fritt opplagt og fast innspent.....	56
Tabell 7.9 Resultatet av modell 3-45.....	58
Tabell 7.10 Resultatet av modell 3-D.....	60
Tabell 7.11 Resultatet av modell 3-H.....	61
Tabell 7.12 Resultatet av modell 3-H med 10 m spennvidde.....	61
Tabell 8.1 Resultater av utførte tester.....	63
Tabell 8.2 Bruddkapasiteten til forskjellige bruddformer.....	64
Tabell 8.3 Målt horisontal relativ forskyvning i bruddøyeblikket.....	65
Tabell 8.4 Resultat av modell 3 som 8 m, 9 m og 10 m.....	76
Tabell 8.5 Resultatet av alternative utforminger av modell 3.....	77
Tabell 10.1 Sammenligning av modell 3 og alternativ tverrsnitt til modell 3.....	81





---

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Forskningsprosjektet WOODSOLS (Wood frame solutions for free space design in urban buildings) startet i begynnelsen av 2016 og prosjektets *hovedmål er å utvikle et industrialisert konstruksjonssystem i tre velegnet for bygg i by med fem til ti etasjer ved bruk av momentstive rammer*. Denne oppgavens bakgrunn knytter seg til et av forskningsprosjektets delmål som er *utvidelse av spennvidde av gulv, fra fire til seks meter, til mellom åtte og ni meter uten økning i total etasjehøyde*. WOODSOLS er avgrenset til bruk av prefabrikkerte kompositt-gulvelementer av tre og betong. Notat «WP2: LAY-OUT, PRODUKSJON OG MONTASJE», utarbeidet i forbindelse med WOODSOLS, påpeker at andre prosjekter bør iverksettes for å videreutvikle alternative løsninger basert på tre og -baserte produkter, evt. kombinert med betong eller andre tunge materialer.

Ved institutt for konstruksjonsteknikk (NTNU) har Frihetsli og Alm (2015) tidligere undersøkt komposittløsning med limtre og betong i etasjeskillere. Frihetsli og Alm (2015) konstruerte en fullskala modell, modell 2, og av tidsbegrensninger ble kun korttidstester gjennomført på modell 2. Langtidseffekter av tre-betong kompositter er av interesse, bl.a. problemer knyttet til svinn i betong, dette kan medføre redusert effektivitet av tverrsnittet. På bakgrunn av dette blir virkning av langtidseffekter på modell 2 testet og vurdert.

## 1.2 Mål og avgrensning

Hensikten med oppgaven er å sammenligne alternative etasjeskillere med komposittløsning i limtre og tre-baserte produkter, og etasjeskiller med limtre-betong kompositt, deretter videreutvikle det beste alternativet basert på resultatet. Kriteriene som skal benyttes ved sammenligning av alternativene er bruksegenskaper, klimapåvirkning, materialkostnad og produksjonsoperasjoner. For å vurdere alternativenes konstruksjonsegenskaper skal NS-EN 1995-1-1, tillegg B benyttes, og informasjon angående kostnader og klimapåvirkning innhentes fra relevante kilder. En beslutning skal fattes ved bruk av et beslutningsverktøy.

I videreutviklingen av en ny modell skal parametere som bidrar til økt effektivitet av tverrsnittet avdekkes slik at ny modell kan optimaliseres. Ved bruk av numerisk analyse, i FEM-programmet Abaqus, skal modellens reelle oppførsel identifiseres. Flexibiliteten skal undersøkes, både ved endret og utvidet geometri, spennvidde og randbetingelser. Aspekter som skal evalueres i videreutviklingen av en ny modell er utforming, pris, klimapåvirkning, produksjon, transport, montering, bruks- og brannegenskaper.

---

Erfaringene gitt fra tester utført på modell 2, kan benyttes i det videre arbeidet ved utvikling av en ny modell. Det skal utføres dynamisk- og nedbøyingstest som sammenlignes mot korttidstester utført av Frihetsli og Alm (2015), og eventuelle avvik skal redegjøres. Videre skal det gjennomføres en bruddtest av modell 2, for å undersøke effektivitet ved høy last og opptredende bruddform.

Brannvurderingen skal avgrenses til kun den nye modellens bæreevne (R), og akustikkegenskaper blir ikke vurdert betydelig. For den nye modellen skal vurdering av langtidseffekter utelukkes. Det brukes tidligere forskning og erfaringer fra komposittsystemer for å finne alternative etasjeskillere, men oppgaven betraktes ikke som et litteraturstudium. Tre-baserte produkter som skal vurderes i komposittløsningen velges fra godkjente og dokumenterte materialer.

### **1.3 Oppgavens innhold**

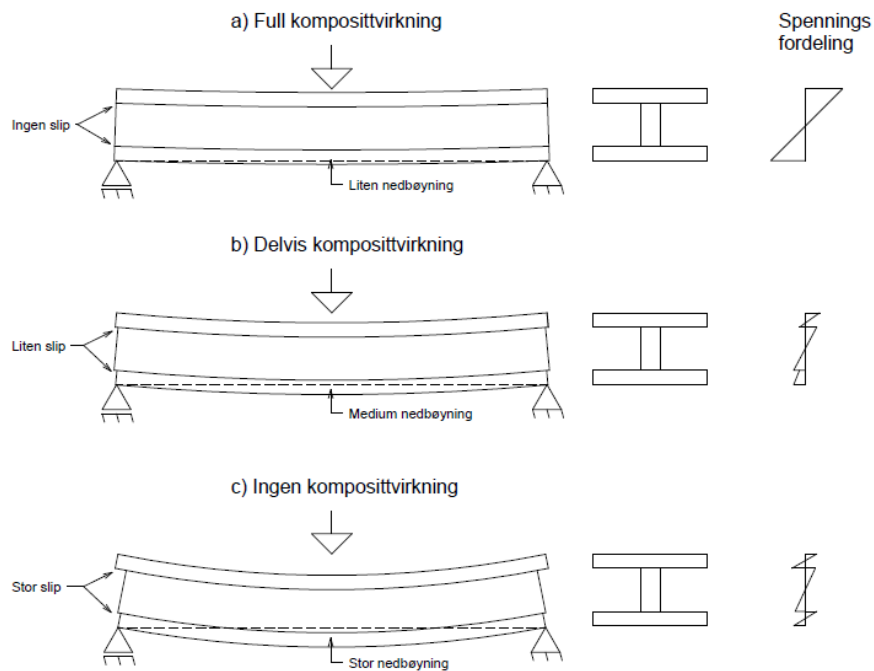
Masteroppgaven er todelt, med en hoveddel og en vedleggsdel. Hoveddelen inneholder teoretisk grunnlag, tidligere forskning, innføring i materialer, utførte tester, utvikling av ny modell, numerisk analyse, og til slutt evaluering og konklusjon. Vedleggsdelen inneholder bilder, illustrasjoner, analyser og grunnlag for resultater i hoveddelen.

Hoveddelen er delt inn i følgende kapitler. Kapittel 2 inneholder sentral teori som blir brukt i oppgaven. Kapittel 3 tar for seg tidligere forskning som er av interesse for arbeidet. Kapittel 4 omhandler en kort beskrivelse av materialer som brukes i ny modell. Kapittel 5 fremstiller langtidstester og bruddtest. Kapittel 6 er delt inn i to faser, sammenligning og beslutning, og optimalisering og videreutvikling. I kapittel 7 er metode og resultat av numerisk analyse utført i Abaqus lagt frem. I kapittel 8 er en evaluering av oppgavens hovedpunkter gjennomført. Kapittel 9 er konklusjonen av oppgaven og kapittel 10 gir forslag til videre arbeid.

## 2 Teori

I dette kapittelet blir det kort redegjort for sentral teori. Det blir vektlagt gjennomgang av komposittbjelke med full komposittvirkning, siden det er mest relevant for valgt løsning i denne oppgaven. Til slutt kommer en gjennomgang av ligninger brukt til brudd- og frekvensanalyse, og teorien bak beregning av effektiv tykkelse.

### 2.1 Definisjon av komposittvirkning



Figur 2.1 Oppførsel og spenningsfordeling for komposittbjelker med a) full komposittvirkning, b) delvis komposittvirkning og c) ingen komposittvirkning.

I Figur 2.1, består komposittbjelken av en øvre flens, en nedre flens og et steg, fokuset i denne oppgaven ligger på komposittbjelker med en øvre og en nedre flens og flere mellomliggende bjelker, hvor bjelkene blir sett på som et sammensatt steg. Figur 2.1 viser tre tilfeller av komposittbjelker, hvor hvert tverrsnitt har lik elastisitetsmodul. Tilfelle c) har ingen komposittvirkning, dette medfører at «komposittdelene» beveger seg fritt relativt i forhold til hverandre i «horisontal retning». Oppførselen til «komposittdelene» bidrar hver for seg, og bøyestivheten beregnes som gitt i ligning (1).

$$EI_0 = E_1I_1 + E_2I_2 + E_3I_3 \quad (1)$$

Hvor subindeksene 1, 2 og 3 beskriver komposittdelene, og subindeks 0 angir ingen komposittvirkning.  $E_i$  og  $I_i$  er hhv. komposittdel «i» sin elastisitetsmodul og annet arealmoment.

Figur 2.1, tilfelle b) illustrerer oppførselen til en komposittbjelke med delvis komposittvirkning. Beregningen av effektiv bøyestivhet av komposittbjelker med delvis komposittvirkning kan gjøres etter, NS-EN 1995-1-1 (2004), tillegg B, også kalt  $\gamma$ -metoden. Der den effektive bøyestivheten beregnes som gjengitt i ligning (2).

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

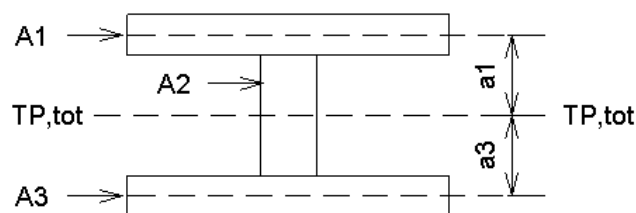
Det blir ikke gjort en nærmere gjennomgang av ligning (2), gjennomgang finnes i Frihetsli og Alm (2015), Skaare (2013) og Lukaszewska (2009).

## 2.2 Full komposittvirkning

Figur 2.1, tilfelle a) viser oppførselen til en komposittbjelke med full komposittvirkning. Komposittvirkningen medfører at «komposittdelene» ikke beveger seg relativt i forhold til hverandre i «horisontal retning» og oppførselen til «komposittdelene» bidrar som et tverrsnitt med fullt statisk samvirke. Dette medfører at bøyestivheten kan beregnes etter ligning (2), ved at  $\gamma_i$  settes lik 1 (Clouston et al., 2005), som gitt i ligning (3).

$$EI_{\infty} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + E_i A_i a_i^2) = E_1 I_1 + E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + E_3 I_3 + E_3 A_3 a_3^2 \quad (3)$$

I ligning (3) beskriver subindeksen  $\infty$ , full komposittvirkning.  $E_i$ ,  $I_i$  og  $A_i$  er hhv. komposittdel «i» sin elastisitetsmodul, annet arealmoment og areal. « $a_i$ » er avstand fra det enkelte komposittelement sitt tyngdepunkt til tyngdepunktet i det totale komposittverrsnittet, se Figur 2.2.



Figur 2.2 Oversikt over parametere til ligning (3).

Ved symmetri om det totale tyngdepunktet blir  $a_2$  lik null, siden tyngdepunktet til flate A2 sammenfaller med tyngdepunktet til det sammensatte tverrsnittet. Ligning (3) er en utvidet versjon av parallellakse-teoremet, som i tillegg tar med det enkelte tverrsnitt sin elastisitetsmodul.

---

Effektiviteten for et komposittvernsnitt kan bli estimert ved bruk av teorien fremstilt i Riggio et al. (2014) som gitt i (4) (Crocetti et al., 2014).

$$\eta = \frac{EI_{real} - EI_0}{EI_{\infty} - EI_0} \quad (4)$$

Hvor  $\eta$  er lik effektivitet,  $EI_{real}$  er estimert bøyestivhet gjort ved eksperimentelt forsøk,  $EI_0$  og  $EI_{\infty}$  er fra ligning (1) og (3).

### 2.3 Bruddanalyse

I forbindelse med bruddtest av modell 2, er det estimert fire bruddformer. Ligningene for de fire bruddkriteriene er hentet fra Frihetsli og Alm (2015) sin bruddtest av Skaare (2013) sin modell. I det følgende blir de fire bruddformene presentert.

#### ***Bruddform 1 – Strekk i nedre del av limtrebjelker***

$$F_{t,limtre,maks} = \frac{40}{67} \frac{f_{t0,mean} f_{m,mean} EI_{ef}}{(\gamma_2 E_2 a_2 f_{m,mean} + 0,5 E_2 h_2 f_{t0,mean})} \quad (5)$$

#### ***Bruddform 2 – Trykkbrudd i betong***

$$F_{c,betong,maks} = \frac{40}{67} \frac{EI_{ef} f_{c,mean}}{E_1 (\gamma_1 a_1 + 0,5 h_1)} \quad (6)$$

#### ***Bruddform 3 – Brudd i skjærforbinder***

$$F_{skjærforb,maks} = \frac{2 F_{skjærttestkap} EI_{ef}}{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s} \quad (7)$$

#### ***Bruddform 4 – Skjærbrudd i limtrebjelker***

$$F_{skjær,limtre,maks} = \frac{4}{3} A_{ef} \tau_{maks} \quad (8)$$

Ligningene for bruddformene ovenfor kan brukes videre, da lastsituasjonen for bruddtest av modell 2 blir utført likt som ved bruddtest av Skaare (2013) sin modell. Resultat av bruddtest blir presentert i kapittel 5.4 og beregningene av bruddkapasiteten er i vedlegg A.4.

---

## 2.4 Frekvensanalyse

Ved analytisk løsning av første svingeform antas et generalisert system av en fritt opplagt bjelke med en frihetsgrad, og en finner laveste frekvens ved bruk av generalisert stivhet og masse. Videre må det antas en formfunksjon,  $\psi(x)$ . Valget av formfunksjon er avgjørende for et godt resultat. Chopra (2011) foreslår at den tilnærmede formfunksjonen er nedbøyningsformen for massen, som er statisk påført konstruksjonen. I dette tilfellet vil det være en jevnt fordelt egenvekt,  $m(x)$ . Det antas videre at formfunksjonen er en halv sinusbølge og funksjonen er som gitt i ligning (9).

$$\psi_1(x) = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (9)$$

Videre defineres generalisert masse og stivhet ved hjelp av formfunksjonen (9) innsatt i ligning (10) og (11).

$$\tilde{m}_1 = \int_0^L m(x)\psi_1(x)^2 dx \quad (10)$$

$$\tilde{k}_1 = \int_0^L EI_{ef}(\psi_1''(x))^2 dx \quad (11)$$

I den analytiske løsningen av den nye modellen, benyttes middelveidier av densitetene oppgitt i teknisk godkjenning for de benyttede produktene. Videre benyttes det et estimat for bøyestivheten for den nye modellen basert på « $\gamma$ -metoden» fra tillegg B i NS-EN 1995-1-1 (2004). Frekvens for første svingeform blir funnet ved å benytte ligning (10) og (11) i ligning (12).

$$f_1 = \frac{\sqrt{\frac{\tilde{k}_1}{\tilde{m}_1}}}{2\pi} \quad (12)$$

For å vurdere resultatet av første svingeform benyttes komfortkriteriet utviklet av Hu og Chui (2004), se ligning (13). Kriteriet er basert på målinger av eksisterende gulv i Nord-Amerika (Malo og Kohler, 2013). Homb (2007) konkluderer med at kriteriet er pålitelig innenfor et frekvensområde på 10 til 20 Hz, men at nedre anbefalte grense for bjelkelag med høy tverrstivhet, skivevirkning, påstøp eller massivtredekker settes til 12,5 Hz.

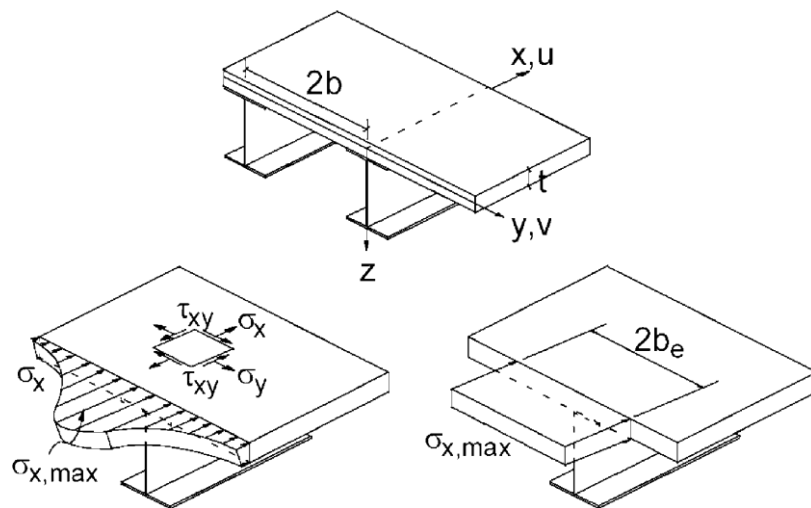
$$\Delta_{1kN} < \left( \frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27} \quad (13)$$

Komfortkriteriet tar hensyn til nedbøyning fra 1 kN i systemets mykeste punkt og den første egenfrekvensen til konstruksjonen. Videre mener Homb (2007) at nedbøyning burde begrenses til  $\Delta_{1kN,max}$  lik 1.3 mm.

## 2.5 Effektiv tykkelse

Utformingen av den nye modellen har en bredde som medfører at en trenger å undersøke «shear lag», og effektiviteten av øvre flens og nedre flens. Dette er for å ha et grunnlag for valg av hvilket produkt som er best egnet til flens.

Fra elementær bjelketeori er det antatt konstant spenning gjennom bjelkens bredde. Bjelketeori er antatt tilnærmet riktig for limtrebjelkene som brukes i steget for den nye modellen. For komposittkonstruksjoner med bred flens vil derimot ikke spenningene være konstant over bredden, denne effekten kalles «shear lag». Grunnen for at spenningene varierer over bredden er skjærtøyning i planet til flensen. Måten en tar effekten av «shear lag» med i bjelketeori, er at flensbredden erstattes av en effektiv bredde med konstant spenning, se Figur 2.3. Den effektive bredden beregnes med hensyn på den maksimale spenningen (Ahn et al., 2004).

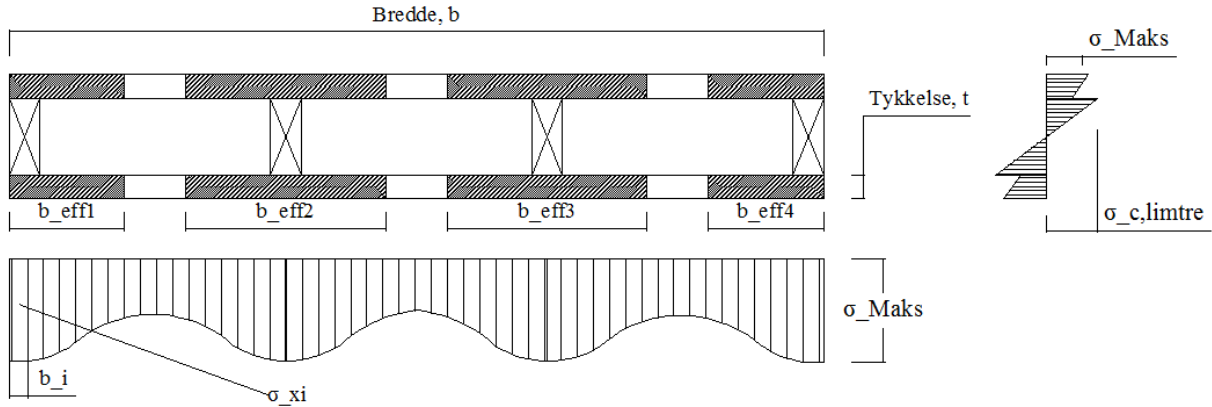


Figur 2.3 Konseptet for effektiv bredde, som beskriver ligning (14) (Ahn et al., 2004).

Summen av spenninger på flensene skal være like stor i begge tilfellene og ved å sette summene lik hverandre kan en beregne den effektive bredden, se ligning (14), hentet fra Ahn et al. (2004). Den reelle kraften beregnes ved dobbeltintegrasjon over spenningsvariasjonen med hensyn til bredde og tykkelse.

$$b_e = \frac{\int_0^b \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \sigma_x(y, z) dy dz}{\sigma_{x,max}(y, z)t} \quad (14)$$

I den nye modellen er den reelle kraften i spenningsvariasjonen hentet fra utarbeidet Abaqus-modell og funnet med numerisk integrasjon, se vedlegg B.7. Den nye modellen har flere steg, og det anses som mest beskrivende og enklest å sammenligne en total effektiv tykkelse av øvre og nedre flens i motsetning til en effektiv bredde, se Figur 2.4.



Figur 2.4 Skisse av spenningsfordeling og effektivbredde for den nye modellen.

Figur 2.4 viser et eksempel på spenningsvariasjon over bredden til flensen og spenningsfordeling over høyden i en komposittkonstruksjon. Den reelle totalkraften over flensens tverrsnittsareal vises i ligning (15).

$$F_{reell} = \left( \sum_{i=1}^n \sigma_{xi} b_i \right) t \quad (15)$$

Totalkraften for det effektive tverrsnittet vises i ligning (16).

$$F_{eff} = \sigma_{Maks} b t_{eff} \quad (16)$$

Som beskrevet tidligere, ved Ahn et al. (2004), skal  $F_{reell}$  og  $F_{eff}$  ha lik total størrelse. Den effektive tykkelsen kan dermed løses ut, se ligning (17).

$$t_{eff} = \frac{(\sum_{i=1}^n \sigma_{xi} b_i) t}{\sigma_{Maks} b} \quad (17)$$

Utnyttelse av flensen vises i ligning (18).

$$\eta_{tykkelse} = \frac{t_{eff}}{t} \quad (18)$$



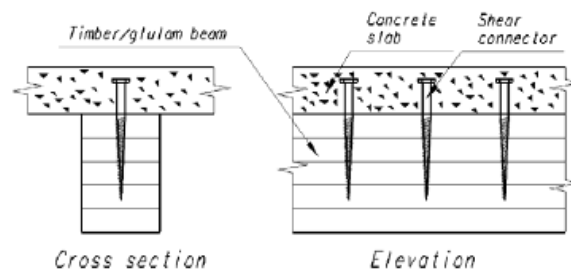
---

## 3 Tidligere arbeid

*Dette kapittelet tar for seg tidligere forskning med relevans for det videre arbeidet med oppgaven. Det vil også bli presentert observasjoner som ble funnet av mindre beregninger under forstudie og erfaringer knyttet til langtidstester av modell 2, laget av Frihetsli og Alm (2015).*

### 3.1 Innledning

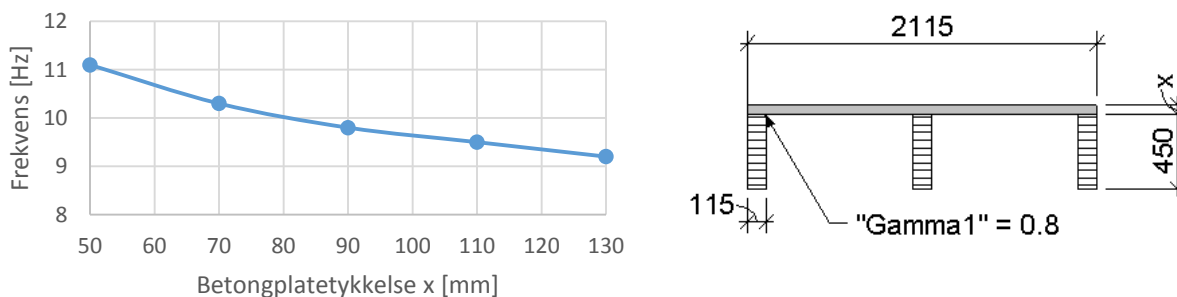
Forskning på tre-betong kompositter har foregått i nærmere 100 år (Yeoh et al., 2010). Det har i hovedsak vært fokusert på systemer med plasstøpt betong direkte på trebjelker, eksempel vist i Figur 3.1. Til gjengjeld har forskningsaktiviteten på variasjonen av skjærforbindere vært stor, og Lukaszewska (2009) og Manaridis (2010) har tatt en gjennomgang av de mest sentrale skjærforbinderne. I seinere tid har tre-betong kompositter med bruk av prefabrikkert betong blitt undersøkt av bl.a. Lukaszewska (2009), Frihetsli og Alm (2015), Skaare (2013), Costa (2011) og Crocetti et al. (2014). I tillegg har noen få forskere undersøkt muligheten med å bruke forskjellige typer betong og andre tre-baserte materialer (Lukaszewska, 2009).



Figur 3.1 Tre-betong komposittbjelke med plasstøpt betong (Lukaszewska, 2009).

### 3.2 TCC – Timber Concrete Composite

NS-EN 1992-1-2 (2004) tabell 5.8 angir minste «akse-distanse» til 30 mm, for et fritt opplagt dekke med brannmotstand REI 90. Med «akse-distanse» menes avstand fra nærmeste betongoverflate til tyngdepunktet i armeringsjern. Bruk av fiberarmert betong kan bidra til å holde platetykkelse på et minimum. Fra erfaring med bruk av fiberarmert betong i fullskalamodell, oppdaget Skaare (2013) at bruk av metallfiber sammen med strekkmatal som skjærforbinder ga ujevn fiberfordeling i områdene rundt skjærforbinderen, senere også påpekt av Frihetsli og Alm (2015) under bruddtest av Skaare (2013) sin modell. Strekkmatal som skjærforbinder sammen med bruk av ordinær armering ga derimot best resultater under en rekke skjærttester utført av Lukaszewska (2009).



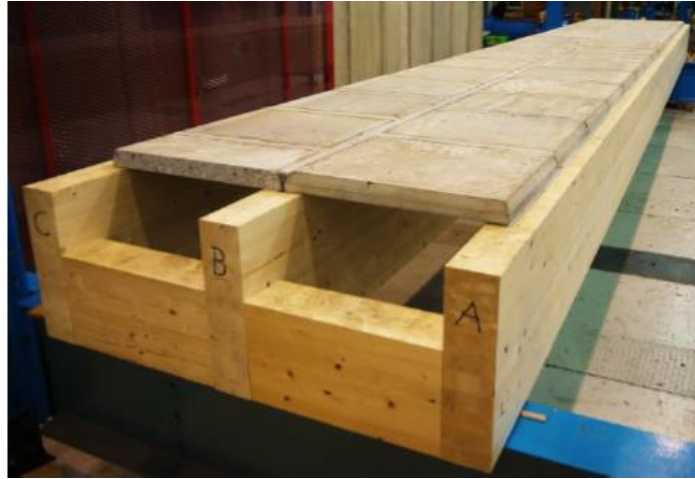
Figur 3.2 Resultater av innledende beregninger etter NS-EN 1995-1-1, tillegg B

I grafen til venstre i Figur 3.2, vises forhold mellom variasjon i platetykkelse og første egenfrekvens av tverrsnittet gitt til høyre i nevnte figur, ved spennlengde lik 9 m. I innledende kalkulasjoner ble det antatt full effektiv bredde av betongen. Grafen i Figur 3.2 viser at økningen av betongplatetykkelse har negativ innvirkning på frekvensen. Hvorvidt denne observasjonen kan representere reell oppførsel, er usikkert, men den antas å gi en indikasjon på forløpet.

### 3.3 Langtidsvirkninger av TCC

Kostnader og forberedelser knyttet til gjennomføring av langtidstester har medført at få langtidstester har blitt gjennomført per dags dato (Yeoh et al., 2010). Lukaszewska (2009) påpeker at svinn i betongen representerer en signifikant andel av langtidssnedbøyningen av komposittbjelker med plastøpt betong.

I system hvor det benyttes plastøpt betong i kompositten, kreves det betydelig armering for å redusere svinn, som kan bidra til økt platetykkelse for å oppfylle krav til overdekning. Det gir økt egenvekt av konstruksjonen og det kan bidra til problemer knyttet til komfort av dekke, med tanke på redusert egenfrekvens. En alternativ løsning på dette kan være bruk av lettbetong som er 15 % lettere enn normal betong, slik at komposittens egenvekt reduseres (Steinberg et al., 2003). Samtidig påpeker Manaridis (2010) at det er oppdaget problemer knyttet til bruk av lettbetong som følge av lavere kapasitet, ved at det lettere oppstår splitting på grunn av konsentrerte spenninger rundt skjærforbinderen. Yeoh et al. (2010) fastslår i tillegg at lettbetong bidrar til redusert bøyestivhet av komposittverrsnittet.



*Figur 3.3 Oversiktsbilde av modellen til Frihetsli og Alm (2015)*

Flere studier har sett på en løsning for å redusere svinnproblematikken ved bruk av prefabrikkerte betongplater, slik at betongplatene sviner før montering til bjelker. Frihetsli og Alm (2015) prøvde en metode hvor det var flere tverrgående skjøter, se Figur 3.3. Langtidstester utført i denne rapporten viste at heller ikke denne metoden virket effektivt mot å redusere svinnproblematikken, med et tap av bøyestivhet på 34 % over en periode på 9 måneder, se kapittel 5.3. Grunnen er svinn i betongen, hvordan svinnbidraget ble fordelt mellom betongplatene og fugene forble ukjent, men det antas at det største bidraget kom fra de etterfylte fugene.

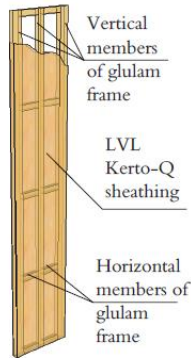
Yeoh (2010) fant ut i sine tester at komposittbjelker med svinnreduert betong hadde 20 % mindre nedbøyning enn komposittbjelker med normal betong over tid. Samtidig anbefaltes bruk av svinnreduert betong for å unngå tap av initial stivhet, men svinnreduert betong har en høyere pris enn normal betong.

Resultater fra en 5-års langtidstest utført av Ceccotti et al. (2007) på en tre-betong kompositt med plasstøpt betong, viste at nedbøyningen økte markant de to første årene og avslutningsvis endte nedbøyningen med å ikke tilfredsstillende nasjonale anbefalinger. Fragiaco og Lukaszewska (2013) konkluderte med at langtidsnedbøyningen er mindre med prefabrikkert betong enn ved tradisjonell plasstøpt betong, men at en prefabrikkert betongplate er avhengig av å herde i minst 7 dager skal det gi noen fordeler ovenfor tradisjonell plasstøpt betongplate.

Gjennom en rekke utførte tester vist til i denne rapporten, av fullskala modell, se kapittel 5, ble det konkludert med at limtreet ikke hadde markante endringer i oppførsel over en periode på ni måneder.

### 3.4 Kompositter av tre og tre-baserte materialer

Kerto-Q benyttes allerede innen flere konstruksjonssystemer, blant annet i stabiliserende element i systemet «trä8» utviklet av Moelven Töreboda AB. Elementene er prefabrikkerte skiver som består av en limtrekjerne med Kerto-Q skrulimt utenpå, se Figur 3.4 (a) (Tlustochowicz, 2011).



(a)



(b)

Figur 3.4 (a) Stabiliserende elementer i systemet «trä8»(Tlustochowicz, 2011), (b) Element fra Sibelius Hall (Kairi, 2002).

I pilotprosjektet Sibelius Hall i Lathi, Finland, ble balkongelementer produsert av flenser bestående av Kerto-Q og bjelker av Kerto-S, se Figur 3.4 (b). Elementene utnytter full komposittvirkning og benytter PU lim sammen med en skruepressteknikk som skjærforbindelse (Kairi, 2002).

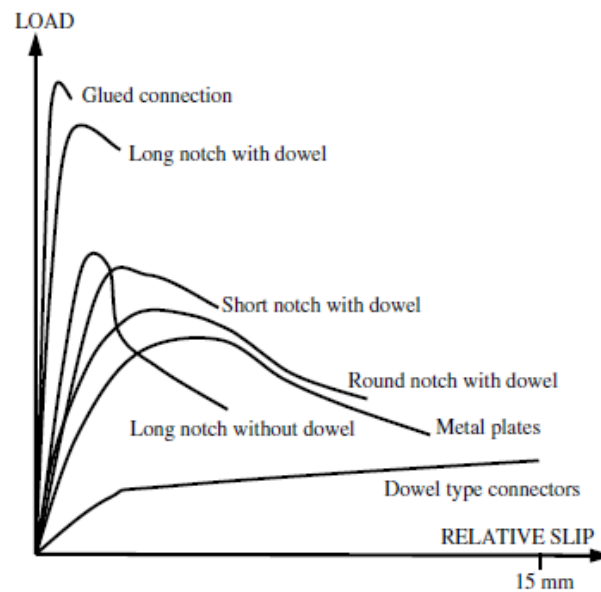
Yeoh et al. (2010) oppsummerer derimot at bruk av lim som skjærforbinder krever streng kvalitetskontroll og er kompleks for anvendelse ute på byggeplass. Likevel ble deler av takkonstruksjonen, bestående av limtre og Kerto-Q, til Expo-Dach 2000 i Hanover, Tyskland, limt på byggeplass (Kairi, 2002).

Fabrikant Metsäwood har også utviklet et dekkeelement, Ripa Floor element, se Figur 3.5. Det består av Kerto-Q som flenser og Kerto-S som bjelker. Konstruksjonssystemet er fritt opplagt og har spennvidder opptil 10 m. Derimot er det et system tenkt for mindre bygninger og ikke høyhus, ved at elementet bl.a. har brannmotstand REI 30 og REI 60.



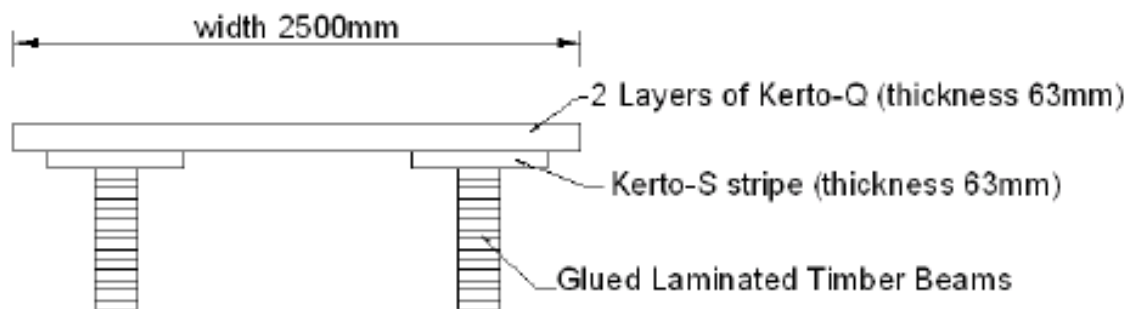
Figur 3.5 Montering av Ripa floor element (hentet fra <https://goo.gl/QBE43S>)

### 3.5 Lim som skjærforbinder



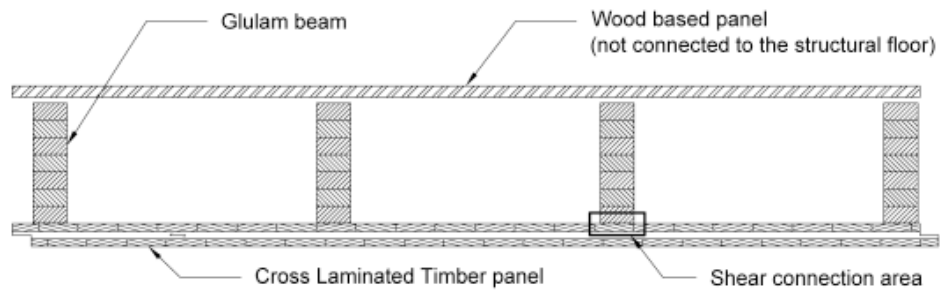
Figur 3.6 Stivhet til skjærforbindere, hentet fra Yeoh et al. (2010).

Figur 3.6 oppsummerer stivhetene til forskjellige grupper skjærforbindere, av figuren er det lim som er den stiveste skjærforbinderen. Battocchi og Polastri (2006) jobbet med en gangbru med tverrsnitt som vist i Figur 3.7. Fagpersoner på Moelven Töreboda AB forsikret at full komposittvirkning i mellom limtre, Kerto-S og Kerto-Q kunne antas, ved at limeprosessen ble utført på fabrikk, tilsvarende limeprosessen som benyttes imellom lamellene i limtre.



Figur 3.7 Tverrsnitt fra gangbru (Battocchi og Polastri (2006))

I arbeidet til Jacquier (2015) ble en rekke skjærforbindere undersøkt i komposittløsning bestående av massivtre som bunnflens og limtre som bjelker, se Figur 3.8.



*Figur 3.8 Tverrsnitt fra arbeidene til Jacquier (2015)*

Skjærforbinderne ble undersøkt i nedbøyningstester, tre mekaniske og en skruddlimt forbindelse, høyest komposittvirkning oppnådde den skruddlimte forbindelsen. Det ble målt et «slip» på hver ende på hhv. 0,016 mm og 0,045 mm, noe som indikerer tilnærmet full komposittvirkning.

Yeh et al. (1971) konkluderer med at dempingen ved bruk av lim som forbindelsesmiddel ble redusert i forhold til bruk av en mekanisk forbindelse. Labonnote (2012) påpeker at en av hovedbegrensningene til den videre utviklingen av høyhus i tre er knyttet til komfortegenskaper, og at demping er av stor betydning.

---

## 4 Materialer

*Dette kapittelet omhandler en kort beskrivelse av materialene som er benyttet til utvikling av ny modell. Det vil presenteres hvilke type materialer og egenskaper som har betydning for valgene som er tatt. De materialtekniske egenskapene blir presentert i kapittel 7.2, numerisk analyse. For materialeegenskaper tilknyttet tidligere modell 2 henvises det til Frihetsli og Alm (2015).*

### 4.1 Massivtre (CLT – Cross Laminated Timber)

I Jacquier (2015) fremkommer det at massivtre først ble utviklet i Østerrike og Tyskland på 1990-tallet. Massivtre er bygd opp av 3, 5 eller 7 lag med trevirke av forskjellig tykkelse og materialgradering, som vanligvis er limt sammen på flasken i annenhver retning, se Figur 4.1.



*Figur 4.1 Oppbygning av massivtre (HASSLACHER NORICA TIMBER, 2016).*

Labonnote (2012) forklarer at massivtredekker ofte blir begrenset av nedbøyning- og vibrasjonsegenskaper ved lange spenn. Videre tilføyes det at massivtre er et materiale som kan optimaliseres gjennom oppbygningen, ved at retningen på lagene i komposittverrsnittet kan tilpasses en spesifikk oppgave. Standard massivtre oppbygning er  $0^{\circ}$ - $90^{\circ}$ - $0^{\circ}$ - $90^{\circ}$ - $0^{\circ}$  (vinkel fra hovedfiberretning), hvis høyere stivhet i lengderetning er gunstig, kan tverrsnittet oppbygges med eksempelvis  $0^{\circ}$ - $45^{\circ}$ - $0^{\circ}$ - $45^{\circ}$ - $0^{\circ}$ .

Det ble ikke vurdert flere mulige «komposittoppbygninger» for tverrsnittet til massivtre i denne rapporten, men valgt et massivtreelement fra produktspekteret til en leverandør. Av mangel på produsenter av massivtre i Norge, er det blitt tatt utgangspunkt i massivtre fra Østerrike, fra fabrikant NORITEC Holzindustrie GmbH. HASSLACHER NORICA TIMBER (2016) sitt produktblad har samlet tekniske beskrivelser for massivtre og materialeegenskaper er hentet fra ETA-12/0281 (2012) (brukt til kalibrering av massivtre i den numeriske

---

analysen). Massivtre leveres i tykkelser fra 60 mm til 280 mm (opp til 400 mm tykkelse er mulig), bredden varierer mellom 2,2 m og 3,2 m, og lengden produseres opp til 20,0 m. Elementet som er brukt i den nye modellen har 3 lag av 30 mm, hvor av det indre laget skal bestå av maks 30 % C16 og minst 70 % C24, og de to ytre lagene består 100 % av kvalitet C24. Konservativt blir det indre laget antatt som 100 % av kvalitet C16. De ytre lagene ligger med trefiberne i lengderetning og det indre laget ligger i tverretning (oppbygning er 0°-90°-0°). Problematikken med det indre laget i tverretning er rullekjær, spesielt ved en stor skjæroverføring som vil oppstå i massivtreet for den nye modellen. Det er gjort en vurdering av dette problemet i vedlegg D.2 og resultat er evaluert i kapittel 8.3.1.

HASSLACHER NORICA TIMBER (2016) beskriver at fordeler med massivtre er estetikk og komfortabelt romklima, fleksible produksjonsstørrelser, lav egenvekt sammenlignet med betong, høy brannmotstand og gode klimaegenskaper med tanke på lagring av CO<sub>2</sub>. Forkullingshastigheten er 0,8 mm/min (ETA-12/0281, 2012) og klimapåvirkningen fra produktfasen er 60 kg CO<sub>2</sub>-ekv/m<sup>3</sup> (EPD Norge, 2014)

#### **4.2 Kerto-Q (LVL – Laminated Veneer Lumber)**

Kerto-Q er bygget opp av 3 mm tykke finérlag som er skrellet fra gran eller furu, og limt sammen for å lage et trebasert-produkt, som vist i Figur 4.2. For LVL-produkter er det vanlig at alle fibre ligger i lengderetningen, men for Kerto-Q ligger omtrent 20 % av finérlagene i tverretningen, noe som gjør at det egner seg for store gulv (Labonnote, 2012).



*Figur 4.2 Oppbygning av Kerto-Q (VTT Certificate No. 184/03, 2009).*

Kerto-Q produseres av Metsäliitto Cooperative, Finnforest og er teknisk godkjent av VTT Certificate No. 184/03 (2009) og SINTEF Certification Nr. 2142 (2015). Tykkelsen varierer mellom 21 mm til 69 mm, bredden er tilgjengelig i størrelser på 900, 1200, 1800 og 2500 mm (kan tilpasses etter behov) og det produseres lengder på maksimalt 23 m. I produktbladet til



---

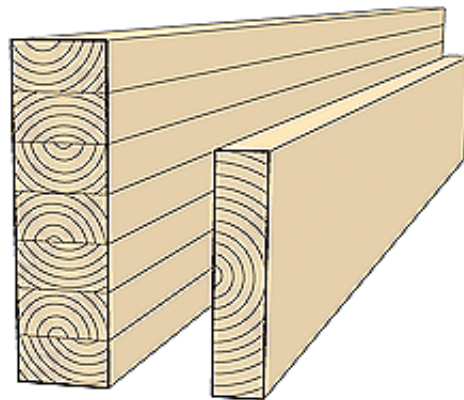
Kerto-Q beskrives det som et materiale som er godt egnet til gulvkonstruksjoner pga. sin stabiliserende evne, høye skjærstyrke og gode brannegenskaper. Klimagassutslippet til Kerto-Q er 136 kg CO<sub>2</sub>-ekv/m<sup>3</sup>, se vedlegg B.6.

### 4.3 Limtre (GLT - Glued-Laminated Timber)

Limtre er et produkt som enkelt forklart består av flere tre-lameller som er stablet oppå hverandre i samme fiberretning, og limt sammen til den størrelsen og formen som er ønskelig, se Figur 4.3. Det har blitt brukt i forskjellig former det siste århundre og gjennombruddet kom på starten av 1900-tallet (Thelandersson og Larsen, 2003).

Videre mener Thelandersson og Larsen (2003) at de mest vanlige fordelene ved bruk av limtre er

- økt styrke- og stivhetsegenskaper
- valgfrihet av geometri
- stabilitet og dimensjonsnøyaktighet ved utsettelse av fukt



Figur 4.3 Oppbygning av limtre (520.222 Bjelker av tre. Dimensjonering, 2011).

Moelven er ledende produsent av limtre i Norge, med standard fasthetsklasse GL 30c. Lamelltykkelsen, i gran, som brukes er 45 mm og herav produseres standard limtrebjelker med høyder på 90, 135, 180 mm osv. Standardbredder varierer mellom 90, 115 og 130 mm. Limtre har et relativt lavt klimagassutslipp på 39 kg CO<sub>2</sub>-ekv/m<sup>3</sup> (EPD Norge, 2014).

---

---

## 5 Utførte tester

I dette kapittelet presenteres flere langtidstester og en bruddtest utført på fullskala modell 2 utviklet av Frihetsli og Alm (2015), som masteroppgave ved NTNU våren 2015. For detaljer om denne modellen henvises det til Frihetsli og Alm (2015). Enkelte erfaringer fra testene brukes videre i utvikling av den nye modellen i denne oppgaven.

### 5.1 Gjennomførte tester

Testene ble utført for å avdekke i hvilken grad konstruksjonsegenskapene til modell 2 hadde endret seg på grunn av tidsavhengige effekter. På bakgrunn av resultatene fra nedbøynings- og dynamisk test gjort 15.02.16 og 10.02.16, ble totalt fire tester til utført, hhv. to nedbøyningstester og to dynamiske tester, se Tabell 5.1. Dette for å undersøke årsaken til resultatet fra 10.02.16 nærmere. En bruddtest av modell 2 er gjennomført 16.03.16 for å undersøke bøyestivheten og effektiviteten ved høy last, samt for å undersøke hvilke bruddmekanismer som oppstår.

Tabell 5.1 Oversikt over dynamikk og nedbøyningstester.

	<b>Hammer Impact Test</b>	<b>Nedbøyningstest</b>	<b>Beskrivelse</b>
<b>Test 1</b>	11.05.15	04.05.15	Test utført av Frihetsli og Alm (2015).
<b>Test 2</b>	10.02.16	15.02.16	Test utført ca. 9 mnd. etter modell 2 ble lagd.
<b>Test 3</b>	25.02.16	26.02.16	Test utført uten tverrfuger i modell 2.
<b>Test 4</b>	07.03.16	07.03.16	Test utført med epoxy-lim i tverrfugene.

### 5.2 Hammer Impact Test

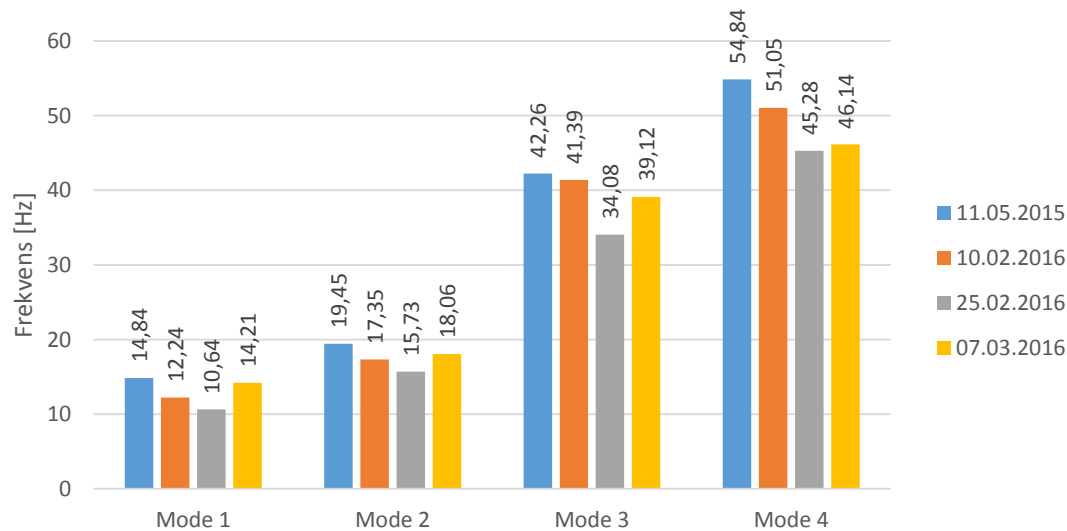
«Hammer Impact Test» ble utført den 10.02.16, 25.02.16 og 07.03.16 i laboratoriet på Materialteknisk ved NTNU. I det følgende delkapittelet blir resultatene og gjennomføringen presentert.

#### 5.2.1 Oppsett og gjennomføring av tester

Testoppsettene er gjennomført identisk som Frihetsli og Alm (2015) sin test 11.05.15, med det formål om at resultatene etter beste evne skal kunne sammenlignes. Før test 10.02.16 hadde modell 2 stått lagret på samme sted i laboratoriet på Materialteknisk siden Frihetsli og Alm (2015) avsluttet sin masteroppgave våren 2015. Av hensyn til logistikken i laboratoriet ble modell 2 flyttet etter test 10.02.16. Oppsettet på den nye plasseringen i laboratoriet ble utført på samme måte som ved tidligere tester, og forflytningen anses derfor ikke å ha

innvirkning på videre resultater. For detaljer angående oppsett og gjennomføring, henvises det til Frihetsli og Alm (2015). Deres oppsett og gjennomføring ble brukt som retningslinjer, med den hensikt at resultatene skulle danne et godt sammenligningsgrunnlag.

## 5.2.2 Resultater



Figur 5.1 Resultatoversikt for mode 1-4, rangert etter testdato.

Av Figur 5.1 observeres det at egenfrekvensen i mode 1 til 4 har blitt redusert i tidsrommet fra 11.05.15 til 10.02.16. Sammen med resultater fra nedbøyingstest utført 15.02.16, se kapittel 5.3, ble det konkludert med at modell 2 hadde fått redusert bøyestivhet, og at dette var årsak til at frekvensene var blitt redusert.

Før test utført 25.02.16 ble fugene på tvers av modell 2 sin spennretning fjernet, for å undersøke om fugene ga bidrag til bøyestivheten til modell 2. Siden fugene ikke hadde en utførelse med mulighet for prefabrikking før montering, slik som betongplatene hadde, medførte det at utstøping av fugene skjedde uten at svinntøyninger kunne unngås. Dette førte til riss på hver side av fugene og en antar at rissene var opphav til reduksjonen i bøyestivhet, og derav reduserte frekvenser for de undersøkte svingeformene, ved test utført 10.02.16. Det skal også legges til at svinn i betongplatene kan være bidragsyter til rissene i fugeområdet, uten at dette ble undersøkt nærmere i denne omgang.

Av resultatene fra Figur 5.1, test utført 25.02.16, ser en at frekvensen i mode 1 er ytterligere redusert, dette indikerer at fugene ved test 10.02.16 hadde et bidrag til bøyestivheten. Hadde fugene ikke hatt et bidrag burde frekvensen teoretisk sett økt fra resultatet den 10.02.16, med tanke på at modell 2 sin egenvekt ble redusert etter at fugene ble fjernet.

Før test gjennomført 07.03.16 ble fugene fylt med lim, tilsvarende det Frihetsli og Alm (2015) brukte til å lime strekkmetallet til limtrebjelkene på modell 2. Ved å fylle fugene ønsket en å undersøke om egenskapene til modell 2 igjen ble tilsvarende som ved test utført 11.05.15. Av Figur 5.1 observeres det økt frekvens i alle svingeformene etter at fugene er blitt fylt, sammenlignet med frekvenser målt 25.02.16. Samtidig kan det observeres at en økning av frekvens avtar for høyere svingeformer, ved at avviket øker, se Tabell 5.2. Bakgrunnen for dette er ikke kjent, med tanke på at nedbøyingstesten viser at bøyestivheten er tilbake til utgangspunktet den 11.05.2015. Det kan konkluderes med at det ikke har direkte sammenheng med bøyestivheten, men en vet at det kan knyttes større usikkerhet til svingeformer ved høyere egenfrekvens, siden «modene» blir mer sensitive for endringer av f.eks. geometri og materielle egenskaper.

Tabell 5.2 Oversikt over avvik for mode 1-4.

Mode	11.05.2015 [Hz]	07.03.2016 [Hz]	% - avvik
1	14,84	14,21	4,2 %
2	19,45	18,06	7,1 %
3	42,26	39,12	7,4 %
4	54,84	46,14	15,9 %

### 5.3 Nedbøyingstest

I dette underkapittelet presenteres nedbøyingstester utført 15.02.16, 26.02.16 og 07.03.16. Hensikten var å undersøke endringer av estimert bøyestivhet i hovedbæreretning, med resultatene fra tester 15.02.16, 26.02.16 og 07.03.16.

#### 5.3.1 Oppsett og gjennomføring av tester

Før test 15.02.16 hadde modell 2 stått lagret på samme sted i laboratoriet på Materialteknisk siden Frihetsli og Alm (2015) avsluttet sin masteroppgave. Modell 2 ble flyttet etter test utført 15.02.16, og oppsettet på den nye plasseringen i laboratoriet ble utført på samme måte som ved tidligere tester. Endringen anses derfor ikke å ha innvirkning på videre resultater.

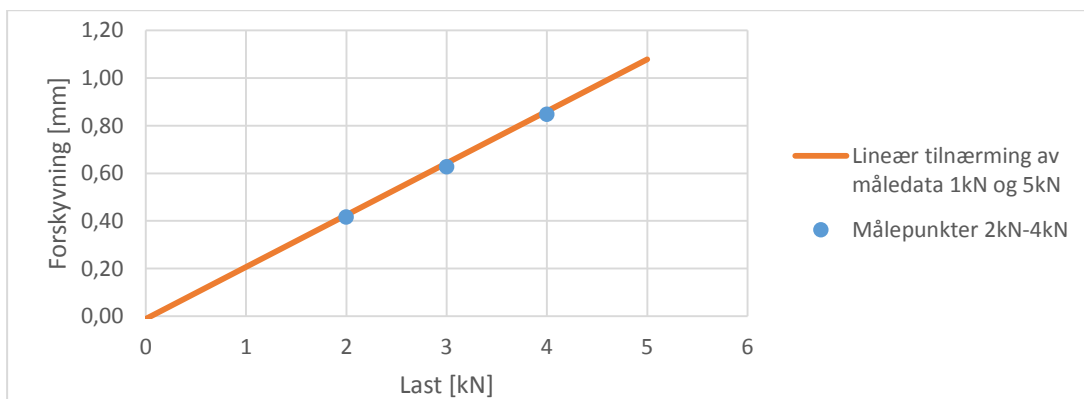
Oppsett av måleutstyr ble gjort identisk som Frihetsli og Alm (2015), men det ble benyttet en annen lastcelle under testene, det anses ikke å ha noen innvirkning på resultatene. Forskyvningsmålere som ble benyttet var av samme type som ved test utført av Frihetsli og Alm (2015).

Det ble gjort endringer ved gjennomføringen av påføring av last på modell 2. Ved test 04.05.15 ble påføringen av last utført ved hjelp av kran, test 15.02.16 ble gjennomført ved påføring av last med gaffeltruck, se Figur 5.2.



Figur 5.2 Påføring av last, lastsituasjon 1 etter Frihetsli og Alm (2015).

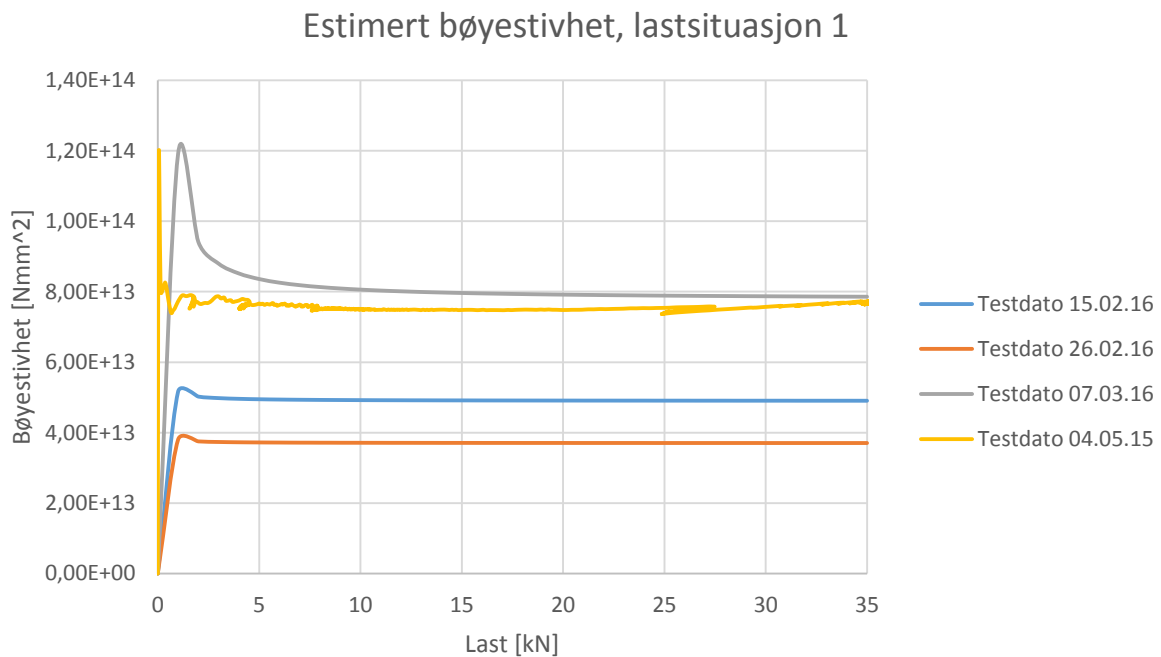
Dette medførte at lasten ikke fikk noen forhåndsbestemt lastpåføringshastighet, men en klarte med god nøyaktighet og stans påføring på 1, 2, 3, 4 og 5 kN, slik at en kunne bruke måledata fra 1 kN og 5 kN til å etablere en lineær tilnærming til last-forskyvningsfunksjon, og deretter kontrollere funksjonen med måledata fra 2, 3 og 4 kN. Slik det kommer frem av Figur 5.3 stemmer denne tilnærmingen godt overens med måledataene. På bakgrunn av nedbøyningstest utført av Frihetsli og Alm (2015), som ga tilnærmet lineær last-forskyvning oppførsel, ble det valgt et mindre lastområde for å estimere bøyestivheten til modell 2. Dette ble gjort for å «spare» modellen for store belastninger før endelig bruddtest.



Figur 5.3 Lineær tilnærming av last-forskyvningsdiagram fra test 10.02.15.

Utførte lastsituasjoner er identiske med Frihetsli og Alm (2015). Det er i denne rapporten kun fokusert på lastsituasjon 1, siden denne benyttes til å estimere bøyestivhet i hovedspennretning. Lastsituasjon 2, 3 og 4 ble i hovedsak brukt av Frihetsli og Alm (2015) til å kalibrere modell i Abaqus. Dette var ikke formålet i testene utført våren 2016.

### 5.3.2 Resultater



Figur 5.4 Oversikt over bøyestivhet i hovedbæreretning, rangert etter testdato.

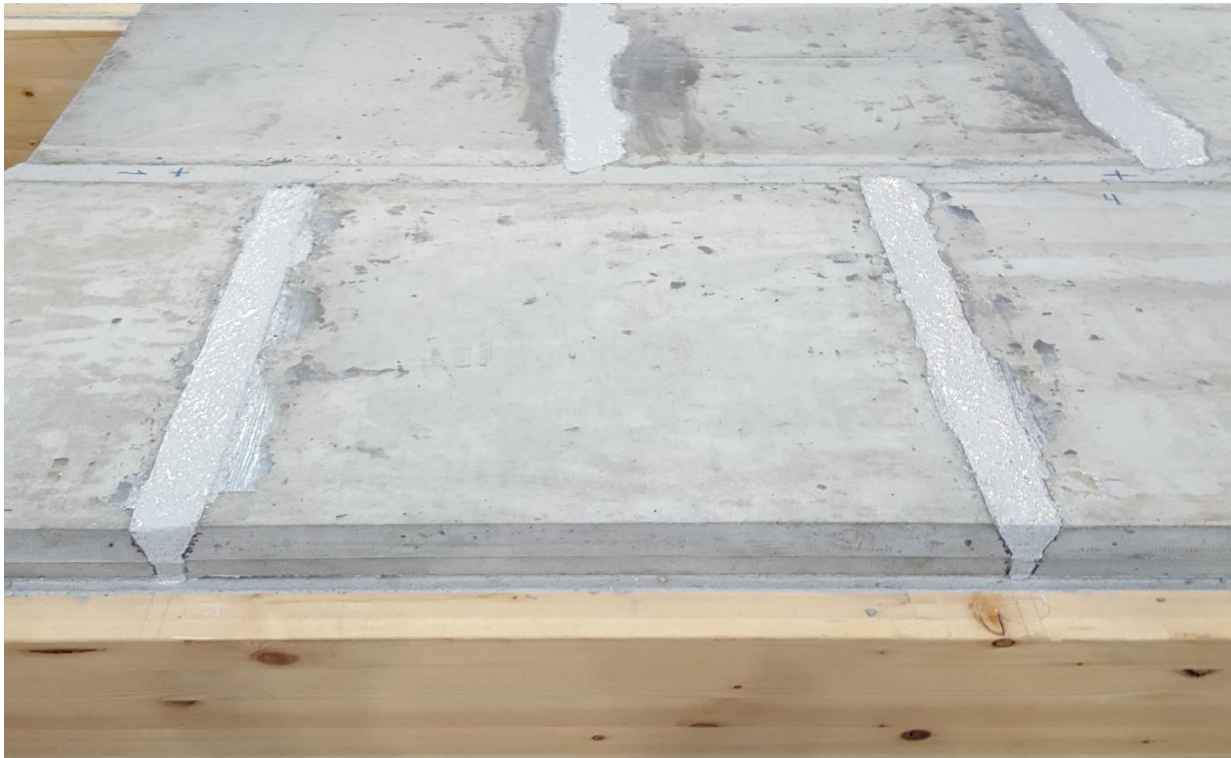
Av Figur 5.4 kan en først observere at antagelse om lineært last-forskyvningsdiagram med et lite lastområde (0-5 kN) i testene utført 15.02.16, 26.02.16 og 07.03.16, gir en estimert stivhetskurve som stemmer godt overens med fasongen til kurven fra test utført 04.05.15, som hadde et betydelig større lastområde (0-35 kN).

Videre har bøyestivheten i hovedbæreretning blitt betydelig redusert i tidsrommet etter test utført av Frihetsli og Alm (2015), 04.05.15. For å undersøke bakgrunnen for den reduserte bøyestivheten, ble det valgt å fjerne tverrfugene, da en mistenkte at svinnriss i fugemørtelen ikke ble lukket, og trykkspenninger ikke ble etablert i betongplatene, ved lav belastning. Av Figur 5.4 ser en at bøyestivheten er ytterligere redusert ved test 26.02.16, etter at tverrfugene i mellom betongplatene er fjernet. Dette betyr at fugene hadde et bidrag til bøyestivheten ved test utført 15.02.16.

Før test gjennomført 07.03.16 ble fugene fylt med lim tilsvarende det Frihetsli og Alm (2015) brukte til å lime strekkmetallet til limtrebjelkene på modell 2, se Figur 5.5. Ved å fylle fugene ønsket en å undersøke om egenskapene til modell 2 igjen ble tilsvarende test utført 04.05.15. Av Figur 5.4 ser en ved test utført 07.03.16 at bøyestivheten til modell 2, ved last 35 kN er tilsvarende som ved test utført 04.05.15.

---

Ved dette kan det konkluderes med at igjenfylling av fugene eliminerte tidsavhengig effekter som svekket modell 2 sin bøyestivhet. Det kan videre konkluderes med at svinn i betongen er årsaken til reduksjonen, dette fordi betongen viser å ha samme materialegenskaper som tidligere når fugene fylles igjen. Videre kan en ikke med sikkerhet anslå hvor stort bidrag hhv. betongplatene eller betongfugene hadde til den totale reduksjonen. Det konkluderes også med at limtreet ikke hadde noen bidrag til tapet av bøyestivhet, siden modell 2 oppnår samme stivhet som ved test utført 04.05.15 med nye fuger av lim.



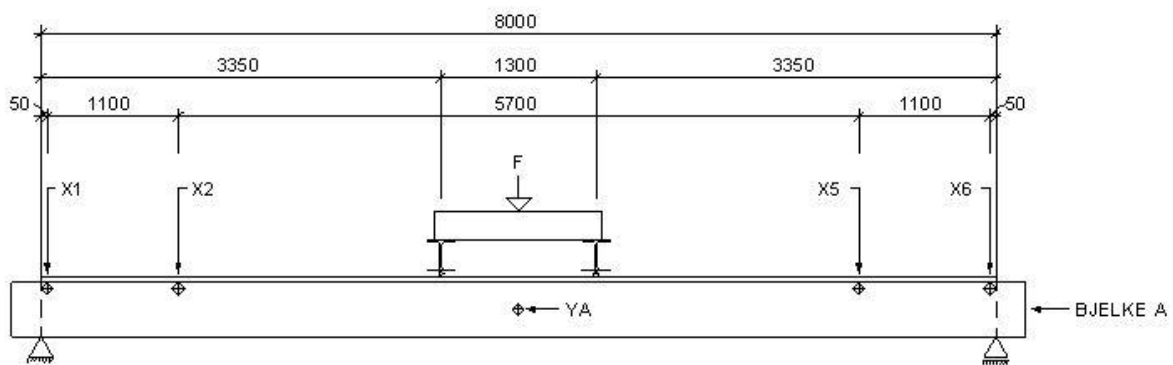
*Figur 5.5 Tverrfuger fylt med lim før test 07.03.16.*



## 5.4 Bruddtest

Dette kapittelet presenterer gjennomføring og resultat av bruddtesten. Bruddtesten ble utført 16.03.2016, av modell 2. Hensikten med testen er å undersøke effektiviteten ved høy last og finne bruddformen til modellen.

### 5.4.1 Testoppsett og utførelse



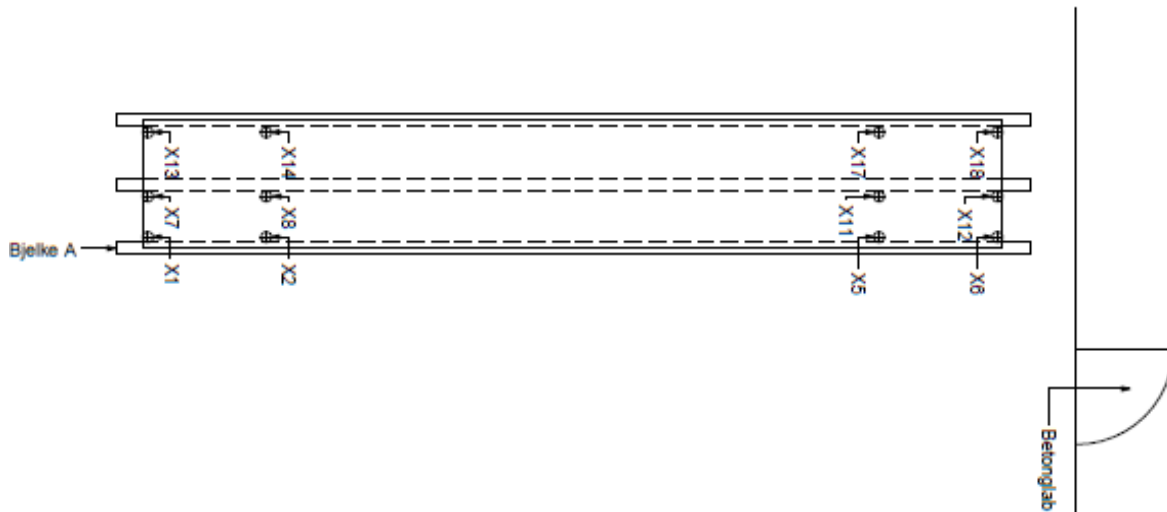
Figur 5.6 Snittegning av bjelke A.

Oppsettet for bruddtesten ble gjennomført likt med oppsettet til Frihetsli og Alm (2015), samt med egen vurdering av plasseringen til måleinstrumentene. Konstruksjonen er bygd opp som en fritt opplagt bjelke, med et spenn på 8 m. Bruddlasten fordeles fra bjelkens senter til to stripelaster med 1300 mm senteravstand, se Figur 5.6. Hensikten er å fordele de maksimale bøyepeningene over et større område, og det tas dermed hensyn til eventuelle materialavvik i konstruksjonen. Det er 15 måleinstrumenter som er brukt til modell 2, disse er beskrevet i Tabell 5.3.

Tabell 5.3 Oversikt over måleinstrumentene.

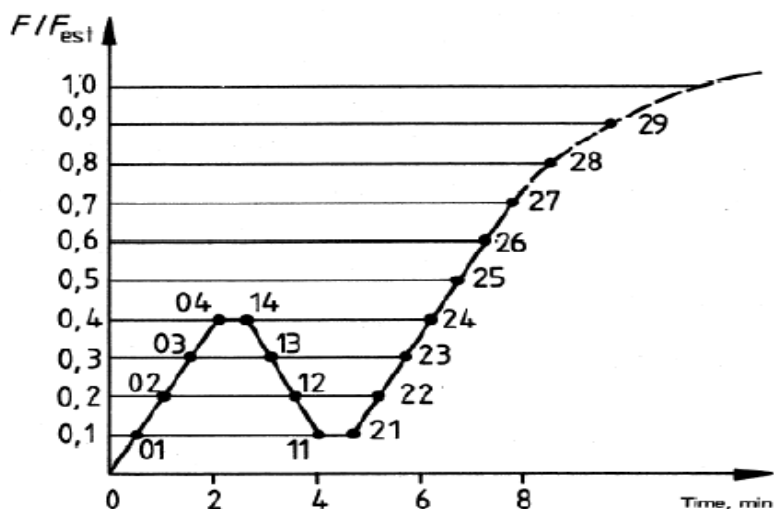
Type	Plassering	Beskrivelse
12 stk. avstandsmåler $\pm 2$ mm	X1, X2, X5, X6, X7, X8, X11, X12, X13, X14, X17, X18	Måler relativ horisontal forskyvning mellom limtrebjelken og betongplaten.
3 stk. avstandsmåler $\pm 50$ mm	YA, YB, YC.	Måler vertikal forskyvning midt på limtrebjelke A, B og C.

Oversikt over plasseringen til de horisontale avstandsmålerne vises i Figur 5.7. Det ble valgt å plassere målere lengst ut til konstruksjonens ende. Her oppstår det størst relativ horisontal forskyvning mellom betongplaten og limtrebjelken, og område er derfor mest interessant å undersøke.



Figur 5.7 Plassering av horisontal avstandsmålere.

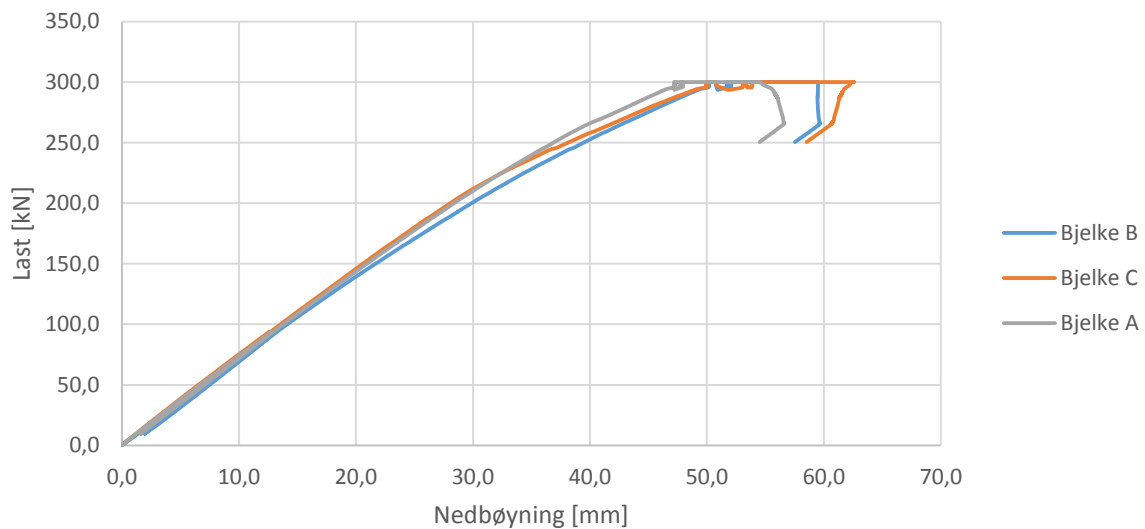
Bruddanalysen av modell 2 viser at estimert bruddlast er 315,2 kN, og oppstår i skjærforbindelsen mellom betong og limtre, se vedlegg A.4. Det ble valgt å bruke beregnet kapasitet til tre limtrebjelker på 244 kN, som estimert bruddlast videre i lastprosedyren for å ha en konservativ pålastning i bruddtesten. Lastprosedyren ble utført etter NS-ISO 6891:1983 (1991), som vist i Figur 5.8. Lasten påføres laststyrt opp til 40 % av bruddlasten (00-04), og står med konstant last i 30 sekunder (04-14). Så avlastes det laststyrt ned til 10 % av bruddlasten (14-11), og står med konstant last i nye 30 sekunder (11-21). Systemet blir belastet opp til 70 % av bruddlasten (21-27), og tilslutt lastet forskyvningsstyrt til bruddlast er oppnådd (27 - bruddlast). Det ble valgt å kjøre lasten forskyvningsstyrt fra 10% av bruddlasten og opp til bruddet, for å ha bedre kontroll på det hydrauliske lastsystemet. Det viste seg underveis i testen at lastsystemet var innstilt til en maksverdi på 300 kN.



Figur 5.8 Lastprosedyre.

## 5.4.2 Resultat av bruddtesten

Bruddtesten ble kjørt med forbehold om å stoppe testen ved første bruddmekanisme som oppstod i konstruksjonen. Første brudd var beregnet til å oppstå i skjærforbindelsen mellom betong og limtre, ved 315,2 kN. Grunnet tekniske problemer med lastsystemet under testen var den registrerte makslasten begrenset til 300kN. På Figur 5.9 ser en at lasten flater ut når nedbøyningen nærmer seg 50 mm, dette er grunnet lastbegrensingen. Under utførelse av testen ble maksimal last observert til 308 kN. Ved avlastning har bjelke A, bjelke B og bjelke C henholdsvis 54.2 mm, 59.5 mm, og 62.5 mm nedbøyning, se Figur 5.9.



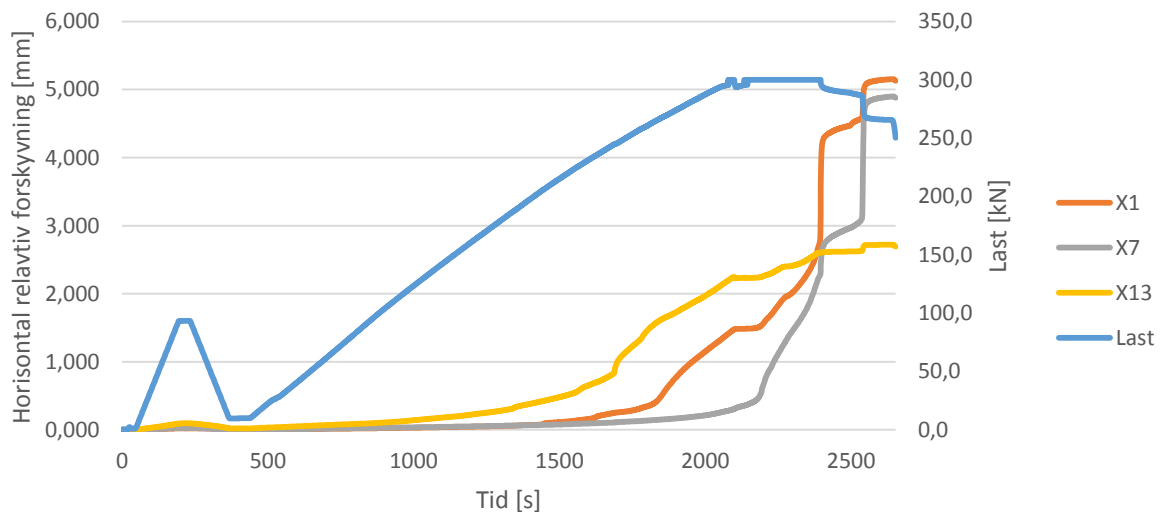
Figur 5.9 Last – Forskyvning for de tre bjelkene.

Figur 5.10 viser den horisontale relative forskyvningen mellom betongplaten, og bjelke A (X1), bjelke B (X7) og bjelke C (X13), samt lasthistorikken gjennom bruddtesten. Den relative forskyvningen endrer seg (får en knekk) ved forskjellige tidspunkt for de tre bjelkene. Endringene ventes å oppstå grunnet skjærforbindelsen, og skjer enten ved at strekkmetallet når flytgrensen eller at limfugen går i brudd. Med dette som grunnlag, oppstår brudd i skjærforbindelsen for

- bjelke C ved 245 kN
- bjelke A ved 265 kN
- bjelke B ved 308 kN

Siden bruddet skjer i tre forskjellige stadier gir det ikke noen drastisk endring for nedbøyning i Figur 5.9. En ser imidlertid at grafen til bjelke C får en knekk og starter å flate ut rett før 250 kN og grafen til bjelke A rett etter 250 kN, se vedlegg A.3 for nærmere illustrasjoner. Dette stemmer overens med bruddtidspunktet for skjærforbindelsen i bjelkene. Det kommer ikke

tydelig frem hva som skjer når forbindelsen til bjelke B går til brudd, men nedbøyningen fortsetter fra 50 til 59,5 mm med en last i overkant av 300 kN. Fra disse resultatene kan en anta at store deler av komposittvirkningen er borte, det vil midlertidig fortsatt være stor friksjon i skjærforbindelsen, og deler av forbindelsen er fortsatt inntakt.



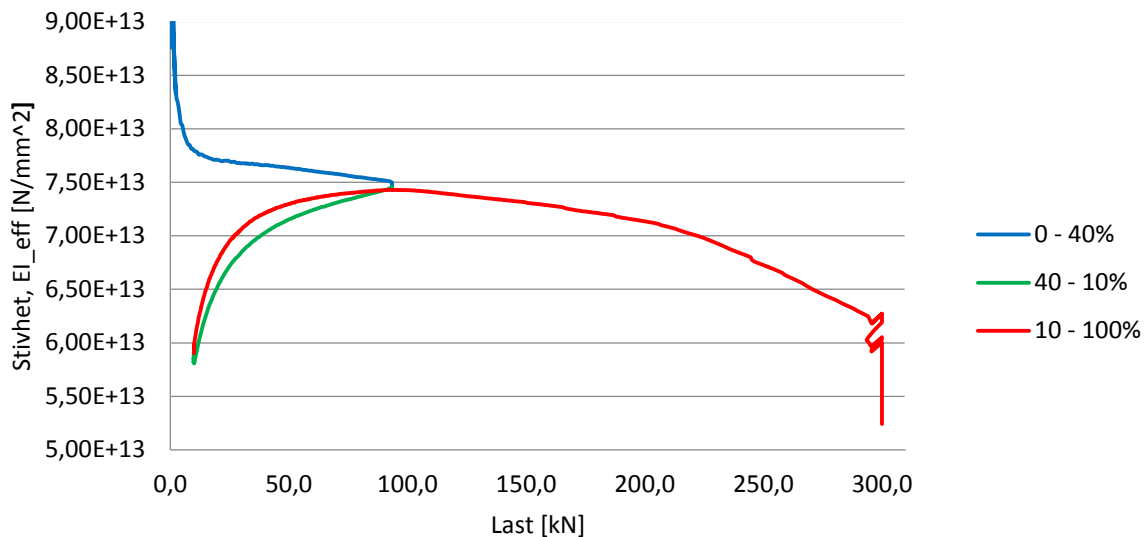
Figur 5.10 Horizontal relativ forskyvning og last over testens varighet.

Figur 5.11 fremstiller den effektive bøyestivheten til modell 2 med hensyn til påført last. De forskjellige grafene viser de tre lastsekvensene under lastprosedyren. Henholdsvis opp 0-40%, ned fra 40-10% og opp fra 10-100% av bruddlasten. Den effektive bøyestivheten er beregnet med hensyn på last, geometri og nedbøyning. Ligning (19), nedbøyning av en fritt opplagt bjelke med to punktlaster ble hentet fra SINTEF Byggforsk (2013).

$$\Delta = \frac{Fa}{24EI} (3L^2 - 4a^2) \quad (19)$$

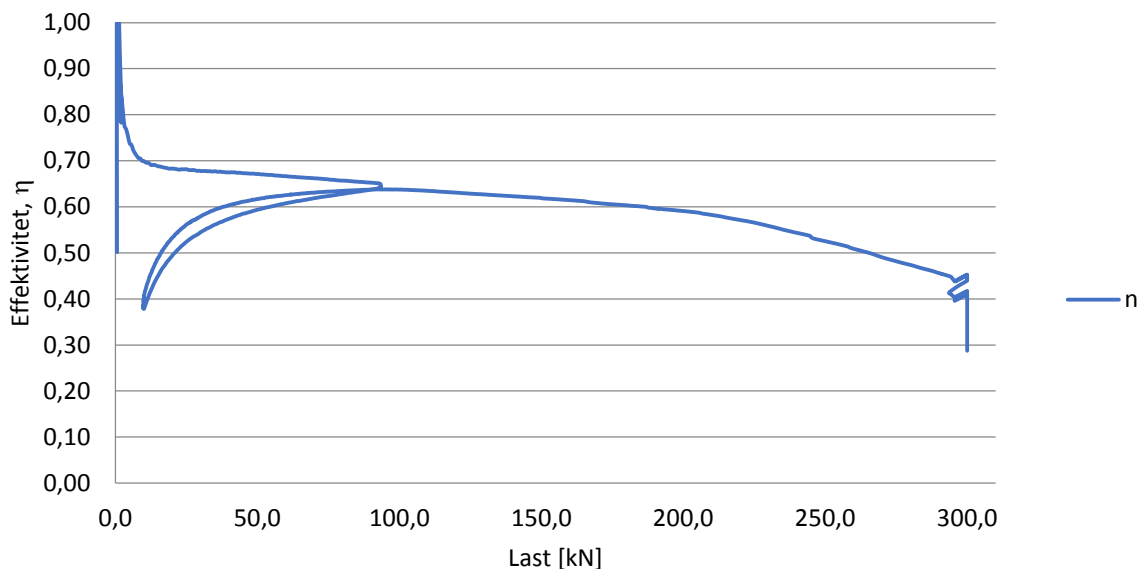
$EI_{\text{eff}}$  med hensyn på last, geometri og gjennomsnittlig nedbøyning blir som gitt i ligning (20).

$$EI_{\text{eff}} = \frac{\left(\frac{F_{\text{brudd}}}{2}\right)a}{24\Delta_{\text{middel}}} (3L^2 - 4a^2) \quad (20)$$



Figur 5.11 Effektiv bøyestivhet for modell 2 gjennom lastprosedyren.

Den effektive bøyestivheten får en topp ved starten av belastningen før den jevner seg ut, se Figur 5.11. Ved avlastning av systemet synker den effektive bøyestivheten drastisk når lasten nærmer seg 10% av bruddlasten. Egenskapene for stivhet kommer tilbake ved belastning igjen og når en topp på ca. 100 kN last. Deretter synker den effektive bøyestivheten jevnt med lastøkningen. På 300 kN gjør grafen et fall, dette er fordi målingene stopper på 300 kN og nedbøyningen fortsetter. Systemets effektivitet vises i Figur 5.12 og beregnes med ligning (4).



Figur 5.12 Effektivitet for modell 2 gjennom lastprosedyren.

---

Bruddformene for modell 2 vises fram i Figur 5.13. Her ser en brudd i strekkmetallet for skjærforbindelsen for bjelke C (venstre i figur). Det har oppstått store sprekker mellom bjelke A og betongplaten, og betongfugen over bjelke B er løsnet fra betongplaten (høyre i figur).



*Figur 5.13 Brudd i skjærforbindelsen.*

---

## 6 Utvikling av ny modell

*I dette kapittelet blir beslutningspunkter og vurderinger tilknyttet utvikling av ny modell gjennomgått. Etter resultatet av beslutningsfasen blir den nye modellen i denne oppgaven omtalt som modell 3, som følge av at Frihetsli og Alm (2015) omtalte sin modell som modell 2.*

### 6.1 Fase 1 – Sammenligning og beslutning

I denne fasen vil overordnede parametere bli evaluert og flere alternativer blir vurdert overflattisk, dette pga. at tidsmessige årsaker ikke gjør det mulig å gå i dybden på hver enkel komposittutforming. Det er i denne fasen blitt vektlagt parameterne bruksegenskaper, klimapåvirkning, materialkostnad og produksjonsoperasjoner.

Det ble valgt fem komposittutforminger som ble tatt til vurdering i fase 1. For å kunne vurdere komposittutformingene mot hverandre ble det satt fem målbare kriterier som måtte være oppfylt før komposittutforming ble vurdert. Kriteriene var som følgende

- fritt opplagt bjelke med spennvidde 9 m
- laveste egenfrekvens større enn 12 Hz
- konstruktiv tverrsnittshøyde mindre enn 500 mm
- elementbredde lik 2000 mm
- maksimalt 3 stk. bjelker

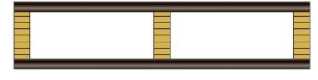

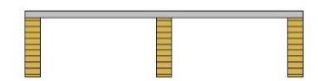

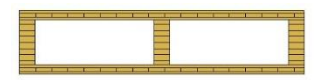
Tanken bak kriteriene er at når komposittutformingene oppnår kriteriene ovenfor, vil tverrsnittgeometrien angi klimapåvirkning og materialkostnader. Siste parameter i denne fasen, produksjonsoperasjoner, blir en forenklet vurdering basert på antall arbeidsoperasjoner for å ferdigstille et element av hver utforming.

Tillegg B i NS-EN 1995-1-1 (2004) ble brukt til analytisk analyse, av hensyn til tidsbruk ved endringer ble numerisk analyse ikke anvendt i denne fasen. Metoden medførte iterative endringer av parametere for å oppnå ytelseskriteriet mest mulig effektivt for hver utforming.

For å kunne trekke en beslutning om hvilken komposittutforming som er best egnet ble det benyttet et forenklet beslutningsverktøy. I verktøyet må en først rangere komposittutformingene innenfor hver parameter, før en tilslutt gjør en beslutning hvor en velger vektning av det enkelte parameter.

### 6.1.1 Presentasjon av komposittutforminger

Tabell 6.1 Enkel fremstilling av komposittutforminger, for fullstendig fremstilling se vedlegg B.3.

Navn, komposittutforming	Type, tverrsnitt	Materiale, øvre flens	Materiale, nedre flens	Materiale, bjelke
DK+L		Kerto-Q	Kerto-Q	Limtre
K+L		Kerto-Q	-	Limtre
B+L		Betong	-	Limtre
M+L		Massivtre	-	Limtre
DM+L		Massivtre	Massivtre	Limtre

Tabell 6.1 viser en oversikt over komposittutformingene som ble vurdert i beslutningsverktøyet. Erfaringer fra langtidstester av modell 2, se kapittel 5, viste problemer knyttet til bruk av betongen. Dette medførte at en ville undersøke muligheten ved å bruke et tre-basert materiale som flens i komposittløsning (DK+L, K+L, DM+L og M+L).

Videre var det et ønske om å redusere konstruktiv tverrsnittshøyde for å unngå konflikter, ved horisontal hulltaking i bjelker for føring av tekniske anlegg, ved å kunne etablere en «tradisjonell himling» under en ny modell som har lavere tverrsnittshøyde (DK+L og DM+L), uten at totalhøyden til løsningen reduserer konkurransedyktigheten. Videre ble B+L valgt som alternativ fra tidligere oppgaver av Frihetsli og Alm (2015) og Skaare (2013) som sammenligningsgrunnlag.

Massivtre og Kerto-Q ble vurdert til å være to tre-baserte produkter som egnet seg godt til å være flenser i kompositten. En av fordelene med et tre-basert produkt er at klimaavtrykket er vesentlig lavere enn f.eks. for et betongdekke, påvirkning fra betongdekke er tilnærmet 3,5 ganger høyere enn massivtre i produktfasen (EPD Norge, 2016). Klimapåvirkning fra transport og til graven er ikke tatt med i den betraktningen.

Limtre er valgt som steg i alle komposittutformingene, bakgrunnen for dette er fleksibiliteten i dimensjoner som dette produktet har, dette bidrar til at en enkelt kan øke tverrsnittet, hvis nødvendig ved brannpåkjenning. Andre vurderte bjelkeprodukter på markedet er betydelig



slankere i bredden, noe som gjør at de fort taper seg ved direkte brannpåkjenning som ved K+L, B+L og M+L. Videre er det en forutsetning for alle komposittutformingene som har Kerto-Q eller massivtre at fiberretningen på bjelken er samme som for platene, dette for at en kan anta fullt statisk samvirke for komposittverrsnittet. Dette kriteriet blir oppfylt med limtre. Ny modell skal også koples sammen med limtresøyler for å danne momentstive rammer, i denne anvendelsen er limtrebjelker godt egnet.

I fase 1 ble det antatt fullt statisk samvirke for utformingene DK+L, K+L, M+L og DM+L, etter korrespondanse med Moelven. For type B+L ble det antatt en «komposittvirkning»  $\gamma_1$  lik 0,8. Dette tilsvarer en meget god skjærforbindelse mellom tre og betong.

### 6.1.2 Resultat av beslutningsverktøy

Tabell 6.2 Sammendrag av beslutningsverktøy.

	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<b>Bruksegenskaper</b>	50 %	5	2	3	1	4
<b>Klimapåvirkning</b>	30 %	1	3	2	5	4
<b>Materialkostnad uten mva.</b>	15 %	1	3	5	4	2
<b>Produksjonsoperasjoner</b>	5 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	100 %	3,15	2,6	3,05	2,85	3,7

Av Tabell 6.2 ser en at komposittutforming DM+L er det beste alternativet, etterfulgt av DK+L. Gjennomgang av beslutningsverktøyet er gjort i vedlegg B.4.

Avgjørende for resultat av beslutningsverktøyet er hvordan en velger å vektlegge de fire parameterne (kolonne 2). Både bruksegenskaper og klimapåvirkning er parametere som ble høyest vektlagt. Av disse to ble bruksegenskaper i størst grad vektlagt, ettersom beslutningsgrunnlaget, det vil si beregningene av hver utforming, var av god kvalitet. Klimapåvirkningen ble valgt og vektet noe lavere enn bruksegenskaper, grunnlaget som er brukt er av god kvalitet, men representerer kun produktfasen, og ikke klimapåvirkningen fra «krybbe til grav», altså ikke hele livsløpet.

De to siste parameterne knyttes det større usikkerhet til, materialkostnadene er oppgitt fra leverandører, men kun i en uformell kontekst og vurderes derfor til å være en indikasjon, men ingen fasit. Det siste parameteret, produksjonsoperasjoner, vektlegges i liten grad (5%), beslutningsgrunnlaget i dette parametere er kun et grovt estimat og gir kun en antydning på antall operasjoner, det gir ingen indikasjon for total produksjonstid for et element.

For å analysere sensitiveten av vektlegging av parametere ble det gjennomført en sensitivitetsanalyse av beslutningsverktøyet.

---

### 6.1.3 Sensitivitetsanalyse av beslutningsverktøy

Bakgrunnen for denne analysen er å avdekke om endring av vektingen til parametere vil forandre resultatet fra beslutningsverktøyet. Det er blitt antatt 44 scenarioer hvor vektingen av parametere er ulike i alle scenarioene, tilslutt tok en gjennomsnitt av alle resultatene fra scenarioene. Sensitivitetsanalysen er vedlagt i vedlegg B.5.

Tabell 6.3 Sammendrag av scenarioer til sensitivitetsanalyse.

	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<b>Gjennomsnitt av alle scenarioer</b>	2,80	3,24	3,43	3,73	3,55
<b>Sum etter valgt vekting (Tabell 6.2)</b>	3,15	2,6	3,05	2,85	3,7
<b>Differanse</b>	-0,35	0,64	0,38	0,88	-0,15

Fra Tabell 6.3 ser en at resultat fra Tabell 6.2 har endret seg. Analysen har avdekket at endringen av vektingen forandrer resultat fra beslutningsverktøyet. Fortsatt er utforming DM+L rangert nest best, og ikke overraskende er M+L rangert som det beste valget, med tanke på at den «scorer» høyest på 2 av 4 parametere.

M+L er uansett rangert som det dårligste alternativet ved bruksegenskaper, og derimot å vekte parametere basert på usikkert beslutningsgrunnlag høyt, ville gitt et lite representativt resultat. Det kan observeres at både utformingen M+L og K+L kommer vesentlig styrket ut av sensitivitetsanalysen, med hhv. økning på 0,88 og 0,64, mens B+L har en mer nøktern økning på 0,38.

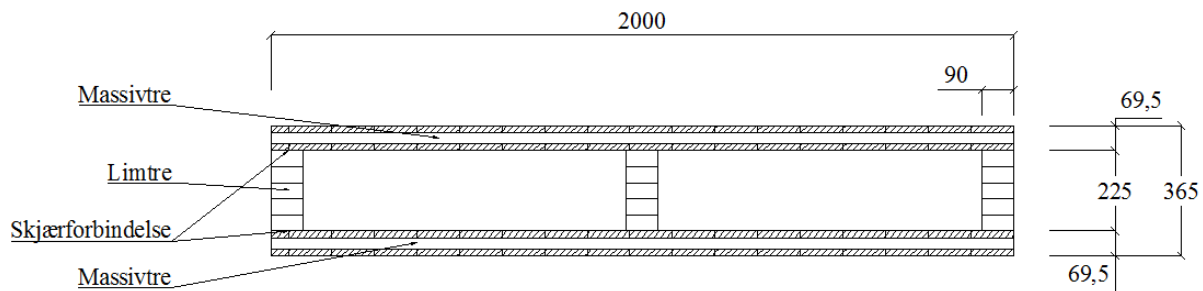
Mest overraskende er DK+L, som har en reduksjon i «score» på 0,35, og rangeres sist. DM+L har også en reduksjon i «score», på 0,15, men blir rangert som nest best.

Hovedtrekkene i denne analysen er at utformingene K+L, B+L og M+L, som består av «bjelke med øvre flens» har en økning i «score», og at utformingene DK+L og DM+L som består av «bjelke med øvre og nedre flens» har en reduksjon i «score».

Det viser at økt vekting av parametere materialkostnad og produksjonsoperasjoner gir økt «score» for K+L, B+L og M+L, men ut fra beslutningsgrunnlaget til det enkelte parameter ville det være usannsynlig på dette tidspunkt å øke vekting for materialkostnad og produksjonsoperasjoner.

#### 6.1.4 Resultat av beslutningsfase

Resultatet fra beslutningsfasen viser at DM+L er det beste alternativet, etter måten beslutningsverktøyet ble vektet. Figur 6.1 fremstiller tverrsnittet til modellen med materialer og tilhørende dimensjoner. Den består av massivtre i topp- og bunnflens, med 69,5 mm tykkelse og 2000 mm bredde. Tre limtrebjelker med størrelse 90 x 225 er fordelt utover bredden og modellens totale høyde er 365 mm.



Figur 6.1 Tverrsnittet av modellen etter beslutningsfasen.

#### 6.2 Fase 2 – Optimalisering og videreutvikling

Fra beslutningsfasen er det valgt å gå videre med DM+L, altså massivtre i topp- og bunnflens med limtrebjelker i steget. I fase 2 skal tverrsnittet til komposittutformingen som er valgt i fase 1 optimaliseres med tanke på geometri, dvs. bredden og høyden, antall limtrebjelker og tykkelsen på materialene, for å oppnå god effektivitet av tverrsnittet. Videre gjøres en vurdering av brann- og bruksegenskaper av modell 3.

Fra og med fase 2 er det valgt å gå ned på spennvidden til 8 m. I fase 1 ble det fastsatt at ett av kriteriene for modellen skulle være en bredde på 2000 mm. Grunnen var at en fremtidig fullskala modell skulle passe inn i den maksimale oppleggsbredden i testrigg, i laboratoriet ved Materialteknisk på NTNU. Senere utgikk muligheten for å bygge en fullskala modell og dermed kunne en øke bredden på modell 3. Standard modulbredde innen byggebransjen er 600 mm, og maksimal bredde som kan transporteres på offentlig vei, uten ekstra tiltak, iht. "Forskrift om bruk av kjøretøy - Kapittel 5. Vekt, dimensjoner" er 2550 mm. På dette grunnlag ble bredden av modellen økt til 2400 mm.

Med tanke på brannmotstand, har massivtre en forkullingshastighet på 0,8 mm/min. For å oppnå tilstrekkelig brannmotstand for modellen (R90) ble det derfor gjort en vurdering og besluttet å øke tverrsnittshøyden på massivtre fra 69,5 mm til 90 mm. Se kapittel 6.2.5, for nærmere beskrivelse.

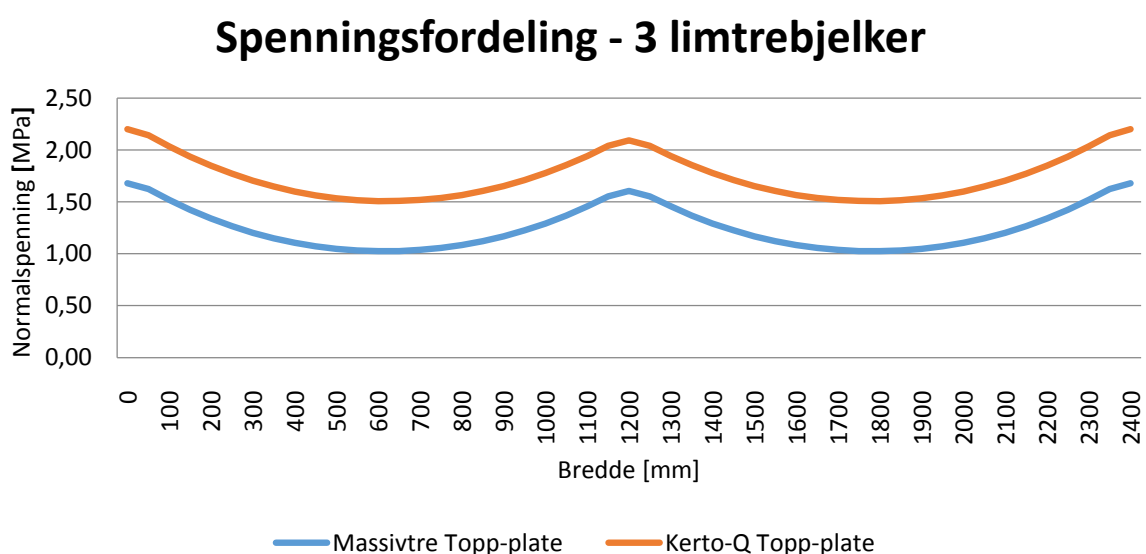
Med tre limtrebjelker over en bredde på 2400 mm oppstod det et problem med effektiviteten av tverrsnittet i Abaqus-modellen. Den effektive bredden av normalspenninger som blir overført i skjærforbindelsen fra limtrebjelkene og videre ut i topp- og bunnflensen, ble konkludert til å være en årsak til dette. For å løse problemet ble det tatt en vurdering å øke antall limtrebjelker og bruke Kerto-Q som toppflens, fordi Kerto-Q har en høyere skjærstivhet i planet enn massivtre. Det vil samtidig redusere tykkelsen på toppflensen med 21 mm.

Grunnlaget for valg av antall limtrebjelker og materiale som brukes i modell 3 ble valgt for å øke effektiviteten av tverrsnittet, og redusere nedbøyning av toppflensen i tverretning mellom limtrebjelkene ved konsentrert last.

### 6.2.1 Effektiv tykkelse og utnyttelse av flens

Fra teorien fremlagt om effektiv tykkelse, brukes ligning (17) til å beregne den effektive tykkelsen og ligning (18) til å vise utnyttelsen av henholdsvis toppflensen i Kerto-Q og toppflensen i massivtre. Det er gjennomført en numerisk kalkulasjon for å beregne summen av spenninger over flensbredden og tatt et gjennomsnitt av lokale maksspenninger. Beregningene av effektiv tykkelse finnes i vedlegg B.7, sammen med utnyttelse av bunnflensen i massivtre.

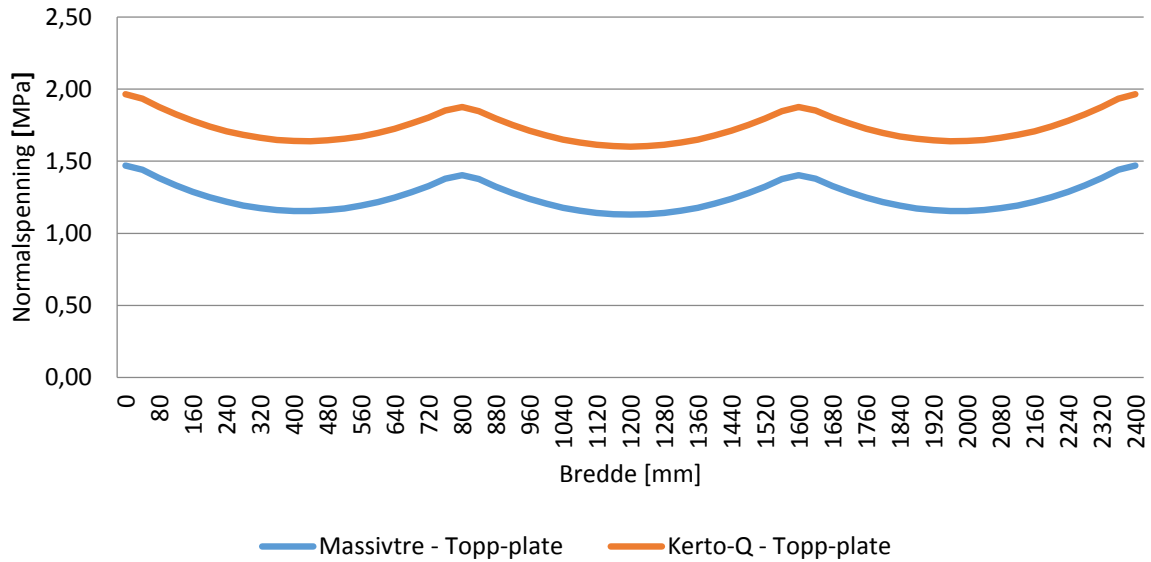
De maksimale normalspenningene i flensen kommer som forventet i skjærforbindelsen sin overgang og synker mellom limtrebjelkene sin plassering. Figur 6.2 fremstiller spenningsvariasjonen over bredden til modell 3 med tre limtrebjelker, en på hver side og en i midten.



Figur 6.2 Spenningsfordeling i toppflensen med tre limtrebjelker i modellen.

Spenningsfordelingen over bredden til modell 3 med fire limtrebjelker, fordelt med en senteravstand på 770 mm vises i Figur 6.3.

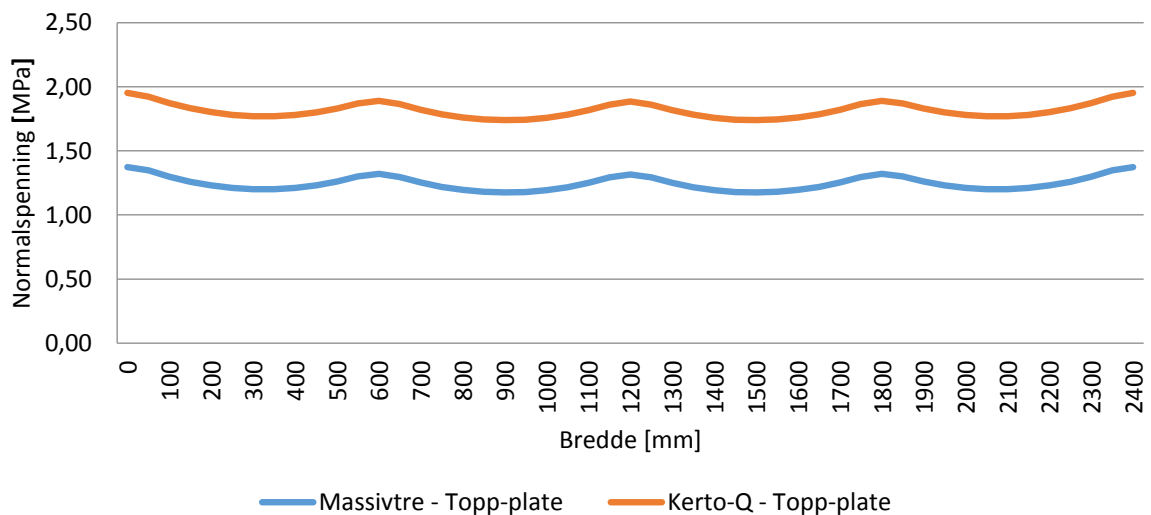
### Spenningsfordeling - 4 limtrebjelker



Figur 6.3 Spenningsfordeling i toppflensen med fire limtrebjelker i modellen.

Figur 6.4 fremstiller spenningsfordelingen over bredden til modell 3 med fem limtrebjelker, med senteravstand på 577,5 mm.

### Spenningsfordeling - 5 limtrebjelker



Figur 6.4 Spenningsfordeling i toppflensen med fem limtrebjelker i modellen.

Den effektive tykkelsen og utnyttelse av toppflensen med bruk av Kerto-Q og massivtre, og bunnflensen i massivtre, i forhold til antall limtrebjelker som brukes i steget til modell 3, er fremstilt i Tabell 6.4.

Tabell 6.4 Effektiv tykkelse og utnyttelse av flenser for 3, 4 og 5 limtrebjelker i modellen.

	Material tykkelse	Effektiv tykkelse	Utnyttelse av flens	Relativ økning av utnyttelse
<b>Toppflens i Kerto-Q:</b>				
3 limtrebjelker	69 mm	55,4 mm	0,803	-
4 limtrebjelker	69 mm	62,1 mm	0,901	9,8 %
5 limtrebjelker	69 mm	65,4 mm	0,947	4,6 %
<b>Toppflens i massivtre:</b>				
3 limtrebjelker	90 mm	67,6 mm	0,751	-
4 limtrebjelker	90 mm	78,2 mm	0,869	11,8 %
5 limtrebjelker	90 mm	83,5 mm	0,928	5,9 %
<b>Bunnflens i massivtre:</b>				
3 limtrebjelker	90 mm	68,8 mm	0,765	-
4 limtrebjelker	90 mm	78,7 mm	0,874	10,9 %
5 limtrebjelker	90 mm	83,7 mm	0,930	5,6 %

Kerto-Q har en effektiv tykkelse på 55,4 mm, dette tilsvarer en utnyttelse på 80,3 % ved bruk av tre limtrebjelker i modell 3. Til sammenligning har massivtre en utnyttelse på 75,1 %, dette tilsvarer 5,2 % lavere utnyttelse enn Kerto-Q. Med fire limtrebjelker fordelt med en senteravstand på 770 mm øker utnyttelsen av Kerto-Q som toppflens til 90,1 %, og massivtre har en utnyttelse på 86,9 %. Til slutt er det undersøkt utnyttelsen av flenser ved bruk av fem limtrebjelker. Dette gir en utnyttelse på 94,7 % for Kerto-Q og 92,8 % for massivtre.

Fra analysen som er gjennomført av den effektive tykkelsen og resultatet som er fremstilt over er det Kerto-Q som gir best utnyttelse av tverrsnittet. Dette var forventet siden Kerto-Q har en skjærstivhet i planet på 600 MPa, og massivtre har totalt en mindre skjærstivhet på 250 MPa. Derfor ble det besluttet å bruke Kerto-Q som toppflens, men beholde massivtre som bunnflens.

## 6.2.2 Effektivitet av tverrsnittet

Bøyestivheten til konstruksjonen med tre, fire og fem limtrebjelker er beregnet med « $\gamma$ -metoden» etter NS-EN 1995-1-1 (2004). Det ble som nevnt tidligere antatt full komposittvirkning i forbindelsen mellom delene i konstruksjonen. Abaqus-modellen er utarbeidet på samme forutsetninger som er gjort i beregningene etter « $\gamma$ -metoden» og som er fastsatt i NS-EN 1995-1-1 (2004), B.1.2. Resultatet av bøyestivheten ved full komposittvirkning og ingen komposittvirkning med beregninger etter « $\gamma$ -metoden» er gitt i Tabell 6.5, se vedlegg B.8 for beregningene.

Den effektive bøyestivheten er estimert med resultatene fra Abaqus-modellen, og er funnet ved hjelp av standard bjelkeformel for nedbøying av en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last, se ligning (21). Det er valgt å bruke en middelverdi for nedbøying, som er en gjennomsnittlig verdi av nedbøyningen på hver limtrebjelke. Resultatet av den estimerte effektive bøyestivheten er fremstilt i Tabell 6.5 og beregningene er utført i vedlegg B.9.

$$EI_{ef,est} = \frac{5qL^4}{384\Delta_{middel}} \quad (21)$$

Tabell 6.5 Resultat av bøyestivheten med 3, 4 og 5 limtrebjelker i modellen.

	Estimert i Abaqus, $EI_{ef,est}$ , [Nmm <sup>2</sup> ]	Ingen kompositt- virkning $EI_0$ , [Nmm <sup>2</sup> ]	Full kompositt- virkning $EI_{\infty,\gamma}$ , [Nmm <sup>2</sup> ]
3 limtrebjelker	$5,074 \cdot 10^{13}$	$5,566 \cdot 10^{12}$	$8,242 \cdot 10^{13}$
4 limtrebjelker	$5,997 \cdot 10^{13}$	$6,677 \cdot 10^{12}$	$8,323 \cdot 10^{13}$
5 limtrebjelker	$6,611 \cdot 10^{13}$	$7,787 \cdot 10^{12}$	$8,465 \cdot 10^{13}$

Forholdet mellom effektiv bøyestivheten beregnet etter « $\gamma$ -metoden» (fullt utnyttet tverrsnitt) og den estimert etter Abaqus-modellen (reell utnyttelse av tverrsnitt) vil gi total effektivitet av tverrsnittet, og forskjellen på effektiviteten for tre, fire og fem limtrebjelker. Effektiviteten er beregnet etter ligning (4), og resultatet vises under.

$$\eta_{3bjelker} = \frac{EI_{ef,est,3 \text{ bjelker}} - EI_{0,3bjelker}}{EI_{\infty,\gamma,3 \text{ bjelker}} - EI_{0,3bjelker}} = 0,59$$

$$\eta_{4bjelker} = \frac{EI_{ef,est,4 \text{ bjelker}} - EI_{0,4bjelker}}{EI_{\infty,\gamma,4 \text{ bjelker}} - EI_{0,4bjelker}} = 0,70$$

$$\eta_{5bjelker} = \frac{EI_{ef,est,5 \text{ bjelker}} - EI_{0,5bjelker}}{EI_{\infty,\gamma,5 \text{ bjelker}} - EI_{0,5bjelker}} = 0,76$$

Den totale effektiviteten til modell 3 øker fra 0,59 opp til 0,70 ved å bruke fire limtrebjelker fremfor tre, altså en økning på 0,11. Ved å øke antall limtrebjelker til fem, vil effektiviteten øke videre opp til 0,76.

### 6.2.3 Nedbøyning av toppflens i Kerto-Q

Avstanden mellom limtrebjelkene vil ha påvirkning på nedbøyningen av toppflensen i mellom bjelkene. Homb og Kolstad (2009) har samlet et utvalg, fra NBI (Norges byggforskningsinstitutt) og CWC (Canadian Wood Council), av anbefalte grenseverdier for maksimal nedbøyning til bjelkelag. Grenseverdiene vises i Figur 6.5 og etter en konservativ vurdering er det valgt å bruke disse verdiene som kriterier for maksimal nedbøyning i modell 3. Verdiene er basert på en punktlast på 1 kN som er plassert i konstruksjonens mykeste punkt. Det mykeste punktet i modell 3 er på toppflensen, midt i mellom to limtrebjelker.

Anbefalte grenseverdier for nedbøyning til trebjelkelag	
Nasjon / metode	Maksimal nedbøyning $\delta$ <sup>1)</sup> (mm)
<b>Norge</b>	
- Byggeforskrift til 1985 og NBI (1997) anbefaling: Teoretisk beregnet / målt i ferdig bygg	1.3 / 0.9
- NBI (1997) anbefaling "høy stivhet" fra 1997: Teoretisk beregnet / målt i ferdig bygg	0.9 / 0.67
<b>Kanada, CWC (1997): Teoretisk beregnet</b>	
- Spennvidde, $L < 3$ m	2.0
	$\frac{8}{L^{1.3}}$
- Spennvidde, $L = 3$ m til 5.5 m	$\frac{2.55}{L^{0.63}}$
- Spennvidde, $L = 5.5$ m til 9.9 m	
- Spennvidde, $L > 9.9$ m	0.6
<b>Finland, Toratti &amp; Talja (2006): Teoretisk beregnet</b>	
- Vibrasjonsklasse C, global nedbøyning når $f_0 > 10$ Hz	0.5
- Vibrasjonsklasse C, lokal nedbøyning <sup>2)</sup>	0.5
<sup>1)</sup> I mykest punkt med en punktlast på 1 kN.	
<sup>2)</sup> Deformasjon knyttet til overgolv, flytende eller oppbygd golv. Spesifisert målepunkt.	

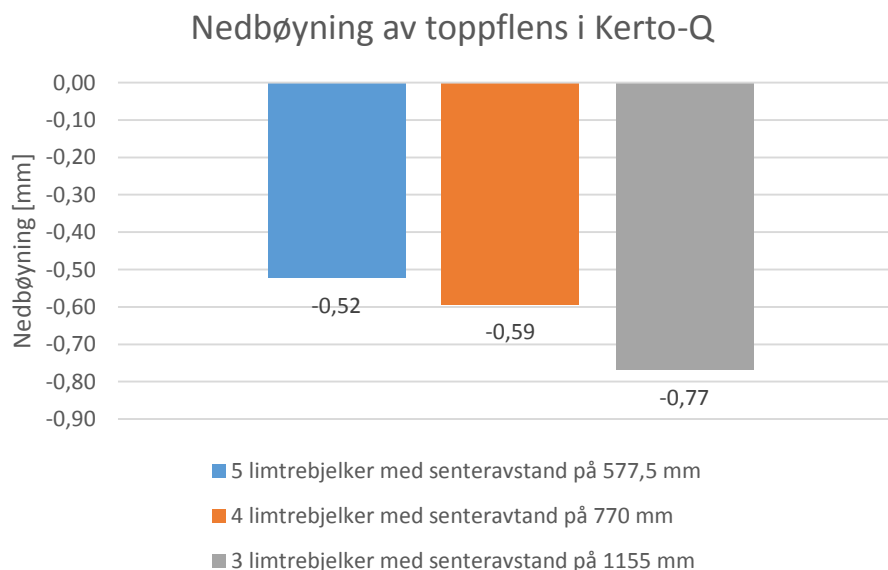
Figur 6.5 Grenseverdi for nedbøyning av 1kN punktlast i mykeste punkt (Homb og Kolstad, 2009).

Kravet til den globale nedbøyningen eller deformasjon av flytende gulv skal ikke undersøkes i dette tilfelle, derfor er kravet fra «Finland» utelukket. Det maksimale nedbøyningskriteriet til modell 3 er den minste verdien av NBI-kravet og CWC-kravet, se ligning (22).



$$\delta_{kriteriet} = \min \left\{ 2,55, \frac{2,55^{0.9}}{L^{0.63}} = 0,69 \right\} = 0,69 \text{ mm} \quad (22)$$

Nedbøyningen av toppflensen er hentet fra Abaqus-modellen med tre, fire og fem limtrebjelker. Den er utsatt for en punktlast på 1 kN, som er satt midt i spennet til modell 3, og midt i mellom to limtrebjelker. Figur 6.6 viser den største totale nedbøyningen fra punktlasten.



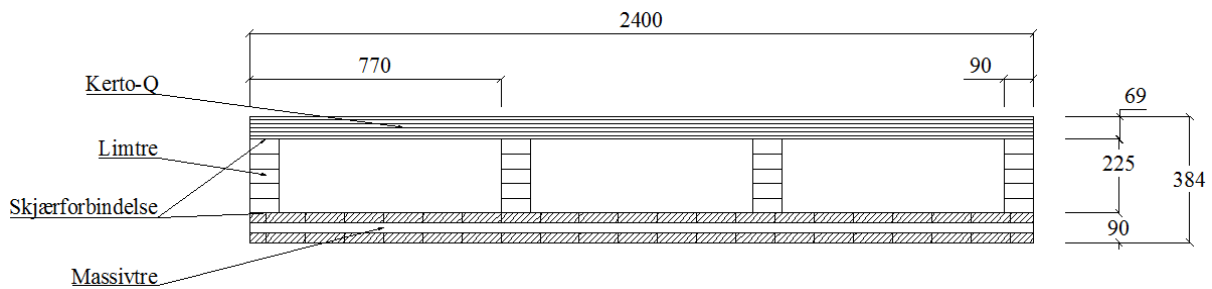
Figur 6.6 Total nedbøyning fra 1 kN punktlast plassert midt i spennet mellom limtrebjelken.

Den totale nedbøyningen til modell 3 med tre limtrebjelker er 0,77 mm, dette opprettholder ikke kriteriet på 0,69 mm. Modell 3 fordelt med fire og fem limtrebjelker i bredden får henholdsvis 0,59 mm og 0,52 mm total nedbøyning, se Figur 6.6. Dette er innenfor kriteriet på 0,69 mm.

#### 6.2.4 Resultat av optimaliseringsfase

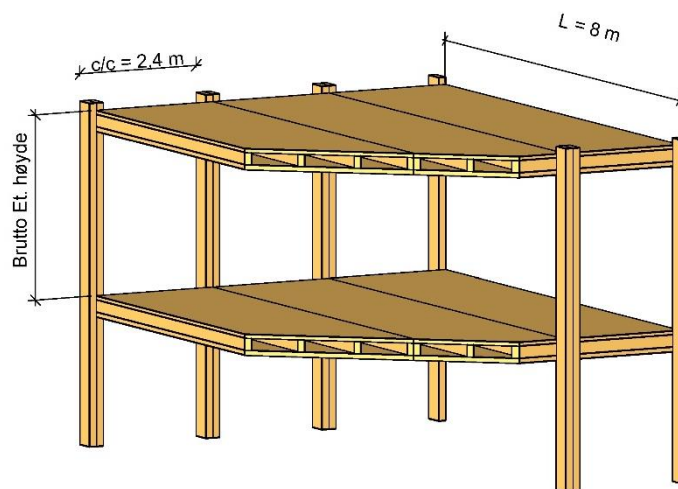
Som nevnt tidligere ble det valgt å bruke Kerto-Q i toppflensen for å øke effektiviteten av tverrsnittet. Massivtre ble videreført fra fase 1 og brukt i bunnflensen, da den kom best ut av beslutningsverktøyet. I utgangspunktet hadde massivtreelementet 69,5 mm tverrsnittshøyde, bygd opp med to lag 19 mm lameller med fiberretning lik modellens lengderetning, og et midtre lag på 31,5 mm i tverretningen. På grunn av modellens brannegenskaper ble det besluttet å øke tverrsnittshøyden på bunnflensen til 90 mm. Den nye platen er bygd opp av tre lag 30 mm lameller, der det øverste og nederste laget er orientert i modellens lengderetning, og det midterste laget ligger i tverretning. Denne endringen gir samtidig modellen bedre

bruksegenskaper. Bruk av tre limtrebjelker oppfyller ikke kriteriene som er satt for nedbøyning, da senteravstanden mellom bjelkene blir for stor. Effektiviteten av tverrsnittet blir også 0,59, derfor er bruk av tre limtrebjelker ikke aktuelt. I modell 3 ble det valgt å bruke fire limtrebjelker av størrelse 90 x 225 mm, hvor nedbøyningskriteriet mellom bjelkene er oppfylt og effektiviteten er 0,7. Den nye modellen er 2400 mm bred og har en total tverrsnittshøyde 384 mm. Tverrsnittet av modell 3 ferdig utviklet er fremstilt i Figur 6.7.



Figur 6.7 Tverrsnitt av modell 3 etter optimaliseringsfasen.

I Figur 6.8 fremstilles et totalkonsept for rammekonstruksjoner med anvendelse og sammensetning av modell 3. Det er plassert doble søyler i limtre med en senteravstand på 2,4 m og spennvidden er 8 m. Sidebjelkene i modell 3 festes til limtresøylene, og det skal tilstrebes å oppnå høy rotasjonsstivhet i leddet. Rotasjonsstivheten er ikke sett nærmere på i denne oppgave, men modell 3 er modellert som fritt opplagt og fast innspent i numerisk analyse. I enden av modell 3 er en limtrebjelke med dimensjon 90 x 225 mm lagt inn som endebjelke for å øke bøyestivheten i tverretning og for å ha innfestingsmulighet til indre limtrebjelker.



Figur 6.8 Snittet 3D-modell av modell 3, anvendt i rammekonstruksjon.

---

### **6.2.5 Brannvurdering av modell 3**

I dette underkapittelet gjennomføres en vurdering av modell 3, ved ensidig brannpåkjenning. Det er ikke en systemanalyse, men en begrenset analyse av modell 3 individuelt som en konstruksjonsdel, slik NS-EN 1995-1-2 2.4.1 (3) tillater.

#### **Bestemmelse av brannmotstand**

Ved angivelse av brannmotstand benyttes basiskriteriene R, E og I (SINTEF Byggforsk, 2007). I denne rapporten blir det kun en vurdering av basiskriteriet R, for bæreevne. Basiskriteriene E og I står for hhv. integritet og isolasjon. Integritet er bygningsdelens evne til å motstå ensidig brannpåkjenning, uten at brannen sprer seg til andre brannceller på grunn av gjennomgang av flammer og/eller varme gasser. Isolasjon er evnen til å motstå en brannpåkjenning fra en side, uten at økt temperatur på ikke-eksponert side blir så høy at det blir brannforløp på denne siden som følge av varmeledning (SINTEF Byggforsk, 2007).

Målsetningen til forskningsprosjektet WOODSOLS er bygninger med 5-10 etasjer, etter TEK10 §11-2 tabell 1 kan en anta at virksomhetene i risikoklasse 1 ikke er de mest aktuelle for modell 3 sitt primære bruksområde. Typiske byggverk vil havne i risikoklasse 2 eller høyere, dette medfører at byggverk må tilfredsstille brannklasse 3, TEK10 §11-3, tabell 1.

TEK10 §11-4 tabell 1 angir kravet til bærende hovedsystem i brannklasse 3 til R90-A2-s1, d0, men TEK10 §11-4 (4) gir likevel et unntak for etasjeskillere i byggverket opptil 8 etasjer, kravet her er R60-A2-s1, d0. Det spesifiseres ikke om dette gjelder ved etasjeskillere som er en del av bærende hovedsystem eller om det gjelder for etasjeskillere som defineres som sekundær bærende bygningsdel.

Slik WOODSOLS-prosjektet er tenkt som helhet, medfører det at modell 3 vil bli en del av bærende hovedsystemet til byggverket, ved at det skal ha en stabiliserende funksjon av byggverket sammen med søyler av tre.

Kravet R90-A2-s1, d0 kan enkeltvis forklares som at R90, beskriver at bygningsdelen må ha bæreevne og stabilitet i motstandstid 90 minutter, A2 er krav knyttet til overflate på bygningsdelen ang. brennbarhet og flammespredning, s1 er krav knyttet til røykproduksjon og d0 er krav knyttet til brennende dråper. Klassifiseringskriteriene er nærmere beskrevet i NS-EN 13501-1 (SINTEF Byggforsk, 2007).

## Redusert tverrsnitt

For å beregne et effektivt tverrsnitt ved brannpåkjenning benyttes metoden gitt i NS-EN 1995-1-2 4.2.2. Denne går ut på at det beregnes en forkullingsdybde  $d_{ef}$  som trekkes fra det opprinnelige tverrsnittet. I denne analysen trekkes forkullingsdybden kun fra undersiden av elementet, da dette representerer hvordan forkullingen for et system av elementer ville utviklet seg. Etter NS-EN 1995-1-2 4.2.2 (1) beregnes  $d_{ef}$  som følger.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 * d_0 \quad (23)$$

hvor:

$$d_{char,n} = \beta_n * t$$

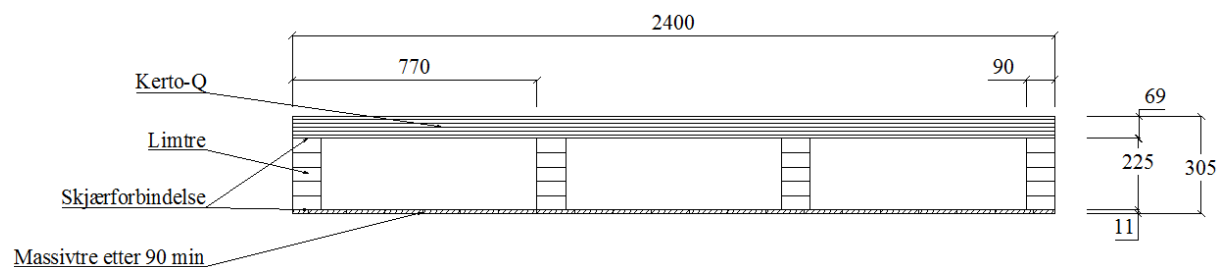
$$k_0 = 1,0 \text{ for } t \geq 20 \text{ min}$$

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

Underflensen på modell 3 består av et 90 mm tykt massivtreelement. Tykkelsen ble valgt med tanke på at motstandstiden skal være 90 minutter, og et ønske om at underflensen alene skulle motstå ensidig brannpåkjenning fra undersiden av elementet.

I produktets ETA-12/0281 (2012) er forkullingshastigheten oppgitt til 0,8 mm/min. Dette gir  $d_{ef}$  lik 79 mm.

Det reduserte tverrsnittet blir som vist i Figur 6.9. Av figuren ser en at det kun gjenstår 11 mm av det opprinnelige 90 mm tykke massivtreet i bunnen, i videre analyse ser en bort ifra bidraget til gjenstående del av massivtreet. For å hindre at resterende sjikt av massivtreet faller ned, som det kan gjøre når det midterste sjiktet er brent opp, vil det være en fordel om sjiktet nærmest limtrebjelkene også er kantlimt. Da vil også det resterende massivtre-sjiktet kunne hindre at evt. mineralull som ligger «inni» elementet faller ned under brann.



Figur 6.9 Redusert tverrsnitt etter brannpåkjenning

---

## Last ved brann

Lastvirkningen beregnes etter forenklede regler, NS-EN 1991-1-2 (2002) 4.3.2 (1). Ytterligere forenkling gitt i NS-EN 1991-1-2 (2002) 4.3.2 (2) angir at lastvirkningen kan beregnes etter ligning (24).

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (24)$$

$E_d$  er dimensjonerende verdi av relevant lastvirkning fra den grunnleggende kombinasjonen i NS-EN 1990 (2002) 6.4.3.2 (3), hvor den største verdien av ligning (25) blir dimensjonerende.

$$E_d = \max \begin{bmatrix} \gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_0 Q_k \\ \xi \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.35 G_k + 1.05 Q_k \\ 1.2 G_k + 1.5 Q_k \end{bmatrix} \quad (25)$$

Hvor  $G_k$  er permanent påvirkning og  $Q_k$  er variabel påvirkning.

Faktoren  $\eta_{fi}$  er en reduksjonsfaktor for dimensjonerende last i brannsituasjon, den er gitt i NS-EN 1995-1-2 2.4.2 (3) som gitt i ligning (26).

$$\eta_{fi} = \min \begin{bmatrix} \frac{G_k + \psi_{fi} Q_k}{\gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_0 Q_k} \\ \frac{G_k + \psi_{fi} Q_k}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k} \end{bmatrix} \quad (26)$$

Hvor  $\psi_{fi}$  settes som anbefalt i NS-EN 1991-1-2 4.3.2 (1).

## Resultat av spenningskontroll

Opptredende spenninger er funnet analytisk ved bruk av tillegg B i NS-EN 1995-1-1. I formlene fra tillegg B er det innført en effektiv tykkelse på «øvre flens» i samsvar med kapittel 2.5. Det antas at limforbindelsen har tilstrekkelig kapasitet og det utføres kontroll av

- Kombinert trykk og bøyning i «øvre flens» etter NS-EN 1995-1-1 6.2.4

$$\left( \frac{\sigma_1}{f_{c,0,d,fi}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m1}}{f_{m,0,flat,d,fi}} \leq 1 \quad (27)$$

Innsatt med verdier

$$\left( \frac{2,78}{29,9} \right)^2 + \frac{1,63}{41,4} = 0,05 \rightarrow OK$$

- 
- Kombinert strekk og bøyning i limtre etter NS-EN 1995-1-1 6.2.3

$$\frac{\sigma_2}{f_{t,0,g,d,fi}} + \frac{\sigma_{m2}}{f_{m,g,d,fi}} \leq 1 \quad (28)$$

Innsatt med verdier

$$\frac{5,13}{22,43} + \frac{6,54}{34,5} = 0,42 \rightarrow OK$$

- Skjær etter NS-EN 1995-1-1 6.1.7

$$\tau_{2,max} < f_{v,g,d,fi} \quad (29)$$

Innsatt med verdier

$$0,59 < 4,02 \rightarrow OK$$

Ligningene (27), (28) og (29) med innsatte verdier viser at modell 3 med redusert tverrsnitt, har tilstrekkelig spenningskapasitet fra ensidig brannpåkjenning fra undersiden.

Videre er nedbøyning vurdert under brann, dette er ikke gjort med tanke på komfort, men på grunn av at nedbøyninger burde begrenses med tanke på basiskriteriene E og I, som er integritet og isolasjon.

$$\delta_{fi} = \frac{5}{384} \frac{E_{fi,d} L_{span}^4}{EI e f_{fi}} = 35,89 \text{ mm} \quad (30)$$

Av (30) ser en at nedbøyningen er 35,89 mm, hvilket krav en skal sette til nedbøyningen under brann er vanskelig å fastsette, NS-EN 1995-1-2 2.1.1 (3) krever at et deformasjonskrav settes hvis deformasjonen av konstruksjonsdelen har innvirkning på konstruksjonsdelens evne til å yte brannmotstand.

I tillegg er det hentet ut spenninger fra numerisk analyse i Abaqus, hvor modell 3 kun består av «øvre flens» og limtrebjelker. Abaqus skiller ikke mellom normalspenninger fra bøyning og aksialbelastning, derfor sjekkes spenninger funnet i Abaqus kun mot dimensjonerende trykk- og strekkspenninger. Dette vil være konservativt siden dimensjonerende trykk- og strekkfasthet er lavere enn bøyefasthet for både limtre og Kerto-Q.

---

Det antas at limforbindelsen har tilstrekkelig kapasitet og det utføres kontroll av

- Trykk i «øvre flens» etter NS-EN 1995-1-1 6.2.4

$$\sigma_{c,num} \leq f_{c,0,d,fi} \quad (31)$$

Innsatt med verdier

$$4,4 \leq 29,9 \rightarrow OK$$

- Strekk i limtre etter NS-EN 1995-1-1 6.2.3

$$\sigma_{t,num} \leq f_{t,0,g,d,fi} \quad (32)$$

Innsatt med verdier

$$11,7 \leq 22,43 \rightarrow OK$$

- Skjær etter NS-EN 1995-1-1 6.1.7

$$\tau_{2,num} < f_{v,g,d,fi} \quad (33)$$

Innsatt med verdier

$$0,58 < 4,02 \rightarrow OK$$

Ligning (31), (32) og (33) med innsatte verdier viser at modell 3 med redusert tverrsnitt, har tilstrekkelig spenningskapasitet fra ensidig brannpåkjenning fra undersiden.

Sammenligning av spenninger funnet fra analytisk og numerisk analyse er gjort i Tabell 6.6. Totale trykk- og strekkspenninger for analytisk løsning er  $\sigma_i$  addert med  $\sigma_{mi}$ . Av Tabell 6.6 ser en at differanse mellom opptredende spenninger funnet numerisk i Abaqus og analytisk i NS-EN 1995-1-1, tillegg B er i området fra 0 – 1,8%.

Tabell 6.6 Sammenligning av normalspenninger

	Numerisk (Abaqus) [MPa]	Analytisk (NS-EN 1995-1-1, Tillegg B) [MPa]	Differanse i %
$\sigma_{c,tot}$	4,4	4,35	1,1
$\sigma_{t,tot}$	11,7	11,49	1,8
$\tau_2$	0,58	0,58	0

Med bakgrunnen i differansene funnet imellom opptredende spenninger i numerisk og analytisk analyse gir det beslutningen om at det er tilstrekkelig spenningskapasitet økt tyngde.

---

### 6.2.6 Bruksegenskaper til modell 3

Homb (2007) har samlet og vurdert kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere. Det er valgt ut tre kriterier som fremstilles under, og det som er best egnet for modell 3 brukes som kontroll.

Første kriteriet fremstilt er basert på laveste egenfrekvens, det er et enkelt kriterium for et sammensatt bjelkelag. Kriteriet oppfylles hvis laveste egenfrekvens til bjelkelaget er

- større enn 15 Hz for gulv i bygg som ikke er bebodd
- større enn 14 Hz for gulv som er bebodd

Dette kriteriet er konservativt, og tar ikke med innvirkning av tverrstivhet eller egenvekten til tyngre materiale i bjelkelaget. Første egenfrekvens blir ikke påvirket av tverrstivhet (som tilfelle for modell 3), og ved høy egenvekt synker egenfrekvensen, uten at andre egenskaper blir dårligere (f.eks. bøyestivhet og nedbøyning). I slike konstruksjoner er det ikke egnet å bruke første egenfrekvens som eneste kriterium (Dolan et al., 1999 sitert i Homb, 2007).

I NS-EN 1995-1-1 (2004) brukes et kriterium som baserer seg på konstruksjonens egenfrekvens ( $f_1$ ), demping ( $\xi$ ) og impulshastighetsresponsen ( $v$ ). Homb (2007) mener at for å finne dynamiske egenskaper til en konstruksjon er dette tre faktorer som er viktige. Betingelsene i NS-EN 1995-1-1 (2004) gjelder for gulv i boliger med egenfrekvens større enn 8 Hz, rektangulære gulv som er fritt opplagt langs alle fire kanter og nedbøyning av gulv med spennvidde inntil 4,5 m.

Siste kriteriet er basert på nedbøyning og egenfrekvens, og er hentet fra Hu og Chui (2004) som beskrevet tidligere i kapittel 2.4. Homb (2007, s.16) har funnet ut at kriteriet stemmer best med følgende gulv som er sitert under

- «store gulv både mht. spennvidde og bredde»
- «gulv med overgulv eller himling der tilleggsmasse til disse lagene er nøyaktig kjent»
- «gulv med lang spennvidde og ingen kantunderstøttelse»

Videre mener Homb (2007), for bjelkelag med høy tverrstivhet eller massivtredekker, at det er sikkert å bruke kriteriet ned til ca. 12,5 Hz. Med dette grunnlaget anbefales det å bruke kriteriet til Hu og Chui (2004), med beregnede verdier for nedbøyning fra 1 kN og første egenfrekvens.

Kriteriet til Hu og Chui (2004) passer best som en komfortkontroll for modell 3. Som nevnt over samsvarer kriteriet med gulv som har lange spenn uten kantunderstøttelse, dette er tilfelle



---

for modell 3. Det første kriteriet virker for konservativt og snevert med tanke på at bare en faktor tas med, derfor er denne utelatt fra kontrollen. Vibrasjonskontrollen etter NS-EN 1995-1-1 (2004) er valgt å gjennomføre fordi det kan brukes som et sammenligningsgrunnlag til andre modeller og gulv siden det er en standardkontroll.

I vedlegg B.9 er bøyestivheten i tverretningen til modell 3, som en fritt opplagt bjelke, beregnet til  $2,714 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}^2$ . Den er estimert på grunnlaget av Abaqus-modellen, med nedbøyningen i tverretning fra en punktlast på 1 kN i midtsnittet av modell 3. Vibrasjonskontrollen av modell 3 etter NS-EN 1995-1-1 (2004) er utført i vedlegg B.11, og er innenfor kravet. Første egenfrekvens og nedbøyning er tatt ut fra Abaqus-modellen, og bøyestivhet i lengde- og tverretning er hentet fra estimeringen beskrevet ovenfor. Dempingen er antatt til 0,5 %, da det stemmer godt med det Frihetsli og Alm (2015) fikk som demping fra dynamisk test utført på modell 2. Det er også en konservativ antagelse mht. 1,0 %, som er anbefalt i NS-EN 1995-1-1 (2004).

Kontroll etter kriteriet til Hu og Chui (2004) er gjort for tre tilfeller, etter ligning (13). Beregninger med « $\gamma$ -metoden» fra tillegg B i NS-EN 1995-1-1 (2004), numerisk analyse av fritt opplagt bjelke og numerisk analyse av reelt tilfelle, se vedlegg B.11. I alle tilfellene er nedbøyningen fra en punktlast på 1 kN midt i spennvidden og første egenfrekvens funnet.

I beregningene med « $\gamma$ -metoden» er toppflensen i Kerto-Q redusert med en faktor på 0,901 og bunnflensen i massivtre er redusert med 0,874. Grunnet til dette er utnyttelsen til flensene som er estimert fra Abaqus-modellen i kapittel 6.2.1. Nedbøyningen er beregnet til 0,14 mm og første egenfrekvens er 14,78 Hz. Kriteriet er godkjent som vist under.

$$0,14 \text{ mm} < \left( \frac{14,78 \text{ Hz}}{18,7} \right)^{2,27} = 0,59 \rightarrow OK$$

Den numeriske analysen av modell 3 med randbetingelser fritt opplagt i endene er kontrollert for å sammenligne resultatene funnet fra Abaqus-modellen med beregningene gjort med « $\gamma$ -metoden». Ved nedbøyningen fra punktlasten er det verdien av midtre limtrebjelke som brukes i kriteriet. Nedbøyningen er estimert til 0,26 mm og første egenfrekvens er 13,11 Hz, se vedlegg C.2 for verdier. Kriteriet er godkjent og vist under.

$$0,26 \text{ mm} < \left( \frac{13,11 \text{ Hz}}{18,7} \right)^{2,27} = 0,45 \rightarrow OK$$

Det reelle tilfellet for modell 3 er når randbetingelsene er i hjørnene på modellen (grunnet søyle-bjelke forbindelse for sidebjelkene). Denne modellen er modellert i Abaqus som fritt

---

opplagt og fast innspent. Det mest konservative er å bruke verdiene for den som er fritt opplagt i kriteriet under, da er nedbøyningen 0,28 mm og første egenfrekvens 12,24 Hz, hentet fra kapittel 7.3. Egenfrekvensen er mindre enn anbefalt verdi på 12,5 Hz for å bruke kriteriet, som nevnt tidligere. Ved fast innspenning blir egenfrekvensen 14,22 Hz, og den reelle verdien vil derav være mellom 12,24 Hz og 14,22 Hz. Derfor er det antatt at den reelle egenfrekvensen blir over 12,5 Hz, likevel er verdiene med fritt opplagt randbetingelser brukt i kriteriet under og er godkjent.

$$0,28 \text{ mm} < \left( \frac{12,24 \text{ Hz}}{18,7} \right)^{2,27} = 0,38 \rightarrow OK$$

### Nedbøyningskrav

Kvasi-permanente lastkombinasjoner utføres etter NS-EN 1990, 6.5.3(2) c). Modellen er utsatt for permanent påvirkning (egenlast) og enkel variabel påvirkning, se ligning (34).

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} = G_k + \psi_{2,1} Q_{k,1} \quad (34)$$

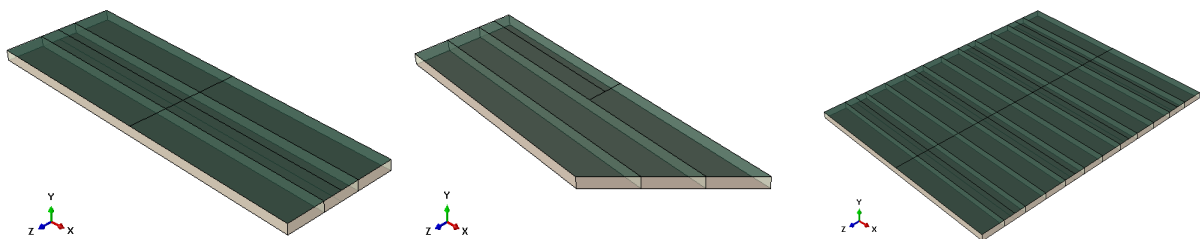
Fra NS-EN 1991-1-1, tabell N.A.6.2 ser en at øvre flatelast uansett nyttelastkategori er 5 kN/m<sup>2</sup>. Denne lasten benyttes som variabel påvirkning, siden spesifisert bruk i alle kategorier fra NS-EN 1991-1-1, tabell 6.1 er relevant for modell 3 sitt bruksområde.

Fra NS-EN 1990, N.A. A1.1 er det konservativt å bruke  $\psi_{2,1}$  lik 0,8 (kategori E). I Abaqus-modellen er det påsatt last på 5 kN/m<sup>2</sup>, noe som vil si at  $\psi_{2,1}$  er satt til 1,0, dette er meget konservativt. Permanente påvirkninger er definert som densiteten til Kerto-Q, massivtre og limtre.

Maksimal nedbøyning etter NS-EN 1995-1-1, tabell N.A.7.2, skal begrenses til L/500. Spennvidden er på 8 m, noe som gir en grenseverdi for nedbøyning til 16,0 mm. Modell 3 er innenfor dette kravet. Se kapittel 7.3 for nedbøyningsverdi funnet fra Abaqus og kapittel 8.2.3 for evaluering av bruksegenskapene til modell 3.

## 7 Numerisk analyse

Dette kapittelet inneholder numeriske analyser utført i FEM-programmet Abaqus. «Abaqus Analysis User's Guide» ble brukt jevnlig gjennom utarbeidelse av modell 3. For å få en realistisk tilnærming til hvordan modell 3 vil oppføre seg i virkeligheten ble det laget en total utviklet Abaqus-modell. Det er beskrevet hvilke tilnærminger og antagelser som er gjort underveis i oppbygningen av modellen og ved valg av materialegenskaper. Fire forskjellige resultater fra Abaqus fremstilles, henholdsvis av; modell 3 med fire limtrebjelker (a), modell 3 i 45° (b) og en dekkekonstruksjon (c), se Figur 7.1. Det fjerde resultatet er en alternativ utforming av modell 3 med tverrsnittshøyde på 474 mm.



Figur 7.1 (a) modell 3 (venstre), (b) modell 3-45 (midten), (c) modell 3-D (høyre).

### 7.1 Oppbygging av modell 3 i Abaqus

Abaqus-modellen er bygd opp av 3D skallelementer som kan deformeres under last. Bruk av skallelementer gir en god beskrivelse av solide elementer når tykkelsen er liten i forhold til lengden. Det gir også en enkel og effektiv mulighet for å modellere bøyning av komposittdeler. Begge disse punktene er tilfelle for modell 3. Tabell 7.1 viser hvilke materialer som er brukt, dimensjonen på materiale, antall deler og type element. Elementene er av type S4R (4-nodet skallelement, med redusert integrasjon). S4R er et robust og anvendelig element som gir et godt resultat av forskyvning, spenningsfordeling og skjærtøyninger. Redusert integrasjon gir nøyaktige resultater og kortere rapporteringstid (CPU-tid), spesielt for 3D elementer.

Tabell 7.1 Oppbygging av modell 3 i Abaqus.

Part		Element	Dimension B x H x L [mm]	Number
Limtre CE L40C	3D Shell element	S4R	90 x 225 x 8000	4
Limtre CE L40C	3D Shell element	S4R	90 x 225 x 2400	2
Massivtre	3D Shell element	S4R	2400 x 90 x 8000	1
Kerto-Q	3D Shell element	S4R	2400 x 69 x 8000	1

Tabell 7.2 viser en oversikt over material og tverrsnitt som er definert i Abaqus. Materialene i modell 3 er antatt å ha en lineær elastisk ortotropisk oppførsel. På dette grunnlaget er det

enklest å definere materialet med «engineering constants», som inneholder elastisitetsmodul ( $E_1, E_2, E_3$ ), skjærmodul ( $G_{12}, G_{13}, G_{23}$ ) og Poisson konstant ( $\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{23}$ ) i tre plan.

Tabell 7.2 Material- og tverrsnittsdefinisjon av deler i Abaqus.

Part	Material	Section
Limtre CE L40C	Engineering Constants	Homogeneous
Massivtre	Engineering Constants	Composite
Kerto-Q	Engineering Constants	Homogeneous

Limtrebjelkene og Kerto-Q er definert som homogent tverrsnitt. Massivtre er definert som et komposittverrsnitt, siden det inneholder lag av materialer med forskjellige egenskaper. Labonnote og Malo (2010) sammenlignet denne modelleringsmetoden av massivtre mot eksperimentelle data fra Homb (2008), og konklusjonen var at overenstemmelsen mellom numerisk modellering og eksperimentelle data var gode. Dette med tanke på at gjennomsnittverdier for materialegenskaper ble brukt, og videre at tre som materiale har generelt stor spredning ved måling av materialegenskaper. Tabell 7.3 viser de tre lamellene i tverrsnittet til massivtreet, med hvilke type materialer, tykkelser og orienteringsvinkeler som er definert i hver lamell.

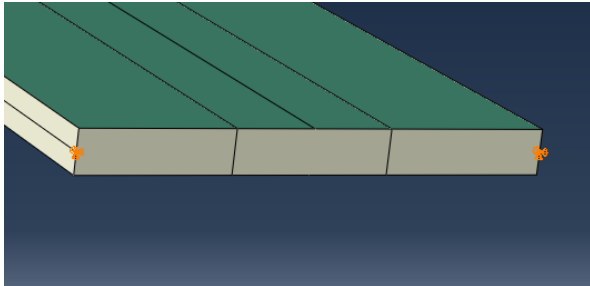
Tabell 7.3 Oppbygning av massivtre som komposittseksjon.

Lag / Lamell	Materiale	Tykkelse	Orienteringsvinkel
1	C24	30 mm	0°
2	C16	30 mm	90°
3	C24	30 mm	0°

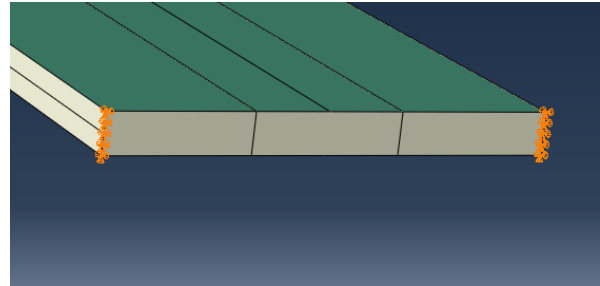
I kapittel 6.1 ble det antatt full komposittvirkning i skjærforbindelsen mellom steget og topp-/bunnflensen i form av en limt forbindelse. Med dette som grunnlag er delene i modellen med forskjellig tverrsnitt satt sammen til en total modell. For at dette skal gjennomføres kreves det at den totale modellen får et likt «elementnett», da forbindelsen mellom konstruksjonsdelene deler noder. Dette medfører en felles forskyvningen mellom komposittdelene.

Etter diskusjon med veileder Kjell Arne Malo er det konkludert med at å oppnå fast innspenning i knutepunktet mellom limtrebjelken og søylen ikke er oppnåelig i virkeligheten. Dermed er det modellert fast innspenning og fritt opplagte randbetingelser for å få resultatets ytterpunkter, og en kan evaluere modell 3 på dette grunnlag. I Abaqus-modellen er limtrebjelkene på sidene fastsatt mot forskyvning i x-, y- og z-retning på endene, dette

tilsvarende fast innspenning, se Figur 7.3 for illustrasjon. For fritt opplagte randbetingelser er hjørnene fastholdt i x-, y- og z-retning midt i bjelkens høyde, altså kan modellen rotere om x-, y- og z-aksen, se Figur 7.2. Randbetingelsene plasseres på en måte som vil skape nedbøyning i bjelkens tverretning under last, og som besluttet under kapittel 6.2.4 brukes en endebjelke for å øke bøyestivheten i tverretning og for å ha innfestingsmulighet til de to indre bjelkene.

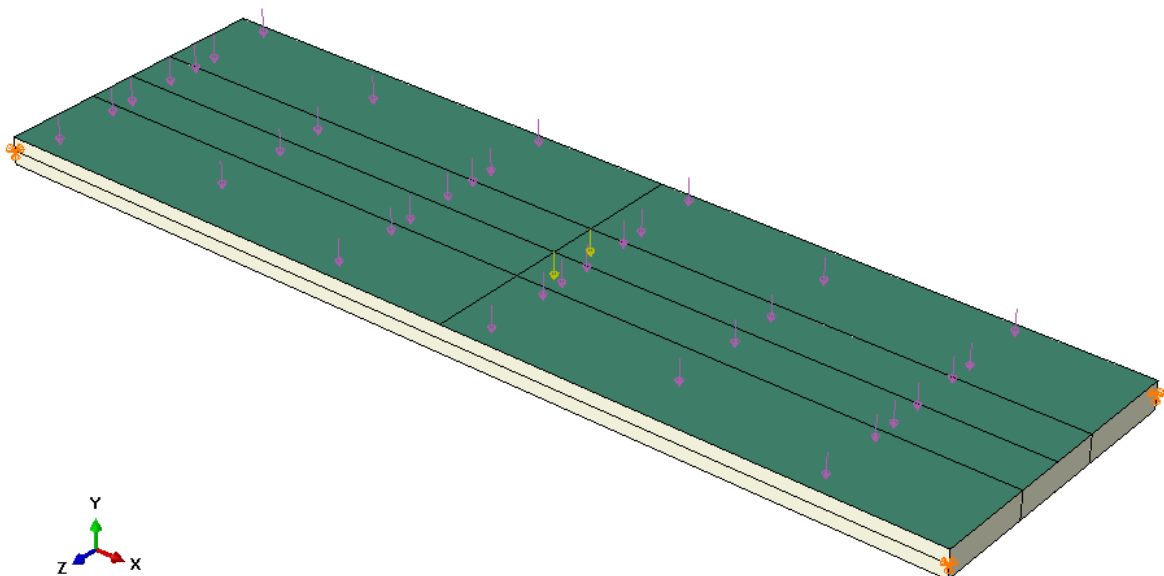


Figur 7.2 Fritt opplagt randbetingelser.



Figur 7.3 Fast innspent randbetingelser.

En punktlast på 1 kN er plassert på midtre limtrebjelke av modellen for å finne nedbøyningen som brukes i kriteriet til Hu og Chui (2004), se kapittel 2.4 for teorien bak kriteriet. Det velges en jevnt fordelt last på 5 kN/m<sup>2</sup> som brukes i nedbøyningskravet, og en punktlast på 1 kN mellom limtrebjelkene for å finne maks nedbøyning av toppflensen, se Figur 7.4 for lastplassering. I Abaqus er det utført en dynamisk analyse for å finne de fire første egenfrekvensene og de tilhørende svingeformene til modellen.



Figur 7.4 Illustrasjon av tre lasttilfeller og randbetingelsen i hjørnene.

---

## 7.2 Materialelegenskaper brukt i Abaqus-modellen

Materialelegenskapene til massivtre, Kerto-Q og limtre er funnet på bakgrunn av standarder, godkjenninger og tidligere forskning. Tabell 7.4 gir en beskrivelse av retningen til materialelegenskapene i Abaqus, kartesisk koordinatsystem og trevirkets fiberretning.

Tabell 7.4 Retningsbeskrivelse av materialene i Abaqus.

Abaqus - Materiale	Kartesisk koordinater	Trevirkets fiberretning
1	x-retning	Langsgående
2	y-retning	Tangentielt
3	z-retning	Radielt

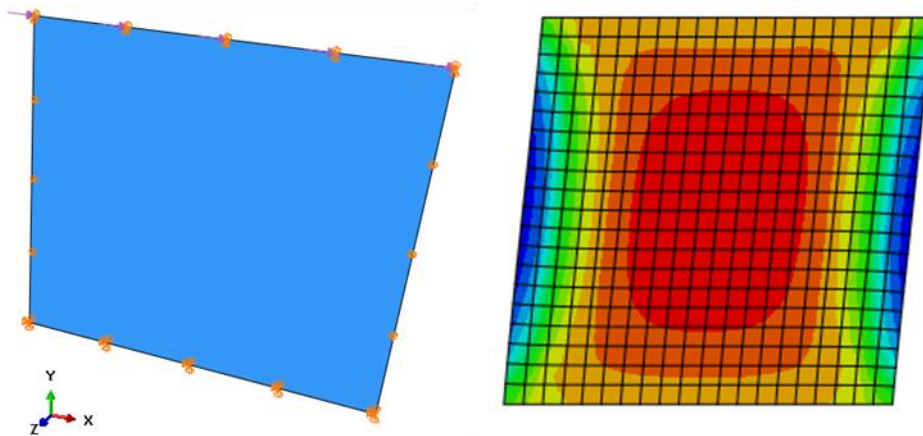
### 7.2.1 Massivtre

Som beskrevet i kapittel 7.1 er massivtre modellert som et komposittverrsnitt. Den er bygd opp av trevirke med materialkvalitet C16 og C24, og egenskapene brukt i Abaqus er fremstilt i Tabell 7.5. Materialstivhetene og densiteten er hentet fra NS-EN 338:2009 (2009) og ETA-12/0281 (2012), og Poisson konstantene er fra Dahl (2009).

Tabell 7.5 Materialelegenskapene til massivtre.

	Densitet [tonn/mm <sup>3</sup> ]	E <sub>1</sub> [MPa]	E <sub>2</sub> [MPa]	E <sub>3</sub> [MPa]	ν <sub>12</sub>	ν <sub>13</sub>	ν <sub>23</sub>	G <sub>12</sub> [MPa]	G <sub>13</sub> [MPa]	G <sub>23</sub> [MPa]
<b>C16</b>	3,7·10 <sup>-10</sup>	8000	270	270	0,48	0,42	0,50	305	500	50
<b>C24</b>	4,2·10 <sup>-10</sup>	11000	370	370	0,48	0,42	0,50	305	690	50

I ETA-12/0281 (2012) er skjærmodulen i xy-planet (G<sub>12</sub>) for massivtre som en hel plate lik 250 MPa. Det er utført en numerisk analyse i Abaqus for å finne skjærmodulen til lamellene i massivtreet. I Figur 7.5 fremstilles analysemodellen, oppbygd på samme måte som den totale modellen, med 3D skallelementer (S4R), komposittverrsnitt og materialelegenskapene til massivtre. Størrelsen til modellen er 1000x1000 mm og det er påført en last på 1 N/mm langs toppkanten. Randbetingelsene er fastholdt i x-, y- og z-retning langs bunnkanten, fastholdt i y- og z-retning langs toppkanten og fastholdt i z-retning langs sidekantene. Skjærmodulen, G<sub>12</sub> for lamellene er kalibrert frem til den totale skjærmodulen for massivtre blir 250 MPa. Ved en verdi på 305 MPa er analysen gjennomført, se vedlegg C.1 for utregninger.



Figur 7.5 Skjærmodell i Abaqus.

### 7.2.2 Kerto Q

Materialeegenskapene til Kerto-Q som brukes i Abaqus vises i Tabell 7.6. Materialstivhetene og densitet er hentet fra SINTEF Teknisk Godkjenning (2015), og Poisson konstantene som er brukt er fra Tlustochowicz (2011).

Tabell 7.6 Materialeegenskapene til Kerto-Q.

Densitet [tonn/mm <sup>3</sup> ]	E <sub>1</sub> [MPa]	E <sub>2</sub> [MPa]	E <sub>3</sub> [MPa]	ν <sub>12</sub>	ν <sub>13</sub>	ν <sub>23</sub>	G <sub>12</sub> [MPa]	G <sub>13</sub> [MPa]	G <sub>23</sub> [MPa]
5,1·10 <sup>-10</sup>	10500	2400	130	0,02	0,02	0,68	600	120	22

### 7.2.3 Limtre

Tabell 7.7 framstiller materialeegenskapene til limtre CE L40C som brukes i Abaqus-modellen, som tilsvare fasthetsklasse GL 30c. Egenskapene er hentet fra Frihetsli og Alm (2015) og Tlustochowicz (2011), som hadde gode resultater ved bruk av disse egenskapene i sine numeriske analyser.

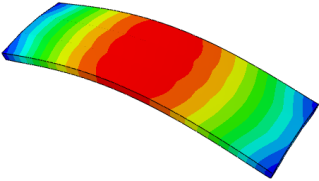
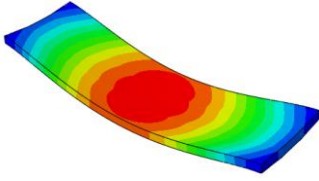
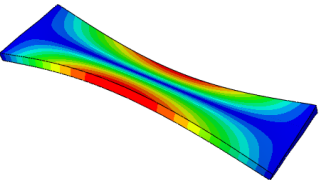
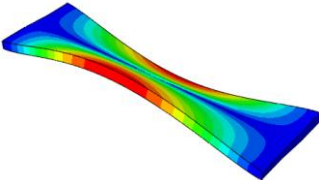
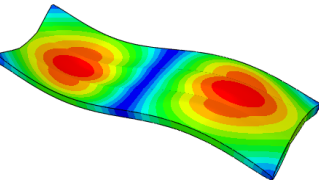
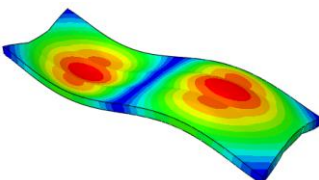
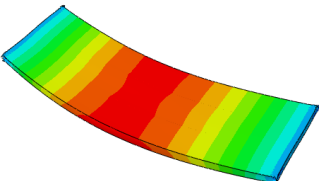
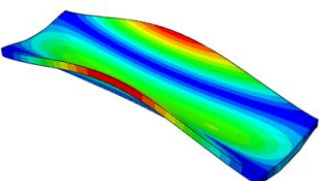
Tabell 7.7 Materialeegenskapene til Limtre CE L40C.

Densitet [tonn/mm <sup>3</sup> ]	E <sub>1</sub> [MPa]	E <sub>2</sub> [MPa]	E <sub>3</sub> [MPa]	ν <sub>12</sub>	ν <sub>13</sub>	ν <sub>23</sub>	G <sub>12</sub> [MPa]	G <sub>13</sub> [MPa]	G <sub>23</sub> [MPa]
4.3·10 <sup>-10</sup>	14000	800	500	0,02	0,02	0,30	650	650	65

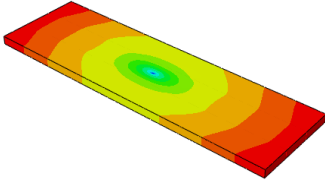
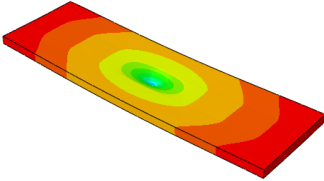
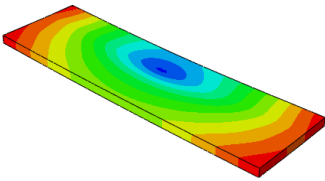
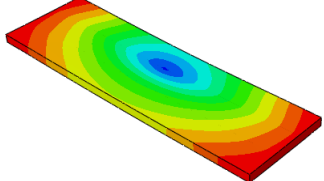
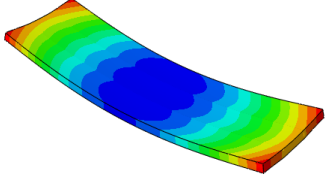
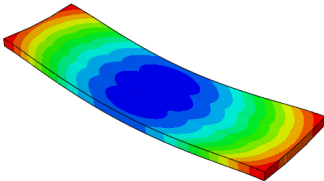
### 7.3 Elementanalyse av modell 3

Modell 3 er gjennomført på grunnlag av betingelsene som er beskrevet under kapittel 7.1. Det fremstilles to resultater av modell 3 med forskjellige randbetingelser, en er fritt opplagt og en er fast innspent i hjørnene som illustrert i Figur 7.3. På denne måten blir modellens ytterpunkter i form av frekvens og nedbøyning funnet, og en har et grunnlag for å gjennomføre en evaluering av modell 3. Resultat av egenfrekvens og illustrasjon av de fire første svingeformene, samt nedbøyningen fra 1 kN punktlast og 5 kN/m<sup>2</sup> jevnt fordelt last fremstilles i Tabell 7.8. Disse resultatene brukes i vurdering av bruksegenskaper i kapittel 6.2.6.

Tabell 7.8 Resultatet av modell 3 som fritt opplagt og fast innspent.

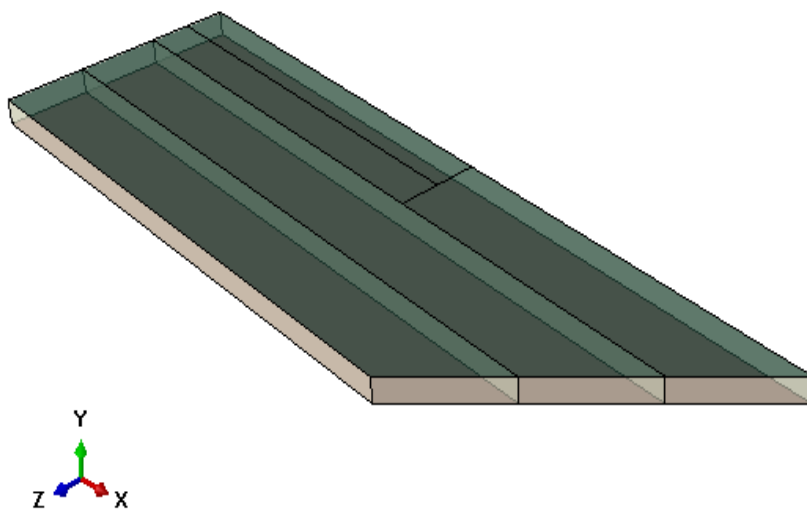
		Fritt opplagt		Fast innspent	
		Svingeform		Svingeform	
<b>1. frekvens</b>	12,238 Hz		14,211 Hz		
<b>2. frekvens</b>	20,767 Hz		23,222 Hz		
<b>3. frekvens</b>	31,895 Hz		35,386 Hz		
<b>4. frekvens</b>	40,788 Hz		46,569 Hz		



		Nedbøyningsform		Nedbøyningsform
$\Delta_{\text{maks}} -$ <b>1kN</b>	0,611 mm		0,571 mm	
$\Delta_{\text{mykest}} -$ <b>1kN</b>	0,279 mm		0,236 mm	
$\Delta_{\text{middel}} -$ <b>5kN/m²</b>	12,171 mm		9,025 mm	

#### 7.4 Elementanalyse av 45° modell 3 (modell 3-45)

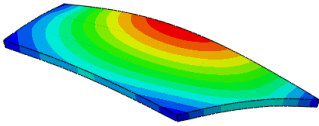
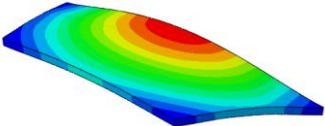
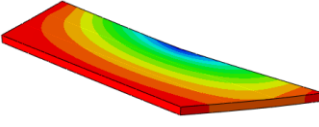
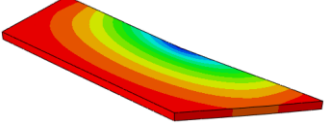
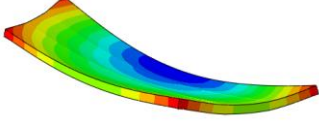
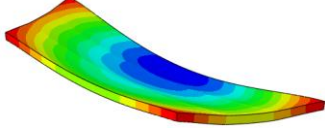
Det undersøkes hvor tilpasningsdyktig modell 3 er ved å endre utformingen av modellen og utføre en ny analyse. Modell 3 «kappes» i den ene enden i en vinkel på 45° og er illustrert i Figur 7.6, denne modellen kalles herved modell 3-45. Modell 3-45 har en bredde på 2400 mm, høyde som er 384 mm, den lengste kanten er 8000 mm og den korteste kanten er 5600 mm.



Figur 7.6 Illustrasjon av modell 3-45.

Modell 3-45 modelleres fritt opplagt og fast innspent i hjørnene som gjort for modell 3. Den er belastet med 1 kN midt på den lengste kanten, fordi det er modellens «svakeste» punkt, og 5 kN/m<sup>2</sup> jevnt fordelt last. Tabell 7.9 fremstiller egenfrekvensen til den første svingeformen, nedbøyningen fra 1 kN og nedbøyningen fra 5 kN/m<sup>2</sup>.

Tabell 7.9 Resultatet av modell 3-45.

		Fritt opplagt		Fast innspent	
		Svingeform		Svingeform	
<b>1. frekvens</b>	14,292 Hz		16,909 Hz		
		Nedbøyningsform		Nedbøyningsform	
$\Delta_{\text{side}}$ – <b>1kN</b>	0,482 mm		0,388 mm		
$\Delta_{\text{maks}}$ – <b>5kN/m<sup>2</sup></b>	10,790 mm		7,639 mm		

For å evaluere og kontrollere modell 3-45 blir komfortkriteriet til Hu and Chui (2004) brukt, med første egenfrekvens og nedbøyningen fra 1kN på modellens lengste kant innsatt i ligning (13). Resultatene for modell 3-45 med fritt opplagt randbetingelser er mest konservativt og blir brukt i kriteriet under.

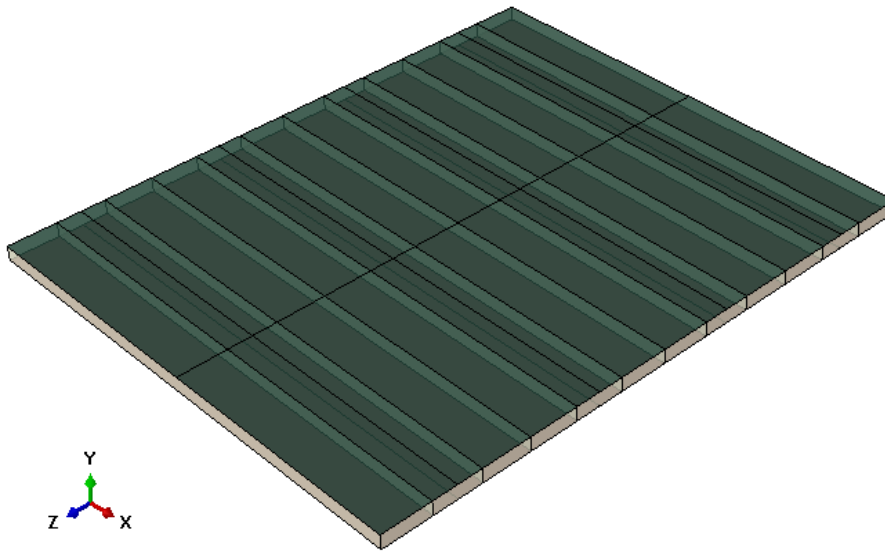
$$0,482 < \left( \frac{14,292}{18,7} \right)^{2,27} = 0,543 \rightarrow OK$$

I vedlegg C.4 er de resterende resultatene for modell 3-45 fremstilt.

---

## 7.5 Elementanalyse av dekkekonstruksjon (modell 3-D)

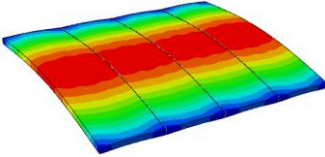
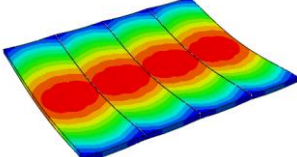
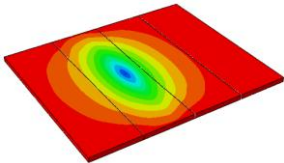
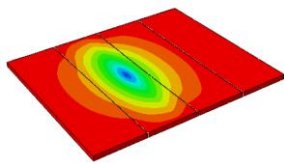
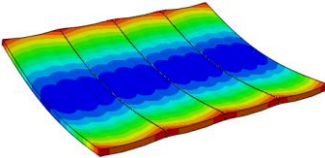
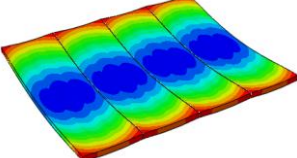
Bruksområdet til modell 3 vil være at flere modeller er sammensatt til en dekkekonstruksjon. Figur 7.7 viser et forslag til en dekkekonstruksjon, som i analysen kalles modell 3-D. Den er satt sammen av fire elementer av modell 3 til en total bredde på 9600 mm og lengde på 8000 mm.



Figur 7.7 Illustrasjon av modell 3-D.

Randbetingelsene til modell 3-D er de samme som for modell 3, der hvert element er modellert fritt opplagt og fast innspent i hjørnene. I praksis vil to modell 3-elementer settes ved siden av hverandre, og sidebjelkene i limtre blir festet fast i søyler, se kapittel 6.2.4 for illustrasjon. Mellom elementene er det antatt skjær- og momentoverføring, dette er et område som ikke er dekket nærmere i denne rapporten, det er likevel lagt frem et skisseforslag av en slik overføring i kapittel 10.2. Lasttilfellene på modell 3-D er en punktlast på 1 kN midt på dekkekonstruksjonen og en jevnt fordelt last på 5 kN/m<sup>2</sup>. Nedbøyningen fra punktlasten brukes i ligning (13) og den jevnt fordelte lasten brukes som sammenligningsgrunnlag. Resultat til modell 3-D vises i Tabell 7.10.

Tabell 7.10 Resultatet av modell 3-D.

	Fritt opplagt		Fast innspent	
		Svingeform		Svingeform
<b>1. frekvens</b>	12,458 Hz		14,323 Hz	
		Nedbøyningsform		Nedbøyningsform
$\Delta_{\text{mykest}} -$ <b>1kN</b>	0,210 mm		0,172 mm	
$\Delta_{\text{maks}} -$ <b>5kN/m<sup>2</sup></b>	12,380 mm		9,639 mm	

Som vist under, er modell 3-D godkjent i henhold til kriteriet til Hu og Chui (2004) med innsatt verdier fra Tabell 7.10.

$$0,210 < \left( \frac{12,458}{18,7} \right)^{2,27} = 0,398 \rightarrow OK$$

I vedlegg C.5 er de resterende resultatene for modell 3-D fremstilt.

## 7.6 Elementanalyse av alternativ utforming av modell 3 (modell 3-H)

I en alternativ utforming av modell 3 er høyden på limtrebjelkene økt til 315 mm og de andre komponentene er uforandret, da er fortsatt tverrsnittshøyden mindre enn forutsatt begrensning på 500 mm. Dimensjonen på den alternative modellen er 2400 mm bred og 474 mm høy, og den kalles modell 3-H. Analysen av modell 3-H er gjennomført som et sammenligningsgrunnlag med modell 3 og derfor er lasttilfellene og randbetingelsene også de samme. Tabell 7.11 viser resultatet til modell 3-H.

Tabell 7.11 Resultatet av modell 3-H.

	<b>Fritt opplagt</b>	<b>Fast innspent</b>
<b>1. frekvens</b>	15,142 Hz	17,829 Hz
<b>2. frekvens</b>	24,158 Hz	27,674 Hz
<b>3. frekvens</b>	38,132 Hz	42,375 Hz
<b>4. frekvens</b>	39,765 Hz	47,455 Hz
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,520 mm	0,496 mm
$\Delta_{\text{mykest}} - 1\text{kN}$	0,206 mm	0,178 mm
$\Delta_{\text{maks}} - 5\text{kN/m}^2$	7,379 mm	5,281 mm

Ved å øke limtrebjelkenes tverrsnittshøyde til 315 mm, blir egenfrekvensen for første svingeform økt fra 12,238 Hz til 15,142 Hz for det fritt opplagte tilfelle. Nedbøyningen midt i spennet til modell 3 for en jevnt fordelt last på 5 kN/m<sup>2</sup> synker fra 12,171 mm ned til 7,379 mm. For å undersøke mulighetene som finnes med modell 3-H er det analysert hvilke resultater en får med å øke spennvidden til 10 m, se Tabell 7.12. For evaluering av bruksegenskapene til modell 3-H med 10 m spennvidde, se kapittel 8.3.2.

Tabell 7.12 Resultatet av modell 3-H med 10 m spennvidde.

	<b>Fritt opplagt</b>	<b>Fast innspent</b>
<b>1. frekvens</b>	10,339 Hz	12,707 Hz
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,601 mm	0,552 mm
$\Delta_{\text{mykest}} - 1\text{kN}$	0,270 mm	0,218 mm
$\Delta_{\text{maks}} - 5\text{kN/m}^2$	15,820 mm	11,480 mm

---

---

## 8 Evaluering

I dette kapittelet er resultater med bakgrunn i observasjoner fra kapitlene 5 Utførte tester, 6 Utvikling av ny modell og 7 Numerisk analyse evaluert.

### 8.1 Utførte tester

#### 8.1.1 Langtidseffekt for modell 2

Alle testene som er gjennomført av modell 2 har samme forutsetninger med tanke på testoppsett og testgjennomføring, og på det grunnlaget er det konkludert at resultatene har et godt sammenligningsgrunnlag. I Tabell 8.1 fremstilles målingene av første egenfrekvens og tilhørende demping, samt den effektive bøyestivheten målt med hensyn på nedbøyning fra 5 kN linjelast. Estimert egenfrekvens er beregnet analytisk for å sammenligne med målte resultater, der densitet fra Frihetsli og Alm (2015) og målt bøyestivhet er brukte parametere.

Tabell 8.1 Resultater av utførte tester.

	Test 1 11.05.15	Test 2 10.02.16	Test 3 25.02.16	Test 4 07.03.16
Egenfrekvens, $f_1$ [Hz]	14,84	12,24	10,64	14,21
Demping, $\xi_1$ [%]	0,51	0,68	0,50	0,48
Bøyestivhet ved 5 kN [Nmm <sup>2</sup> ]	$7,52 \cdot 10^{13}$	$4,95 \cdot 10^{13}$	$3,72 \cdot 10^{13}$	$8,36 \cdot 10^{13}$
Estimert egenfrekvens, $f_{1,est}$ [Hz]	14,68	11,71	10,18	15,28

Langtidsvirkningen på modell 2 etter ca. ni måneder viser at frekvensen synker fra 14,84 Hz ned til 12,24 Hz. Reduksjonen på 2,6 Hz er i stor grad grunnet forandring av bøyestivheten til konstruksjonen. Dette stemmer godt siden bøyestivheten estimert fra utført nedbøyningstest faller fra  $7,52 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup> ned til  $4,95 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup> (34 % reduksjon), se Figur 5.4. Massen har også innvirkning på egenfrekvensen, og endring av densiteten til betong over tid kan også bidra til at frekvensen forandres.

For å undersøke årsaken til reduksjonen ble det valgt å fjerne de tverrliggende betongfugene i modell 2. Uten betongfugene er første egenfrekvens 10,64 Hz og den effektive bøyestivheten  $3,72 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>. Effektiviteten,  $\eta$ , til modell 2 etter denne testen blir 0,04, noe som nærmest tilsvarer ingen komposittvirking, se vedlegg A.2. Resultatet var ventet siden det ikke lenger er en kontinuerlig betongplate i trykksonen, og viser at betongfugene fortsatt hadde en effekt.

Ved å fylle tverrfugene med lim, skulle det undersøkes om modell 2 fikk tilbake sine egenskaper fra test utført 11.05.15. Resultatet er at frekvensen ble 14,21 Hz og den effektive

bøystivheten ble  $8,36 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>, se vedlegg A.2. Grunnen til at bøystivheten blir høyere en tidligere test 11.05.15, er mest sannsynlig fordi modell 2 ble hevet på midten under prosedyren med å støpe i limet. Dermed kan konstruksjonen ha fått en overhøyde, og en høyere initial stivhet. Som en ser fra Figur 5.4 jevnes bøystivheten ut ved høyere last, og får tilnærmet lik effektiv bøystivhet som for test utført 11.05.15.

Dempingen målt i de fire dynamiske testene er vist i Tabell 8.1. I tre av fire tester ligger dempingen på ca. 0,5 %, noe som er normalt for trekonstruksjoner. I test 2 er dempingen 0,68 %, grunnet til dette er uvisst, men det kan være målefeil eller problemer med programmet LabVIEW.

### 8.1.2 Bruddtesten av modell 2

Som forklart i kapittel 5.4 ble lasten begrenset til 300 kN i gjennomføringen av bruddtesten. Dermed ble det ikke noe tydelig eksternt brudd i modell 2, og som estimert i bruddanalysen i vedlegg A.4, skal bruddet oppstå i skjærforbindelsen mellom limtrebjelkene og betongplaten. I bruddanalysen er den estimerte bruddlasten redusert for egenvekten til modell 2 og egenvekten til stålet (707,7 kg) som er brukt til lastsituasjonen. Tabell 8.2 oppsummerer resultatet i bruddanalysen.

Tabell 8.2 Bruddkapasiteten til forskjellige bruddformer.

	Limtre	Betong	Skjærforbindelse	Skjær	Kun limtre
<b>Bruddlast, <math>F_{maks}</math></b>	377,9 kN	417,5 kN	315,2 kN	888,9 kN	244,0 kN

Materialeegenskaper som er hentet fra Frihetsli og Alm (2015), og videre brukt i bruddanalysen er

- trykkfasthet til betong på 36,99 MPa
- densiteten til betong på 2386 kg/m<sup>3</sup>
- glidemodulen til skjærforbindelsen på 296,3 kN/mm (i bruddgrensetilstand er  $K_u$  lik 197,5 kN/mm)
- skjærkapasiteten til skjærforbindelsen på 51,6 kN

Første merkverdig punkt det skjer en endring i oppførelsen til skjærforbindelsen er i bjelke C ved 200 kN, se vedlegg A.3. Den endringen gir ingen stor effekt på last-forskyvningen, som en ser fra Figur 5.9, og den er lineær opp til 245 kN. Forklart i kapittel 5.4 oppstår bruddet i skjærforbindelsen for bjelke C ved 245 kN, bjelke A ved 265 kN og bjelke B ved ca. 308 kN (over måleområdet). Fra skjærttestene til Frihetsli og Alm (2015) går skjærforbindelsen til



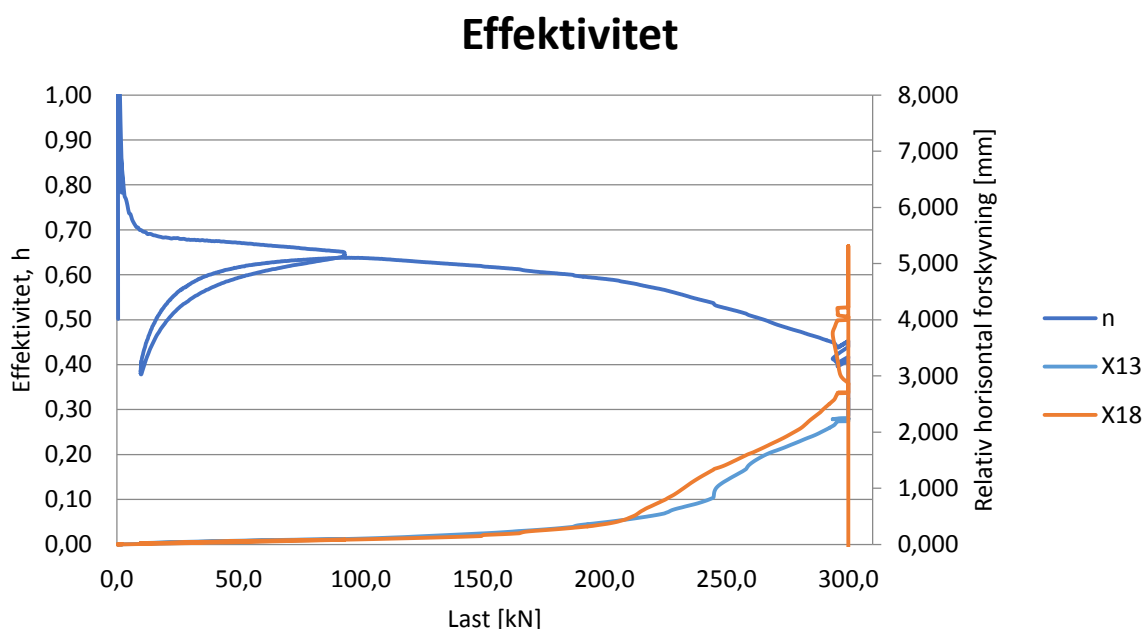
brudd ved relativ forskyvning på 0,33 mm. I Tabell 8.3 ser en at målte relative forskyvninger i bruddtidspunktene er nære 0,33 mm i tre av tilfellene, se Figur 5.10 for illustrasjon.

Tabell 8.3 Målt horisontal relativ forskyvning i bruddøyeblikket.

Bjelker C - 200 kN (måler X18)	Bjelker C - 245 kN (måler X13)	Bjelker A - 265 kN (måler X1)	Bjelker B - 308 kN (måler X7)
0,34 mm	0,66 mm	0,35 mm	0,39 mm

Bjelke C inneholder minst skjærforbindelse, siden det mangler en halv betonghelle i hver ende av modell 2, se vedlegg A.3. Hver betonghelle er 500 mm lang og er innstøpt med 250 mm strekkmetall på to sider, dvs. at skjærforbindelsen i bjelke A og bjelke C er halvparten av den i bjelke B, se Frihetsli og Alm (2015) for detaljer angående utførelse av betonghellene. Dette underbygger grunnen til at skjærforbindelsen i bjelke C først gikk til brudd, og deretter i bjelke A.

Figur 8.1 viser effektiviteten til modell 2 over lastprosedyren, og opp til 300 kN. Samtidig er det illustrert den horisontale relative forskyvningen i begge endene for bjelke C. En ser at effektiviteten faller i samsvar med at forskyvningen øker.



Figur 8.1 Effektiviteten og horisontal relativ forskyvning for bjelke C.

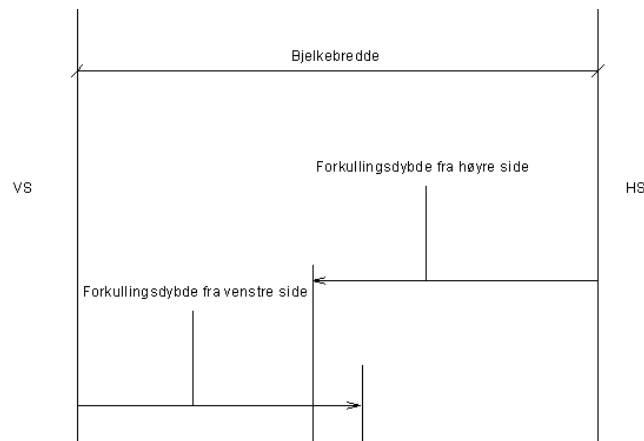
---

## 8.2 Utvikling av ny modell

### 8.2.1 Utformingene i beslutningsverktøyet

Alternativene presentert under kapittel 6.1 ble utformet for å oppfylle kriteriene angitt i samme kapittel. I ettertid har en erfart at påkjenningen fra brann i 90 min som kriterie, ville endret utformingene drastisk. Eksempelvis har limtre forkullingshastighet 0,7 mm/min, det blir en forkullingsdybde på 63 mm i løpet av 90 min, enkelt betraktet.

Utformingene B+L, K+L og M+L består av underliggende limtrebjelker hvor bjelkenes bredde varierer fra 90 mm til 115 mm. Utformingene uten andre tiltak mot brann fra undersiden, ville resultert i tresidig brannpåkjenning på limtrebjelkene, i tillegg til brannpåkjenning på «øvre flens». Tresidig brannpåkjenning av underliggende limtrebjelker resulterer i et «skyldig» tverrsnitt, altså er forkullingsdybden fra begge langsiden større enn bjelkens bredde, se Figur 8.2.



Figur 8.2 Virkningen av tosidig brannpåvirkning, vist på underside av bjelke.

For å oppnå tilstrekkelig brannmotstand på utformingene B+L, K+L og M+L må det gjøres tiltak. Det anses at tiltakene som må gjennomføres ville endret på parameterne som er vurdert i beslutningsverktøyet, det ville blitt dårligere bruksegenskaper på grunn av økt egenlast fra branntiltak, høyere klimapåvirkning og pris fra økt materialbruk, og antall arbeidsoperasjoner ville økt som følge av montering av branntiltak.

Resultatet av denne observasjonen, er at brannmotstand som kriterie burde inkluderes i en tidligere fase enn utført i denne rapporten. Det behøver nødvendigvis ikke være en omfattende analyse med kontroll av spenninger og nedbøyning. En kort betraktning som gjennomført ovenfor ses som tilstrekkelig i tidlig fase.

Utformingen av DK+L og DM+L bidrar til at et element utformet med øvre og nedre flens kan benyttes mer fleksibelt. Utformingene medfører at strekkspenninger kan forekomme både

---

i øvre og nedre flens, slik at anvendelsen av et element kan utvides utover normal bruk som «fritt opplagt bjelke». Element kan benyttes til utkraging og som en kontinuerlig «bjelke» over understøttende søyler. Derimot vil føring av tekniske systemer inni elementet bli komplisert og en er avhengig av at den total høyden på disse utformingene begrenses slik at elementet ikke bidrar til at brutto etasjehøyde må økes.

### 8.2.2 Beslutningsverktøyet

Det hersker liten tvil om at vektingen av parameterne i beslutningsverktøyet, har dannet mye av grunnlaget videre fra fase 1 i denne rapporten. Vektingen av parameterne er det forfatterne av denne rapporten som etter beste evne har prøvd å gi en logisk forklaring på, men det skal poengteres at forfatterne, som to personer, neppe representerer en god populasjon.

For å danne et reelt bilde av vektingen av parameterne, kunne vektingen blitt basert på en undersøkelse hos potensielle kunder, ute i arbeidslivet. Hvor en kunne bedt kundene rangere hvilke parametere som er viktigst for dem, nest viktigst osv. Videre kunne undersøkelsen blitt gruppert i f.eks. private entreprenører, byggherrer og det offentlige, slik at en kunne analysert om det var noen sammenhenger mellom kundegruppene og hvilke parameter som er viktigst. Eventuelt brukt resultatene til å segmentere markedsområdet til modell 3 og optimalisert det mot en kundegruppe, basert på denne kundegruppens rangering av parametere.

Basert på denne observasjonen skulle det blitt utarbeidet og gjennomført en undersøkelse ute i næringslivet for å kartlegge i hvilken rekkefølge parameterne burde prioriteres. Det ble i denne rapporten gjennomført en sensitivitetsanalyse for å vurdere resultat av flere vilkårlige scenarioer, denne analysen vil kunne veies opp mot resultat fra beslutningen til forfatterne, og gi et mer helhetlig inntrykk.

Beslutningsverktøyet har et forbedringspotensial knyttet til poenggivningen. Som en ser av Figur 8.3 er differansen mellom materialkostnadene til typene forskjellig og varierende.

#### Materialkostnad

Type	Materialkostnad [NOK/m]	Poeng
DK+L	2495	1
K+L	1715	3
B+L	1412	5
M+L	1660	4
DM+L	2456	2

Figur 8.3 Resultat av poenggivning, parameter materialkostnad, hentet fra vedlegg B.4.

Forbedring kunne vært at denne differansen ble nyansert i «score'n» som gis hver type, for hver av de fire parameterne. For deretter å gi et bedre nyansert totalresultat. Løsningen kunne

være å etablere et referansepunkt for hver parameter, og at poeng blir byttet ut med et forhold til referansepunktet, se Figur 8.4.

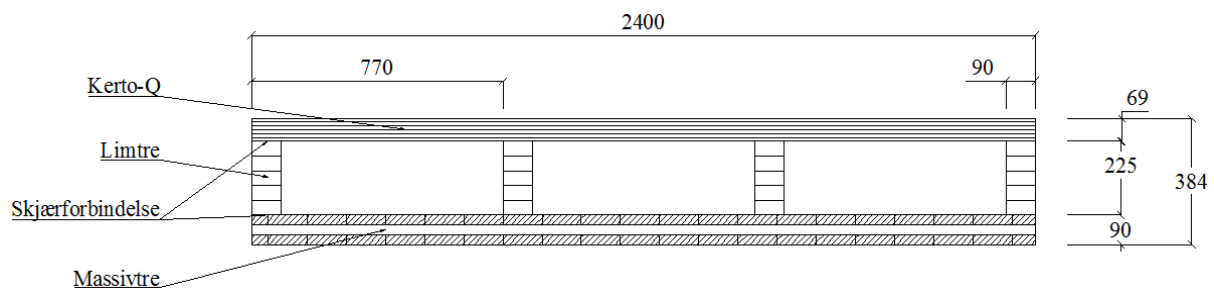
### Materialkostnad

Type	Materialkostnad [NOK/m]	Forhold
DK+L	2495	1,78
K+L	1715	1,23
B+L	1412	1,01
M+L	1660	1,19
DM+L	2456	1,75
Referansesum	1400	

Figur 8.4 Eksempel på vekting basert på et referansepunkt.

### 8.2.3 Ny modell

#### Utforming



Figur 8.5 Valgt utforming av ny modell.

Figur 8.5 viser utformingen av modell 3, med spennvidde 8 m. Det er lagt vekt på at utformingen av modell 3 skal ha lav byggehøyde. Det medfører at «tradisjonell» himling kan etableres i underkant av modell 3, se Figur 8.6. Bruk av «tradisjonell» himling gjør at endringer av føringsveier til tekniske fag blir mer dynamisk underveis i prosjekteringsprosessen, ved at en ikke trenger å ta hensyn til flytting av hulltaking i bjelker. Dette bidrar til at prosjekteringsfasen blir mindre kompleks og at de prosjekterende kan jobbe parallelt. Videre vil underliggende himling være å foretrekke i bygninger med uteleiearealer, som er avhengig av ombygninger pga. bruksendringer, for å tilpasses behovet i markedet.

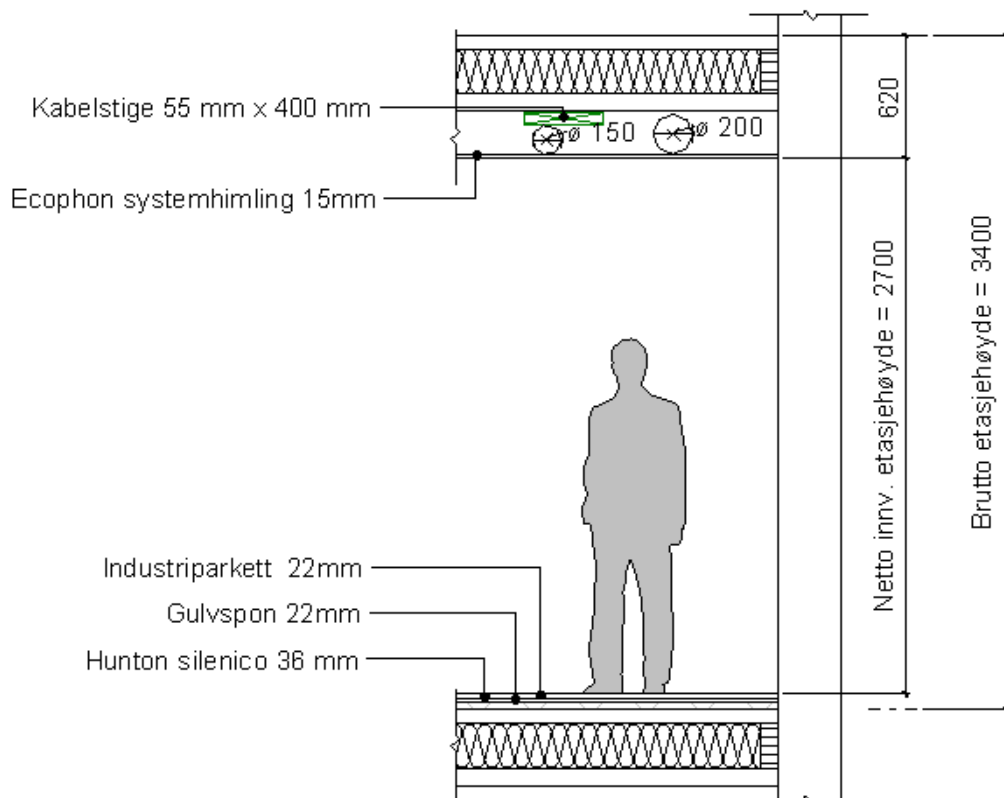
Utformingen med øvre flens og nedre flens medfører at modell 3 har potensiale for å benyttes i flere statiske systemer, der iblant til utkraging og som et kontinuerlig dekke med underliggende søyler.

Valget av limtre ble gjort på bakgrunn av at en av hovedmomentene i WOODSOLS er momentstive rammer i tre. Bruk av limtre i bjelke-søyle systemer er mye brukt i

trekonstruksjoner. Produktet egner seg også godt til bruk som både søyle og bjelke pga. stor fleksibilitet i dimensjoner.

Bruk av produkt i tre som nedre flens skal gjøre at montering av tekniske systemer skal kunne gjøres effektivt, uten bruk av spesielle pluggar eller boltepistol. Bruk av ordinære treskruer utføres raskere, og medfører at håndverker tilbringer mindre tid i en ugunstig arbeidsposisjon, og slipper støy og støv fra boring i betong.

Figur 8.6 viser bruk av modell 3 i byggverk for publikum og arbeidsbygning, TEK10 § 12-7 med veiledning anbefaler at netto innvendig etasjehøyde bør minimum være 2,7 m. Av figuren ser en at bruk av modell 3 med himling i underkant, gir en brutto etasjehøyde på 3,4 m. I denne løsningen er det satt av 200 mm i mellom underkant modell 3 til overkant systemhimling, Arge (2003) anbefaler at det burde settes av en minimum brutto etasjehøyde lik 3,6 m i kontorbygg, hvor det minimum burde settes av 400 mm til ventilasjonskanaler/belysning. Det vurderes der hen at løsningen på Figur 8.6 burde øke avstanden mellom underkant element og overkant himling, og derav få økt brutto etasjehøyde til 3,6 m, slik at økt generalitet oppnås.



Figur 8.6 Langsgående snitt av modell 3 i bygg.

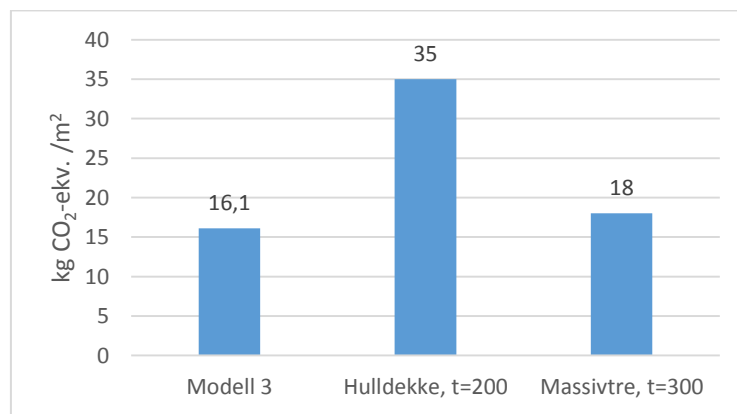
Løsningen visst i Figur 8.6 har ikke blitt vurdert mot krav til akustikk, det antas at problemer knyttet til trinnlyd vil kunne øke brutto etasjehøyde.

---

## Pris

Slik modell 3 fremstår i Figur 8.5, er materialkostnad estimert til 1384,- per m<sup>2</sup>, se vedlegg B.11, til sammenligning er prisen for et hulldekke med tykkelse 200 mm estimert til 904,- per m<sup>2</sup>. Prisen på hulldekker er hentet fra applikasjonen «Norsk Prisbok» og begge priser er oppgitt uten mva. Hulldekker med tykkelse 200 mm er brukt på bakgrunn av overslagsdimensjonering med tabell A 4.2, hentet i Betongelementboken bind A. Prisen hentet fra «Norsk Prisbok» antas å omfatte mer enn selve materialkostnaden, derav vil materialkostnaden til hulldekke være lavere enn 904,- per m<sup>2</sup>. Det kan derfor konkluderes med at prisen for modell 3 er høyere enn hulldekke, men at ytterligere optimaliseringer av modell 3 antas å kunne redusere forskjellen.

## Klimapåvirkning



Figur 8.7 Sammenligning av modell 3 mot andre alternativer.

Modell 3 har en beregnet klimapåvirkning til 16,1 kg CO<sub>2</sub>-ekv. /m<sup>2</sup>, se vedlegg B.11. Denne verdien er klimapåvirkningen fra produktene benyttet i modell 3, addert sammen. Derav er ikke klimapåvirkningen fra sammenstillingen av produktene modell 3 består av medregnet i den oppgitte klimapåvirkningen. I Figur 8.7 sammenlignes modell 3 opp mot alternative produkter som kan benyttes ved tilnærmet samme spennvidde. Figuren viser at klimapåvirkningen fra modell 3 er noe lavere enn 300 mm tykt massivtre (EPD Norge, 2014b) og under halvparten av 200 mm hulldekke (EPD Norge, 2013). Det konkluderes med at klimapåvirkningen fra modell 3 er tilfredsstillende, og at klimapåvirkningen kan forbedres ved ytterligere optimalisering av modell 3, f.eks. kunne det blitt undersøkt muligheter for å benytte et mer klimavennlig produkt enn Kerto-Q. Alle beregninger er knyttet til produktfase(A1-A3).

---

## **Produksjon**

Modell 3 er tenkt som et prefabrikkert produkt, dette bidrar til at produksjon av modell 3 kan gjøres i effektive og industrialiserte produksjonsprosesser. Til dels standardiserte produksjonsprosesser bidrar til økt kvalitet og god produksjonsflyt (Luo et al., 2005).

Ved bygging i urbane områder er det ofte reduserte lagringsmuligheter, prefabrikkering bidrar til at modell 3 kan «lagres» mellom fabrikk og byggeplass, dette krever derimot god logistikk og tilstrekkelig produksjonstilgang.

## **Transport til byggeplass**

Utformingen av modell 3 er tilpasset krav i «forskrift om bruk av kjøretøy» knyttet til maksimal transportbredde på offentlig veg, slik at kjøring kan foretas uten dispensasjon.

Egenvekten av et element av modell 3 er estimert til  $86 \text{ kg/m}^2$ , til sammenligning er hulldekke med tykkelse 200 mm estimert til  $265 \text{ kg/m}^2$ , ved bruk av Elementboken bind A. Egenvekten for massivtre med tykkelse 300 mm oppgis fra leverandør til  $120 \text{ kg/m}^2$  (Martinsons, 2016). Det tilsvarer at både egenvekten av hulldekker og massivtre er større enn for modell 3, og hulldekker så mye som tre ganger større.

Lavere egenvekt medfører at flere elementer av modell 3 kan transporteres på samme tur i forhold til hulldekker, pga. lavere totalvekt, dog må krav til høydebegrensninger og transportsikkerhet overholdes. Det vil kunne redusere kostnader og total klimapåvirkning knyttet til transport av modell 3 til byggeplass.

## **Montering av modell 3**

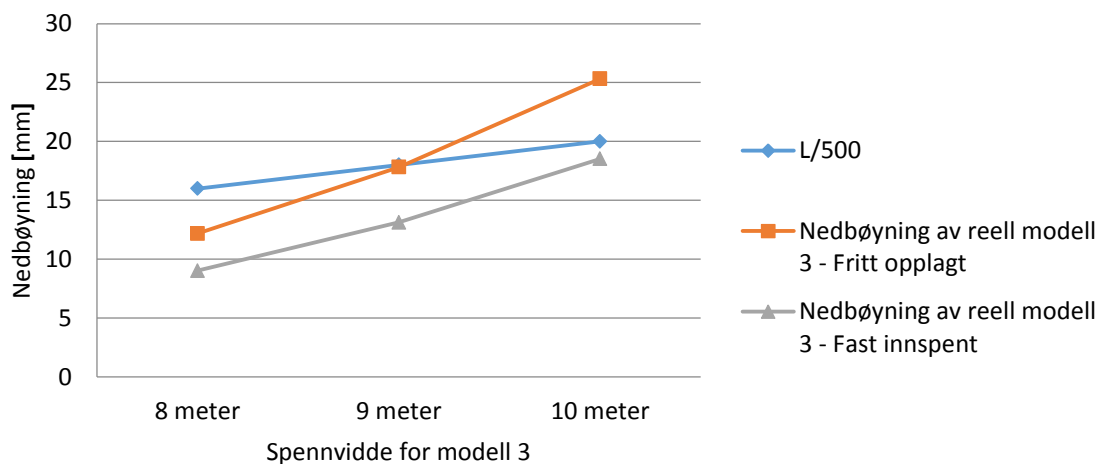
Under montering av modell 3 vil toppflensen av Kerto-Q kunne eksponeres for regnvann, dette er ikke positivt. Kerto-Q er et produkt av flere finerlag limt sammen og produktet har ikke gode egenskaper ved eksponering for vann. Modell 3 er i tillegg orientert horisontalt slik at ansamling av regnvann kan oppstå. Det antas at denne tilstanden vil være midlertidig og at rask monterings tid som følge av prefabrikkering vil bidra positivt, slik at denne tilstandens varighet blir kort. Likevel burde det undersøkes nærmere hvilke følger dette kan medføre. Denne evaluering av monteringen er begrenset til kun å omhandle praktisk gjennomføring av montering av modell 3 og ikke monteringsmetoden mot andre konstruksjonsdeler.

## Bruksegenskaper

Kvaliteten av bruksegenskapene til modell 3 er i hovedsak vurdert opp mot komfortkriteriet til Hu og Chui (2004). Dette kriteriet anses som bedre egnet til vurdering av modell 3 enn vibrasjonskravet fra NS-EN 1995-1-1 (2004). Nærmere evaluering av modell 3, samt alternative utforminger, opp mot komfortkriteriet finnes i kapittel 8.3.2. Med utgangspunkt i 8 m spennvidde, er kriteriet oppfylt.

I vedlegg B.11 er det gjennomført en kontroll opp mot vibrasjonskravet fra NS-EN 1995-1-1 (2004). Parameterne som ble brukt i kontrollen er, estimert bøyestivhet i lengde- og tverretning, nedbøyning fra 1 kN punktlast og første egenfrekvens hentet fra Abaqus-modellen, demping med verdi tatt fra testresultater, og densitet basert på middelerverdier for Kerto-Q, massivtre og limtre GL 30c.

Nedbøyningskravet etter NS-EN 1995-1-1 (2004), med forutsetning om at nedbøyningen er umiddelbar ( $w_{inst}$ ) og har to opplegg, er  $L/500$ . Det er valgt en konservativ lastpåkjenning i Abaqus modellen, som forklart i kapittel 6.2.6, med en jevnt fordelt last på  $5 \text{ kN/m}^2$ . Figur 8.8 viser grenseverdien  $L/500$ , nedbøyning av modell 3 som fritt opplagt og nedbøyning av modell 3 som fast innspent, med spennvidde på 8, 9 og 10 m. For samtlige tallverdier på nedbøyningen, se kapittel 7.3.



Figur 8.8 Nedbøyningskrav satt opp mot nedbøyningen til modell 3 med forskjellig spennvidde.

Når spennvidden er 8 m, blir nedbøyningskravet 16 mm. Modell 3, som fritt opplagt, får en nedbøyning på 12,2 mm og er innenfor kravet. Nedbøyningskravet ved 9 m spennvidde er 18 mm, og kravet er akkurat innfridd siden nedbøyningen blir 17,8 mm. Ved 10 m spennvidde er modell 3 med fritt opplagt randbetingelser utenfor kravet, men med fast innspenning er det innenfor.



---

## **Brannegenskaper**

Av brannvurdering gjort i kapittel 6.2.5 fremkommer det at modell 3 har tilstrekkelig brannmotstand R90. Kapasiteten i det resterende tverrsnittet, etter at virkningen av forkulling er medtatt, er så stor at det er muligheter for å undersøke virkningen av å redusere tykkelsen på massivtreet i underkant av modell 3. En tynnere massivtreplate vil medføre at det må benyttes stålnetting for å hindre mineralull inni elementet å falle ned, men samtidig må det også undersøkes hvordan et tynnere massivtresjikt i underkant vil påvirke bruksegenskapene utenom brannsituasjonen.

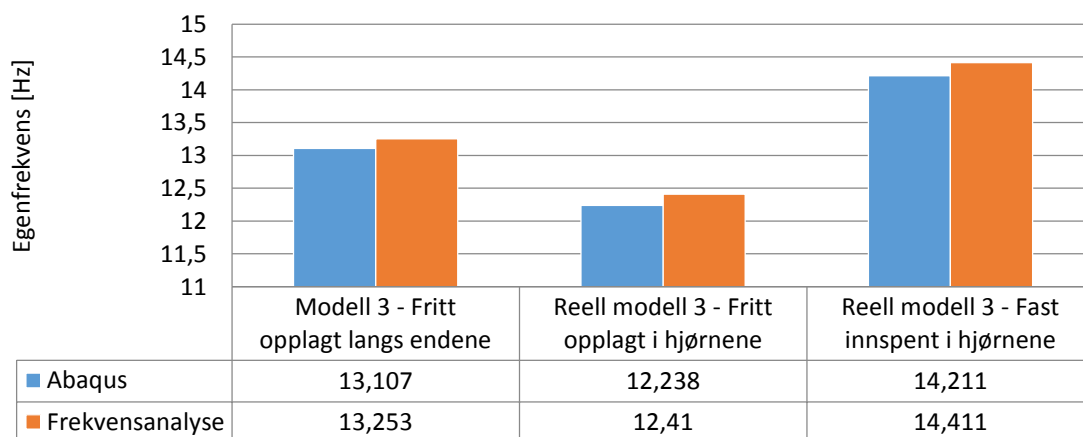
## 8.3 Gjennomførte analyser

### 8.3.1 Vurdering av analyser og effektivitet for modell 3

I utgangspunktet ble NS-EN 1995-1-1 (2004), tillegg B, også kalt « $\gamma$ -metoden», og frekvensanalysen brukt som et verktøy for å enkelt definere bøyestivheten og første egenfrekvens til de forskjellige alternativene i beslutningsfasen. Videre ble bøyestivheten til modell 3 ved full- og ingen komposittvirking funnet med « $\gamma$ -metoden», og brukt til å estimere effektiviteten,  $\eta$ . Det er ikke gjennomført en fullskala test av modell 3 og derfor er den estimerte bøyestivheten fra Abaqus brukt som  $EI_{\text{real}}$ . I utviklingen av Abaqus-modellen er det tilstrebet å få like forutsetninger som er satt for « $\gamma$ -metoden», for å få et riktig bilde av effektiviteten til modell 3. Effektiviteten til modell 3 blir 0,7, med  $EI_{\infty}$  estimert til  $8,323 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$  og  $EI_{\text{real}}$  estimert til  $5,997 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$ , se vedlegg B.9.

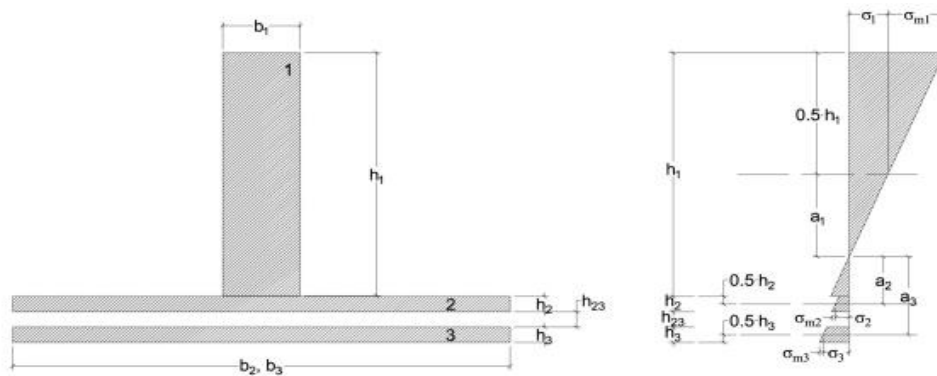
Dette var en lavere effektivitet enn ventet, og en grunn til det var den effektive bredden til topp- og bunnflensen. Utnyttelsen av toppflensen og bunnflensen er hhv. 0,901 og 0,874. Med redusert topp- og bunnflens blir bøyestivheten begrenset til  $7,47 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$ . Det er fortsatt et avvik på 19,7 % mellom den teoretiske bøyestivheten funnet med « $\gamma$ -metoden» og den estimert fra Abaqus.

For å undersøke om bøyestivheten estimert ut fra last og nedbøyning i Abaqus-modellen er grunnen til avviket, ble en frekvensanalyse gjennomført med estimert bøyestivhet og egenvekt som faktorer, se vedlegg D.1. Resultatet av frekvensanalysen blir sammenlignet med frekvensen hentet fra Abaqus-modellen i Figur 8.9. Det er likhet mellom teoretisk frekvens og Abaqus-frekvens, og en kan dermed anta at estimert bøyestivhet ( $EI_{\text{real}}$ ) stemmer med oppførselen til modell 3 i Abaqus.



Figur 8.9 Resultat av frekvensanalysen og frekvens fra Abaqus.

Fra Jacquier (2015) blir det vurdert hvordan en beregner effektiv bøyestivhet av massivtre ved bruk av « $\gamma$ -metoden». I teoretiske beregninger av modell 3 er det antatt at de langsgående lamellene bidrar til stivhet i hovedbæreretning, og den tverrgående lamellen blir neglisjert. Dette stemmer med det Jacquier (2015) har antatt, men han har videre beregnet skjærdeformasjonen av det tverrgående laget (rulleskjær) som en «forbindelse» i komposittverrsnittet. Figur 8.10 viser oppbygning av en komposittløsning mellom bjelke og massivtre, og hvilke deler som bidrar i spenningsdiagrammet over høyden.



Figur 8.10 Beregningsmetode etter « $\gamma$ -metoden» med massivtre (Jacquier, 2015).

I utførelsen av « $\gamma$ -metoden» er det som tidligere nevnt antatt full komposittvirkning i limte forbindelser mellom Kerto-Q, limtre og massivtre, altså er  $\gamma_1$  og  $\gamma_3$  lik 1,0. Fra NS-EN 1995-1-1, B.2, (B.5) er  $\gamma$  gitt som følgene.

$$\gamma_i = \left[ 1,0 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2} \right]^{-1}$$

Jacquier (2015) mener at ved å bytte stivhetsparameterne  $s_i/K_i$  med  $h_{tverr}/(G_R \cdot b)$  kan effektiviteten av lamellen i tverretningen beregnes. Der  $s_i$  er avstand mellom forbindelsesmidlene,  $K_i$  er stivhetsmodul for forbindelsen,  $h_{tverr}$  er høyden til tverrgående lamell,  $G_R$  er skjærmodulen for rulleskjær, og  $b$  er bredden til massivtreet. For tverrgående lameller kan  $\gamma$  regnes som vist under.

$$\gamma_{i, \text{massivtre}} = \left[ 1,0 + \frac{\pi^2 E_i A_i h_{ij}}{G_R b l^2} \right]^{-1}$$

I vedlegg D.2 vises utregningen av  $\gamma_{i, \text{massivtre}}$ , og videre beregning av  $EI_{ef}$  for massivtreet etter ligning (2). Effektiviteten av  $\gamma_{i, \text{massivtre}}$  blir 0,970, noe som gir en reduksjon av effektiv bøyestivhet på totalt 0,03 %. Denne endringen er såpass liten at den er neglisjert og bidrar ikke mye til å minske avviket mellom teoretisk og estimert bøyestivhet.

Etter denne evalueringen er det fortsatt usikkert hvorfor det er et avvik på 19,7 % mellom teoretisk bøyestivhet og den estimert fra Abaqus-modellen. En mulig begrunnelse er at modellen er 2400 mm bred med fire steg, mens i NS-EN 1995-1-1, tillegg B illustreres fortrinnsvis enkle komposittbjelker med ett eller to steg.

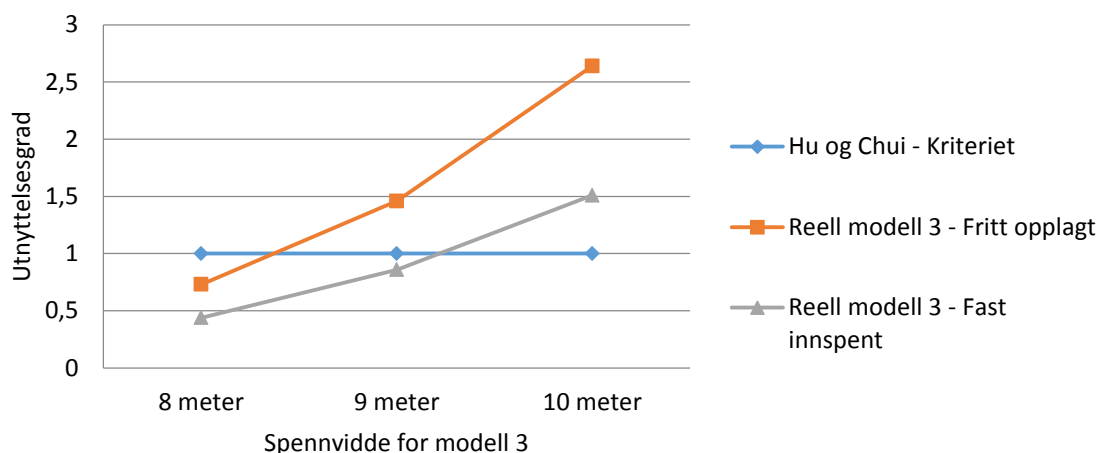
### 8.3.2 Numerisk analyse av reell utforming

Tabell 8.4 viser resultatet av modell 3 med fritt opplagte og fast innspente randbetingelser og forskjellig lengde, se vedlegg C.3 for utvidet illustrasjon. Nedbøyningen er fra mykeste området globalt på modell 3 (nedbøyningen av Kerto-Q mellom limtrebjelker anses som lokal deformasjon), fra en punktlast på 1 kN som er plassert over en av de midtre limtrebjelkene. Første egenfrekvens og utnyttelsesgraden av komfortkriteriet til Hu og Chui (2004), fremstilles i tabellene under.

Tabell 8.4 Resultat av modell 3 som 8 m, 9 m og 10 m mot kriteriet til Hu og Chui (2004).

	<b>Rand- betingelse</b>	$\Delta_{\text{mykest}}$ [mm]	$f_1$ [Hz]	$\left(\frac{f_1}{18,7}\right)^{2,27}$	$\frac{\Delta_{\text{mykest}}}{\left(\frac{f_1}{18,7}\right)^{2,27}}$
<b>Modell 3</b>	Fritt opplagt	0,279	12,238	0,382	0,73 < 1,0
	Fast innspent	0,236	14,211	0,536	0,44 < 1,0
<b>Modell 3 – 9m</b>	Fritt opplagt	0,365	10,154	0,250	1,46 > 1,0
	Fast innspent	0,306	11,839	0,354	0,86 < 1,0
<b>Modell 3 – 10m</b>	Fritt opplagt	0,443	8,530	0,168	2,64 > 1,0
	Fast innspent	0,364	9,996	0,241	1,51 > 1,0

Rotasjonsstivhet som oppnås i leddet mellom sidebjelkene og limtresøylene er foreløpig ukjent og det er derfor valgt å modellere i Abaqus med rotasjonsstivhetens ytterpunkter. Modell 3 får en utnyttelsesgrad av komfortkriteriet til 0,73 med fritt opplagt randbetingelser, ved fast innspenning blir utnyttelsesgraden redusert til 0,44. For å evaluere forskjellen fritt opplagt og fast innspent randbetingelser gir, er det valgt å undersøke dette ved å øke spennvidden til modell 3 i Abaqus til 9 og 10 m. I Figur 8.11 er resultatet illustrert, der kriteriet har en konstant grenseverdi på 1,0 og det er forutsatt en lineær tilnærming mellom utnyttelsesgraden for spennvidde på 8, 9 og 10 m.



Figur 8.11 Resultatet av kriteriet til Hu og Chui (2004) med forskjellig spennvidde ved fritt opplagt og fast innspent randbetingelser.

Fra Figur 8.11 ser en at ved reell utforming av modell 3 med fritt opplagt randbetingelser oppfylles ikke kriteriet der spennvidden er like i overkant av 8 m. Ved fast innspenning er ikke kriteriet oppfylt for modell 3 med en spennvidde rett over 9 m. Med grunnlaget fra den numeriske analysen og resultatene over er det anslått at ved fast innspenning kan en oppnå ca. 10 % lengre spennvidde enn ved fritt opplagte randbetingelser.

Tabell 8.5 Resultatet av alternative utforminger av modell 3.

	Rand-betingelse	$\Delta_{\text{mykest}}$ [mm]	$f_1$ [Hz]	$\left(\frac{f_1}{18,7}\right)^{2,27}$	$\frac{\Delta_{\text{mykest}}}{\left(\frac{f_1}{18,7}\right)^{2,27}}$
<b>Modell 3-45</b>	Fritt opplagt	0,482	14,292	0,543	0,89 < 1,0
	Fast innspent	0,388	16,909	0,796	0,49 < 1,0
<b>Modell 3-D</b>	Fritt opplagt	0,210	12,458	0,398	0,53 < 1,0
	Fast innspent	0,172	14,323	0,546	0,32 < 1,0
<b>Modell 3-H</b>	Fritt opplagt	0,206	15,142	0,619	0,33 < 1,0
	Fast innspent	0,178	17,829	0,897	0,20 < 1,0
<b>Modell 3-H-10m</b>	Fritt opplagt	0,270	10,339	0,260	1,04 > 1,0
	Fast innspent	0,218	12,707	0,416	0,52 < 1,0

Resultatet av alternativ utforming av modell 3 er fremstilt i Tabell 8.5. Modell 3-45 får størst nedbøyning fordi punktlasten er satt på den lengste sidebjelken, som er 8 m lang. I en reell dekkekonstruksjon vil ikke side-bjelken få mest nedbøyning, grunnen er at sammenkoblingen av elementer danner en «dobbel» limtrebjelke (2x90x225 mm), dette gjelder for antagelsen om moment- og skjæroverføring mellom elementene. Derfor får modell 3-D liten nedbøyning

---

og er godt innenfor komfortkriteriet. Modell 3-H viser potensielt til modell 3 hvis en øker limtrebjelkene til 315 mm og total elementhøyde til 474 mm. Denne modellen gir svært gode bruksegenskaper med tanke på frekvens og nedbøyning hentet fra numerisk analyse, og en har muligheten til å øke spennvidden opp mot 10 m. Det krever midlertidig en rotasjonsstivhet i randbetingelsene, fordi med fritt opplagt randbetingelser er komfortkriteriet akkurat ikke oppfylt. Modell 3-H er valgt å gå bort fra fordi tekniske anlegg skal legges under elementene, og det er ikke funnet en god løsning for å legge tekniske anlegg i elementene i denne oppgaven.

---

## 9 Konklusjon

Arbeidet i denne oppgaven har vært å utvikle en komposittløsning for etasjeskiller med spennvidde mellom 8 og 9 m, uten å øke den totale etasjehøyden. Det er brukt prefabrikkerte komposittdeler i tre og betong i de alternative etasjeskillerne som ble sammenlignet.

Beslutningsverktøyet brukt til sammenligning av etasjeskillerne har dannet mye av grunnlaget for valg av ny modell. Vekting av parametere er utført av forfatterne, og representerer ikke en god populasjon. Det anbefales derfor at et større grunnlag for rangering av parametere innhentes fra potensielle aktører i byggebransjen. For å danne en mer riktig vurdering av alternativene burde brannmotstand kommet inn i en tidligere fase, det ville endret utformingen av tverrsnittene eller økt kostnaden med tilhørende branntiltak.

Evalueringen av ny modell har lagt vekt på en helhetlig vurdering med flere innfallsvinkler, for å oppnå en etasjeskiller som er egnet til bruk i større bygg. Kostnaden til modell 3 blir større enn ønsket, som følge av at trebaserte materialer har en høy pris. Klimapåvirkningen blir lav sammenlignet med lignende etasjeskillere og brannmotstanden blir tilstrekkelig til R90. Modell 3 har prefabrikkert produksjon, lav egenvekt for transport og rask monteringsmulighet.

I optimaliseringen av ny modell var det viktig å finne løsninger som ga høy effektivitet av tverrsnittet uten å bruke unødvendig materialer eller øke høyden. Bruk av fire limtrebjelker i tverrsnittet ga tilfredsstillende effektivitet og Kerto-Q hadde bedre utnyttelse enn massivtre som topp-/bunnflens. Det anbefales videre optimalisering av modellen for å oppnå høyere effektivitet, lavere pris og mindre klimagassutslipp.

Basert på numerisk analyse utført i Abaqus, oppnår modell 3 gode bruksegenskaper både med tanke på vibrasjoner og nedbøyning med en spennvidde på 8 m. Det ble oppdaget at ved fast innspente randbetingelser kan spennvidden økes med ca. 10 %, og modell 3 har da tilfredsstillende bruksegenskaper opp til 9 m spennvidde. Modellen egnet seg til bruk i dekkekonstruksjoner og alternative utforminger uten tap av bruksegenskaper, og ved økt tverrsnittshøyde kan modellen håndtere lengre spenn.

Resultatet av langtidstestene utført etter ni måneder på modell 2, avslørte at modellen hadde redusert effektivt bøyestivhet med 34 %. Det ble antatt at svinn i de tverrgående betongfugene i modellen var grunnet til dette. Derfor anbefales det å redusere eller unngå fuger i betongplatens lengderetning, for å opprettholde dekkekonstruksjonens egenskaper.

---

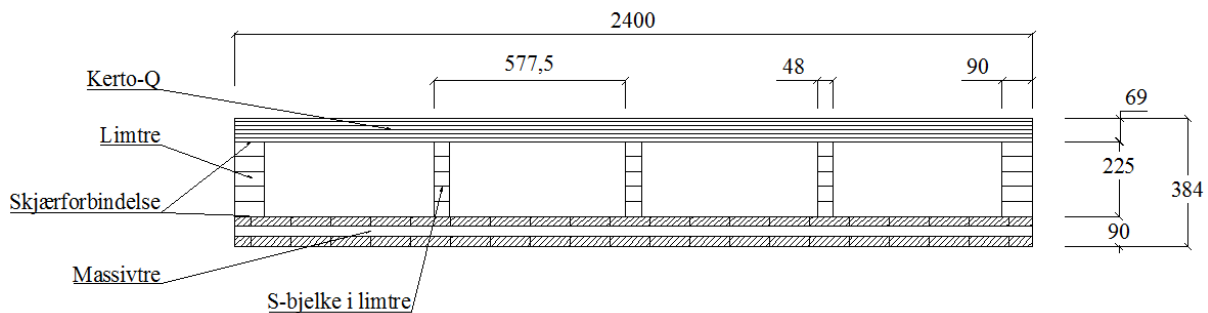


## 10 Videre arbeid

Dette kapittelet omhandler observasjoner og anbefalinger som kan brukes til videre arbeid. Det vil bli presentert et alternativt tverrsnitt til modell 3 og et forslag til sammenkobling av elementene.

### 10.1 Alternativt tverrsnitt til modell 3

Det brukes færrest mulig limtrebjelker i tverrsnittet til modell 3 for å tilstrebe lave kostnader og mindre klimagassutslipp. Bruk av fem limtrebjelker fremfor fire øker derimot effektiviteten av tverrsnittet fra 0,70 til 0,76, se kapittel 6.2.2. En løsning for å øke antall bjelker, uten å øke mengden limtre, er å bruke S-bjelker i den indre delen av tverrsnittet, se Figur 10.1 for illustrasjon. S-bjelker er et limtrebjelkeprodukt som er smalere enn standard limtre, og har en tykkelse på 48 mm.



Figur 10.1 Illustrasjon av alternativt tverrsnitt med bruk av S-bjelker.

Det beholdes 90 mm tykke limtrebjelker som sidebjelker for å opprettholde muligheten til å skape momentstive ledd med søylene. Samtidig trengs stort nok tverrsnitt for å ha tilstrekkelig skjærkapasitet. Brannegenskapene overholdes ved at 90 mm massivtre fortsatt brukes som bunnflens. Senteravstand mellom bjelkene blir 577,5 mm og det kan tas en vurdering om tykkelsen på toppflensen i Kerto-Q kan reduseres. Resultatet av første egnefrekvens og nedbøyning fra numerisk analyse i Abaqus for det alternative tverrsnittet er vist i Tabell 10.1.

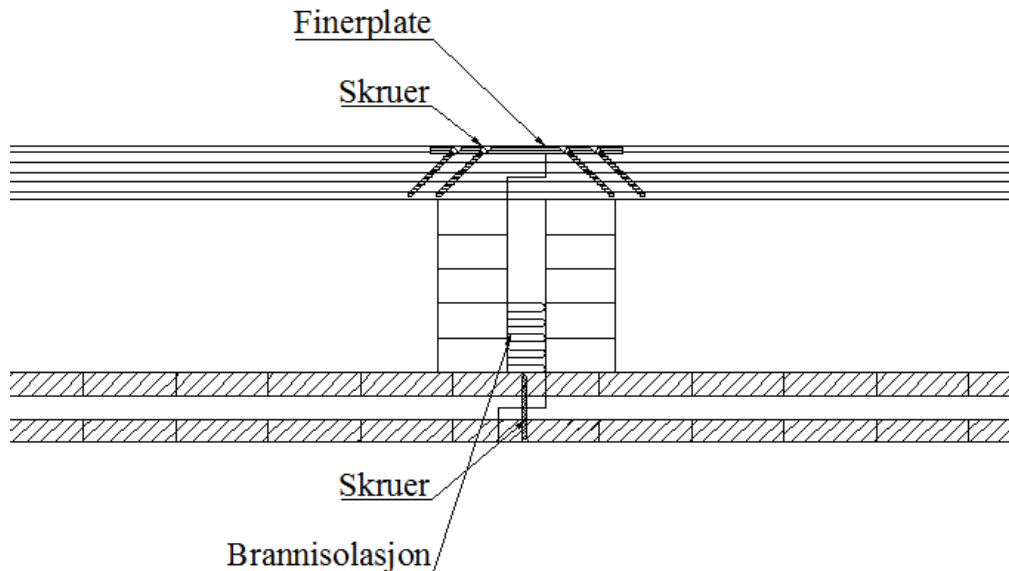
Tabell 10.1 Sammenligning av modell 3 og alternativ tverrsnitt til modell 3

	Modell 3		Alternativ utforming	
	Fritt opplagt	Fast innspent	Fritt opplagt	Fast innspent
<b>1. frekvens</b>	12,238 Hz	14,211 Hz	12,534 Hz	14,578 Hz
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,611 mm	0,571 mm	0,571 mm	0,530 mm
$\Delta_{\text{på bjelke}} - 1\text{kN}$	0,279 mm	0,236 mm	0,301 mm	0,263 mm
$\Delta_{\text{maks}} - 5\text{kN/m}^2$	12,171 mm	9,025 mm	11,916 mm	8,882 mm

---

En ser at frekvensen blir høyere, og nedbøyningen synker mellom bjelker og ved jevnt fordelt last, men ved punktlast på indre bjelker øker nedbøyningen. Målet med det alternative tverrsnittet er å oppnå økt effektivitet, som vil reduserer tverrsnittshøyden og øke spennvidden ytterligere.

## 10.2 Elementforbindelse



Figur 10.2 Illustrasjon av forslag til forbindelse mellom elementene.

Figur 10.2 fremstiller et forslag til forbindelse mellom elementene, illustrasjonen er basert på en løsning fra Jacquier (2015) og egen idemyldring. Det er ikke gjennomført noen beregninger av kapasitet eller skrueforbindelsene i denne oppgaven. Modell 3-D (dekkekonstruksjon) utsatt for jevnt fordelt last gir strekkoverføring i overkant av forbindelsen mellom elementene og variabel last på elementene krever en skjærforbindelse.

## 10.3 Annet videre arbeid

For å oppnå høyere bøyestivhet og utnyttelse av tverrsnittet til modell 3 er en mulighet å orientere alle lamellene i massivtreelementet i hovedbæreretning, motargumentet til dette er at bøyestivheten i tverretning vil synke. En annen mulighet er kantliming av trevirke i massivtreet som vil bidra til økt skjærstivhet i planet, og dermed oppnå høyere effektiv bredde i flensen. Videre kan det da vurderes om bruk av massivtre i toppflensen kan være positivt mht. bruksegenskaper og klimapåvirkning.

Akustikk er en viktig parameter i totalvurderingen av en etasjeskiller, men det ble ikke vurdert i denne oppgaven. Det anbefales å implementere akustikk i komposittløsningen funnet for modell 3.

---

## 11 Referanser

- Ahn, I. -S., Chiewanichakorn, M., Chen, S.S., Aref, A.J. (2004) 'Effective flange width provisions for composite steel bridges', *Engineering Structures*, 26, s. 1843–1851.
- Arge, K. (2003) *Generalitet, fleksibilitet og elastisitet i kontorbygninger*. Prosjektrapport 340. Norges byggforskningsinstitutt, Trondheim.
- Battocchi, S., Polastri, A. (2006) *Pedestrian timber bridges with glulam beams and LVL deck*. Tilgjengelig fra: <http://www.uppsater.se/uppsats/cbf0507c70/> (Hentet: 5.21.16).
- Ceccotti, A., Fragiaco, M., Giordano, S. (2007) 'Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection', *Mater. Struct.*, 40, s. 15-25.
- Chopra, A.K. (2011) *Dynamics of Structures*. 4 utgave. Upper Saddle River, N.J.: Pearson
- Clouston, P., Bathon, L.A., Schreyer, A. (2005) 'Shear and bending performance of a novel wood-concrete composite system', *J. Struct. Eng.*, 131, s. 1404–1412.
- Costa, L. (2011) *Timber concrete composite floors with prefabricated Fiber Reinforced Concrete*. Masteroppgave. Lunds universitet, Lund.
- Crocetti, R., Sartori, T., Tomasi, R. (2014) 'Innovative Timber-Concrete Composite Structures with Prefabricated FRC Slabs', *J. Struct. Eng.*, 141:4014224, s. 1–10.
- Dahl, K.B. (2009) *Mechanical properties of clear wood from Norway spruce*. PhD avhandling. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet, Trondheim.
- EPD Norge (2016) Tilgjengelig fra: <http://www.epd-norge.no> (Hentet: 4.28.16).
- EPD Norge (2014a) Tilgjengelig fra: <http://www.epd-norge.no/getfile.php/PDF/EPD/Byggevarer/NEPD-346-236-NO%20Limtre%20GK.pdf> (Hentet: 5.19.16).
- EPD Norge (2014b) Tilgjengelig fra: <http://www.epd-norge.no/getfile.php/PDF/EPD/Byggevarer/NEPD-345-236-NO%20KL-tre%20GK.pdf> (Hentet: 5.19.16).
- EPD Norge (2013) Tilgjengelig fra: <http://www.epd-norge.no/getfile.php/PDF/EPD/Byggevarer/NEPD%20203N%20H%20C3%A5ld%20C3%A4k%20200%20Kynningsrud%20Prefab%20AB.pdf> (Hentet: 5.26.15).
- ETA-12/0281 (2012) Tilgjengelig fra: [http://www.dataholz.com/Public/Baustoffe/Zulassungen/bsp/DoP\\_Ce\\_ETA\\_noritec\\_bsp\\_st\\_online.pdf](http://www.dataholz.com/Public/Baustoffe/Zulassungen/bsp/DoP_Ce_ETA_noritec_bsp_st_online.pdf) (Hentet: 5.19.16).
- Samferdselsdepartementet (1990) *Forskrift om bruk av kjøretøy*. Tilgjengelig fra: [https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/1990-01-25-92/KAPITTEL\\_5?q=forskrift%20om%20bruk%20av%20kj%C3%B8ret%C3%B8y#KAPITTEL\\_5](https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/1990-01-25-92/KAPITTEL_5?q=forskrift%20om%20bruk%20av%20kj%C3%B8ret%C3%B8y#KAPITTEL_5) (Hentet: 5.11.16).
- Frangiaco, M., Lukaszewska, E. (2013) 'Time-dependent behaviour of timber-concrete composite floors with prefabricated concrete slabs', *Eng. Struct.*, 52, s. 687–696.
- Frihetsli, O., Alm, O. (2015) *Etasjeskiller med tre-betong komposittløsning*. Masteroppgave. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet, Trondheim.
- HASSLACHER NORICA TIMBER (2016) *CROSSLAMINATED TIMBER NORITEC X-LAM* (produktblad). Tilgjengelig fra: [https://www.hasslacher.com/data/\\_dateimanager/broschuere/HNT-Brettsperrholz-EN.pdf](https://www.hasslacher.com/data/_dateimanager/broschuere/HNT-Brettsperrholz-EN.pdf). (Hentet 4.9.16).

- 
- Homb, A. (2008) *Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre*. Prosjektrapport 24. SINTEF Byggforsk, Trondheim.
- Homb, A. (2007) *Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjekillere*. Prosjektrapport 8. SINTEF Byggforsk, Trondheim.
- Homb, A., Kolstad, S.T. (2009) *Beregning av nedbøyning til trebjelkelag. Vurdering av parametere og beregningsresultater*. Prosjektrapport 37. SINTEF Byggforsk, Trondheim.
- Hu, L.J., Chui, Y.H. (2004) 'Development of a design method to control vibrations induced by normal walking action in wood-based floors', *Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering*, s. 217-222.
- Jacquier, N. (2015) *Development and Evaluation of Mechanical Joints for Composite Floor Elements with Cross Laminated Timber*. PhD avhandling. Luleå Tekniska Universitet, Luleå.
- Kairi, M. (2002) *COST / Wood adhesion and glued products*. Tilgjengelig fra: [http://www.cost.eu/COST\\_Actions/fps/E13](http://www.cost.eu/COST_Actions/fps/E13) (Hentet: 5.20.16).
- Labonnote, N. (2012) *Damping in Timber Structures*. PhD avhandling. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Trondheim.
- Labonnote, N., Malo, K. (2010) 'Vibration properties of cross laminated timber floors', Cruz, P. (Ed.), *Structures & Architecture*, s. 121–122.
- Lukaszewska, E. (2009) *Development of prefabricated timber-concrete composite floors*. PhD avhandling. Luleå tekniska universitet, Luleå.
- Luo, Y., Riley, D.R., Horman, M.J. (2005) 'Lean Principles for Prefabrication in Green Design-Build (GDB) Projects', *Presented at the 13th Annual Conference of the International Group for Lean Construction*, s. 539–548.
- Malo, K.A., Kohler, J. (2013) 'Vibrations of timber floor beams with end restraints', *Structures & Architecture*, s. 181-189.
- Manaridis, A. (2010) *Evaluation of timber-concrete composite floors*. Masteroppgave. Lunds universitet, Lund.
- Martinsons (2016) *Pro-guide*, Tilgjengelig fra: <http://proguide.martinsons.se/kl-tra> (Hentet: 5.1.16).
- NS-EN 338:2009 (2009) *Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser*. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no> (Hentet: 4.26.16).
- NS-EN 1990 (2002) *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no> (Hentet: 4.26.16).
- NS-EN 1991-1-2 (2002) *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-2: Allmenne laster - Laster på konstruksjoner ved brann*. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no> (Hentet: 4.29.16).
- NS-EN 1992-1-2 (2004) *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no> (Hentet: 4.29.16).
- NS-EN 1995-1-1 (2004) *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no> (Hentet: 4.13.16).
-

- 
- NS-EN 1995-1-2 (2004) *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no> (Hentet: 4.28.16).
- NS-ISO 6891:1983 (1991) *Trekonstruksjoner - Mekaniske forbindelsesmidler - Generelle prinsipper for bestemmelse av styrke og deformasjonsegenskaper*. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no> (Hentet: 3.10.16).
- Riggio, M., Tomasi, R., Piazza, M. (2014) 'Refurbishment of a Traditional Timber Floor with a Reversible Technique: Importance of the Investigation Campaign for Design and Control of the Intervention', *Int. J. Archit. Herit.*, 8, s. 74–93.
- SINTEF Byggforsk (2013) *421.051 Statikkformler for bjelker*. Tilgjengelig fra: [www.bks.byggforsk.no](http://www.bks.byggforsk.no) (Hentet: 4.18.16).
- SINTEF Byggforsk (2011) *520.222 Bjelker av tre, Dimensjonering*. Tilgjengelig fra: <http://bks.byggforsk.no> (Hentet: 5.20.16).
- SINTEF Byggforsk (2007) *520.320 Brannteknisk klassifisering og dokumentasjon av materialer og bygningsdeler*. Tilgjengelig fra: <http://bks.byggforsk.no> (Hentet: 5.11.16).
- SINTEF Certification Nr. 2142 (2015) *Teknisk godkjenning Kerto LVL*.
- Skaare, M.K. (2013) *Vibrations in Composite Timber-Concrete Floor Systems*. Masteroppgave. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet, Trondheim.
- Steinberg, E., Selle, R., Faust, T. (2003) 'Connectors for timber-lightweight concrete composite structures', *J. Struct. Eng.*, 129, s. 1538–1545.
- Thelandersson, S., Larsen, H.J. (2003) *Timber Engineering*. Chichester, Wiley.
- Plustochowicz, G. (2011) *Stabilising system for multi-storey beam and post timber buildings*. PhD avhandling . Luleå tekniska universitet, Luleå.
- VTT Certificate No. 184/03 (2009) *Teknisk godkjenning Kerto-Q*.
- Yeh, C.-T., Hartz, B.J., Brown, C.B. (1971) 'Damping sources in wood structures', *J. Sound Vib.*, 19, s. 411–419.
- Yeoh, D., Fragiacomio, M., De Franceschi, M., Heng Boon, K. (2010) 'State of the art on timber-concrete composite structures: Literature review', *J. Struct. Eng.*, 137, s. 1085–1095.
- Yeoh, D.E.C. (2010) *Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor System*. PhD avhandling. University of Canterbury, New Zealand.

---

---

## 12 Vedleggsoversikt

### Vedlegg A Utførte tester

- A.1 Hammer Impact Test
- A.2 Nedbøyningstest
- A.3 Bruddtest
- A.4 Bruddanalyse

### Vedlegg B Utvikling av ny modell

- B.1 Innhentede priser
- B.2 Beregninger til beslutningsverktøy
- B.3 Presentasjon av utforminger
- B.4 Resultater av parametere
- B.5 Sensitivitetsanalyse
- B.6 Innhentede tall for klimapåvirkning
- B.7 Effektiv tykkelse og utnyttelse av flensene
- B.8 Bøyestivhet – 3, 4 og 5 limtrebjelker
- B.9 Effektivitet, og bøyestivhet i lengde-/tverretning
- B.10 Brannanalyse
- B.11 Bruksgrensekontroll, CO<sub>2</sub> og kostnad

### Vedlegg C Numerisk analyse

- C.1 Analyse av skjærmodul
- C.2 Varierende antall limtrebjelker
- C.3 Modell 3 – Resultater
- C.4 Modell 3-45 – Resultater
- C.5 Modell 3-D – Resultater
- C.6 Modell 3-H – Resultater

### Vedlegg D Evaluering

- D.1 Frekvensanalyse
- D.2 Rulleskjær i massivtreet



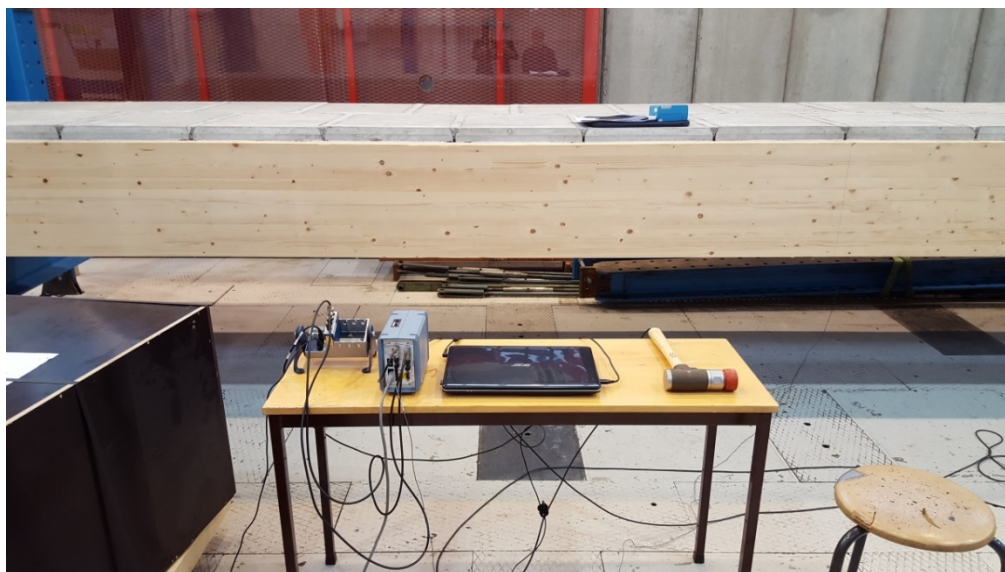


# Vedlegg A

## Utførte tester

## Vedlegg A.1 Hammer Impact Test

Figur A.1.1 viser oppsettet og instrumentene anvendt i de dynamiske testene gjennomført våren 2016. «Model hammer for dummies» av Labonnote (2012) var til stor hjelp og programmet LabVIEW er brukt for å hente ut resultatene. Fra venstre på bordet ligger følgende; NI modul, strømkilde/signalanlegg, laptop og modal hammer.



*Figur A.1.1 Oppsett av hammer impact test.*

I hver test er det gjennomført tre målinger med akselerometeret plassert på bjelke A, bjelke B og bjelke C, se figur A.1.2. Det måles på bakgrunn av støtet fra modal hammer, som er avhengig hammerens tyngde, hammertupp som er brukt, overflaten på konstruksjonen og fart av slaget.



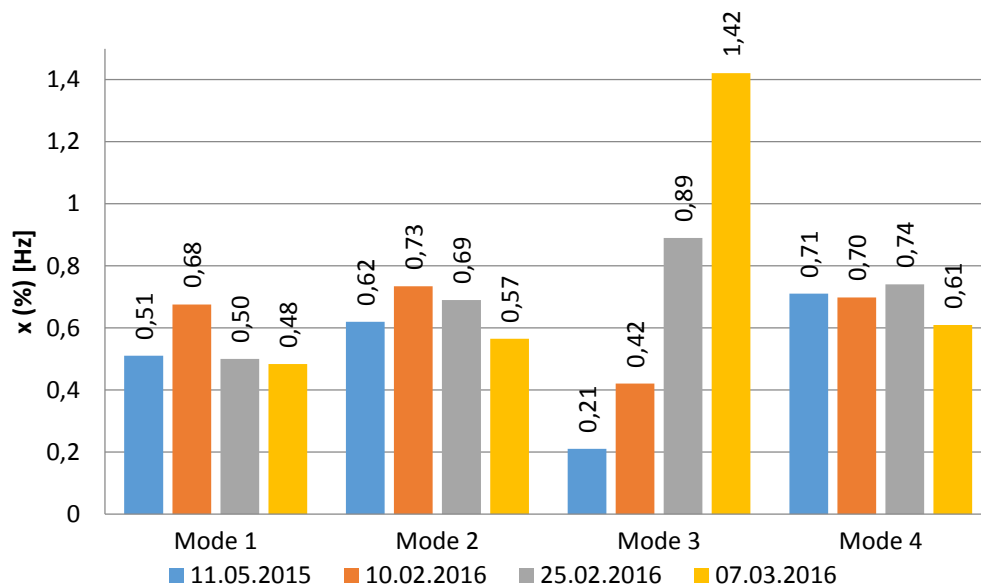
*Figur A.1.2 Plassering av akselerometer på bjelke A, bjelke B i midten og bjelke C lengst unna.*

Tabellen under viser egenfrekvens og demping av de fire første svingformene til de fire forskjellige testene gjennomført. Verdiene i tabellen er gjennomsnittsverdier av de tre målingene utført per test, der de forskjellige testene er utført på tidspunktene vist under.

- Test 1, 11.5.2015 (Frihetsli og Alm, 2015)
- Test 2, 10.2.2016 (Ca. 9 måneder etter modell 2 var bygd)
- Test 3, 25.2.2016 (Uten betongfuger mellom hellene)
- Test 4, 7.3.2016 (Med innstøpt epoxy-fuger mellom hellene)

	TEST 1 11.05.2015		TEST 2 10.02.2016		TEST 3 25.02.2016		TEST 4 07.03.2016	
	f (Hz)	$\xi$ (%)	f (Hz)	$\xi$ (%)	f (Hz)	$\xi$ (%)	f (Hz)	$\xi$ (%)
<b>Mode 1</b>	14,84	0,51	12,24	0,68	10,64	0,50	14,21	0,48
<b>Mode 2</b>	19,45	0,62	17,35	0,73	15,73	0,69	18,06	0,57
<b>Mode 3</b>	42,26	0,21	41,39	0,42	34,08	0,89	39,12	1,42
<b>Mode 4</b>	54,84	0,71	51,05	0,70	45,28	0,74	46,14	0,61

Figur A.1.3 viser dempingen i konstruksjonen for svingform 1, 2, 3 og 4. De fire stolpene ved siden av hverandre beskriver verdien av demping for de fire forskjellige testene utført.



Figur A.1.3 Demping for svingform 1, 2, 3 og 4, ved fire forskjellige tester.

## Vedlegg A.2 Nedbøyningstest

Under vises resultatet til nedbøyningstestene utført på modell 2. De fire forskjellige testene er utført på følgende tidspunkt:

- Test 1, 4.5.2015 (Frihetsli og Alm, 2015)
- Test 2, 15.2.2016 (Ca. 9 måneder etter modell 2 var bygd)
- Test 3, 26.2.2016 (Uten betongfuger mellom hellene)
- Test 4, 7.3.2016 (Med innstøpt epoxy-fuger mellom hellene)

I tabellene under fremstilles nedbøyningen av bjelke A, B og C når modell 2 er utsatt for lastsituasjon 1, som er vist i figur A.2.1. I de samme tabellene vises bøyestivheten med hensyn på nedbøyning og last, effektiviteten av modellen (markert grønt) og avvik i prosent fra bøyestivhet med full komposittvirkning.



*Figur A.2.1 Lastsituasjon 1, utført 26.2.2016 uten fuger.*

**TEST 1**

Resultater fra nedbøyningstest 1, lastsituasjon 1, 04.05.2015.

Last[kN]	Målt nedbøyning [mm]			Middelverdi [mm]	Bøyestivhet [Nmm <sup>2</sup> ]	Effektivitet $\eta$	Avvik Elef [%]
	Bjelke A	Bjelke B	Bjelke C				
1	0,16	0,15	0,10	0,14	7,79E+13	0,70	-16,11
10	1,63	1,52	1,11	1,42	7,50E+13	0,65	-19,26
25	3,86	3,72	2,99	3,52	7,57E+13	0,66	-18,49
35	4,96	5,02	4,52	4,83	7,72E+13	0,69	-16,84

**TEST 2**

Resultater fra nedbøyningstest 2, lastsituasjon 1, 15.02.2016.

Last[kN]	Målt nedbøyning [mm]			Middelverdi [mm]	Bøyestivhet [Nmm <sup>2</sup> ]	Effektivitet $\eta$	Avvik Elef [%]
	Bjelke A	Bjelke B	Bjelke C				
1	0,22	0,22	0,18	0,21	5,16E+13	0,27	-44,42
2	0,48	0,44	0,33	0,42	5,14E+13	0,27	-44,72
3	0,71	0,66	0,51	0,63	5,10E+13	0,26	-45,09
4	0,94	0,89	0,71	0,85	5,04E+13	0,25	-45,77
5	1,11	1,14	0,98	1,08	4,95E+13	0,24	-46,72

**TEST 3**

Resultater fra nedbøyningstest 3, lastsituasjon 1, 26.02.2016, uten fuger.

Last [kN]	Målt nedbøyning [mm]			Middelverdi [mm]	Bøyestivhet [Nmm <sup>2</sup> ]	Effektivitet $\eta$	Avvik Elef [%]
	Bjelke A	Bjelke B	Bjelke C				
1	0,27	0,30	0,27	0,28	3,80E+13	0,06	-59,08
2	0,54	0,60	0,57	0,57	3,74E+13	0,05	-59,78
3	0,82	0,90	0,85	0,85	3,75E+13	0,05	-59,67
4	1,09	1,20	1,14	1,14	3,74E+13	0,05	-59,76
5	1,37	1,50	1,44	1,43	3,72E+13	0,04	-59,93

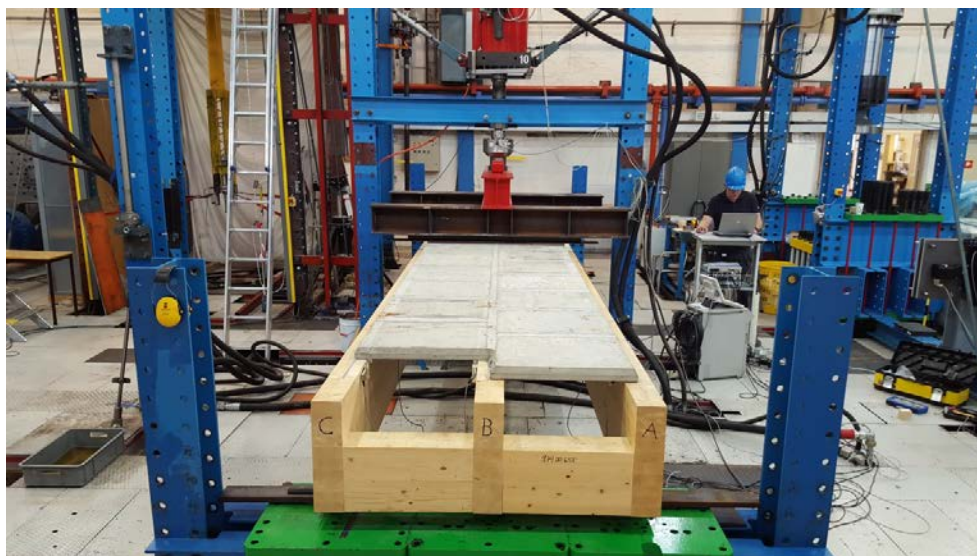
**TEST 4**

Resultater fra nedbøyningstest 4, lastsituasjon 1, 07.03.2016, med epoxyfuger.

Last [kN]	Målt nedbøyning [mm]			Middelverdi [mm]	Bøyestivhet [Nmm <sup>2</sup> ]	Effektivitet $\eta$	Avvik Elef [%]
	Bjelke A	Bjelke B	Bjelke C				
1	0,08	0,09	0,09	0,09	1,19E+14	1,36	28,24
2	0,22	0,25	0,24	0,23	9,14E+13	0,91	-1,57
3	0,35	0,40	0,38	0,38	8,51E+13	0,81	-8,42
4	0,50	0,50	0,52	0,51	8,40E+13	0,79	-9,60
5	0,64	0,61	0,66	0,64	8,36E+13	0,79	-10,00

## Vedlegg A.3 Bruddtest

Oppbygningen av modell 2 og oppsettet for bruddtesten vises i Figur A.3.1. Det mangler en halv betonghelle i enden av bjelke C, det samme gjelder i motsatt ende. Denne hellen lå «løst» på modellen og løsnet under operasjonen med å fjerne betongfugene. Bjelke A har dermed mer skjærforbindelse, som også ligger nærmere opplegget i enden. Bjelke B har en kontinuerlig skjærforbindelse og skal på det grunnlag ha størst kapasitet.



*Figur A.3.1 Oppsett av bruddtesten for modell 3.*

De brune stålbjerkene har en senteravstand på 1300 mm mellom hverandre og den røde stålbjelken ligger sentrert oppå, med en lastcelle på midten. Den totale vekten av stålet som er brukt i oppsettet er 707,7 kg, en vekt som brukes til å redusere bruddlasten i bruddanalysen.



*Figur A.3.2 Stripelast overført på modell 2.*



Figur A.3.3 viser oppsettet for målingen av den relative forskyvningen mellom betongen og limtrebjelken. Der en stålbrikett er limt fast til betongen og en avstandsmåler på  $\pm 2$  mm er limt fast til limtrebjelken. Figur A.3.4 illustrerer hvordan oppsettet for målingen av nedbøyningen ble gjennomført. En stålbrikket er skrudd fast i midten av limtrebjelkens høyde og festet sammen med avstandsmåleren.

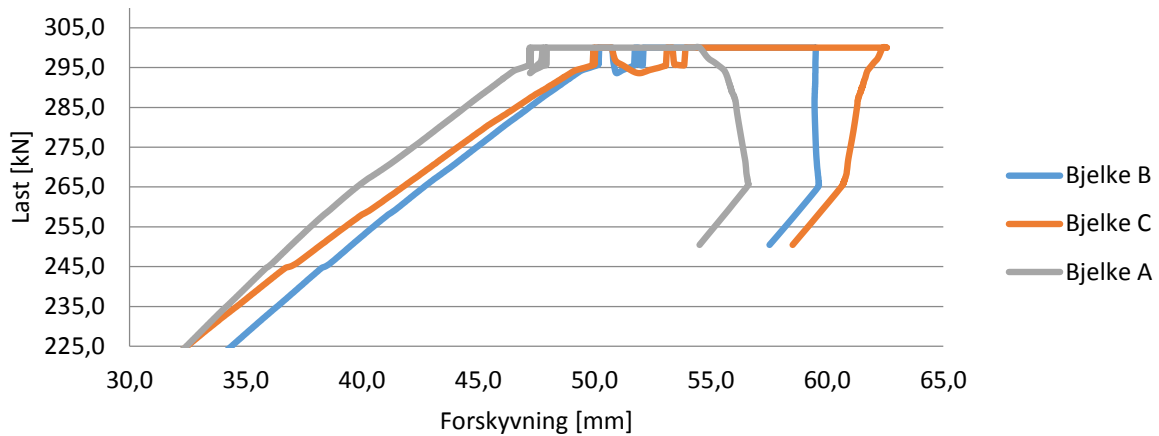


Figur A.3.3 Avstandsmålløp i ev den relativ forskyvning mellom betongen og limtrebjelken.



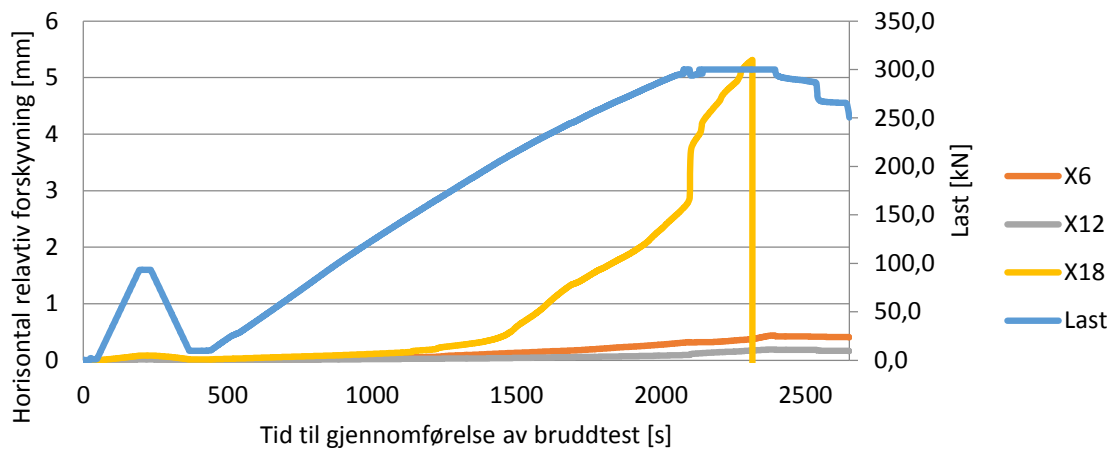
Figur A.3.4 Oppsett for måling av nedbøyningen til bjelke A.

Nærmere illustrasjon av last og nedbøyning i bruddområde av skjærforbinderne vises i figur A.3.5. Ved ca. 265 kN får kurven til bjelke A en knekk og ved 245 kN får bjelke C et «hopp», og starter å flate ut. Dette tyder på en endring i egenskapene til skjærforbindelsen, enten ved at stålet når flytegrensen sin eller brudd i limet.



Figur A.3.5 Detaljert illustrasjon av last – nedbøyning for bruddtesten.

Figur A.3.6 viser den relative forskyvningen mellom betongen og limtrebjelkene i enden av modell 2 som er opplagt med rullelager (nærmest betonglabben). På grafen er bjelke A lik X6, bjelke B lik X12 og bjelke C lik X18. Det mest oppsiktsvekkende er at den relative forskyvningen til bjelke C endrer seg ved en last på ca. 200 kN og kommer utenfor måleområdet ved 300 kN. Samtidig er det tilnærmet ingen horisontal forskyvning for bjelke A og bjelke B.



Figur A.3.6 Last og relativ forskyvning mellom betong og limtrebjelker.



# Vedlegg A.4 Bruddanalyse

## Bruddanalyse

- Materialegenskaper for betong er hentet fra trykktestresultatet til Frihetsli og Alm (2015).
- Materialegenskaper for skjærforbindelsen er hentet fra skjærttestresultatet til Frihetsli og Alm (2015).
- Materialegenskaper for limtrebjelkene er fra tabell 4, side 23 i NS-EN 14080:2013.

Karakteristisk verdi er valgt å multiplisert med en faktor 1,25. Etter vurdering av forholdet mellom "mean" verdi og karakteristisk verdi:

$$\frac{E_{0.\text{mean}}}{E_{0.05}} \quad \frac{E_{90.\text{mean}}}{E_{90.05}} \quad \frac{G_{0.\text{mean}}}{G_{0.05}}$$

### ***Materialegenskaper (middelverdier)***

Betong:

$$f_c := 36.99 \text{ MPa}$$

$$E_1 := 33000 \cdot \text{MPa}$$

$$\rho_c := 2386 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Skjærforbindelse:

$$k_{\text{ser}} := 296300 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$F_{\text{skjærfor.brudd}} := 51600 \text{ N}$$

Limtre av type CE L40C:

$$f_m := 1.25 \cdot 30 \cdot \text{MPa} = 37.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{t0} := 1.25 \cdot 19.5 \cdot \text{MPa} = 24.375 \cdot \text{MPa}$$

$$f_v := 1.25 \cdot 3.5 \cdot \text{MPa} = 4.375 \cdot \text{MPa}$$

$$E_2 := 13000 \cdot \text{MPa}$$

$$\rho_{gl} := 430 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

### ***Materialgeometri***

Betong:

$$b_1 := 1190 \cdot \text{mm}$$

$$h_1 := 50 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 59500 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 1.24 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$L_{\text{span}} := 8 \cdot \text{m}$$

Limtre:

$$b_2 := 3 \cdot 115 \text{ mm} = 345 \cdot \text{mm}$$

$$h_2 := 450 \cdot \text{mm}$$

$$A_2 := b_2 \cdot h_2 = 1.5525 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 2.62 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

### Last:

$$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Reduksjon for egenvekt av modell 2:

$$q := g(A_1 \cdot \rho_c + A_2 \cdot \rho_{gl}) = 2.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{egenvekt}} := q \cdot \frac{L_{\text{span}}^2}{8} = 16.381 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{\text{red.egenvekt}} := \frac{M_{\text{egenvekt}}}{1.675 \text{m}} = 9.78 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{egenvekt}} := q \cdot \frac{L_{\text{span}}}{2} = 8.19 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{red.skjær.egenvekt}} := 2 \cdot V_{\text{egenvekt}} = 16.38 \cdot \text{kN}$$

Krefter som opptrer i forhold til lastsituasjon:

$$M := 3.35 \cdot \frac{F}{2} = 1.675 F$$

$$V := \frac{F}{2} = 0.5 F$$

Reduksjon for egenvekt av stål til lastopplegg:

$$T_{\text{stål}} := 707.7 \cdot \text{kg}$$

(Målt på laboratoriet)

$$F_{\text{red.stål}} := g \cdot T_{\text{stål}} = 6.943 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{red.skjær.stål}} := F_{\text{red.stål}} = 6.943 \cdot \text{kN}$$

## Bruddanalyse etter EC5, tillegg B

EC5 B.1.3

"Avstanden  $s$  er summen av forbindelsesmidler per lengdeenhet for de to skjøteflatene"

$$s := 125 \text{ mm}$$

Alle formler er referert til  
EC 5:

$$k_u := \frac{2}{3} \cdot k_{ser} = 1.975 \times 10^5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad (2.1)$$

$$\gamma_2 := 1 \quad (B.4)$$

$$\gamma_1 := \frac{1}{\left[ 1 + \pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \frac{s}{\left( k_u \cdot L_{span} \right)^2} \right]} = 0.8392 \quad (B.5)$$

$$a_2 := \frac{\left[ \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) \right]}{2 \cdot (\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2)} = 112.4 \cdot \text{mm} \quad (B.6)$$

$$a_1 := \left( \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right) - a_2 = 137.6 \cdot \text{mm}$$

Effektiv bøystivhet:

$$EI_{ef} := E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 \quad (B.1)$$

$$EI_{ef} = 9.116 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

**De fire bruddformene:**

$$F_{\text{maks.limtre}} := \frac{f_{t0} \cdot f_m \cdot EI_{ef}}{1.675 \cdot m (\gamma_2 \cdot E_2 \cdot a_2 \cdot f_m + 0.5 \cdot E_2 \cdot h_2 \cdot f_{t0})} - (F_{\text{red.egenvekt}} + F_{\text{red.stål}})$$

$$F_{\text{maks.betong}} := \frac{EI_{ef} \cdot f_c}{1.675 \cdot m E_1 (\gamma_1 \cdot a_1 + 0.5 \cdot h_1)} - (F_{\text{red.egenvekt}} + F_{\text{red.stål}})$$

$$F_{\text{maks.skjærfor}} := \frac{2 \cdot F_{\text{skjærfor.brudd}} \cdot EI_{ef}}{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1 \cdot s} - (F_{\text{red.egenvekt}} + F_{\text{red.stål}})$$

$$F_{\text{maks.skjær}} := \frac{4}{3} \cdot A_2 \cdot f_v - (F_{\text{red.egenvekt}} + F_{\text{red.skjær.stål}})$$

### **Resultat av bruddanalyse:**

$$F_{\text{maks.limtre}} = 377.9 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.betong}} = 417.5 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.skjærfor}} = 315.2 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.skjær}} = 888.9 \cdot \text{kN}$$

I lastprosedyren under bruddtesten velges å bruke kapasiteten til kun tre limtrebjelker som bruddlasten, den blir:

$$F_{\text{maks.kun.limtre}} := \frac{I_2}{1.675 \cdot \text{m} \frac{h_2}{2}} \cdot f_m - (F_{\text{red.egenvekt}} + F_{\text{red.stål}}) = 244 \cdot \text{kN}$$

Fra bruddanalysen er skjærforbindelsen estimert til å ha lavest kapasitet. Dette resultatet bygger på materialegenskaper som er valgt:

- Skjærforbindelsen og stivhetsmodul er hentet fra Frihetsli og Alm (2015) sine utførte skjærttester.
- Karakteristiske verdier for limtre multipleres med en faktor på 1,25.

Materialegenskapene til betongen og fugene har endret seg over lang tid.

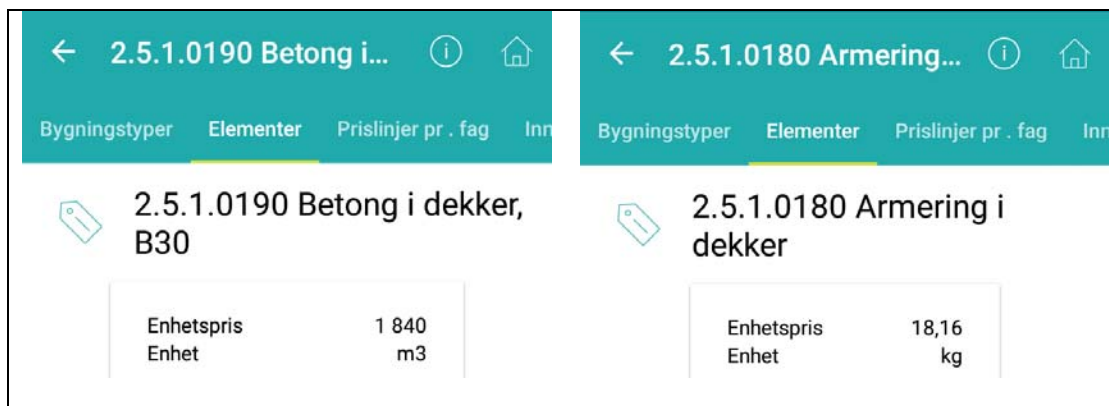
Dette gir usikkerheter i materialegenskaper, og det velges en konservativ tilnærming til lastprosedyren der kapasiteten til kun limtrebjelkene blir satt som bruddlast. Siden denne kapasiteten er mindre enn skjærforbinderens kapasitet, bør limtrebjelkene gå i brudd når skjærforbindelsen går i brudd.

# Vedlegg B

## Utvikling av ny modell

## Vedlegg B.1 Innhentede priser

For å beregne materialkostnad ble det tatt utgangspunkt i mobilapplikasjonen Norsk Prisbok og priser innhentet fra leverandører.



The screenshot shows two side-by-side views of the Norsk Prisbok mobile application. The left view displays the price for concrete (2.5.1.0190) and the right view displays the price for reinforcement (2.5.1.0180). Both views show the unit price and unit.

Item	Unit Price	Unit
2.5.1.0190 Betong i dekker, B30	1 840	m <sup>3</sup>
2.5.1.0180 Armering i dekker	18,16	kg

Figur B.1.1 «Skjerm-dump» fra mobilapplikasjonen Norsk Prisbok med priser for betong og armering

Fra Figur B.1.1 ser en prisene for betong og armering i dekker. Det ble valgt priser basert på volum og tyngde i fase 1, slik at prisene innhentet skulle være fleksible ved endringer.

**Fra:** Halvorsen Jostein <Jostein.Halvorsen@metsagroup.com>  
**Sendt:** 9. mars 2016 10:05  
**Til:** Martin Flattum Hartnes  
**Emne:** SV: Salgspris Kerto-Q

Her.  
Pris pr m<sup>3</sup> til sluttkunde er ca eur 800/m<sup>3</sup> + mva. Har dere flere spørsmål er det bare å ta kontakt.  
Mvh Jostein

Sendt fra min Windows Phone

Figur B.1.2 E-post korrespondanse med leverandør av Kerto-Q.

Prisen fra Metsa Group ble oppgitt i EUR, se Figur B.1.2. Med utgangspunkt i kurs fra 05.05.2016, funnet til 9,3602, ble prisen avrundet til 7500 NOK.

**Fra:** Knut-Arne Johansen <knut-arne.johansen@splitkon.no>  
**Sendt:** 9. mars 2016 10:30  
**Til:** Martin Flattum Hartnes  
**Emne:** VS: Salgspris på massivtre og limtre

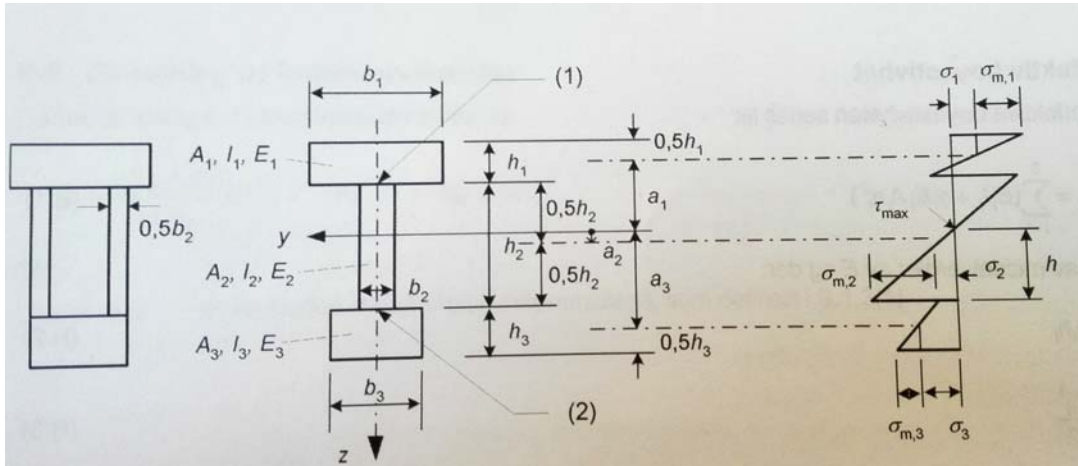
Hallo  
Dere kan bruke en m<sup>3</sup> pris på Kr 7000,- eks mva. Frakt og konstruksjon/prosjektering er ikke inkludert.

Figur B.1.3 E-post korrespondanse med leverandør av massivtre

Fra Splitkon AS ble kubikkpris på massivtre og limtre oppgitt til 7000 NOK eks. mva, se Figur B.1.3.

# Vedlegg B.2 Beregninger til beslutningsverktøy

## TYPE DK+L



### NS-EN 1995-1-1, Tillegg B

#### Geometri

$$L_{\text{span}} := 9\text{m}$$

#### Tverrsnitt 1 - KertoQ

$$b1 := 2000\text{mm}$$

$$h1 := 69\text{mm}$$

$$A1 := b1 \cdot h1 = 138000 \cdot \text{mm}^2$$

#### Tverrsnitt 3 - KertoQ

$$b3 := 2000\text{mm}$$

$$h3 := 69\text{mm}$$

$$A3 := b3 \cdot h3 = 138000 \cdot \text{mm}^2$$

#### Materialegenskaper

#### Tverrsnitt 1 - KertoQ

$$\rho1 := 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E1 := 10500\text{MPa}$$

$$I1 := \frac{b1 \cdot h1^3}{12} = 54.75 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

#### Tverrsnitt 3 - KertoQ

$$\rho3 := 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E3 := 10500\text{MPa}$$

$$I3 := \frac{b3 \cdot h3^3}{12} = 54.75 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

#### Tverrsnitt 2 - Limtre

$$b2 := 3 \cdot 90\text{mm}$$

$$h2 := 225\text{mm}$$

$$A2 := b2 \cdot h2 = 60750 \cdot \text{mm}^2$$

#### Tverrsnitt 2 - Limtre GL30c

$$\rho2 := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E2 := 13000\text{MPa}$$

$$I2 := \frac{b2 \cdot h2^3}{12} = 2.56 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

## NS-EN 1995-1-1, B.2 Effektiv bøystivhet

$$\gamma_1 := 1$$

$$\gamma_2 := 1$$

$$\gamma_3 := 1$$

Antar fullt statisk samvirke

$$a_2 := \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{2(\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3)} = 0 \cdot \text{mm}$$

$$a_1 := \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 = 0.15 \text{ m}$$

$$a_3 := \frac{(h_3 + h_2)}{2} + a_2 = 0.15 \text{ m}$$

$$EI_{ef} := (E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2) + (E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2) + (E_3 \cdot I_3 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3^2)$$

$$EI_{ef} = 6.71 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

## Påkjenninger

Jevnt fordelt last (q) + Egenvekt (g)

Punktlast (F)

$$\text{mass} := (A_1 \cdot \rho_1 + A_2 \cdot \rho_2 + A_3 \cdot \rho_3) = 166.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{freq}} := 1 \text{ kN}$$

$$g_{\text{egen}} := \text{mass} \cdot g = 1.64 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q := q \cdot b_1 + g_{\text{egen}} = 11.64 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Nedbøyning

Karakteristisk nedbøyning i midtfeltet

Nedbøyning i midtfeltet, punktlast

$$\delta_{\text{mm}} := \frac{5 \cdot Q \cdot L_{\text{span}}^4}{384 \cdot EI_{ef}} = 14.81 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{\text{freq}} := \frac{F_{\text{freq}} \cdot L_{\text{span}}^3}{48 \cdot EI_{ef}} = 0.23 \cdot \text{mm}$$



### **Beregning av frekvens og kontroll mot kriteriet til Hu og Chui**

$$\psi(x) := \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{L_{\text{span}}}\right)$$

$$m_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} \text{mass} \cdot \psi(x)^2 dx = 750.97 \text{ kg}$$

$$k_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} E I_{\text{ef}} \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 4483251.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_1 := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen}}}{m_{\text{gen}}}}}{2\pi} = 12.3 \cdot \text{Hz}$$

$$\delta_{\text{freq}} = 0.23 \cdot \text{mm} < \left(\frac{f_1 \cdot \text{s}}{18.7}\right)^{2.27} = 0.39$$

### **Beregning av klimapåvirkning (A1-A3 (Produktfase))**

$$c1 := 136 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c2 := 39 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c3 := 136 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{CO}_2 := A1 \cdot c1 + A2 \cdot c2 + A3 \cdot c3 = 39.91 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ kilogram CO}_2\text{-ekvivalent per spennlengdemeter}$$

### **Beregning av pris**

$$p1 := \frac{7500}{\text{m}^2} \quad 800 \text{ Euro (kurs:9.3602, 05.05.2016)}$$

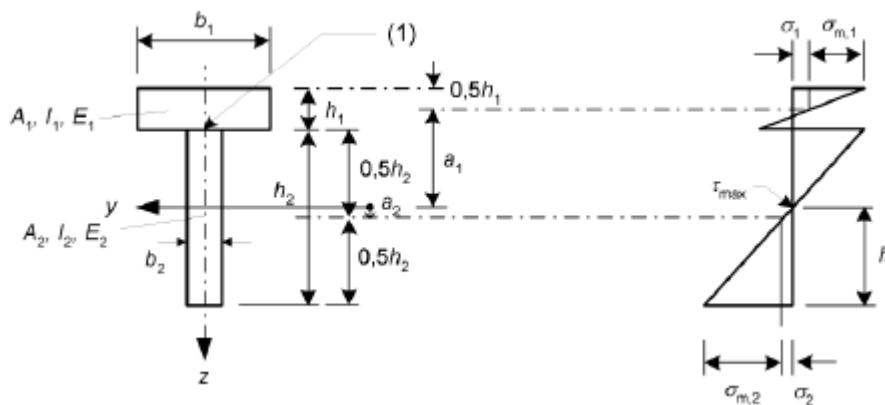
$$p2 := \frac{7000}{\text{m}^2}$$

$$p3 := \frac{7500}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pris} := A1 \cdot p1 + A2 \cdot p2 + A3 \cdot p3$$

$$\text{Pris} = 2495 \quad \text{NOK uten mva. basert på tall oppgitt fra leverandører}$$

## TYPE K+L



### NS-EN 1995-1-1, Tillegg B

#### Geometri

$$L_{\text{span}} := 9\text{m}$$

#### Tverrsnitt 1 - KertoQ

$$b1 := 2000\text{mm}$$

$$h1 := 69\text{mm}$$

$$A1 := b1 \cdot h1 = 138000\text{mm}^2$$

#### Tverrsnitt 2 - Limtre

$$b2 := 3 \cdot 90\text{mm}$$

$$h2 := 360\text{mm}$$

$$A2 := b2 \cdot h2 = 97200\text{mm}^2$$

#### Materialegenskaper

#### Tverrsnitt 1 - KertoQ

$$\rho1 := 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E1 := 10500\text{MPa}$$

$$I1 := \frac{b1 \cdot h1^3}{12} = 5.475 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

#### Tverrsnitt 2 - limtre GL30c

$$\rho2 := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E2 := 13000\text{MPa}$$

$$I2 := \frac{b2 \cdot h2^3}{12} = 1.05 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

### NS-EN 1995-1-1, B.2 Effektiv bøyestivhet

$$\gamma1 := 1$$

$$\gamma2 := 1$$

Antar fullt statisk samvirke

$$a2 := \frac{\gamma1 \cdot E1 \cdot A1 \cdot (h1 + h2)}{2(\gamma1 \cdot E1 \cdot A1 + \gamma2 \cdot E2 \cdot A2)} = 114.6 \cdot \text{mm}$$

$$a1 := \frac{(h1 + h2)}{2} - a2 = 0.1 \text{ m}$$

$$E_{\text{Ief}} := (E1 \cdot I1 + \gamma1 \cdot E1 \cdot A1 \cdot a1^2) + (E2 \cdot I2 + \gamma2 \cdot E2 \cdot A2 \cdot a2^2) = 4.528 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

## Påkjenninger

Jevnt fordelt last (q) + Egenvekt

$$\text{mass} := (A1 \cdot \rho1 + A2 \cdot \rho2) = 112.176 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$gk := \text{mass} \cdot g = 1.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q := q \cdot b1 + gk = 11.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast (F)

$$F_{\text{freq}} := 1 \text{ kN}$$

## Nedbøyning

Karakteristisk nedbøyning i midtfeltet

$$\delta_{\text{gen}} := \frac{5 \cdot Q \cdot L_{\text{span}}^4}{384 \cdot EI_{\text{ef}}} = 20.94 \cdot \text{mm}$$

Nedbøyning i midtfeltet, punktlast

$$\delta_{\text{freq}} := \frac{F_{\text{freq}} \cdot L_{\text{span}}^3}{48 \cdot EI_{\text{ef}}} = 0.34 \cdot \text{mm}$$

## Beregning av frekvens og kontroll av kriteriet til Hu og Chui

$$\psi(x) := \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{L_{\text{span}}}\right)$$

$$m_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} \text{mass} \cdot \psi(x)^2 dx = 504.792 \text{ kg}$$

$$k_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} EI_{\text{ef}} \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 3.025 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_1 := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen}}}{m_{\text{gen}}}}}{2\pi} = 12.32 \cdot \text{Hz}$$

$$\delta_{\text{freq}} = 0.335 \cdot \text{mm} < \text{mm} \cdot \left(\frac{f_1 \cdot s}{18.7}\right)^{2.27} = 0.388 \cdot \text{mm}$$

### **Beregning av klimapåvirkning (A1-A3 (produktfase))**

$$c1 := 136 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c2 := 39 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{CO}_2 := A1 \cdot c1 + A2 \cdot c2 = 22.56 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{kilogram CO}_2\text{-ekvivalent per spennlengdemeter}$$

### **Beregning av pris**

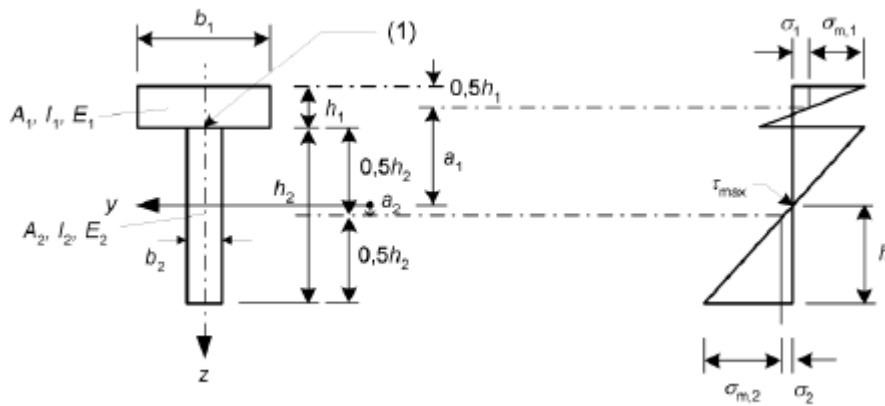
$$p1 := \frac{7500}{\text{m}^2} \quad 800 \text{ Euro (kurs:9.3602, 05.05.2016)}$$

$$p2 := \frac{7000}{\text{m}^2}$$

$$\text{pris} := A1 \cdot p1 + A2 \cdot p2$$

$$\text{pris} = 1715 \text{ NOK uten mva. basert på tall fra leverandører}$$

## TYPE B+L



### NS-EN 1995-1-1, Tillegg B

#### Geometri

$$L_{\text{span}} := 9\text{m}$$

#### Tverrsnitt 1 - Betongdekke

$$b_1 := 2000\text{mm}$$

$$h_1 := 50\text{mm}$$

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 100000\text{mm}^2$$

#### Tverrsnitt 2 - Limtre

$$b_2 := 3 \cdot 115\text{mm}$$

$$h_2 := 450\text{mm}$$

$$A_2 := b_2 \cdot h_2 = 155250\text{mm}^2$$

#### Materialelegenskaper

#### Tverrsnitt 1 - betong B20

$$\rho_1 := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_1 := 33000\text{MPa}$$

$$I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 2.083 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

#### Tverrsnitt 2 - limtre GL30c

$$\rho_2 := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_2 := 13000\text{MPa}$$

$$I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 2.62 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

#### Skjærforbinder

$$s_1 := 250\text{mm}$$

$$k_1 := 425 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$\frac{k_1}{s_1} = 1700 \cdot \text{MPa}$$

## NS-EN 1995-1-1, B.2 Effektiv bøystivhet

$$\gamma_2 := 1$$

$$\gamma_1 := \left[ 1 + \pi^2 \cdot \frac{E1 \cdot A1 \cdot s1}{(k1 \cdot L_{\text{span}})^2} \right]^{-1} = 0.8$$

$$a_2 := \frac{\gamma_1 \cdot E1 \cdot A1 \cdot (h1 + h2)}{2(\gamma_1 \cdot E1 \cdot A1 + \gamma_2 \cdot E2 \cdot A2)} = 142.35 \cdot \text{mm}$$

$$a_1 := \frac{(h1 + h2)}{2} - a_2$$

$$EI_{\text{ef}} := (E1 \cdot I1 + \gamma_1 \cdot E1 \cdot A1 \cdot a_1^2) + (E2 \cdot I2 + \gamma_2 \cdot E2 \cdot A2 \cdot a_2^2) = 1.066 \times 10^{14} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

## Påkjenninger

Jevnt fordelt last (q) + Egenvekt

Punktlast (F)

$$\text{mass} := (A1 \cdot \rho_1 + A2 \cdot \rho_2) = 316.757 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{freq}} := 1 \text{ kN}$$

$$g := \text{mass} \cdot g = 3.106 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q := q \cdot b1 + g = 13.106 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Nedbøyning

Karakteristisk nedbøyning i midtfeltet

Nedbøyning i midtfeltet, punktlast

$$\delta := \frac{5 \cdot Q \cdot L_{\text{span}}^4}{384 \cdot EI_{\text{ef}}} = 10.51 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{\text{freq}} := \frac{F_{\text{freq}} \cdot L_{\text{span}}^3}{48 \cdot EI_{\text{ef}}} = 0.14 \cdot \text{mm}$$

## Beregning av frekvens og kontroll av kriteriet til Hu og Chui

$$\psi(x) := \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{L_{\text{span}}}\right)$$

$$m_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} \text{mass} \cdot \psi(x)^2 dx = 1.425 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$k_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} E I_{\text{ef}} \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 7.12 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_1 := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen}}}{m_{\text{gen}}}}}{2\pi} = 11.2 \cdot \text{Hz}$$

$$\delta_{\text{freq}} = 0.143 \cdot \text{mm} < \text{mm} \cdot \left(\frac{f_1 \cdot \text{s}}{18.7}\right)^{2.27} = 0.315 \cdot \text{mm}$$

## Beregning av klimapåvirkning (A1-A3 (produktfase))

$$c1 := 243.7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c2 := 39 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Armeingsegenskaper:

$$\rho_{\text{stål}} := 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad A_{\text{stål}} := \pi \cdot (0.004\text{m})^2 \cdot \frac{10}{\text{m}} \cdot 2 = 1.005 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$c3 := \rho_{\text{stål}} \cdot 0.331 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} = 2.582 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{CO}_2 := A1 \cdot c1 + A2 \cdot c2 + A_{\text{stål}} \cdot c3 \cdot b1 = 35.62 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ kilogram CO}_2\text{-ekvivalent per spennlengdemeter}$$

## Beregning av pris

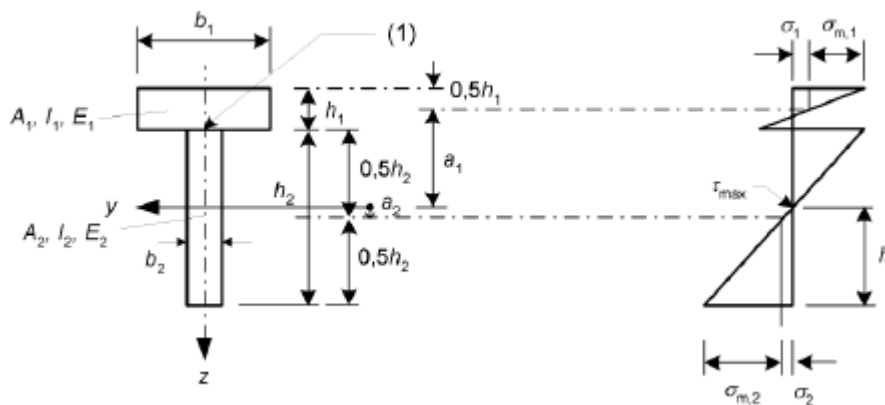
$$p1 := \frac{1840}{\text{m}^2}$$

$$p2 := \frac{7000}{\text{m}^2}$$

$$p3 := \frac{18 \cdot \text{m}^2}{\text{kg}}$$

$$\text{pris} := A1 \cdot p1 + A2 \cdot p2 + \rho_{\text{stål}} \cdot A_{\text{stål}} \cdot p3 = 1412 \text{ NOK uten mva. basert på tall fra leverandører (pris per meter i hovedbæreretning)}$$

## TYPE M+L



### NS-EN 1995-1-1, Tillegg B

#### Geometri

$$L_{\text{span}} := 9\text{m}$$

#### Tverrsnitt 1 - Massivtre

$$b_1 := 2000\text{mm}$$

$$h_1 := 70\text{mm}$$

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 140000\text{mm}^2$$

$$t_{\text{lam.langs}} := 19.5\text{mm}$$

$$t_{\text{lam.tverr}} := 31.5\text{mm}$$

$$A_{\text{leff}} := b_1 \cdot 2 \cdot t_{\text{lam.langs}}$$

#### Tverrsnitt 2 - Limtre

$$b_2 := 3 \cdot 90\text{mm}$$

$$h_2 := 360\text{mm}$$

$$A_2 := b_2 \cdot h_2 = 97200\text{mm}^2$$

#### Materialegenskaper

Tverrsnitt 1 - Massivtre, C24 - C16 - C24, layout: 0-90-0.

$$\rho_1 := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_1 := 11000\text{MPa}$$

$$I_{11} := 2 \frac{b_1 \cdot t_{\text{lam.langs}}^3}{12} + 2 \cdot b_1 \cdot t_{\text{lam.langs}} \cdot \left( \frac{t_{\text{lam.langs}} + t_{\text{lam.tverr}}}{2} \right)^2$$

#### Tverrsnitt 2 - Limtre GL30C

$$\rho_2 := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_2 := 13000\text{MPa}$$

$$I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 1.05 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



## NS-EN 1995-1-1, B.2 Effektiv bøystivhet

$$\gamma_1 := 1$$

Antar fullt statisk samvirke

$$\gamma_2 := 1$$

$$a_2 := \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2)}{2(\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2)} = 118.1 \cdot \text{mm}$$

$$a_1 := \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2$$

$$E_{\text{Ief}} := (E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2) + (E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2) = 39.91 \times 10^{12} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

## Påkjenninger

Jevnt fordelt last (q) + Egenvekt

Punktlast (F)

$$\text{mass} := (A_1 \cdot \rho_1 + A_2 \cdot \rho_2) = 97.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{freq}} := 1 \text{ kN}$$

$$g := \text{mass} \cdot g = 0.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q := q \cdot b_1 + g = 10.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Nedbøyning

Karakteristisk nedbøyning i midtfeltet

Nedbøyning i midtfeltet, punktlast

$$\delta := \frac{5 \cdot Q \cdot L_{\text{span}}^4}{384 \cdot E_{\text{Ief}}} = 23.46 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{\text{freq}} := \frac{F_{\text{freq}} \cdot L_{\text{span}}^3}{48 \cdot E_{\text{Ief}}} = 0.38 \cdot \text{mm}$$

### **Beregning av frekvens og kontroll av kriteriet til Hu og Chui**

$$\psi(x) := \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{L_{\text{span}}}\right)$$

$$m_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} \text{mass} \cdot \psi(x)^2 dx = 440.08 \text{ kg}$$

$$k_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} E I_{\text{ef}} \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 2666538.76 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_1 := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen}}}{m_{\text{gen}}}}}{2\pi} = 12.39 \cdot \text{Hz}$$

$$\delta_{\text{freq}} = 0.38 \cdot \text{mm} < \left(\frac{f_1 \cdot \text{s}}{18.7}\right)^{2.27} = 0.39$$

### **Beregning av klimapåvirkning**

$$c1 := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c2 := 39 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{CO}_2 := A1 \cdot c1 + A2 \cdot c2 = 12.19 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{kilogram CO}_2\text{-ekvivalent per spennlengdemeter}$$

### **Beregning av pris**

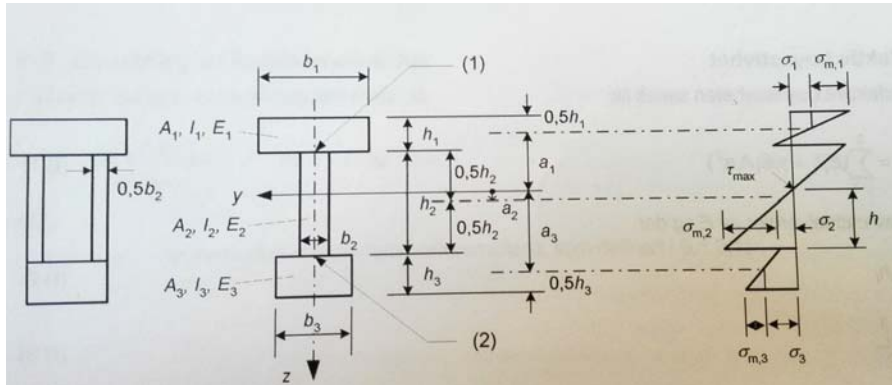
$$p1 := \frac{7000}{\text{m}^2}$$

$$p2 := \frac{7000}{\text{m}^2}$$

$$\text{pris} := A1 \cdot p1 + A2 \cdot p2$$

pris = 1660 NOK uten mva. basert på tall oppgitt av leverandør (per meter i spennretning)

## TYPE DM+L



### NS-EN 1995-1-1, Tillegg B

#### Geometri

$$L_{\text{span}} := 9\text{m}$$

#### Tverrsnitt 1 - Massivtre

$$b1 := 2000\text{mm}$$

$$h1 := 69.5\text{mm}$$

$$A1 := b1 \cdot h1 = 139000\text{mm}^2$$

$$t_{\text{lam.langs}} := 19.5\text{mm}$$

$$t_{\text{lam.tverr}} := 31.5\text{mm}$$

$$A1_{\text{eff}} := b1 \cdot 2 \cdot t_{\text{lam.langs}} = 78000\text{mm}^2$$

#### Tverrsnitt 3 - Massivtre

$$b3 := 2000\text{mm}$$

$$h3 := 69.5\text{mm}$$

$$A3 := b3 \cdot h3 = 139000 \cdot \text{mm}^2$$

$$A3_{\text{eff}} := b3 \cdot 2 \cdot t_{\text{lam.langs}} = 78000 \cdot \text{mm}^2$$

#### Materialegenskaper

Tverrsnitt 1 og 3 - Massivtre, C24-C16-C24, layout:0-90-0

$$\rho1 := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E1 := 11000\text{MPa}$$

$$I1 := 2 \frac{b1 \cdot t_{\text{lam.langs}}^3}{12} + 2 \cdot b1 \cdot t_{\text{lam.langs}} \cdot \left( \frac{t_{\text{lam.langs}} + t_{\text{lam.tverr}}}{2} \right)^2$$

$$I1 = 5.32 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$\rho3 := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E3 := 11000\text{MPa}$$

#### Tverrsnitt 2 - Limtre

$$b2 := 3 \cdot 90\text{mm}$$

$$h2 := 270\text{mm}$$

$$A2 := b2 \cdot h2 = 72900\text{mm}^2$$

$$I_3 := 2 \frac{b_1 \cdot t_{\text{lam.langs}}^3}{12} + 2 \cdot b_1 \cdot t_{\text{lam.langs}} \cdot \left( \frac{t_{\text{lam.langs}} + t_{\text{lam.tverr}}}{2} \right)^2$$

### Tverrsnitt 2 - Limtre GL30c

$$\rho_2 := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_2 := 13000 \text{MPa}$$

$$I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 4.43 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

### NS-EN 1995-1-1, B.2 Effektiv bøystivhet

$$\gamma_1 := 1$$

$$\gamma_2 := 1 \quad \text{Antar fullt statisk samvirke}$$

$$\gamma_3 := 1$$

$$a_2 := \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{2(\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3)} = 0 \cdot \text{mm}$$

$$a_1 := \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 = 0.17 \text{ m}$$

$$a_3 := \frac{(h_3 + h_2)}{2} + a_2 = 0.17 \text{ m}$$

$$EI_{\text{ef}} := (E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2) + (E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2) + (E_3 \cdot I_3 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3^2)$$

$$EI_{\text{ef}} = 5.64 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

### Påkjenninger

Jevnt fordelt last (q) + Egenvekt

Punktlast (F)

$$\text{mass} := (A_1 \cdot \rho_1 + A_2 \cdot \rho_2 + A_3 \cdot \rho_3) = 142.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{freq}} := 1 \text{kN}$$

$$g := \text{mass} \cdot g = 1.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q := q \cdot b_1 + g = 11.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Nedbøyning

Nedbøyning i midtfeltet, jevnt fordelt

Nedbøyning i midtfeltet, punktlast

$$\delta_{\text{freq}} := \frac{5 \cdot Q \cdot L_{\text{span}}^4}{384 \cdot EI_{\text{ef}}} = 17.27 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{\text{freq}} := \frac{F_{\text{freq}} \cdot L_{\text{span}}^3}{48 \cdot EI_{\text{ef}}} = 0.27 \cdot \text{mm}$$

## Beregning av frekvens og kontroll av kriteriet til Hu og Chui

$$\psi(x) := \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{L_{\text{span}}}\right)$$

$$m_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} \text{mass} \cdot \psi(x)^2 dx = 641.46 \text{ kg}$$

$$k_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} \text{E} \text{I} \text{ef} \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 3766359.89 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_1 := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen}}}{m_{\text{gen}}}}}{2\pi} = 12.195 \cdot \text{Hz}$$

$$\delta_{\text{freq}} = 0.27 \cdot \text{mm} < \left(\frac{f_1 \cdot \text{s}}{18.7}\right)^{2.27} = 0.38$$

## Beregning av CO2

$$c1 := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c2 := 39 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c3 := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{CO}_2 := A1 \cdot c1 + A2 \cdot c2 + A3 \cdot c3 = 19.52 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ kilogram CO}_2\text{-ekvivalent per spennlengdemeter}$$

## Beregning av pris

$$p1 := 7000 \frac{1}{\text{m}^2}$$

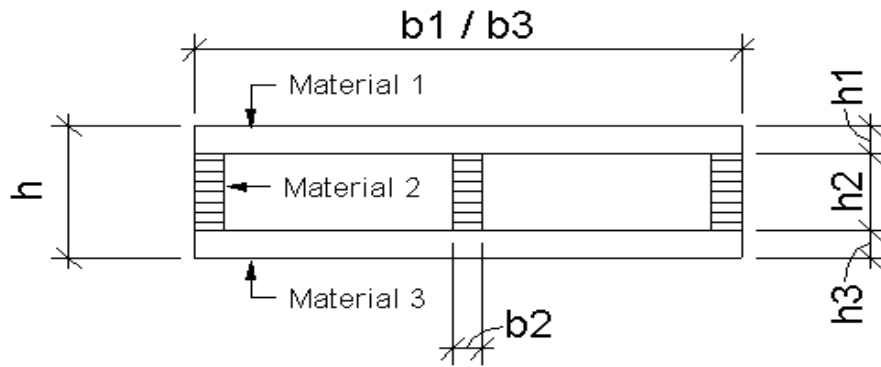
$$p2 := 7000 \cdot \frac{1}{\text{m}^2}$$

$$p3 := p1 = 7000 \cdot \frac{1}{\text{m}^2}$$

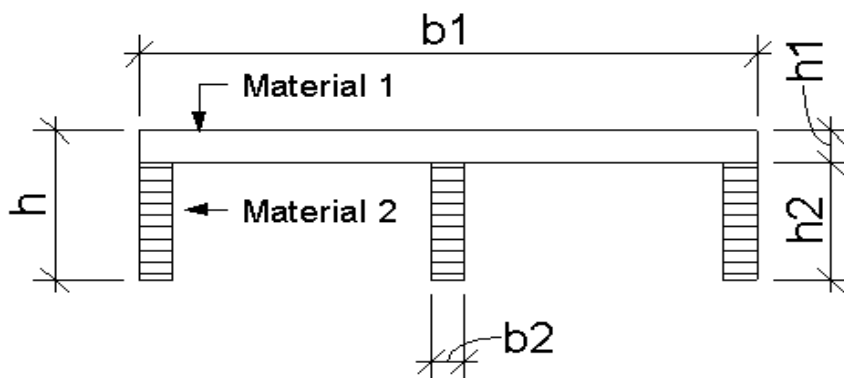
$$\text{pris} := A1 \cdot p1 + A2 \cdot p2 + A3 \cdot p3$$

$$\text{pris} = 2456 \quad \text{NOK uten mva. basert på tall fra leverandør ( per meter i spennretning)}$$

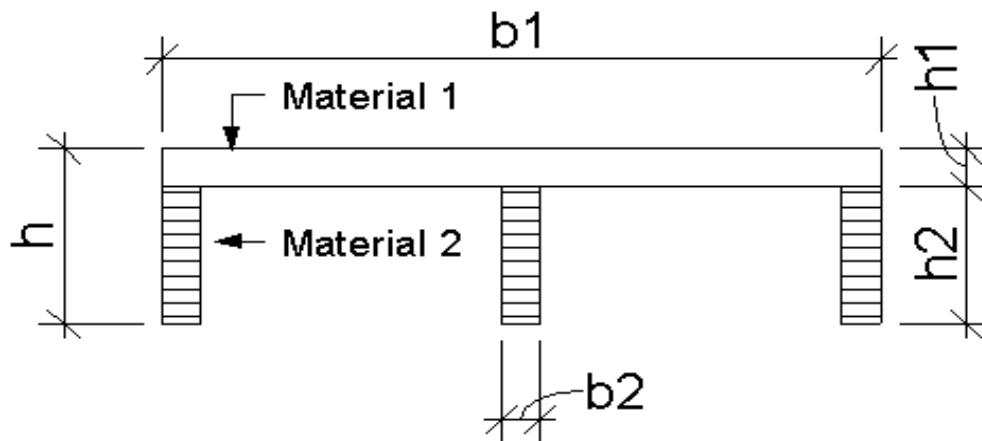
## Vedlegg B.3 Presentasjon av utforminger



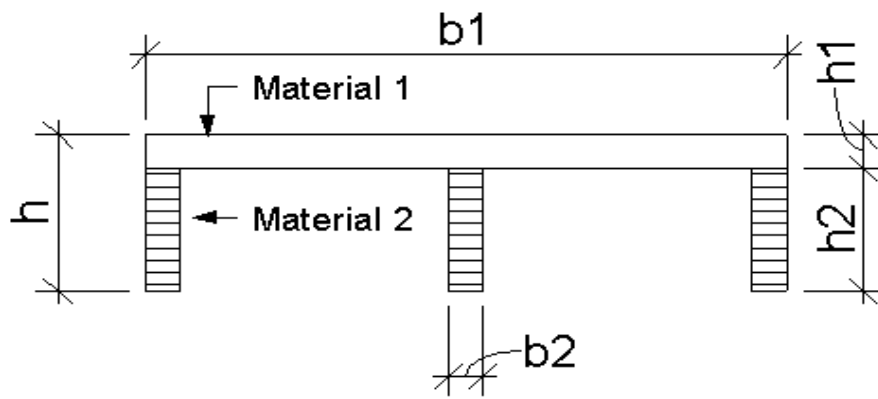
Type	DK+L
	<b>Dobbel KertoQ + Limtre</b>
Material 1	KertoQ
Material 2	Limtre
Material 3	KertoQ
E-modul 1 [MPa]	10500
E-modul 2 [Mpa]	13000
E-modul 3 [Mpa]	10500
$h_1=h_3$ [mm]	69
$h_2$ [mm]	225
$h$ [mm]	363
$b_1=b_3$ [mm]	2000
$b_2$ [mm]	90
Antall limtrebjelker per element	3
Antatt skjærforbinder	Lim
$\gamma_1$ og $\gamma_3$ ["komposittvirkning"]	1



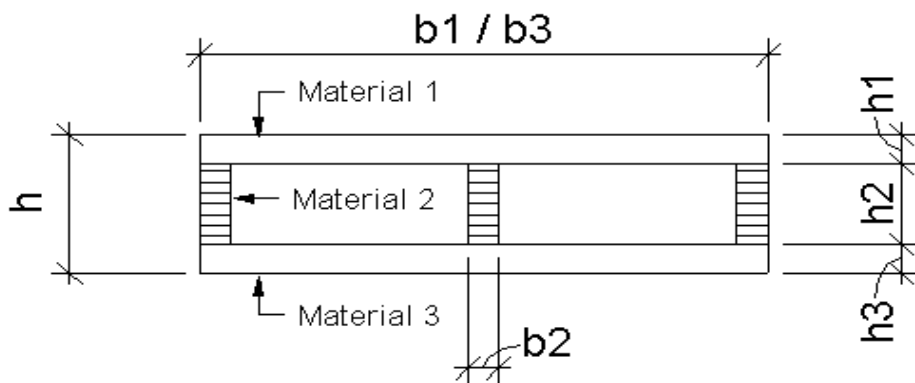
Type	K+L
	<b>KertoQ + Limtre</b>
Material 1	KertoQ
Material 2	Limtre
Material 3	-
E-modul 1 [MPa]	10500
E-modul 2 [Mpa]	13000
E-modul 3 [Mpa]	-
$h_1=h_3$ [mm]	69
$h_2$ [mm]	360
$h$ [mm]	429
$b_1=b_3$ [mm]	2000
$b_2$ [mm]	90
Antall limtrebjelker per element	3
$\gamma_1$ og $\gamma_3$ ["komposittvirkning"]	1



Type	B+L
	<b>Betong + Limtre</b>
Material 1	Betong
Material 2	Limtre
Material 3	-
E-modul 1 [MPa]	33000
E-modul 2 [Mpa]	13000
E-modul 3 [Mpa]	-
$h1=h3$ [mm]	50
$h2$ [mm]	450
$h$ [mm]	500
$b1=b3$ [mm]	2000
$b2$ [mm]	115
Antall limtrebjelker per element	3
$\nu1$ og $\nu3$ ["komposittvirkning"]	0,8



Type	M+L
	<b>Massivtre + Limtre</b>
Material 1	Massivtre
Material 2	Limtre
Material 3	-
E-modul 1 [MPa]	11000
E-modul 2 [Mpa]	13000
E-modul 3 [Mpa]	-
$h1=h3$ [mm]	70
$h2$ [mm]	360
$h$ [mm]	430
$b1=b3$ [mm]	2000
$b2$ [mm]	90
Antall limtrebjelker per element	3
$\gamma1$ og $\gamma3$ ["komposittvirkning"]	1



Type	DM+L
	<b>Dobbel Massivtre + Limtre</b>
Material 1	Massivtre
Material 2	Limtre
Material 3	Massivtre
E-modul 1 [MPa]	11000
E-modul 2 [Mpa]	13000
E-modul 3 [Mpa]	11000
$h1=h3$ [mm]	69,5
$h2$ [mm]	270
$h$ [mm]	409
$b1=b3$ [mm]	2000
$b2$ [mm]	90
Antall limtrebjelker per element	3
$\gamma1$ og $\gamma3$ ["komposittvirkning"]	1



# Vedlegg B.4 Resultater av parametere

## 1.) Resultater hentes fra vedlegg B.2

### Bruksegenskaper

Type	Frekvens[Hz]	Nedbøyning[mm]	Bruksegenskaper [mm/Hz]	Poeng
DK+L	12,297	14,81	1,204	5
K+L	12,32	20,94	1,700	2
B+L	11,2	10,51	0,938	3
M+L	12,39	23,46	1,893	1
DM+L	12,195	17,27	1,416	4

### Klimapåvirkning

Type	Klimapåvirkning [kg CO2-ekv./m]	Poeng
DK+L	39,91	1
K+L	22,56	3
B+L	35,62	2
M+L	12,19	5
DM+L	19,52	4

B+L ble nedplassert til 3. plass, klarte ikke frekvenskriteriet > 12 Hz

### Materialkostnad

Type	Materialkostnad [NOK/m]	Poeng
DK+L	2495	1
K+L	1715	3
B+L	1412	5
M+L	1660	4
DM+L	2456	2

2.) Innad i hvert parameter gis poeng fra 1-5, hvor 5 gis beste utforming og 1 til dårligste utforming

### Produksjonsoperasjoner

Type	Antall arbeidsoperasjoner [stk]	Poeng
DK+L	5	4
K+L	3	5
B+L	4	4
M+L	3	5
DM+L	5	4

Grove operasjoner				
1	2	3	4	5
Håndtering av KertoQ*	Håndtering av limtre*	Lim og skruer	Håndtering av KertoQ*	Lim og skruer
Håndtering av KertoQ*	Håndtering av limtre*	Lim og skruer		
Lage formforskaling	Montering av hylser i forskaling	Støpping av fiberarmert betong	Håndtering av limtre*	Skrue inn forbindelseskruer
Håndtering av Massivtre*	Håndtering av limtre*	Lim og skruer		
Håndtering av Massivtre*	Håndtering av limtre*	Lim og skruer	Håndtering av Massivtre*	Lim og skruer

\* Baseres på at produkt er ferdig tilvirket

3.) Vekting fastsettes

4.) Resultatene fra hvert parameter oppsummeres i beslutningsverktøyet

	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<b>Bruksegenskaper</b>	50 %	5	2	3	1	4
<b>Klimapåvirkning</b>	30 %	1	3	2	5	4
<b>Materialkostnad uten mva.</b>	15 %	1	3	5	4	2
<b>Produksjonsoperasjoner</b>	5 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	100 %	3,15	2,6	3,05	2,85	3,7

Kriterier for tverrsnittene som må være oppfylt

Spennvidde = 9m

Frekvens > 12 Hz

Tverrsnitthøyde maks 500 mm

Elementbredde = 2000 mm

Maks 3 stk. limtrebjelker

5.) Tilslutt beregnes en sluttsum for hver utforming, ved at en summerer resultat fra hvert parameter multiplisert med parameterets vektning. Høyeste sum er utformingen som er best egnet.

## Vedlegg B.5 Sensitivitetsanalyse

SCENARIO 1	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	50 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	30 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	15 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	3,15	2,6	3,05	2,85	3,7

SCENARIO 2	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	50 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	30 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	15 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	3,45	2,8	2,95	2,95	3,9

SCENARIO 3	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	50 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	15 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	30 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	3,15	2,6	3,5	2,7	3,4

SCENARIO 4	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	50 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	5 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	30 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	15 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	3,45	2,8	3,7	2,7	3,4

SCENARIO 5	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	50 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	15 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	30 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	3,9	3,1	3,25	2,95	3,9

SCENARIO 6	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	50 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	5 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	15 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	30 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	3,9	3,1	3,55	2,85	3,7

SCENARIO 7	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	30 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	50 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	15 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	2,35	2,8	2,85	3,65	3,7

SCENARIO 8	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	30 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	50 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	15 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	2,65	3	2,75	3,75	3,9

SCENARIO 9	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	15 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	50 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	30 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	1,75	2,95	3,15	4,1	3,4

SCENARIO 10	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	5 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	50 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	30 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	15 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	1,65	3,25	3,25	4,5	3,4

SCENARIO 11	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	15 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	50 %	1	3	2	5	4
Materialekostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	30 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	2,5	3,45	2,9	4,35	3,9

Analysen består av totalt 44 scenarioer, hvor hvert scenario har ulik vektfordeling. Gjennomsnittet av summene til scenarioene beregnes, og differansen mot valgt vektning beregnes.

<b>SCENARIO 12</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	5 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	50 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	15 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	30 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,1</b>	<b>3,55</b>	<b>3,1</b>	<b>4,65</b>	<b>3,7</b>

<b>SCENARIO 13</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	30 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	15 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	50 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	5 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,35</b>	<b>2,8</b>	<b>3,9</b>	<b>3,3</b>	<b>3</b>

<b>SCENARIO 14</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	30 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	5 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	50 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	15 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,65</b>	<b>3</b>	<b>4,1</b>	<b>3,3</b>	<b>3</b>

<b>SCENARIO 15</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	15 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	30 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	50 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	5 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>1,75</b>	<b>2,95</b>	<b>3,75</b>	<b>3,9</b>	<b>3</b>

<b>SCENARIO 16</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	5 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	30 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	50 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	15 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>1,65</b>	<b>3,25</b>	<b>3,85</b>	<b>4,3</b>	<b>3</b>

<b>SCENARIO 17</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	15 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	5 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	50 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	30 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,5</b>	<b>3,45</b>	<b>4,25</b>	<b>3,9</b>	<b>3</b>

<b>SCENARIO 18</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	5 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	15 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	50 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	30 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,1</b>	<b>3,55</b>	<b>4,15</b>	<b>4,3</b>	<b>3</b>

<b>SCENARIO 19</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	30 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	15 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	5 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	50 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>3,7</b>	<b>3,7</b>	<b>3,45</b>	<b>3,75</b>	<b>3,9</b>

<b>SCENARIO 20</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	30 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	5 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	15 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	50 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>3,7</b>	<b>3,7</b>	<b>3,75</b>	<b>3,65</b>	<b>3,7</b>

<b>SCENARIO 21</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	15 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	30 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	5 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	50 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>3,1</b>	<b>3,85</b>	<b>3,3</b>	<b>4,35</b>	<b>3,9</b>

<b>SCENARIO 22</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	5 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	30 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	15 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	50 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,7</b>	<b>3,95</b>	<b>3,5</b>	<b>4,65</b>	<b>3,7</b>

<b>SCENARIO 23</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	15 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	5 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	30 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	50 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>3,1</b>	<b>3,85</b>	<b>4,05</b>	<b>4,1</b>	<b>3,4</b>

<b>SCENARIO 24</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	5 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	15 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	30 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	50 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,7</b>	<b>3,95</b>	<b>3,95</b>	<b>4,5</b>	<b>3,4</b>

<b>SCENARIO 25</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	50 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	30 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	10 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	10 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>3,3</b>	<b>2,7</b>	<b>3</b>	<b>2,9</b>	<b>3,8</b>

<b>SCENARIO 26</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	50 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	10 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	30 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	10 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>3,3</b>	<b>2,7</b>	<b>3,6</b>	<b>2,7</b>	<b>3,4</b>

<b>SCENARIO 27</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	50 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	10 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	10 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	30 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>3,9</b>	<b>3,1</b>	<b>3,4</b>	<b>2,9</b>	<b>3,8</b>

<b>SCENARIO 28</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	10 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	50 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	10 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	30 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,3</b>	<b>3,5</b>	<b>3</b>	<b>4,5</b>	<b>3,8</b>

<b>SCENARIO 29</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	10 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	50 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	30 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	10 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>1,7</b>	<b>3,1</b>	<b>3,2</b>	<b>4,3</b>	<b>3,4</b>

<b>SCENARIO 30</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	30 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	50 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	10 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	10 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,5</b>	<b>2,9</b>	<b>2,8</b>	<b>3,7</b>	<b>3,8</b>

<b>SCENARIO 31</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	30 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	10 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	50 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	10 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,5</b>	<b>2,9</b>	<b>4</b>	<b>3,3</b>	<b>3</b>

<b>SCENARIO 32</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	30 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	10 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	10 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	50 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>3,7</b>	<b>3,7</b>	<b>3,6</b>	<b>3,7</b>	<b>3,8</b>

<b>SCENARIO 33</b>	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
<i>Bruksegenskaper</i>	10 %	5	2	3	1	4
<i>Klimapåvirkning</i>	30 %	1	3	2	5	4
<i>Materialekostnad uten mva.</i>	10 %	1	3	5	4	2
<i>Produksjonsoperasjoner</i>	50 %	4	5	4	5	4
<b>Sum</b>	<b>100 %</b>	<b>2,9</b>	<b>3,9</b>	<b>3,4</b>	<b>4,5</b>	<b>3,8</b>

SCENARIO 34	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	10 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	30 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	50 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	10 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	1,7	3,1	3,8	4,1	3

SCENARIO 35	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	80 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	10 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	4,35	2,3	3,05	1,75	3,9

SCENARIO 36	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	80 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	5 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	10 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	4,35	2,3	3,2	1,7	3,8

SCENARIO 37	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	80 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	5 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	10 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	4,5	2,4	3,15	1,75	3,9

SCENARIO 38	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	5 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	80 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	10 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	1,5	3,15	2,4	4,75	3,9

SCENARIO 39	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	5 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	80 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	10 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	1,35	3,05	2,45	4,7	3,8

SCENARIO 40	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	10 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	80 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	1,55	3	2,35	4,55	3,9

SCENARIO 41	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	10 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	5 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	80 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	1,55	3	4,6	3,8	2,4

SCENARIO 42	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	10 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	5 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	80 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	3,8	4,5	3,85	4,55	3,9

SCENARIO 43	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	5 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	10 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	5 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	80 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	3,6	4,55	3,8	4,75	3,9

SCENARIO 44	Vekting [%]	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Bruksegenskaper	5 %	5	2	3	1	4
Klimapåvirkning	10 %	1	3	2	5	4
Materialkostnad uten mva.	80 %	1	3	5	4	2
Produksjonsoperasjoner	5 %	4	5	4	5	4
Sum	100 %	1,35	3,05	4,55	4	2,4

	DK+L	K+L	B+L	M+L	DM+L
Gjennomsnitt av alle scenarier	2,80	3,24	3,43	3,73	3,55
Sum etter valgt vekting	3,15	2,6	3,05	2,85	3,7
Differanse	-0,35	0,64	0,38	0,88	-0,15

← Resultat

## Vedlegg B.6 Innhentede tall for klimapåvirkning

En forutsetning for beregningene er at verdiene for klimagassutslippet gjelder for produkt-fasen (A1-A3). I korrespondanse med Bård Sverre Solem fra Eggen-Arkitekter er klimagassutslippet fra materialer som er brukt i modell 3 fremstilt i figuren under.

Fra: Bård Sverre Solem <[bss@eggen-arkitekter.no](mailto:bss@eggen-arkitekter.no)>  
 Sendt: 1. mars 2016 16:27  
 Til: Martin Flattum Hartnes  
 Kopi: Kim Andre Åby  
 Emne: Re: Dekkekonstruksjoner - NTNU

Kjempespennende tema dere jobber med! Kerto kan absolutt være et alternativ til massivtre.  
 Jeg har bare deklarasjon fra en finsk produsent. Produktet har dobbelt så høyt klimagassutslipp som f.eks. massivtre fra Martinson. Det kan likevel være interessant å vurdere hvis det har andre egenskaper som slår positivt ut mht. lyd, brann, stivhet mm. Vedlegger noen deklarasjoner dere kan se på.

Kerto fra MetsäWood:  
 Den angir følgende utslipp pr. m<sup>3</sup>  
 GWP inkl. CO<sub>2</sub>-lagring: -653 kg CO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>  
 CO<sub>2</sub>-lagring: -789 kg CO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>  
 GWP ekskl. CO<sub>2</sub>-lagring: 136 kg CO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>

Limtre Martinson:  
 GWP inkl. CO<sub>2</sub>-lagring: -679 kg CO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>  
 CO<sub>2</sub>-lagring: -718 kg CO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>  
 GWP ekskl. CO<sub>2</sub>-lagring: 39 kg CO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>

Massivtre Martinson:  
 GWP inkl. CO<sub>2</sub>-lagring: -658 kg CO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>  
 CO<sub>2</sub>-lagring: -718 kg CO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>  
 GWP ekskl. CO<sub>2</sub>-lagring: 60 kg CO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>

Håper å bli informert om resultatet når den tid kommer...

Med hilsen

Bård S. Solem  
 EGGEN ARKITEKTER AS  
 Havstein Vestre, Statsråd Krohgs veg 15E, 7021 TRONDHEIM  
 Sentralbord.: 72567510 Mob.: 90661429  
 E-post: [bss@eggen-arkitekter.no](mailto:bss@eggen-arkitekter.no) Hjemmeside: [www.eggen-arkitekter.no](http://www.eggen-arkitekter.no)

Figur B.6.1 Klimagassutslipp for Kerto-Q, limtre og massivtre.

Klimagassutslippet brukt i beregninger under beslutningsverktøyet for armeringnett og betong er vist i figurene under. Verdiene er hentet fra EPD-norge ([www.epd-norge.no](http://www.epd-norge.no)), der armering har 0,331 kg CO<sub>2</sub>-ekv/kg<sub>stål</sub> som gir 2582 kg CO<sub>2</sub>-ekv/m<sup>3</sup> for armeringsnett med 8 mm diameter. Betongen har et utslipp på 243,7 kg CO<sub>2</sub>-ekv/m<sup>3</sup>.

Environmental impact			
Parameter	Unit	A1-A3	A4
GWP	kg CO <sub>2</sub> -eqv	3,31E-01	5,05E-04

Figur B.6.2 Klimagassutslipp for armeringsnett.

Parameter	Enhet	Deklarert enhet A1-A3	Transport til kunde A4
GWP	Drivhuseffekt	kg CO <sub>2</sub> -ekv/m <sup>3</sup> betong	243,7
			0,1

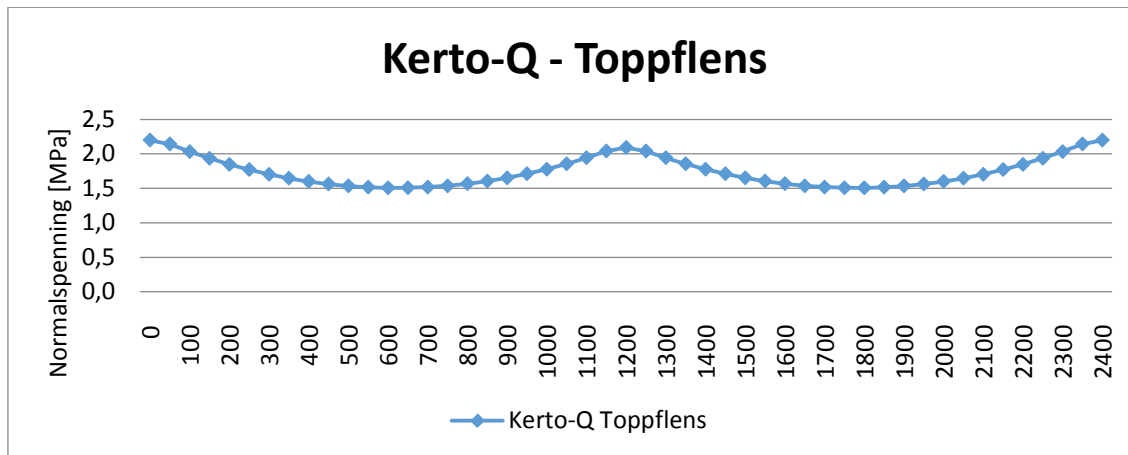
Figur B.6.3 Klimagassutslipp for betong.

## Vedlegg B.7 Effektiv tykkelse og utnyttelse av flensene

Under er det gjort en numerisk analyse for å finne effektiv tykkelse og utnyttelse av topp- og bunnflensen i massivtre og toppflens i Kerto-Q. Det er et fritt opplagt element bestående av 69 mm tykk Kerto-q, 90 mm tykk massivtre og et varierende antall limtrebjelker.

### Modellgp med 2400mm bredde og 3 stk. limtrebjelker CE GL30C på 90x225 med c/c 1155 mm

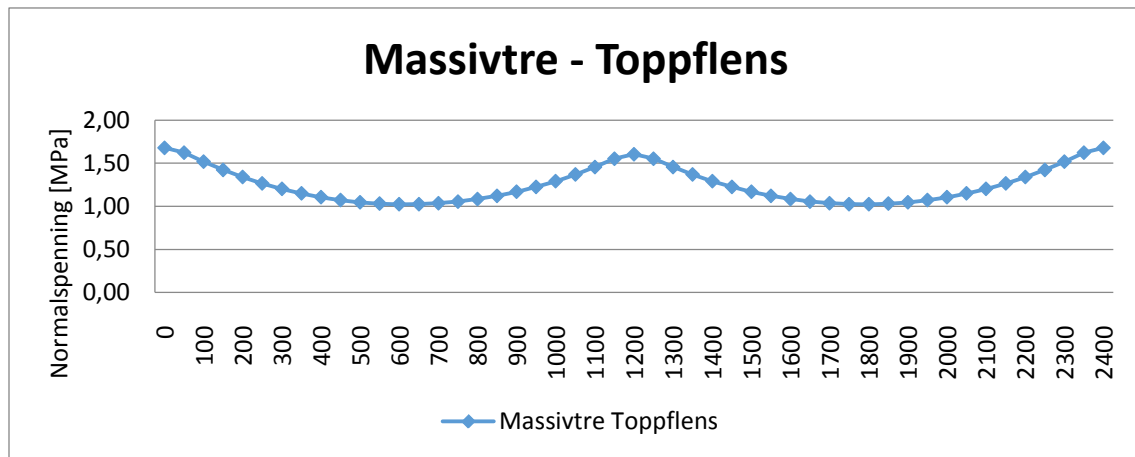
Spenningsvariasjon over bredden til modellen med Kerto-Q i toppflensen og 3 limtrebjelker:



#### Effektivt tverrsnitt

Gjennomsnittlig toppspenning:	2,2 N/mm <sup>2</sup>
Platebredde:	2400 mm
Tykkelse Kerto-Q:	69 mm
Spenningsareal funnet numerisk:	4165,4 N/mm
Effektiv tykkelse:	55,4 mm
Utnyttelse av Kerto-Q i toppflensen:	80,3 %

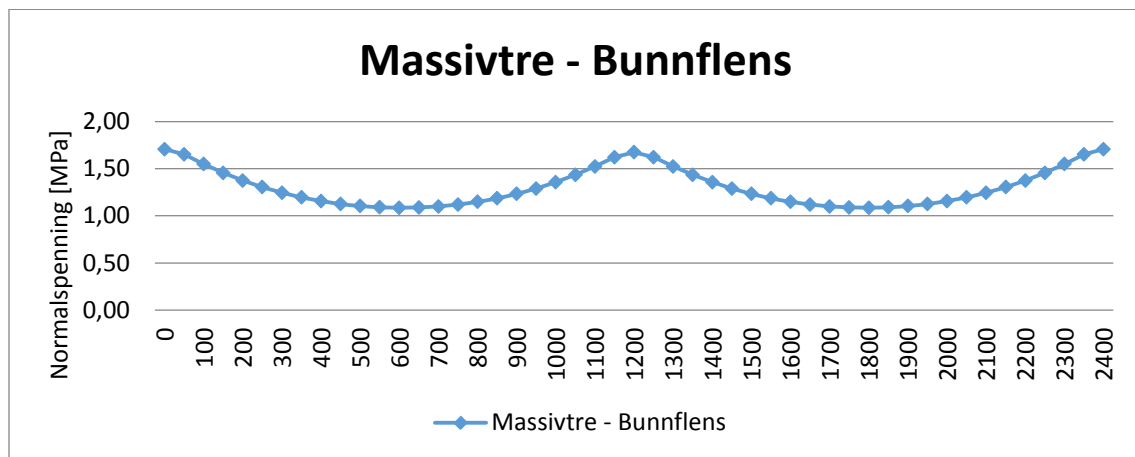
Spenningsvariasjon over bredden til modellen med massivtre i toppflensen og 3 limtrebjelker:



**Effektivt tverrsnitt**

Gjennomsnittlig toppspenning:	1,7 N/mm <sup>2</sup>
Platebredde:	2400 mm
Tykkelse massivtre:	90 mm
Spenningsareal funnet numerisk:	2982,0 N/mm <sup>2</sup>
Effektiv tykkelse:	67,6 mm
Utnyttelse av massivtre i toppflensen:	75,1 %

Spenningsvariasjon over bredden til modellen med massivtre i bunnflensen og 3 limtrebjelker:



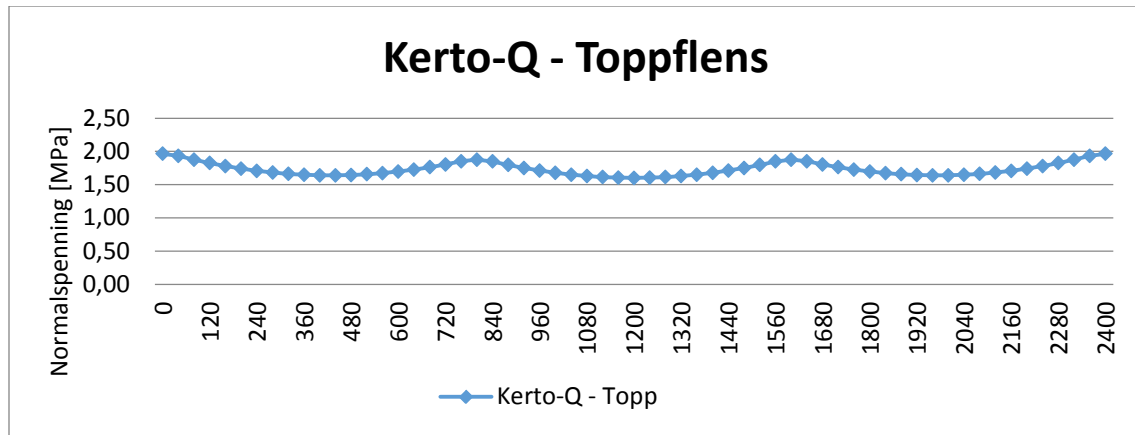
**Effektivt tverrsnitt**

Gjennomsnittlig toppspenning:	1,7 N/mm <sup>2</sup>
Platebredde:	2400 mm
Tykkelse massivtre:	90 mm
Spenningsareal funnet numerisk:	3112,8 N/mm
Effektiv tykkelse:	68,8 mm
Utnyttelse av massivtre i bunnflensen:	76,5 %



### Modell 3 med 2400mm bredde og 4 stk. limtrebjelker CE GL30C på 90x225 med c/c 770.

Spenningsvariasjon over bredden til modell 3 med Kerto-Q i toppflensen og 4 limtrebjelker:



#### Effektivt tverrsnitt

Gjennomsnittlig toppspenning: 1,9 N/mm<sup>2</sup>

Platebredde: 2400 mm

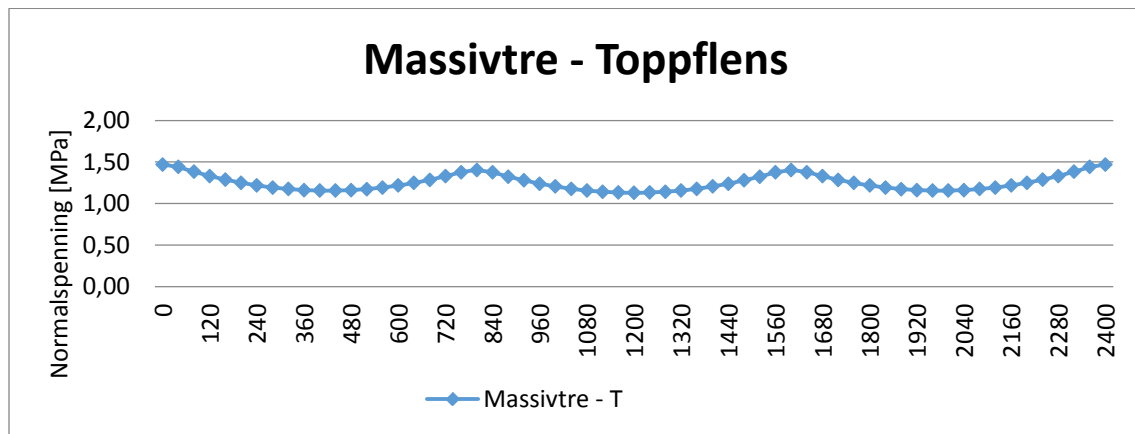
Tykkelse Kerto-Q: 69 mm

Spenningsareal funnet numerisk: 4150,8 N/mm

Effektiv tykkelse:	62,1 mm
--------------------	---------

Utnytteles av Kerto-Q toppflens:	90,1 %
----------------------------------	--------

Spenningsvariasjon over bredden til modell 3 med massivtre i toppflensen og 4 limtrebjelker:



#### Effektivt tverrsnitt

Gjennomsnittlig toppspenning: 1,4 N/mm<sup>2</sup>

Platebredde: 2400 mm

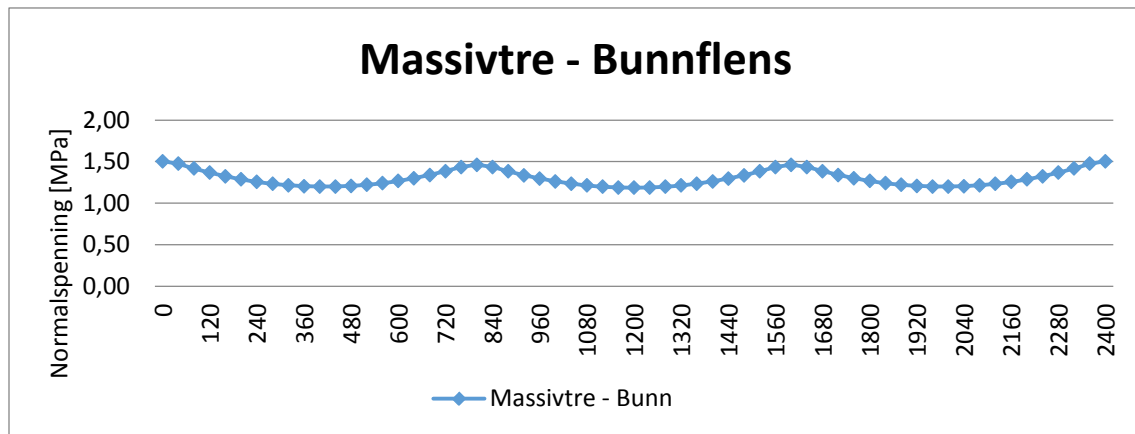
Tykkelse Kerto-Q: 90 mm

Spenningsareal funnet numerisk: 2996,9 N/mm

Effektiv tykkelse:	78,2 mm
--------------------	---------

Utnytteles av massivtre toppflens:	86,9 %
------------------------------------	--------

Spenningsvariasjon over bredden til modell 3 med massivtre i bunnflensen og 4 limtrebjelker:

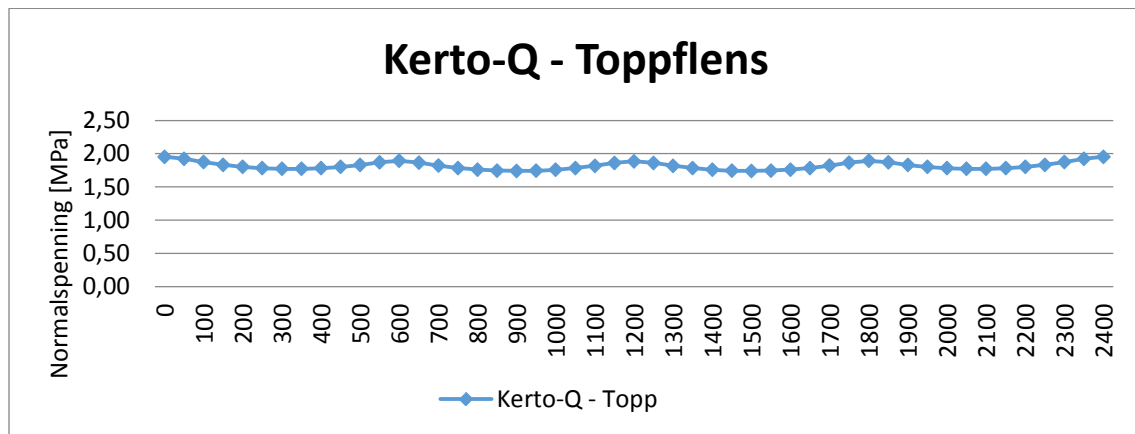


**Effektivt tverrsnitt**

Gjennomsnittlig toppspenning:	1,5 N/mm <sup>2</sup>
Platebredde:	2400 mm
Tykkelse massivtre:	90 mm
Spenningsareal funnet numerisk:	3113,9 N/mm
Effektiv tykkelse:	78,7 mm
Utnytteles av massivtre bunnflens:	87,4 %

Modellgp med 2400mm bredde og 5 stk. limtrebjelker CE GL30C på 90x225 med c/c 577,5.

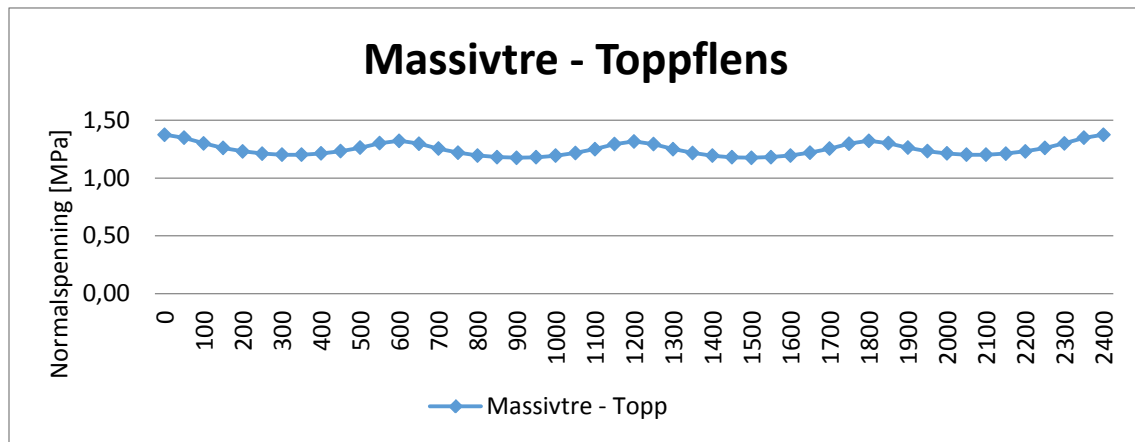
Spenningsvariasjon over bredden til modellen med Kerto-Q i toppflensen og 5 limtrebjelker:



**Effektivt tverrsnitt**

Gjennomsnittlig toppspenning:	1,9 N/mm <sup>2</sup>
Platebredde:	2400 mm
Tykkelse Kerto-Q:	69 mm
Spenningsareal funnet numerisk:	4352,5 N/mm
Effektiv tykkelse:	65,4 mm
Utnytteles av Kerto-Q toppflens:	94,7 %

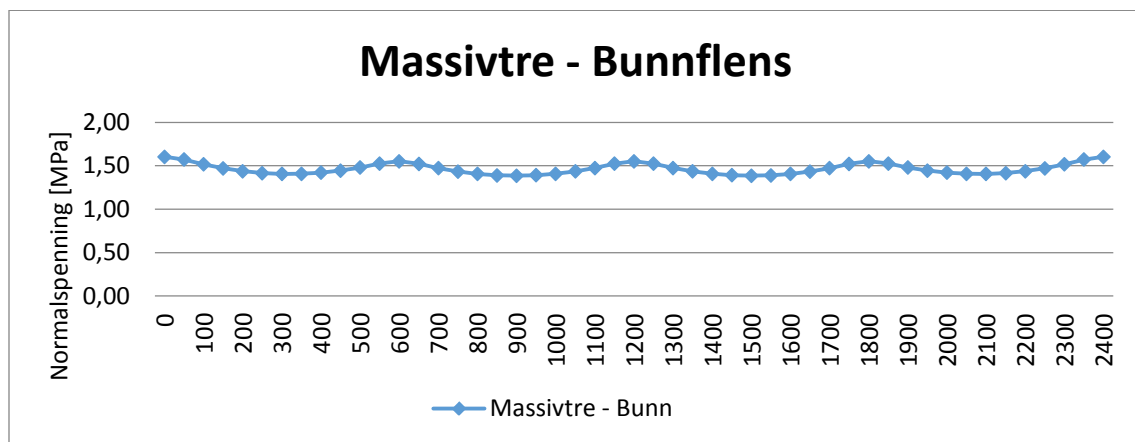
Spenningsvariasjon over bredden til modellen med massivtre i toppflensen og 5 limtrebjelker:



**Effektivt tverrsnitt**

Gjennomsnittlig toppspenning:	1,3 N/mm <sup>2</sup>
Platebredde:	2400 mm
Tykkelse Kerto-Q:	90 mm
Spenningsareal funnet numerisk:	2987,3 N/mm
Effektiv tykkelse:	83,5 mm
Utnytteles av Kerto-Q toppflens:	92,8 %

Spenningsvariasjon over bredden til modellen med massivtre i bunnflensen og 5 limtrebjelker:



**Effektivt tverrsnitt**

Gjennomsnittlig toppspenning:	1,6 N/mm <sup>2</sup>
Platebredde:	2400 mm
Tykkelse massivtre:	90 mm
Spenningsareal funnet numerisk:	3507,0 N/mm
Effektiv tykkelse:	83,7 mm
Utnytteles av massivtre bunnflens:	93,0 %

# Vedlegg B.8 Bøystivhet - 3, 4 og 5 limtrebjelker

## Analyse for å finne bøystivheten for ingen og full komposittvirkning med 3, 4 og 5 limtrebjelker.

### INPUT:

#### Geometri

$$L_{\text{span}} := 8\text{m}$$

#### Tverrsnitt 1 - KertoQ

$$b1 := 2400\text{mm}$$

$$h1 := 69\text{mm}$$

$$A1 := b1 \cdot h1 = 165600\text{mm}^2$$

#### Tverrsnitt 3 - Massivtre

$$t_{\text{lam.langs}} := 30\text{mm}$$

$$t_{\text{lam.tverr}} := 30\text{mm}$$

$$b3 := 2400\text{mm}$$

$$h3 := 90\text{mm}$$

$$A3_{\text{eff}} := 2b3 \cdot t_{\text{lam.langs}} = 144000\text{mm}^2$$

$$A3 := b3 \cdot h3 = 216000\text{mm}^2$$

#### Materialelegenskaper

##### KertoQ

$$\rho1 := 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E1 := 10500\text{MPa}$$

$$I1 := \frac{b1 \cdot h1^3}{12}$$

$$I1 = 6.57 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

##### Massivtre

$$\rho3 := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E3 := 11000\text{MPa}$$

$$I3 := 2 \frac{b3 \cdot t_{\text{lam.langs}}^3}{12} + 2 \cdot b3 \cdot t_{\text{lam.langs}} \cdot \left( \frac{t_{\text{lam.langs}} + t_{\text{lam.tverr}}}{2} \right)^2$$

$$I3 = 1.4 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

#### Tverrsnitt 2 - Limtre

$$\text{antallbjelker} := 3$$

$$b2 := \text{antallbjelker} \cdot 90\text{mm}$$

$$h2 := 225\text{mm}$$

$$A2 := b2 \cdot h2 = 60750\text{mm}^2$$

#### Limtre GL30c

$$\rho2 := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E2 := 13000\text{MPa}$$

$$I2 := \frac{b2 \cdot h2^3}{12} = 2.56 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

## **NS-EN 1995-1-1, B.2 Effektiv bøyestivhet**

$$\gamma_1 := 1$$

$$\gamma_2 := 1$$

$$\gamma_3 := 1$$

$$a_2 := \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}} \cdot (h_2 + h_3)}{2(\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}})} = 1.49 \cdot \text{mm}$$

$$a_1 := \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 = 145.51 \cdot \text{mm}$$

$$a_3 := \frac{(h_3 + h_2)}{2} + a_2 = 158.99 \cdot \text{mm}$$

$$EI_{\text{ef}} := (E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2) + (E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2) + (E_3 \cdot I_3 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}} \cdot a_3^2)$$

$$EI_{0.\text{ibjelker}} := (E_1 \cdot I_1) + (E_2 \cdot I_2) + (E_3 \cdot I_3) = 5.566 \times 10^{12} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{full. ibjelker}} := EI_{\text{ef}} = 8.242 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

### **Oppsummering**

$$EI_{0.3\text{bjelker}} := 5.566 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{full.3bjelker}} := 8.242 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{0.4\text{bjelker}} := 6.677 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{full.4bjelker}} := 8.323 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{0.5\text{bjelker}} := 7.787 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{full.5bjelker}} := 8.465 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Ved å endre parameteret "antall bjelker" får en ut bøyestivehten for ingen og full komposittvirkning for 3, 4, og 5 bjelker.

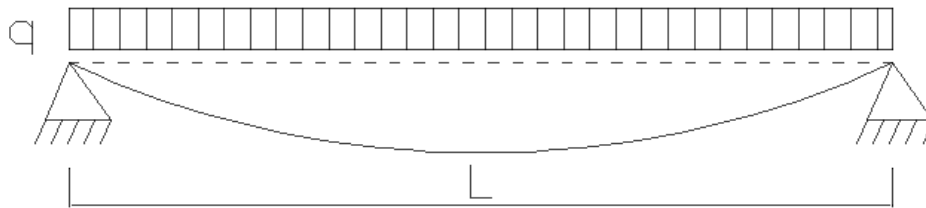
# Vedlegg B.9 Effektivitet, og bøyestivhet i lengde- /tverretning

## Konstruksjonsstivhet for modell 3

### Stivhet i lengderetning

Det er valgt å finne bøyestivheten til modell 3 i lengderetning ved bruk av last og nedbøying hentet fra Abaqus-modellen og standard bjelkeformler. Bjelkeformlene fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last og punktlast er brukt til å kalibrere den effektive bøyestivheten,  $EI_{ef}$ .

Effektiv bøyestivhet ( $EI_{ef.est.q}$ ) estimert fra figuren vist under:



$$L_{span} := 8m$$

$$q := 2.4m \cdot 5 \frac{kN}{m^2} = 12 \cdot \frac{kN}{m}$$

Formel for nedbøying på midten  
av bjelke med jevnt fordelt last:

$$\Delta_q := \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI}$$

Bøyestivhet i lengderetning for modell 3 med 4 limtrebjelker i forhold til stivhet fra tillegg B:

$$\Delta_{midt.q} := 10.786mm$$

$$\Delta_{side.q} := 10.557mm$$

$$\Delta_{middel.q} := \frac{\Delta_{midt.q} + \Delta_{side.q}}{2} = 10.671 \cdot mm$$
 Middelerdien for nedbøying av midtbejelke og sidebejelke.

$$EI_{ef.est.q} := \frac{5 \cdot q \cdot L_{span}^4}{384 \cdot \Delta_{middel.q}} = 5.997 \times 10^{13} \cdot N \cdot mm^2$$

$$EI_{full.\gamma.4bjelker} := 8.323 \times 10^{13} \cdot N \cdot mm^2$$

$$EI_{0.4bjelker} := 6.677 \times 10^{12} \cdot N \cdot mm^2$$

$$\eta := \frac{EI_{ef.est.q} - EI_{0.4bjelker}}{EI_{full.\gamma.4bjelker} - EI_{0.4bjelker}} = 0.7$$

Effektiviteten - forholdet mellom den estimerte effektive bøyestivheten og den funnet teoretisk fra NS-EN 1995 tillegg B med fullt utnyttet tverrsnitt.

Bøyestivhet i lengderetning for modellen med 3 limtrebjelker i forhold til stivhet fra tillegg B:

$$\Delta_{\text{midt.q3}} := 13.001\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{side.q3}} := 12.420\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{middel.q3}} := \frac{\Delta_{\text{midt.q3}} + 2\Delta_{\text{side.q3}}}{3} = 12.614\cdot\text{mm}$$
 Middel-verdien for nedbøying av midtbjelke og to sidebjelker.

$$EI_{\text{ef.est.q.3bjelker}} := \frac{5\cdot q\cdot L_{\text{span}}^4}{384\cdot\Delta_{\text{middel.q3}}} = 5.074 \times 10^{13}\cdot\text{N}\cdot\text{mm}^2$$

$$EI_{\text{full.}\gamma.3\text{bjelker}} := 8.242 \times 10^{13}\text{ N}\cdot\text{mm}^2$$

$$EI_{0.3\text{bjelker}} := 5.566 \times 10^{12}\text{ N}\cdot\text{mm}^2$$

$$\eta_{3.\text{bjelker}} := \frac{EI_{\text{ef.est.q.3bjelker}} - EI_{0.3\text{bjelker}}}{EI_{\text{full.}\gamma.3\text{bjelker}} - EI_{0.3\text{bjelker}}} = 0.59$$

Effektiviteten - forholdet mellom den estimerte effektive bøyestivheten og den funnet fra NS-EN 1995 tillegg B med fullt utnyttetvernsnitt.

Bøyestivhet i lengderetning for modellen med 5 limtrebjelker i forhold til stivhet fra tillegg B:

$$\Delta_{\text{midt.q5}} := 9.750\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{side.q5}} := 9.611\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{mellom.q5}} := 9.716\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{middel.q5}} := \frac{\Delta_{\text{midt.q5}} + 2\Delta_{\text{side.q5}} + 2\cdot\Delta_{\text{mellom.q5}}}{5} = 9.681\cdot\text{mm}$$

Middel-verdien for nedbøying av midtbjelke, to mellombjelker og to sidebjelker.

$$EI_{\text{ef.est.q.5bjelker}} := \frac{5\cdot q\cdot L_{\text{span}}^4}{384\cdot\Delta_{\text{middel.q5}}} = 6.611 \times 10^{13}\cdot\text{N}\cdot\text{mm}^2$$

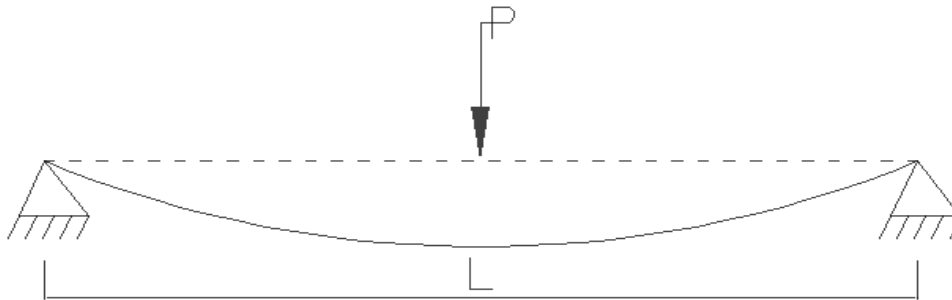
$$EI_{\text{full.}\gamma.5\text{bjelker}} := 8.465 \times 10^{13}\text{ N}\cdot\text{mm}^2$$

$$EI_{0.5\text{bjelker}} := 7.787 \times 10^{12}\text{ N}\cdot\text{mm}^2$$

$$\eta_{5.\text{bjelker}} := \frac{EI_{\text{ef.est.q.5bjelker}} - EI_{0.5\text{bjelker}}}{EI_{\text{full.}\gamma.5\text{bjelker}} - EI_{0.5\text{bjelker}}} = 0.76$$

Effektiviteten - forholdet mellom den kalibrerte effektive bøyestivheten og den funnet fra NS-EN 1995 tillegg B med fullt utnyttet tverrsnitt.

Effektiv bøyestivhet ( $EI_{\text{ef.est.P}}$ ) estimert fra figuren vist under:



$$P := 1000\text{N}$$

$$\Delta_{\text{midt.P}} := 0.204\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{side.P}} := 0.156\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{middel.P}} := \frac{\Delta_{\text{midt.P}} + \Delta_{\text{side.P}}}{2} = 0.18 \cdot \text{mm}$$

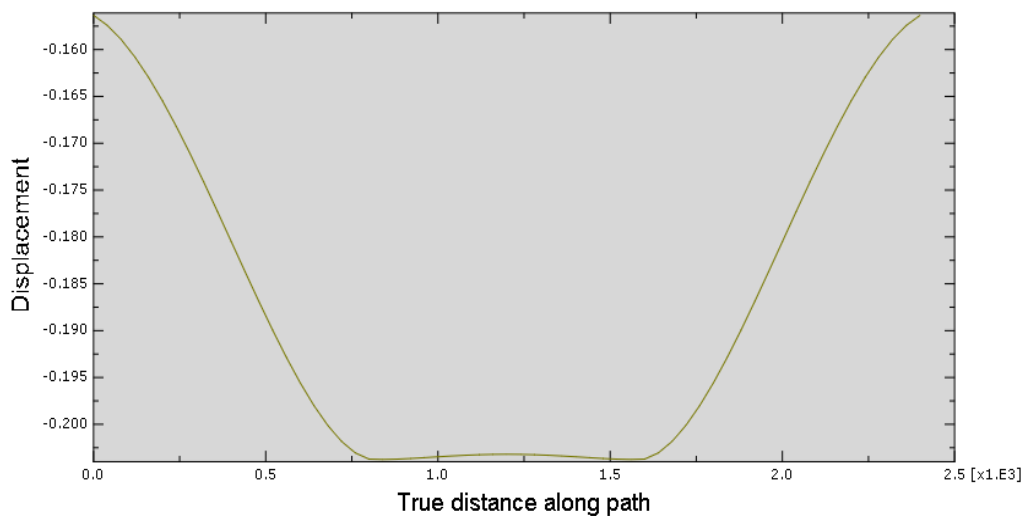
$$EI_{\text{ef.est.P}} := \frac{P \cdot L_{\text{span}}^3}{48 \cdot \Delta_{\text{middel.P}}} = 5.926 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Formel for nedbøying på midten av bjelke med punktlast:

$$\Delta_P := \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot EI}$$

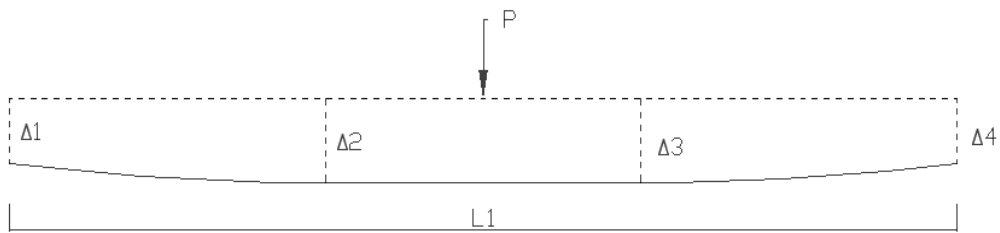
### Stivhet i tverretning

Bøyestivhet i tverretning er beregnet på grunnlag av nedbøying, rotasjon og last hentet fra Abaqus-modellen av modell 3. Nedenfor illustreres nedbøying av bunnplaten fra en punktlast i midten. Dette viser best nedbøyningskurven over bredden av modell 3.





Figuren under viser total nedbøyning ( $\Delta_i$ ) til hver bjelke og plassering av punktlast:



Nedbøyning på hver bjelke:

$$\Delta_1 := 0.156\text{mm}$$

$$\Delta_2 := 0.204\text{mm}$$

$$\Delta_3 := \Delta_2$$

$$\Delta_4 := \Delta_1$$

Sammenheng av nedbøyning mellom bjelkene:

$$r_1 := \frac{\Delta_1}{\Delta_2} = 0.765 \quad \text{Forhold mellom nedbøyning i bjelke 1 og bjelke 2}$$

$$r_2 := 1$$

$$r_3 := 1$$

$$r_4 := \frac{\Delta_4}{\Delta_3} = 0.765 \quad \text{Forhold mellom nedbøyning i bjelke 4 og bjelke 3}$$

Fordeling av punktlast  $P$  på hver bjelke:

$$P_1 := P \cdot \frac{r_1}{u} = 216.667 \text{ N}$$

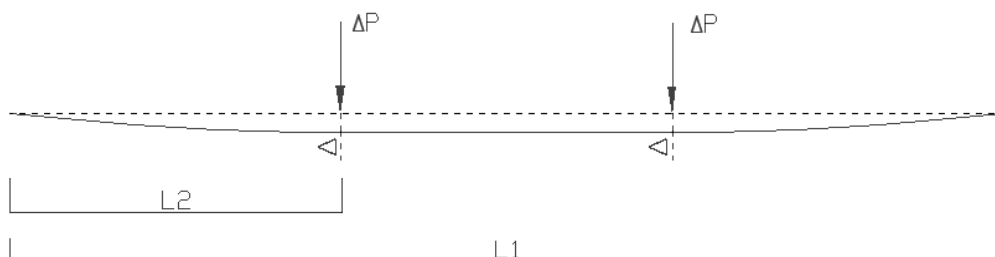
$$P_2 := P \cdot \frac{r_2}{u} = 283.333 \text{ N}$$

$$P_3 := P \cdot \frac{r_3}{u} = 283.333 \text{ N}$$

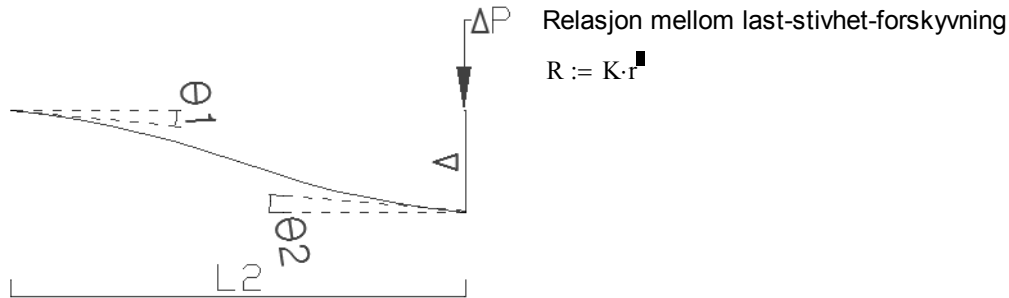
$$P_4 := P \cdot \frac{r_4}{u} = 216.667 \text{ N}$$

$$u := r_1 + r_2 + r_3 + r_4 = 3.529$$

Figuren nedenfor fremstiller hvordan modell 3 oppfører seg i tverretning i på grunnlag av figuren hentet fra Abaqus, se forrige side. Nedbøyningen i bjelkens tverretning og resterende last som kreves for denne nedbøyningen vises.  $L_1$  er modell 3 sin bredde og  $L_2$  er avstanden mellom sidebjelke og midtbjelke.



Nedbøyingen mellom sidebjelken og midtbjelken har en form som vist i figuren under. Det er ingen videre nedbøyning mellom midtbjelkene. Ved å bruke stivhetsmatrisen for en bjelke med fire frihetsgrader, der lastn (R) og frihetsgrader (r) er kjent er det mulig å løse ut en effektiv bøyestivhet i tverretning,  $EI_{\text{ef.est.tverr}}$ .



Lastmatrise:

$$R := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ -\Delta P \\ 0 \end{pmatrix}$$

Stivhetsmatrise:

$$K := \frac{EI}{L2^3} \cdot \begin{pmatrix} 12 & -6L2 & -12 & -6L2 \\ -6L2 & 4 \cdot L2^2 & 6L2 & 2 \cdot L2^2 \\ -12 & 6L2 & 12 & 6L2 \\ -6L2 & 2 \cdot L2^2 & 6L2 & 4 \cdot L2^2 \end{pmatrix}$$

Frihetsgrader:

$$r := \begin{pmatrix} 0 \\ \theta 1 \\ -\Delta \\ \theta 2 \end{pmatrix}$$

Hentet fra Abaqus:

$$\Delta P := P2 - P1 = 66.667 \cdot N$$

$$\Delta := \Delta 2 - \Delta 1 = 0.048 \cdot \text{mm}$$

$$\theta 1 := 4.893 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

$$\theta 2 := 4.487 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

Bredden:

$$L1 := 2400 \text{ mm}$$

$$L2 := \frac{L1}{3}$$

$$-\Delta P := \frac{EI}{L2^3} \cdot (6L2 \cdot \theta 1 + 12 \cdot \Delta + 6 \cdot L2 \cdot \theta 2)$$

$$EI_{\text{ef.est.tverr}} := \frac{-\Delta P \cdot L2^3}{(6L2 \cdot \theta 1 - 12 \cdot \Delta + 6 \cdot L2 \cdot \theta 2)} = 2.714 \times 10^{11} \cdot N \cdot \text{mm}^2$$

Bøyestivhet per meter med henhold på materialer som er valgt i tverretning:

$$b1 := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$b2 := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$h1 := 69\text{mm}$$

$$h2 := 30\text{mm}$$

$$I1 := \frac{b1 \cdot h1^3}{12} = 2.738 \times 10^7 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^4$$

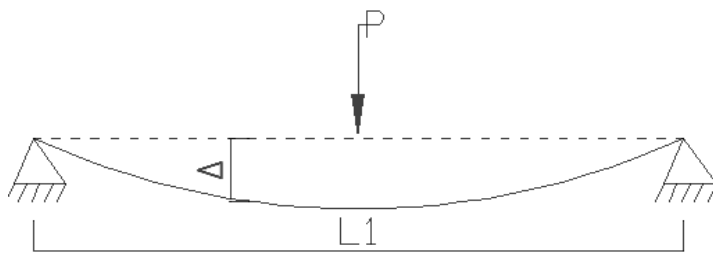
$$I2 := \frac{b2 \cdot h2^3}{12} = 2.25 \times 10^6 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^4$$

$$E1 := 2500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

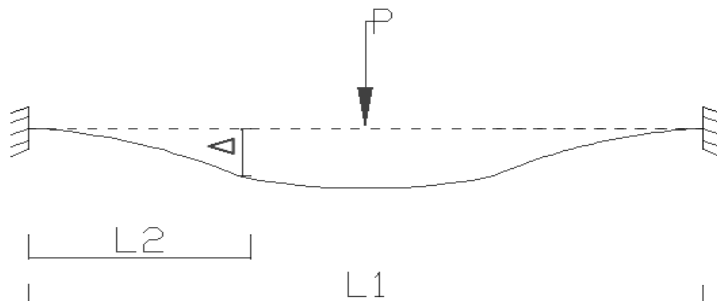
$$E2 := 8000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$EI_{\text{material}} := E1 \cdot I1 + E2 \cdot I2 = 8.644 \times 10^{10} \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Bøyestivhet med henhold på bjelkeformler med nedbøyning og last hentet fra Abaqus:



$$EI_{\text{est.fritt.opplagt}} := \frac{2\Delta P \cdot L2}{48 \cdot \Delta} \cdot (3 \cdot L1^2 - 4 \cdot L2^2) = 6.815 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$



$$EI_{\text{est.fast.innspent}} := \frac{2\Delta P \cdot L2^2}{24 \cdot \Delta \cdot L1} \cdot \left( \frac{3}{2} L1^2 - 2 \cdot L1 \cdot L2 \right) = 1.481 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

### Oppsummering:

Bøyestivhet i lengderetning:

$$EI_{\text{ef.est.q}} = 5.997 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{ef.est.P}} = 5.926 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Bøyestivhet i tverretning:

$$EI_{\text{ef.est.tverr}} = 2.714 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{material}} = 8.644 \times 10^{10} \cdot \frac{\text{N} \cdot \text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$EI_{\text{est.fritt.opplagt}} = 6.815 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{est.fast.innspent}} = 1.481 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Bøyestivheten i lengderetning virker som gode resultater siden det blir tilnærmet samme stivhet ved estimering med utgangspunkt for jevnt fordelt last og punktlast.

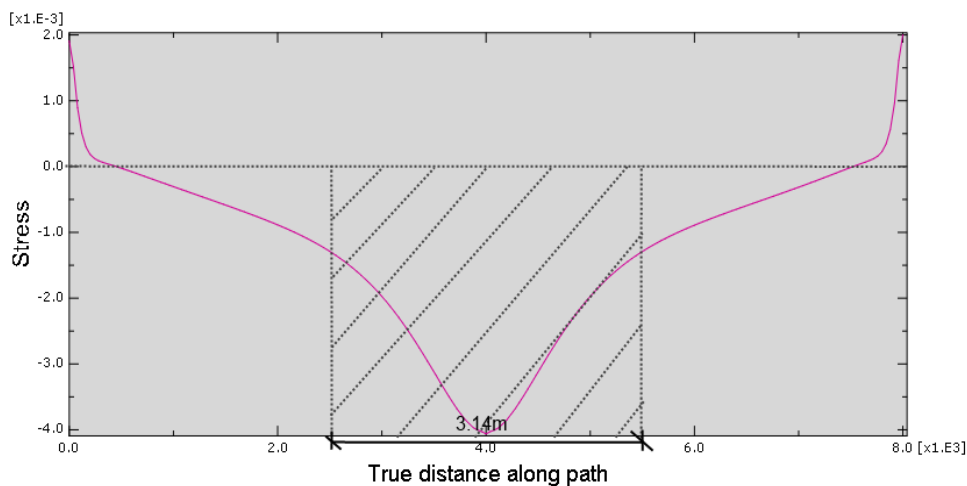
Bøyestivheten i tverretning skal ligge mellom bøyestivheten for en fast innspent bjelke og fritt opplagt bjelke i tverretning. Dette stemmer siden:

$$EI_{\text{kali.fast.innspent}} < EI_{\text{ef.est.tverr}} < EI_{\text{kali.fritt.opplagt}} \quad \blacksquare \quad \text{OK}$$

Fra formen på nedbøyingen virker tverretningen å oppføre seg nærmere fast innspent pga de små rotasjonene ved bjelkene. Dette er korrekt med tanke på bøyestivhet som er estimert frem.

Bøyestivheten funnet på grunnlag av materiale er stivhet per meter. Usikkerhet av effektiv bredde i tverretningen gjør at det ikke er lett å finne total bøyestivhet. Som vist under blir bøyestivheten på grunnlag av materialer lik den estimerte bøyestivheten, med en effektiv bredde på 3.14 m. Dette virker fornuftig ift. skissen under, av en effektiv bredde på 3.14 m fra spenninger i tverretning hentet fra Abaqus.

$$\frac{EI_{\text{ef.est.tverr}}}{EI_{\text{material}}} = 3.14 \text{ m}$$



# Vedlegg B.10 Brannanalyse

## Brannanalyse av modell 3

Etter NS-EN 1995-1-2 NA.4.2.1 (1) skal metoden med redusert tverrsnitt benyttes.

### Beregning av forkullingsdybde

$$\beta_n := 0.8 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$$

$$t := 90\text{min}$$

$$d_{\text{char.n}} := \beta_n \cdot t = 72\text{mm}$$

$$k_0 := \begin{cases} \frac{t}{20\text{min}} & \text{if } t < 20\text{min} \\ 1 & \text{if } t > 20\text{min} \end{cases} = 1$$

$$d_0 := 7\text{mm}$$

$$d_{\text{ef}} := d_{\text{char.n}} + k_0 d_0 = 79\text{mm}$$

### Beregning av spenninger etter tillegg B, NS-EN 1995-1-1

Antar samme effektive bredde på toppflens for redusert tverrsnitt som for fullt tverrsnitt. Velger konservativt å se bort fra bidraget til resterende sjikt fra massivtre.

#### Geometri

$$L_{\text{span}} := 8\text{m}$$

Tverrsnitt 1 - KertoQ

$$b1 := 2400\text{mm}$$

$$b1_{\text{eff}} := 0.901 \cdot b1 = 2162\text{mm}$$

$$h1 := 69\text{mm}$$

$$A1_{\text{eff}} := b1_{\text{eff}} \cdot h1 = 149205.6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A1 := b1 \cdot h1 = 165600 \cdot \text{mm}^2$$

Tverrsnitt 3 - Massivtre

$$t_{\text{lam.langs}} := 30\text{mm}$$

$$t_{\text{lam.tverr}} := 30\text{mm}$$

$$b3 := 2400\text{mm}$$

$$b3_{\text{eff}} := 0\text{mm}$$

$$h3 := 90\text{mm} - d_{\text{ef}} = 11\text{mm}$$

$$A3_{\text{eff}} := b3_{\text{eff}} \cdot h3 = 0 \cdot \text{mm}^2$$

$$A3 := b3 \cdot h3 = 26400 \cdot \text{mm}^2$$

Tverrsnitt 2 - Limtre

$$b2 := 4 \cdot 90\text{mm}$$

$$h2 := 225\text{mm}$$

$$A2 := b2 \cdot h2 = 81000 \cdot \text{mm}^2$$

## Materialelegenskaper

KertoQ

$$\rho_1 := 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_1 := 8800 \text{MPa}$$

$$I_1 := \frac{b_{1\text{eff}} \cdot h_1^3}{12}$$

$$I_1 = 5.92 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$f_{m,0,\text{flat},k} := 36 \text{MPa}$$

$$f_{c,o,k} := 26 \text{MPa}$$

Fastheter hentet fra Teknisk godkjenning Nr. 2142

Massivtre

$$\rho_3 := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_3 := 7400 \text{MPa}$$

$$I_3 := 2 \frac{b_{3\text{eff}} \cdot t_{\text{lam,langs}}^3}{12} + 2 \cdot b_{3\text{eff}} \cdot t_{\text{lam,langs}} \cdot \left( \frac{t_{\text{lam,langs}} + t_{\text{lam,tverr}}}{2} \right)^2$$

$$I_3 = 0 \times 10^0 \cdot \text{mm}^4$$

Limtre GL30c

$$\rho_2 := 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_2 := 10800 \text{MPa}$$

$$I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 3.42 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$f_{m,g,k} := 30 \text{MPa}$$

$$f_{t,0,g,k} := 19.5 \text{MPa}$$

$$f_{v,g,k} := 3.5 \text{MPa}$$

Fastheter hentet fra EN14080

## NS-EN 1995-1-1, B.2 Effektiv bøyestivhet

$$\gamma_1 := 1$$

$$\gamma_2 := 1$$

$$\gamma_3 := 1$$

Antar fullt statisk samvirke  
ref. opplysning fra Moelven

$$a_2 := \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_{1\text{eff}} \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}} \cdot (h_2 + h_3)}{2(\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_{1\text{eff}} + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}})} = 88.22 \cdot \text{mm}$$

$$a_1 := \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 = 58.78 \cdot \text{mm}$$

$$a_3 := \frac{(h_3 + h_2)}{2} + a_2 = 206.22 \cdot \text{mm}$$

$$E I_{\text{eff}} := (E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_{1\text{eff}} \cdot a_1^2) + (E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2) + (E_3 \cdot I_3 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}} \cdot a_3^2)$$

$$E I_{\text{eff}} = 1.56 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

## Lastvirkning og -kombinasjon

Etter NS-EN 1991-1-2 4.3.2 (2) kan lastvirkning beregnes på grunnlag av verdiene bestemt ved normal temperatur.

### Egenlast modell 3 (G3)

$$\text{mass} := (A1 \cdot \rho1 + A2 \cdot \rho2 + A3 \cdot \rho3) = 120.32 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$G_{k,3} := \text{mass} \cdot g = 1.18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Egenlast nedforet himling (G1)

$$G_{k,1} := 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b1 = 0.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{fra Byggetalj 471.031}$$

### Egenlast "lydgulv" (G2)

$$\rho_{\text{trinnlyd}} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad t_{\text{trinnlyd}} := 36\text{mm}$$

$$\rho_{\text{gulvspon}} := 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad t_{\text{gulvspon}} := 22\text{mm} \quad \text{fra Byggetalj 471.031}$$

$$\rho_{\text{parkett}} := 0.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad t_{\text{parkett}} := 22\text{mm}$$

$$G_{k,2} := (\rho_{\text{trinnlyd}} \cdot t_{\text{trinnlyd}} + \rho_{\text{gulvspon}} \cdot t_{\text{gulvspon}} + \rho_{\text{parkett}} \cdot t_{\text{parkett}}) \cdot b1 = 0.53 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_k := G_{k,1} + G_{k,2} + G_{k,3} = 2.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Variabel last(Q)

Fra NS-EN 1991-1-1 tabell N.A 6.2 ser en at øvre flatelast uansett nyttelastkategori er 5 kN/m<sup>2</sup>, denne lasten benyttes, siden spesifisert bruk i alle kategorier, fra tabell 6.1, er relevant for model 3 sitt bruksområde.

$$Q_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b1 = 12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Lastkombinasjon etter NS-EN 1990, tabell NA.A1.2 (B)

Forutsetning for NS-EN 1991-1-2 4.3.2 (2) er at  $E_d$  er fra grunnleggende kombinasjoner i NS-EN 1990. I Norge tilsvarer det bruk av ligning 6.10a og 6.10b i tabell NA .A1.2(b) i NS-EN 1990.

$$\gamma_G := 1.35$$

$$\psi_0 := 0.7$$

$$\xi := 0.89$$

$$\gamma_Q := 1.5$$

$$q_{Ed1} := \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k + \gamma_G \cdot G_k = 15.39 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (6.10a)$$

$$q_{Ed2} := Q_k \cdot \gamma_Q + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k = 20.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (6.10b)$$

$$E_d := \max(q_{Ed1}, q_{Ed2}) = 20.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Reduksjon av laster ved brann

$\psi_{fi}$  skal settes til den anbefalte verdien i NS-EN 1991-1-2, det anbefales i NS-EN 1991-1-2 4.3.1 (2) til å sette den lik  $\psi_{2,1}$ . Velger bruke  $\psi_1$  verdi tilsvarende nyttelastkategori D, det vil være et konservativt valg, ved at en antar en høyere andel last i brannsituasjon.

$$\psi_{fi} := 0.7 \quad \text{NS-EN 1990 tabell NA.A1.1}$$

$$\eta_{fi1} := \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_k}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k} \quad \text{NS-EN 1995-1-2 2.4.2 (3) (2.9a)}$$

$$\eta_{fi2} := \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_k}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k} \quad \text{NS-EN 1995-1-2 2.4.2 (3) (2.9b)}$$

$$\eta_{fi} := \min(\eta_{fi1}, \eta_{fi2}) = 0.51 \quad \text{Minste av 2.9a og 2.9b}$$

$$E_{fi,d} := \eta_{fi} \cdot E_d = 10.47 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Feltmoment og største skjærkraft

$$M_{Ed,fi} := \frac{E_{fi,d} \cdot L_{\text{span}}^2}{8} = 83.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,fi} := \frac{E_{fi,d} \cdot L_{\text{span}}}{2} = 41.9 \cdot \text{kN}$$

## Spenningskontroll

Beregning av spenninger etter NS-EN 1995-1-1, tillegg B.

Største normalspenning i Kerto-Q

$$\sigma_1 := \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot a_1 \cdot M_{Ed,fi}}{E I e_{fi}} = 2.78 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{m1} := \frac{0.5 \cdot E_1 \cdot h_1 \cdot M_{Ed,fi}}{E I e_{fi}} = 1.63 \cdot \text{MPa}$$

Største normalspenning i limtre

$$\sigma_2 := \frac{\gamma_2 \cdot E_2 \cdot a_2 \cdot M_{Ed,fi}}{E I e_{fi}} = 5.13 \cdot \text{MPa}$$



$$\sigma_{m2} := \frac{0.5 \cdot E2 \cdot h2 \cdot M_{Ed,fi}}{E I e f_{fi}} = 6.54 \cdot \text{MPa}$$

Største skjærkraft i stegdel

$$\tau_{2,max} := \frac{\gamma_3 \cdot E3 \cdot a3 \cdot A3_{eff} + 0.5 \cdot E2 \cdot b2 \cdot (0.5h2 + a2)^2}{b2 \cdot E I e f_{fi}} \cdot V_{Ed,fi} = 0.58 \cdot \text{MPa}$$

## Dimensjonerende spenninger

Dimensjonerende spenninger skal beregnes etter NS-EN 1995-1-2 2.3 (1)

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}$$

hvor:

$$\gamma_{m,fi} := 1 \quad \text{NS-EN 1995-1-2 NA.2.3(1)}$$

$$k_{mod,fi} := 1 \quad \text{NS-EN 1995-1-2 4.2.2 (5)}$$

og  $f_{20}$  defineres etter NS-EN 1995-1-2 2.3 (3) som

$$f_{20} = k_{fi} f_k$$

hvor  $k_{fi}$  hentes fra tabell 2.1 som

$$k_{fi} := 1.15 \quad \text{NS-EN 1995-1-2 tabell 2.1}$$

hvor  $k_{fi}$  lik 1.15 kan benyttes for både limtre og trebaserte plater.

$$f_{m,g,d,fi} := k_{mod,fi} \frac{k_{fi} \cdot f_{m,g,k}}{\gamma_{m,fi}} = 34.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{t,0,g,d,fi} := k_{mod,fi} \frac{k_{fi} \cdot f_{t,0,g,k}}{\gamma_{m,fi}} = 22.43 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{v,g,d,fi} := k_{mod,fi} \frac{k_{fi} \cdot f_{v,g,k}}{\gamma_{m,fi}} = 4.02 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{m,0,flat,d,fi} := k_{mod,fi} \frac{k_{fi} \cdot f_{m,0,flat,k}}{\gamma_{m,fi}} = 41.4 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{c,0,d,fi} := k_{mod,fi} \frac{k_{fi} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_{m,fi}} = 29.9 \cdot \text{MPa}$$

## Kontroll av spenninger etter NS-EN 1995-1-1, Analytisk løsning

Kombinert trykk og bøyning i Kerto-Q, EC5 6.2.4

$$\left( \frac{\sigma_1}{f_{c,0,d,fi}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m1}}{f_{m,0,flat,d,fi}} = 0.05$$

Kombinert strekk og bøyning i limtre, EC5 6.2.3

$$\frac{\sigma_2}{f_{t,0.g.d.fi}} + \frac{\sigma_{m2}}{f_{m.g.d.fi}} = 0.42$$

Skjær i limtre, EC5 6.1.7

$$\frac{\tau_{2,max}}{f_{v.g.d.fi}} = 0.15$$

### Kontroll av spenninger etter NS-EN 1995-1-1, Numerisk løsning

Når en henter ut spenninger fra Abaqus skiller den ikke mellom normalspenninger fra bøyning og normalspenninger fra aksialbelastning. I denne kontrollen antar en at normalspenningene hentet ut fra Abaqus er kun fra aksialbelastning og kontrollerer normalspenningene mot dimensjonerende spenninger for strekk og trykk. Siden trykk- og strekkfastheten er lavere enn bøyefastheten blir dette konservativt

$$\sigma_{c,num} := 4.4\text{MPa}$$

$$\sigma_{t,num} := 11.7\text{MPa}$$

Spenninger hentet fra Abaqus modell

$$\tau_{2,num} := 0.58\text{MPa}$$

Trykk i øvre flens, Kerto-Q, EC5 6.1.4

$$\frac{\sigma_{c,num}}{f_{c,0.d.fi}} = 0.15$$

Strekk i limtre, EC5 6.1.2

$$\frac{\sigma_{t,num}}{f_{t,0.g.d.fi}} = 0.52$$

Skjær i limtre, EC5 6.1.7

$$\frac{\tau_{2,num}}{f_{v.g.d.fi}} = 0.14$$

### Nedbøyning under brann

Selvom ikke nedbøyning er kritisk ved brann, burde det uansett begrenses slik at elementet kan opprettholde krav knyttet til E og I, altså integritet og isolasjon under brann.

$$\delta_{fi} := \frac{5 \cdot E_{fi,d} \cdot L_{span}^4}{384 \cdot E I_{efi}} = 35.89 \cdot \text{mm}$$

# Vedlegg B.11 Bruksgrensekontroll, CO2 og kostnad

## Bruksegenskapene til modell 3 med redusert topp- og bunnflens

### Forenklet konstruksjonsanalyse NS-EN 1995-1-1, Tillegg B - "γ-metode"

#### Geometri

$$L_{\text{span}} := 8\text{m}$$

#### Tverrsnitt 1 - KertoQ

$$b1 := 2400\text{mm}$$

$$b1_{\text{eff}} := 0.901 \cdot b1$$

$$h1 := 69\text{mm}$$

$$A1_{\text{eff}} := b1_{\text{eff}} \cdot h1 = 149205.6\text{mm}^2$$

$$A1 := b1 \cdot h1 = 165600\text{mm}^2$$

#### Tverrsnitt 2 - Limtre

$$b2 := 4 \cdot 90\text{mm}$$

$$h2 := 225\text{mm}$$

$$A2 := b2 \cdot h2 = 81000\text{mm}^2$$

#### Tverrsnitt 3 - Massivtre

$$t_{\text{lam.langs}} := 30\text{mm}$$

$$t_{\text{lam.tverr}} := 30\text{mm}$$

$$b3 := 2400\text{mm}$$

$$b3_{\text{eff}} := 0.874 \cdot b3$$

$$h3 := 90\text{mm}$$

$$A3_{\text{eff}} := 2 \cdot b3_{\text{eff}} \cdot t_{\text{lam.langs}} = 125856\text{mm}^2$$

$$A3 := b3 \cdot h3 = 216000\text{mm}^2$$

## Materialegenskaper

### KertoQ

$$\rho1 := 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E1 := 10500\text{MPa}$$

$$I1 := \frac{b1_{\text{eff}} \cdot h1^3}{12}$$

$$I1 = 5.92 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

### Limtre GL30c

$$\rho2 := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E2 := 13000\text{MPa}$$

$$I2 := \frac{b2 \cdot h2^3}{12} = 3.42 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

### Massivtre

$$\rho3 := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E3 := 11000\text{MPa}$$

$$I3 := 2 \frac{b3_{\text{eff}} \cdot t_{\text{lam.langs}}^3}{12} + 2 \cdot b3_{\text{eff}} \cdot t_{\text{lam.langs}} \cdot \left( \frac{t_{\text{lam.langs}} + t_{\text{lam.tverr}}}{2} \right)^2$$

$$I3 = 1.23 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

## NS-EN 1995-1-1, B.2 Effektiv bøystivhet

$$\gamma_1 := 1$$

$$\gamma_2 := 1$$

$$\gamma_3 := 1$$

$$a_2 := \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_{1\text{eff}} \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}} \cdot (h_2 + h_3)}{2(\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_{1\text{eff}} + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}})} = 3.06 \cdot \text{mm}$$

$$a_1 := \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 = 143.94 \cdot \text{mm}$$

$$a_3 := \frac{(h_3 + h_2)}{2} + a_2 = 160.56 \cdot \text{mm}$$

$$E_{\text{Ief}} := \left( E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_{1\text{eff}} \cdot a_1^2 \right) + \left( E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 \right) + \left( E_3 \cdot I_3 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}} \cdot a_3^2 \right)$$

$$E_{\text{Ief}} = 7.46 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

## Påkjenninger

Jevnt fordelt last (q) + Egenvekt

Punktlast (F)

$$\text{mass} := (A_1 \cdot \rho_1 + A_2 \cdot \rho_2 + A_3 \cdot \rho_3) = 205.69 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{freq}} := 1 \text{ kN}$$

$$g := \text{mass} \cdot g = 2.02 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q := q \cdot b_1 + g = 14.02 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nedbøyning i midtfeltet, jevnt fordelt

Nedbøyning i midtfeltet, punktlast

$$\delta := \frac{5 \cdot Q \cdot L_{\text{span}}^4}{384 \cdot E_{\text{Ief}}} = 10.02 \cdot \text{mm} \quad 10.7 / 10.8$$

$$\delta_{\text{freq}} := \frac{F_{\text{freq}} \cdot L_{\text{span}}^3}{48 \cdot E_{\text{Ief}}} = 0.14 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av komfortkriteriet til Hu og Chui (2004) med resultatet fra "γ-metoden"

$$\psi(x) := \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{L_{\text{span}}}\right)$$

$$m_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} \text{mass} \cdot \psi(x)^2 dx = 822.74 \text{ kg}$$

$$k_{\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} E I_{\text{ef}} \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 7093771.67 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_1 := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen}}}{m_{\text{gen}}}}}{2\pi} = 14.78 \cdot \text{Hz}$$

$$\delta_{\text{freq}} = 0.14 \cdot \text{mm} < \left(\frac{f_1 \cdot \text{s}}{18.7}\right)^{2.27} = 0.586 \quad \text{Kontroll OK}$$

Kontroll av komfortkriteriet til Hu og Chui (2004) med resultatet fra Abaqus-modellen som fritt opplagt "bjelke":

$$f_{1,\text{est}} := 13.107 \text{ Hz}$$

$$\delta_{\text{est}} := 0.261 \text{ mm} < \left(\frac{f_{1,\text{est}} \cdot \text{s}}{18.7}\right)^{2.27} = 0.446 \quad \text{Kontroll OK}$$

Kontroll av komfortkriteriet til Hu og Chui (2004) med resultatet fra Abaqus-modellen som fritt opplagt i hjørnene, utført som ved et reelt tilfelle:

$$f_{1,\text{est.reelt}} := 12.238 \text{ Hz}$$

$$\delta_{\text{est.reelt}} := 0.279 \text{ mm} < \left(\frac{f_{1,\text{est.reelt}} \cdot \text{s}}{18.7}\right)^{2.27} = 0.382 \quad \text{Kontroll OK}$$

## Bruksgrensekontroll etter NS-EN 1995-1-1, 7.3 Vibrasjoner

### 7.3.3 Gulv i boliger

For gulv i boliger med en egenfrekvens større enn 8 Hz ( $f_1 > 8$  Hz) må følgende betingelser oppfylles:

$$\frac{w}{F} \leq a \quad (7.3)$$

$$v \leq b \cdot (f_1 \cdot \zeta - 1) \quad (7.4)$$

$$w := 0.261 \text{ mm}$$

$$F := 1 \text{ kN}$$

$$L_{\text{bredde}} := 2400 \text{ mm}$$

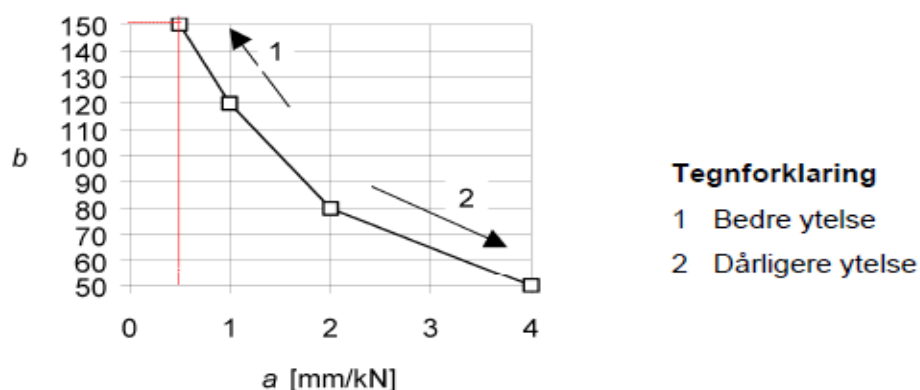
"NA.7.3.3(2) Grenseverdien for nedbøyning av gulv i boliger,  $a$  (mm/kN), settes for bjelker med spennvidde inntil 4,5 meter, avhengig av kravet til stivhet, lik:

$$\text{Høy stivhet: } a := 0.6 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

Det er ikke nasjonale begrensninger til forbindelse med ligning (7.4), men egenfrekvensen må vurderes i forbindelse med lange spenn."

Det er valgt å gjennomføre en kontroll etter EC5, noe som er en lite konservativ kontroll til vibrasjoner, selv om formlene gjelder for bjelker opp til 4,5 meter og modell 3 er 8 meter lang. I rapporten er det lagt fokus på å vurdere første egenfrekvens, som det står sitert fra EC 5 over.

$$a := \frac{w}{F} = 0.261 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$



**Figur 7.2 — Anbefalte grenseverdier og forhold mellom  $a$  og  $b$**

Konservativt valgt " $b$ ":

$$b := 150$$

$$EI_{\text{ef.est.langs}} := 5.997 \times 10^{13} \text{ N}\cdot\text{mm}^2$$

$$EI_{\text{ef.est.tverr}} := 2.714 \times 10^{11} \text{ N}\cdot\text{mm}^2$$

$$M := \frac{\text{mass}}{L_{\text{bredde}}} = 85.7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Første egenfrekvens hentet fra Abaqus-modellen:

$$f_{1,\text{est}} = 13.107 \text{ Hz}$$

Dempingen er satt til 0,005 fordi det er konservativt mht. 0,01 som anbefelse i EC5 og fordi Frihetsli og Alm (2015) fikk en demping på 0,0051 fra test av modell 2.

$$\zeta := 0.005$$

$$b^{(s \cdot f_{1,\text{est}} \cdot \zeta - 1)} = 0.0093$$

$$n_{40.\text{langs}} := \left[ \left[ \left( \frac{40}{f_{1,\text{est}} \cdot s} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left( \frac{L_{\text{bredde}}}{L_{\text{span}}} \right)^4 \cdot \frac{EI_{\text{ef.est.langs}}}{EI_{\text{ef.est.tverr}}} \right]^{0.25} = 1.96 \quad (7.7)$$

"EC5 7.3.3(5) For et rektangulært gulv med samlede mål  $b \times l$ , fritt opplagt langs alle fire kanter, kan verdien  $v$  tilnærmet settes lik:"

Modell 3 er fritt opplagt langs to ender og ikke fire, men det ansees konservativt å bruke tilnærmingen under fordi hastighetsresponsen ( $v$ ) ved en enhetsimpuls er da større:

$$v_{\text{langs}} := \frac{4 \cdot (0.4 + 0.6 \cdot n_{40.\text{langs}})}{M \cdot L_{\text{bredde}} \cdot L_{\text{span}} + 200\text{kg}} = 0.00342 \cdot \frac{\text{m}}{\text{N}\cdot\text{s}^2} \quad (7.6)$$

$$v_{\text{langs}} \leq b^{(f_{1,\text{est}} \cdot \zeta - 1)}$$

Kontroll OK

## Beregning av CO2

$$c1 := 136 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c2 := 39 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c3 := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{CO2} := A1 \cdot c1 + A2 \cdot c2 + A3 \cdot c3 = 38.64 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ kilogram CO2-ekvivalent per spennlengdemeter}$$

$$\text{CO2}_{\text{tot}} := \frac{\text{CO2}}{b1} = 16.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

## Beregning av pris

$$p1 := 7500 \frac{1}{\text{m}^2}$$

$$p2 := 7000 \cdot \frac{1}{\text{m}^2}$$

$$p3 := 7000 \cdot \frac{1}{\text{m}^2}$$

$$\text{pris} := A1 \cdot p1 + A2 \cdot p2 + A3 \cdot p3$$

$$\text{pris} = 3321 \quad \text{pris per løpemeter}$$

$$\text{pris}_{\text{tot}} := \frac{\text{pris}}{(b1 \cdot \text{m})} = 1384 \frac{1}{\text{m}^2}$$

Materialkostnad av modell 3 i kroner per kvadratmeter.



# Vedlegg C

## Numerisk analyse

# Vedlegg C.1 Analyse av skjærmodul

## **Beregning av skjærmodul for lamellene i massivtre**

For å finne skjærmodulen i planet per lamell (som plater) i massivtre, er det valgt å lage en Abaqus-modell som illustrerer en skjærttest av et massivtre på 1000x1000mm. Dette gjøres ved å kalibrere skjærmodulens egenskaper for hver lamell helt til modellen gir like resultater som står i ETA-12/0281 (2012), ellers har modellen samme egenskaper som i modell 3.

### Data i Abaqus:

Part: 3D shell-element  
Materiale: Elastic - Engineering Constants  
Section: Shell - Composite  
Seksjon oppbygging: Lay1 - C24 - Tykkelse 30 mm - Orienteringsgrader 0  
Lay2 - C16 - Tykkelse 30 mm - Orienteringsgrader 90  
Lay3 - C24 - Tykkelse 30 mm - Orienteringsgrader 0  
Last:  $V_{\text{skjær}} := 1 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$   
Geometri:  $L_{\text{skjær}} := 1000\text{mm}$   
 $b := 3 \cdot 30\text{mm} = 90\text{mm}$

Ifølge ETA-12/0281 (2012) er skjærmodulen til massivtre i planet:

$$G_{\text{massivtre}} := 250 \text{ MPa}$$

### Utregninger:

$$\tau_{\text{last}} := \frac{V_{\text{skjær}}}{b} = 0.011 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{\text{estimert}} := \frac{\tau_{\text{last}} \cdot L_{\text{skjær}}}{G_{\text{massivtre}}} = 0.044 \text{ mm}$$

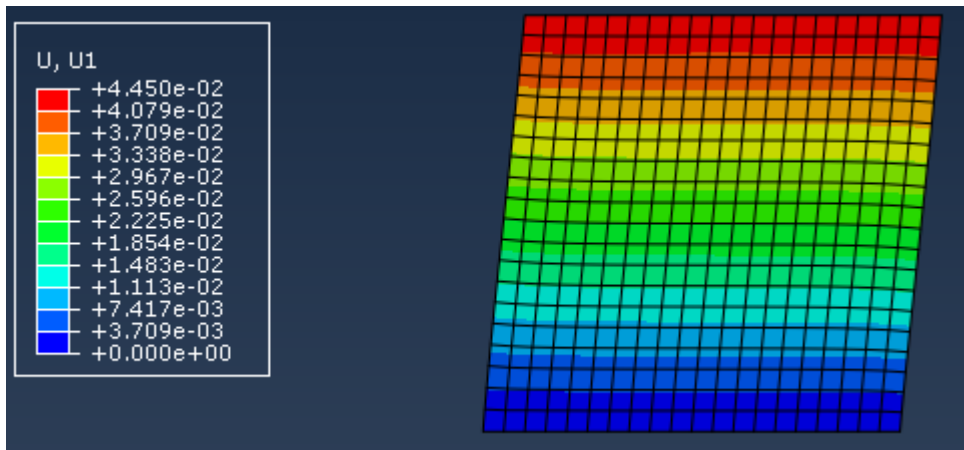
### Skjærformler:

$$G_{090.\text{mean}} := \frac{\tau}{\gamma}$$

$$\gamma := \frac{\Delta}{L}$$

$$\Delta := \frac{\tau \cdot L}{G_{090.\text{mean}}}$$

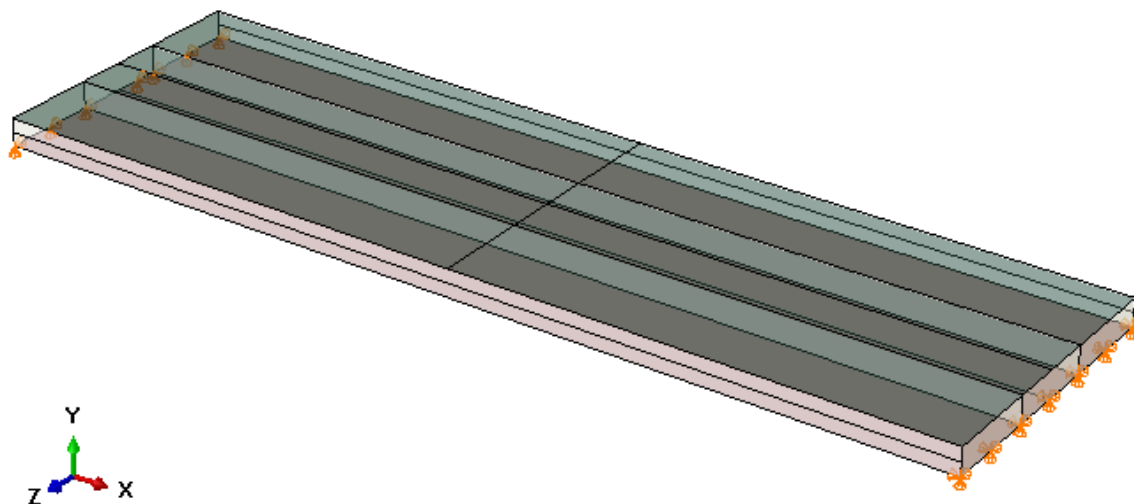
Ved å sette skjærmodulen per lamell i planter til 305 MPa blir den horisontale forskyvningen i skjærttesten fra Abaqus 0.0445 mm, se figuren under. Det er en tilnærmet lik forskyvning som er estimert i beregningene over. Disse resultatene brukes videre i hovedmodellen, modell 3 i Abaqus.



Illustrasjon av skjærtesten utført i Abaqus og resultatet av den horisontale forsyvningen

## Vedlegg C.2 Varierende antall limtrebjelker

Her fremstilles resultatet som er brukt i optimaliseringen av modell 3, der antall limtrebjelker er forandret fra tre, fire og opp til fem bjelker. Modellen er modellert som en fritt opplagt bjelke langs hele enderanden for å få en god sammenligning med utregningene gjort for bøyestivhet og frekvens etter « $\gamma$ -metoden» og frekvensanalysen, se figuren under.



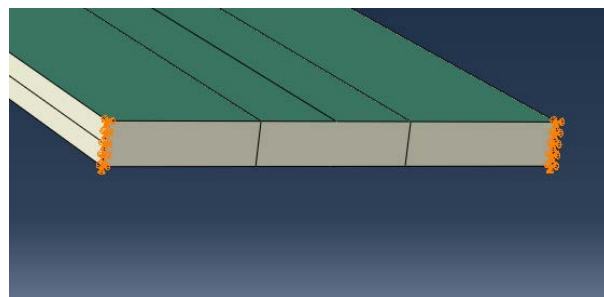
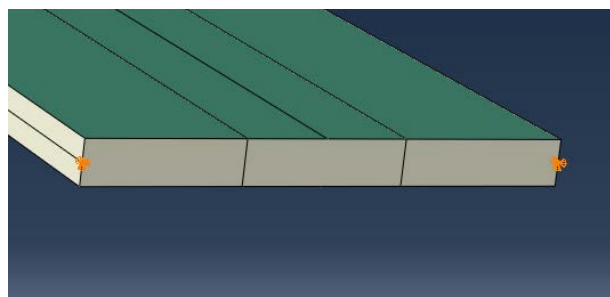
Det er hentet ut frekvensen fra de første fire svingeformene, nedbøyning ved punktlast i midten, og middelerdi for nedbøyning fra fordelt last. Disse verdiene brukes for å estimere en reell stivhet og for å optimalisere modell 3.

	<b>3 limtrebjelker</b>	<b>4 limtrebjelker</b>	<b>5 limtrebjelker</b>
1. frekvens	12,203 Hz	13,107 Hz	13,516 Hz
2. frekvens	19,661 Hz	21,327 Hz	21,992 Hz
3. frekvens	33,050 Hz	38,043 Hz	41,424 Hz
4. frekvens	35,412 Hz	44,456 Hz	44,236 Hz
$\Delta_{maks} - 1\text{kN}$	0,769 mm	0,594 mm	0,522 mm
$\Delta_{midt} - 1\text{kN}$	0,314 mm	0,204 mm	0,218 mm
$\Delta_{mykeste} - 1\text{kN}$	-	0,261 mm	-
$\Delta_{middel} - 5\text{kN/m}^2$	12,614 mm	10,671 mm	9,681 mm

## Vedlegg C.3 Modell 3 – Resultater

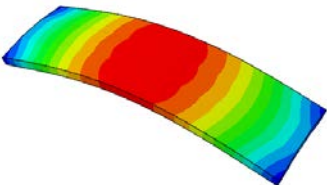
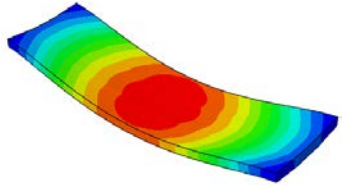
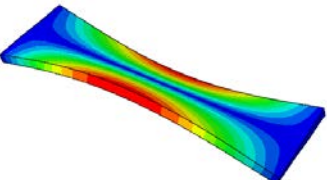
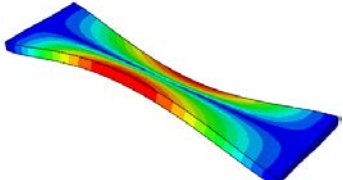
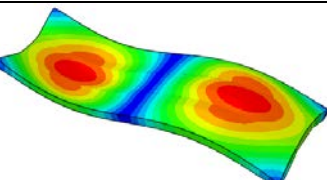
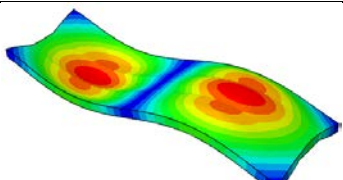
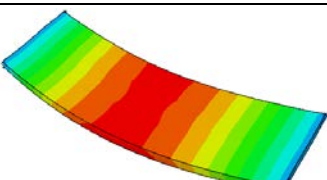
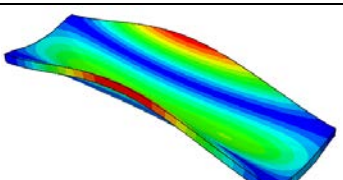
Resultatet for det reelle tilfellet av modell 3 som fritt opplagt og fast innspent i hjørnene, som vist i figurene under, blir fremstilt i dette vedlegget. Første egenfrekvens og nedbøyning i «mykeste» punkt brukes til å undersøke om modell 3 oppfyller komfortkriteriet til Hu og Chui (2004).

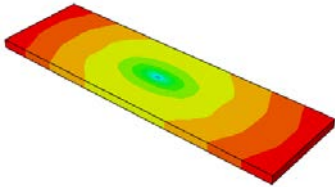
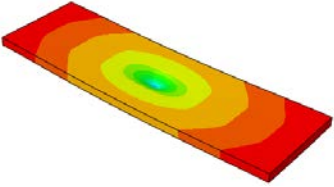
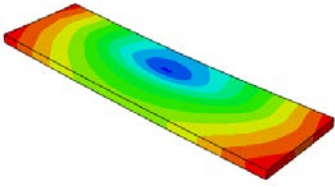
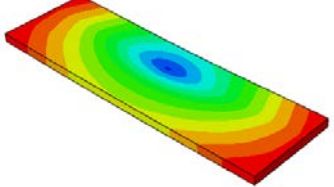
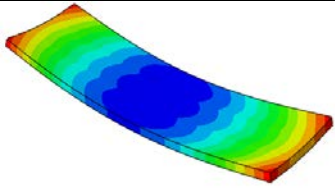
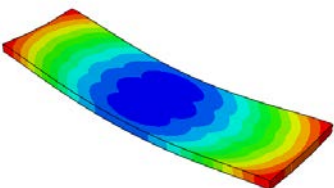
Resterende resultat er tatt ut som et sammenligningsgrunnlag mot andre utforminger og modeller.



Figur C.3.1 Modell 3 – Fritt opplagt randbetingelser

Figur C.3.2 Modell 3 – Fast innspent randbetingelser

	Fritt opplagt		Fast innspent	
		Svingeform		Svingeform
<b>1. frekvens</b>	12,238 Hz		14,211 Hz	
<b>2. frekvens</b>	20,767 Hz		23,222 Hz	
<b>3. frekvens</b>	31,895 Hz		35,386 Hz	
<b>4. frekvens</b>	40,788 Hz		46,569 Hz	

		Nedbøyningsform		Nedbøyningsform
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,611 mm		0,571 mm	
$\Delta_{\text{mykest}} - 1\text{kN}$	0,279 mm		0,236 mm	
$\Delta_{\text{middel}} - 5\text{kN/m}^2$	12,171 mm		9,025 mm	

### Modell 3 – 9 meter

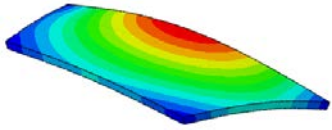
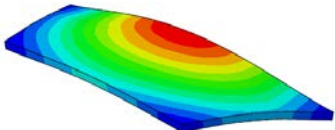
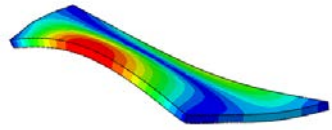
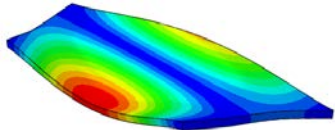
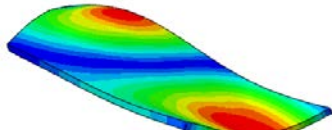
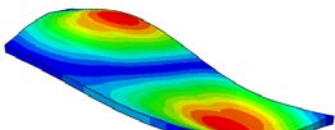
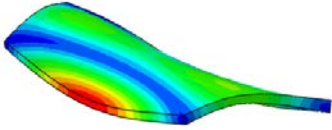
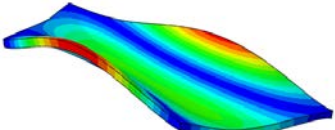
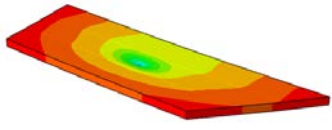
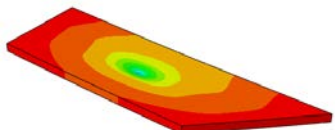
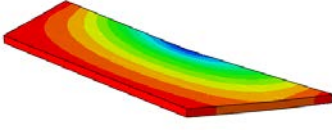
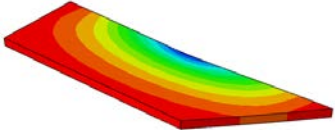
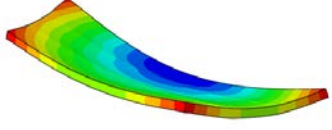
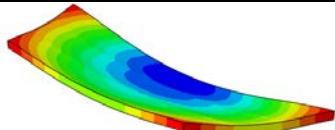
	Fritt opplagt	Fast innspent
<b>1. frekvens</b>	10,154 Hz	11,839 Hz
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,672 mm	0,617 mm
$\Delta_{\text{mykest}} - 1\text{kN}$	0,365 mm	0,306 mm
$\Delta_{\text{middel}} - 5\text{kN/m}^2$	17,812 mm	13,130 mm

### Modell 3 – 10 meter

	Fritt opplagt	Fast innspent
<b>1. frekvens</b>	8,530 Hz	9,996 Hz
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,748 mm	0,672 mm
$\Delta_{\text{mykest}} - 1\text{kN}$	0,443 mm	0,364 mm
$\Delta_{\text{middel}} - 5\text{kN/m}^2$	25,325 mm	18,517 mm

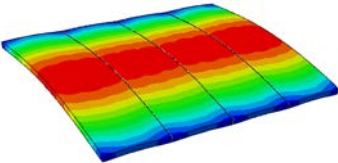
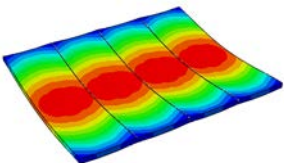
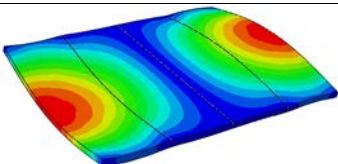
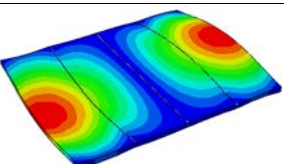
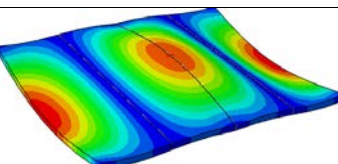
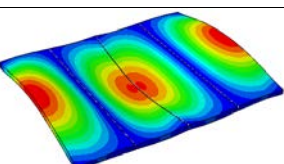
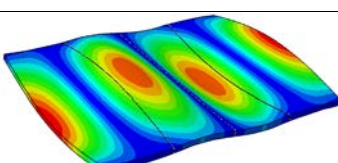
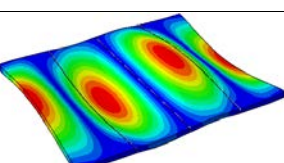
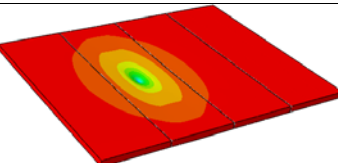
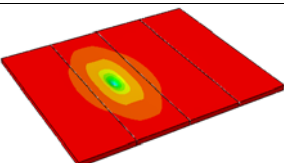
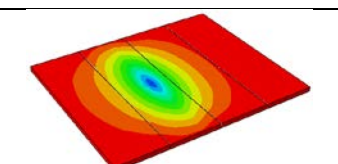
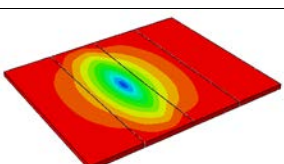
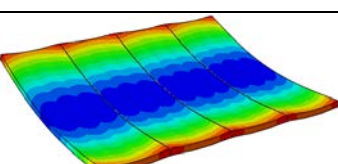
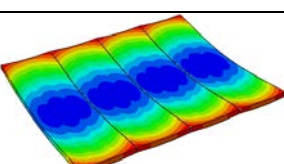
## Vedlegg C.4 Modell 3-45 – Resultater

Resultatet av det reelle tilfellet av modell 3-45 vises i tabellen under, der første egenfrekvens og nedbøyningen på siden (mykest) blir brukt i kriteriet til Hu og Chui (2004).

	<b>Fritt opplagt</b>		<b>Fast innspent</b>	
		Svingeform		Svingeform
<b>1. frekvens</b>	14,292 Hz		16,909 Hz	
<b>2. frekvens</b>	26,371 Hz		29,749 Hz	
<b>3. frekvens</b>	34,591 Hz		39,152 Hz	
<b>4. frekvens</b>	44,795 Hz		48,258 Hz	
		Nedbøyningsform		Nedbøyningsform
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,557 mm		0,529 mm	
$\Delta_{\text{side}} - 1\text{kN}$	0,482 mm		0,388 mm	
$\Delta_{\text{maks}} - 5\text{kN/m}^2$	10,790 mm		7,639 mm	

## Vedlegg C.5 Modell 3-D – Resultater

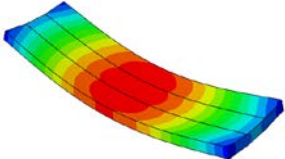
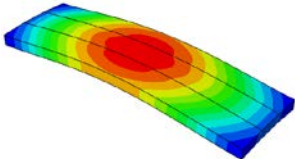
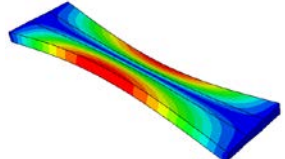
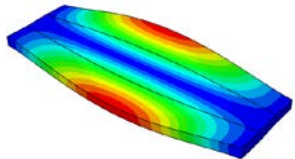
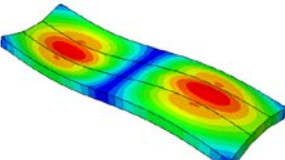
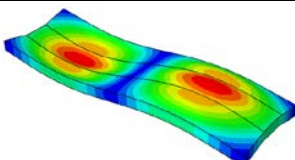
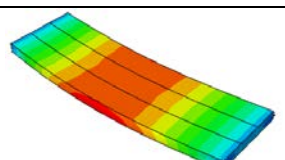
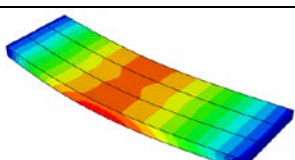
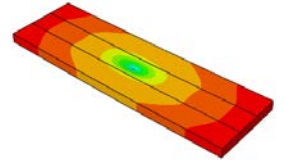
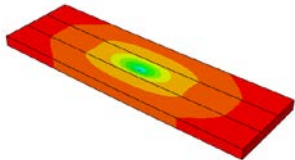
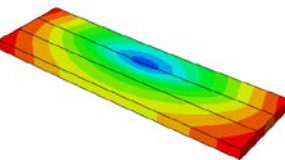
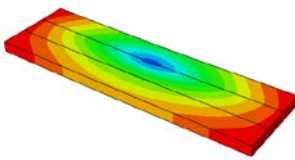
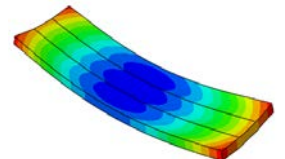
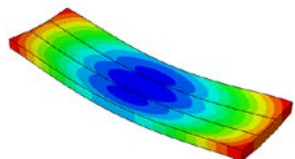
Fra resultatet av Modell 3-D brukes nedbøyningen på midten og første egenfrekvens i komfortkriteriet til Hu og Chui (2004), se tabell under for resultatene.

	<b>Fritt opplagt</b>		<b>Fast innspent</b>	
		Svingeform		Svingeform
<b>1. frekvens</b>	12,458 Hz		14,323 Hz	
<b>2. frekvens</b>	13,088 Hz		14,962 Hz	
<b>3. frekvens</b>	15,817 Hz		17,507 Hz	
<b>4. frekvens</b>	19,895 Hz		21,399 Hz	
		Nedbøyningsform		Nedbøyningsform
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,524 mm		0,508 mm	
$\Delta_{\text{mykest}} - 1\text{kN}$	0,210 mm		0,172 mm	
$\Delta_{\text{maks}} - 5\text{kN/m}^2$	12,380 mm		9,639 mm	



## Vedlegg C.6 Modell 3-H – Resultater

I modell 3-H er limtrebjelkene økt til 315 mm, resultatet er vist under og fungerer som et sammenligningsgrunnlag mot modell 3. Totalt høyde er 474 mm.

	Fritt opplagt		Fast innspent	
		Svingeform		Svingeform
<b>1. frekvens</b>	15,142 Hz		17,829 Hz	
<b>2. frekvens</b>	24,158 Hz		27,674 Hz	
<b>3. frekvens</b>	38,132 Hz		42,375 Hz	
<b>4. frekvens</b>	39,765 Hz		47,455 Hz	
		Nedbøyningsform		Nedbøyningsform
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,520 mm		0,496 mm	
$\Delta_{\text{mykest}} - 1\text{kN}$	0,206 mm		0,178 mm	
$\Delta_{\text{maks}} - 5\text{kN/m}^2$	7,379 mm		5,281 mm	

Resultat av Modell 3-H modellert med 10 meter spennvidde vises i tabellen under.

	<b>Fritt opplagt</b>	<b>Fast innspent</b>
<b>1. frekvens</b>	10,339 Hz	12,707 Hz
<b>2. frekvens</b>	19,395 Hz	21,814 Hz
<b>3. frekvens</b>	30,050 Hz	32,922 Hz
<b>4. frekvens</b>	31,591 Hz	37,484 Hz
$\Delta_{\text{maks}} - 1\text{kN}$	0,601 mm	0,552 mm
$\Delta_{\text{mykest}} - 1\text{kN}$	0,270 mm	0,218 mm
$\Delta_{\text{maks}} - 5\text{kN/m}^2$	15,820 mm	11,480 mm

# Vedlegg D

## Evaluering

# Vedlegg D.1 Frekvensanalyse

## **Analytisk frekvensanalyse med hensyn på målt bøyestivhet av modell 2**

Bøyestivhet estimert med hensyn på målt nedbøyning av modell 2 fra "utførte tester":

$$EI1 := 7.72 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI3 := 3.71 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI2 := 4.91 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI4 := 8.36 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Densitet av modell 2 hentet fra Frihetsli og Alm (2015)

$$M1 := 210.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$L_{\text{span}} := 8000 \text{ mm}$$

$$\psi(x) := \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{L_{\text{span}}}\right)$$

$$m_{1\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} M1 \cdot \psi(x)^2 dx = 843.08 \text{ kg}$$

$$k_{1\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} EI1 \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 7.34 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$k_{2\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} EI2 \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 4.67 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$k_{3\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} EI3 \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 3.53 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$k_{4\text{gen}} := \int_0^{L_{\text{span}}} EI4 \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 7.95 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Teoretiske frekvenser brukt til sammenligning av målte egenfrekvenser i dynamiske tester.

$$f_{1.\text{test}1} := \sqrt{\frac{k_{1\text{gen}}}{m_{1\text{gen}}}} \frac{1}{2\pi} = 14.854 \text{ Hz}$$

$$f_{1.\text{test}2} := \sqrt{\frac{k_{2\text{gen}}}{m_{1\text{gen}}}} \frac{1}{2\pi} = 11.846 \text{ Hz}$$

$$f_{1.\text{test}3} := \sqrt{\frac{k_{3\text{gen}}}{m_{1\text{gen}}}} \frac{1}{2\pi} = 10.297 \text{ Hz}$$

$$f_{1.\text{test}4} := \sqrt{\frac{k_{4\text{gen}}}{m_{1\text{gen}}}} \frac{1}{2\pi} = 15.457 \text{ Hz}$$

### Analytisk frekvensanalyse med hensyn på estimert bøyestivhet av modell 3

$$M_{est} := 205.69 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Massen til modell 3 per meter.

Stivheten til modell 3 fritt opplagt:

$$EI_{est} := 5.997 \times 10^{13} \text{ N}\cdot\text{mm}^2$$

Estimert i vedlegg  
"Konstruksjonsstivhet for modell 3"

Stivheten til modell 3 med reelle randbetingelser:

$$q := 2.4 \cdot \text{m} \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nedbøyning hentet fra  
Abaqus-modellen for det reelle tilfellet  
som fritt opplagt og fast innspent:

$$\Delta_{\text{middel.q.reelt.fritt}} := 12.171 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta_{\text{middel.q.reelt.fast}} := 9.025 \cdot \text{mm}$$

$$EI_{\text{est.reelt.fritt}} := \frac{5 \cdot q \cdot L_{\text{span}}^4}{384 \cdot \Delta_{\text{middel.q.reelt.fritt}}} = 5.258 \times 10^{13} \cdot \text{N}\cdot\text{mm}^2$$

$$EI_{\text{est.reelt.fast}} := \frac{5 \cdot q \cdot L_{\text{span}}^4}{384 \cdot \Delta_{\text{middel.q.reelt.fast}}} = 7.091 \times 10^{13} \cdot \text{N}\cdot\text{mm}^2$$

Analyse av frekvensen:

$$m_{1\text{gen.est}} := \int_0^{L_{\text{span}}} M_{est} \cdot \psi(x)^2 dx = 822.76 \text{ kg}$$

$$k_{1\text{gen.est}} := \int_0^{L_{\text{span}}} EI_{est} \cdot \left( \frac{d^2}{dx^2} \psi(x) \right)^2 dx = 5.7 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$k_{1\text{gen.reelt.fritt}} := \int_0^{L_{\text{span}}} EI_{\text{est.reelt.fritt}} \cdot \left( \frac{d^2}{dx^2} \psi(x) \right)^2 dx = 5 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$k_{1\text{gen.reelt.fast}} := \int_0^{L_{\text{span}}} EI_{\text{est.reelt.fast}} \cdot \left( \frac{d^2}{dx^2} \psi(x) \right)^2 dx = 6.75 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Første egenfrekvens til modell 3 som fritt opplagt langs hele ende-randen:

$$f_{1,\text{est}} := \frac{\sqrt{\frac{k_{1\text{gen.est}}}{m_{1\text{gen.est}}}}}{2\pi} = 13.253 \cdot \text{Hz}$$

Fra Abaqus:

$$f_{1,\text{abaqus}} := 13.107 \cdot \text{Hz}$$

Første egenfrekvens til modell 3 i det reelle tilfelle som fritt opplagt (bare hjørnene):

$$f_{1,\text{reelt.fritt}} := \frac{\sqrt{\frac{k_{1\text{gen.reelt.fritt}}}{m_{1\text{gen.est}}}}}{2\pi} = 12.41 \cdot \text{Hz}$$

Fra Abaqus:

$$f_{1,\text{abaqus.reelt.fritt}} := 12.238 \cdot \text{Hz}$$

Første egenfrekvens til modell 3 i det reelle tilfelle som fast innspent (bare hjørnene):

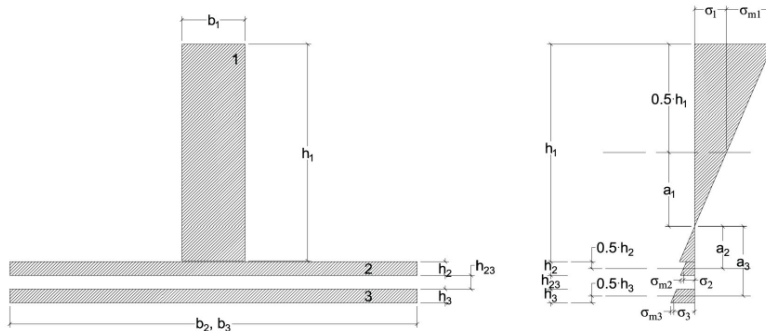
$$f_{1,\text{reelt.fast}} := \frac{\sqrt{\frac{k_{1\text{gen.reelt.fast}}}{m_{1\text{gen.est}}}}}{2\pi} = 14.411 \cdot \text{Hz}$$

Fra Abaqus:

$$f_{1,\text{abaqus.reelt.fast}} := 14.211 \cdot \text{Hz}$$

# Vedlegg D.2 Rulleskjær i massivtreet

## NS-EN 1995-1-1, B.2 Effektiv bøyestivhet - For massivtreet



Figuren er hentet fra Jacquier (2015) og beskriver det midtre laget i massivtreet i bunnflensen som ikke effektivt og en egen "skjærforbindelse".

Skjærmodul for rullerskjær:

$$G_R := 50 \text{ MPa}$$

$$I_{3\text{lam}} := \frac{b^3 \cdot t_{\text{lam.langs}}^3}{12} = 5.4 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$\gamma^1_{\text{mas}} := \left( \left( 1 + \frac{\pi^2 \cdot E_3 \cdot b^3 \cdot t_{\text{lam.langs}} \cdot t_{\text{lam.tverr}}}{G_R \cdot b^3 \cdot L_{\text{span}}^2} \right) \right)^{-1} = 0.970371 \quad \gamma^2_{\text{mas}} := 1$$

$$a_{2\text{mas}} := \frac{\gamma^1_{\text{mas}} \cdot E_3 \cdot t_{\text{lam.langs}} \cdot b^3 \cdot \left( \frac{t_{\text{lam.langs}}}{2} + t_{\text{lam.tverr}} + \frac{t_{\text{lam.langs}}}{2} \right)}{\left[ \gamma^1_{\text{mas}} \cdot E_3 \cdot (t_{\text{lam.langs}} \cdot b^3) + \gamma^2_{\text{mas}} \cdot E_3 \cdot (t_{\text{lam.langs}} \cdot b^3) \right]} = 29.55 \cdot \text{mm}$$

$$a_{1\text{mas}} := \left( \frac{t_{\text{lam.langs}}}{2} + t_{\text{lam.tverr}} + \frac{t_{\text{lam.langs}}}{2} \right) - a_{2\text{mas}} = 30.45 \cdot \text{mm}$$

$$E_{\text{Ief}}_{\text{mas}} := \left( E_3 \cdot I_{3\text{lam}} + \gamma^1_{\text{mas}} \cdot E_3 \cdot t_{\text{lam.langs}} \cdot b^3 \cdot a_{1\text{mas}}^2 \right) \dots + \left( E_3 \cdot I_{3\text{lam}} + \gamma^2_{\text{mas}} \cdot E_3 \cdot t_{\text{lam.langs}} \cdot b^3 \cdot a_{2\text{mas}}^2 \right)$$

$$E_{\text{Ief}}_{\text{mas}} = 1.52 \times 10^{12} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2 \quad E_3 \cdot I_3 = 1.54 \times 10^{12} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$E_{\text{Ief}}_{\text{tot}} := \left( E_1 \cdot I_1 + \gamma^1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 \right) + \left( E_2 \cdot I_2 + \gamma^2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 \right) + \left( E_{\text{Ief}}_{\text{mas}} + \gamma^3 \cdot E_3 \cdot A_{3\text{eff}} \cdot a_3^2 \right)$$

$$E_{\text{Ief}}_{\text{tot}} = 8.24 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Diff}_{\text{prosent}} := \frac{E_{\text{Ief}} - E_{\text{Ief}}_{\text{tot}}}{E_{\text{Ief}}} = 0.03\%$$

Som en ser over, synker den effektive bøyestivheten til modell 3 med 0,03% hvis en tar med effektiviteten av rullerskjær i det midtre laget til massivtreet i bunnflensen. Dette er antatt neglisjerbart fordi det utgjør minimal endring av stivheten, nedbøyning og frekvens funnet analytisk etter  $\gamma$ -metoden.