



# Duktilitet av lettbetong

**Stian Hoff**  
**Torgeir Steen**

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)  
Innlevert: Juni 2013  
Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## Institutt for konstruksjonsteknikk

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi

**NTNU – Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet**

### MASTEROPPGAVE 2013

TILGJENGELIGHET:  
ÅPEN

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 3. juni 2013	ANTALL SIDER: 79 + 41 (vedlegg)
------------------------------------	-----------------------	------------------------------------

TITTEL:       **Duktilitet av lettbetong**  
Ductility of lightweight aggregate concrete

UTFØRT AV:   Stian Hoff  
                  Torgeir Steen



#### SAMMENDRAG:

Denne masteroppgaven tar for seg tiltak for å øke duktiliteten til lettbetong og studere effekten av disse tiltakene. Bakgrunnen for dette er lettbetongens sprø oppførsel ved trykkbrudd. Denne bruddtypen er ikke ønskelig på grunn av at det forekommer lite forvarsel før et eventuelt brudd oppstår. For å undersøke hva som kan bidra til økt duktilitet er det i dette prosjektet testet tre forskjellige fibertyper. Åtte bjelker har blitt produsert med fire forskjellige resepter. Hver resept består av to bjelker, der ett bjelkepar er uten fiber, ett med Dramix 65/60, ett med KrampeHarex 35/0,55H og ett bjelkepar med basaltfiber.

Alle bjelkene ble produsert med tilsvarende dimensjoner og armeringsmengde. For å kunne fremstille ett trykkbrudd uten bidrag fra armering er det ingen tverrarmering og ingen trykkarmering i midtsonen av bjelkene. Det vil dermed ikke være noen omslutningseffekt fra armeringen i bruddsonen.

Prosjektet inneholder ett litteraturstudium hvor det er lagt vekt på lettbetong, fiber og duktilitet. Det er utført detaljerte beregninger av bjelkene etter Eurokode 2, og resultatene av bjelketestene er analysert både mot beregningene, og mot de andre bjelkeresultatene.

Disse testresultatene viser at fiber gir økt duktilitet til lettbetong. Resultatene viser at fibrene gir to forskjellige grader av duktilitet. Av de forskjellige fibertypene kom Dramix 65/60 ut med best resultat, mens basaltfiberen kom dårligst ut. Dramix 65/60 ble aktivisert på et tidligere tidspunkt etter brudd enn basaltfiberen og opprettholdt dermed kapasiteten bedre.

KrampeHarex 35/0,55H gav forskjellige resultater etter brudd og det kan ikke trekkes noen konklusjoner ut ifra denne fibertypen. Ingen av tiltakene bidro til å opprettholde kapasiteten etter brudd. Dette betyr at fibrene ikke vil gi særlig stor grad av duktilitet hvis kreftene ikke kan omfordeles.

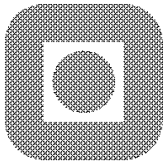
FAGLÆRER:   Jan Arve Øverli

VEILEDER:    Jan Arve Øverli

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU







NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE  
UNIVERSITET, NTNU  
Institutt for konstruksjonsteknikk

## **Masteroppgave i konstruksjonsteknikk 2013**

**for**

**Stian Hoff og Torgeir Steen**

### **Effekten av fiber på trykkduktiliteten av lettbetong**

### **The effect of fibres on the compressive ductility of lightweight aggeragte concrete**

#### **OPPGAVE**

På grunn av lettbetong sin lave densitet vil den i en del tilfeller være gunstig å bruke i konstruksjoner. I forhold til en normal betong har lettbetong en mye sprøere bruddoppførsel på trykk. Dette gjør at lettbetong ikke kan brukes i en del sammenhenger hvor det er krav til duktil oppførsel, for eksempel i områder med jordskjelvbelastning hvor dissipasjon av energi er sentralt. I regi av instituttets deltakelse i COIN (Senter for forskningsbasert innovasjon innen betong) gjennomføres det forskning innen dette fagområdet. Oppgaven går ut på prøving av bjelker av lettbetong laboratoriet for å studere duktiliteten og effekten av ulike tiltak for å øke duktiliteten

8 lettbetongbjelker med densitet  $1800 \text{ kg/m}^3$  skal produseres og lastes til brudd. Siden oppgaven fokuserer på duktilitet i trykksonen av lettbetong, overarmeres bjelkene. Bjelkenes dimensjoner og armering er helt like. Fire varianter av bjelkene lages; 1) uten fiber; 2) Stålfiber med lengde 60mm; 3) Stålfiber med lengde 35mm; 4) Basalt fiber. Av hensyn til reproduserbarhet er to og to av bjelkene helt identiske.

Oppgaven kan deles opp som følger:

- Litteraturstudium om lettbetong og fiberarmert betong
- Dimensjonering av bjelker for prøving
- Produksjon av 8 bjelker som inkluderer forskaling, armering, instrumentering og støping
- Prøving av bjelker til brudd

- Rapportering av prøvingsresultater
- Vurdere effekten av ulike typer fiberarmering på duktiliteten
- Detaljerte beregninger av bjelkene basert på materialdata fra forsøkene

Oppgaven skal være gjennomført innen den 10.juni 2013.

Trondheim den 31.01.2013

Jan Arve Øverli

Førsteamanuensis / Faglærer

## Forord

Denne rapporten er det avsluttende arbeidet for to studenter i det toårige masterprogrammet ved Bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Oppgaven er skrevet for Institutt for Konstruksjonsteknikk, i tett samarbeid med SINTEF.

Fagbakgrunnen til begge innad i gruppen er meget lik, med fordypning mot prosjektering, mekanikk-, material-, og konstruksjonslære.

I løpet av dette semesteret har vi fått god støtte av de ansatte ved NTNU og SINTEF. Vi vil spesielt takke vår veileder Jan Arve Øverli for samarbeidet. I tillegg ønsker vi å rette en takk til Tore Myrland Jensen og Knut Lervik ved SINTEF, samt Ove Loraas, Gøran Loraas og Steinar Seehus ved NTNU for god hjelp underveis i oppgaven.

Trondheim 3. juni 2013

  
Stian Hoff

  
Torgeir Steen



## Sammendrag

Denne masteroppgaven tar for seg tiltak for å øke duktiliteten til lettbetong og studere effekten av disse tiltakene. Bakgrunnen for dette er lettbetongens sprø oppførsel ved trykkbrudd. Denne bruddtypen er ikke ønskelig på grunn av at det forekommer lite forvarsel før et eventuelt brudd oppstår. For å undersøke hva som kan bidra til økt duktilitet er det i dette prosjektet testet tre forskjellige fibertyper. Åtte bjelker har blitt produsert med fire forskjellige resepter. Hver resept består av to bjelker, der ett bjelkepar er uten fiber, ett med Dramix 65/60, ett med KrampeHarex 35/0,55H og ett bjelkepar med basaltfiber.

Alle bjelkene ble produsert med tilsvarende dimensjoner og armeringsmengde. For å kunne fremstille ett trykkbrudd uten bidrag fra armering er det ingen tverrarmoring og ingen trykkarmering i midtsonen av bjelkene. Det vil dermed ikke være noen omslutningseffekt fra armeringen i bruddsonen.

Prosjektet inneholder ett litteraturstudium hvor det er lagt vekt på lettbetong, fiber og duktilitet. Det er utført detaljerte beregninger av bjelkene etter Eurokode 2, og resultatene av bjelketestene er analysert både mot beregningene, og mot de andre bjelkeresultatene.

Disse testresultatene viser at fiber gir økt duktilitet til lettbetong. Resultatene viser at fibrene gir to forskjellige grader av duktilitet. Av de forskjellige fibertypene kom Dramix 65/60 ut med best resultat, mens basaltfiberen kom dårligst ut. Dramix 65/60 ble aktivisert på et tidligere tidspunkt etter brudd enn basaltfiberen og opprettholdt dermed kapasiteten bedre. KrampeHarex 35/0,55H gav forskjellige resultater etter brudd og det kan ikke trekkes noen konklusjoner ut ifra denne fibertypen. Ingen av tiltakene bidro til å opprettholde kapasiteten etter brudd. Dette betyr at fibrene ikke vil gi særlig stor grad av duktilitet hvis kreftene ikke kan omfordeles.



## Summary

This thesis deals with measures to increase the ductility of lightweight concrete and the impact of these measures. The reason for this is because lightweight concrete have a brittle behavior during pressure failure. This type of fracture is undesirable because it gives no warning before it occurs. To investigate what may contribute to increased ductility, it is in this project tested three different fiber types. Eight beams have been produced with four different formulas. Each recipe consists of two beams, where one mix design is without fiber, one with Dramix 65/60, one with KrampeHarex 35/0,55H and one with basalt fiber.

All beams were produced with similar dimensions and reinforcement quantities. In order to produce fracture due to compression, there is no transverse rebars and no pressure rebars in the middle zone of the beams. There will thus be no confinement effect from the reinforcement in the fracture zone.

The project contains a literature study where it focuses on lightweight concrete, fiber and ductility. Detailed calculations after Eurocode 2 have been made, and the results of the beam tests have been analyzed against the calculations and against the other beam results.

These test results show that fiber provides increased ductility of lightweight concrete. The results also show that the fibers provide two different levels of ductility. Of the different fiber types the Dramix 65/60 introduced the best results, while basalt fiber had lowest results. After the failure Dramix 65/60 was activated at an earlier time than the basalt fiber, and thus maintained load resistance better. KrampeHarex 35/0,55H gave different results after failure and it is not possible to draw any conclusions on the basis of this fiber type. None of the fibers contributed to maintain the load resistance after failure. This means that the fiber will have a small contribution to the ductility if the forces can't be redistributed.





# Innholdsfortegnelse

<b>FORORD</b> .....	<b>I</b>
<b>SAMMENDRAG</b> .....	<b>II</b>
<b>SUMMARY</b> .....	<b>III</b>
<b>INNHOLDSFORTEGNELSE</b> .....	<b>IV</b>
<b>SYMBOLOVERSIKT</b> .....	<b>V</b>
<b>1 INNLEDNING</b> .....	<b>1</b>
<b>2 LITTERATURSTUDIUM</b> .....	<b>2</b>
2.1 LETTBETONG .....	2
2.2 FIBERARMERING I BETONG .....	4
2.3 DUKTILITET .....	7
<b>3 DIMENSJONERING</b> .....	<b>12</b>
3.1 FORUTSETNINGER .....	13
3.2 PARAMETERE .....	13
3.3 BRUDDGRENSETILSTAND .....	14
3.4 BRUKSGRENSETILSTAND .....	17
<b>4 LABORATORIUM</b> .....	<b>20</b>
4.1 JERNBINDING .....	20
4.2 FORSKALINGSARBEID .....	21
4.3 STØPING .....	24
4.4 TESTRIGG .....	28
4.5 TESTING AV BJELKER .....	28
4.6 TESTING AV PRØVESTYKKER .....	32
<b>5 DETALJERTE BEREGNINGER</b> .....	<b>33</b>
5.1 PARAMETERE .....	33
5.2 BRUDDGRENSETILSTAND .....	34
<b>6 TESTRESULTATER</b> .....	<b>41</b>
6.1 LAST .....	41
6.2 NEDBØYNING .....	46
6.3 TØYNING .....	48
6.4 PRØVESTYKKER .....	50
<b>7 ANALYSE</b> .....	<b>54</b>
7.1 TEORETISK SAMMENLIGNET MED TESTRESULTAT .....	54
7.2 FORSKJELLER MELLOM TESTRESULTATER .....	65
<b>8 FEILKILDER</b> .....	<b>75</b>
<b>9 KONKLUSJON</b> .....	<b>76</b>
<b>KILDEHENVISNINGER</b> .....	<b>78</b>
<b>VEDLEGG</b> .....	<b>79</b>



## Symboloversikt

### Store latinske bokstaver

$A_c$	tverrsnittsareal av betong
$A_s$	tverrsnittsareal av strekkarmering
$L$	spennlengde
$E_{lcm}$	sekantmodul, elastisitetsmodul for lettbetong
$E_{cm}$	sekantmodul, elastisitetsmodul for betong
$E_s$	dimensjonerende verdi for armeringsstålets elastisitetsmodul
$F$	oppleggskraft/punktlast
$I$	arealtreghetsmoment
$M_r$	rissmoment
$M_{Rd}$	momentkapasitet
$V_{Ed}$	effektiv skjærkraft
$V_{Rdc}$	dimensjonerende kapasitet for skjærkraft uten skjærarmering
$V_{Rds}$	dimensjonerende kapasitet for skjærkraft med skjærarmering

### Små latinske bokstaver

$a$	avstand mellom laster
$b$	bredde av tverrsnitt
$c_{nom}$	nominell overdekning
$d$	effektiv tverrsnittshøyde, avstand fra strekkarmeringens t.p. til trykkrand
$f_{lctm}$	middelverdi av lettbetongens aksialtrekkfasthet
$f_{lcd}$	lettbetongens dimensjonerende sylindrefasthet etter 28 døgn
$f_{lck}$	lettbetongens karakteristiske sylindrefasthet etter 28 døgn
$f_{yd}$	armeringens dimensjonerende flytegrense
$f_{yk}$	armeringens karakteristiske flytegrense
$h$	høyde av tverrsnitt
$h'$	avstand mellom trykk og strekkresultant
$q_e$	egenvekt for bjelke
$s_b$	senteravstand mellom bøylearmering

## Små greske bokstaver

$\alpha$	trykksonehøydefaktor
$\alpha_b$	trykksonehøydefaktor for balansert armert tverrsnitt
$\gamma$	partialfaktor
$\delta$	nedbøyning
$\varepsilon$	tøyning
$\eta$	armeringsforhold
$\eta_E$	omregningsfaktor for å beregne elastisitetsmodulen for lettbetong
$\eta_1$	faktor for å bestemme strekkfastheten til lettbetong
$\lambda$	faktor for effektiv trykksonehøyde
$\mu$	Poissons tall, relativ tverrkontraksjon
$\rho$	densitet for ovenstørr betong i $\text{kg/m}^3$
$\varphi$	diameter for armering

# 1 Innledning

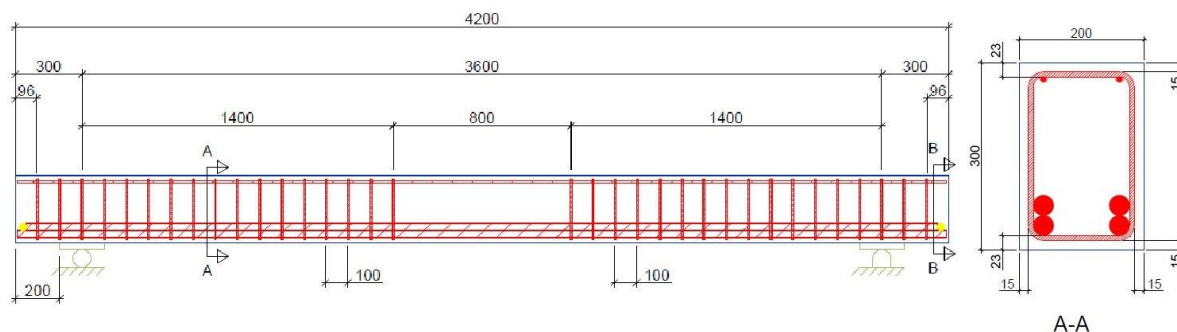
I dagens samfunn settes det større og større krav til hva konstruksjoner skal kunne tåle og bære. Det blir ofte satt nye rekorder i for eksempel høyeste konstruksjon, lengste bruspenn og dypeste subseakonstruksjon. For hele tiden å sprengte nye grenser for hva som er fysisk mulig å bygge, må det utvikles og forskes på gamle og nye områder.

Betong er et gammelt materiale som er i kontinuerlig utvikling. I de senere tiårene har lettbetong blitt et vanligere materiale, men det har noen svakheter i forhold til normalbetong. Lettbetong har vesentlig sprøere bruddoppførsel enn normalbetong, hvilket betyr at materialet er lite duktilt. For å kunne øke duktiliteten til lettbetong forskes det på å tilføre fiber i betongresepten. Fibrene øker duktiliteten ved å skape en omslutningseffekt i lettbetongen. Dette skjer ved at fibrene bidrar til å opprettholde tverrsnittet under belastning og hindre tverrkontraksjonen som skapes. Økt duktilitet innen lettbetong er ønskelig ved eksempelvis jordskjelvsbelastning.

Rapporten er en videreføring av tidligere rapporter som tar for seg ulike tiltak for å øke duktiliteten i lettbetong. Forskjellen fra denne rapporten og de tidligere er at denne tar for seg bjelker med mindre tverrsnitt. Bjelketverrsnittet på bjelkene i denne oppgaven er på 200x300 mm. Det er også kun lagt vekt på forskjellene mellom fibertyper og ikke tverrarmeringens effekt.

Oppgaven tester ut tre forskjellige fibertyper for å se hvor stor innvirkning de har på den duktile oppførselen til lettbetong. Det er totalt støpt åtte bjelker, med fire forskjellige resepter, hvorav en resept er uten fiber. Fibrene i de resterende reseptene er enten Dramix 65/60, KrampeHarex 35/0,55H eller basalt.

Rapporten kan deles inn i fem deler. Første del er et litteraturstudium hvilket legger vekt på lettbetong, fiber og duktilitet. Andre del er dimensjonering av bjelkene. Tredje del er en arbeidsbeskrivelse for produksjon og testing av bjelkene. Fjerde del består av detaljerte beregninger av bjelkene, og siste del av rapporten er testresultater og analysen av disse.



**Figur 1** Bjelke oppriss og tverrsnitt

## 2 Litteraturstudium

### 2.1 Lettbetong

Betong er ett av de mest vanlige materialene i bygg- og anleggsbransjen og forbruket i Norge er på cirka  $1 \text{ m}^3$  årlig per innbygger [1]. Det har blitt utført omfattende forskning innen betong gjennom årene. Ett av ønskene fra bransjen er å få lettest mulig betong, uten at det går utover egenskapene. En normaldensitetsbetong (normalbetong) har en typisk densitet på rundt  $2300 \text{ kg/m}^3$ , mens lettbetong varierer mellom  $800$  og  $2000 \text{ kg/m}^3$ . For å oppnå lavere densitet brukes det tilslag som er lettere og mer porøst enn vanlig tilslag. Vanlig tilslag vil være stein og grus [1].

#### 2.1.1 Historie

Allerede under romertiden ser man forløperen til dagens lettbetong. Pantheonet i Roma ble bygget med porerik vulkansk tilslag. Tilslaget her ble gradert slik at egenvekten minket etter som høyden på kuppelen økte [2]. Det er derimot først på begynnelsen av 1900-tallet lettbetong økte i utbredelse. Da klarte man å fremstille kunstig lett tilslag med relativt konstante egenskaper. Den første fabrikken for produksjon av lett tilslag i full skala startet i 1920 i Kansas City, Missouri. Fabrikken het Haydite Company, oppkalt etter Stephen J. Hayde som er regnet som lettbetongens far. På slutten av 1920-tallet ble flere høye bygninger oppført ved bruk av lettbetong, hvilket bidro til å bygge flere etasjer. Det er flere kjente byggverk som er oppført i lettbetong. Noen av de mer kjente er Marina City i Chicago og Stolmasundet bro. Sistnevnte er en av verdens lengste broer i lettbetong og er oppført i Austervoll kommune, Hordaland [2]. I de senere tiårene har utviklingen av lettbetong vært høy. På 1990-tallet ble det forsket mye på å øke styrken i forhold til densiteten i lettbetong. Dette er hovedsakelig på grunn av offshoreindustriens og brokonstruksjonenes behov for lettere konstruksjoner.

### 2.1.2 Sammensetning og styrke

Betong består av tilslag, vann, sement, luft, tilsetningsmaterialer og tilsetningsstoffer. For å gi betongen en lavere densitet må tilslaget endres fra stein og grus, til et lettere tilslag. De lettere tilslagene er enten naturlige, slik som pimpstein, eller industrielt laget slik som Leca. Densiteten til vanlig tilslag er på rundt 2600-2700 kg/m<sup>3</sup> [1]. Tabell 1 viser at de lettere tilslagene har en densitet som er under halvparten av normalbetongen.

**Tabell 1 Tilslag [1]**

Materiale	Produksjon	Densitet
Ekspandert leire (Leca, Liapor)	Roterovn	200-1000 kg/m <sup>3</sup>
Ekspandert skifer	Sintring	600-1000 kg/m <sup>3</sup>
Sintra flyveaske	Palletisering/Sintring	600-1000 kg/m <sup>3</sup>
Pimpstein	Vulkansk	500-900 kg/m <sup>3</sup>

Det er også viktig at betongen har høy styrke selv om densiteten er lavere. Betongens styrke varierer i takt med styrken og kvaliteten til tilslaget i betongen. For å få høy styrke i tilslaget må også densiteten være høyere. Dette medfører at lettbetong i styrkeklasse mellom 45 og 65 MPa har densitet i området 1850 til 2000 kg/m<sup>3</sup> [1].

### 2.1.3 Produksjon

Produksjonen av lettbetong foregår med samme utstyr som normalbetong, men egenskapene til den ferske betongen er annerledes. Dette er hovedsakelig på grunn av porøsiteten til det lette tilslaget og dens evne til å absorbere vann. Det lette tilslaget vil absorbere vann fra sementpastaen noe som resulterer i en dårligere bearbeidbarhet og lavere slumpfall. For å motvirke dette tilsettes det superplastifiserende tilsetningsstoffer rett før støping. Fuktigheten til lettbetong vil også variere i større grad enn normalbetong og dette medfører at densiteten varierer i betongen. Derfor er det viktig med jevnlig fuktprøver ved lettbetong av høyere styrke og kvalitet [1].

### 2.1.4 Regelverk

Dimensjonering av lettbetongkonstruksjoner i Europa og Norge er styrt av «Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner», heretter kalt EC2 [3]. Dimensjoneringen av lettbetong følger samme regler som for normalbetong, men det er derimot noen tilleggsregler definert i kapittel 11 «Konstruksjoner av betong med lett tilslag». Tabell 3.1 i EC2 oppgir fastheter og deformasjonsegenskaper for normalbetong. Tabell

11.3.1 i kapittel 11 er et supplement for lettbetong og bruker mange av de samme verdiene, men med korreksjonsfaktorer. For verdier tilknyttet betongens strekkfasthet gjelder Formel 1. Når det gjelder den elastiske deformasjonen av lettbetong er det korreksjonsfaktoren i Formel 2 som gjelder. Av formlene kommer det frem at strekkfastheten og den elastiske deformasjonen er direkte relatert med densiteten til betongen. Densiteten i formlene refererer til den ovenstørre densiteten og ikke romdensiteten.

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \frac{\rho}{2200}$$

**Formel 1 Korreksjonsfaktor for lettbetongens strekkfasthet**

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2$$

**Formel 2 Korreksjonsfaktor for elastisk deformasjon i lettbetong**

## 2.2 Fiberarmering i betong

I betong brukes det tre forskjellige armeringstyper. Dette er slakkarmering, spennarmering og fiberarmering. Fiberarmering er oftest benyttet som tilleggsarmering til ordinær stangarmering. Fibrene sin hensikt er da rissbegrensende armering, men kan også bidra til å øke styrken i sprø materialer. Andre bruksområder for fiberarmering er gulv-på-grunn, plasstøpte betongvegger, prefabrikkerte elementer og sprøytebetong [4-6].

### 2.2.1 Historie

Fiberarmering er dokumentert brukt i soltørrede mursteiner tilbake til cirka 1500 f.Kr. av de gamle egypterne. Fiberarmeringen besto da av strå lagt inn i mursteinene. Den moderne bruken av fiberforsterkning startet ikke før på tidlig 1900-tallet, da ved bruk av asbestfibre blandet inn i sementen [5]. På grunn av kreftfaren forbundet med innånding av asbest er ikke denne typen sement lengre tillat å produsere eller benytte i Norge [7]. Derfor består dagens fiberarmering av andre materialer, enten syntetiske eller naturlige.

### 2.2.2 Bakgrunn

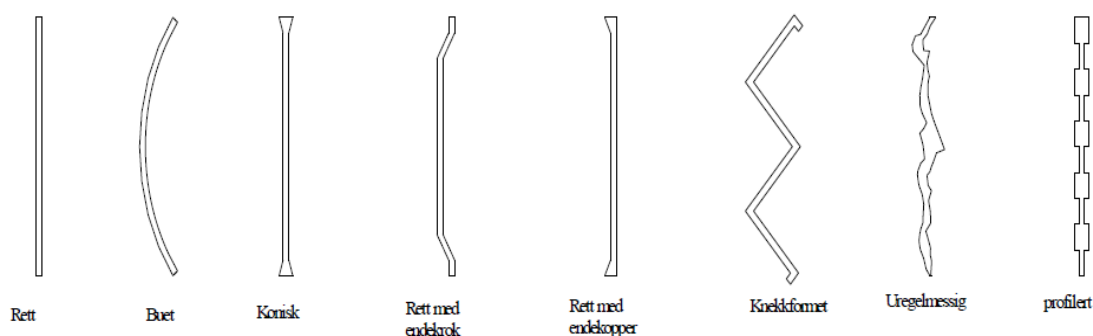
På grunn av et manglende internasjonalt akseptert regelverk, er fiber oftest benyttet som rissbegrensende armering [6]. For å oppnå en større styrke i betongen, må elastisitetsmodulen (e-modul) til fibrene være større enn betongens e-modul. Dette er fordi fibrene aktiviseres samtidig med tøyningen til betongen [4]. Fibrene motarbeider riss ved å danne bruer over rissene når de oppstår. På denne måten blir fibrene mer aktivisert etter som rissåpningen øker. Fibrene kan på denne måten kun gå til brudd ved avrivning eller utrivning [5]. Avhengig av fibertype vil de også kunne gi en økt slitastyrke mot erosjon og mekaniske påkjenninger. En ulempe med fiberarmering er bearbeidbarheten under støping. Her kan fibrene hindre tilstrekkelig utflytning av betong rundt armering og vanskelig geometri.



Derfor kan det være vanskelig å spre fibre godt gjennom hele tverrsnittet. Dette kan skape områder som ikke er tilstrekkelig utstøpt og store variasjoner i hvordan fibre er fordelt [6]. Støpeteknikken benyttet ved bruk av fiberarmert betong påvirker hvordan fibre fordeles gjennom tverrsnittet, og retningen fibre oppnår i elementet. Under pumping vil fibre ofte orientere seg etter flyten til betongen. For å oppnå økt duktilitet, må fibre bidra til å holde tverrsnittet sammen i tverretningen. Fibre kan derfor ikke kun ligge i lengderetningen til elementet.

### - Stålfiber

Tverrsnittet til stålfiber varierer ut i fra produksjonsmetode og kan derfor være firkantet, sirkulær, rett, bøyd, kromet eller profilert. Figur 2 viser eksempler på forskjellige fibergeometrier. Grunnen for å ha ulik geometri på fibre er for å skape en bedre heft mellom sementen og fibre, noe som bidrar til at fibrenes strekkapasitet blir bedre utnyttet [6]. Normal styrke på fibre ligger mellom 345 til 1380 MPa og har en e-modul på cirka 200 GPa [4]. Dette prosjektet utføres med to typer stålfiber, "Dramix 65/60" og "KrampeHarex DE 35/0,55 H". Dramix 65/60 har en strekkfasthet på 1000 MPa [8], mens KrampeHarex fiberen har en strekkfasthet på 2400 MPa [9]. KrampeHarex fiberen som benyttes i dette forsøket er noe større enn normal strekkfasthet for stålfiber.



**Figur 2 Vanlige fiberformer [6]**



**Figur 3 Benyttet fiberarmering**

- **Naturlige fiber**

Eksempler på naturlige fiber er basalt og cellulose. Cellulosefibre blir dessverre brutt ned av alkaliinnholdet i betongen og får av den grunn en kort levetid. Fordelene med cellulosefibre er en veldig lav kostnad for produksjon og lavt energibehov under produksjon.

Basaltfiber er laget av smeltet lavastein som er ekstrudert gjennom dyser. Fiber av basalt har sine fordeler i å ha høy strekkfasthet, god kjemisk motstandsevne og UV-resistans. Ulempen er at fibrene har lett for å splittes under belastning og på denne måten mister integriteten og den totale styrken. Strekkfastheten er på ca. 3200 MPa og e-modulen på ca. 90 GPa [10-12].

- **Glassfiber**

Glassfiber produseres i hovedsak av glasstypen alkali-resistent glass. Dette er på grunn av betongens høye alkaliinnhold. En av de større utfordringene til glassfiberarmert betong er bestandigheten til glassfibrene. Dette er også et problem selv ved bruk av alkali-resistent glass. På bakgrunn av dette blir glassfiberbetong oftest benyttet rent arkitektonisk. Den normale lengden på glassfiber er mellom 40 og 50 mm [4].

- **Syntetiske fiber**

Syntetiske fiber deles ofte i to hovedgrupper, høy- eller lav e-modul. Fiber i nylon og polyester er eksempler på fiber med lav e-modul. Karbon- og aramidfiber er typiske fiber med høy e-modul. Typisk bruk av denne type fiber er for å øke styrken eller tøyingskapasiteten til betongen. Den kan også brukes for å øke motstandsevnen mot brå mekaniske påkjenninger eller som rissbegrensende armering [4].

### 2.2.3 Regelverk

Etter som det ikke eksisterer et regelverk for fiberarmering i gjeldende Eurokode, er det et behov for en standardisering og internasjonal enighet om regne- og kontrollmetoder. COIN publiserte "Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner" i 2011. Denne publiseringen skal være i samsvar med andre deler i internasjonale regelverk, men innehar ekstra veiledning når det kommer til utførelse og kontroll av konstruksjonene [6]. I løpet av 2013 skal det komme et nytt forslag for standard angående bruk av fiberarmering i betongkonstruksjoner [13].

## 2.3 Duktilitet

Ethvert materiale som kan oppta store tøyninger før det går til brudd kalles et duktilt materiale. Dette kan defineres som enten prosentvis tøyning i forhold til opprinnelig lengde eller prosentvis arealreduksjon i forhold til opprinnelig areal.

$$\text{Prosentvis tøyning} = \frac{L_0 - L_f}{L_0} * 100 \%$$

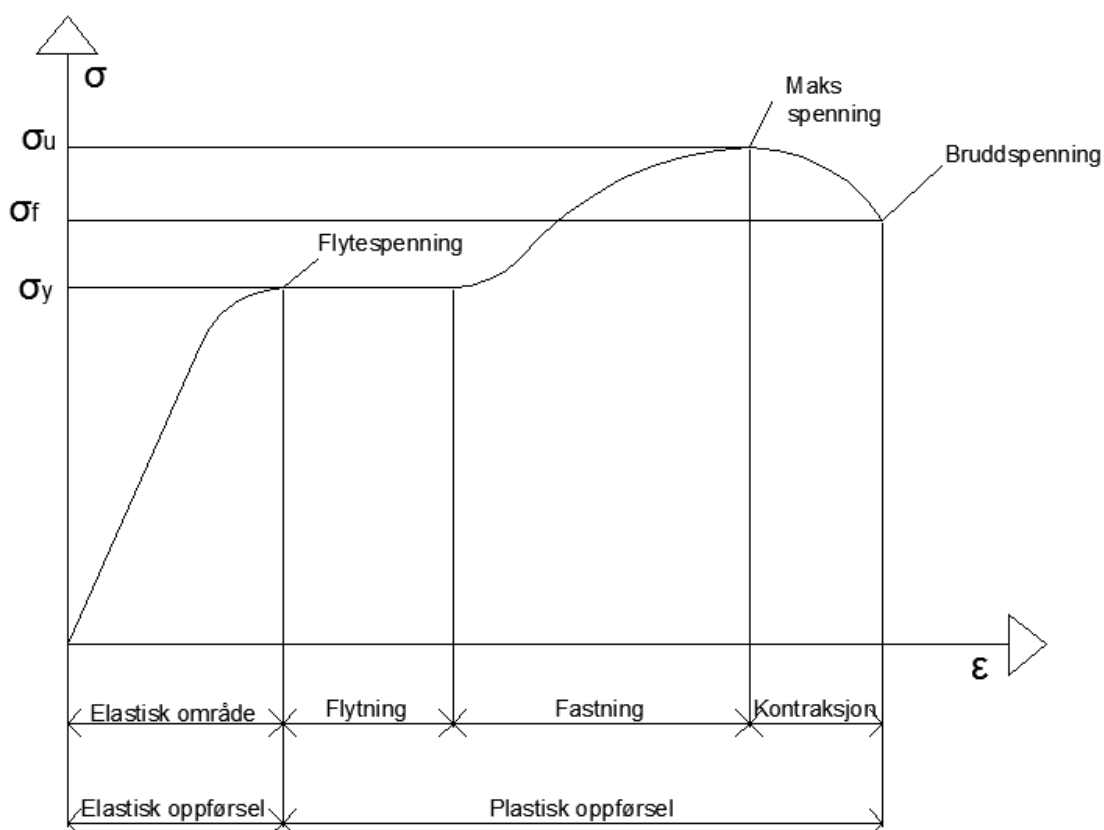
### **Formel 3 Prosentvis tøyning**

$L_f$  er lengden etter tøyning og  $L_0$  er opprinnelig lengde. En alternativ metode er å måle tverrkontraksjonen som en reduksjon i areal ved bruddet.

$$\text{Prosentvis arealreduksjon} = \frac{A_0 - A_f}{A_0} * 100 \%$$

### **Formel 4 Prosentvis arealreduksjon**

I Formel 4 er  $A_0$  arealet av tverrsnittet før tverrkontraksjonen oppstår, og  $A_f$  arealet umiddelbart før brudd. Materialer slik som stål, kobber og sink er ofte antatt som duktile materialer, med unntak av noen legeringer, eksempelvis støpejern. Et typisk spenning- /tøyningsdiagram for duktile materialer vises i Figur 4.



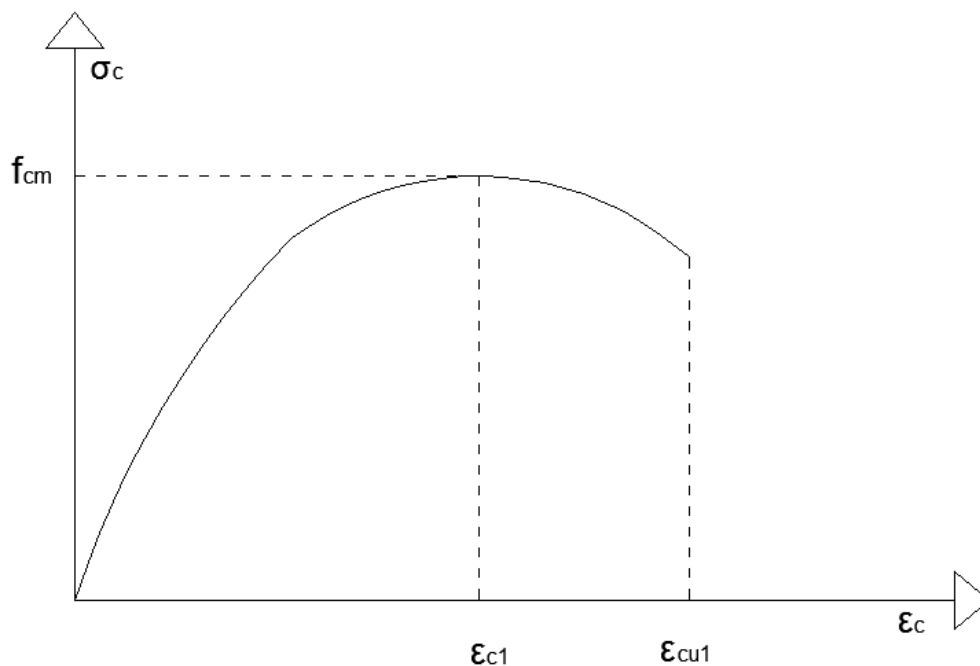
**Figur 4 Spenning-/ tøynings diagram [14]**

I Figur 4 vises den duktile sonen fra og med flytning har oppstått. En alternativ måte å definere duktilitet på er; "duktilitet, formbarhet, metallenes evne til å la seg forme ved plastisk bearbeiding" [15]. Etter et materiale er bearbeidet plastisk, er deformasjonen som har oppstått permanent og irreversibel.

### 2.3.1 Duktilitet i betong

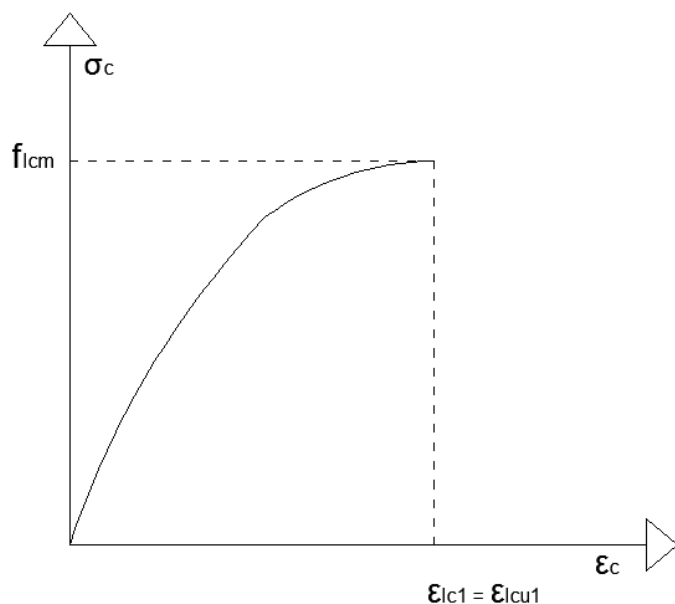
Betong er et materiale som tillater lite tøyning før det går til brudd og defineres derfor ofte som et sprøtt materiale. Siden betong er et inhomogent materiale med tilfeldig fordeling av porer, er strekkfastheten varierende gjennom tverrsnittet. Sammen med stor forskjell i trykk- og strekkfasthet bidrar dette til betongens sprø oppførsel ved brudd.

Under trykk vil betongen utvide seg i alle tverretninger på kraftretningen. Denne utvidelsen skaper interne strekkrefter i betongen. Derfor behøves det ikke stor deformasjon før betongen går til et sprøtt brudd. Ved bruk av eksempelvis lukkede bøyer, kan det forhindres at disse strekkreftene overskrider betongens strekkapasitet. Figur 5 viser normalbetongen sitt arbeidsdiagram etter EC2.



**Figur 5 Arbeidsdiagram normalbetong [3]**

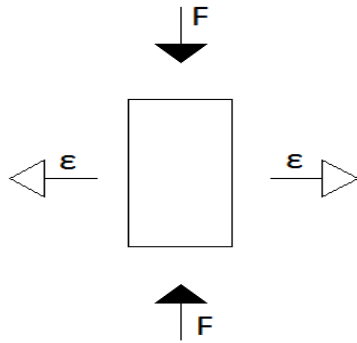
Figur 5 viser at normalbetong tøytes selv etter at maksspenning er oppnådd, men med en liten spenningsreduksjon. Duktiliteten til betongen er tøyingsområdet etter maksspenning. I Figur 6 vises lettbetongens arbeidsdiagram og at tøyingsområdet etter maksspenning er tilnærmet lik null. Det har derfor en liten tøyingskapasitet og går mot brudd samtidig som maksspenning oppnås.



**Figur 6 Arbeidsdiagram lettbetong [3]**

### 2.3.2 Tverrkontraksjon

Tverrkontraksjon er definert som relativ tverrsnittsendring dividert med relativ lengdeendring,  $\mu = \frac{\Delta A}{\Delta L}$  [16]. Dette skaper tøyninger og spenninger på tvers av påført kraftretning. Hvilken retning tverrsnittet endrer størrelse avhenger av kraften som er påført. Strekkrefter skaper sammentrekning og trykkrefter skaper ekspansjon av tverrsnittet.



**Figur 7 Tverrkontraksjon**

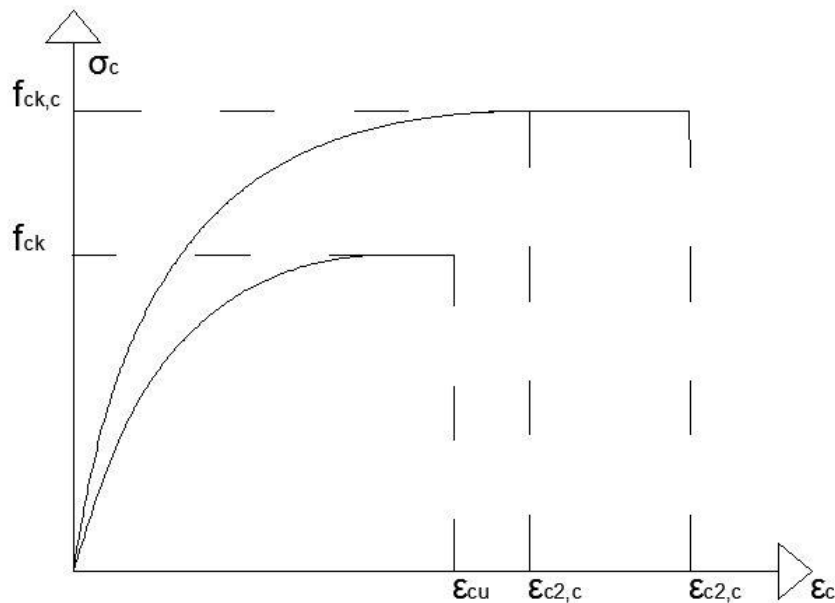
Under forsøk av trykkfasthet til betong presses testobjektet mellom to stålplater. Friksjonen mellom stålplatene og betongen skaper en fastholding mot utvidelse i bunn og topp av testeksemplaret. Det skaper treaksiale krefter i bunn og topp som hindrer at tverrkontraksjon vil oppstå. Disse kreftene bidrar til å forstyrre arbeidsdiagrammet og øke trykkapasiteten til betongen. Denne effekten kan gjenskapes ved bruk av eksempelvis lukkede bøyer. Det kan på denne måten tillates større tøyning og trykkapasitet i betongen før brudd. EC2 tillater en økning for trykkfastheten og tøyningen i henhold til Formel 5 for normalbetong [3].

$$f_{ck,c} = \begin{cases} f_{ck} \left( 1,000 + \frac{5,0 * \sigma_2}{f_{ck}} \right) & \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \\ f_{ck} \left( 1,25 + \frac{2,5 \sigma_2}{f_{ck}} \right) & \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + \frac{0,2 \sigma_2}{f_{ck}}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} * \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2$$

**Formel 5 Omslutningseffekt for normalbetong**



**Figur 8 Spenning- tøyningsdiagram for betong med omslutningseffekt [3]**

Figur 8 viser hvordan omslutningseffekten påvirker betong i form av ekstra duktilitet og trykkapasitet. Nedre kurve representerer normalbetongens sammenheng mellom spenning og tøyningsgrad uten omslutningseffekt. Den øvre kurven viser den forlengede duktilitetssonen og økte trykkapasiteten. Omslutningseffekten benyttes også til lettbetong, men har ingen begrensning på spenningen som omliggende bøylearmeringen eller kroker gir ( $\sigma_2$ ).

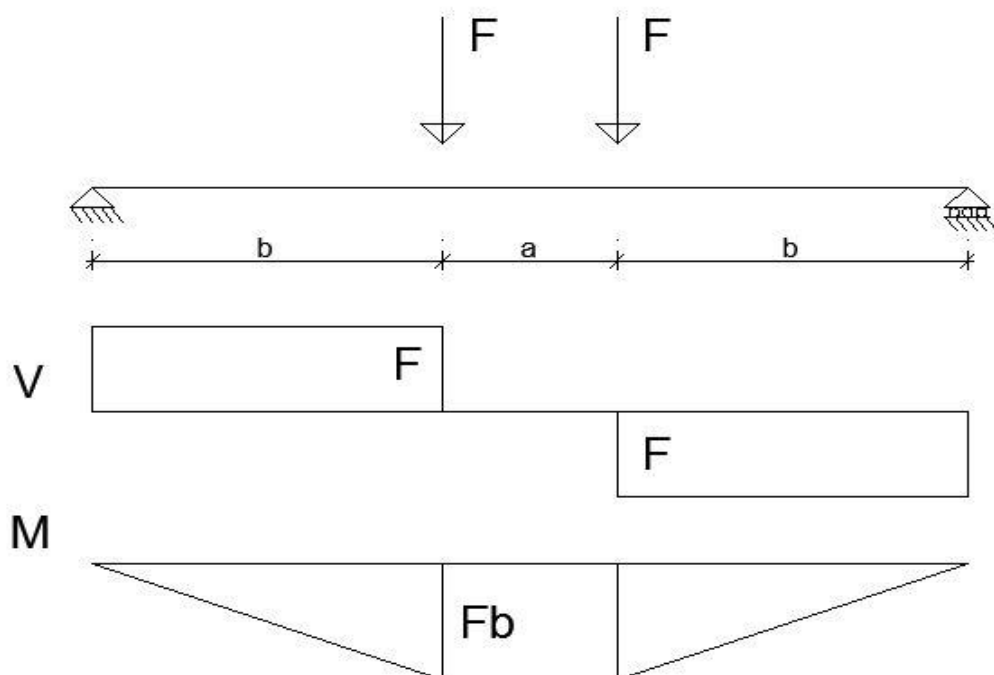
$$f_{lck,c} = f_{lck} \left( 1,0 + \frac{k\sigma_2}{f_{lck}} \right)$$

**Formel 6 Omslutningseffekt for lettbetong**

Det nasjonale tillegget anbefaler  $k$ , vist i Formel 6, til å settes lik 1,0. Dette betyr at omslutningseffekten for lettbetong vil være mindre enn det som tillates for normalbetong.

### 3 Dimensjonering

Bjelkene er dimensjonert for å få et ønskelig trykkbrudd i toppen av bjelken. For å få et best mulig resultat er det ønskelig med maks moment og ingen skjærkrefter. Dette gjennomføres mest hensiktsmessig med to punktlaster. Mellom punktlastene vil det være et tilnærmet konstant moment og tilnærmet ingen skjærkrefter. Figur 9 viser moment- og skjæradiagrammet for en slik belastning.



**Figur 9 Moment- og skjæradiagram**

Siden det kun er den reelle oppførselen til bjelkene som er av interesse er det unngått å bruke sikkerhetsfaktorer ved beregningene. Beregningene skal dermed gi et realistisk bilde av hva som kommer til å skje med bjelkene under testing. Dette gjelder både for bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. De utfyllende dimensjoneringsberegningene er vedlagt i Vedlegg C.



### 3.1 Forutsetninger

Beregningsforutsetningene gjelder for beregning i brudd- og bruksgrensetilstand. Forutsetningene gjelder også for de detaljerte beregningene i kapittel 5.

- Full heft mellom betong og armering
- Navier/ Bernoulli's hypotese er gyldig
- Hooke's lov er gyldig
- Spennings- og tøyningsegenskaper etter EC2
- Betongens strekkfasthet neglisjeres
- Nedbøyning bestemmes kun av bøyedeformasjon
- «Tensionstiffening» neglisjeres i nedbøyningsberegninger

### 3.2 Parametere

Alle åtte bjelkene er produsert med samme tverrsnittsmål og armeringsmengde.

$$b = 200 \text{ mm} \quad h = 300 \text{ mm} \quad L = 3600 \text{ mm} \quad a = 800 \text{ mm}$$

$$A_s = 3217 \text{ mm}^2 \quad A_c = 60000 \text{ mm}^2$$

Bjelkene skal produseres med en styrke kvalitet på 40 MPa. Dette vil si at gjennomsnittet av sylindertykkprøvene skal være 40MPa, og verdiene som hentes fra EC2 er med denne karakteristiske fastheten.

$$f_{lcm} = f_{lck} = 40 \text{ MPa} \quad f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 35 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \quad \gamma_c = 1,0$$

For å finne den dimensjonerende fastheten benyttes formel 3.15 i EC2. Det er valgt å sette  $\alpha_{cc}$  lik 0,85 slik standarden anbefaler på grunn av at denne tar hensyn til ugunstige virkninger fra lastpåføringen.

$$f_{lcd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{lck}}{\gamma_c} = 0,85 * \frac{40}{1,0} = 34 \text{ MPa}$$

Elastisitetsmodulen for lettbetong finnes ved å multiplisere elastisitetsmodulen for normalbetong med en faktor. Denne faktoren inneholder den ovenstørre densiteten til lettbetong, hvilket er ca. 150kg/m<sup>3</sup> mindre enn romdensiteten.

$$\rho = \rho_m - 150 = 1800 - 150 = 1650 \text{ kg/m}^3$$

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 = 0,563$$

$$E_{lcm} = E_{cm} * \eta_E = 35 * 0,563 = 19,7 \text{ GPa}$$

De teoretiske tøyningene og aksialstrekkfastheten er hentet fra Tabell 3.1 og 11.3.1 i EC2.

$$\varepsilon_{lc1} = k * \frac{f_{lcm}}{E_{lcm}} = 1,1 * \frac{40}{19700} = 2,24 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{lcu1} = \varepsilon_{lc1} = 2,24 \text{ ‰} \quad \varepsilon_{lc2} = 2,0 \text{ ‰}$$

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 * \frac{\rho}{2200} = 0,40 + 0,60 * \frac{1650}{2200} = 0,85$$

$$\varepsilon_{lcu2} = 3,5 * \eta_1 = 3,5 * 0,85 = 2,98 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{lcu3} = 3,5 * \eta_1 = 3,5 * 0,85 = 2,98 \text{ ‰}$$

$$f_{lctm} = f_{ctm} * \eta_1 = 3,5 * 0,85 = 3,1 \text{ MPa}$$

Resterende verdier er hentet fra EC2.

$$\alpha = 0,8 \quad \eta = 1,0 \quad \lambda = 0,8$$

Materialparametere for stål er som følger.

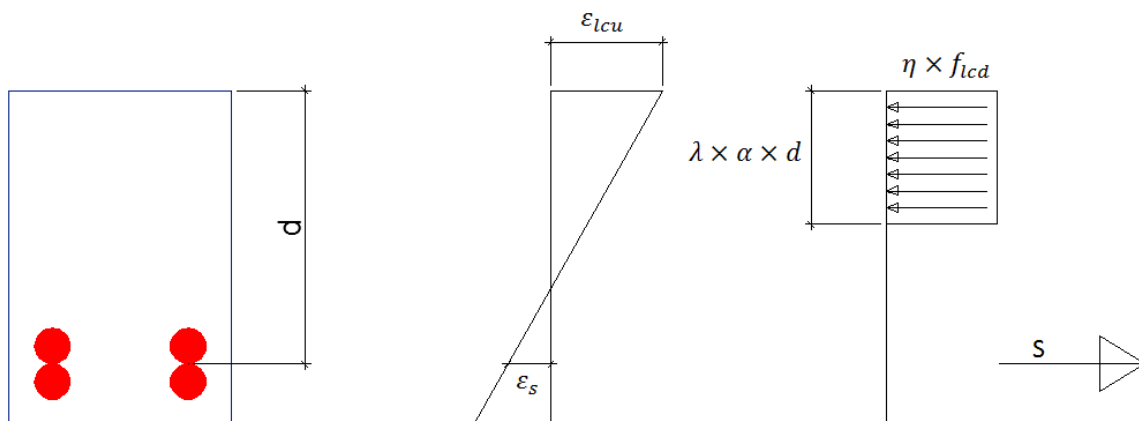
$$f_{yd} = 500 \text{ MPa} \quad f_{ywd} = 500 \text{ MPa} \quad E_s = 190 \text{ GPa} \quad \varepsilon_{yk} = 2,5 \text{ ‰}$$

### 3.3 Bruddgrensetilstand

#### 3.3.1 Momentkapasitet

Den mest vanlige og enkleste metoden for å regne ut momentkapasiteten er med rektangulær spenningsfordeling (blokkmetode) slik som det er forklart her.

Beregningsmodell for momentkapasiteten med blokkmetode er fremstilt i Figur 10.



**Figur 10 Tøyningsrelasjon for rektangulær spenningsfordeling**

**Tabell 2 Trykk- og strekkresultant**

Trykkrefter	Strekkrefter
$T_c = \lambda * \eta * f_{lcd} * b * d * \alpha$	$S = \varepsilon_s * E_s * A_s$

Figur 29 viser tøyninger og krefter som virker på bjelketverrsnittet. Ved hjelp av kraftlikevekt blir formelen  $T_c - S = 0$ . Tøyningen i stålet løses med hensyn på tøyningen i toppen av betongen siden det er et trykkbrudd som skal oppnås. For at tøyningene i stålet ikke skal bli for store blir det valgt å bruke fire Ø32 jern i bunn av bjelkene. Dette medfører at bjelken blir overarmert.

$$\lambda * \eta * \alpha * f_{lcd} * b * d - E_s * \frac{1 - \alpha}{\alpha} * \varepsilon_{lcu3} * A_s = 0$$

$$\lambda * \eta * f_{lcd} * b * d * \alpha^2 + E_s * A_s * \varepsilon_{lcu} * \alpha - E_s * A_s * \varepsilon_{lcu} = 0$$

Andregradsligningen løses med hensyn på  $\alpha$ , og  $\alpha$ -verdien blir 0,675.

$$M_{Rd} = \lambda * \eta * \alpha * (1 - 0,5 * \lambda * \alpha) * f_{lcd} * b * d^2$$

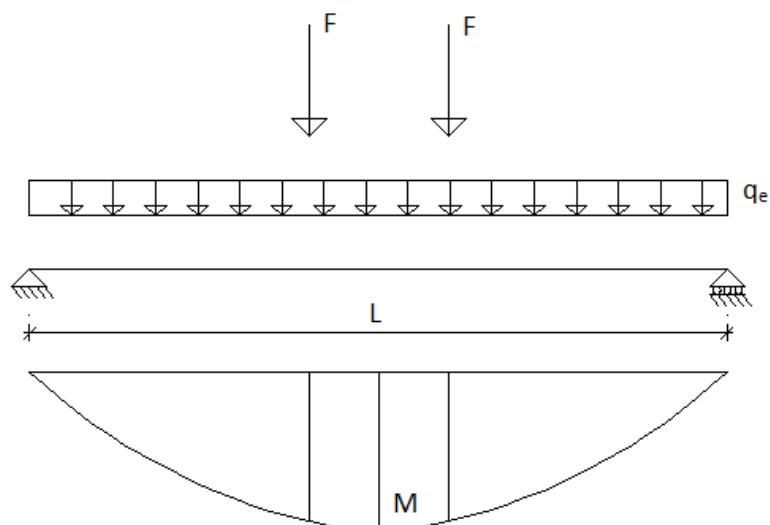
### **Formel 7 Momentkapasitet med blokkmetode**

Momentkapasiteten blir dermed  $M_{Rd} = 153,1$  kNm.

For å finne denne maksimale oppleggskraften som kan virke på bjelken medregnes egenlasten, og største kraft løses med hensyn på moment om midten av bjelken. Egenvekten av hovedbjelken er på 1,31 kN/m ( $q_e$ ), mens vekten av lastfordelingsbjelken er neglisjerbar.

$$F = \frac{2 * M_{Rd} - \frac{1}{4} * q_e * L^2}{L - a} = 107,8 \text{ kN}$$

Formelen over viser resultatet for blokkmetoden. Bjelken vil teoretisk gå til brudd ved en påført jekklast på to ganger oppleggskraften, totalt 215kN.

**Figur 11 Statisk system**

### 3.3.2 Skjærkapasitet

Siden det er ønskelig å få et trykkbrudd i toppen av bjelken så må skjærbrudd forhindres. Derfor er det valgt å inkludere sikkerhetsfaktor ved skjærberegningen til betongkapasiteten i bjelkene. Den største skjærkraften,  $V_{Ed}$ , er på 107,8 kN, noe som er mindre enn  $V_{Rdmax} = 245,7 \text{ kN}$ . Det vil si at det ikke forekommer skjærtrykkbrudd i bjelken. Skjærkapasiteten av bjelken uten skjærarmering,  $V_{IRdc} = 33,5 \text{ kN}$ , er mindre enn den opptredende skjærkraften og bjelken må skjærarmeres. Med Ø8 bøyle med en senteravstand på 100 mm oppnås det en skjærkapasitet,  $V_{Rds}$ , på 270,3 kN. Denne kapasiteten er over dobbelt så stor som den opptredende kraften og bjelken vil motstå skjærkrefter som vil kunne oppstå under forsøket.

### 3.3.3 Forankring

Forankringen av lengdearmeringen blir forsterket ved å sveise en tverrgående armeringsstang i enden av lengdearmeringen. Avstanden fra opplegg og til bjelkeende er 300 mm. Den nødvendige armeringslengden må derfor være under 285 mm. Beregningene etter EC2 kapittel 8.4 og kapittel 8.6 viser at nødvendig forankringslengde er 60 mm. Minimumskravet på 320 mm (10Ø) kan sees bort ifra på grunn av merknaden i Tabell 8.2 i EC2 er oppfylt. Den nødvendige forankringslengden på 60 mm er mye lavere enn forankringslengden og det vil ikke være fare for at hovedarmering vil oppnå heftbrudd.

### 3.3.4 Andre kontroller

For at det ikke oppstår knusing ved lastpåføringspunktene er det viktig at de lokale spenningene holdes på et tilfredsstillende nivå. Ved lastpunktene oppstår det trykkrefter i tre retninger og maksimal trykkspenning kan ikke overskride følgende  $\sigma_{Rdmax} = k_1 * v' * f_{cd} = 28,6 \text{ MPa}$ .

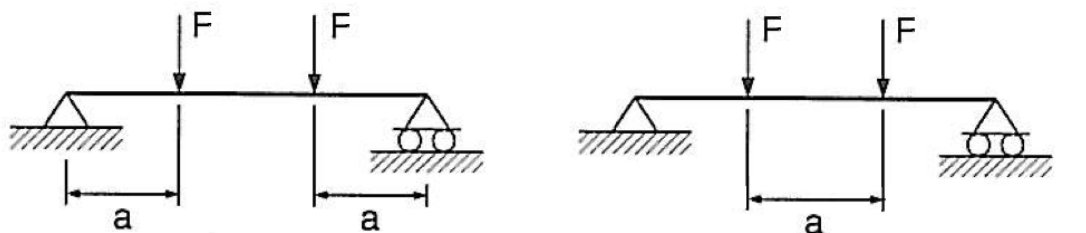
$$a_1 = \frac{F}{b * \sigma_{Rdmax}} = 19 \text{ mm}$$

Platene som overfører kreftene til bjelkene må være minst 19 mm i bjelkens lengderetning. I disse ligningene er det ikke medregnet sikkerhetsfaktorer, men platene som overfører kreftene er vesentlig bredere.

## 3.4 Bruksgrensetilstand

### 3.4.1 Nedbøyning

Formelen for nedbøyning med to variable laster er  $\frac{F \cdot x}{6 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot a \cdot L - 3 \cdot a^2 - x^2)$ , hvor  $x$  er avstand fra opplegg til nedbøyningspunkt, se Figur 12. Ved å tilpasse formelen til vårt tilfelle med oppgitt avstand mellom lastene og nedbøyningspunkt midt på bjelken blir formelen  $\delta = \frac{F \cdot x}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3L^2 - 3a^2 - 4x^2)$ , hvor  $a$  er avstand mellom lastene. For å finne nedbøyning på midten av bjelken settes  $x$  til 1800 mm. For å finne nedbøyning ved lastpunktene settes  $x$  til 1400 mm.



$$\delta = \frac{F x}{6 E I} (3 a L - 3 a^2 - x^2) \quad \delta = \frac{F \cdot x}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3 L^2 - 3 a^2 - 4 x^2)$$

**Figur 12 Nedbøyning [17]**

Nedbøyningsberegningene tar for seg både stadium 1 og stadium 2. Stadium 1 er når bjelken ikke er opprisset, mens stadium 2 er når bjelken er opprisset.

### 3.4.2 Stadium 1

Stadium 1 vil si at betongen ikke er opprisset. Hele den effektive tverrsnittshøyden vil gi et bidrag til stivheten for nedbøyningsberegningene.

$$\alpha = \frac{A_c \cdot 0,5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_s} = 0,754$$

Trykksonehøyden ( $\alpha \cdot d$ ) i stadium 1 vil dermed være 180 mm. Stivheten til en uopprisset bjelke løses ved å finne en midlere stivhet for betongen og stålet, med følgende formel  $EI = E_{lcm} \cdot I_{c1} + E_s \cdot I_{s1}$ . De to arealtreghetsmomentene beregnes ved bruk av Steiner's setning.

$$I_{c1} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left( \alpha \cdot d - \frac{h}{2} \right)^2 = 5,05 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{s1} = A_s \cdot (d - \alpha \cdot d)^2 = 1,11 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Begge elastisitetsmodulene er kjente og stivheten  $EI_1$  blir  $1,21 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$ .

Det er interessant å finne ut ved hvilket moment og ved hvilken last tverrsnittet endrer seg fra stadium 1 til stadium 2. Det forutsettes at tverrsnittet risser opp i underkant når strekkspenningen i underkant når strekkfastheten  $f_{lctm}$ .

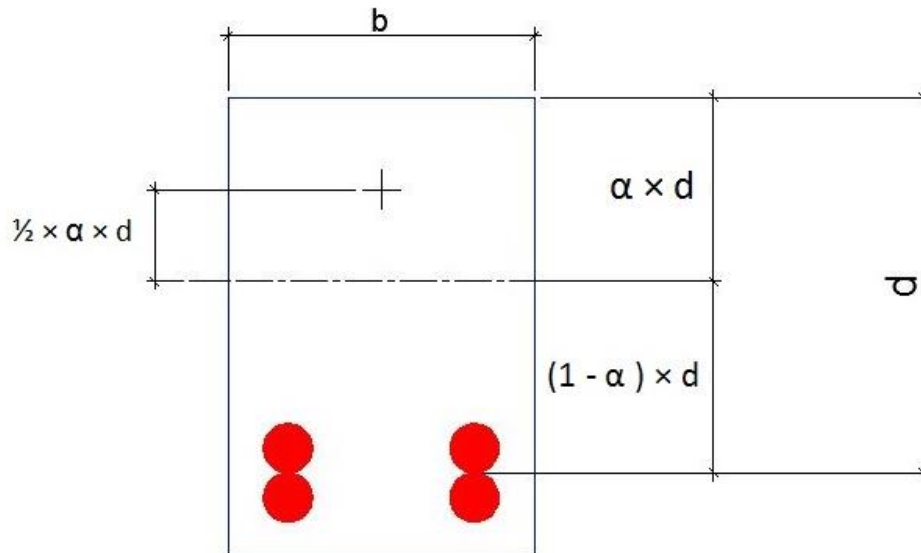
$$M_r = \frac{f_{lcm} * (I_{c1} + \eta * I_{s1})}{h - \alpha * d} = 15,2 \text{ kNm}$$

$$F_r = \frac{2 * M_r - \frac{1}{4} * q_e * L^2}{L - a} = 9,3 \text{ kN}$$

$$\delta_{m1} = 1,4 \text{ mm}$$

Som formlene viser oppstår det riss ved 15,2 kNm med en korresponderende punktlast på 9,3 kN. Nedbøyningen vil på dette tidspunktet være 1,4 mm på midten av bjelken.

### 3.4.3 Stadium 2



**Figur 13 Beregningsmodell i stadium 2**

Ved stadium 2 har betongen blitt opprisset i strekksonen og det vil kun være betongen i trykk og armeringen som gir bidrag til stivheten. Figuren viser trykksonehøyden og de interne momentarmene til nøytralaksen. Ved hjelp av kraftlikevekt får vi følgende formel.

$$T_c - S = 0$$

$$\frac{1}{2} * \sigma_c * \alpha * d * b - \sigma_s * A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} * E_{lcm} * \varepsilon_{lc} * \alpha * d * b - E_s * \varepsilon_s * A_s = 0$$

Videre løses tøyningen i strekkarmering med hensyn til tøyning i betongen.

$$\frac{1}{2} * E_{lcm} * \varepsilon_{lc} * \alpha * d * b - E_s * \varepsilon_{lc} * \frac{1 - \alpha}{\alpha} * A_s = 0$$

Deretter ryddes det opp i ligningen og innføres  $\eta = \frac{E_s}{E_{lcm}}$  og  $\rho = \frac{A_s}{b * d}$ .

$$\alpha = \sqrt{(\eta * \rho)^2 + 2 * \eta * \rho} - \eta * \rho = 0,661$$

Trykksonehøyden ( $\alpha * d$ ) i stadium 2 vil dermed være 158 mm.

Arealmomentene løses ved hjelp av Steiner's setning og den midlere stivheten beregnes med samme metode som ved stadium 1.

$$I_{c2} = \frac{b * (\alpha * d)^3}{3} = 2,63 * 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{s2} = A_s * ((1 - \alpha) * d)^2 = 2,11 * 10^7 \text{ mm}^4$$

Stivheten  $EI_2$  blir dermed  $9,22 * 10^{12} \text{ Nmm}^2$ . Når bjelken har passert risslast blir den teoretiske nedbøyningen 1,8 mm på midten av bjelken. Ved brudd er nedbøyningen 21,0 mm.

**Tabell 3 Nedbøyning ved beregnet risslast og brudd**

	Ved risslast	Ved risslast 2	Ved brudd
Midten $\delta_m$ [mm]	1,4	1,8	21,0

## 4 Laboratorium

### 4.1 Jernbinding

Arbeidet med binding av armeringsjern startet opp tirsdag 5. februar og var fullført 8. februar. Dette ble gjort etter tegninger og bøyelister presentert i Vedlegg D. Sluttresultatet av jernbindingen vises i Figur 14.



**Figur 14 Ferdig armerte bjelker**

I hver bjelke ble det plassert fire  $\text{Ø}32$  jern i bunn, to  $\text{Ø}8$  jern i toppen og totalt 34  $\text{Ø}8$  bøylar. Bøylene ble plassert med en senteravstand på 100 mm. Da det ikke forekommer skjær i midten av bjelkene, så er en sone på 800 mm ved senter av bjelkene uten bøylearmering. Ved å ikke legge bøylearmering i denne sonen vil armeringen ikke bidra til fastholding mot tverrkontraksjon. Hovedarmeringen og bøylearmeringen ble levert med små variasjoner i lengde og retning. En del av bøylearmeringen måtte bli etterjustert i skrustikke for å kunne bli bundet fast. Det forekommer noen variasjoner i bøylene i forhold til bøyelisten, men når bøylene blir plassert, bøyd og bundet så ble forskjellene relativt små. Bøyleomfaret ble plassert tilfeldig og sporadisk siden dette ikke har betydning for forsøket. Endeforankringen ble sveist slik som på Figur 15 og skal bidra til å fastholde lengdearmeringen ved endene av bjelkene. Dette er for å unngå et heftbrudd langs hovedarmeringen.





*Figur 15 Endeforankring av lengdearmeringen*

## 4.2 Forskalingsarbeid

Som forskaling til bjelkene er det blitt benyttet finérplater. Disse er skrudd sammen med innvendige dimensjoner lik utvendig mål på bjelkene. Det er laget totalt fire former. To av formene er laget enkeltvis og to av formene er skrudd i samme bunnplate. Etter at armeringen var lagt ned i formen, ble topparmeringen kuttet i midtfeltet. Grunnen til at disse blir fjernet på dette tidspunktet er for å inneha en god stabilitet under transport av armeringen. Alle formene ble til slutt justert og skrudd sammen to og to i toppen. Dette er for at bjelkene skal ha tilnærmet identisk tverrsnitt. Før støping ble formene smøret med olje for sikre en lettere avforming og rengjøring til neste støp.



**Figur 16 To enkle former skrudd sammen**

Etter at formene var justert ble løfteøyer for kranen bundet fast.



**Figur 17 Løfteøye for transport av bjelke**



**Figur 18 Avstiver til forskaling**

For å opprettholde overdekningen til armeringen ble det benyttet avstandsklosser med 15 mm høyde. Disse ble plassert regelmessig og ved behov. Generelt sett ble formene meget like og det er ikke store variasjoner i enten armeringsplassering eller dimensjoner. Avstanden fra bunn av bjelke og til tyngdepunktet av lengdearmeringen ble målt opp på alle bjelkene, og denne avstanden var på ca. 61 mm på alle bjelkene.



### 4.3 Støping

Under støping av bjelkene hadde SINTEF ansvar for resepten, blandingen og kvaliteten av betongen, mens NTNU stod for selve støpingen. Resepten er vedlagt i Vedlegg E. Støpingen av de åtte bjelkene foregikk over totalt fire dager, hvorav to er med støping og to med avforskaling og rengjøring. Formiddagen tirsdag 26. februar ble bjelke 1A og 1B støpt. Begge disse bjelkene er uten fiber og Figur 19 viser betongen før støp.



**Figur 19 Synkmål**

Etter lunsj samme dag ble bjelke 2A og 2B støpt. Disse ble støpt ved først å fordele ca. 140 liter betong i formene uten fiberarmering, slik at hovedarmeringen var tildekt med betong. Deretter ble betong med fiber av typen Dramix 65/60 støpt ut i formene. Grunnen til denne fremgangsmåten er for å forsikre seg om at betongen blir godt nok utstøpt ved hovedarmeringen. Betong med fiber er mindre støpelig enn betong uten fiber, og det er en større sjanse for at det blir områder uten betong rundt armeringen. Figur 20 viser bjelkene før tilsetning av betong med fiber.



**Figur 20 Utstøping**

Neste dag ble bjelkepar 1 og 2 tatt ut av formene, satt på oppbevaringsstedet, fuktet og tildekket. Bjelkene ble plassert to og to i høyden. Figur 21 viser bjelkene etter de har blitt tildekt med våte strisekker.



**Figur 21 Oppbevaring av bjelker etter støping**

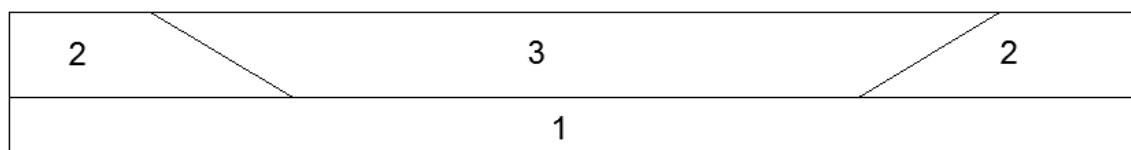
Torsdag 28. februar ble de fire siste bjelkene støpt. Bjelkepar 4 ble støpt før lunsj og bjelkepar 3 etter lunsj. Fremgangsmåten for disse bjelkene er helt lik som de foregående med fiber. Etter en uke med herding under plastikk, ble de på nytt vannet for å sikre tilstrekkelig vanntilgang for herdeprosessene.

**Tabell 4 Støpetidspunkt**

Bjelke	Støpetidspunkt	Fibertype
1A & 1B	2013-02-26 kl 1000	-
2A & 2B	2013-02-26 kl 1400	Dramix 65/60
3A & 3B	2013-02-28 kl 1400	KrampeHarex 35/0,55H
4A & 4B	2013-02-28 kl 1100	Basalt

For å få best mulig testresultater er det viktig at bjelkene er støpt på mest mulig tilsvarende måte og at variasjonene er så små som mulig. Alle bjelkene ble derfor

støpt fra hver sin ende av bjelken og inn til midten. Figur 22 viser denne prosedyren.



**Figur 22 Støpetapper for bjelker med fiber**

Denne prosedyren er spesielt viktig med tanke på fiberarmeringen som kan hindre utstøping rundt armeringsstengene. Bjelkene har i tillegg liten overdekning, hvilket gir større usikkerhet angående utstøpingen rundt armeringen i bunn. Under støpingen ble det staket med pinner og plater slik at betongen skulle sette seg mest mulig. Etter avforming var det få tegn på skader eller områder som ikke var tilfredsstillende utstøpt. Områder som hadde slike feil, var i alle tilfeller på steder hvor de ikke har betydning for forsøkene.

**Tabell 5 Reelle bjelkestørrelser**

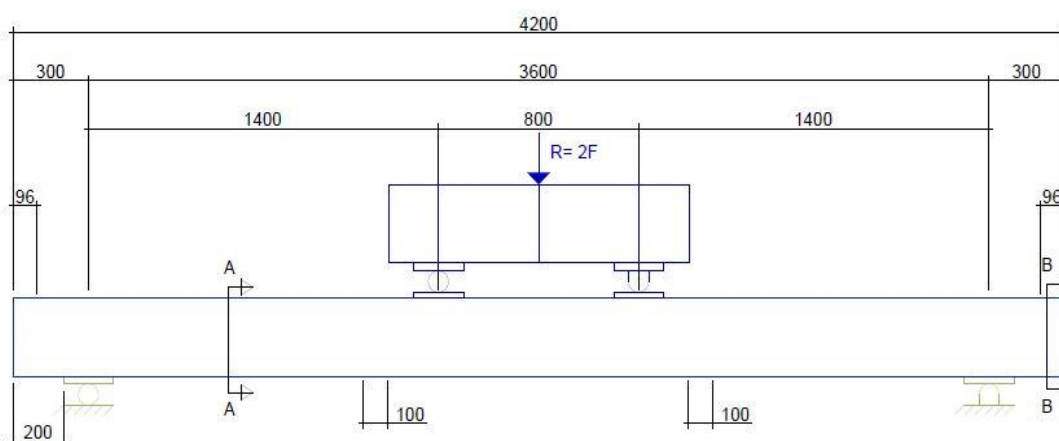
Bjelke	Bredde [mm]	Høyde [mm]
1A	201	303
1B	204	303
2A	202	305
2B	203	305
3A	202	305
3B	203	305
4A	200	302
4B	202	305

Tabellen ovenfor viser at alle bjelkene fikk en bredde mellom 200 og 204 mm, mens høyden til bjelkene varierte mellom 302 og 305 mm. Alle disse forskjellene blir tatt hensyn til i de detaljerte beregningene. I tillegg til hovedbjelkene ble det støpt prøvestykker. For bjelkene med fiberarmering ble det støpt seks sylindrerprøver og tre småbjelker med fiber. For bjelkene uten fiberarmering ble det kun støpt seks sylindrerprøver. Hensikten til sylindrene er å bestemme trykkfastheten til betongen, mens småbjelkene er for å bestemme bøyestrekfastheten.

**Figur 23 Støping av prøvestykker**

## 4.4 Testtrigg

Testtriggen ble satt opp slik Figur 24 viser av NTNU sitt personale. Det viktigste momentet var sentrering av spennet i forhold til jekken. Videre var muligheten til innlasting av bjelke og justering for både bjelke og lastfordelingsbjelke styrende krav for oppsettet. Testtriggen som ble benyttet under testing var "HOWDEN 1000 kN". Denne har en egen lastcelle og en egen giver for deformasjon. Som en beskyttelse for betongen under lastpunktene ble det lagt inn fiberplater. Dette er for å skape et jevnt underlag for lastfordelingsbjelken siden bjelkene har en ru overflate på oversiden.



**Figur 24 Oppsett for forsøk**

## 4.5 Testing av bjelker

Oppstart av forsøkene var planlagt fra og med 2. til og med 5. april. På grunn av forsinkelser med selve testtriggen ble oppstart forskjøvet til 3. april. Dette medførte forskyvning av alle forsøkene og en større variasjon av herdetid for bjelkene. Tabell 6 viser de aktuelle datoene for gjennomførte forsøk og antall døgn siden støp. Optimalt burde alle bjelker blitt testet ved 28 døgn, men på grunn av påske og sykdomsforløp ved støping var ikke dette mulig.

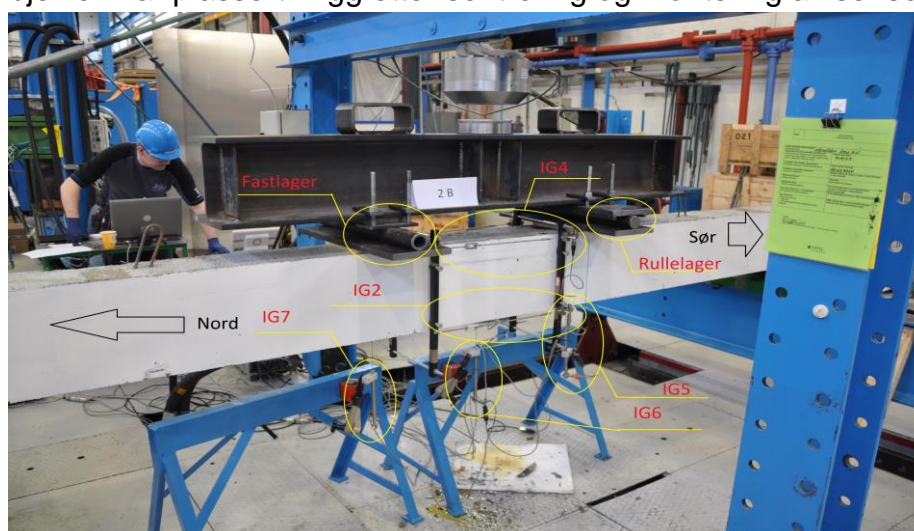


**Tabell 6 Dato for gjennomførte forsøk**

Bjelke	Testdato	Antall herdedøgn
1A	3. april, kl 1445	36
1B	4. april, kl 0950	37
2A	4.april, kl 1233	37
2B	5. april, kl 0842	38
3A	5. april, kl 1120	36
3B	5. april, kl 1354	36
4A	8. april, kl 0917	39
4B	8. april, kl 1223	39

Gjennom hele prosessen fra støping til plassering i testrigg ble det holdt kontroll på retningen til bjelkene. Det vil si at bjelkeenden som ble støpt mot sør også ble testet med retning mot sør. Dette er for å kunne eventuelt feilsøke og ha god kontroll på bjelkene.

Etter bjelken var sentrert i testriggen, ble det påmontert induktive givere for måling av både nedbøyning og tøyning i topp og bunn av bjelken. Figur 25 viser hvordan bjelken var plassert i rigg etter sentrering og montering av sensorene.

**Figur 25 Oppstilling i rigg**

Fire av sensorene som ble påmontert var for tøyningen til bjelken, to i bunn og to i topp. Plassering og nummerering av induktive givere vises i Tabell 7. Induktive givere for måling av tøyning til bjelken, ble montert med en avstand 250 mm ut fra senter av bjelken. På denne måten ble tøyning definert slik som Formel 8 viser.

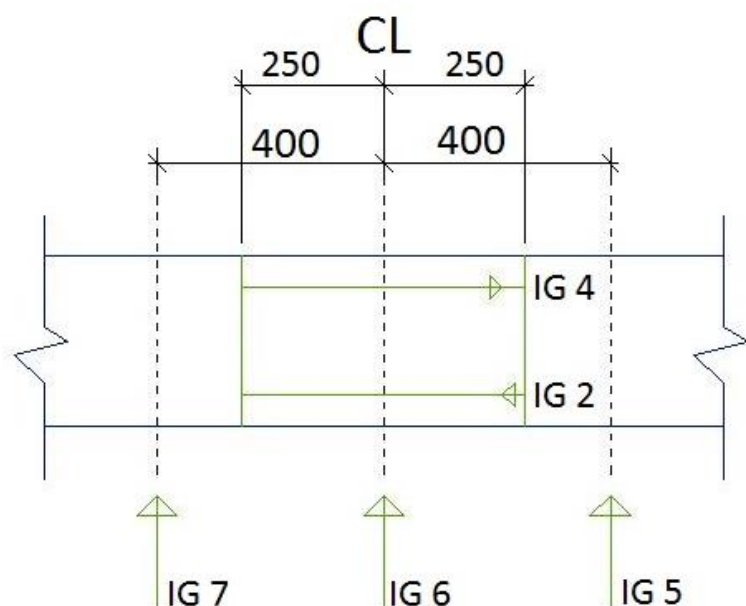
$$\varepsilon_{lc} = \frac{\Delta l}{500} * 1000 \text{ ‰}$$

### **Formel 8 Tøyningsendring**

$\Delta l$  i Formel 8 er lengdeendringen avlest fra de induktive givene. Nedbøyningene til bjelken ble målt på tre steder, under begge lastpunkter og under senter av bjelken. Figur 26 viser plasseringen av sensorene. Loggingen av dataene ble gjort via en "Spider 8" og "CatmanEasy-software". Dataene ble logget med en registrering per sekund (1 Hz). Kalibreringen til de induktive givene ble lagt direkte inn i softwaren. Nullstilling av givene ble utført etter at lastfordelingsbjelken var plassert og justert. Dette medfører at deformasjonene og tøyningene fra lastfordelingsbjelken og egenlasten ikke er inkludert i rådataene.

### **Tabell 7 Oversikt induktive givere**

Plassering induktiv giver	Nummer induktiv giver
Tøyning, nede øst	IG1
Tøyning, nede vest	IG2
Tøyning, oppe øst	IG3
Tøyning, oppe vest	IG4
Nedbøyning, sør	IG5
Nedbøyning, midt	IG6
Nedbøyning, nord	IG7



**Figur 26 Oppsett induktive givere sett fra vest**

Kraften fra jekken ble kontrollert ved bruk av deformasjonstyrt pålastning. Dette betyr at kraftjekken deformerte bjelken med en millimeter per minutt mellom definerte lasttrinn. Lasttrinnene er definert som låsing av jekk i samme posisjon i fem minutter. Dette er for å markere riss, inspisere og dokumentere bjelkene underveis i forsøket. Under varigheten til lasttrinnene vil kraften i bjelken og jekken bli noe redusert på grunn av komprimeringen av fiberplatene mellom bjelken og lastfordelingsbjelken. Tabell 8 gir en oversikt over de forskjellige lasttrinnene. Kreftene i tabellen er punktlastene som påføres bjelken, altså halvparten av kraften fra jekken.

**Tabell 8 Lasttrinn**

Lasttrinn	Kraft [kN]
Lasttrinn 1	25
Lasttrinn 2	50
Lasttrinn 3	75
Bruddlast	Varies

## 4.6 Testing av prøvestykker

Alle prøvestykker ble testet hos SINTEF Byggforsk, betong- og natursteinlaboratoriet. Sylinderprøvestykkene ble testet for trykkfasthet, romdensitet og ovenstørr densitet. Trykkfastheten ble bestemt ved å utsette prøvestykket for trykk slik det er beskrevet i kapittel 2.3.2. Denne testingen følger NS- EN 12390-3:2009. Prøvestykkene for resepten i bjelkeparet uten fiber ble kun testet for trykkfasthet.

Fiberbjelkene ble utsatt for bøyestrekprøving etter NS-EN 14651:2005 +A1:2007. Alle forsøkene ble utført kontinuerlig mens testingen av hovedbjelkene fant sted. Etter testingen ble det sagt ut ett tverrsnitteksemplar av alle småbjelkene. Det ble deretter påført kontaktfilm på eksemplarene, og det ble avmerket med tusj hvor de synlige avkappede fibrene var. Kontaktfilmen ble deretter scannet inn og bildene ble bearbejdet og optelt med programvaren «Fiji Is Just ImageJ».



**Figur 27** Prøvesylinder etter testing



**Figur 28** Fiberbjelker etter testing

## 5 Detaljerte beregninger

I dette kapittelet er de detaljerte beregningene av bjelkene presentert. I Vedlegg F finnes malen for de detaljerte beregningene.

### 5.1 Parametere

Nedenfor vises de aktuelle parameterne for de forskjellige bjelkene. De varierende inputverdiene for beregningene er bredde, høyde, betongstyrke og romdensitet for betongen. Resten av verdiene er utregnet etter malen i Vedlegg F.

**Tabell 9 Parametere for detaljerte beregninger**

	Teoretisk	1A	1B	2A	2B	3A	3B	4A	4B
b [mm]	200	201	204	202	203	202	203	200	202
h [mm]	300	303	303	305	305	305	305	302	305
d [mm]	239	242	242	244	244	244	244	241	244
$f_{icm}$ [MPa]	40,0	41,0	41,0	39,1	39,1	40,0	40,0	40,5	40,5
$\rho_m$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1800	1764	1764	1764	1764	1823	1823	1783	1783
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1650	1614	1614	1614	1614	1673	1673	1633	1633
$E_{icm}$ [MPa]	19,7	18,8	18,8	18,8	18,8	20,2	20,2	19,3	19,3
$f_{ictm}$ [MPa]	2,98	2,94	2,94	2,94	2,94	3,00	3,00	2,96	2,96
$\eta_1$	0,850	0,840	0,840	0,840	0,840	0,856	0,856	0,845	0,845
$\eta_E$	0,563	0,538	0,538	0,538	0,538	0,578	0,578	0,551	0,551
k	1,155	1,155	1,155	1,155	1,155	1,155	1,155	1,155	1,155
$f_{lcd}$ [MPa]	34,0	34,8	34,8	33,2	33,2	34,0	34,0	34,4	34,4
$\epsilon_{icu3}$ [‰]	2,98	2,94	2,94	2,94	2,94	3,00	3,00	2,96	2,96
$\epsilon_{icu2}$ [‰]	2,98	2,94	2,94	2,94	2,94	3,00	3,00	2,96	2,96
$\epsilon_{ic1}$ [‰]	2,23	2,39	2,39	2,28	2,28	2,17	2,17	2,31	2,31
$\epsilon_{icu1}$ [‰]	2,23	2,39	2,39	2,28	2,28	2,17	2,17	2,31	2,31

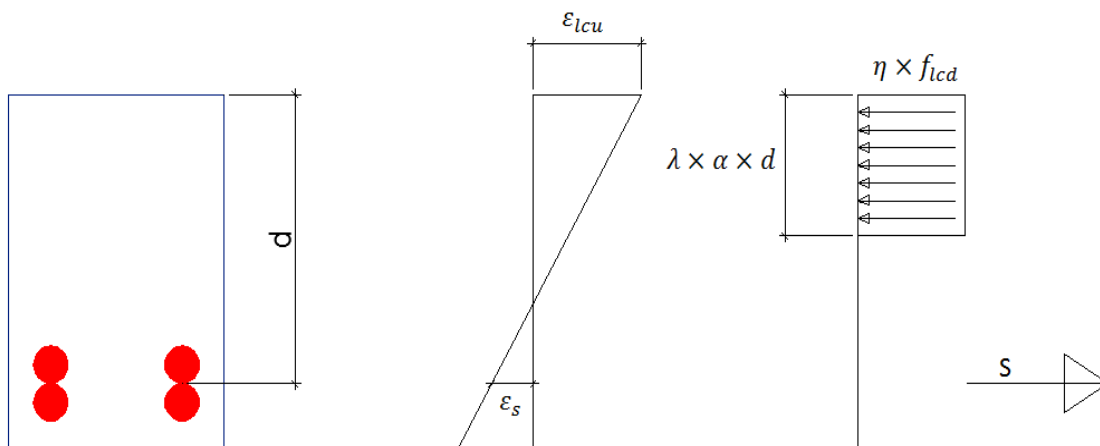
## 5.2 Bruddgrensetilstand

I EC2 kapittel 3.1.7 er det presentert tre forskjellige spennings-tøyningssammenhenger for dimensjonering av tverrsnitt. To av disse sammenhengene er tatt med i denne oppgaven, henholdsvis «Parabel-rektangel diagram for betong under trykk» og «Rektangulær spenningsfordeling». I tillegg er det tatt med «Spennings- tøyningssammenheng for konstruksjonsanalyse» beskrevet i EC2 kapittel 3.1.5. I denne rapporten blir disse diagrammene også fremstilt som en metode, det vil si at utregningene er basert på disse spennings-tøyningssammenhengene. Der det står blokkdiagram eller blokkmetode så er dette knyttet opp imot den rektangulære spenningsfordelingen, og der det eventuelt står ikke-lineær konstruksjonsanalyse er dette knyttet opp imot spennings-tøyningssammenheng for konstruksjonsanalyse.

### 5.2.1 Momentkapasitet etter rektangulær spenningsfordeling

Den mest vanlige og enkleste metoden for å regne ut momentkapasiteten er med rektangulær spenningsfordeling (blokkmetode) slik som det er forklart i kapittel 3.3.1.

Beregningsmodell for momentkapasiteten med blokkmetode er fremstilt i Figur 29.



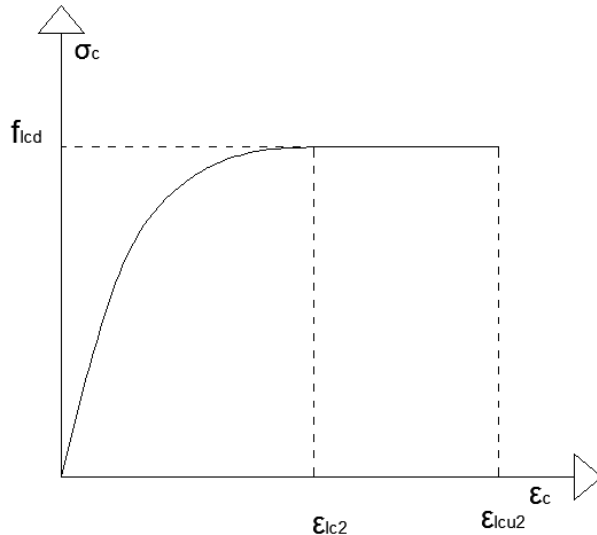
**Figur 29 Tøyingsrelasjon for rektangulær spenningsfordeling**

Denne metoden gir en momentkapasitet  $M_{Rd}$  på 153,1 kNm ved å benytte de teoretiske verdiene.

### 5.2.2 Momentkapasitet etter parabel-rektangulær spenningsfordeling

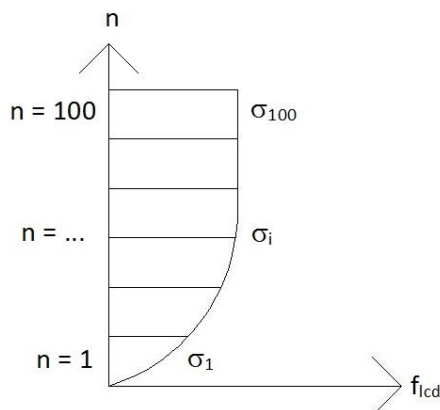
$$\sigma_c = f_{lcd} * \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_{lc}}{\varepsilon_{lc2}} \right)^n \right] \quad \text{for} \quad 0 \leq \varepsilon_{lc} \leq \varepsilon_{lc2}$$

$$\sigma_c = f_{lcd} \quad \text{for} \quad \varepsilon_{lc2} \leq \varepsilon_{lc} \leq \varepsilon_{lcu2}$$



**Figur 30 Parabel-rektangulær spenningsfordeling for lettbetong**

I disse ligningene er verdiene  $f_{lcd}$ ,  $n$ ,  $\varepsilon_{lc2}$  og  $\varepsilon_{lcu2}$  statiske verdier.  $\sigma_c$  representerer den opptredende spenningen i sjiktet med tøyningen  $\varepsilon_{lc}$ . Tverrsnittet må derfor deles inn i sjikt, hvor hvert sjikt har en spenning utregnet av formlene ovenfor. Denne måten kalles også lamellmetode hvor hvert sjikt er en lamell. I disse beregningene er det valgt å dele tverrsnittet inn i 100 lameller, se Figur 31.



**Figur 31 Spenningsfordeling i lamellmetoden**

Hver lamell sin respektive spenning multiplisert med bredden og høyden av lamellen gir lamellens trykkraft. Ved å summere disse lamellkreftene skal dette gi lik kraft som strekkarmeringen. For å få denne ligningen til å være korrekt må det itereres frem til riktig  $\alpha$ -verdi, siden denne verdien vil øke og minke høyden på trykksonen.

$$\sum_1^{100} \sigma_i * b * h_i = A_s * E_s * \varepsilon_s$$

Momentkapasiteten til tverrsnittet er trykkraften til hver lamell multiplisert med armen til nøytralaksen, pluss armeringskraften multiplisert med armen til nøytralaksen.

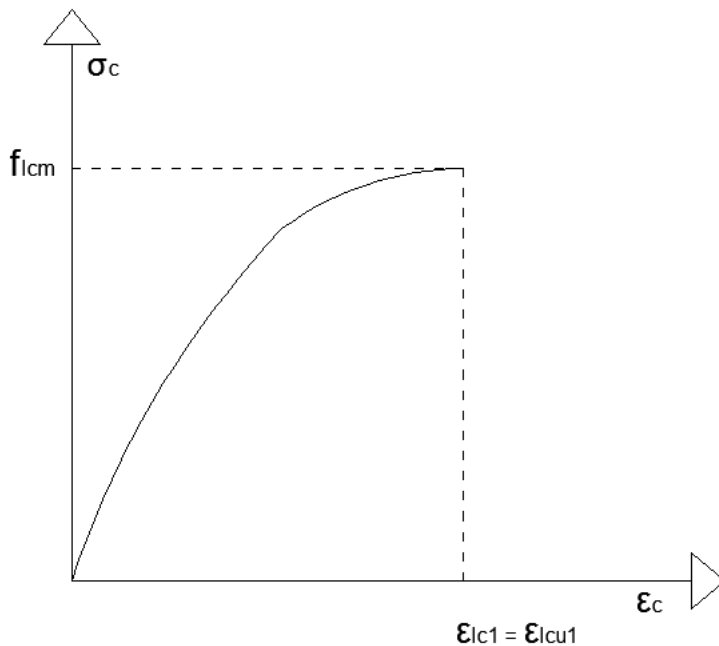
$$M_{Rd} = \sum_1^{100} T_{ci} * z_i + S * z$$

Denne metoden gir en momentkapasitet  $M_{Rd}$  på 152,2 kNm ved å benytte de teoretiske verdiene.

### 5.2.3 Momentkapasitet etter ikke-lineær konstruksjonsanalyse

$$\sigma_c = f_{lcm} * \frac{k * \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) * \eta}$$

$$k = 1,155 \quad n = 2,0$$



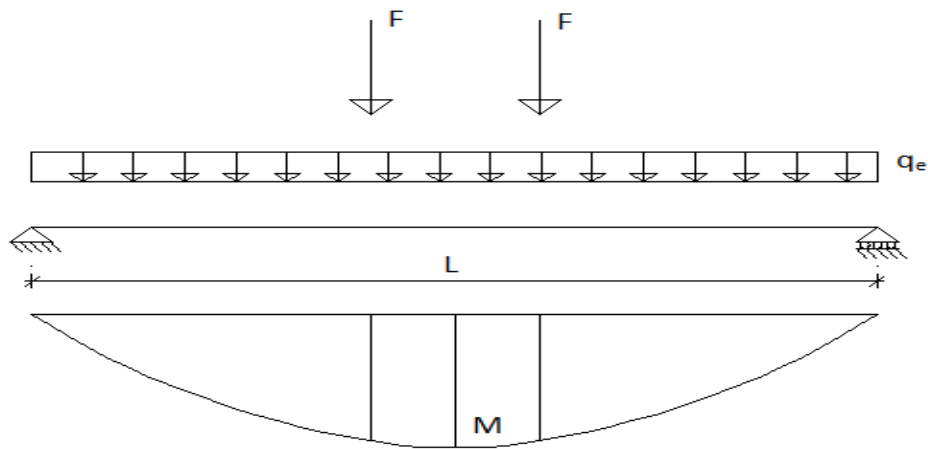
**Figur 32 Spenningsfordeling for ikke-lineær konstruksjonsanalyse i lettbetong**

Lamellmetoden som er forklart i forrige punkt er også brukt med ikke-lineær metode.  $\sigma_c$  er opptredende spenning i hvert sjikt og  $\eta$  er opptredende tøyning ( $\varepsilon_c$ ) dividert på tøyning ved største spenning ( $\varepsilon_{lc1}$ ).

Denne metoden gir en momentkapasitet  $M_{Rd}$  på 131,9 kNm ved å benytte de teoretiske verdiene.



### 5.2.4 Sammendrag for momentkapasitet



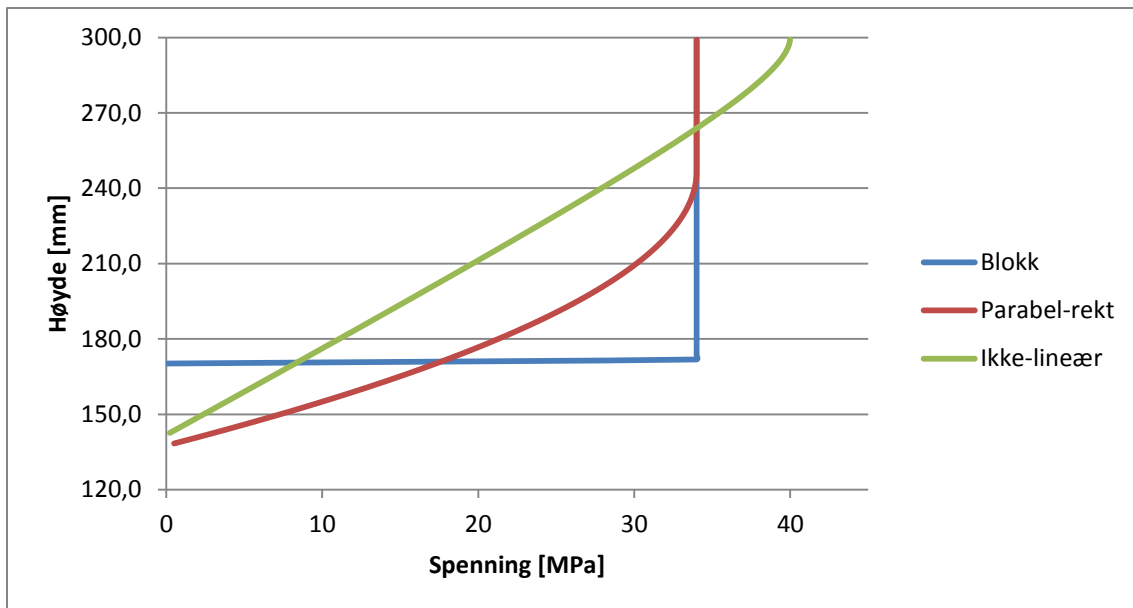
**Figur 33 Statisk system**

Blokkmetoden er basert på forenklinger av parabel-rektangulær-metode, slik at disse to metodene vil gi omtrent tilsvarende kapasitet. Ikke-lineær-metode vil derimot gi forskjellig kapasitet siden den baserer seg på andre faktorer og spenning-tøyningsdiagram.

**Tabell 10 Bruddlast**

Spenning-tøyningsdiagram	$\alpha$	$M_{Rd}$ [kNm]	Bruddlast[kN]
Blokk	0,675	153,1	107,8
Parabel-rektangulær	0,680	152,2	107,2
Ikke-lineær	0,662	131,9	92,7

Ut ifra beregningene vil den teoretiske bruddlasten være et sted mellom 92,7 kN og 107,8 kN. Som det kommer frem i Tabell 10 gir ikke-lineær-metode en lavere kapasitet enn de to andre. Det bør nevnes at ikke-lineær-metode benyttes til konstruksjonsanalyse og ikke dimensjonering.



**Figur 34 Spenninger for beregningsmetodene**

Figuren ovenfor viser de forskjellige spenningene som virker på tverrsnittet av bjelken med de forskjellige beregningsmetodene. Den vertikale aksene representerer høyden fra bunn av bjelken.

På de neste sidene er resultatene for alle bjelker med alle metoder presentert. Kreftene i tabellen er direkte sammenlignbare mot resultatene i neste kapittel siden de ekskluderer egenlasten.

$$F = \frac{2 * M_{Rd} - \frac{1}{4} * q_e * L^2}{L - a}$$

**Tabell 11 Resultater med blokkmetode**

	Blokk		
	$\alpha$	F [kN]	$M_{Rd}$ [kNm]
Teoretisk	0,675	107,8	153,1
1A	0,666	112,9	160,2
1B	0,663	114,3	162,2
2A	0,671	110,6	157,0
2B	0,671	111,1	157,6
3A	0,671	113,2	160,5
3B	0,670	113,6	161,2
4A	0,670	110,6	157,0
4B	0,666	114,2	162,0

**Tabell 12 Resultater med parabel-rektangulær metode**

	Parabel-rektangulær		
	$\alpha$	F [kN]	$M_{Rd}$ [kNm]
Teoretisk	0,680	107,2	152,2
1A	0,671	111,9	158,8
1B	0,669	113,3	160,8
2A	0,677	109,6	155,6
2B	0,676	110,1	156,2
3A	0,675	112,5	159,6
3B	0,675	113,0	160,3
4A	0,675	109,8	155,9
4B	0,672	113,2	160,7

**Tabell 13 Resultater med ikke-lineær metode**

	Ikke-lineær		
	$\alpha$	F [kN]	$M_{Rd}$ [kNm]
Teoretisk	0,662	92,7	131,9
1A	0,666	98,4	139,8
1B	0,664	99,6	141,5
2A	0,664	95,5	135,9
2B	0,663	95,9	136,4
3A	0,652	96,5	137,2
3B	0,651	96,9	137,7
4A	0,664	95,7	136,1
4B	0,660	98,7	140,3

Som det kommer frem av tabellene varierer momentkapasiteten fra 131,9 kNm til 162,2 kNm med de forskjellige beregningsmåtene og parameterne. Generelt sett ga ikke-lineær-metode med teoretiske parameterne den laveste kapasiteten, mens blokkmetoden med opptredende parameterne gir den største kapasiteten.

## 6 Testresultater

Alle testresultater i dette kapittelet er uten egenlaster. Dette medfører at målingene av laster, nedbøyninger og tøyninger startes etter at bjelkene er satt i riggen. Laster og nedbøyninger er definert som positive verdier uavhengig av retning.

Trykktøyninger er definert med negative verdier, mens strekktøyninger er definert som positive verdier. Bruddlaster og laster er definert som størrelsen av punktlastene bjelkene utsettes for. Figur 9 viser en nærmere forklaring av lastdefinisjonen.

**Tabell 14 Bjelkeoversikt med fibertyper**

Bjelke	Fibertype
1A & 1B	Ingen
2A & 2B	Dramix 65/60
3A & 3B	Krampe Harex 35/0,55H
4A & 4B	Basalt

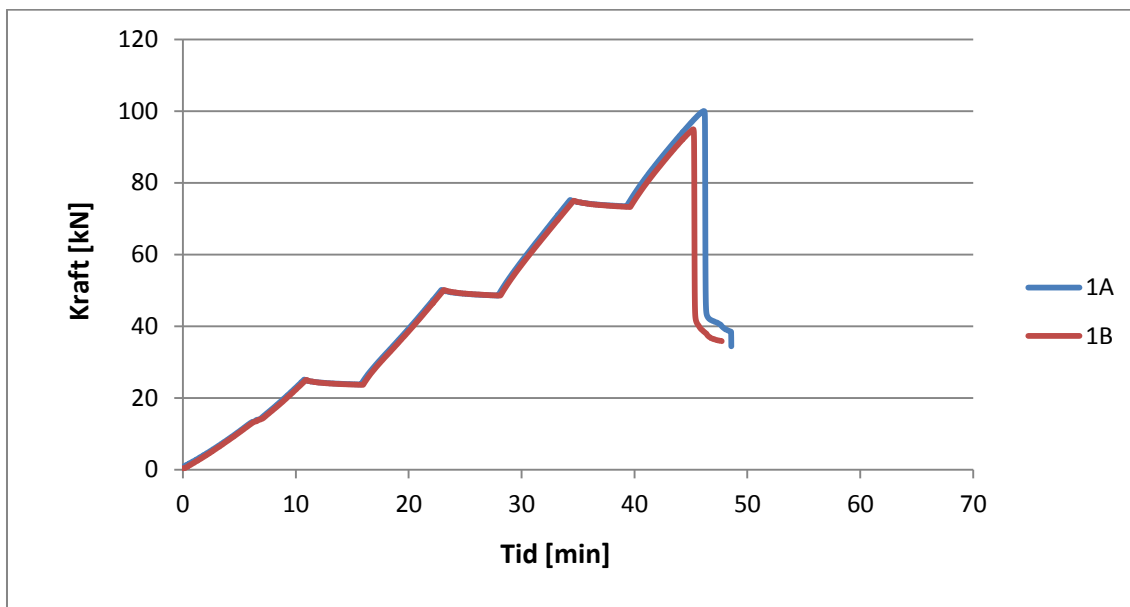
### 6.1 Last

**Tabell 15 Hovedresultater**

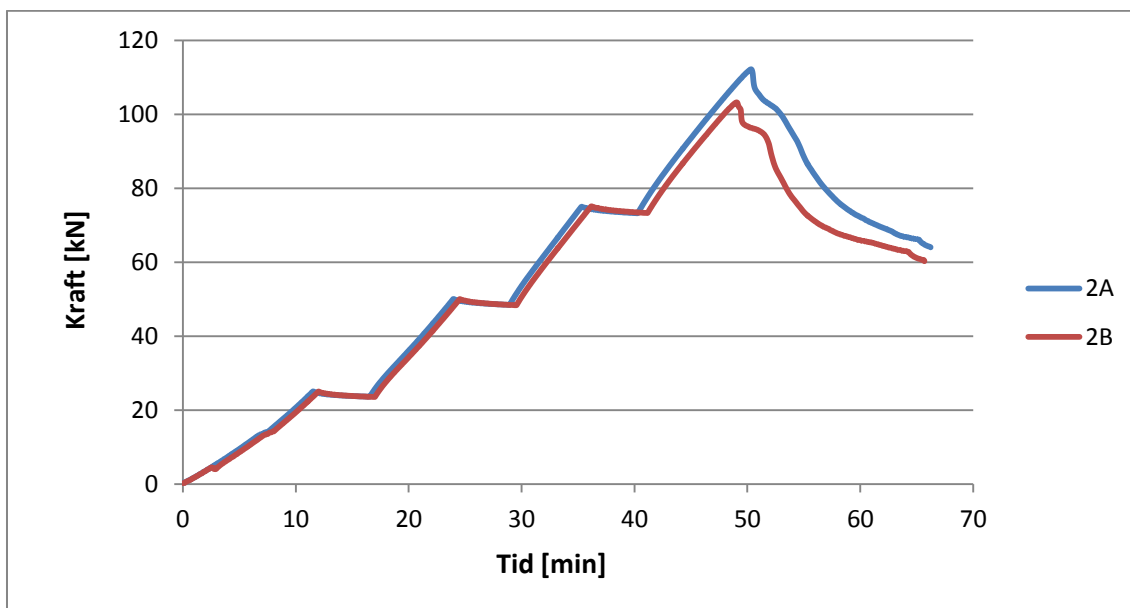
Bjelke	1A	1B	2A	2B	3A	3B	4A	4B
Bruddlast [kN]	100,0	94,9	112,2	103,2	106,6	107,2	109,2	108,2
Nedbøyning på midten ved brudd [mm]	22,2	21,1	25,2	23,3	22,6	23,3	24,5	23,9
Tøyning i topp ved brudd [‰]	-2,85	-2,91	-3,19	-3,11	-3,06	-2,91	-3,04	-2,96
Tøyning i bunn ved brudd [‰]	2,11	2,01	2,41	2,13	2,05	2,24	2,64	2,39

Alle bjelkene gikk til brudd ved en last på rundt 100 kN. Bjelkene uten fiber fikk lavest kapasitet, helt ned mot 94,9 kN. Bjelke 2A og 2B med fibertype Dramix fikk en kapasitet opp til 112,2 kN. Den største variasjonen i kapasitet innad i bjelkeparene oppstår i bjelkepar 2, hvor forskjellen på 9 kN. Figur 35 til og med Figur 38 viser kraftforløpet til bjelkene under forsøkene. I grafene vises bruddene med et toppunkt,

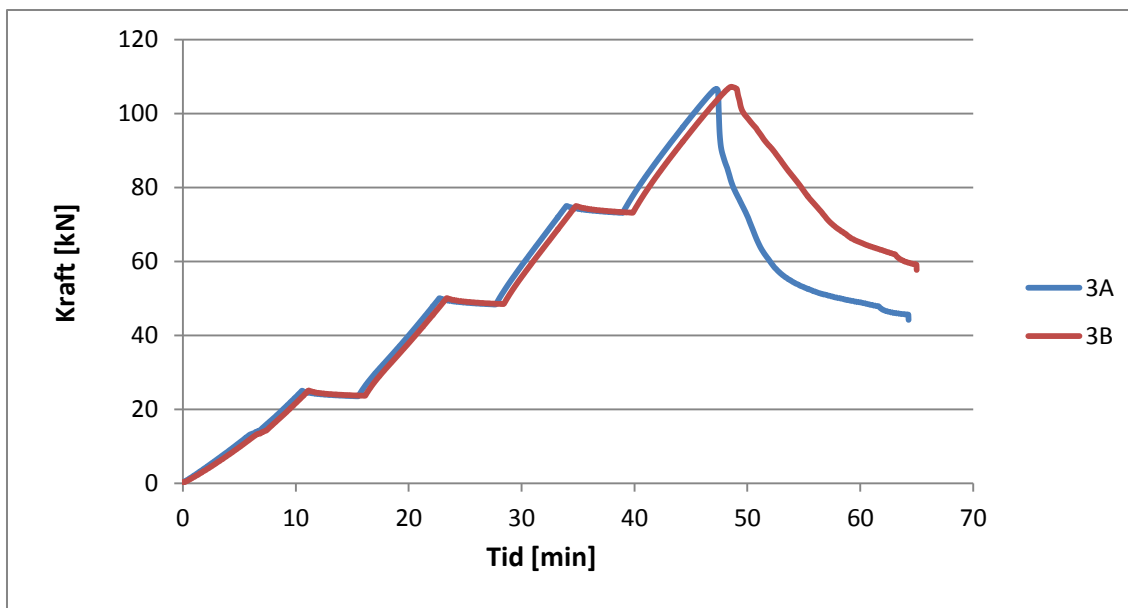
mens platåene representerer lasttrinnene. Ved avlastning av bjelkene vil grafene returnere til 0 kN og denne delen av grafen er fjernet fra oppgaven.



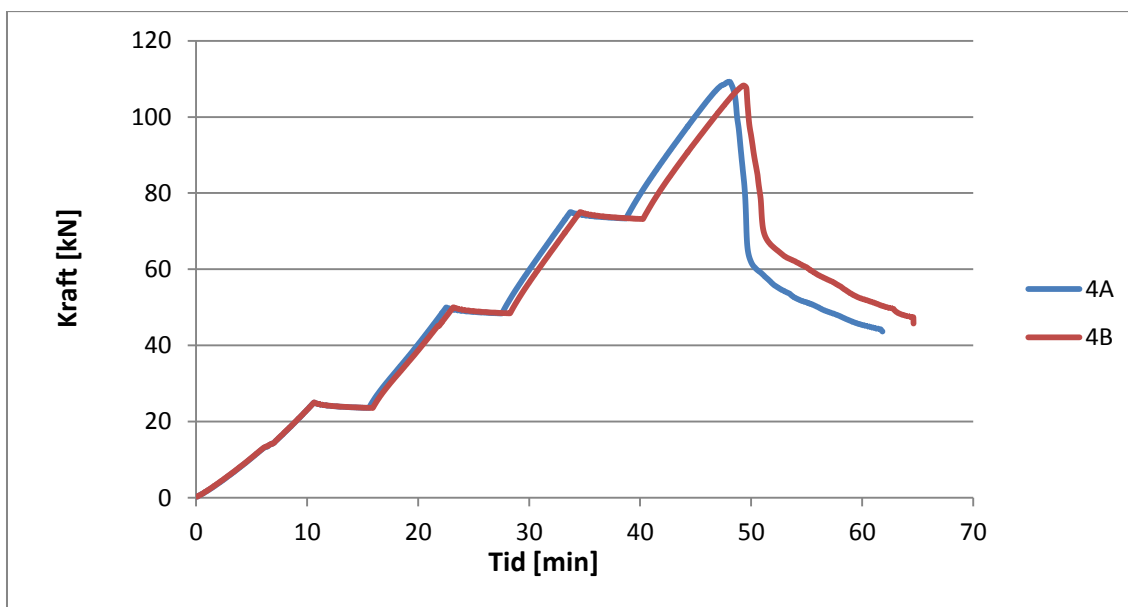
**Figur 35 Kraft-/tid-diagram for bjelke 1A og 1B u/ fiber**



**Figur 36 Kraft-/tid-diagram for bjelke 2A og 2B m/ Dramix**

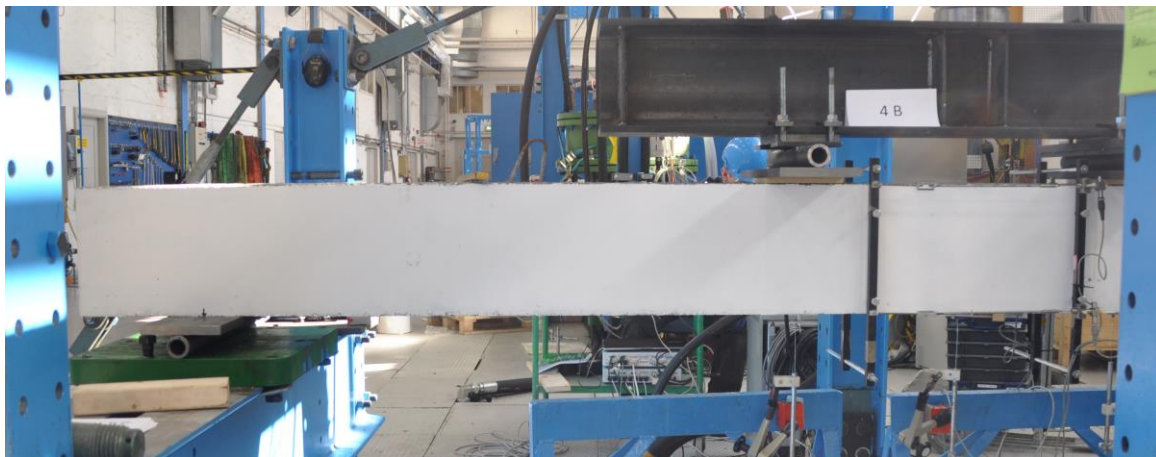


**Figur 37 Kraft-/tid-diagram for bjelke 3A og 3B m/ KH**

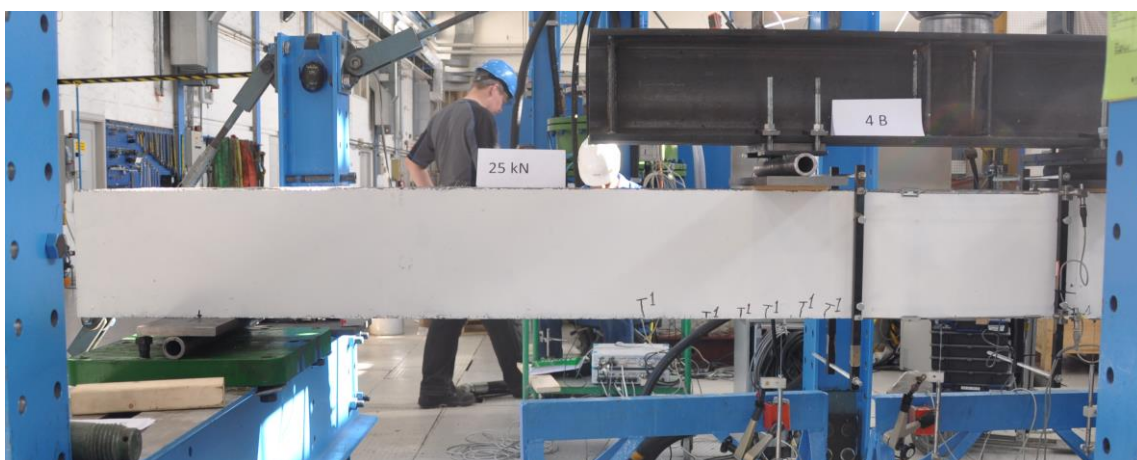


**Figur 38 Kraft-/ tid-diagram for bjelke 4A og 4B m/ basalt**

Figurene viser at alle bjelkeparene oppfører seg tilnærmet likt under forsøkene med unntak av bjelkepar 3. Her er utviklingen etter brudd vesentlig forskjellig.



**Figur 39 Før lasttrinn**

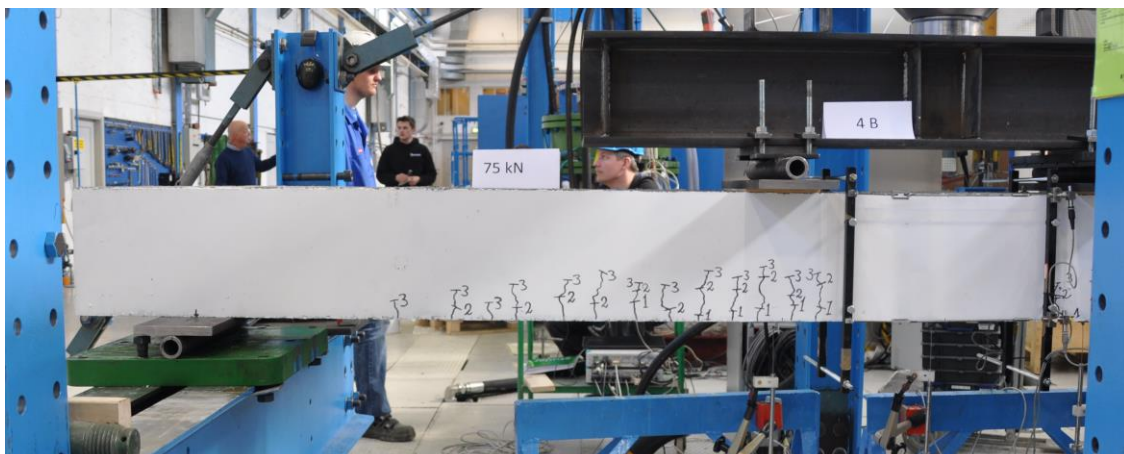


**Figur 40 Lasttrinn 1**

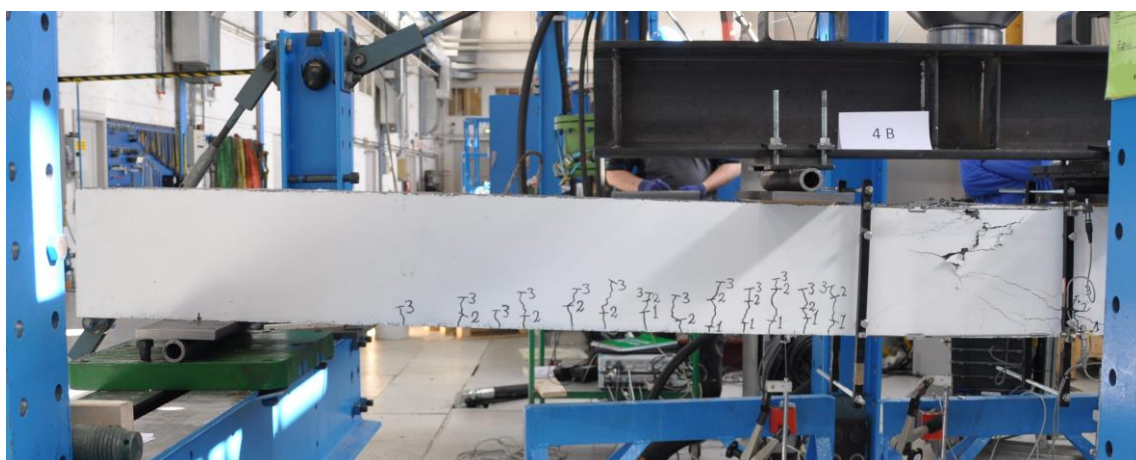


**Figur 41 Lasttrinn 2**





**Figur 42 Lasttrinn 3**



**Figur 43 Bruddlast**

Figur 39 til Figur 43 viser de forskjellige lasttrinnene og rissene som oppstår på grunn av belastningen. Tallene på rissene indikerer ved hvilket lasttrinn risset ble oppdaget. Rissene er ikke markert i midtsonen av bjelkene i fare for å berøre måleverktøyene. Rissene var størst nærmest senter, både i høyde og bredde.

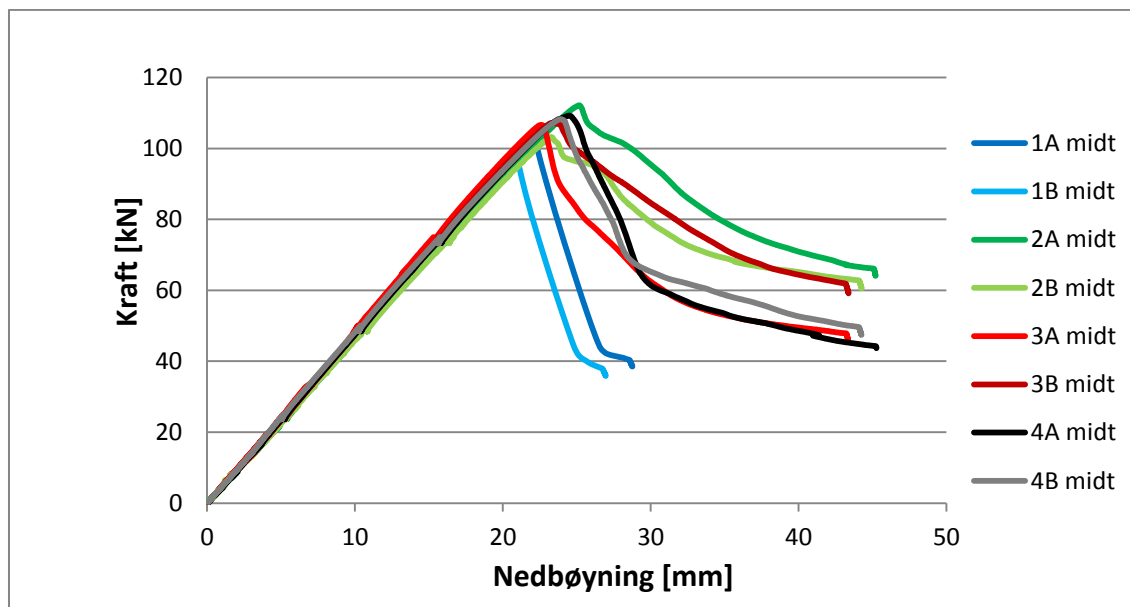
**Tabell 16 Tøyning ved oppdaget risslast**

Bjelke	1A	1B	2A	2B	3A	3B	4A	4B
Risslast [kN]	20	20	22	18	21	17	19	17
Tøyning i bunn [%]	0,31	0,30	0,35	0,27	0,28	0,20	0,31	0,32

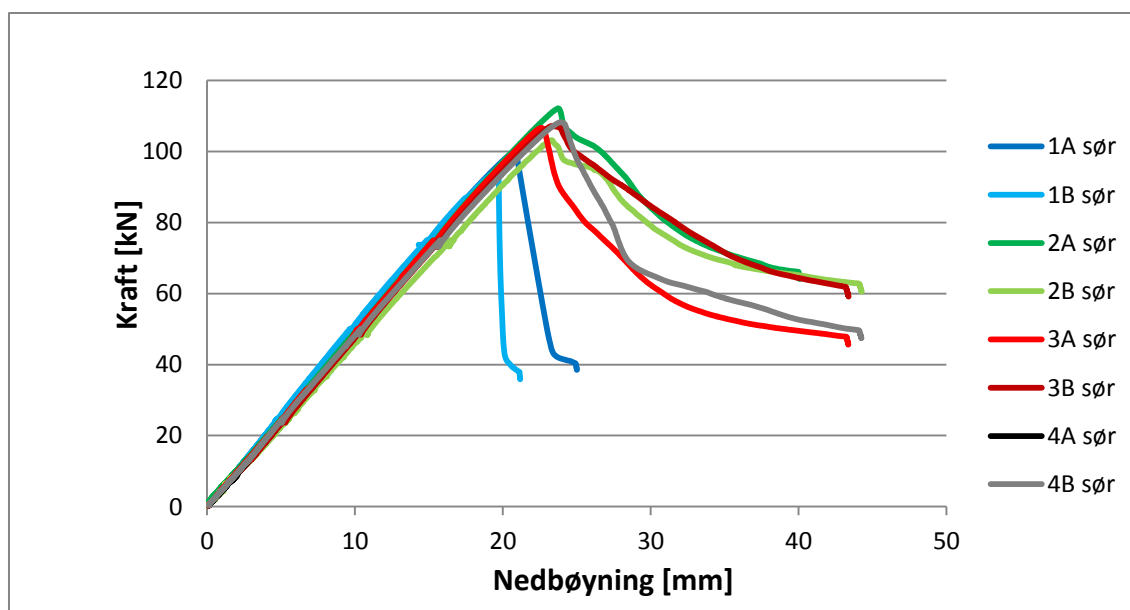
Under forsøkene ble det observert når første riss oppstod i bjelkene. Tabell 16 viser ved hvilken last det først ble oppdaget riss. Disse varierer fra 17 kN til 22 kN. Tøyningene er hentet ut fra dataresultatene i ettertid.

## 6.2 Nedbøyning

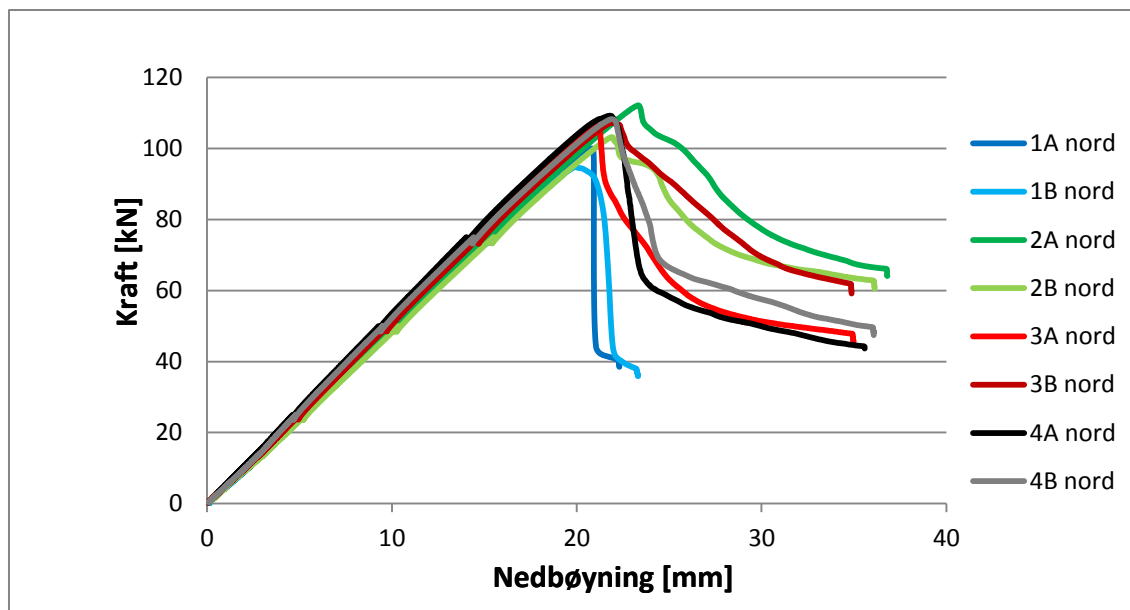
Som presentert i kapittel 4.5 ble nedbøyningene av bjelkene målt på tre plasser. Resultatene fra disse sensorene, IG 5,6 og 7, er vist samlet i Figur 44 til Figur 46. De individuelle resultatene for hver enkelt bjelke finnes i Vedlegg G. Bjelkene med fiber ble belastet til nedbøyningen på midten av bjelkene var 20 mm større enn bruddnedbøyningen. Grunnen for dette er å undersøke oppførselen til bjelkene etter brudd, da det er denne fasen som viser hvor duktilt et materiale er. Bjelkene uten fiber ble stoppet før på grunn av store deformasjoner.



**Figur 44 Kraft-/nedbøyningsdiagram for alle bjelker, midt**



**Figur 45 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for alle bjelker, sør**



Figur 46 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for alle bjelker, nord

Tabell 17 Bruddkraft & bruddnedbøying

Bjelke	Bruddkraft [kN]	Bruddnedbøying [mm]		
		Sør	Midt	Nord
1A	100,0	20,8	22,3	20,8
1B	94,9	19,7	21,0	19,9
2A	112,2	23,8	25,2	23,4
2B	103,2	22,2	23,3	21,9
3A	106,6	21,2	22,5	21,0
3B	107,2	22,2	23,4	21,9
4A	109,2	22,5	24,5	21,8
4B	108,2	22,1	23,9	21,9
Snitt	105,2	21,8	23,3	21,6

Nedbøyingene ved brudd varierer mellom 21,0 mm og 25,2 mm i midten av bjelkene. Frem til brudd er deformasjonene tilnærmet elastisk og alle bjelkene har omtrent samme nedbøying i forhold til kraft. Det er først etter brudd det blir forskjeller i hvordan bjelkene oppfører seg. Bjelkene uten fiber mister drastisk mer kapasitet i forhold til de andre bjelkene.

**Tabell 18 Nedbøyning ved lasttrinn**

	1A	1B	2A	2B	3A	3B	4A	4B
Nedbøyning lasttrinn 2 (50kN) [mm]	10,7	10,5	10,8	10,9	10,2	10,5	10,5	10,4
Nedbøyning lasttrinn 3 (75 kN) [mm]	16,1	16,1	16,3	16,5	15,3	15,6	15,9	15,8

Tabell 18 viser nedbøyningene på midten av bjelkene ved lasttrinn 2 og lasttrinn 3.

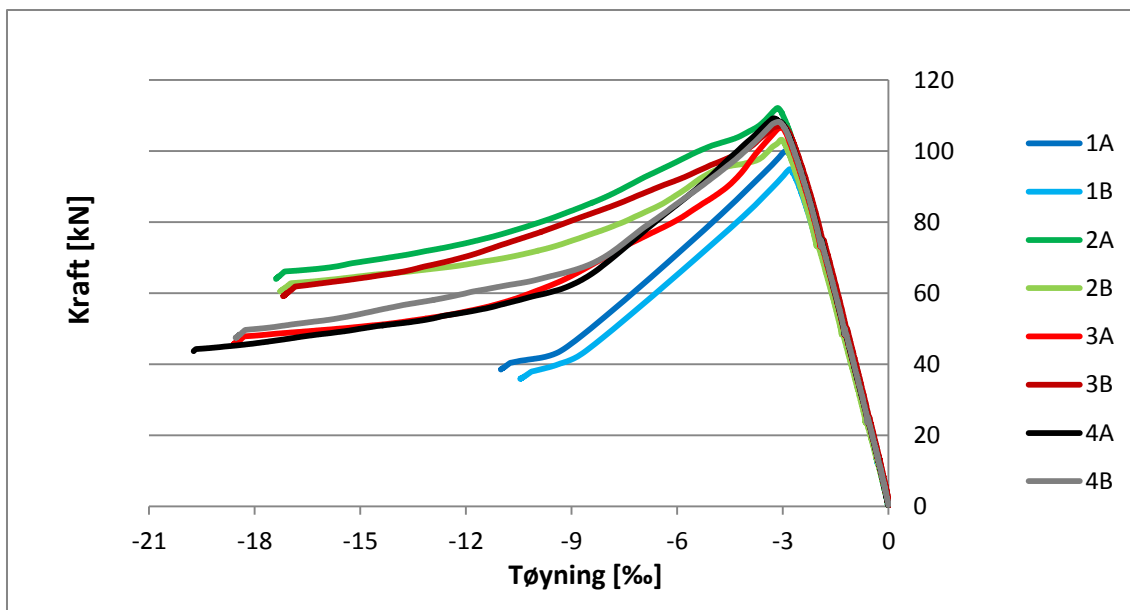
### 6.3 Tøyning

Alle tøyningene i topp og bunn av bjelkene ble målt på hver side av bjelkene. Gjennomsnittstøyningene av disse målingene vises i Figur 47 og Figur 48. De detaljerte figurene finnes i Vedlegg H.

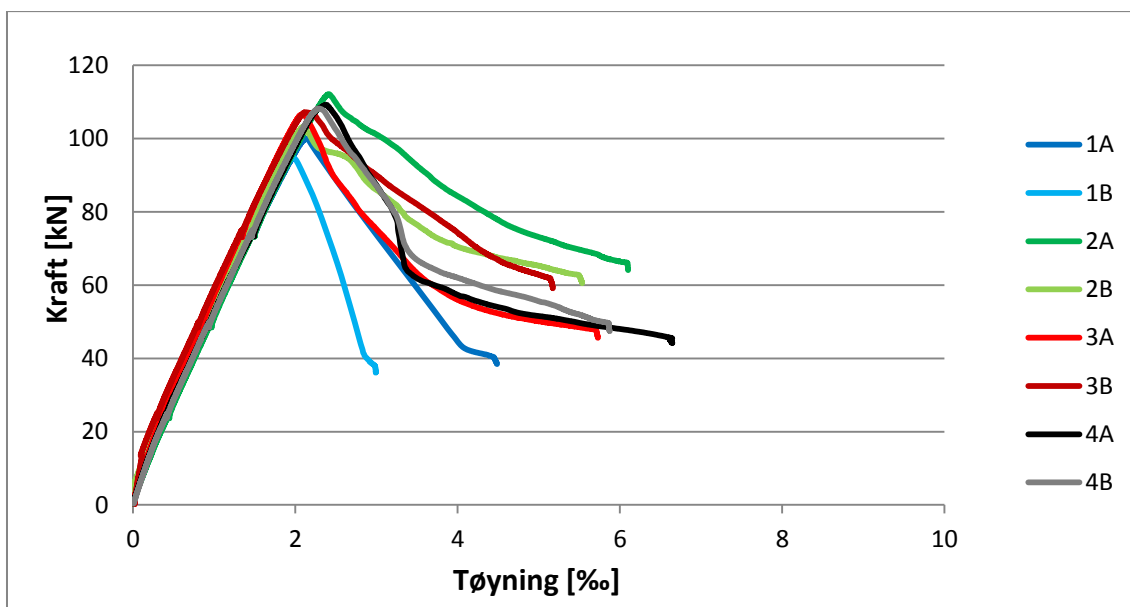
**Tabell 19 Bruddtøyninger**

Bjelke	Tøyning i topp [‰]	Tøyning i bunn [‰]
1A	-2,85	2,11
1B	-2,91	2,01
2A	-3,19	2,41
2B	-3,11	2,13
3A	-3,06	2,05
3B	-2,91	2,24
4A	-3,04	2,64
4B	-2,96	2,39
Snitt	-3,00	2,25

For bjelker med fiber varierer de maksimale bruddtøyningene i topp mellom -2,91 og -3,19 ‰, og i bunn varierer de mellom 2,01 og 2,64 ‰.



**Figur 47 Gjennomsnittstøyning i topp for alle bjelker**



**Figur 48 Gjennomsnittstøyning i bunn for alle bjelker**

## 6.4 Prøvestykker

**Tabell 20 Prøvestykker 1A og 1B**

1A og 1B	1	2	3	4	5	6	Gjennomsnitt
Trykkfasthet [MPa]	41,1	41,9	39,9	40,9	40,1	41,9	41,0
Romdensitet [kg/m <sup>3</sup> ]	1754	1772	1771	1770	1749	1768	1764

**Tabell 21 Prøvestykker 2A og 2B**

2A og 2B	11	12	13	14	15	16	Gjennomsnitt
Trykkfasthet [MPa]	37,8	40,7	40,7	39,5	36,7	-	39,1
Romdensitet [kg/m <sup>3</sup> ]	1645	1799	1784	1779	1781	1794	1764

**Tabell 22 Prøvestykker 3A og 3B**

3A og 3B	21	22	23	24	25	26	Gjennomsnitt
Trykkfasthet [MPa]	40,5	40,4	38,3	40,7	-	40,1	40,0
Romdensitet [kg/m <sup>3</sup> ]	1822	1822	1819	1816	1828	1830	1823

**Tabell 23 Prøvestykker 4A og 4B**

4A og 4B	31	32	33	34	35	36	Gjennomsnitt
Trykkfasthet [MPa]	-	40,5	40,6	39,5	41,3	40,7	40,5
Romdensitet [kg/m <sup>3</sup> ]	1785	1789	1776	1786	1780	1780	1783

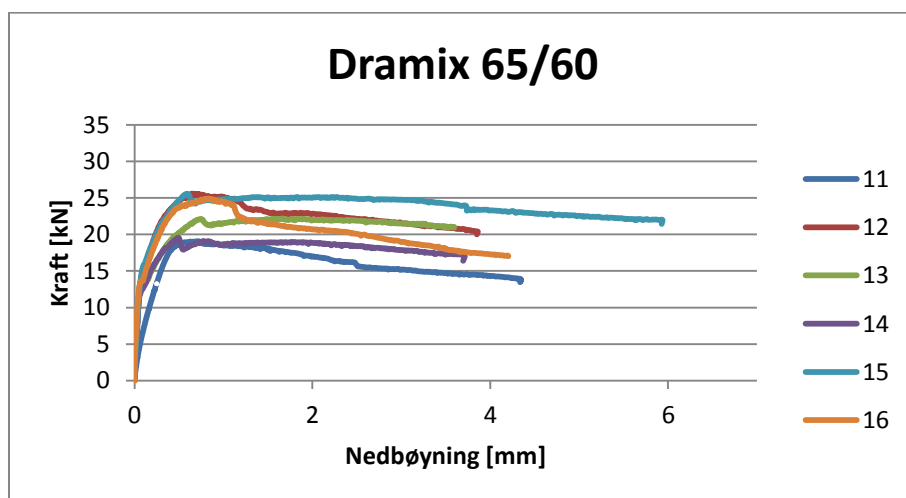
Det kommer frem av tabellene at trykkprøvene varierer fra 37,8 MPa til 41,9 MPa. Gjennomsnittresultatene for de enkelte bjelkeparene varierer fra 39,1 MPa til 41 MPa. Dette gir en største forskjell på 1,9 MPa for de gjennomsnittlige trykkfasthetene. Prøvestykkene som mangler trykkfasthet er de som har blitt testet med tanke på ovenstørr densitet. Resultatene for dette presenteres i Vedlegg J.

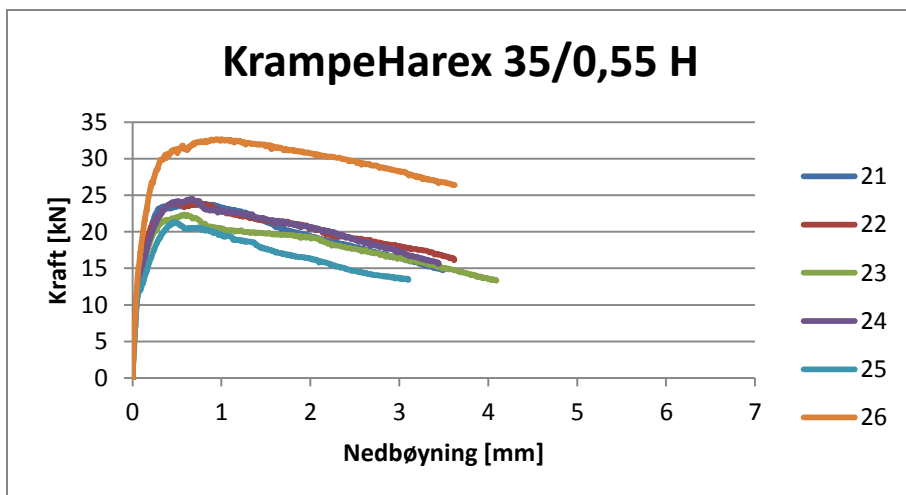
**Tabell 24 Ovnstørr densitet**

	2A & 2B	3A & 3B	4A & 4B
Ovnstørr densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	1659	1686	1634
Gj.sn. romdensitet [kg/m <sup>3</sup> ]	1764	1823	1783
Differanse [kg/m <sup>3</sup> ]	105	137	149

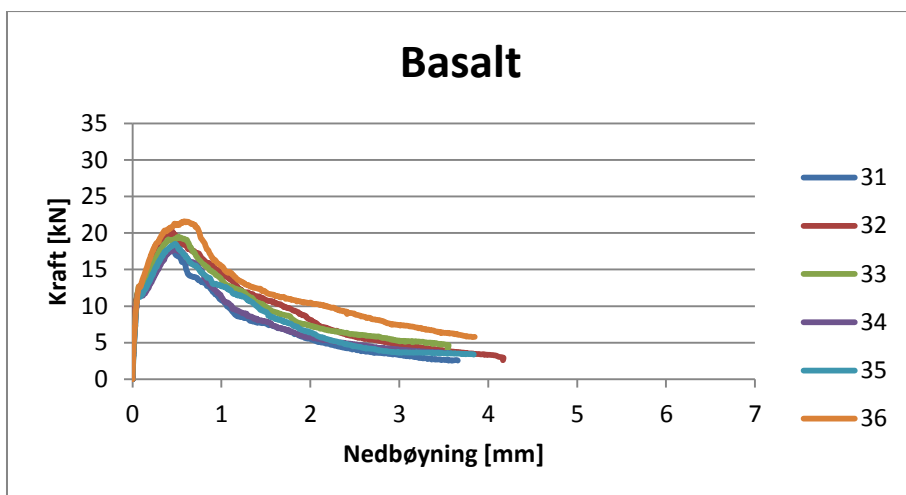
Med bakgrunn i Tabell 24 er det valgt å sette ovnstørr densitet for de forskjellige reseptene lik gjennomsnittlig romdensitet minus 150kg/m<sup>3</sup>.

Nedenfor vises resultatene av småbjelkeforsøkene. Grafene viser en tilnærmet lineær oppførsel frem til bruddspenningen oppnås og bjelkene går deretter over i en plastisk fase.

**Figur 49 Småbjelkeresultat for betongresept med Dramix 65/60**



**Figur 50 Småbjelkeresultat for betongresept med KrampeHarex 35/0,55 H**



**Figur 51 Småbjelkeresultat for betongresept med basaltfiber**

I Figur 50 er det tydelig at prøvestykke 26 får mye høyere kapasitet enn de andre småbjelkene. Sett bort ifra prøvestykke 26 viser de fleste figurene internt tilsvarende resultater.

Tabellene under viser resultatene av fiberopptellingen i småbjelkene. Disse tabellene viser at fiberantallet varierer mellom 128 og 608 fiber.

**Tabell 25 Antall fiber for prøveserier tilhørende betongresept 2**

	Prøvestykke	Antall fiber
Dramix	11	181
	12	235
	13	245
	14	224
	15	232
	16	255
Gjennomsnitt		229
Standardavvik		23



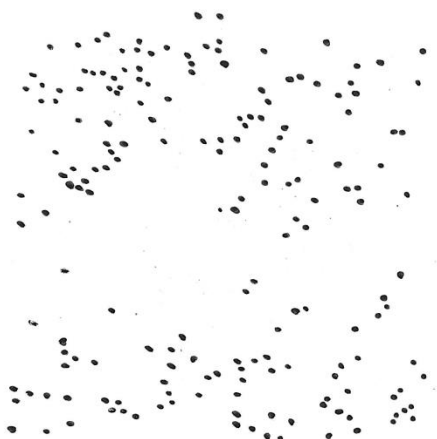
**Tabell 26 Antall fiber for prøveserier tilhørende betongresept 3**

Krampeharex	Prøvestykke	Antall fiber
	21	255
	22	515
	23	473
	24	549
	25	549
	26	608
Gjennomsnitt		492
Standardavvik		113

**Tabell 27 Antall fiber for prøveserier tilhørende betongresept 4**

Basalt	Prøvestykke	Antall fiber
	31	254
	32	139
	33	128
	34	150
	35	155
36	213	
Gjennomsnitt		173
Standardavvik		45

Fordelingen av fiber gjennom tverrsnittene var jevnt over stabile, med unntak for eksemplar 11. Dette eksemplaret hadde et område i senter av bjelken hvor det ikke ble registrert fiber. Figur 52 viser tverrsnittet til dette prøvestykket og det er tydelig at det er differanser. Disse differansene er antagelig årsaken til at dette eksemplaret får det laveste antallet fiber blant Dramixprøvestykkene.

**Figur 52 Fiberfordeling i prøvestykke 11**

## 7 Analyse

I dette kapitlet er de forestående testresultatene analysert og bearbeidet. Kapitlet er inndelt i to deler, hvorav den første tar for seg forskjellene mellom testresultatene og de teoretiske beregningene. Den andre delen tar for seg forskjellene mellom bjelkeforsøkene.

**Tabell 28 Bjelkeoversikt med fibertyper**

	Fibertype
1A & 1B	Ingen
2A & 2B	Dramix 65/60
3A & 3B	Krampe Harex 35/0,55H
4A & 4B	Basalt

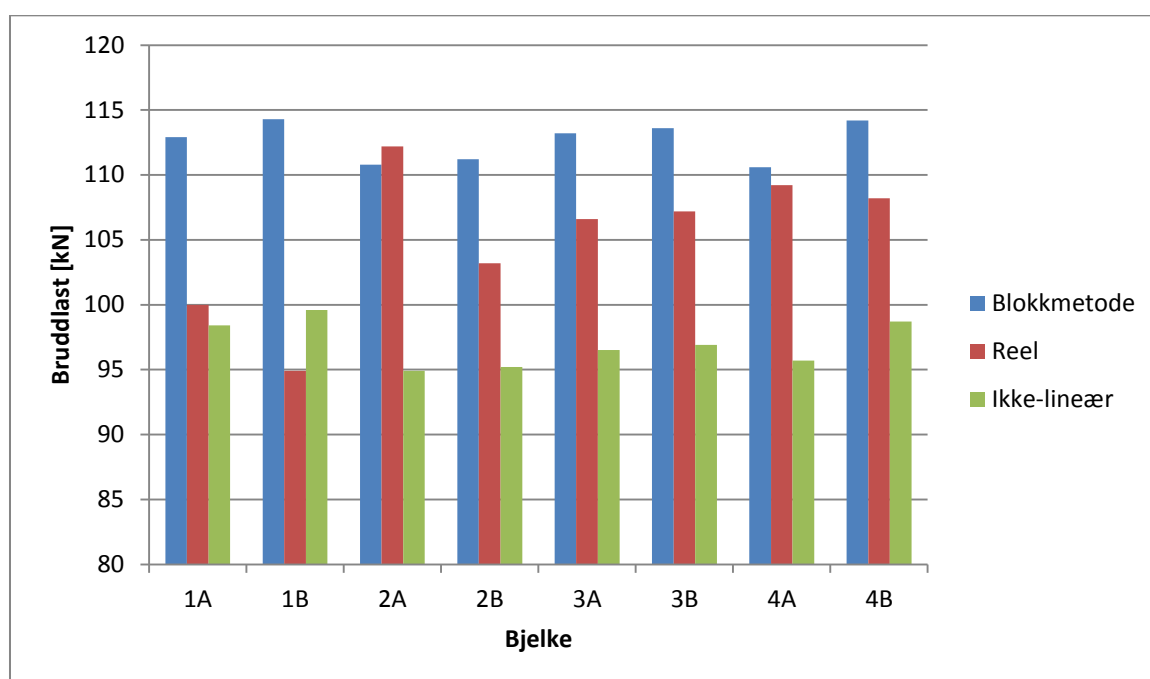
### 7.1 Teoretisk sammenlignet med testresultat

#### 7.1.1 Bruddlast

**Tabell 29 Beregnet bruddlast vs. reel bruddlast**

Bjelke	$f_{lcm}$	Beregnet bruddlast [kN]		Opptredende bruddlast [kN]	Avvik fra beregnet bruddlast med blokkmetode [%]
		Blokk	Ikke-lineær		
1A	41,0	112,9	98,4	100,0	-11,4
1B		114,3	99,6	94,9	-17,0
2A	39,1	110,6	95,5	112,2	1,4
2B		111,1	95,9	103,2	-7,1
3A	40,0	113,2	96,5	106,6	-5,8
3B		113,6	96,9	107,2	-5,6
4A	40,5	110,6	95,7	109,2	-1,3
4B		114,2	98,7	108,2	-5,3

Tabell 29 viser at blokkmetoden gir en for høy kapasitet for bjelkene og ikke-lineær metode gir for lav kapasitet. Unntakene er bjelke 2A hvor resultatet blir høyere enn blokkmetoden, og bjelke 1B hvilket blir lavere enn ikke-lineær metode. Resultatene viser at alle bjelkene med fiber får en høyere kapasitet enn de uten fiber, mens sylindertykkprøvene viser ingen forskjeller. Dette kan begrunnes med at fiberen er mer effektiv i større tverrsnitt. En sylindertykkprøve har et sirkulært tverrsnitt med en diameter på 100mm, mens bjelkene har en bredde og høyde på 200 mm og 300 mm. I tillegg til at bjelkene har en større dimensjon vil også bjelken hindre utvidelsen i trykksonen ifra å gå nedover mot strekksonen, i motsetning til sylindertykkprøven som har fri luft i alle fire retninger. Ut ifra disse testene gir fiberen opptil 10 % økning i styrke i forhold til bjelker uten fiber. Ingen av bjelkene utenom bjelke 2A er på konservativ side av de gjeldene dimensjoneringsreglene. Sikkerhetsfaktorer er ikke inkludert i disse beregningene.



**Figur 53** Variasjonen mellom reel og beregnede kapasiteter

**Tabell 30** Opptredende vs. beregnet risslast

	1A	1B	2A	2B	3A	3B	4A	4B
Oppdaget risslast [kN]	20	20	22	18	21	17	19	17
Beregnet risslast [kN]	9,7	9,8	9,8	9,9	9,8	9,8	9,5	9,8

De beregnede risslastene varierer mellom 9,5 og 9,9 kN, mens de opptredende risslastene varierer mellom 17 og 22 kN. Dette betyr at de opptredende risslastene er over dobbelt så store som de beregnede. Ved en tidligere masteroppgave er det også dokumentert at opptredende risslast er over dobbelt så stor som beregnet risslast [18]. For å undersøke hva som kan bidra til denne forskjellen må strekkfastheten i lettbetongen undersøkes. I EC2 standarden er det oppgitt en middelvei av lettbetongens aksialstrekkfasthet kalt  $f_{lcm}$ . Denne spenningen har en størrelsesverdi på rundt 3 Mpa, avhengig av densiteten til lettbetongen. Beregningene for risslast er basert på denne teoretiske verdien, mens den opptredende strekkfastheten ved første rissdannelse er noe høyere. Ved å benytte Hooke's Lov, tøyning multiplisert med E-modul, er det mulig å finne spenningen i bunn av bjelken.

$$\sigma = \varepsilon * E_{lcm}$$

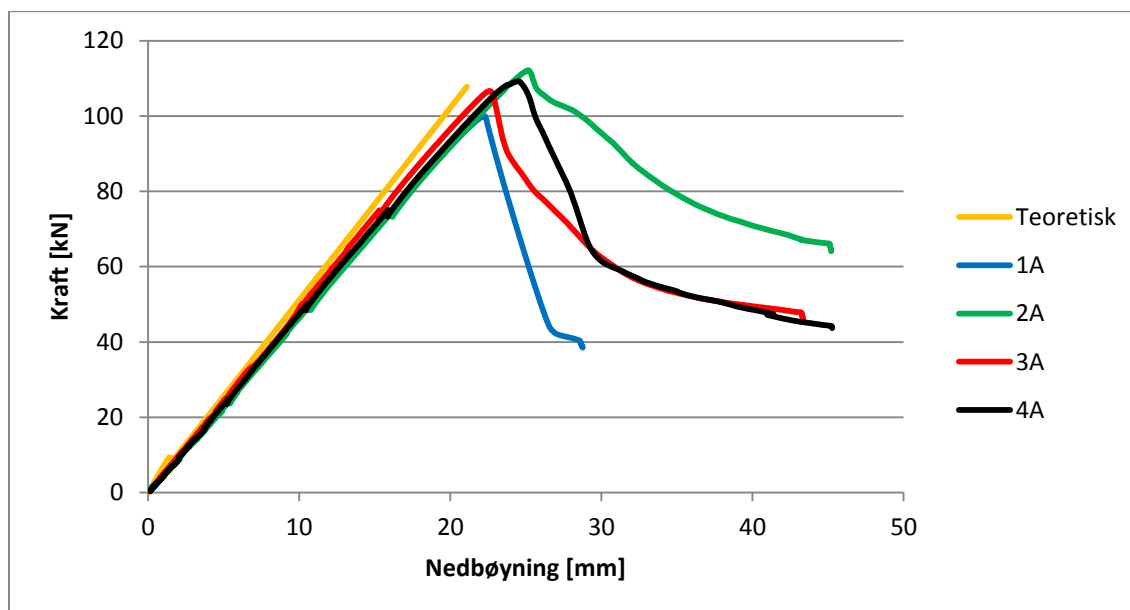
### **Formel 9 Hooke's Lov**

**Tabell 31 Risspenninger**

	Bjelke	Tøyning i bunn [‰]	$E_{lcm}$ [GPa]	$\sigma_{bunn}$ [MPa]
Minste tøyning	3B	0,20	20,2	4,0
Største tøyning	2A	0,35	19,5	6,8

Tøyningene i bunn av bjelkene varierer mellom 0,20 ‰ og 0,35 ‰. Dette gir en spenning i bunn av bjelkene ved første rissdannelse på mellom 4,0 MPa og 6,8 MPa. Disse spenningene er høyere enn tillat verdi i EC2.

### 7.1.2 Nedbøyning



**Figur 54 Teoretisk nedbøyning vs. opptredende nedbøyninger**

Figur 54 viser den teoretisk beregnede nedbøyningskurven og de opptredende nedbøyningene for bjelkeparene. Her er kun en bjelke fra hvert bjelkepar tatt med siden nedbøyningen er tilnærmet lik frem til brudd. Figuren viser at den beregnede nedbøyningen er lavere enn den opptredende og dette avviket øker gradvis ettersom kraften øker. Dette tyder på at den teoretiske tverrsnittstivheten er for høy.

**Tabell 32 Beregnet vs. opptredende nedbøyning**

Bjelke	Beregnet bruddnedbøyning [mm]	Opptredende bruddnedbøyning [mm]	Avvik fra beregnet nedbøyning [%]
1A	19,4	22,3	14,9
1B	18,3	21,0	14,8
2A	20,8	25,2	21,2
2B	19,1	23,3	22,0
3A	19,4	22,5	16,0
3B	19,5	23,4	20,0
4A	21,2	24,5	15,6
4B	20,2	23,9	18,3
Snitt	19,7	23,3	17,9

Tabell 32 viser de beregnede bruddnedbøyningene sammenlignet med de opptredende bruddnedbøyningene. De beregnede nedbøyningene tar utgangspunkt i de opptredende bruddlastene. Bjelkene uten fiber har en nedbøyning som er ca. 15 % større enn beregningene, mens bjelkene med fiber har en nedbøyning som er mellom 15 og 21 % større enn beregningene. Bjelkene med størst kapasitet har størst forskjell mellom teoretisk og opptredende nedbøyning. For å undersøke om forskjellene mellom teoretisk og opptredende nedbøyning også er tilstede før brudd, er det i Tabell 33 og Tabell 34 sammenlignet nedbøyningene for lasttrinn 2 og 3. Som det kommer frem av tabellene er det et varierende avvik på mellom 8 % og 16 % for lasttrinnene. Gjennomsnittsavviket for lasttrinn 2 er 12 %, mens for lasttrinn 3 er dette avviket 13 %. Dette vil si at beregningene stemmer mer ved lavere laster enn ved bruddlast. Forskjellene øker tilnærmet lineært, hvilket vil si at nedbøyningsberegningene benytter en for høy tverrsnittstivhet.

**Tabell 33 Nedbøyning ved lasttrinn 2**

	Beregnet nedbøyning [mm]	Opptredende nedbøyning [mm]	Avvik fra beregnet nedbøyning [%]
1A	9,7	10,7	10
1B	9,6	10,5	9
2A	9,5	10,8	14
2B	9,4	10,9	16
3A	9,1	10,2	12
3B	9,1	10,5	15
4A	9,7	10,5	8
4B	9,3	10,4	12
Snitt	9,4	10,5	12

**Tabell 34 Nedbøyning ved lasttrinn 3**

	Beregnet nedbøyning [mm]	Opptredende nedbøyning [mm]	Avvik fra beregnet nedbøyning [%]
1A	14,6	16,1	10
1B	14,4	16,1	12
2A	14,2	16,3	15
2B	14,2	16,5	16
3A	13,6	15,3	13
3B	13,6	15,6	15
4A	14,6	15,9	9
4B	14,0	15,8	13
Snitt	14,2	16,0	13

### 7.1.3 Tøyning

	Opptredende bruddtøyning i topp [%]
1A	-2,92
1B	-2,80
2A	-3,15
2B	-3,05
3A	-3,05
3B	-3,01
4A	-3,26
4B	-3,13

**Tabell 35 Bruddtøyning i topp**

De teoretiske tøyningene er beregnet med to metoder. Den første metoden baserer seg kun på en lineær oppførsel med bruddtøyning lik den som er oppgitt i EC2. Denne metoden gir en bruddtøyning på 2,98 ‰, hvilket er oppgitt i standarden. I de kommende figurene er denne metoden kalt «EC2 tøyning».

$$\varepsilon_{brudd} = \frac{\varepsilon_{lcu3}}{\alpha * d} * z_i, z_i = \alpha * d$$

**Formel 10 Bruddtøyning metode 1**

$$\varepsilon_{brudd,topp} = \varepsilon_{lcu3}$$

**Formel 11 Bruddtøyning i topp metode 1**

Den andre metoden baseres på krumning multiplisert med arm. Krumningen styres av opptredende moment og bjelkens stivhet. Stivheten benyttet i utregningene er stivheten i stadium 2. Denne metoden gir en bruddtøyning på 2,65 ‰. I de kommende tabellene er denne metoden kalt «teoretisk».

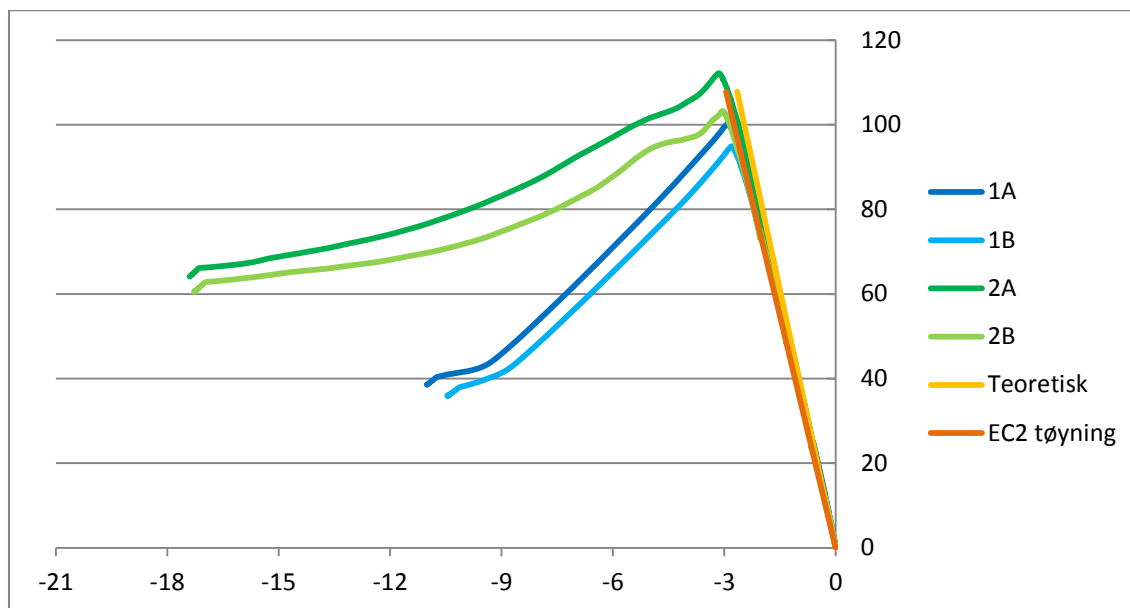
$$\varepsilon_{brudd} = \frac{M}{EI} * z_i, z_i = \alpha * d$$

**Formel 12 Bruddtøyning metode 2**

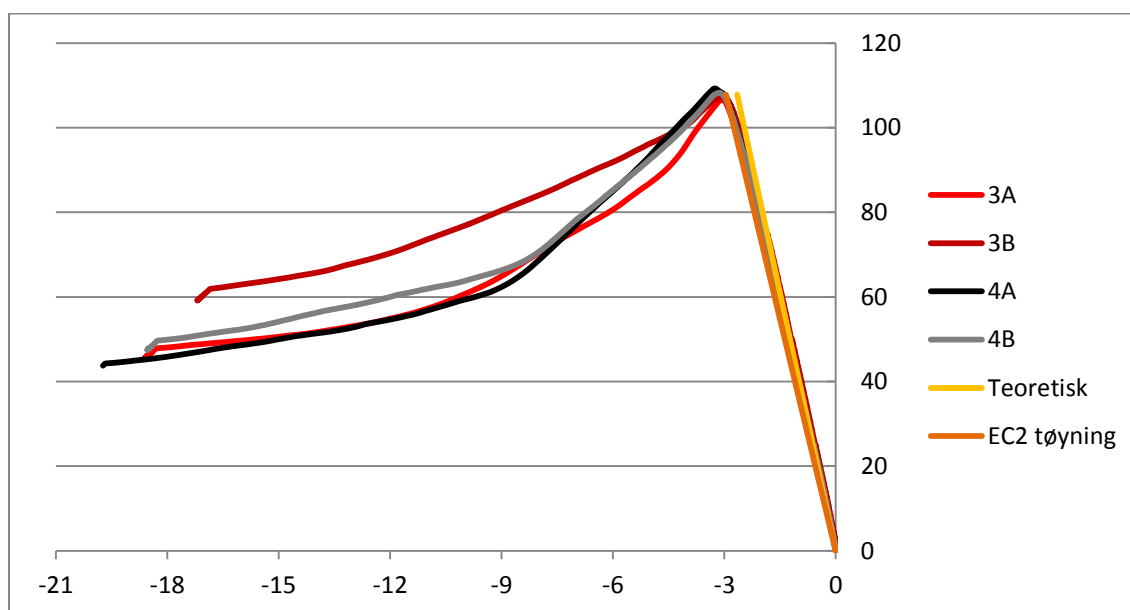
$$\varepsilon_{brudd,topp} = \frac{M}{EI} * \alpha * d$$

**Formel 13 Bruddtøyning i topp metode 2**





**Figur 55 Opptredende tøyning vs. teoretisk 1**



**Figur 56 Opptredende tøyning vs. teoretisk 2**

Figur 55 og Figur 56 viser sammenligningen av de opptredende og de teoretiske tøyningene. Alle grafene med opptredende tøyninger er uten egenlast. Dette kommer av som tidligere forklart, at målingene startes etter at bjelkene er plassert i riggen og bjelkene har fått sine initielle tøyninger og nedbøyninger. De teoretiske beregningene tar hensyn til dette ved ikke å inkludere egenvekt. På grunn av at EC2 grafen er basert på tøyningsgrense ved brudd vil denne inkludere egenvekt av bjelke. For å kunne anslå hvor stor forskjell egenlasten har å si på EC2 kurven, gjøres dette ved å se hvor mye den teoretiske bruddtøyningen endres ved å tilføre egenlast. Når egenlasten inkluderes i de teoretiske beregningene øker bruddtøyningen fra 2,65 ‰ til 2,69 ‰. Et godt overslag for EC2 sin bruddtøyning uten egenlast vil dermed være

å trekke 0,04 ‰ fra bruddtøyningen på 2,98 ‰. EC2 sin bruddtøyning uten egenlast blir dermed 2,94 ‰. Denne endringen er veldig liten og kurvene ovenfor gir derfor et godt nok bilde for å anslå likheter. Det kommer frem av grafene at den teoretiske tøyningen og tøyningen etter EC2 fremstiller et nokså realistisk bilde av den reelle oppførselen.

#### 7.1.4 $\alpha_{cc}$ -faktor

I kapittel 7.1.1 fremkommer det at den teoretiske momentkapasiteten er forskjellig fra den opptredende momentkapasiteten. I dette kapittelet er det forsøkt å justere den teoretiske blokkmetodeformelen til å passe den opptredende momentkapasiteten. Dette gjøres ved å endre  $\alpha_{cc}$  faktoren.

**Tabell 36 Opptredende bruddmoment**

Bjelke	Bruddkraft [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]
1A	100	142,1
1B	94,9	135,0
2A	112,2	159,2
2B	103,2	146,6
3A	106,6	151,4
3B	107,2	152,2
4A	109,2	155,0
4B	108,2	153,6

I Tabell 36 vises de aktuelle bruddlastene for bjelkene. Bruddmomentene er utregnet ved hjelp av formelen  $M_{Ed} = 0,5 * F * (L - a) + 0,125 * q_e * L^2$ .

**Tabell 37 Dimensjoner og styrke for bjelker**

Bjelke	$f_{lcm}$ [MPa]	b [mm]	h [mm]	d [mm]
1A	41,0	201	303	242
1B		204	303	242
2A	39,1	202	305	244
2B		203	305	244
3A	40,0	202	305	244
3B		203	305	244
4A	40,5	200	302	241
4B		202	305	244

I Tabell 37 er den effektive tverrsnittshøyden regnet ut med formelen  $d = h - 61 \text{ mm}$ . Ved å bruke denne effektive tverrsnittshøyden kan momentkapasiteten for bjelken kalkuleres. Her benyttes den teoretiske utregnede alfaverdien presentert i kapittel 5.2.4 og utregningen skjer i samsvar med Formel 14.

$$M_{Rd} = \lambda * \eta * \alpha * (1 - 0,5 * \lambda * \alpha) * \alpha_{cc} * f_{lcm} * b * d^2$$

#### **Formel 14 Momentkapasitet**

Momentkapasitetsligningen løses med  $\alpha_{cc}$  som ukjent verdi slik Formel 15 viser.

$$\alpha_{cc} = \frac{M_{Ed}}{\lambda * \eta * \alpha * (1 - 0,5 * \lambda * \alpha) * f_{lcm} * b * d^2}$$

#### **Formel 15 $\alpha_{cc}$ faktor**

**Tabell 38  $\alpha_{cc}$  faktorer**

Bjelke	$\alpha$	ad [mm]	$M_{Rd}$ [kNm] $\alpha_{cc}=0,85$	$\alpha_{cc}$
1A	0,666	161,2	160,2	0,75
1B	0,663	160,4	162,2	0,71
2A	0,671	163,7	157,0	0,86
2B	0,671	163,7	157,6	0,79
3A	0,671	163,7	160,5	0,80
3B	0,670	163,5	161,2	0,80
4A	0,670	161,5	157,0	0,84
4B	0,666	162,5	162,0	0,81
Snitt	0,669	162,5	159,7	0,80

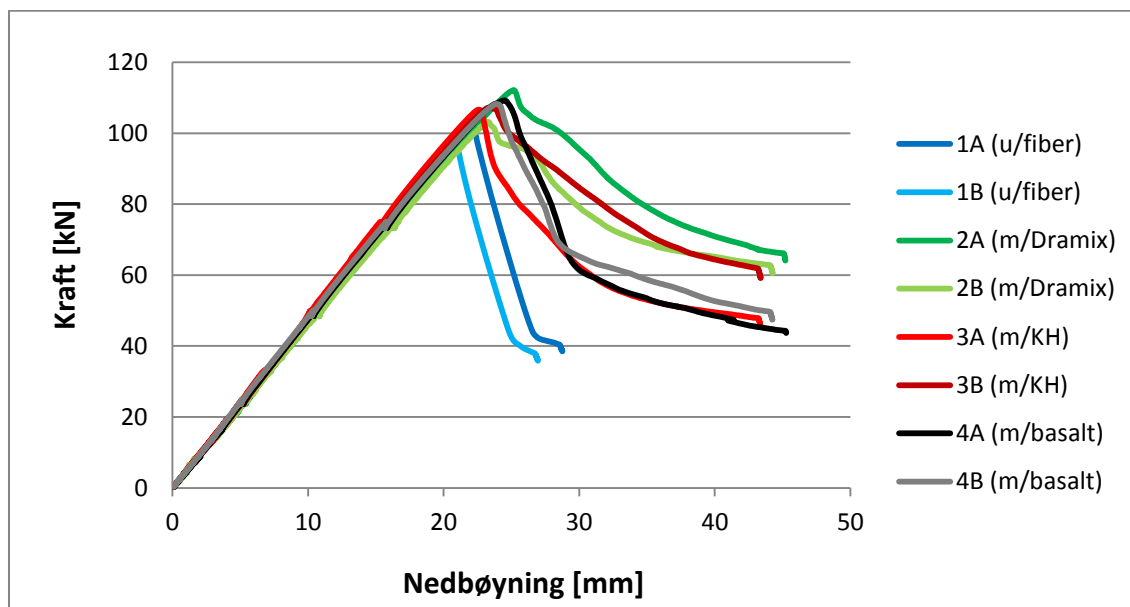
Bjolkene uten fiber har en  $\alpha_{cc}$  verdi på henholdsvis 0,75 og 0,71, med et gjennomsnitt på 0,73. Bjolkene med fiber varierer mellom 0,79 og 0,86, med et gjennomsnitt på 0,83.  $\alpha_{cc}$  verdien som er anbefalt i EC2 standarden er på 0,85. Forsøkene her indikerer at en lavere  $\alpha_{cc}$  kan være mer korrekt ved bruk av lettbetong. I den utgatte norske standarden NS3473 er det ikke oppgitt en slik faktor [19]. Det er derimot oppgitt en karakteristisk fasthet og en konstruksjonsfasthet som er gjengitt i Tabell 39. Ved å sammenligne disse tallene antyder denne standarden en  $\alpha_{cc}$  faktor på 0,77 for lettbetong med 40 MPa kvalitet. Det viser seg dermed at de utregnede  $\alpha_{cc}$  verdiene har en størrelsesorden mellom det EC2 oppgir og det den utgatte norske standarden NS3473 oppgir.

**Tabell 39 Utgatte fastheter**

Betongtype	$f_{cck}$ [MPa]	$f_{cn}$ [MPa]	$f_{cn}/f_{cck}$
LB35	35	27,3	0,78
LB45	45	34,3	0,76
Middelverdi	40	30,8	0,77

## 7.2 Forskjeller mellom testresultater

### 7.2.1 Nedbøyning



**Figur 57 Kraft-/nedbøyningsdiagram for alle bjelker**

Tabell 40 til og med Tabell 43 viser hvor stor kraft bjelkene påføres ved bruddnedbøyning og ved 5, 10 og 15 mm nedbøyning etter brudd. Raden med andel forklarer hvor stor andel i prosent av bruddkraften som fortsatt virker ved nedbøyning etter brudd.

**Tabell 40 Kraft-nedbøyning bjelke 1A og 1B**

	1A				1B			
Nedbøyning etter brudd	+0mm	+5mm	+10mm	+15mm	+0mm	+5mm	+10mm	+15mm
Kraft [kN]	100,00	41,83	-	-	94,9	39,09	-	-
Andel [%]	-	41,8	-	-	-	41,2	-	-

**Tabell 41 Kraft-nedbøyning bjelke 2A og 2B**

	2A				2B			
Nedbøyning etter brudd	+0mm	+5mm	+10mm	+15mm	+0mm	+5mm	+10mm	+15mm
Kraft [kN]	112,15	94,98	78,87	70,73	103,21	85,27	71,37	66,08
Andel [%]	-	84,7	70,3	63,1	-	82,6	69,2	64,0

**Tabell 42 Kraft-nedbøyning bjelke 3A og 3B**

	3A				3B			
Nedbøyning etter brudd	+0mm	+5mm	+10mm	+15mm	+0mm	+5mm	+10mm	+15mm
Kraft [kN]	106,65	72,17	56,12	50,89	107,21	89,72	75,65	66,04
Andel [%]	-	67,7	52,6	47,7	-	83,7	70,6	61,6

**Tabell 43 Kraft-nedbøyning bjelke 4A og 4B**

	4A				4B			
Nedbøyning etter brudd	+0mm	+5mm	+10mm	+15mm	+0mm	+5mm	+10mm	+15mm
Kraft [kN]	109,25	63,72	54,03	48,99	108,25	67,66	60,30	53,97
Andel [%]	-	58,3	49,5	44,8	-	62,5	55,7	49,9

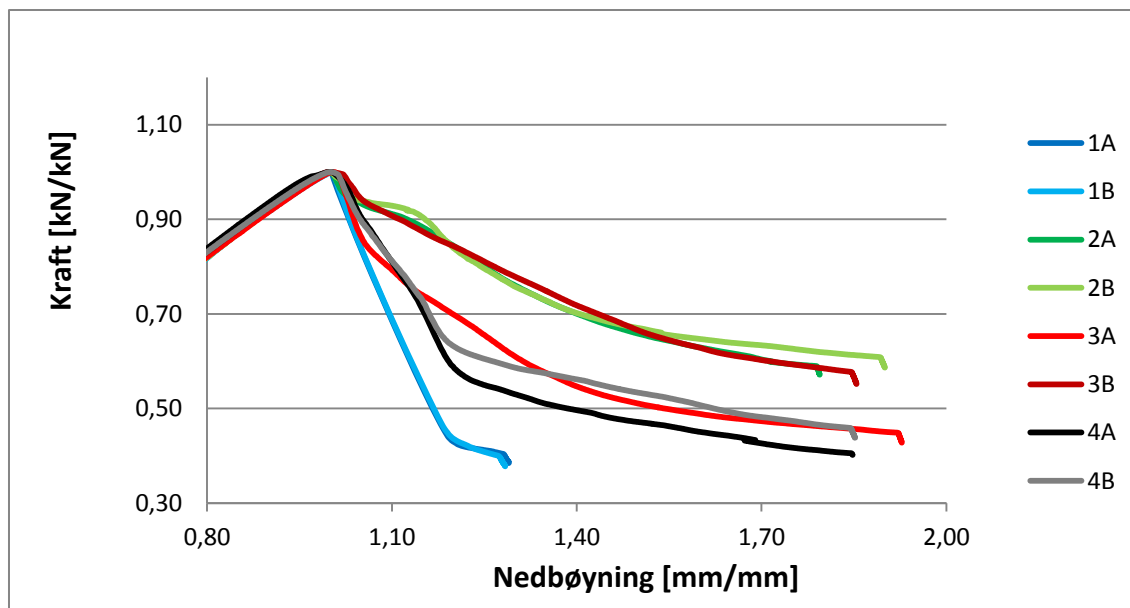
Tabell 44 viser den største forskjellen innad i bjelkeparene for de foregående tabellene.

**Tabell 44 Differanse innad i bjelkepar**

Bjelkepar	1	2	3	4
Største differanse Kraft/nedbøyning	6 %	2 %	18 %	6 %

Det kommer tydelig frem her at bjelke 2A og 2B holder jevnt over den høyeste duktiliteten. Tabell 44 viser at avvikene innad i bjelkepar 1,2 og 4 er små, mens bjelkepar 3 har et avvik på opp mot 18 %. Disse avvikene diskuteres i kapittel 7.2.4.

Resultatene viser at bjelke 2A og 2B bevarer mest kapasitet etter brudd. Begge bjelkeeksemplarene har tilsvarende høye verdier gjennom hele deformasjonen med et største innbyrdes avvik på 2 %.



**Figur 58 Forhåndstall kraft-/ nedbøyning**

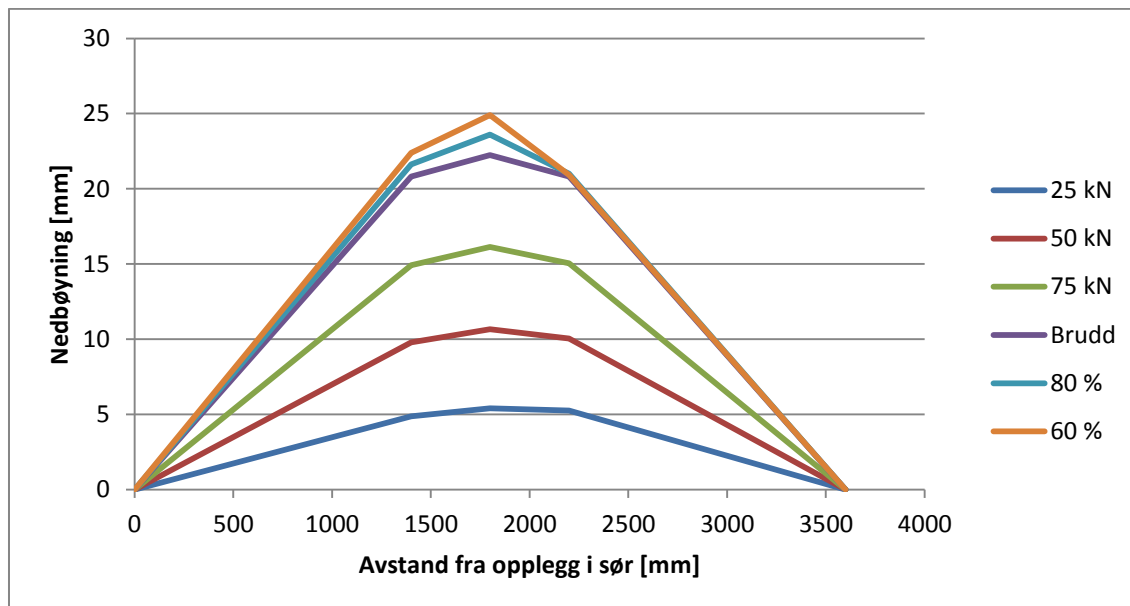
I Figur 58 ligger bruddpunktene for hver bjelke i samme punkt. Dette medfører at bruddkraft og nedbøyning ved brudd er lik 1,0 i toppunktet. Denne figuren viser at alle bjelkene har en rask reduksjon i kapasitet etter brudd. Men ved ca. 93 % av bruddkraften vil de mest duktile bjelkene få en vesentlig lavere reduksjon. For de bjelkene med fiber som har lavest duktilitet avtar reduksjonen ved ca. 85 % av bruddlast. Tabell 45 viser hvor stor nedbøyningen er i forhold til bruddnedbøyning etter at kraften er redusert til 80 % av bruddkraft. Det vil si ved det punktet kurven krysser 0,8 i y-aksen etter brudd i Figur 58.

**Tabell 45 Andel nedbøyning etter brudd**

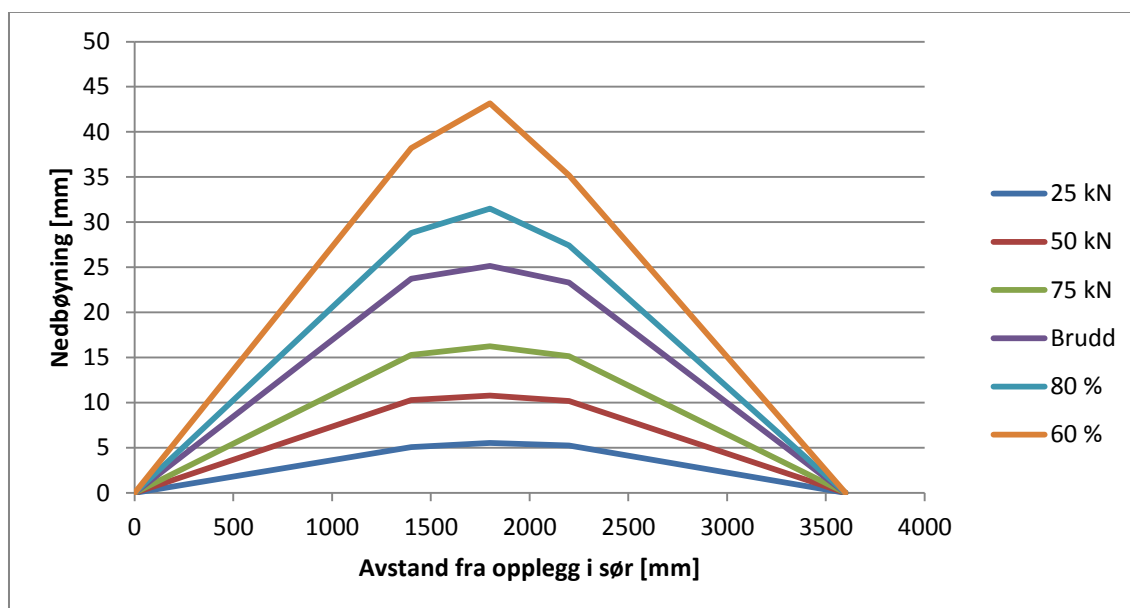
	1A	1B	2A	2B	3A	3B	4A	4B
Nedbøyning [mm/mm]	1,10	1,06	1,25	1,24	1,09	1,26	1,11	1,11

### 7.2.1.1 Flyteledd

For å undersøke graden av duktilitet som oppstår i de forskjellige bjelkene kan det være hensiktsmessig å sammenligne utviklingen av deformasjonene for bjelkene. I figurene under er lengden av bjelkene representert i x-aksen og nedbøyningene i y-aksen. De tre målepunktene ligger 1400 mm, 1800 mm og 2200 mm fra opplegg i sør. De forskjellige grafene representerer lasttrinn 1 (25 kN), lasttrinn 2 (50 kN), lasttrinn 3 (75 kN) og brudd. I tillegg er deformasjonene etter brudd ved 80 % og 60 % av bruddlast tatt med. Det er kun tatt med tre av de åtte diagrammene. De resterende figurene finnes i Vedlegg I.

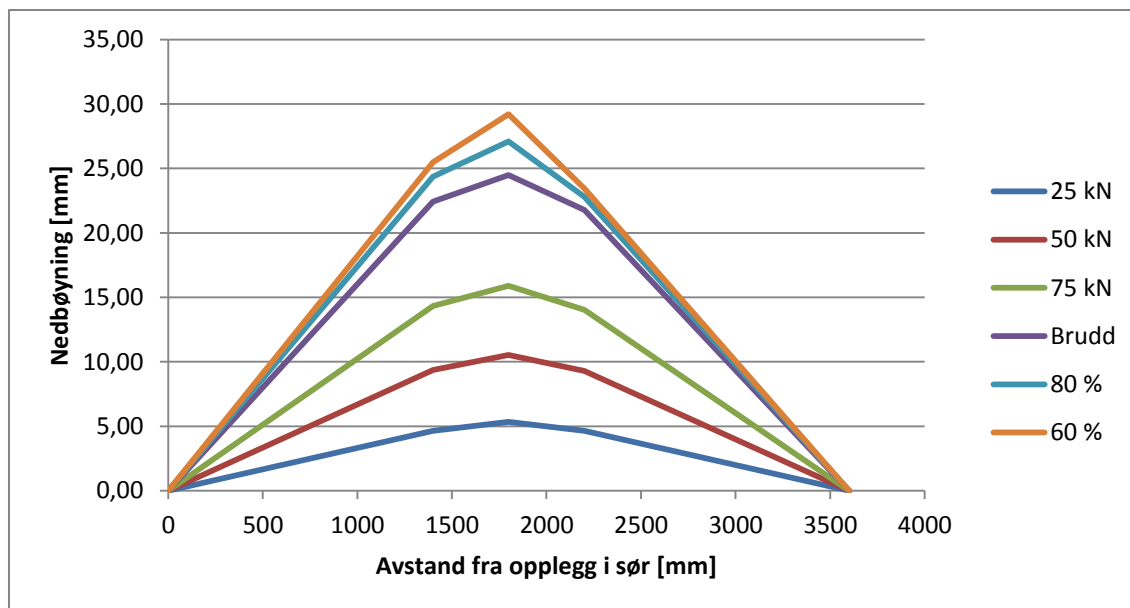


**Figur 59 Flyteleddanelse for bjelke 1A**



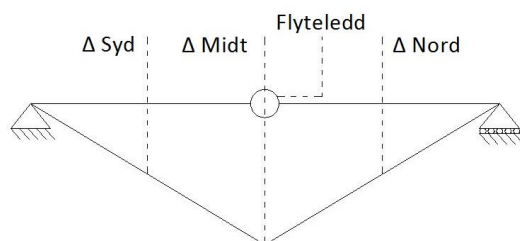
**Figur 60 Flyteleddanelse for bjelke 2A**





**Figur 61 Flyteleddannelse for bjelke 4A**

De tre som er tatt med viser best utviklingen og forskjellene i bjelkene. 1A representerer bjelkene uten fiber, 2A representerer bjelkene med Dramix 65/60 og bjelke 4A representerer bjelkene med basalt. Som Figur 62 viser, vil et rent flyteledd gi en bjelkeformasjon som er trekantformet. Dette er etter teorien til enhetslastmetoden og virtuelle forskyvningers prinsipp.



**Figur 62 Flyteledd**

Ved å studere figurene ovenfor er det tydelig at bjelke 2A og 4A ved 60 % kraft er nærmest tilnærmet en slik trekantform. Dette indikerer at det har oppstått flyteledd i bjelken. I bjelke 1A er det også en slik utvikling, men i mindre grad enn 2A og 4A. For å kunne studere figurene ovenfor mer nøye er det i Tabell 46 satt opp utvalgte verdier fra figurene. I tabellen er nedbøyningene på midten av bjelkene dividert på gjennomsnittsnedbøyning ved lastpunktene. Frem til brudd burde denne faktoren være tilnærmet konstant og etter brudd skal denne faktoren øke på grunn av flyteleddannelsen.

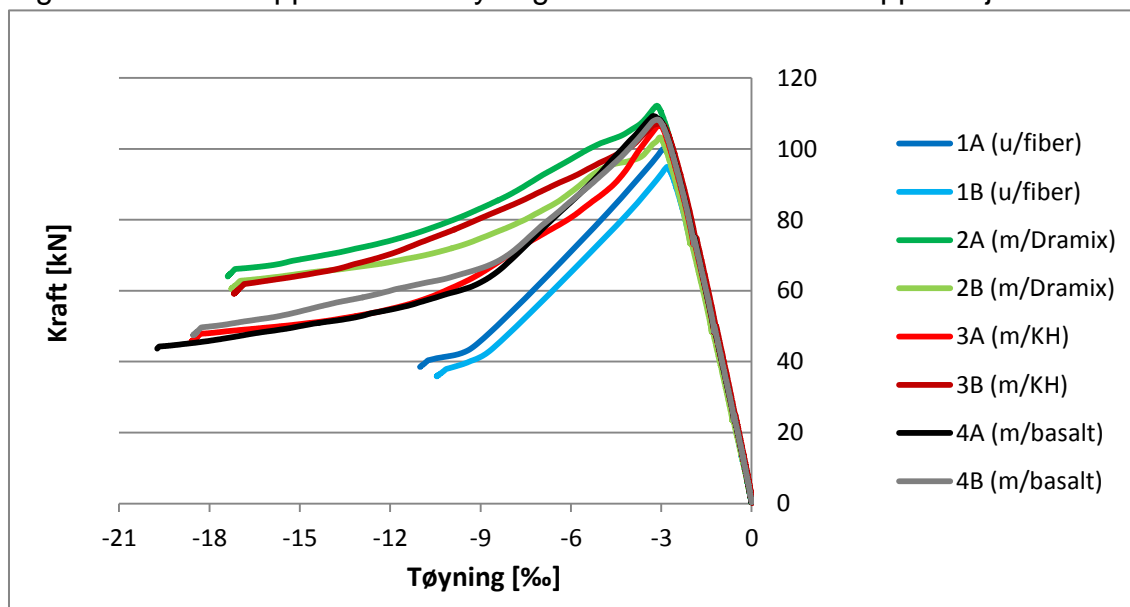
**Tabell 46 Flyteleddannelse**

	1A	1B	2A	2B	3A	3B	4A	4B
Lasttrinn 1 (25 kN)	1,07	1,05	1,07	1,04	1,07	1,09	1,15	1,10
Lasttrinn 2 (50 kN)	1,08	1,07	1,05	1,05	1,08	1,08	1,13	1,10
Lasttrinn 3 (75 kN)	1,08	1,07	1,07	1,06	1,07	1,06	1,12	1,09
Brudd	1,07	1,07	1,07	1,06	1,07	1,06	1,11	1,09
80 %	1,11	1,10	1,12	1,11	1,10	1,10	1,15	1,13
60 %	1,15	1,16	1,18	1,16	1,16	1,17	1,19	1,17

Bjelkepar 1, 2 og 3 har et tydelig stabilt nedbøyningsforhold på rundt 1,06 før brudd, og etter brudd øker denne til rundt 1,17. Bjelkepar 4 viser noen større variasjoner men ligger på rundt 1,11 før brudd, for så å øke til rundt 1,18 etter brudd. Det er vanskelig å trekke noen konklusjoner ut fra denne tabellen.

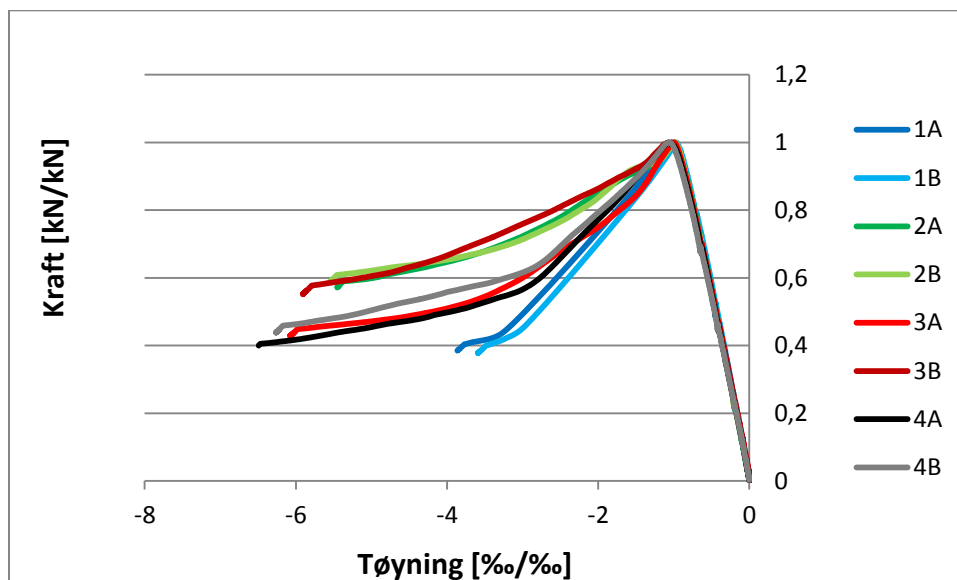
### 7.2.2 Tøyning

Figur 63 viser de opptredende tøyningene i forhold til kraft i topp av bjelkene.



**Figur 63 Gjennomsnittstøyning i topp**

Figur 64 viser tøyningen i forhold til bruddtøyningen. Dette medfører at bruddkraft og bruddtøyning er lik 1,0 i toppunktet. I begge figurene er det tre bjelker som skiller seg positivt ut med tanke på duktilitet. Bjelke 2A, 2B og 3B opprettholder kraften i større grad etter som tøyningene blir større. Det er også synlig at kurvene flater ut ved ca. 93 % av bruddkraften. Bjelkepar 1 som er uten fiber holder den laveste duktiliteten i følge disse to figurene. Grafene stopper i det de har passert bruddnedbøyningen med 20 mm, med unntak av bjelkepar 1 som ble avbrutt før.



**Figur 64 Forhåndstall kraft- /tøyning**

**Tabell 47 Tøyning etter brudd**

	1A	1B	2A	2B	3A	3B	4A	4B
Tøyning [% / ‰]	1,68	1,45	2,35	2,24	1,72	2,54	1,87	1,96

Tabell 47 viser tøyningsendringen etter brudd når kapasiteten er 80 % av bruddkapasitet. Det vil si hvor mye større tøyningen er i forhold til bruddtøyningen. Her kommer bjelke 2A, 2B og 3B ut med store tøyninger, mens 1A og 1B med lavest tøyninger.

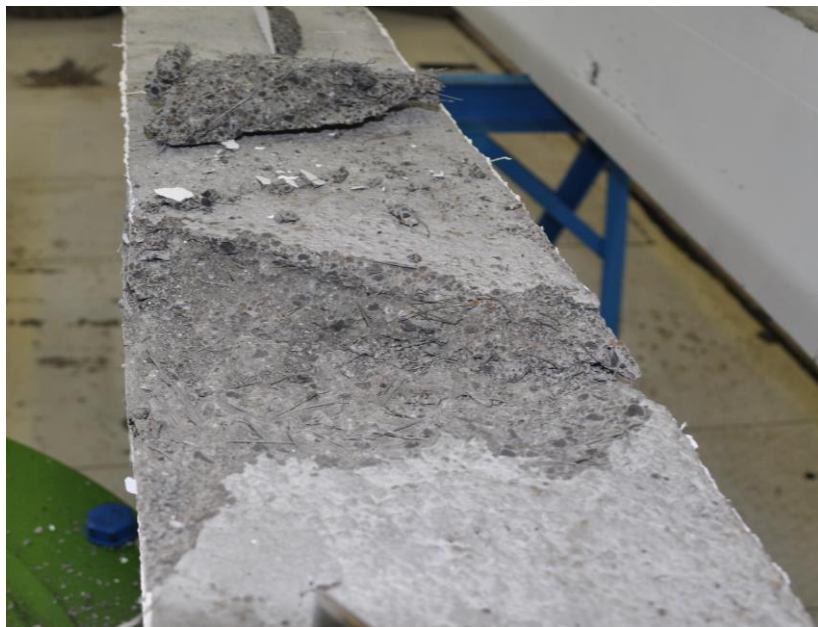
### 7.2.3 Prøvestykker

Figurene i kapittel 6.4 viser at småbjelkene med Dramix opprettholder en bedre bøyestrekfasthet etter brudd enn de andre småbjelkene. Prøvestykkene med basalt viser det dårligste resultatet. Småbjelkene med KrampeHarex viser også gode resultater og prøvebjelke 26 får en mye høyere kapasitet enn alle andre prøver. Dette avviket kan skyldes at dette prøvestykket inneholder flest fibre. Generelt sett gir disse resultatene samsvar med resultatene fra hovedbjelkene. En mulig årsak til at Dramix og KrampeHarex gir høyere kapasitet enn basalt er på grunn av at disse har høyere e-modul enn basalt. Dette vil medføre høyere styrke og bedre duktilitet.

Ved å se på tabellene i kapittel 6.4 er det variasjoner i antall fiber. Siden det er forskjellig volumetrisk størrelse på fibre er det naturlig og korrekt at noen småbjelker har mindre antall fiber. Alle reseptene med fiber skal inneholde en volumprosent med fiber. Ved bruk av visuell vurdering fremkommer Dramix som fiberen med høyest volumetrisk størrelse, mens KrampeHarex har minst størrelse. Figur 3 viser denne forskjellen. Dette vil si at Dramix bør ha færrest fiber per volumenhet, mens KrampeHarex bør ha flest. Av tabellene kommer det frem at KrampeHarex har flest fiber, hvilket samsvarer med foregående resonnement. Det viser seg derimot at Dramix har flere fibre enn basalt, hvilket ikke samstemmer med resonnementet ovenfor. Dette skyldes enten at basalt faktisk har en høyere volumetrisk størrelse enn Dramix, at det er differanse i volumprosenten med fibre eller at det er feil i opptellingen av fibre. Basalt er fiberen som er vanskeligst å se under opptelling og kan derfor gi et lavere resultat enn realiteten.

#### 7.2.4 3A vs. 3B

Det ble valgt å undersøke hvorfor det ble en vesentlig duktilitetsforskjell mellom bjelke 3A og 3B. Bjelkene ble satt på bukker, løse betongbiter ble fjernet og bruddsonen ble børstet rent for løse fiber og støv. Resultatet vises på Figur 65 og Figur 66. Ved første øyekast virket det som bjelke 3B hadde flere synlige fiber enn tvillingbjelke 3A.



**Figur 65 Bruddsonen 3A**



**Figur 66 Bruddsonen 3B**

For å bestemme dette på en mer objektiv måte ble det valgt å telle antall fibre som var synlig og fortsatt satt fast. I hver bjelke ble det avgrenset 5 cm i bjelkens lengderetning. Det medfører et område på 20x5 cm hvor all fiber ble telt opp. Dette området ble valgt i bruddsonen der bruddene var mest mulig identiske. Dette medfører at resultatet ikke gikk i favør for noen av bjelkene. Resultatet av denne opptellingen bekreftet første antagelse om at det var mer fiber i bjelke 3B.

**Tabell 48 Fiber antall i brudd for bjelke 3A og 3B**

Bjelke	Antall fiber
3A	55
3B	70

Opptellingen er ikke et eksakt svar, men en indikasjon på at det kan ha vært mer fiber i 3B enn 3A i bruddsonen. Det at det muligens er 40 % mer fiber i bjelke 3B kan være årsaken til at duktiliteten ble 17 % bedre. Denne undersøkelsen indikerer ikke hvilke av bjelkene som er mest korrekt. Den viser derimot hvor vanskelig det er å få plassert all fiber jevnt i bjelkene. Resultatene av fiberopptelling i småbjelkene viser også at småbjelkene med KrampeHarex er de bjelkene med størst standardavvik for fiberantall. En hypotese er at 3B fikk for mye fiber og 3A fikk for lite slik at det riktige resultatet vil være mellom disse to bjelkeresultatene.

## 8 Feilkilder

Mulige årsaker til feilkilder under forsøkene:

- Unøyaktighet ved oppmåling av tilslag og sement
- Variasjoner i bjelke dimensjoner
- Ulik herdetid
- Varierende tid fra blandingstidspunkt til ferdigstøpte bjelker
- Unøyaktigheten til sensorer og loggeutstyr
- Løse muttere på sensorer
- Forstyrrelse av sensorer under forsøk
- Unøyaktighet ved bearbeiding av rådata
- Variasjon ved plassering av sensorer
- Forskjellig fordeling fiber mellom tvillingbjelkene

## 9 Konklusjon

Det har blitt testet fire forskjellige resepter, med to bjelker for hver resept. Bjelkepar 1 er uten fiber, bjelkepar 2 inneholder Dramix 65/60, bjelkepar 3 inneholder KrampeHarex 35/0,55H og bjelkepar 4 inneholder basalt. For at resultatene skal være pålitelige og holdbare er det viktig at tvillingbjelkene oppfører seg likt, slik at det kan trekkes konklusjoner. Når det gjelder bjelkepar 1, 2 og 4 så gir disse like resultater innad i bjelkeparene. Det største avviket i forhold til nedbøyning for bjelkepar 2 er på 2 %, mens bjelkepar 1 og 4 har største avvik på 6 %. Alle disse avvikene er godt innenfor spredningstoleransen. Bjelkepar 3 har derimot et større avvik på 18 %, hvilket er for stort til å kunne trekke en konklusjon. Årsaken til denne spredning er usikkert, men det kan tyde på at ujevn fibermengde i bruddsonen kan være årsaken til den store spredningen.

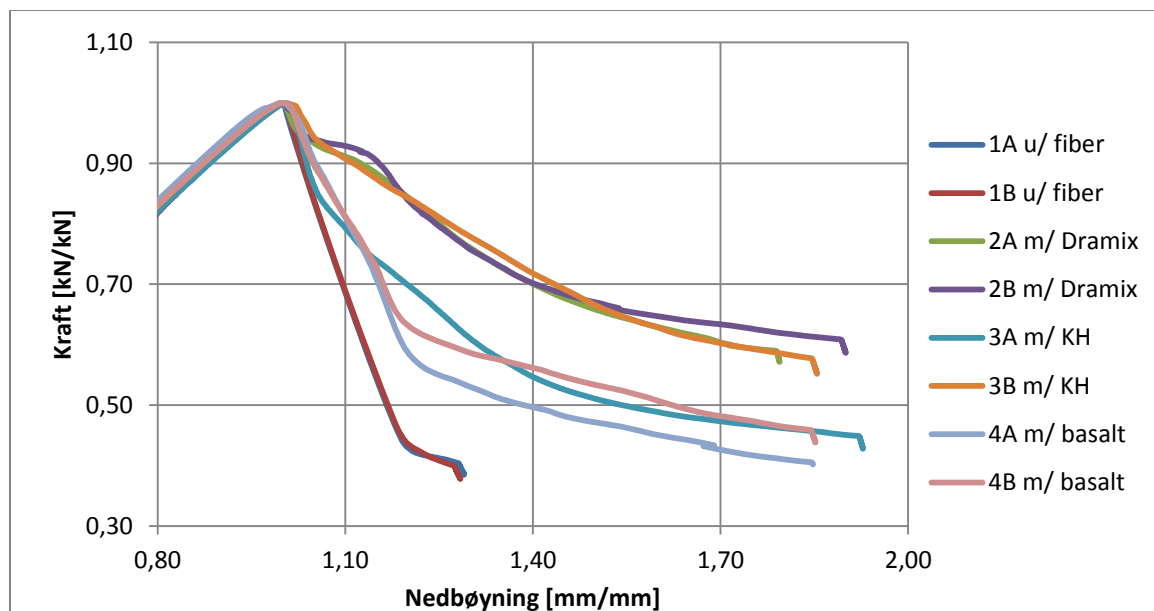
Når det gjelder kapasiteten til bjelkene så viser det seg at kapasiteten øker ved å tilføre fiber. Fibrene bidrar til at bjelkene får en kapasitetsøkning på rundt 5-10 %. Dette resultatet gjenspeiler seg i samtlige bjelker med fiber. De teoretiske beregningene med blokkmetoden gir for de fleste bjelkene med fiber en kapasitet som er 5 % høyere enn opptredende. En av beregningene for bjelkene med fiber gir 1 % lavere kapasitet enn opptredende kapasitet. Dette betyr at de fleste beregningene ikke er på konservativ side. Når beregningene tilpasses til de opptredende kapasitetene viser det seg at en  $\alpha_{cc}$  faktor på 0,83 stemmer bedre overens med bjelkene med fiber. De individuelle  $\alpha_{cc}$  faktorene varierer fra 0,79 til 0,86. Når det gjelder bjelkene uten fiber gir beregningen etter blokkmetode en kapasitet som er 11 til 17 % for høy. For bjelkene uten fiber vil en  $\alpha_{cc}$  faktor på rundt 0,73 stemme mer overens med resultatene. Dette medfører også at disse beregningene ikke er på konservativ side.

Bjelkene uten fiber viser seg å være lite duktile og får et sprøtt brudd. Allerede et par millimeter nedbøyning etter brudd mister bjelkene over 50 % av kapasiteten. Alle bjelkene med fiber viser en mer duktil oppførsel enn de uten fiber. Det er stor variasjon mellom de forskjellige fibrene, men det er ingen bjelker med fiber som opprettholder 100 % av kapasiteten etter brudd. Alle bjelkene får rask reduksjon i kapasitet. De bjelkene med høyest duktilitet, 2A, 2B og 3B, flater mer ut enn de andre bjelkene ved ca. 93 % av bruddlasten. Dette er grafisk fremstilt i Figur 67 på neste side. Her kommer det også frem at de andre bjelkene med fiber, 3A, 4A og 4B, gir et positivt bidrag ved ca. 83 % av bruddkraften. Bidraget er derimot svakere enn for de andre bjelkene med fiber. En årsak til at fibrene bidrar til duktiliteten i ulik grad kan være fibrenes ulike e-moduler. Høy e-modul bidrar i større grad til en økt omslutningseffekt. De bjelkene som inneholder fiber med høyest e-modul gav høyest kapasitet, hvilket vil si bjelkene med fibertypen av Dramix og KrampeHarex. Unntaket er bjelke 3A som fikk en lavere duktilitet.



Ut ifra disse forsøkene viser det seg at bjelker med Dramix 65/60 gir det største bidraget til duktilitet, mens basalten gir minst bidrag.

Bjelkene med KrampeHarex 35/0,55H viste for store forskjeller til å trekke noen konklusjoner. Ingen av tiltakene bidro til å opprettholde kapasiteten etter brudd. Dette betyr at fibrene ikke vil gi særlig stor grad av duktilitet hvis kreftene ikke kan omfordeles.



**Figur 67 Konklusjon-nedbøyning**

Anbefaling til videre forskning vil være å teste flere fiberbjelker i ulike dimensjoner. Det er også aktuelt å undersøke nærmere hvorfor fibertypene gir to forskjellige grader av duktilitet.

## Kildehenvisninger

1. Stefan Jacobsen og et al. *TKT4215 Concrete Technology 1*. 2012.
2. Per Jahren, *Betong: Historie og historier*. 2011.
3. Standard Norge, *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*, in *Del 1-1: Allmenne regler for bygninger*2008.
4. Perumalsamy N. Balaguru og Surendra P. Shah, *Fiberreinforced cement composites*. 1992.
5. Arnon Bentur og Sidney Mindess, *Fibre reinforced cementitious composites*. 1990.
6. Terje Kanstad og et al., *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner*, 2011, COIN.
7. Store norske leksikon. *Asbestement*. 2009 [cited 2013 01.02.2013]; Available from: <http://snl.no/asbestement>.
8. BOSFA. *Dramix 65/60*. [cited 2013 11.03.2013]; Available from: [http://www.bosfa.com/docs/RC-65\\_60-BN\\_groen\\_GB.pdf](http://www.bosfa.com/docs/RC-65_60-BN_groen_GB.pdf).
9. KrampeHarex. *Steel fibres*. [cited 2013 11.03.2013]; Available from: [http://www.krampeharex.com/pdf/Stahldrahtfaser\\_DE.pdf](http://www.krampeharex.com/pdf/Stahldrahtfaser_DE.pdf).
10. Store norske leksikon. *Basalt*. 2009 [cited 2013 04.02.2013]; Available from: <http://snl.no/basalt>.
11. Technobasalt. *Basalt fiber*. [cited 2013 04.02.2013]; Available from: <http://www.technobasalt.com/products/item/basalt-fiber-2/>.
12. ReforceTech. *Chopped basalt fiber*. Available from: [http://reforcetech.com/reforcetech1/solutions\\_technology\\_3/products/content\\_5/filelist\\_281e0557-dcdb-4b69-8f55-06a185dab67f/1339139375928/rft\\_chopped\\_basalt\\_fiber\\_en120607.pdf](http://reforcetech.com/reforcetech1/solutions_technology_3/products/content_5/filelist_281e0557-dcdb-4b69-8f55-06a185dab67f/1339139375928/rft_chopped_basalt_fiber_en120607.pdf).
13. Joachim Seehusen, *Fiberarmering får felles europeisk standard*, in *Teknisk Ukeblad*2013.
14. R. C. Hibbeler, *Mechanics of materials*. 2010, Upper Saddle River, N.J.: Pearson Prentice Hall. XV, 862 s. : ill.
15. Store norske leksikon. *Duktilitet*. 2009 [cited 2013 21.02.2013]; Available from: <http://snl.no/duktilitet>.
16. Store norske leksikon. *Poissons tall*. 2009 [cited 2013 20.02.2013]; Available from: [http://snl.no/versions/list/Poissons\\_tall](http://snl.no/versions/list/Poissons_tall).
17. John Haugan, *Formler og tabeller*. 2007.
18. Kristine Bruvik Sagosen og Lisa Bakken, *Duktilitet av lettbetong*, in *Institutt for konstruksjonsteknikk*2012, NTNU.
19. Norsk Standardiserings Forbund, *NS3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner*, in *Beregnings- og konstruksjonsregler*2003.

# Vedlegg

---

## Vedleggsliste

VEDLEGG A	FIGUR- OG TABELLISTE .....	A-1
VEDLEGG B	BJELKEOVERSIKT .....	B-1
VEDLEGG C	DIMENSJONERING .....	C-1
VEDLEGG D	ARBEIDSTEGNING OG BØYELISTE.....	D-1
VEDLEGG E	BETONGRESEPT .....	E-1
VEDLEGG F	DETALJERTE BEREGNINGER .....	F-1
VEDLEGG G	NEDBØYNINGSDIAGRAMMER .....	G-1
VEDLEGG H	TØYNINGSDIAGRAMMER .....	H-1
VEDLEGG I	FLYTELEDD.....	I-1
VEDLEGG J	TRYKKPRØVERESULTATER .....	J-1
VEDLEGG K	SMÅBJELKER.....	K-1
VEDLEGG L	PRODUKTARK .....	L-1



## Vedlegg A Figur- og tabelliste

FIGUR 1 BJELKE OPPRISS OG TVERRSNITT .....	1
FIGUR 2 VANLIGE FIBERFORMER [6] .....	5
FIGUR 3 BENYTTET FIBERARMERING .....	6
FIGUR 4 SPENNING-/ TØYNINGS DIAGRAM [14] .....	8
FIGUR 5 ARBEIDSDIAGRAM NORMALBETONG [3] .....	9
FIGUR 6 ARBEIDSDIAGRAM LETTBETONG [3] .....	9
FIGUR 7 TVERRKONTRAKSJON .....	10
FIGUR 8 SPENNING- TØYNINGSDIAGRAM FOR BETONG MED OMSLUTNINGSEFFEKT [3] .....	11
FIGUR 9 MOMENT- OG SKJÆRDIAGRAM .....	12
FIGUR 10 TØYNINGSRELASJON FOR REKTANGULÆR SPENNINGSFORDELING .....	14
FIGUR 11 STATISK SYSTEM .....	15
FIGUR 12 NEDBØYNING [17] .....	17
FIGUR 13 BEREGNINGSMODELL I STADIUM 2 .....	18
FIGUR 14 FERDIG ARMERTE BJELKER .....	20
FIGUR 15 ENDEFORANKRING AV LENGDEARMERENGEN .....	21
FIGUR 16 TO ENKLE FORMER SKRUDD SAMMEN .....	22
FIGUR 17 LØFTEØYE FOR TRANSPORT AV BJELKE .....	22
FIGUR 18 AVSTIVER TIL FORSKALING .....	23
FIGUR 19 SYNKMÅL .....	24
FIGUR 20 UTSTØPING .....	24
FIGUR 21 OPPBEVARING AV BJELKER ETTER STØPING .....	25
FIGUR 22 STØPEETAPPER FOR BJELKER MED FIBER .....	26
FIGUR 23 STØPING AV PRØVESTYKKER .....	27
FIGUR 24 OPPSETT FOR FORSØK .....	28
FIGUR 25 OPPSTILLING I RIGG .....	29
FIGUR 26 OPPSETT INDUKTIVE GIVERE SETT FRA VEST .....	31
FIGUR 27 PRØVESYLINDER ETTER TESTING .....	32
FIGUR 28 FIBERBJELKER ETTER TESTING .....	32
FIGUR 29 TØYNINGSRELASJON FOR REKTANGULÆR SPENNINGSFORDELING .....	34

FIGUR 30 PARABEL-REKTANGULÆR SPENNINGSFORDELING FOR LETTBETONG.....	35
FIGUR 31 SPENNINGSFORDELING I LAMELLMETODEN .....	35
FIGUR 32 SPENNINGSFORDELING FOR IKKE-LINEÆR KONSTRUKSJONSANALYSE I LETTBETONG.....	36
FIGUR 33 STATISK SYSTEM .....	37
FIGUR 34 SPENNINGER FOR BEREGNINGSMETODENE .....	38
FIGUR 35 KRAFT-/TID-DIAGRAM FOR BJELKE 1A OG 1B U/ FIBER.....	42
FIGUR 36 KRAFT-/TID-DIAGRAM FOR BJELKE 2A OG 2B M/ DRAMIX .....	42
FIGUR 37 KRAFT-/TID-DIAGRAM FOR BJELKE 3A OG 3B M/ KH.....	43
FIGUR 38 KRAFT-/ TID-DIAGRAM FOR BJELKE 4A OG 4B M/ BASALT .....	43
FIGUR 39 FØR LASTTRINN .....	44
FIGUR 40 LASTTRINN 1.....	44
FIGUR 41 LASTTRINN 2.....	44
FIGUR 42 LASTTRINN 3.....	45
FIGUR 43 BRUDDLAST .....	45
FIGUR 44 KRAFT-/NEDBØYNINGSDIAGRAM FOR ALLE BJELKER, MIDT .....	46
FIGUR 45 KRAFT-/ NEDBØYNINGSDIAGRAM FOR ALLE BJELKER, SØR.....	46
FIGUR 46 KRAFT-/ NEDBØYNINGSDIAGRAM FOR ALLE BJELKER, NORD .....	47
FIGUR 47 GJENNOMSNIITTSTØYNING I TOPP FOR ALLE BJELKER .....	49
FIGUR 48 GJENNOMSNIITTSTØYNING I BUNN FOR ALLE BJELKER .....	49
FIGUR 49 SMÅBJELKERESULTAT FOR BETONGRESEPT MED DRAMIX 65/60.....	51
FIGUR 50 SMÅBJELKERESULTAT FOR BETONGRESEPT MED KRAMPEHAREX 35/0,55 H.....	52
FIGUR 51 SMÅBJELKERESULTAT FOR BETONGRESEPT MED BASALTFIBER .....	52
FIGUR 52 FIBERFORDELING I PRØVESTYKKE 11 .....	53
FIGUR 53 VARIASJONEN MELLOM REEL OG BEREGNEDE KAPASITETER .....	55
FIGUR 54 TEORETISK NEDBØYNING VS. OPPTREDENDE NEDBØYNINGER.....	57
FIGUR 55 OPPTREDENDE TØYNING VS. TEORETISK 1 .....	61
FIGUR 56 OPPTREDENDE TØYNING VS. TEORETISK 2 .....	61
FIGUR 57 KRAFT-/NEDBØYNINGSDIAGRAM FOR ALLE BJELKER.....	65
FIGUR 58 FORHÅNDSTALL KRAFT-/ NEDBØYNING .....	67
FIGUR 59 FLYTELEDDANELSE FOR BJELKE 1A .....	68
FIGUR 60 FLYTELEDDANELSE FOR BJELKE 2A .....	68

FIGUR 61 FLYTELEDDANELSE FOR BJELKE 4A .....	69
FIGUR 62 FLYTELEDD .....	69
FIGUR 63 GJENNOMSNIITTSTØYNING I TOPP .....	70
FIGUR 64 FORHÅNDSTALL KRAFT- /TØYNING.....	71
FIGUR 65 BRUDDSONE 3A .....	73
FIGUR 66 BRUDDSONE 3B .....	73
FIGUR 67 KONKLUSJON-NEDBØYNING .....	77
TABELL 1 TILSLAG [1].....	3
TABELL 2 TRYKK- OG STREKKRESULTANT .....	15
TABELL 3 NEDBØYNING VED BEREGNET RISSLAST OG BRUDD .....	19
TABELL 4 STØPETIDSPUNKT .....	25
TABELL 5 REELLE BJELKESTØRRELSER.....	27
TABELL 6 DATO FOR GJENNOMFØRTE FORSØK .....	29
TABELL 7 OVERSIKT INDUKTIVE GIVERE.....	30
TABELL 8 LASTTRINN .....	31
TABELL 9 PARAMETERE FOR DETALJERTE BEREGNINGER .....	33
TABELL 10 BRUDDLAST.....	37
TABELL 11 RESULTATER MED BLOKKMETODE.....	39
TABELL 12 RESULTATER MED PARABEL-REKTANGULÆR METODE.....	39
TABELL 13 RESULTATER MED IKKE-LINEÆR METODE.....	40
TABELL 14 BJELKEOVERSIKT MED FIBERTYPER .....	41
TABELL 15 HOVEDRESULTATER.....	41
TABELL 16 TØYNING VED OPPDAGET RISSLAST .....	45
TABELL 17 BRUDDKRAFT & BRUDDNEDBØYNING .....	47
TABELL 18 NEDBØYNING VED LASTTRINN .....	48
TABELL 19 BRUDDTØYNINGER.....	48
TABELL 20 PRØVESTYKKER 1A OG 1B.....	50
TABELL 21 PRØVESTYKKER 2A OG 2B.....	50
TABELL 22 PRØVESTYKKER 3A OG 3B.....	50

TABELL 23 PRØVESTYKKER 4A OG 4B.....	50
TABELL 24 OVNSTØRR DENSITET.....	51
TABELL 25 ANTALL FIBER FOR PRØVESERIER TILHØRENDE BETONGRESEPT 2.....	52
TABELL 26 ANTALL FIBER FOR PRØVESERIER TILHØRENDE BETONGRESEPT 3.....	53
TABELL 27 ANTALL FIBER FOR PRØVESERIER TILHØRENDE BETONGRESEPT 4.....	53
TABELL 28 BJELKEOVERSIKT MED FIBERTYPER.....	54
TABELL 29 BEREGNET BRUDDLAST VS. REEL BRUDDLAST.....	54
TABELL 30 OPPTREDENDE VS. BEREGNET RISSLAST.....	55
TABELL 31 RISSPENNINGER.....	56
TABELL 32 BEREGNET VS. OPPTREDENDE NEDBØYNING.....	57
TABELL 33 NEDBØYNING VED LASTTRINN 2.....	58
TABELL 34 NEDBØYNING VED LASTTRINN 3.....	59
TABELL 35 BRUDDTØYNING I TOPP.....	59
TABELL 36 OPPTREDENDE BRUDDMOMENT.....	62
TABELL 37 DIMENSJONER OG STYRKE FOR BJELKER.....	63
TABELL 38 $A_{cc}$ FAKTORER.....	64
TABELL 39 UTGÅTTE FASTHETER.....	64
TABELL 40 KRAFT-NEDBØYNING BJELKE 1A OG 1B.....	65
TABELL 41 KRAFT-NEDBØYNING BJELKE 2A OG 2B.....	65
TABELL 42 KRAFT-NEDBØYNING BJELKE 3A OG 3B.....	66
TABELL 43 KRAFT-NEDBØYNING BJELKE 4A OG 4B.....	66
TABELL 44 DIFFERANSE INNAD I BJELKEPAR.....	66
TABELL 45 ANDEL NEDBØYNING ETTER BRUDD.....	67
TABELL 46 FLYTELEDDANNELSE.....	70
TABELL 47 TØYNING ETTER BRUDD.....	71
TABELL 48 FIBER ANTALL I BRUDD FOR BJELKE 3A OG 3B.....	74



**Vedlegg B Bjelkeoversikt**

Bjelke	Støpedato	Forsøksdato	Fibertype
1A	26-02-2013	03-04-2013	-
1B	26-02-2013	04-04-2013	-
2A	26-02-2013	04-04-2013	Dramix 65/60
2B	26-02-2013	05-04-2013	Dramix 65/60
3A	28-02-2013	05-04-2013	KrampeHarex 35/0,55 H
3B	28-02-2013	05-04-2013	KrampeHarex 35/0,55 H
4A	28-02-2013	08-04-2013	Basalt
4B	28-02-2013	08-04-2013	Basalt



## Vedlegg C Dimensjonering

### Tverrsnittsverdier

Alle referanser henviser til EC2

$$b := 200\text{mm}$$

$$h := 300\text{mm}$$

Spennlengde:  $L_{\text{eff}} := 3600\text{mm}$

Avstand mellom punktlaster:  $a := 800\text{mm}$

### Materialegenskaper

$$f_{\text{ck}} := 40\text{MPa} \quad E_{\text{cm}} := 35\text{GPa} \quad \lambda := 0.8 \quad \eta_{\text{m}} := 1.0$$

$$f_{\text{yk}} := 500\text{MPa} \quad E_{\text{s}} := 190\text{GPa} \quad f_{\text{ctk},0.05} := 2.5\text{MPa}$$

$$\rho := 1650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \varepsilon_{\text{cu}} := \frac{3.5}{1000} \quad \sigma_{\text{cm}} := 0\text{MPa} \quad f_{\text{ctm}} := 3.5\text{MPa}$$

### Armering

Bøylearmering:

$$\phi_{\text{b}} := 8\text{mm}$$

Senteravstand bøylar:

$$s_{\text{b}} := 100\text{mm}$$

Forankringsarmering:

$$\phi_{\text{t}} := 32\text{mm}$$

Lengdearmering:

$$\phi_{\text{l}} := 32\text{mm} \quad A_{\text{s}} := 3217\text{mm}^2$$

Trykkarmering:

$$\phi_{\text{f}} := 8\text{mm}$$

Overdekning:

$$c_{\text{nom}} := 15\text{mm}$$

**Sikkerhetsfaktorer**

Trykkfasthet betong:

$$\gamma_c := 1.0$$

Strekfasthet stål:

$$\gamma_{st} := 1.0$$

Skjær:

$$\gamma_s := 1.5$$

Materialfaktor betong

$$\alpha_{kcc} := 0.85$$

**Momentkapasitet**

$$f_{lcd} := \alpha_{kcc} \frac{f_{lck}}{\gamma_c} = 34 \cdot \text{MPa} \quad (11.3.15)$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{st}} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$$d := h - c_{\text{nom}} - (\phi_b + 2\text{mm}) - (\phi_l + 4\text{mm}) = 239 \cdot \text{mm}$$

$$\eta_1 := 0.4 + 0.6 \cdot \frac{\rho}{2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 0.85 \quad (11.1)$$

$$\eta_E := \left( \frac{\rho}{2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \right)^2 = 0.563 \quad (11.2)$$

$$\varepsilon_{lcu} := \varepsilon_{cu} \cdot \eta_1 = 2.975 \times 10^{-3} \quad \text{Tabell 11.3.1}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.632 \times 10^{-3}$$

$$f_{lctm} := f_{ctm} \cdot \eta_1 = 3 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{lcu}}{\varepsilon_{lcu} + \varepsilon_{yd}} = 0.531$$

**Balansert armeringsmengde**

$$E_{lcm} := E_{cm} \cdot \eta_E = 19.7 \cdot \text{GPa} \quad \text{Tabell 11.3.1}$$

$$A_{sb} := \lambda \cdot \eta_m \cdot \left( \frac{f_{lcd}}{f_{yd}} \right) \cdot b \cdot d \cdot \alpha_b = 1380 \cdot \text{mm}^2$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Overarmert"} \quad \text{if } A_s > A_{sb} \quad = \text{"Overarmert"} \\ \text{"Underarmert"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

**Overarmert kapasitet**

$$0.8 \cdot f_{lcd} \cdot b \cdot d \cdot \alpha^2 + E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{lcu} \cdot \alpha - E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{lcu} = 0$$

$$n_1 := 0.8 \cdot f_{lcd} \cdot b \cdot d = 1.3 \times 10^6 \text{ N}$$

$$n_2 := E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{lcu} = 1.818 \times 10^6 \text{ N}$$

$$n_3 := -n_2 = -1.818 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\alpha := \frac{\left( -n_2 + \sqrt{n_2^2 - 4 \cdot n_1 \cdot n_3} \right)}{2 \cdot n_1} = 0.675$$

**Momentkapasitet**

$$\alpha \cdot d = 161 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Rd} := \lambda \cdot \eta_m \cdot \alpha \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot f_{lcd} \cdot b \cdot d^2 = 153.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 153.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\varepsilon_s := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \varepsilon_{lcu} = 1.43 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{yd} = 2.632 \times 10^{-3}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \quad \text{if } \varepsilon_s < \varepsilon_{yd} \quad = \text{"OK"} \\ \text{"NG"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

**Maks last**

Egenvekt bjelke:

$$q_e := 1.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Maks oppleggslast:

$$F := \frac{2 \cdot M_{Rd} - \frac{1}{4} \cdot q_e \cdot L^2}{L - a} = 107.8 \cdot \text{kN}$$

**Skjærarmoring**

$$V_{Ed} := F = 107.8 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha_{cw} := 1.0 \quad (\text{NA 6.11.aN}) \quad A_s = 3217 \cdot \text{mm}^2$$

$$z := 0.9d = 215.1 \cdot \text{mm} \quad b_w := b = 200 \cdot \text{mm}$$

$$v_1 := 0.5 \left( 1 - \frac{f_{lck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.42 \quad (11.6.6N)$$

$$f_{ywd} := f_{yk} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$$C_{Rdc} := \frac{0.15}{\gamma_s} = 0.1 \quad (11.6.2)$$

$$k := \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d}} & \text{if } 1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d}} < 2.0 \\ 2.0 & \text{otherwise} \end{cases} = 1.915$$

$$\rho_1 := \begin{cases} \frac{A_s}{(b_w \cdot d)} & \text{if } \frac{A_s}{b_w \cdot d} < 0.02 \\ 0.02 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.02$$

$$V_{Rdmax} := \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{lcd}}{2.5} = 245.7 \cdot \text{kN} \quad (6.9)$$

$$\begin{cases} \text{"OK for skjærtrykk"} & \text{if } \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{lcd}}{2.5} > V_{Ed} \\ \text{"NG mtp skjærtrykk"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK for skjærtrykk"}$$

$$V_{IRdc1} := C_{Rdc} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{lck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{MPa} = 33.5 \cdot \text{kN} \quad (11.6.2)$$

$$V_{IRdc2} := 0.028 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \left( \frac{f_{lck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{MPa} = 13.1 \cdot \text{kN} \quad (11.6.2)$$

$$V_{\text{IRdc}} := \begin{cases} V_{\text{IRdc1}} & \text{if } V_{\text{IRdc1}} \geq V_{\text{IRdc2}} \\ V_{\text{IRdc2}} & \text{otherwise} \end{cases} = 33.5 \cdot \text{kN}$$

$$\begin{cases} \text{"Ikke behov for skjæramering"} & \text{if } V_{\text{IRdc}} > V_{\text{Ed}} \\ \text{"Behov for skjæramering"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Behov for skjæramering"}$$

$$A_{\text{sw}} := \pi \cdot 2 \cdot \frac{\phi_b^2}{4} = 101 \cdot \text{mm}^2$$

$$s_{\text{max}} := \frac{(A_{\text{sw}} \cdot f_{\text{ywd}} \cdot z \cdot 2.5)}{V_{\text{Ed}}} = 251 \cdot \text{mm} \quad s_b = 100 \cdot \text{mm}$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } s_b \leq s_{\text{max}} \\ \text{"NG"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$V_{\text{Rds}} := \frac{A_{\text{sw}}}{s_b} \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} \cdot 2.5 = 270.3 \cdot \text{kN} \quad (6.8) \quad \cot \theta = 2.5$$

## Forankring ved hjelp av sveiste stenger

$$\alpha_{\text{lct}} := 0.85 \quad f_{\text{lctk.0.05}} := f_{\text{ctk.0.05}} \cdot \eta_1$$

$$l_t := 70 \text{mm} \quad x_1 := 2 \cdot \frac{c_{\text{nom}}}{\phi_t} + 1 = 1.938$$

$$y_1 := 0.015 + 0.14 \cdot e^{-0.18x_1} = 0.114$$

$$f_{\text{lctd}} := \alpha_{\text{lct}} \cdot \frac{f_{\text{lctk.0.05}}}{\gamma_c} = 1.8 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{td}} := \begin{cases} \frac{(f_{\text{lctd}} + \sigma_{\text{cm}})}{y_1} & \text{if } \frac{(f_{\text{lctd}} + \sigma_{\text{cm}})}{y_1} \leq 3 \cdot f_{\text{lcd}} \\ (3 \cdot f_{\text{lcd}}) & \text{otherwise} \end{cases} = 15.9 \cdot \text{MPa}$$

$$l_{\text{td}} := 1.16 \cdot \phi_f \cdot \left( \frac{f_{\text{yd}}}{\sigma_{\text{td}}} \right)^{0.5} \quad c_d := 15 \text{mm}$$

$$F_{\text{btd}} := l_{\text{td}} \cdot \phi_t \cdot \sigma_{\text{td}} = 26.5 \cdot \text{kN} \quad (8.8\text{N})$$

$$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot 2.5 = 134.8 \cdot \text{kN} \quad (6.18)$$

Dimensjonerende spenning:

$$\sigma_{sd} := \frac{\Delta F_{td}}{A_s} - \frac{F_{btd}}{A_s} = 33.7 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{h1} := 1.0 \quad \eta_{h2} := 1.0$$

$$f_{lctd} := \frac{f_{lctk,0.05}}{\gamma_s} = 1.4 \cdot \text{MPa} \quad 11.8.2$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_{h1} \cdot \eta_{h2} \cdot f_{lctd} = 3.2 \cdot \text{MPa} \quad (8.2)$$

$$l_{b,rqd} := \frac{\phi_1}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 84 \cdot \text{mm} \quad (8.3)$$

$$l_{b,min} := 320 \text{mm}$$

$$\alpha_1 := 1.0 \quad \alpha_3 := 1.0 \quad \alpha_4 := 0.7 \quad \alpha_5 := 1.0$$

$$\alpha_2 := \begin{cases} 1.0 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi_1)}{\phi_1} & \text{if } 0.7 \leq 1.0 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi_1)}{\phi_1} \leq 1.0 = 1.0 \\ 0.7 & \text{if } 1.0 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi_1)}{\phi_1} < 0.7 \\ 1.0 & \text{if } 1.0 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi_1)}{\phi_1} > 1.0 \end{cases}$$

$$l_{bd1} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 59.1 \cdot \text{mm} \quad (8.4)$$

$$l_{bd} := \begin{cases} \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} & \text{if } (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}) \geq l_{b,min} \\ l_{b,min} & \text{otherwise} \end{cases} = 320 \cdot \text{mm}$$

## Lokalt brudd

$$k_1 := 1.0$$

$$v' := 1 - \frac{f_{lck}}{250 \text{MPa}} = 0.84$$

$$\sigma_{Rdmax} := k_1 \cdot v' \cdot f_{lcd} = 28.56 \cdot \text{MPa}$$

$$a_1 := \frac{F}{b \cdot \sigma_{Rdmax}} = 19 \cdot \text{mm}$$



## Nedbøyning

### Stadium I

Antall stenger i strekksone:  $n_{n1} := 4$        $\phi_1 = 32 \cdot \text{mm}$        $d = 239 \cdot \text{mm}$

$$A_c := b \cdot h = 60000 \cdot \text{mm}^2 \quad \eta := \frac{E_s}{E_{lcm}} = 9.651 \quad f_{lctm} = 3 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{(A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d)}{(A_c + \eta \cdot A_s) \cdot d} = 0.755 \quad \alpha_{s1} \cdot d = 180 \cdot \text{mm}$$

$$I_{s1} := A_s \cdot (d - \alpha_{s1} \cdot d)^2 = 1.107 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left( \alpha_{s1} \cdot d - \frac{h}{2} \right)^2 = 5.053 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI_1 := E_{lcm} \cdot I_{c1} + E_s \cdot I_{s1} = 1.205 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

### Risslast

$$M_r := \frac{f_{lctm} \cdot (I_{c1} + \eta \cdot I_{s1})}{h - \alpha_{s1} \cdot d} = 15.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$F_r := \frac{2 \cdot M_r - \frac{1}{4} \cdot q_e \cdot L^2}{L - a} = 9.4 \cdot \text{kN}$$

$$\delta_1 := \frac{\left( F_r \cdot \frac{L}{2} \right)}{24 \cdot EI_1} \left[ 3 \cdot L^2 - 3 \cdot a^2 - 4 \cdot \left( \frac{L}{2} \right)^2 \right] = 1.4 \cdot \text{mm}$$

### Stadium II

$$\eta = 9.651$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.067$$

$$\alpha_{s2} := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.662$$

$$\alpha_{s2} \cdot d = 158 \cdot \text{mm}$$

$$I_{c2} := \frac{b \cdot (\alpha_{s2} \cdot d)^3}{3} = 2.644 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{s2} := A_s \cdot [(1 - \alpha_{s2}) \cdot d]^2 = 2.095 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI_2 := E_{lcm} \cdot I_{c2} + E_s \cdot I_{s2} = 9.187 \times 10^{12} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

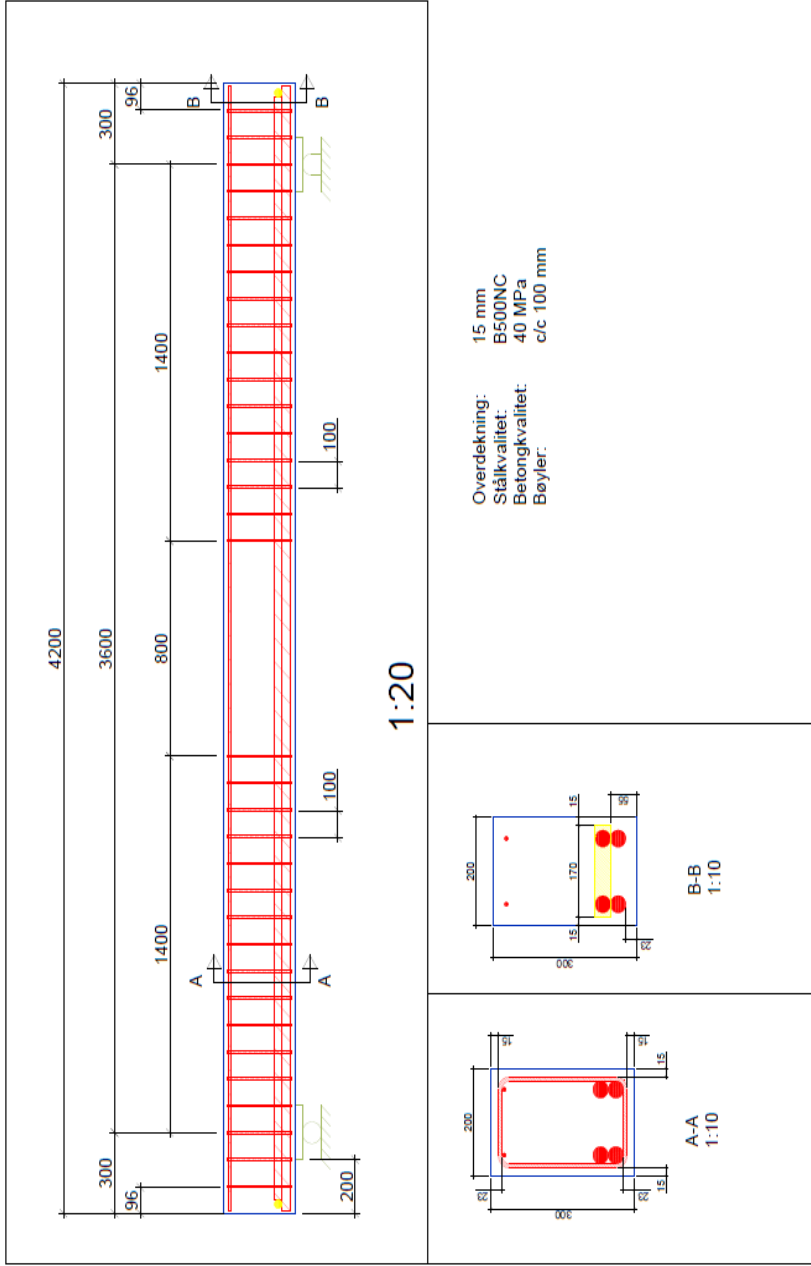
$$\delta_2 := \frac{\left(F_r \cdot \frac{L}{2}\right)}{24 \cdot EI_2} \left[ 3 \cdot L^2 - 3 \cdot a^2 - 4 \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \right] = 1.8 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_b := \frac{\left(F \cdot \frac{L}{2}\right)}{24 \cdot EI_2} \left[ 3 \cdot L^2 - 3 \cdot a^2 - 4 \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \right] = 21.1 \cdot \text{mm}$$

# Vedlegg D Arbeidstegning og bøyeliste

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

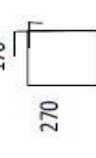


PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

## Bøyeliste

Dato	23.01.2013
Rev	B
Rev. dato	24.01.2013

Pos. nr	Diameter	Lengde	Antall	Form	Sum lengde [m]	Merknad
1	32	4180	16	4180	67	
2	8	4180	16	4180	67	
3	8	1080	304	 170 270	329	100 mm overlapp i hjørnet, bøvediameter 32mm
4	32	170	16	170	3	
5	32	4100	16	4100	66	

Vedlegg E Betongresept

102000442-8

Prosj./id.: LWAC Bjelkestøp 2013\_Bjelke 1A og 1B

Blandevolum:	720 liter
Dato:	20/2-13
Tidspunkt for varntilsetning	10 <sup>15</sup>
Ansvarlig:	
Utført av:	KL/E7/GK

Materialer	Resept kg/m <sup>3</sup>	Sats t/kg	Fukt* %	Korr. kg	Oppveid** kg
Norcem Standard BP5/BP6	434,9	313,128			313,128
Elkem Microsilica 920 D	43,5	31,313	0	0,000	31,313
Kalksteinsmel	4,3	3,131	0	0,000	3,131
Fritt vann	198,3	142,786		-34,417	108,369
Absorbert vann	10,7	7,681			7,681
Leca 2-4 mm (A-4048)	133,5	96,091	0,0	0,000	96,091
Leca 800 4-8 mm (A-4048)	237,8	171,200	0,0	0,000	171,200
0/8mm NSBR (A-4045)	432,8	311,584	5,0	15,579	327,163
0/2mm Fillersand (A-4045)	270,5	194,740	7,3	14,216	208,956
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
Sika FB2	7,8	5,636	82	4,622	-5,636
	0,0	0,000	100	0,000	0,000
	0,0	0,000	100	0,000	0,000
	0,0	0,000	100	0,000	0,000
Stålfiber (Dramix 65/69)	<del>76,0</del>	<del>56,160</del>			<del>56,160</del>
Basalt Gen 3	0,0	0,000			0,000

116,050

5,193 kg

0

\*Se fotnote på delark "Proporsjonering" \*\* NBI Våte mengder, også for pozzolaner og fillere

Fersk betong	
Tid etter varntilsetning	ca. 15 ca. 25
Synkmål	
Utbredelsesmål	490 470
Luft	
Densitet	1772

Prøvestykker (antall)	
Utstøpningstidspunkt	
Terninger	
150x300 sylindre	
100x200 sylindre	6 stykker 7-5 26/2 f (2 stykker på P. lab 7-8 26/2 v/7 sty)
100x200 sylindre	
Totalt tilsatt SP	

Delark "Blandeskjema"

oppv. 6.810 kg 782  
= 1,617 "

Prosj./id.: **LWAC Bjelkestøp 2013\_Bjelke 2A og 2B**

Blandevolum:	720 liter / <i>a. 580 l</i>
Dato:	<i>26/2-13</i>
Tidspunkt for vanntilsetning	<i>1340</i>
Ansvarlig:	
Utført av:	<i>KK/CF/GK</i>

Materialer	Resept kg/m <sup>3</sup>	Sats kg	Fukt* %	Korr. kg	Oppveid** kg	
Norcem Standard BP5/BP6	434,9	313,128			313,128	
Elkem Microsilica 920 D	43,5	31,313	0	0,000	31,313	
Kalksteinsmel	4,3	3,131	0	0,000	3,131	
Fritt vann	198,3	142,786		-31,846	110,940	118,621
Absorbert vann	10,7	7,681			7,681	
Leca 2-4 mm (A-4048)	133,5	96,091	0,0	0,000	96,091	
Leca 800 4-8 mm (A-4048)	237,8	171,200	0,0	0,000	171,200	
0/8mm NSBR (A-4045)	432,8	311,584	4,3	13,398	324,982	
0/2mm Fillersand (A-4045)	270,5	194,740	7,1	13,827	208,567	
0	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
Sika FB2	7,8	5,636	82	4,622	-5,636	<i>4730</i>
	0,0	0,000	100	0,000	0,000	
	0,0	0,000	100	0,000	0,000	
	0,0	0,000	100	0,000	0,000	
Stålfiber (Dramix 65/69)	78,0	56,160			56,160	<i>45,240 kg</i>
Basalt Gen 3	0,0	0,000			0,000	

\*Se fotnote på delark "Proporsjonering"

\*\* NBI Våte mengder, også for pozzolaner og fillere

Fersk betong			
Tid etter vanntilsetning	<i>19.15</i>	<i>m.f. betong</i>	<i>a. 30</i>
Synkmål			
Utbredelsesmål	<i>570</i>		
Luft			
Densitet	<i>1690</i>		<i>1727</i>

Prøvestykker (antall)			
Utstøpningstidspunkt			
Temperinger			
150x300 sylindre			
100x200 sylindre	<i>6 stk. med: 1/2-16 26/2°</i>		
<i>150x150x550 bjelker</i>	<i>4</i>	<i>1/2-16 26/2°</i>	
Totalt tilsatt SP			

*Tok ut ca.  
140/150 l  
til lønns bjelker.  
deretter tilsett  
45,240 kg fiber  
til ca. 580 l  
betong*

Delark "Blandeskjema"



Prosj./id.: **LWAC Bjelkestøp 2013\_Bjelke 3A og 3B**

Blande volum:	720 liter
Dato:	28/2-13
Tidspunkt for vanntilsetning	14:12
Ansvarlig:	
Utført av:	

Materialer	Resept kg/m <sup>3</sup>	Sats kg	Fukt* %	Korr. kg	Oppveid** kg	
Norcem Standard BP5/BP6	434,9	313,128			313,128	✓
Elkem Microsilica 920 D	43,5	31,313	0	0,000	31,313	✓
Kalksteinsmel	4,3	3,131	0	0,000	3,131	✓
Fritt vann	198,3	142,786		-35,585	107,201	114,882 ✓
Absorbent vann	10,7	7,681			7,681	✓
Leca 2-4 mm (A-4048)	133,5	96,091	0,0	0,000	96,091	✓
Leca 800 4-8 mm (A-4048)	237,8	171,200	0,0	0,000	171,200	✓
0/8mm NSBR (A-4045)	432,8	311,584	4,5	14,021	325,605	✓
0/2mm Fillersand (A-4045)	270,5	194,740	8,7	16,942	211,682	
0	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
Sika FB2	7,8	5,636	82	-3,822	-5,636	4909
	0,0	0,000	100	0,000	0,000	
	0,0	0,000	100	0,000	0,000	
	0,0	0,000	100	0,000	0,000	
Stålfiber (Dramix 30/35)	78,0	56,160			-56,160	45,240 ✓
Basalt Gen 3	0,0	0,000			0,000	

\*Se fotnote på delark "Proporsjonering"

\*\* NB! Våte mengder, også for pozzolaner og fillere

Fersk betong					
Tid etter vanntilsetning	15	20	25		
Synkmål					
Utbredelsesmål	588				
Luft					
Densitet		1789	1895		

Prøvestykker (antall)					
Utstøpningstidspunkt	14:50				
Terninger					
150x300 sylindre					
100x200 sylindre	6 stk	ant.:	21-26	28/2	
150x150x50 Gjellev	-	-	21-26	28/2	
Totalt tilsatt SP					

Delark "Blandeskjema"

Prosj./id.: **LWAC Bjelkestøp 2013\_Bjelke 4A og 4B**

Blandevolum:	720 liter
Dato:	28/2-13
Tidspunkt for vanntilsetning	1030
Ansvarlig:	
Utført av:	

Materialer	Resept kg/m <sup>3</sup>	Sats kg	Fukt* %	Korr. kg	Oppveid** kg
Norcem Standard BP5/BP6	434,9	313,128			313,128
Elkem Microsilica 920 D	43,5	31,313	0	0,000	31,313
Kalksteinsmel	4,3	3,131	0	0,000	3,131
Fritt vann	198,3	142,786		-35,585	107,201
Absorbert vann	10,7	7,681			7,681
Leca 2-4 mm (A-4048)	133,5	96,091	0,0	0,000	96,091
Leca 800 4-8 mm (A-4048)	237,8	171,200	0,0	0,000	171,200
0/8mm NSBR (A-4045)	432,8	311,584	4,5	14,021	325,605
0/2mm Fillersand (A-4045)	270,5	194,740	8,7	16,942	211,682
0	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
Sika FB2	7,8	5,636	82	4,522	<del>5,636</del>
	0,0	0,000	100	0,000	0,000
	0,0	0,000	100	0,000	0,000
	0,0	0,000	100	0,000	0,000
Stålfiber (Dramix 65/69)	0,0	0,000			0,000
Basalt Gen 3	19,0	13,680			<del>13,680</del>

\*Se fotnote på delark "Proporsjonering"

\*\* NB! Våte mengder, også for pozzolaner og fillere

Fersk betong		m <sup>3</sup> /f <sup>3</sup> bet	
Tid etter vanntilsetning	15	25	40
Synkmål			
Utbredelsesmål	550		
Luft			
Densitet		1794	1812

Prøvestykker (antall)	
Utstøpningstidspunkt	1125
Terninger	
150x300 sylindre	
100x200 sylindre	6 stk. ant: 31-36 25/2
100x150x500 pælbein	— 31-36 25/2
Totalt tilsatt SP	

Delark "Blandeskjema"



## Vedlegg F Detaljerte beregninger

## DETALJERTE BEREGNINGER TEORETISK

Geometri			
Bredde	b		200 mm
Høyde	h		300 mm
Lengde	l		3600 mm
Avstand mellom laster	a		800 mm
Utkragerlengde			300 mm
Total lengde			4200 mm
Tverrsnittsareal	$A_c$	$b \cdot h$	60000 mm <sup>2</sup>
Betong			
Trykkfasthet fra prøver	1A-1		40 MPa
	1A-2		40 MPa
	1A-3		40 MPa
	1A-4		40 MPa
	1A-5		40 MPa
	1A-6		40 MPa
Gjennomsnittlig trykkfasthet	$f_{lcm}$	gjennomsnitt	40,0 MPa
Densitet fra prøver	1A-1		1800 kg/m <sup>3</sup>
	1A-2		1800 kg/m <sup>3</sup>
	1A-3		1800 kg/m <sup>3</sup>
	1A-4		1800 kg/m <sup>3</sup>
	1A-5		1800 kg/m <sup>3</sup>
	1A-6		1800 kg/m <sup>3</sup>
Gjennomsnittlig densitet	$\rho_m$	gjennomsnitt	1800 kg/m <sup>3</sup>
Ovnstørr densitet	$\rho$	$\rho_m - 150 \text{ kg/m}^3$	1650 kg/m <sup>3</sup>
E-modul for betong	$E_{cm}$		35 GPa
E-modul for lettbetong	$E_{lcm}$	$E_{cm} \cdot \eta_E$	19,7 GPa
Middelverdi, aksialtrekkfasthet	$f_{ctm}$		3,5 Mpa
Middelverdi, aksialtrekkfasthet	$f_{lctm}$	$f_{ctm} \cdot \eta_1$	2,98 MPa
Faktorer			
Partialfaktor for betong	$\gamma_c$		1
Partialfaktor for armeringsstål	$\gamma_s$		1
Koeffisient som tar hensyn til langtidslast	$\alpha_{cc}$		0,85
Faktor for trekkfasthet til lettbetong	$\eta_1$	$0,40 + 0,60 \rho / 2200$	0,850

Omregningsfaktor for E-modul	$\eta_E$	$(\rho/2200)^2$	0,563	
Faktor tilh. ikke-lineær analyse	k	$1,05 * E_{Icm} * \epsilon_{Ic1} / f_{Icm}$	1,155	
Gjennomsnittlig trykkfasthet	$f_{Icm}$		40,0	MPa
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{Ick}$	$f_{Icm}$	40,0	MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{Icd}$	$\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	34,0	MPa
	$\epsilon_{Icu3}$	$3,5 * \eta_1$	2,98	‰
	$\epsilon_{Icu2}$	$3,5 * \eta_1$	2,98	‰
	$\epsilon_{Ic2}$		2	‰
	$\epsilon_{Ic1}$	$k * f_{Icm} / E_{Icm} \quad k=1,1$	2,23	‰
	$\epsilon_{Icu1}$	$\epsilon_{Ic1}$	2,23	‰

**Armering**

Fasthet	$f_{yk}$		500	MPa
Dimensjonerende fasthet	$f_{yd}$	$f_{yk} / \gamma_s$	500	MPa
E-modul for stål	$E_s$		190	GPa
	$\epsilon_{yd}$	$f_{yd} / E_s$	2,63	‰
Armeringstverrsnitt	$A_s$		3217,0	mm <sup>2</sup>
Effektiv høyde	d	h-61mm	239	mm

**Vekt**

Densitet fra prøving	$\rho_m$		1800	kg/m <sup>3</sup>
Egenvekt fordelingsbjelke	$F_b$		2,6	kN
Egenvekt bjelke	$q_e$		1,31	kN/m

**Maks bruddlast med blokkmetode**

	$\eta$	$f_{Ick} \leq 50 \text{ MPa}$	1,0	
	$\lambda$	$f_{Ick} \leq 50 \text{ MPa}$	0,8	
	$\alpha_b$	$\epsilon_{Icu3} / (\epsilon_{Icu3} + \epsilon_{yd})$	0,531	
	$A_{sb}$	$\lambda * \eta * (f_{Icd} / f_{yd}) * b * d * \alpha_b$	1380	mm <sup>2</sup>
		$A_{sb} < A_s$	Overarmert	
Overarmert kapasitet		$\lambda * \eta * f_{Icd} * b * d * \alpha^2 + E_s * A_s * \epsilon_{Icu3} * \alpha - E_s * A_s * \epsilon_{Icu3} = 0$		
	$n_1$	$\lambda * \eta * f_{Icd} * b * d$	1300160	
	$n_2$	$E_s * A_s * \epsilon_{Icu3}$	1818404	
	$n_3$	$-E_s * A_s * \epsilon_{Icu3}$	-1818404	
	$\alpha$	$\alpha$ løses ut	0,675	
	$\alpha * d$		161,2	mm

Momentkapasitet	$M_{Rd}$	$\lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot f_{lcd} \cdot b \cdot d^2$	153,1	kNm
Tøyning i stålet	$\epsilon_s$	$((1-\alpha)/\alpha) \cdot \epsilon_{lcu3}$	1,43	%
Maks oppleggslast	F	$(2 \cdot M_{Rd} - (1/4) \cdot q_e \cdot L^2) / (L-a)$	107,8	kN

### Maks bruddlast med parabel-rektangulær metode

Antall lameller	n		100	
	$\alpha$	(itterasjon)	0,679657291	
Momentkapasitet	$M_{Rd}$		152,2	kNm
Tøyning i stålet	$\epsilon_s$	$((1-\alpha)/\alpha) \cdot \epsilon_{lcu2}$	1,40	%
Maks oppleggslast	F	$(2 \cdot M_{Rd} - (1/4) \cdot q_e \cdot L^2) / (L-a)$	107,2	kN
Trykksone	$\alpha \cdot d$		162,4380926	mm
Høyde på hver lamell	$\Delta t$	$\alpha \cdot d / n$	1,624	mm
Resultant trykkraft			857,07	kN
Arm for nedre armeringslag	$z_{s1}$	$d - \alpha d + 18 \text{mm}$	94,6	mm
Arm for øvre armeringslag	$z_{s2}$	$d - \alpha d - 18 \text{mm}$	58,6	mm
Tøyning i nedre armeringslag	$\epsilon_{s1}$	$\epsilon_{lcu2} \cdot z_{s1} / \alpha d$	1,732	%
Tøyning i øvre armeringslag	$\epsilon_{s2}$	$\epsilon_{lcu2} \cdot z_{s2} / \alpha d$	1,073	%
Strekraft i nedre armeringslag	$S_1$	$0,5 A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_{s1}$	529,3	kN
Strekraft i øvre armeringslag	$S_2$	$0,5 A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_{s2}$	327,8	kN
Sum av krefter		(skal være lik 0)	0,00	kN

Lamell nr	$z_i$	$\epsilon_{lci}$	$\sigma_{ci}$	Tci (kN)	Mi (kNm)
1	0,81	0,015	0,50	0,16	0,000
2	2,44	0,045	1,50	0,49	0,001

99	160,00	2,930	34,00	11,05	1,767
100	161,63	2,960	34,00	11,05	1,785
				857,07	82,955

### Maks bruddlast med ikke-lineær metode

Antall lameller	n		100	
	$\alpha$	(itterasjon)	0,661970306	
Momentkapasitet	$M_{Rd}$		131,9	kNm
Tøyning i stålet	$\epsilon_s$	$((1-\alpha)/\alpha) \cdot \epsilon_{lcu1}$	1,14	%
Maks oppleggslast	F	$(2 \cdot M_{Rd} - (1/4) \cdot q_e \cdot L^2) / (L-a)$	92,69	kN
Trykksone	$\alpha \cdot d$		158,2109031	mm
Høyde på hver lamell	$\Delta t$	$\alpha \cdot d / n$	1,582	mm
Resultant trykkraft			697,56	kN
Arm for nedre armeringslag	$z_{s1}$	$d - \alpha d + 18 \text{mm}$	98,8	mm
Arm for øvre armeringslag	$z_{s2}$	$d - \alpha d - 18 \text{mm}$	62,8	mm

## Vedlegg F

Tøyning i nedre armeringslag	$\epsilon_{s1}$	$\epsilon_{lcu1} * z_{s1} / \alpha d$	1,396	%o
Tøyning i øvre armeringslag	$\epsilon_{s2}$	$\epsilon_{lcu1} * z_{s2} / \alpha d$	0,887	%o
Strekraft i nedre armeringslag	$S_1$	$0,5 A_s * E_s * \epsilon_{s1}$	426,5	kN
Strekraft i øvre armeringslag	$S_2$	$0,5 A_s * E_s * \epsilon_{s2}$	271,1	kN
Sum av krefter		(skal være lik 0)	0,00	kN

Lamell nr	z <sub>i</sub>	ε <sub>lc<sub>i</sub></sub>	η <sub>i</sub>	σ <sub>ci</sub>	T <sub>ci</sub> (kN)	M <sub>i</sub> (kNm)
1	0,79	0,011	0,005	0,23	0,07	0,000
2	2,373	0,034	0,015	0,69	0,22	0,001

99	155,838	2,201	0,985	39,95	12,64	1,970
100	157,420	2,224	0,995	39,99	12,65	1,992
					697,56	72,742

### Stivhet

	η	$E_s / E_{lcm}$	9,65
Armeringsforhold	ρ	$A_s / (b * d)$	0,0673
Stadium 1	α <sub>1</sub>	$(A_c * 0,5 * h + \eta * A_s * d) / ((A_c + \eta * A_s) * d)$	0,755
Stadium 2	α <sub>2</sub>	$((\eta * \rho)^2 + 2 * \eta * \rho)^{0,5} - \eta * \rho$	0,662
	I <sub>s1</sub>	$A_s * (d - \alpha_1 * d)^2$	11066383 mm <sup>4</sup>
	I <sub>c1</sub>	$(b * h^3) / 12 + b * h * (\alpha_1 * d - h / 2)^2$	505262474 mm <sup>4</sup>
Stivhet stadium 1	EI <sub>1</sub>	$E_{lcm} * I_{c1} + E_s * I_{s1}$	1,205E+13 Nmm <sup>2</sup>
	I <sub>s2</sub>	$A_s * ((1 - \alpha_2) * d)^2$	20954225 mm <sup>4</sup>
	I <sub>c2</sub>	$(b * (\alpha_2 * d)^3) / 3$	264420035 mm <sup>4</sup>
Stivhet stadium 2	EI <sub>2</sub>	$E_{lcm} * I_{c2} + E_s * I_{s2}$	9,187E+12 Nmm <sup>2</sup>

### Deformasjon

Moment ved riss	M <sub>r</sub>	$(f_{lctm} * (I_{c1} + \eta * I_{s1})) / (h - \alpha_1 * d)$	15,2	kNm
Oppleggslast ved riss	F <sub>r</sub>	$(2 * M_r - (1/4) * q_e * l^2) / (l - a)$	9,4	kN
Nedbøyning ved riss i stadium 1	δ <sub>1</sub>	$((F_r * 0,5 * l) / (24 * EI_1)) * (3 * l^2 - 3 * a^2 - 4 * (0,5 * l)^2)$	1,4	mm
Nedbøyning ved riss i stadium 2	δ <sub>2</sub>	$((F_r * 0,5 * l) / (24 * EI_2)) * (3 * l^2 - 3 * a^2 - 4 * (0,5 * l)^2)$	1,8	mm
Nedbøyning ved bruddlast (blokk)	δ <sub>b</sub>	$((F_r * 0,5 * l) / (24 * EI_2)) * (3 * l^2 - 3 * a^2 - 4 * (0,5 * l)^2)$	21,1	mm

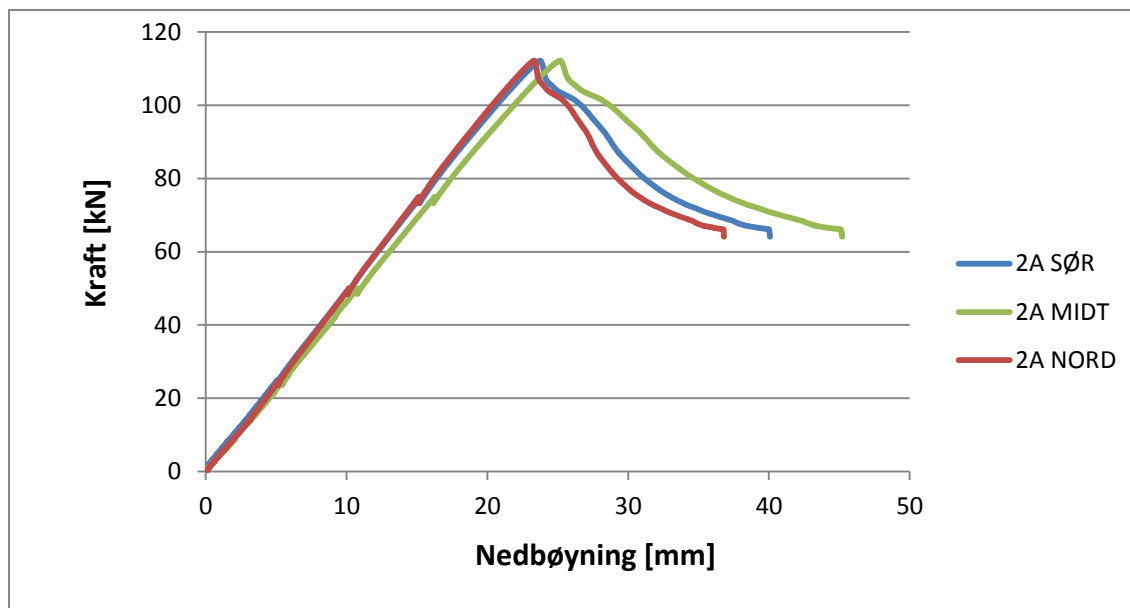
Blokkmetode u/EL		Nedbøyning				
Lasttrinn	Last [kN]	Stadium	[mm]	$\epsilon_{ic,topp}$ [‰]	$\epsilon_{ic,bunn}$ [‰]	$\epsilon_s$ [‰]
0	9,4	1	1,4	0,23	0,20	0,11
1	25	2	4,9	0,61	0,53	0,30
2	50	2	9,8	1,23	1,06	0,59
3	75	2	14,7	1,84	1,59	0,89
4	100	2	19,6	2,46	2,11	1,19
Teor. brudd	107,8	2	21,1	2,65	2,28	1,28
5	125	2	24,5	3,07	2,64	1,48



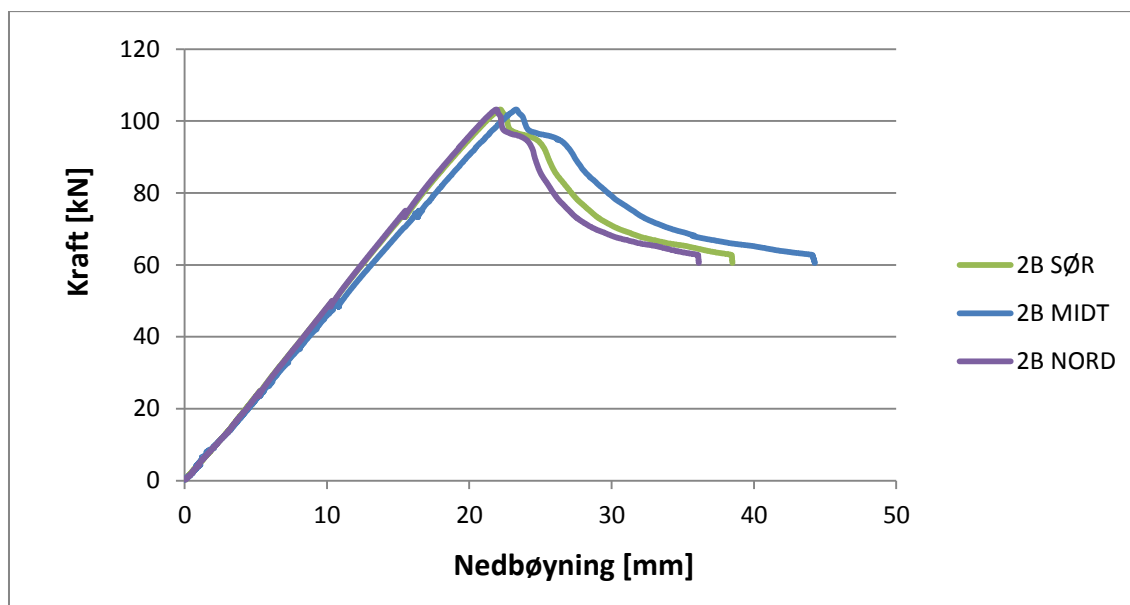
## Vedlegg G Nedbøyningsdiagrammer

***Vedleggsfigur G-1 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for bjelke 1A***

***Vedleggsfigur G-2 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for bjelke 1B***

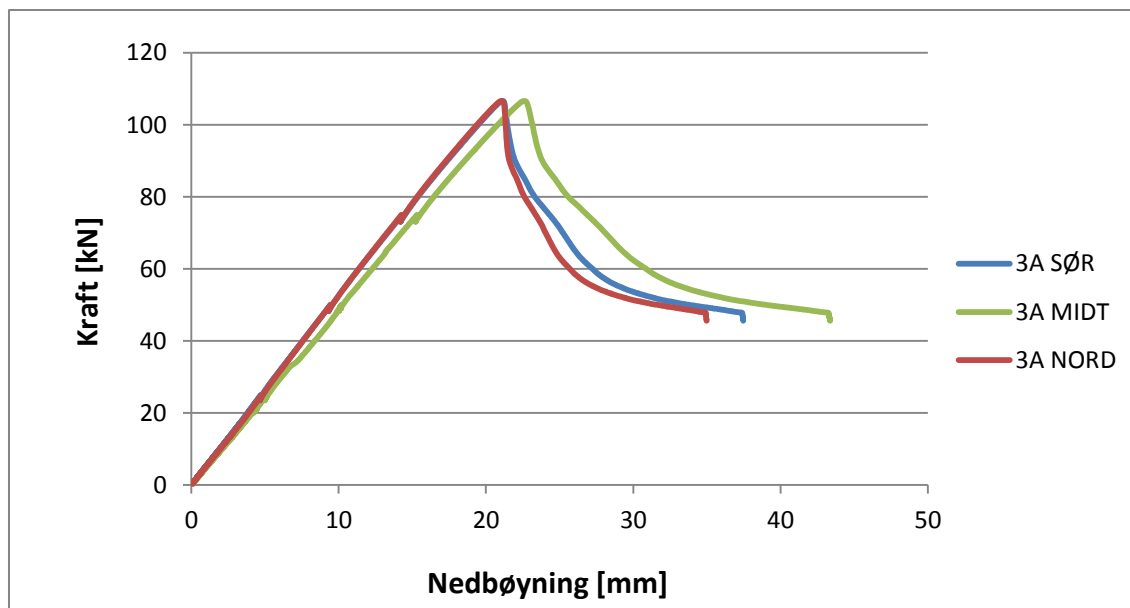


**Vedleggsfigur G-3 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for bjelke 2A**

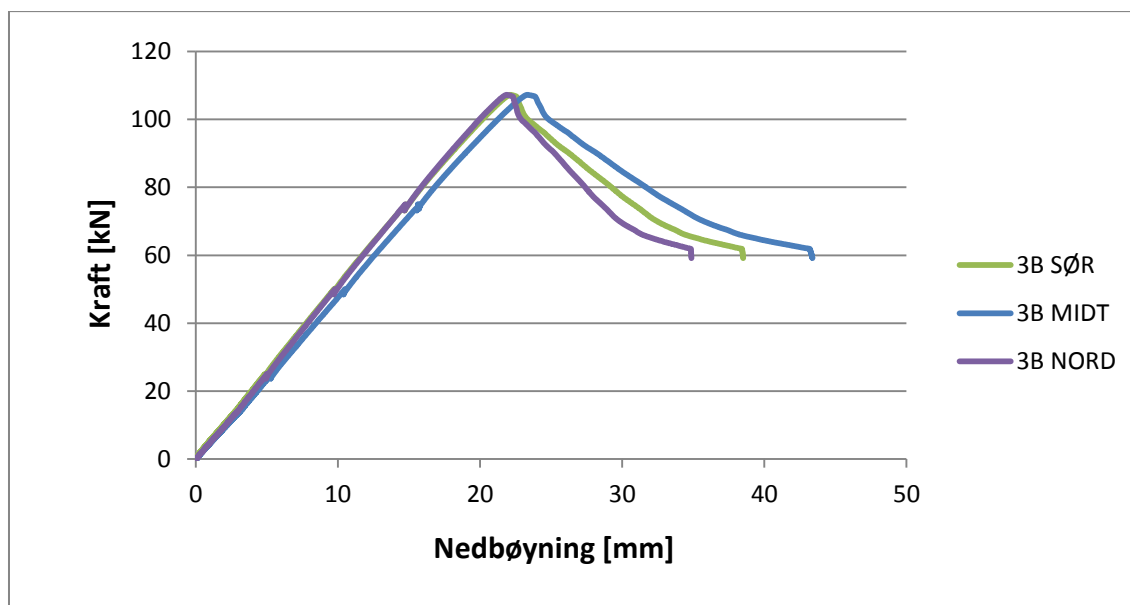


**Vedleggsfigur G-4 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for bjelke 2B**

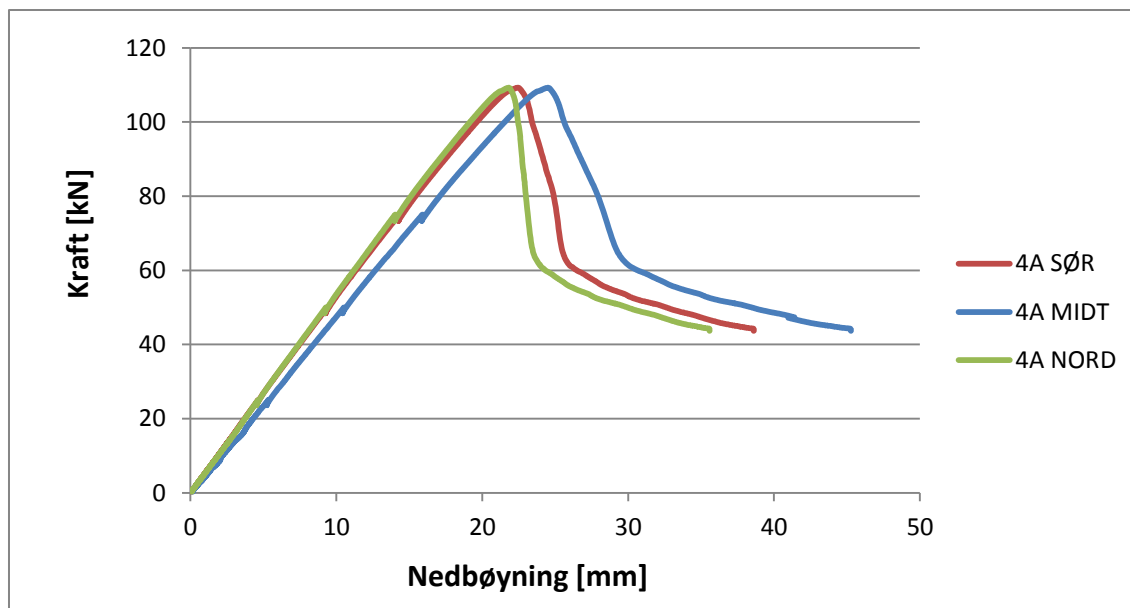




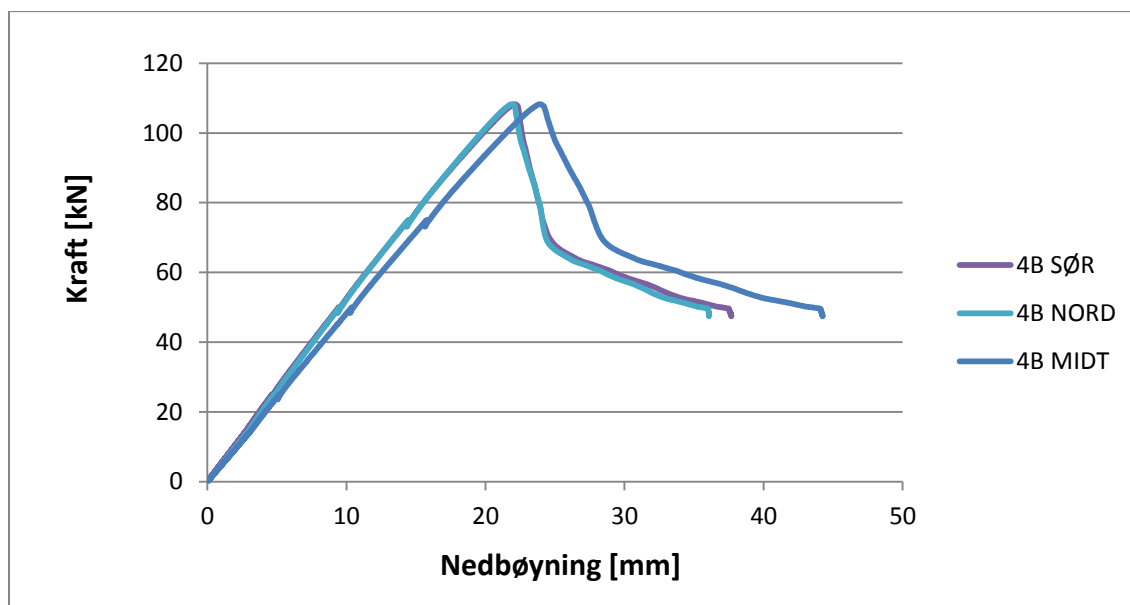
**Vedleggsfigur G-5 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for bjelke 3A**



**Vedleggsfigur G-6 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for bjelke 3B**

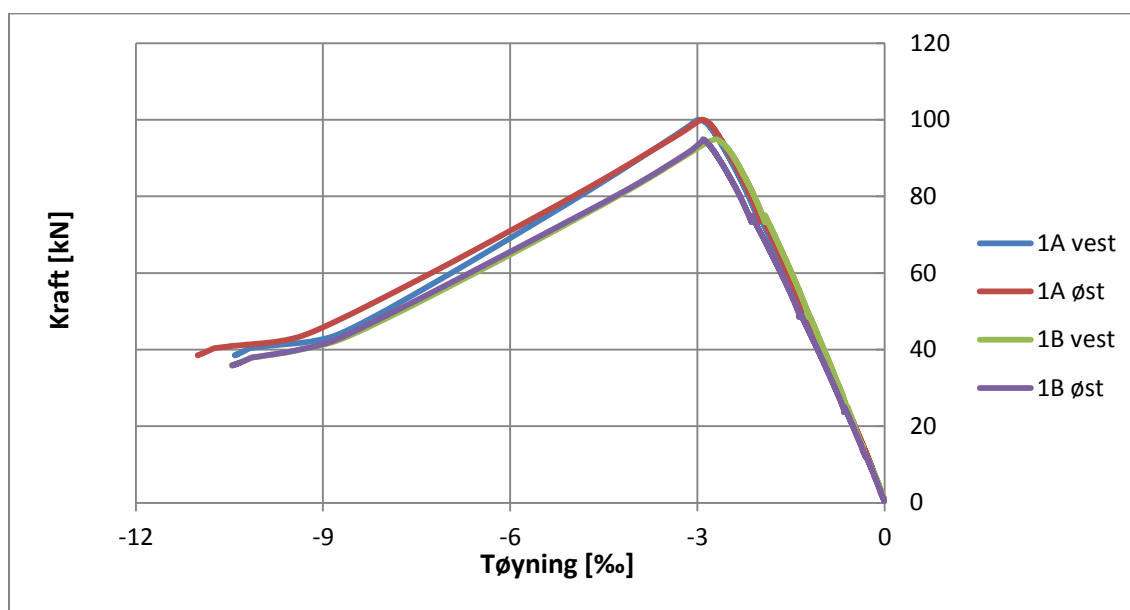


**Vedleggsfigur G-7 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for bjelke 4A**

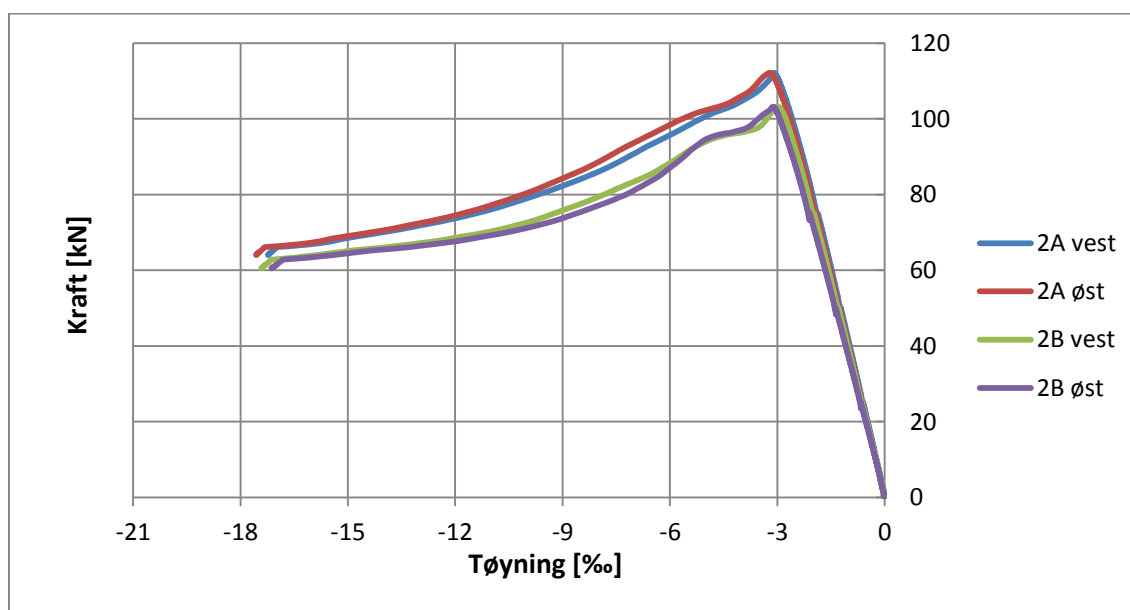


**Vedleggsfigur G-8 Kraft-/ nedbøyningsdiagram for bjelke 4B**

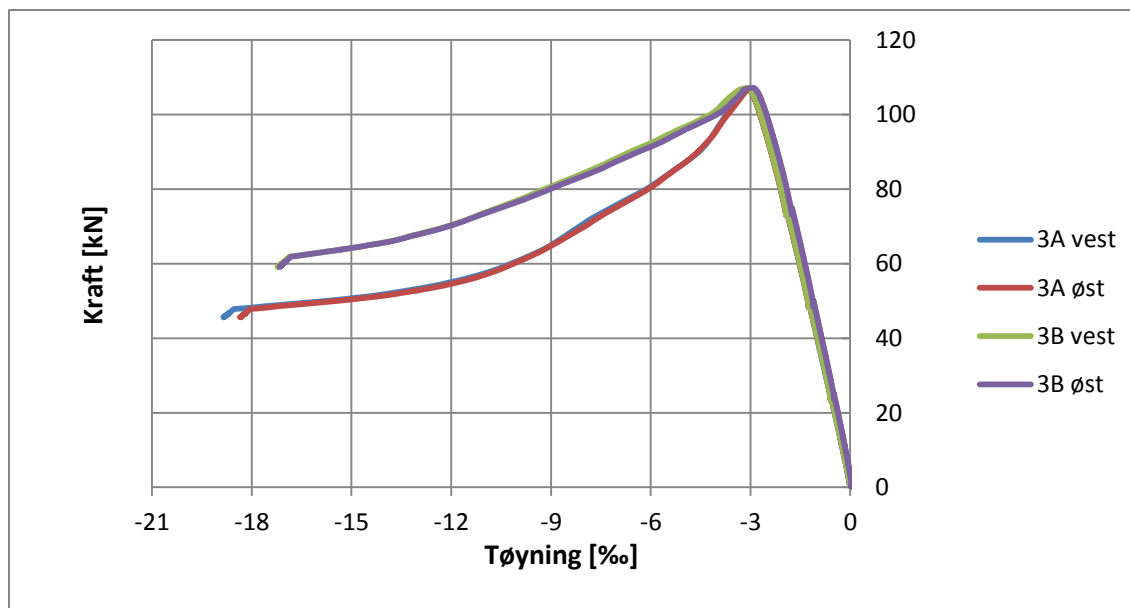
## Vedlegg H Tøyningsdiagrammer



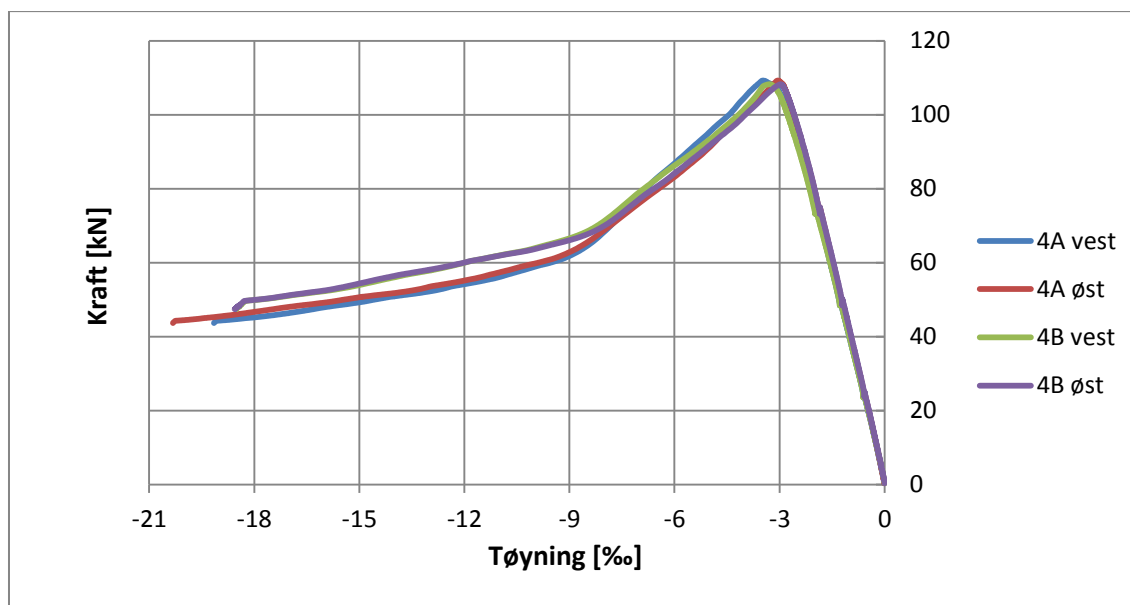
Vedleggsfigur H-1 Kraft/tøyningsdiagram i topp for bjelke 1A og 1B



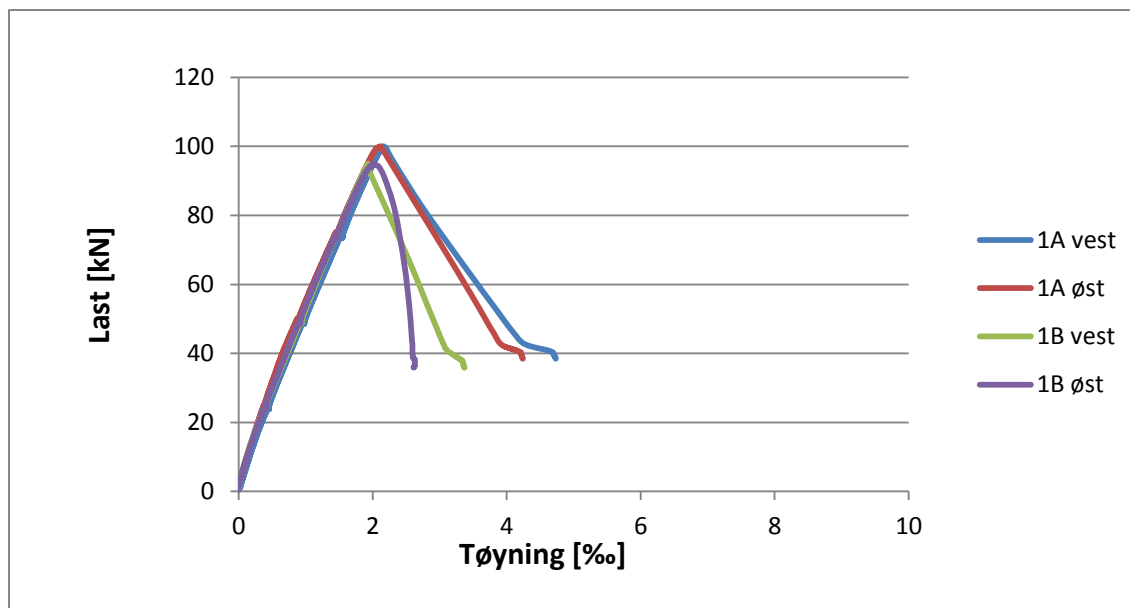
Vedleggsfigur H-2 Kraft/tøyningsdiagram i topp for bjelke 2A og 2B



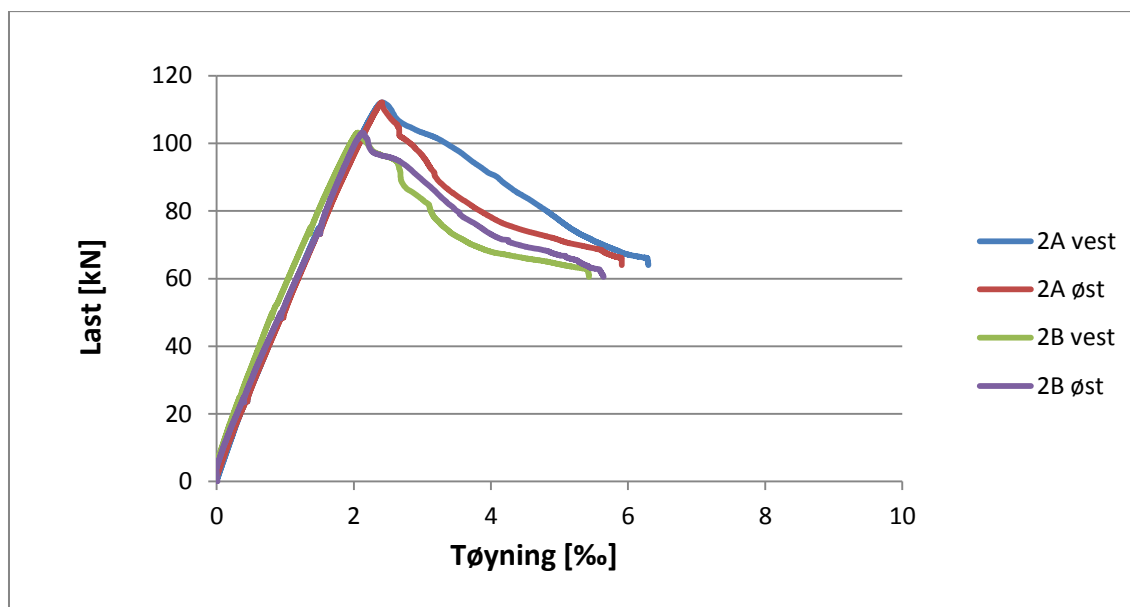
**Vedleggsfigur H-3 Kraft/tøyningsdiagram i topp for bjelke 3A og 3B**



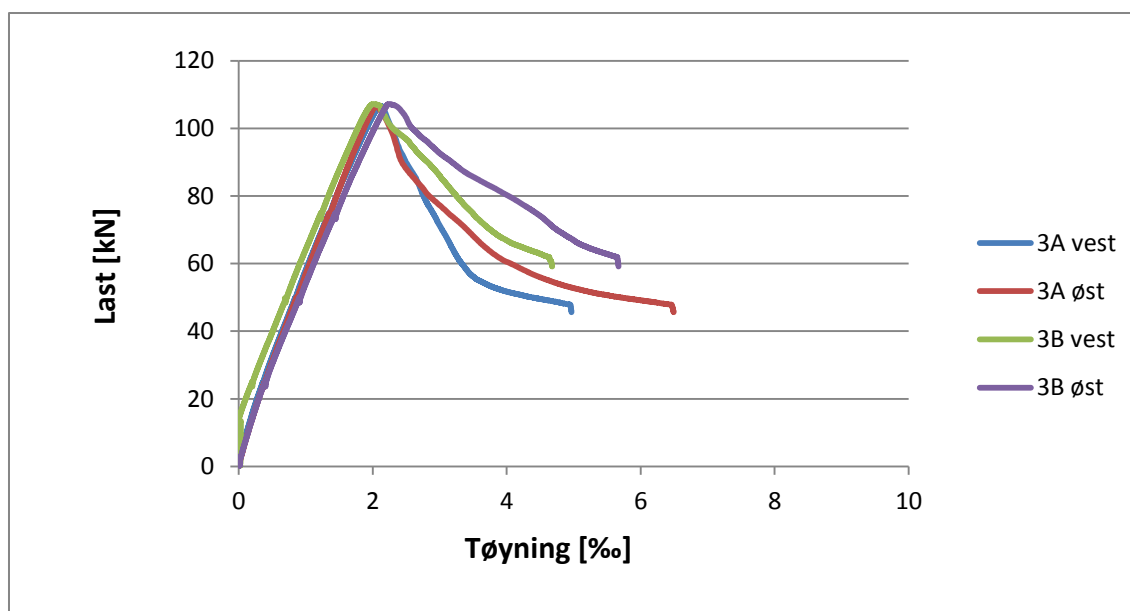
**Vedleggsfigur H-4 Kraft/tøyningsdiagram i topp for bjelke 4A og 4B**



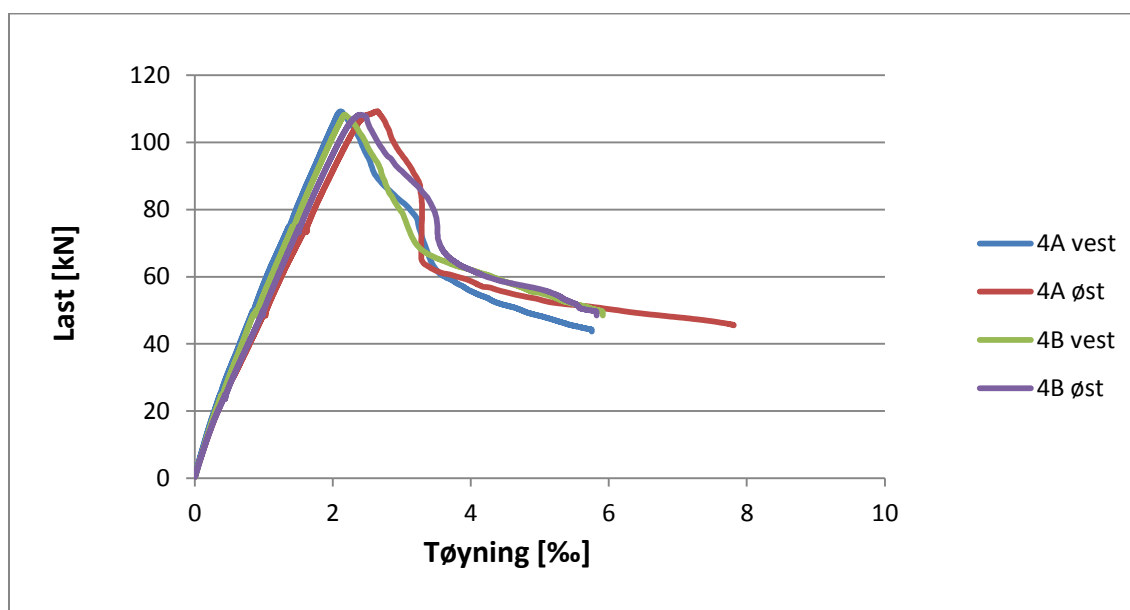
**Vedleggsfigur H-5 Kraft/tøyningsdiagram i bunn for bjelke 1A og 1B**



**Vedleggsfigur H-6 Kraft/tøyningsdiagram i bunn for bjelke 2A og 2B**

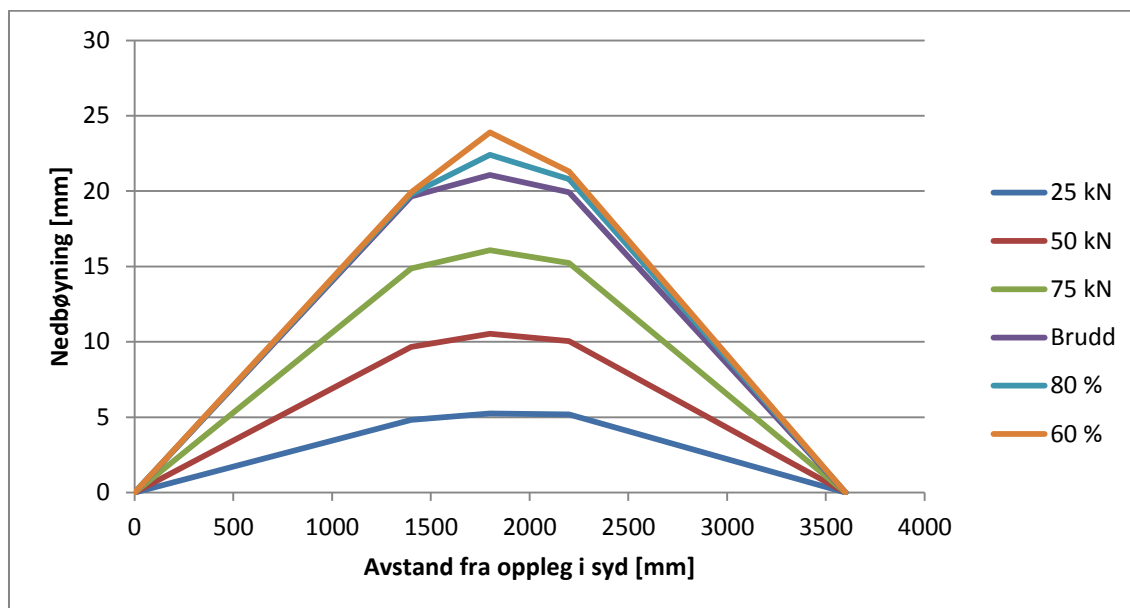


**Vedleggsfigur H-7 Kraft/tøyningsdiagram i bunn for bjelke 3A og 3B**

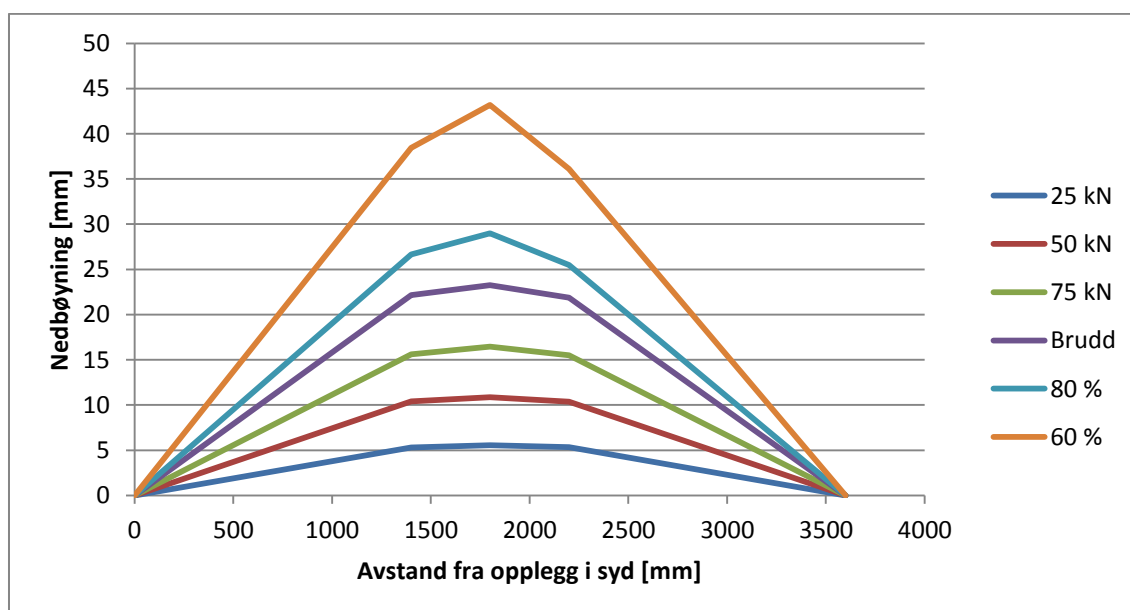


**Vedleggsfigur H-8 Kraft/tøyningsdiagram i bunn for bjelke 4A og 4B**

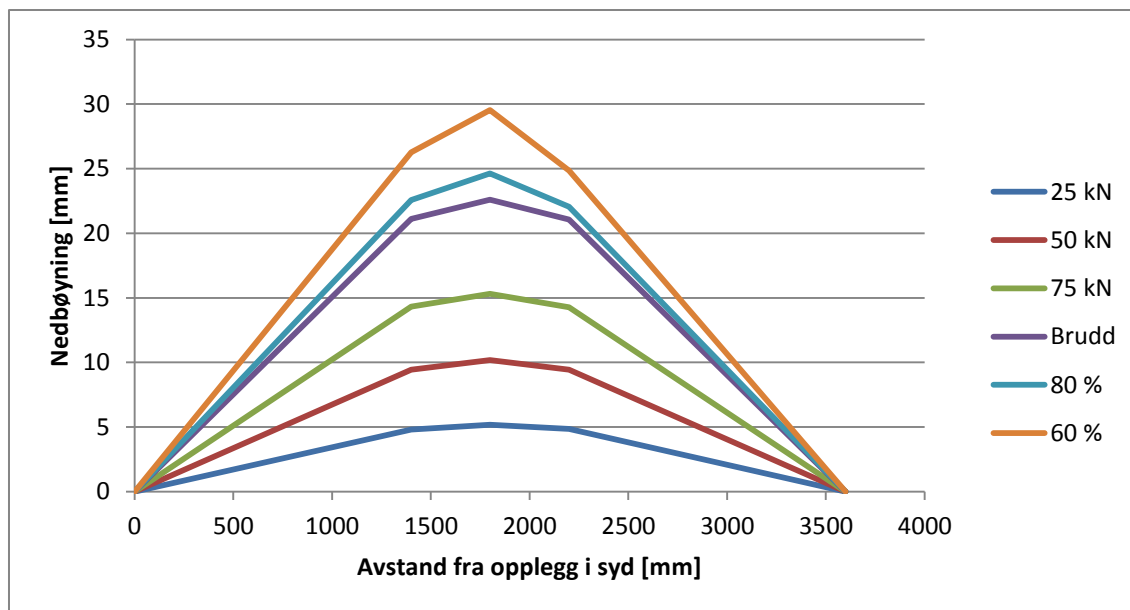
## Vedlegg I Flyteledd



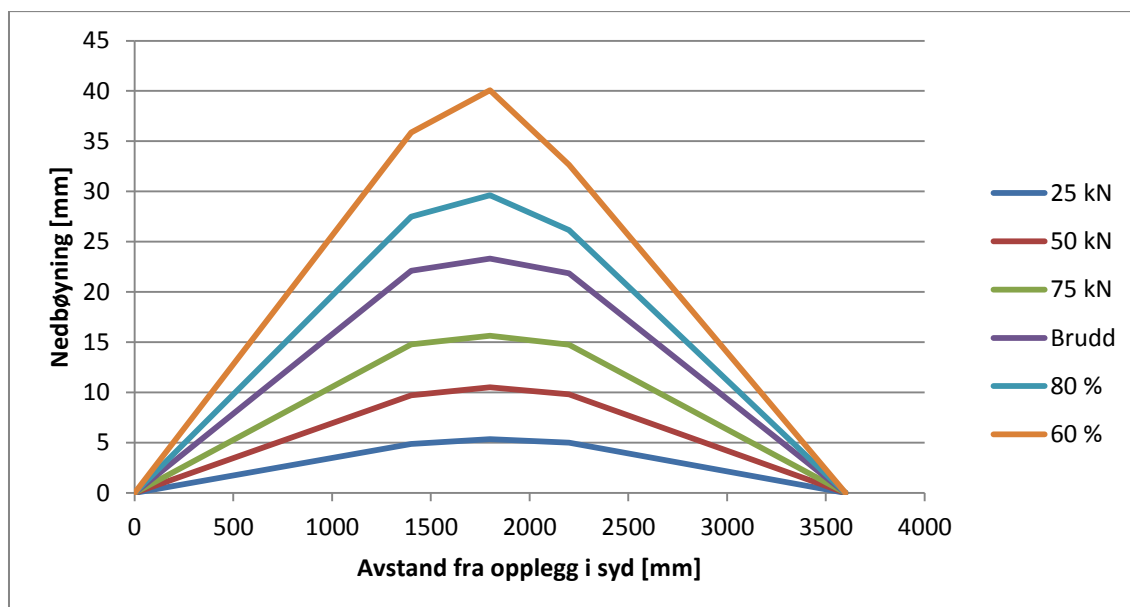
Vedleggsfigur I-1 Flyteleddanelse for bjelke 1B



Vedleggsfigur I-2 Flyteleddanelse for bjelke 2B

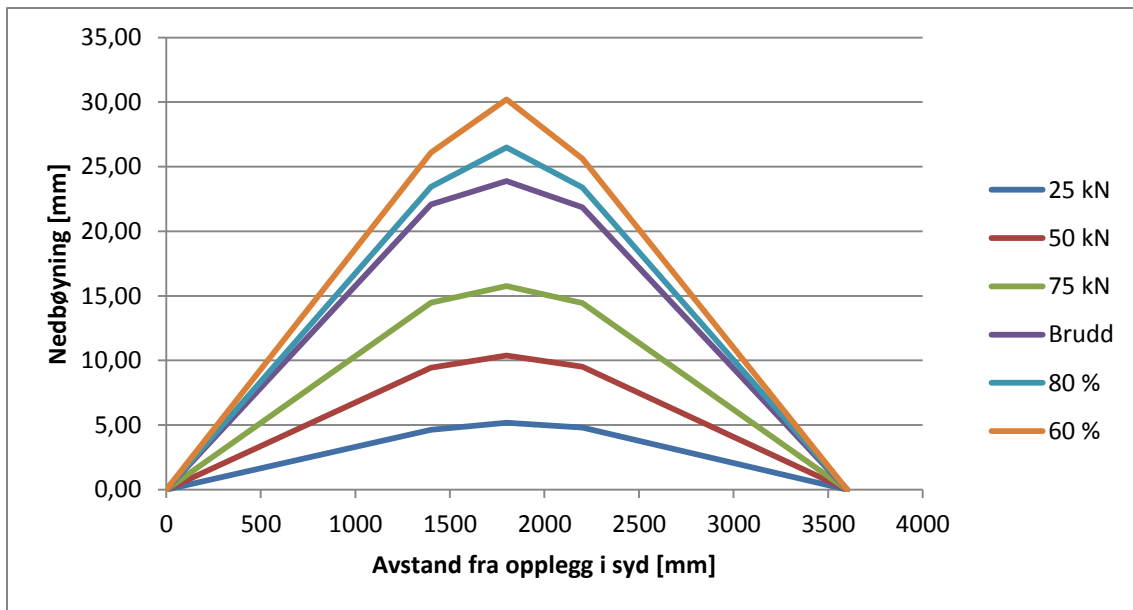


**Vedleggsfigur I-3 Flyteleddanelse for bjelke 3A**



**Vedleggsfigur I-4 Flyteleddanelse for bjelke 3B**





**Vedleggsfigur I-5 Flyteleddanelse for bjelke 4B**



# Vedlegg J Trykkprøveresultater

**Bjelke 1A-1B 26/2-13**

SINTEF Byggeforsk, betong- og natursteinlaboratoriet 12

---

**NS-EN 12390-3:2009 PRØVELEGEMERS TRYKKFASTHET** **SINTEF**

Oppdragsgiver: COIN FA 3.3 Prosjektnr: 102000442-8

Reg.nr. vekt: B-181 Oppdragsnummer: \_\_\_\_\_

Prøve nr.	Høyde etter planslip	Diam.	Trykkflate	Vekt i vann	Vekt i luft	Volum	Romdensitet	Bruddlast	Bruddform	Største nom. steinst.	Trykkfasthet	Høyde/diameterforhold	Omregn.-faktor	Omregn. trykkfasthet
	mm													mm <sup>2</sup>
1 26/2	197	100	7854	1171	2715	1544	1.754	323	N		41.1	1.97	1	41.1
2 "	198	"	"	1199	2752	1553	1.772	329	N		41.9	1.98	1	41.9
3 "	198	"	"	1199	2754	1555	1.771	313	V		39.9	"	1	39.9 <span style="color: red;">41.6</span>
4 26/2	198	"	"	1190	2735	1545	1.770	321	V		40.9	"	1	40.9
5	198	"	"	1165	2720	1551	1.749	315	V		40.1	"	1	40.1
6	198	"	"	1193	2747	1551	1.768	329	V		41.9	"	1	41.9
7 26/2	199	100	7854	1171	2729	1555	1.76	2718			34.6	1.99	1	34.6
8 "	199	100	"	1162	2720	1558	1.75	2735			34.8	"	"	34.8 <span style="color: red;">34.7</span>

Prøvene ble lagt i vann: 26/2 1/2 varf. (Gjelder m. 7-8) (4. 8-6 laget sammen med Gidde) Dato/sign: 26-13 E.F.

Trykkprøvd den 5/3 i Form Test B-62 ved innstilling 2000 kN Dato/sign daglig lab.leder: 2013-02-05 K. Ravnå

1/8 dag. i Loskammer B-52 ved innstilling 5000 kN

\* Bruddform: Ved tilfredsstillende bruddform (se s. 2) settes kryss i ruten for "Bruddform". Ved utilfredsstillende bruddform (se s. 2) settes kode i ruten for "Bruddform".

Kode for terming: 1 2 3 4 5 6 7 8 Kode for sylinder: A B C D E F G H I J K

Kommentarer: \*

Rev. 2011-03-09 LH I:\SKJEMAER\ORIGINALER\dot\NS-EN 12390-3 Trykkprøving av sylindrer og utboret betong.xls

**Bjelke 2A-2B 26/2-13**

SINTEF Byggeforsk, betong- og natursteinlaboratoriet 12

---

**NS-EN 12390-3:2009 PRØVELEGEMERS TRYKKFASTHET** **SINTEF**

Oppdragsgiver: COIN FA 3.3 Prosjektnr: 102000442-8

Reg.nr. vekt: B-181 Oppdragsnummer: \_\_\_\_\_

Prøve nr.	Høyde etter planslip	Diam.	Trykkflate	Vekt i vann	Vekt i luft	Volum	Romdensitet	Bruddlast	Bruddform	Største nom. steinst.	Trykkfasthet	Høyde/diameterforhold	Omregn.-faktor	Omregn. trykkfasthet
	mm													mm <sup>2</sup>
11 26/2	198	100	7854	1206	2558			297			37.8	1.98	1	37.8
12 "	197	"	"	1246	2784			320			40.7	1.97	1	40.7 <span style="color: red;">39.1</span>
13 "	197	"	"	1224	2761			320			40.7	"	1	40.7
14 26/2	198	"	"	1219	2766			310			39.5	1.98	1	39.5
15 "	198	"	"	1222	2770			288			36.7	"	1	36.7
16 "				1224,0	2790,3	<u>(Tatt ut til øvnstørre demp, nærmest middelvekt)</u>								

Prøvene ble lagt i vann: 26/2-13 (1-16) Dato/sign: 24-13 E.F.

Trykkprøvd den 3/4-13 i Los.kamm. B-52 ved innstilling 5000 kN Dato/sign daglig lab.leder: 2013-04-03 K. Ravnå

\* Bruddform: Ved tilfredsstillende bruddform (se s. 2) settes kryss i ruten for "Bruddform". Ved utilfredsstillende bruddform (se s. 2) settes kode i ruten for "Bruddform".

Kode for terming: 1 2 3 4 5 6 7 8 Kode for sylinder: A B C D E F G H I J K

Kommentarer: 16 tatt ut til øvnstørre demp, nærmest middelvekt.

Rev. 2011-03-09 LH I:\SKJEMAER\ORIGINALER\dot\NS-EN 12390-3 Trykkprøving av sylindrer og utboret betong.xls

Bjelke 3A-3B 28/2-13

**NS-EN 12390-3:2009 PRØVELEGEMERS TRYKKFASTHET** 

Oppdragsgiver: COIN FA 3.3 Prosjektnr: 102000442-8

Reg.nr. vekt: B-181 Oppdragsnummer: \_\_\_\_\_

Prøve nr.	Høyde etter planslip	Diam.	Trykkflate	Vekt i vann	Vekt i luft	Volum	Romdensitet	Bruddlast	Bruddform	Største nom. steinst.	Trykkfasthet	Høyde/diameterforhold	Omregn.-faktor	Omregn. trykkfasthet	
	mm													mm	mm <sup>2</sup>
21	28/2	198	100	7854	1273	2822	1549	1.822	318			40.5	1.98	1	40.5
22	"	198	"	"	1276	2828	1552	1.822	307			40.4	"	1	40.4
23	"	196	"	"	1259	2796	1537	1.819	301			38.3	1.96	1	38.3
24	"	195	"	"	1241	2762	1521	1.816	320			40.7	1.95	1	40.7
25	"				1293.8	2856.7	1543	1.828							
26	"	198	100	7854	1277	2815	1538	1.830	315			40.1	1.98	1	40.1

Prøvene ble lagt i vann: lagret sammen m/ hovedbjelken 7/5-13 Dato/sign: 4/4-13 E.F.  
 Trykkprøvd den 4/4-13 i Losanbanen B-52 ved innstilling 5000 kN Dato/sign daglig lab. leder: 2013-04-05 K. Kevik

\* Bruddform: Ved tilfredsstillende bruddform (se s. 2) settes kryss i ruten for "Bruddform". Ved utilfredsstillende bruddform (se s. 2) settes kode i ruten for "Bruddform".  
 Kode for tarming: 1 2 3 4 5 6 7 f Kode for sylinder: A B C D E F G H I J K  
 Kommentarer: syl nr 25 tatt ut til ovenstørre demp.

Bjelke 4A-4B 28/2-13

**NS-EN 12390-3:2009 PRØVELEGEMERS TRYKKFASTHET** 

Oppdragsgiver: COIN FA 3.3 Prosjektnr: 102000442-8

Reg.nr. vekt: B-181 Oppdragsnummer: \_\_\_\_\_

Prøve nr.	Høyde etter planslip	Diam.	Trykkflate	Vekt i vann	Vekt i luft	Volum	Romdensitet	Bruddlast	Bruddform	Største nom. steinst.	Trykkfasthet	Høyde/diameterforhold	Omregn.-faktor	Omregn. trykkfasthet	
	mm													mm	mm <sup>2</sup>
* 31	28/2				1228.5	2794.3	1565	1.785							
32	"	198	100	7854	1222	2771	1549	1.789	318			40.5	1.98	1	40.5
33	"	198	"	"	1204	2756	1552	1.776	319			40.6	"	1	40.6
34	"	199	"	"	1223	2779	1556	1.786	310			39.5	1.99	1	39.5
35	"	198	"	"	1209	2760	1557	1.780	324			41.3	1.98	1	41.3
36	"	198	"	"	1212	2766	1554	1.780	320			40.7	"	1	40.7

Prøvene ble lagt i vann: lagret sammen m/ hovedbjelken 1/3-13 Dato/sign: 5/4-13 E.F.  
 Trykkprøvd den 5/4-13 i Losanbanen B-52 ved innstilling 5000 kN Dato/sign daglig lab. leder: 2013-04-05 K. Kevik

\* Bruddform: Ved tilfredsstillende bruddform (se s. 2) settes kryss i ruten for "Bruddform". Ved utilfredsstillende bruddform (se s. 2) settes kode i ruten for "Bruddform".  
 Kode for tarming: 1 2 3 4 5 6 7 f Kode for sylinder: A B C D E F G H I J K  
 Kommentarer: \* syl nr. 31 tatt til ovenstørre demp.

## Vedlegg K Småbjelker

SINTEF Byggeforsk, betong- og natursteinlaboratoriet

## NS-EN 14651 MÅLING AV BØYESTREKKFASTHET - BETONG MED METALLISKE FIBERE

SINTEF

 Oppdragsgiver: COIN FA3.3 (Bjelkeprøve) Mix 2A-B Prosjektnr: 10200442-8  
 Reg.nr. vekt: \_\_\_\_\_ Støpedato: 26/2-13 Oppdragsnummer: \_\_\_\_\_

Prøvestykke nr.	Vekt ved prøving	Lengde, L	Tverrsnittsbredde, b		Tverrsnittshøyde, h <sub>sp</sub>		Areal	Bruddlast, F <sub>L</sub>	Bruddlast, F <sub>L</sub>
	g		mm	mm	mm	mm			
11 26/2			152	152	125	125		19,11*	
12 "			152	152	126	126		25,61	
13 "			152	152	124	126		22,22	
14 "			152	152	126	126		19,57	
15			153	152	126	126		25,69	
16			153	153	126	125		24,95	

Limit of proportionality (LOP)

$$f_{ct,L} = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}^2}$$

 Prøvene ble lagt i vann: 27/2-13  
 Prøvsdato/maskin: 3/4-13 i Instron 250kN 15kN/V 0,5mm/V Dato/sign: 3/4-13  
 Største nominelle steinstørrelse i prøve: \_\_\_\_\_ mm Dato/sign daglig lab.leder: \_\_\_\_\_  
 Beskrivelse av eventuell utilfredsstillende bruddform: \_\_\_\_\_  
 Kommentarer: \_\_\_\_\_

\* ble kjørt på for mye last ved montering av prøven → litt riss i sljerve

Rev. 2011-03-23 LH

I:SIKJEMAERORIGINALER.docx og sbl:NS-EN 14651 Måling av bøyestrekfasthet - Betong med metalliske fibre

SINTEF Byggeforsk, betong- og natursteinlaboratoriet

## NS-EN 14651 MÅLING AV BØYESTREKKFASTHET - BETONG MED METALLISKE FIBERE

SINTEF

 Oppdragsgiver: COIN FA3.3 - Task 70 LWAC Mix 3A/3B Prosjektnr: 10200442-8  
 Reg.nr. vekt: \_\_\_\_\_ Støpedato: 28/2-13 Oppdragsnummer: \_\_\_\_\_

Prøvestykke nr.	Vekt ved prøving	Lengde, L	Tverrsnittsbredde, b		Tverrsnittshøyde, h <sub>sp</sub>		Areal	Bruddlast, F <sub>L</sub>	Bruddlast, F <sub>L</sub>
	g		mm	mm	mm	mm			
21 28/2			152	151	126	125		24,32	
22 "			152	152	126	126		24,06	
23 "			152	152	125	125		22,41	
24 "			152	152	126	126		25,75	
25 "			152	151	126	126		21,41	
26 "			154	154	126	126		32,77	

Limit of proportionality (LOP)

$$f_{ct,L} = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}^2}$$

 Prøvene ble lagt i vann: 1/3-13  
 Prøvsdato/maskin: 4/3-12 i Instron 250kN 15kN/V 0,5mm/V Dato/sign: 4/3-13  
 Største nominelle steinstørrelse i prøve: \_\_\_\_\_ mm 0,21mm/min Dato/sign daglig lab.leder: \_\_\_\_\_  
 Beskrivelse av eventuell utilfredsstillende bruddform: \_\_\_\_\_  
 Kommentarer: \_\_\_\_\_

Rev. 2011-03-23 LH

I:SIKJEMAERORIGINALER.docx og sbl:NS-EN 14651 Måling av bøyestrekfasthet - Betong med metalliske fibre

SINTEF Byggeforsk, betong- og natursteinlaboratoriet

## NS-EN 14651 MÅLING AV BØYESTREKKFASTHET - BETONG MED METALLISKE FIBERE

SINTEF

Oppdragsgiver: C&M FAS.S (Bjerkedal) Mix 4A-B Prosjektnr: 10200442-8

Reg.nr. vekt: \_\_\_\_\_ Støpedato: \_\_\_\_\_ Oppdragsnummer: \_\_\_\_\_

Prøvestykke nr.	Vekt ved prøving	Lengde, L	Tverrsnittsbredde, b		Tverrsnittshøyde, h <sub>sp</sub>		Areal	Bruddlast, F <sub>L</sub>	Bruddlast, F <sub>L</sub>
	g	mm	mm	mm	mm	mm			
31 28/2			152 153	152 153	126 126	126 126		17,75	
32 "			152	152	125	126		20,34	
33 "			153	153	126	126		19,54	
34 "			152	152	125	125		18,01	
35 "			151	151	126	126		18,61	
36 "			153	153	126	126		21,68	

Limit of proportionality (LOP)

$$f_{ct,L} = \frac{3F_L L}{2bh_{sp}^2}$$

Prøvene ble lagt i vann: 1/3-13

Prøvingsdato/maskin: 5/3-13 i lasten 250kN 15kN/V 0,5mm/V 0,21 mm/min Dato/sign: 5/3-13

Største nominelle steinstørrelse i prøve: \_\_\_\_\_ mm Dato/sign daglig lab.leder: \_\_\_\_\_

Beskrivelse av eventuell utfredsstillende bruddform: \_\_\_\_\_

Kommentarer: \_\_\_\_\_

## Vedlegg L Produktark



Stahlfasern | steel fibres



Bezeichnung Name	Länge Length (mm)	Durchmesser Diameter (mm)	Querschnitt Cross section	Form Shape	Material	Werkstoff-Nr. Material-No.	Zugfestigkeit Tensile strength (N/mm <sup>2</sup> )
DE 60/1,0 N DE 60/1,0 M DE 60/1,0 H	60 ±10%	1,00 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1100 ±15% 1400 ±15% 2400 ±15%
DE 60/0,8 N DE 60/0,8 M DE 60/0,8 H	60 ±10%	0,80 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1200 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%
DE 60/0,6 N DE 60/0,6 M DE 60/0,6 H	60 ±10%	0,60 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1250 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%
DE 50/1,0 N DE 50/1,0 M DE 50/1,0 H	50 ±10%	1,00 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1100 ±15% 1400 ±15% 2400 ±15%
DE 50/0,8 N DE 50/0,8 M DE 50/0,8 H	50 ±10%	0,80 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1200 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%
DE 50/0,6 N DE 50/0,6 M DE 50/0,6 H	50 ±10%	0,60 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1250 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%
DE 45/1,0 N DE 45/1,0 M DE 45/1,0 H	45 ±10%	1,00 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1100 ±15% 1400 ±15% 2400 ±15%
DE 45/0,8 N DE 45/0,8 M DE 45/0,8 H	45 ±10%	0,80 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1200 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%
DE 35/0,8 N DE 35/0,8 M DE 35/0,8 H	35 ±10%	0,80 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1200 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%
DE 35/0,6 N DE 35/0,6 M DE 35/0,6 H	35 ±10%	0,60 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1250 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%
DE 35/0,5 N DE 35/0,5 M DE 35/0,5 H	35 ±10%	0,50 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1250 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%
DE 30/0,8 N DE 30/0,8 M DE 30/0,8 H	30 ±10%	0,80 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1200 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%
DE 30/0,6 N DE 30/0,6 M DE 30/0,6 H	30 ±10%	0,60 ±10%	rund round	—	C7D C9D C38D	1.0313 1.0304 1.0516	1250 ±15% 1550 ±15% 2400 ±15%

Krampeharex<sup>®</sup> GmbH & Co. KG · Pfendekamp 6-8 · 59075 Hamm · Germany  
Phone +49 (0)23 81 · 977 977 · Fax +49 (0) 23 81 · 977 955 · www.krampeharex.com · info@krampeharex.com

Krampeharex<sup>®</sup> CZ spol. s r.o. · Osvořenci 234 · 664 81 Ostrovačice · Czech Republic  
Phone +42 (0) 549 · 245 064 · Fax +42 (0) 0549 · 245 065 · www.krampeharex.cz · info@krampeharex.cz

Krampeharex<sup>®</sup> Fibrin Gesellschaft mbH & Co. KG · Lindengasse 20 · 4040 Linz · Austria  
Phone +43 (0) 732 731 011 · Fax +43 (0) 732 · 731 011 73 · www.krampefibrin.com · info@krampefibrin.com



**PRODUCT DATA SHEET** 



**Dramix®**

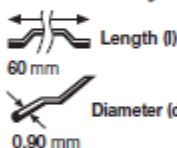


**Description:** Dramix® fibres are filaments of wire, deformed and cut to lengths, for reinforcement of concrete, mortar and other composite materials. Dramix® RC-65/60-BN is a cold drawn wire fibre, with hooked ends, and glued in bundles.



- Applications:**
- slabs on vibrocompacted piles
  - liquid tight floors
  - industrial floors
  - overlays
  - piles
  - suspended ground slabs
  - composite slabs
  - segmental linings
  - cellar walls
  - pavements
  - jointless floors
  - jointless floors on vibrocompacted piles
  - outdoor slabs
  - foundation slabs

**Geometry:**




<b>65</b>	Performance class: 65
	Aspect ratio (= l/d): 67
3200 fibres/kg	

- Tensile strength:**
- on the wire: 1000 N/mm<sup>2</sup>
  - low carbon conforms to EN 10016-2 - C9D

**Coating:** None

**Approvals:**

Conforms to <b>ASTM A820</b>
Product Belgium <b>ATG 04/1857</b>
The Netherlands  <b>22702</b>
Turkey <b>TS 10513</b>
Czech Republic <b>C.070-021415</b>

<b>Quality System in</b> Belgian, Brazilian, Czech, Turkish and Chinese plants 
Product Poland <b>AT-15-2117/2001</b>
Romania <b>007-01/068-2003</b>
Germany <b>Z-3.71-1745</b>
Slovak Republic <b>1402A/02/0771/1/C/C04</b>

**Technical data:**  
For industrial floors, floors on vibrocompacted piles, jointless floors... ask for specialized documentation.

**Recommendations - mixing**

**1. General**

- ✓ preferably use a central batching plant mixer
- ✓ recommended maximum dosage:

Max. aggregate size (mm)	Dosage (kg/m <sup>3</sup> )	
	pour	pump
8	110	80
16	70	55
32	60	45

- ✓ a continuous grading is preferred
- ✓ mix until all glued fibres are separated into individual fibres. Fibres don't increase mixing time significantly.
- ✓ if special cements or admixtures are used, a preliminary test is recommended



**2. Fibre addition**

Bags are non-degradable and may not be thrown into the concrete.



**2.1. In batching plant mixer**

- ✓ never add fibres as first component in the mixer
- ✓ fibres can be introduced together with sand and aggregates, or can be added in freshly mixed concrete



**2.2. Truckmixer**

- ✓ run mixer at drum speed: 12-18 rpm
- ✓ adjust slump to a min. of 12 cm (preferably with water reducing agents or high water reducing agents)
- ✓ add fibres with maximum speed of 60 kg/min
- ✓ optional equipment: belt-hoist elevator
- ✓ after adding the fibres, continue mixing at highest speed for 4-5 min. (± 70 rotations)







**2.3. Automatic dosing**

- ✓ Fibres can be dosed from bulk at rates from 0 up to 3,5 kg/sec with a specially developed dosing equipment



**Recommendations - storage**

 Protect the pallets against rain	 Do not stack the pallets on top of each other	<b>Delivered in</b>  non water-soluble bags of 20 kg on pallet 1200 kg	 big bag 1100 kg
---	---	---	--

N.V. Bekaert S.A. - Bekaertstraat 2 - 8550 Zwevegem - Belgium  
Tel. +32 (0) 56 / 76 69 86 - Fax +32 (0) 56 / 76 79 47  
Internet: <http://www.bekaert.com/building>

Values are indicative only. Modifications reserved. All details describe our products in general form only. For ordering and design only use official specifications and documents. N.V. Bekaert S.A. 2005

www.aparis.be - 0320205  
Page after: Aert Lambertrecht, Luken