

Norges miljø- og biovitenskapelige universitet  
Fakultet for miljøvitenskap og teknologi  
Institutt for matematiske realfag og teknologi

Masteroppgave 2014  
30 stp

# Undersøkelse av bruddutvikling hos spikerplateforbindelser i takstol av trebaserte i-bjelker.

Examination of Fracture Development in Nail Plate  
Connections in Trusses of I-Joists.

Tor Håvard Ellingsen



## FORORD

Denne oppgaven er mitt avsluttende arbeid ved mastergradstudiet *Byggteknikk og arkitektur* ved Institutt for teknologi og matematiske realfag, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet. Jeg har fulgt studiespesialiseringen *Treteknologi* og tema for oppgaven omhandler trekonstruksjonsteknikk. Oppgavens omfang er 30 studiepoeng.

Oppgaven ble foreslått av veileder Nils Ivar Bovim. Utgangspunktet for problemstillingen var et ønske om å kartlegge styrke- og stivhetsegenskaper som senere skulle implementeres i analytisk dataverktøy. Underveis ble det valgt å avgrense oppgavens omfang.

Under gjennomføring av forsøkene hadde jeg behov for hjelp fra flere kanter. Takk til Atle Jonny Waila ved Byggma ASA som stod for materiale til- og montering av prøver. Takk til Bjørn Brenna og William Morley ved verkstedet til IMT som produserte utstyr til gjennomføring av forsøk. Takk til Tom Ringstad ved IMT for programmering- og utlån av utstyr til datafangst. Takk til Sebastian Knutsen og Geir Vestøl ved INA for hjelp i trelaboratoriet.

Til slutt vil jeg rette en stor takk til veileder Nils Ivar Bovim. Hans interesse rundt temaet, dyptgående kunnskap og pedagogiske fremtoning gav meg *ny giv* ved hver veiledningstime.

Ås, 16.06.2014

---

Tor Håvard Ellingsen

## SAMMENDRAG

Denne masteroppgaven tar for seg aktuelle knutepunkt i takstoler av trebaserte I-bjelker. En trebasert I-bjelke har flenser av konstruksjonsvirke og steg av trebasert platemateriale, der tverrsnittets høyde kun er avhengig av stegets høyde. Bjelkens utforming forårsaker imidlertid problematikk rundt lokale påkjenninger ved spikerplateforbindelser. Kraftoverføring mellom flens og steg går gjennom limfuge langs bjelkens lengde. Store konsentrasjoner av skjærspenning vil være kritisk for trevirket som inngår i fuge da fasthetsegenskapene er betraktelig redusert i tverr- og høyderetning.

Gjennom tre forsøksserier ble styrke i knutepunkt med- og uten forsterkninger kontrollert. Forsterkning var i hovedsak økt forankringsareal for spikerplate og bedre kraftfordeling ut i bjelken ved hjelp av kryssfinerlasker. Den trinnvise forsterkningen av knutepunktet resulterte i positiv utvikling av kapasitet. Det ble gjennomført to forsøksserier for kontroll av egenskaper knyttet til limfugen. Her ble både kapasitet mot uttrekk av flens og kraftfordeling langs bjelkens lengde beregnet. Dette ble benyttet under behandlingen av resultater fra knutepunktsprøvene. Også to forsøksserier vedrørende forankringsfasthet i kryssfiner ble gjennomført, da dette ble benyttet som forsterkning av knutepunkt. Det ble i etterkant avdekket metodefeil og resultater fra disse forsøk ble ikke tatt med i vurdering.

Ved nærmere kontroll og sammenligning av resultater fra knutepunkt ble det etablert en metode for å forklare utviklingen rundt spikerplateforbindelsen fram til brudd. Ved å korrigere for lokale deformasjoner i komponenter som inngikk i forbindelse ble knutepunkt *strippet* ned til et felles, grunnleggende knutepunkt. Metode er basert på antakelser og overslag, men resultat viser sammenhenger mellom seriene. Felles for alle var liten toleranse i deformasjon mellom steg og flens. Limet er stivt og gir lite elastisitet i forbindelse, elastisiteten er derfor avhengig av egenskaper i trefibrene. I limfuge ble det ble ikke observert noen effekt av forsterkningen, høyere kapasitet var i stor grad knyttet til bedre kraftfordeling. Dette forsinket bruddutviklingen i limfuge, som oppstod hvis kraftfordelingen ble kuttet. De iboende egenskaper i bjelken må tas særskilt hensyn til ved dimensjoneringer.

## ABSTRACT

The main objective in this thesis is to examine fracture development in trusses of I-joists. The I-joist consist by flanges of structural timber and web of wood-based board material, where the cross section height is only dependent on the web's height. The beam design causes however problems around local stresses at the nail plate connections. Transmission between the flange and the web goes through the glue line along the length of the beam. Large concentrations of shear stress will be critical for the wood-fibers in the joint when the strength properties are significantly reduced in the transverse- and height direction.

The strength in the truss junction, with- and without reinforcement, was controlled in three test series. The reinforcement consisted of plywood that increased the anchorage area of the nail plate and improved the distribution of load in the beam. Stepwise reinforcement resulted in increasing development of the capacity. Strength properties of the glue line were tested in two series. Both capacity against fracture and the power distribution along the beam length was calculated. The results were used in the processing of results from the truss junction samples. Also two test series regarding anchoring strength of plywood was conducted, as this was used as the reinforcement of the junctions. It was subsequently revealed systematic error and results from these trials were not included in the assessment.

By closer inspection and comparison of results from the truss junctions, a method that to some extent did explain the development around the nail plate connections until fracture, was established. The series were stripped down to the same basic junction by subtracting the results for local displacements in the connection area. The method is based on assumptions and estimates, but show correlation between the results from the junctions. As expected, it was tolerated small deformation between web and flanges. The adhesive itself is rigid and provides little elasticity to the glue line. Elasticity is therefore dependent on the properties of the wood fibers. There was no effect of the reinforcement in the glue joint, higher capacity was mainly associated with better distribution of the load. The fracture was delayed. If the load distribution was cut, a fracture would occur rapidly. The inherent properties of the beam must be taken separately into account during structural design.

## INNHold

<b>FORORD</b> .....	<b>ii</b>
<b>SAMMENDRAG</b> .....	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>iv</b>
<b>INNHold</b> .....	<b>v</b>
<b>FORKORTELSER</b> .....	<b>viii</b>
<b>ENHETER</b> .....	<b>viii</b>
<b>1 INNLEDNING</b> .....	<b>1</b>
1.1    Bakgrunn .....	1
1.2    Om Masonite beams AB.....	2
1.3    Mål og Problemstilling.....	3
1.4    Avgrensning.....	3
<b>2 TEORI</b> .....	<b>4</b>
2.1    Generelt om trebaserte I-bjelker .....	4
2.1.1    Tekniske spesifikasjoner	5
2.2    Generelt om spikerplater .....	7
2.2.1    Tekniske spesifikasjoner	8
2.3    Generelt om kryssfiner .....	10
2.3.1    Tekniske spesifikasjoner	10
2.4    Elementmetoden.....	11
2.4.1    Solid95	12
2.5    Tidligere arbeider .....	13
2.5.1    Rapport NTI; prosjekt-372596	13
2.5.2    Masteroppgave; B. Kjønberg	13
<b>3 METODE</b> .....	<b>14</b>
3.1    Prøveserier .....	14
3.1.1    Prøveserie 21a	15
3.1.2    Prøveserie 21c	16
3.1.3    Prøveserie 32a	17
3.1.4    Prøveserie 32b	18
3.1.5    Prøveserie 41a	19
3.1.6    Prøveserie 42a	20
3.1.7    Prøveserie 44a	21

3.2	Forberedelser og gjennomføring.....	22
3.2.1	Forsøksmaterieill	22
3.2.2	Deformasjonsmålinger	24
3.2.3	Testmaskin	25
3.2.4	Prosedyre ved test	26
3.3	Aktuelle bruddtyper .....	27
3.3.1	Uttrekk av flens	27
3.3.2	Tverrstrekbrudd i flens	29
3.3.3	Uttrekk av spikerplate	30
3.4	Fukt og densitet.....	30
3.4.1	Kontroll	31
3.5	Modellering av I-bjelke.....	32
3.5.1	Veien videre	32
<b>4</b>	<b>RESULTATER .....</b>	<b>35</b>
4.1	Forankringskapasitet i kryssfiner.....	36
4.2	Kapasitet mot uttrekk av flens .....	39
4.2.1	Prøveserie 21c	39
4.2.2	Prøveserie 21a	41
4.3	Kontroll av knutepunkt.....	43
4.3.1	Prøveserie 41a	43
4.3.2	Prøveserie 42a	46
4.3.3	Prøveserie 44a	48
4.4	Fukt og densitet.....	50
4.4.1	Fuktighet i prøver	50
4.4.2	Rådensitet	52
4.4.3	Justert rådensitet	53
4.5	ANSYS .....	55
<b>5</b>	<b>DISKUSJON .....</b>	<b>56</b>
5.1	Forankringskapasitet i kryssfiner.....	56
5.2	Kontroll i limfuge .....	57
5.3	Bruddårsaker hos knutepunkt.....	58
5.4	Modellering i ANSYS .....	65
<b>6</b>	<b>KONKLUSJON.....</b>	<b>68</b>
<b>7</b>	<b>LITTERATURLISTE .....</b>	<b>70</b>

<b>VEDLEGG A</b> .....	<b>A</b>
Spikerplatens egenskaper .....	A
<b>VEDLEGG B</b> .....	<b>B</b>
Datablad for deformasjonsmålere .....	B
<b>VEDLEGG C</b> .....	<b>D</b>
Arbeidsdiagrammer.....	D
Prøveserie 21a .....	D
Prøveserie 41a .....	G
Prøveserie 42a .....	H
Prøveserie 44a .....	J

**I tillegg er det vedlagt en CD med følgende innhold:**

- Alle bilder fra forsøk
- Alle rådata fra forsøk
- Behandling av resultater (regneark)
- ANSYS script samt utskrifter av modell
- PDF av masteroppgaven



## FORKORTELSER

Følgende forkortelser er benyttet i oppgaven uten at videre forklaring nødvendigvis er gitt. Tabellen er alfabetisk sortert etter forkortelse.

EN:	Europeisk standard, standardbestemmelse
IMT:	Institutt for matematiske realfag og teknologi (ved NMBU)
INA:	Institutt for naturforvaltning (ved NMBU)
NLH:	Norges landbrukshøgskole, (Nå NMBU)
NMBU:	Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
NS-EN:	Norsk standard (i henhold til Europeisk standard), standardbestemmelse
NTI:	Norsk treteknisk Institutt
OSB:	Oriented strand board, (trebasert plate)
TF:	Institutt for tekniske fag, (Nå IMT)
UMB:	Universitetet for miljø- og biovitenskap, (Nå NMBU)
USB:	Universal Serial Bus, datatilkoblingssystem

## ENHETER

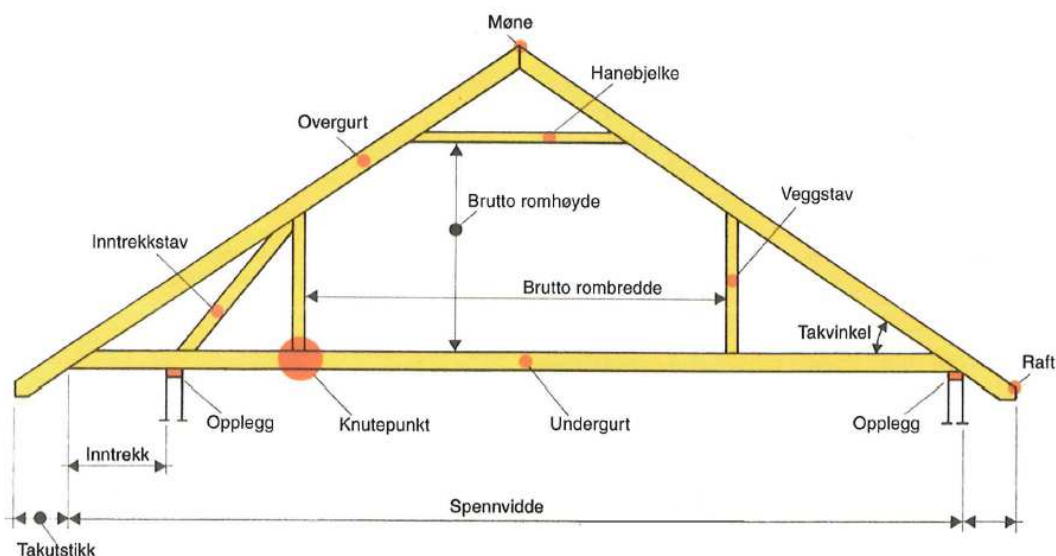
Følgende enheter er benyttet i tekst. Tabell er sortert alfabetisk.

A:	Ampere, måleenhet for elektrisk strøm
cm <sup>3</sup> :	Kubikkcentimeter, måleenhet for volum
g:	Gram, måleenhet for masse
Hz:	Hertz, måleenhet for frekvens
kg:	Kilogram, måleenhet for masse
kN:	Kilonewton, måleenhet for kraft
N:	Newton, måleenhet for kraft
m:	Meter, måleenhet for lengde
m <sup>2</sup> :	Kvadratmeter, måleenhet for areal
m <sup>3</sup> :	Kubikkmeter, måleenhet for volum
min:	Minutt, måleenhet for tid
mm:	Millimeter, måleenhet for lengde
mm <sup>2</sup>	Kvadratmillimeter, måleenhet for areal

# 1 INNLEDNING

## 1.1 Bakgrunn

Tre som byggemateriale har lang tradisjon i Norge og fremdeles er det dominerende i små og mellomstore bygninger. Det har blitt utviklet flere løsninger som forenkler byggeprosessen og prefabrikerte takstoler er en av de aller viktigste. En takstol er en sammensatt konstruksjon som består av undergurt, overgurter, staver og eventuelt horisontale bjelker forbundet med spikerplater. Takstolen blir ferdigstilt ved fabrikk og fraktet ut til byggeplass der den raskt og effektivt blir montert på bygningskropp. Siden takkonstruksjonen ofte er den mest kompliserte ved en bygning sparer dette tømmerne for tidkrevende jobb. I tillegg blir taket montert raskt slik at byggets innside blir mindre utsatt for vær og vind. Prinsippet for fagverksstolen går langt tilbake i tid men det var først og fremst takket være spikerplaten at konstruksjonselementet kunne industrialiseres. I Norge ble spikerplaten importert av landets første takstolfabrikk i 1962 og siden har industrien vært i stadig vekst (Norges Byggscole 1999). Medlemsbedriftene i Norske Takstolprodusenters forening produserte til sammen 1,1 millioner *standard* takstoler i 2007 (tall fra [www.takstol.com](http://www.takstol.com)), noe som gav en markedsandel på ca. 90 %. Foruten dette produseres det også spesialtilpassede takstoler, og de kommer i alle typer takformer. Teknikken har også inspirert til andre konstruksjonselementer av tre med spikerplater. Eksempler på dette er gitterbjelker, buebjelker, sammensatte bjelker og store betongforskalinger (Norges Byggscole 1999).



Figur 1.1: Illustrasjon av *typisk* takstol med loftsrom (Norges Byggscole 1999) s.24

Beregning av takkonstruksjon er ressurskrevende og det ble tidlig utviklet dataprogram for dimensjonering. Programmet *Trude* ble tatt i bruk i 1973, og måtte da kjøres på en av de kraftigste datamaskinene i Norge (Norges Byggscole 1999). Slike program har utviklet seg og i dag omfatter de meget kompliserte takkonstruksjoner. Beregninger av bjelker og staver er lette å programmere i motsetning til knutepunkt som kan være mer komplekse. Styrke- og stivhetsegenskaper til spikerplater og forbindelser i heltre med spikerplater er derfor godt kartlagt.

Takstoler blir i all hovedsak produsert av normalt konstruksjonsvirke. Med stadig skjerpene miljøkrav øker isolasjonsbehovet for bygninger i takt med tiden. For bygg med isolert loftsrom øker dermed kravet til høyde på overgurt. Den trebaserte I-bjelken har vist seg å passe utmerket til svillelag, og med sin materialrasjonalitet er den nå høyaktuell for takstoler. Det eneste som varierer tverrsnittshøyden hos I-bjelken er høyden til steget. Det vil si at det skal lite materiale til for å øke tverrsnittshøyden samt at den relative vektbesparelsen blir større dess høyere bjelken er.

## 1.2 Om Masonite beams AB

Masonite beams AB er en svensk bjelkeprodusent som er eid av det norske konsernet Byggma ASA. Fabrikken ligger i Rundvik, ca. 6 mil sør for Umeå i Sverige. Masonite var tidlig ute med trefiberplateproduksjon i Norden (Fröberg 2013), og i 1972 startet produksjonen av I-bjelken (Olsson-Lindh 2013). Både Masonite boards og Masonite beams ble kjøpt opp av Byggma i 2006, og i 2008 stod ny fabrikk for bjelkeproduksjon klar med produksjonskapasitet på 24 millioner meter i året (Byggeindustrien 2008). I 2011 ble Masonite AB begjært konkurs, men Masonite beams fortsatte sin drift under byggmakonsernet (Byggeindustrien 2011). På grunn av den økte produksjonskapasiteten hos Masonite beams har Byggma valgt å legge ned den norske I-bjelkeproduksjonen (RANTI-bjelken) ved Forestia AS i Rana kommune.

### 1.3 Mål og Problemstilling

Trebaserte I-bjelker har fått bred anvendelse til bygningsformål i de nordiske land. Nye krav til økt varmeisolerings i tak aktualiserer bruken av slike bjelker også i prefabrikkerte takstoler med spikerplater. Knutepunktene blir imidlertid mer kompliserte enn tilsvarende for trebaserte bjelker med rektangulære tverrsnitt. For I-bjelker er det begrensede muligheter for forankring av spikerplatene i flensene. Det brukes ofte forsterkningsplater for å fordele kreftene til begge flenser eller for å aktivisere større deler av limfugen mellom flens og steg.

I denne masteroppgaven skal det undersøkes bæreevne og ulike bruddformer for aktuelle knutepunkter med og uten forsterkninger.

Målet for oppgaven er å kunne beskrive ulike bruddtyper og bruddårsaker i noen typiske knutepunkter med spikerplater.

### 1.4 Avgrensning

Tidsrammen begrenser antall forsøk. Dette medfører en noe usikker statistikk over resultater. Likevel er det overkommelig å studere hvert resultat nøye og derfra kunne detektere klare tendenser innad i hver prøveserie. Egenskapene knyttet til de trebaserte materialene som er benyttet i forsøkene; I-bjelke og kryssfinerplate er statistisk sett sikrere enn hos heltre som har større sannsynlighet for å inneholde virkesfeil.

På grunn av begrensning i antall prøveserier ble det ikke tatt med vinklede knutepunkt, det vil si prøver der kraft ikke ble påført normalt på I-bjelken. Det hadde selvsagt vært interessant å ta for seg dette da slike knutepunkt vanligvis er å finne i takstoler.

## 2 TEORI

### 2.1 Generelt om trebaserte I-bjelker

Ideen bak sammensatte, trebaserte bjelker med I-profil kommer fra USA på 1920-tallet. Det var flyindustrien som ønsket konstruksjonselementer med høy stivhet i forhold til vekt. Under 2. verdenskrig ble det utviklet fullstendige løsninger for militæret. I USA kom det kommersielle bjelkeproduktet på markedet i 1968. I Norge kom den første nasjonale standard for et slikt konsept i 1972, den omhandlet *spikrede I-bjelker med steg av krysslagte bord*. Dette var et produkt som ble benyttet som bjelker i større konstruksjoner eller liggende som dekke i gangbroer der det også virket som sideveis avstivning (Solli & Glasø 2011a).

I etterkant av oljekrisen tidlig på 1970-tallet ble det innført strengere isoleringskrav for bygninger i Norge. Økning av isolasjonsmaterialet krevde tykkere vegg, tak og gulv som medførte stendere og bjelker med høyere tverrsnitt. Det oppsto derfor interesse rundt å utvikle produkter som gav tykkere vegg uten at materialforbruket økte. Den første norskproduserte I-bjelken (Ranti) ble godkjent i 1983, men utenlandske produkter som svenske Masonite beams hadde tidligere fått godkjenning i Norge (Solli & Glasø 2011a).



Figur 2.1: Et utvalg I-bjelker fra Masonite beams. Bjelker med bred- og smal flens (standard) i ulike høyder (Masonite Beams AB 2012) s3.

Det er først og fremst i boliger og mellomstore byggverk at bjelken blir benyttet og produsentene tilbyr fullstendige løsninger. På grunn av praktiske løsninger og pris er det fremdeles ordinært konstruksjonsvirke som er dominerende, men stadig skjerpene miljøkrav taler for større bruk av løsning med I-bjelker.

### 2.1.1 Tekniske spesifikasjoner

Bjelken er bygd opp av maskinsorterte flenser og steg av trebasert platemateriale. Masonite beams benytter flenser av furu eller gran og steg av OSB/3. Standardbjelken har flensmål 47 mm x 47 mm, men det leveres bjelker med flensbredde opp til 90 mm. Bjelkens høyde er kun avhengig av den 10 mm tykke stegplaten og bjelken leveres i standard høyde mellom 200 mm og 500 mm (Masonite Beams AB 2012). Flensene gjennomgår strengere sortering enn ordinært konstruksjonsvirke, og under produksjon fingerskjøtes de til store lengder. Det blir frest ut spor i flensene, lim påføres og stegplatene mates så inn i produksjonsjiggen (Solli & Glasø 2011a).

Siden bøyefastheten er lite avhengig av styrken i stegplaten kan det lages relativt store hull for gjennomføringer, og dette kan enkelt gjennomføres på byggeplass. Det produseres isolasjonsplater som er utformet til å passe perfekt for I-profilen. I tillegg til å redusere andelen av tre i et sjikt har I-bjelken også lavere kuldebroverdi enn normalt konstruksjonsvirke. Bjelken er mer dimensjonsstabil enn heltre men knutepunkter og sammenføyninger blir mer kompliserte. I tillegg er sideveis avstivning viktigere grunnet bjelkens slankhet (Masonite Beams AB 2012). Masonite beams har europeisk teknisk godkjenning ETA-12/0018 og konstruksjoner dimensjoneres etter NS-EN 1995:1-1 (eurokode 5) kapittel 9 (Månsson 2012).

Steget er av OSB (oriented strand boards) som består av store, knivskårede spon som limes sammen lagvis. I Europa benyttes først og fremst gran. De to ytre lagene er orientert slik at sponenes lengderetning faller sammen med platens hovedretning. Indre lag kan både være orientert normalt eller tilfeldig. På grunn av platens fuktegenskaper er bruk av I-bjelke begrenset til klimaklasse 1 og 2 (i henhold til eurokode 5), og av utseendemessige årsaker bør det ikke benyttes hvor bjelkelag er synlig og det er satt visuelle krav (Solli & Glasø 2011b).

OSB klassifiseres i klassene 1, 2 og 3. Konstruksjonsformål ved fuktighetsnivå høyere enn *innendørs nivå* krever klasse 3, hvilket benyttes av Masonite. Dette er i henhold til EN-300. Lengderetningen til platen sammenfaller med I-bjelkens lengderetning, platens indre sjikt står normalt på bjelken. Sporet i flensen der steget limes inn har konisk form, stegplaten må derfor justeres for å passe inn. Dette fører til at tverrsnittet av platen inneholder høyere relativ andel av indre sjikt mot bunnen av limfuge. Tidligere ble sponplate benyttet som steg i trebasert I-bjelke. Da sponplaten har noe dårligere fasthet midt i platen resulterte dette i svekkede egenskaper i limfugen. Denne svakheten er redusert for bjelker med OSB, da platen har mer homogene sjikt. Likevel blir steget mer utsatt for

skjærpåkjenninger mellom sjikt ved skrå profilering. OSB har i utgangspunktet bedre skjæregenskaper enn heltre, men denne effekten bør kontrolleres ved brudd i limfuge.

I eurokode 5 forenkles tverrsnittet til I-bjelken slik at steget omfatter hele tverrsnittets høyde. Flens er limt på begge sider av steg slik at den ikke er sammenhengende. Bøyepeningen regnes som lineær gjennom hele tverrsnittet med nullpunkt midt i stegets- og tverrsnittets høyde. Maksimal spenning opptrer i topp og bunn, hvilket er reelt (Standard Norge 2004). I virkeligheten er topp og bunn kun omfattet av flens, ikke i tillegg til steg slik det er i forenklet figur. Tverrsnittets konstanter beregnes av formler nedenfor (Larsen & Enjily 2009).

Terminologi for beregning av tverrsnittskonstanter:

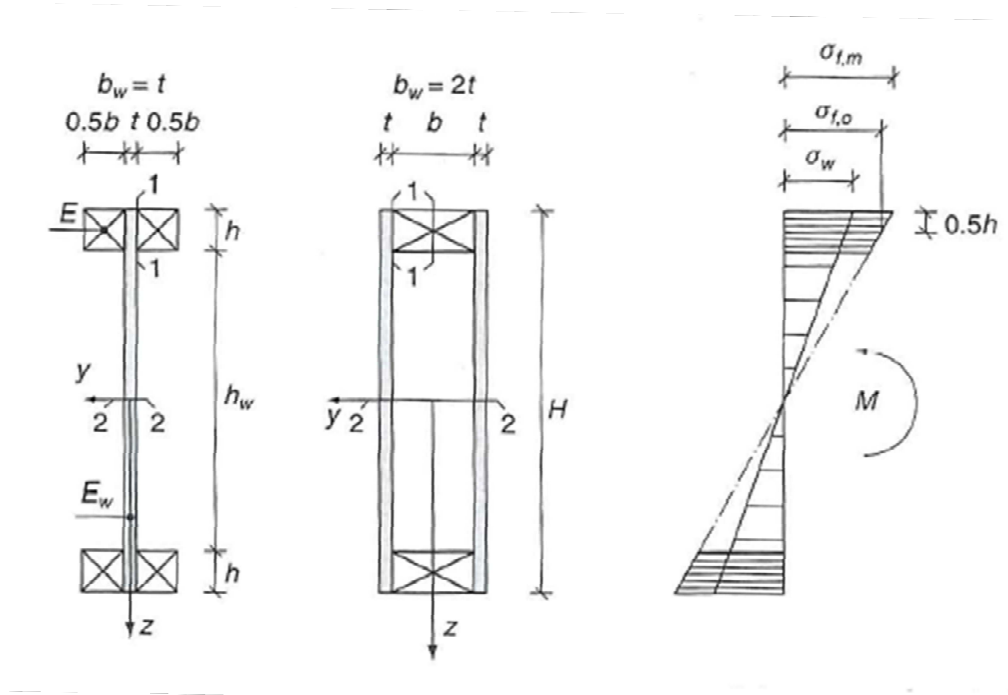
$A_t$ :	Tverrsnittets areal
$I_t$ :	Tverrsnittets treghetsmoment
$b$ :	Flensens samlede bredde
$h$ :	Flensens høyde
$E$ :	Flensens E-modul
$E_w$ :	Stegets E-modul
$b_w$ :	Stegets bredde
$H$ :	Tverrsnittets høyde (= stegets høyde)

#### Beregning av tverrsnittets areal:

$$A_t = 2 \times b \times h + \frac{E_w}{E} \times b_w \times H \quad \text{formel 2.1}$$

#### Beregning av tverrsnittets treghetsmoment:

$$I_t = \frac{b \times h}{6} \times [h^2 + 3 \times (H - h)^2] + \frac{E_w \times b_w}{12 \times E} \times H^3 \quad \text{formel 2.2}$$



Figur 2.2: Forenklet modell av I-bjelke i henhold til Eurokode 5 (Larsen & Enjily 2009) s177.

## 2.2 Generelt om spikerplater

Spikerplater er varmforsinkede eller elektrolytisk forsinkede stålplater med utstansede tenner som står normalt på plateplanet. Produktet ble opprinnelig utviklet i USA på 1950-tallet og mot slutten av 1960-tallet la dette grunnlaget for utviklingen av takstolindustrien i Norge. Senere har spikerplater også blitt brukt til gitterbjelker, skjøting av bjelker over store spenn og til store betongforskalinger. Montering av spikerplater krever hydrauliske presser eller rullepresser hvilket begrenser bruk på byggeplass. Det er derfor særlig takstol- og elementfabrikkene som innehar størst kunnskap om produktet i Norge (Norges Byggscole 1999).

For konstruksjonselementer der det ikke er mulig med fullstendig montering på fabrikk kan det benyttes kombiplater. Halve kombiplaten er lik en ordinær spikerplate mens det på andre halvdel er stanset ut hull for montering med spiker eller skruer.

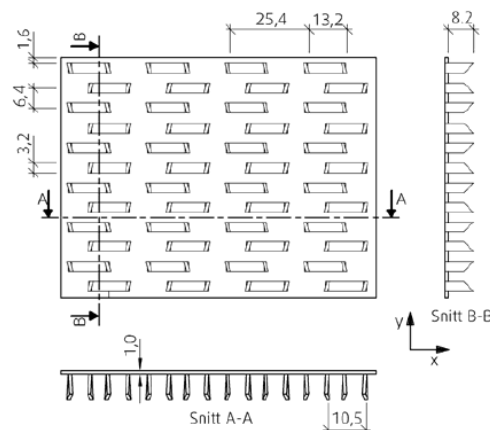
Spikerplaten kan overføre store krefter per flateenhet, gir momentstive knutepunkter og bidrar til stive konstruksjoner med liten nedbøying. Det er det mest effektive forbindelsesmidlet etter liming. Det mest ekstreme prosjektet med spikerplater er forskalingen til kuleskallene for Troll A-plattformen (Ringstad 2011).



### 2.2.1 Tekniske spesifikasjoner

Spikerplater kommer i mange varianter, der det særlig er utformingen av tennene som skiller produsentene fra hverandre. Normal tykkelse er mellom 1 og 2 mm. I og med at spikerplaten står helt ubeskyttet ytterst på konstruksjonen må man ta spesielle hensyn ved branndimensjonering. Dette gjelder også for konstruksjoner der spikerplaten kan bli utsatt for påkjenninger utover klimaklasse 1 og 2 (i henhold til eurokode 5). Spikerplaten bør heller ikke benyttes i synlige konstruksjonselementer hvor estetiske hensyn må tas. Prosjektering og dimensjonering blir ofte utført av produsent eller elementfabrikk, og beregninger er beskrevet i eurokode 5 kapittel 8.8.

I denne oppgaven er det benyttet Kartro spikerplater av typen PTN. Platen har tykkelse lik 1,0 mm ( $\pm 0,10$  mm). Det er stanset ut to spiker per hull i platen, der hver spiker har bredde lik 3,2 mm i toppen og lengde lik 8,2 mm. Det utstansede hullet måler 13,2 mm x 3,2 mm. Spikertettheten er 12 000 tenner per m<sup>2</sup> (Ramstad 2008b). Spikerplaten har Teknisk godkjenning nr. 2182 fra Sintef byggforsk og er godkjent til bruk i bærende trekonstruksjoner innenfor klimaklasse 1 og 2 (i henhold til eurokode 5).



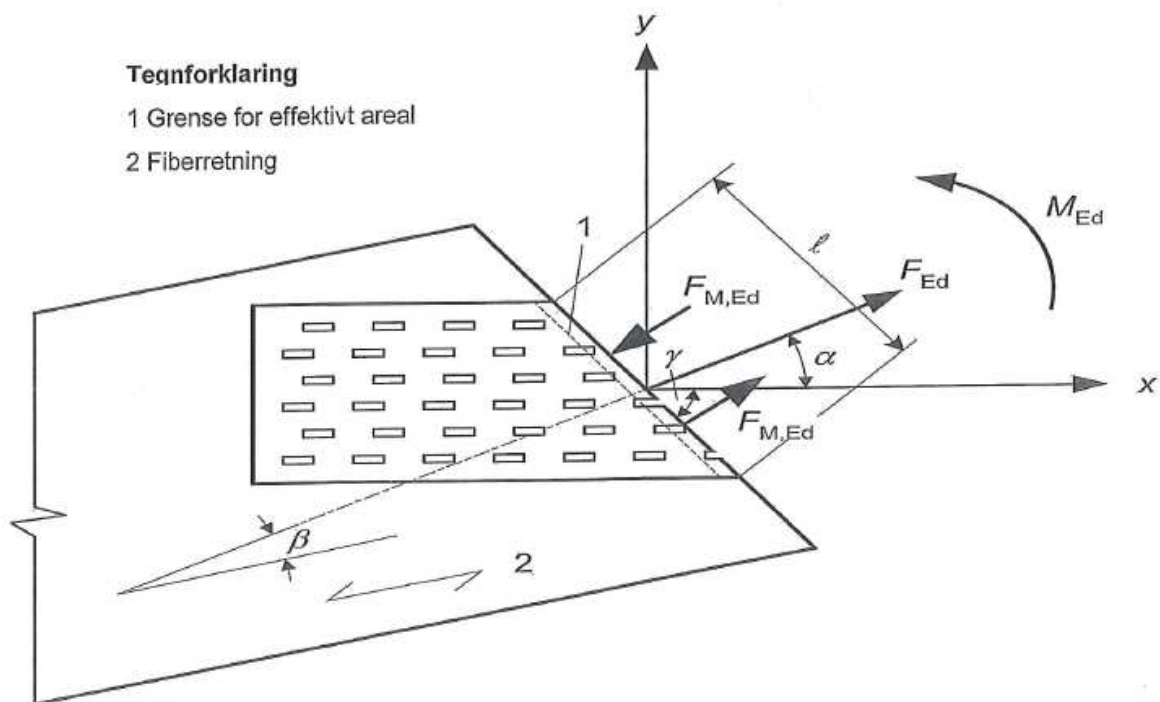
Figur 2.3: Prinsippskisse av Kartro PTN spikerplate (Ramstad 2008b) s.2

Spikerplaten skal dimensjoneres for forankringskapasitet og kapasitet i selve spikerplaten. Karakteristisk forankringskapasitet skal være oppgitt i produktdatablad / teknisk godkjenning, og er basert på empirisk data fra forsøk med heltre. Karakteristiske fastheter i spikerplaten er beregnet fra stålets egenskaper og det reduserte arealet på grunn av de utstansede spikrene. Spikerplaten har to definerte retninger. Ved dimensjonering skal spikerplatens orientering i forhold til kraftens retning og fiberretningens orientering i forhold til kraftens retning tas hensyn til. Ved beregning av platens kapasitet skal også kraftens retning i forhold til fugens orientering tas med.

Ved dimensjonering av forankring skal det kun tas hensyn til spikerplatens effektive forankringsareal. Redusering omfatter 5 mm fra trevirkets kanter og 6 x spikerplatens tykkelse fra trevirkets ende (parallelt fiberretning) (Standard Norge 2004). Karakteristiske forankringsverdier er gitt for parallelle og vinkelrette forbindelser. Ved andre vinkler kan karakteristiske verdier modifieres ved hjelp av reduksjonsfaktoren  $C$ , som er oppgitt i datablad / godkjenning (Bovim 2009).

Terminologi ved dimensjonering av spikerplateforbindelser:

- x-retning: Spikerplatens hovedretning
- y-retning: Vinkelrett på spikerplatens hovedretning
- $\alpha$ : Vinkel mellom x-retning og kraftretning
- $\beta$ : Vinkel mellom fiberretning og kraftretning
- $\gamma$ : Vinkel mellom x-retning og fugeretning
- $C$ : Reduksjonsfaktor ved vinkler  $\neq 0^\circ$  eller  $\neq 90^\circ$

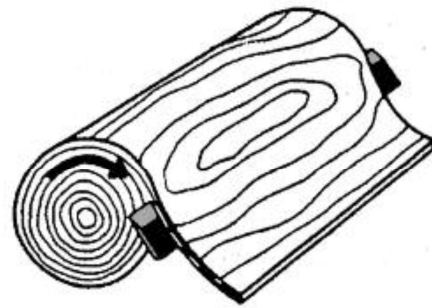


Figur 2.4: Geometri til spikerplateforbindelse (Standard Norge 2004) s74

## 2.3 Generelt om kryssfiner

Kryssfiner er et trebasert platemateriale som har vært produsert siden tidlig på 1900-tallet. Det var flyindustrien som ønsket et lett og stivt konstruksjonsmateriale. I likhet med trebaserte I-bjelker var det særlig under 2. verdenskrig at forskning og utvikling førte til stor industrialisering. Det finnes i hovedsak to typer kryssfiner; til dekorative formål og til konstruksjonsformål (Solli & Glasø 2011b). For førstnevnte må synlige lag være knivskåret for å få en penest mulig overflate. Slike plater benyttes ikke til konstruksjonsformål.

Kryssfinerplater med konstruksjonsformål blir fremstilt ved at tømmerstokken roteres rundt sin egen akse mot en knivegg, og et 1,5 – 5 mm tykt lag blir skrellet av. Flaket blir kappet i ønskede bredder, tørket ned til ca. 5 %, sortert, påført lim, orientert i ønsket retning og limt sammen under trykk. De ytre sjiktene skal være orientert i platens hovedretning og annet hvert sjikt skal ligge normalt på hverandre.



Figur 2.5: Prinsippskisse av finerskrelling (Solli & Glasø 2011b) s.6

Til produksjon er det mest vanlig med bartrevirke og i Norden benyttes gran og furu (Solli & Glasø 2011b).

### 2.3.1 Tekniske spesifikasjoner

Platens oppbygning gjør den meget dimensjonsstabil. Den leveres til klimaklasse 1, 2 og 3 (i henhold til eurokode 5), men klimaklasse 3 forutsetter strenge krav til overflatebehandling (Larsen & Enjily 2009). Likevel er ikke kryssfiner generelt like utsatt ved fuktpåkjenning som for eksempel trefiberplatene. Ved å fukte opp og tørke ned kryssfiner vil man oppnå omtrent samme dimensjoner som utgangspunktet.

I og med at platens egenskaper vil variere mellom produsenter og platetyper må det foreligge en teknisk godkjenning av spesifikk platetype. Godkjenningen skal være i henhold til NS-EN 636.

I denne oppgaven ble det brukt kryssfiner av type Vänerply P30 (konstruksjonsfiner). Den har teknisk godkjenning nr.2001 fra Sintef byggforsk (Ramstad 2008a). Det ble benyttet laskeplater med tykkelse 18 mm, bygd opp av 5 x 3.6 mm lag (tykkelsestoleransen i plate:  $\pm 1.5$  mm). Finerlagene er fra furu og gran og midlere densitet satt til  $500 \text{ kg/m}^3$  (ved 12 % fukt).

## 2.4 Elementmetoden

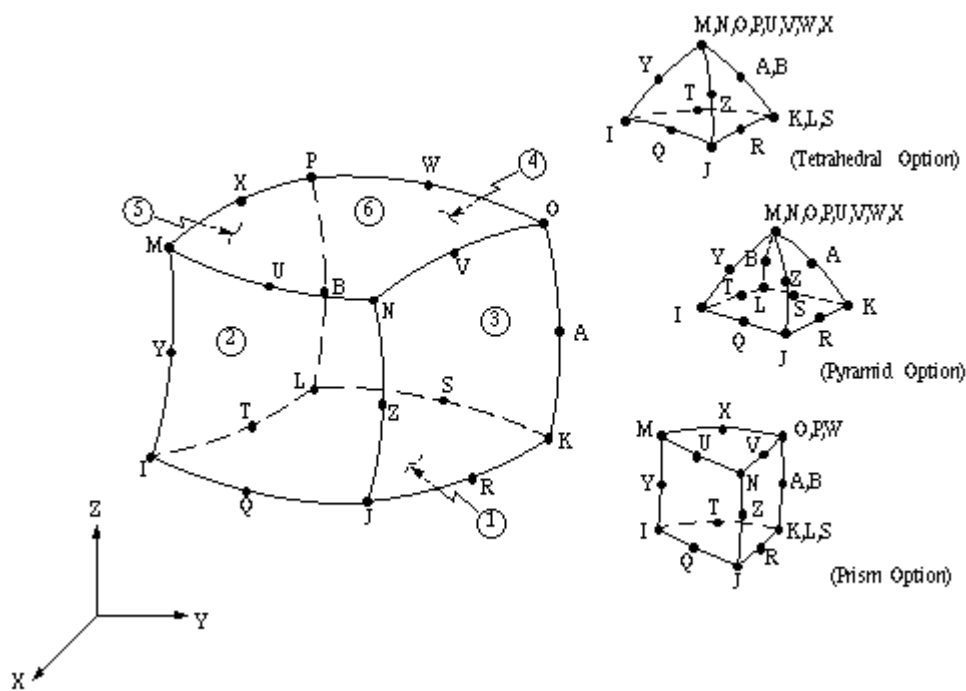
Elementmetoden er et numerisk beregningsverktøy som benyttes for å simulere konstruksjoner. Konstruksjonen blir delt inn i et endelig antall elementer, på engelsk *Finite Element Method (FEM)*. Det blir opprettet noder som knytter elementene sammen. Det blir tatt hensyn til utgangsgeometri, stivhetsegenskaper, antall frihetsgrader, påførte krefter og forskyvning av noder for å beregne kraftfordelingen i konstruksjonen. Elementfinhet kan justeres manuelt og finere system (mindre elementer) gir mer nøyaktig resultat. Systemet produserer differensiallikninger som løses med hjelp av matriser, hvilket gjør metoden egnet for datamaskin.

Modellering kan både gjøres i 2D og 3D, og det finnes en rekke forskjellige elementtyper. Det er egenskapene ved den ønskede modell som avgjør hvilken elementtype som skal velges. Størrelsen på konstruksjonen som modelleres får også innvirkning på detaljeringsgrad da modell fort blir meget ressurskrevende. Det vil være optimalt å benytte enkle elementtyper for områder med mindre behov for detaljert analyse.

Det jobbes stadig med utvikling av programvare som er basert på elementmetoden, og det finnes en rekke forskjellige programmer. Ved NMBU gis det gjennom emnet TBA250 *Elementmetoden* undervisning i programmet ANSYS Mechanical. Emnet regnes som et innføringsemne og omfatter relativt enkle konstruksjoner. ANSYS Mechanical kan både styres gjennom innebygd menyvalg eller gjennom script.

### 2.4.1 Solid95

Solid95 er en *solid* 3D-elementtype i analyseprogrammet ANSYS. Elementet defineres av 20 noder og kan derfor omfatte irregulære former, i motsetning til enklere elementtyper som er definert av 8 noder (en i hvert hjørne). Elementtypen kan tilegnes egenskaper i 3 retninger (ortotrop), og er derfor velegnet til 3D-modellering av tremateriale. Hver node har 3 frihetsgrader og modell kan analysere blant annet skjærspenning, bøyespenning, kryp og forskyvninger/deformasjoner i alle tre retninger. Omfattende modeller blir meget ressurskrevende grunnet høyt antall noder.



Figur 2.6: Illustrasjon av *solid95* element (ansys.stuba.sk)

## 2.5 Tidligere arbeider

Under planleggingen av forsøkene til denne oppgaven ble det tatt utgangspunkt i to tidligere arbeider. Begge arbeidene omfatter RANTI-bjelken, som har steg av sponplate mot OSB i bjelken fra Masonite. Tross denne forskjellen antas resultatene fra disse arbeider som sammenlignbare.

### 2.5.1 Rapport NTI; prosjekt-372596

Norsk treteknisk institutt fikk i oppdrag å teste ut detaljer vedrørende forbindelser med RANTI-bjelken i 1995. Det ble gitt tilgang til rapport som inneholder bruddbeskrivelse, bruddkapasitet, deformasjon ved brudd samt kraft/deformasjons-diagram for hver enkelt prøve. Det ble også gitt tilgang til detaljerte beskrivelser av prøveseriene. Foruten det som er nevnt overfor forelå ingen vurderinger eller videre analyser vedrørende resultatene.

### 2.5.2 Masteroppgave; B. Kjøsberg

Masteroppgave fra 2003 av Bård Kjøsberg. Den ble skrevet ved *Institutt for tekniske fag ved Norges landbrukshøgskole*, som tilsvarer *Institutt for matematiske realfag og teknologi ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet*. Kjøsberg avsluttet sin sivilingeniørutdannelse innen byggingsteknikk med oppgaven som tar for seg knutepunkter i takstoler av RANTI-bjelken. Problemstillingen er meget lik som for denne oppgave, og det er hentet mye inspirasjon og hjelp fra oppgaven til Kjøsberg.

Kjøsberg tar utgangspunkt i rapport fra NTI (prosjekt-372596) og benytter lignende prøveserier for å kunne sammenligne resultater. For å forsterke knutepunktet benyttet han laskeplater av OSB og kryssfiner i stedet for sponplater som i NTI sitt forsøk. Kjøsberg vurderte sine to varianter opp mot hverandre samtidig som resultatene ble sammenlignet med forsøkene fra NTI. For prøveseriene som kun bestod av forbindelse mellom laskeplate og spikerplate gav kryssfiner de beste resultatene. I bjelkeforbindelsene med kryssfinerlask ble det dessuten ikke detektert brudd i laskeplate slik det blir for de andre to platetyper. Forsøksutstyret til bjelkeknutepunktene og plateprøvene ble lagd til Kjøsbergs oppgave. Alle deler er produsert i verkstedet ved IMT. Utstyret er nærmere beskrevet under eget punkt.

### 3 METODE

#### 3.1 Prøveserier

Med utgangspunkt i rapport (Solli 1998) og tidligere masteroppgave (Kjønsberg 2003) ble det valgt sju ulike prøveserier for denne oppgaven. Prøveseriene ble valgt med grunnlag i resultater og konklusjoner fra tidligere arbeider, og det ble tilstrebet å få en mest mulig identisk utforming. Det ble også valgt å benytte samme navn på prøveseriene som tidligere for å unngå rot ved sammenligning.

Kjønsberg valgte i sin oppgave å bruke resultater fra NTI til grunnlag for beregning av stivhets- og styrkeegenskaper i limfuge mellom steg og flens. For begge arbeider ble det benyttet samme type bjelke (RANTI-bjelken). I denne oppgaven benyttet bjelke fra Masonite beams som har et annet stegmateriale enn RANTI. Det ble derfor valgt to prøveserier; 21a og 21c fra NTI sitt forsøk (Solli 1998).

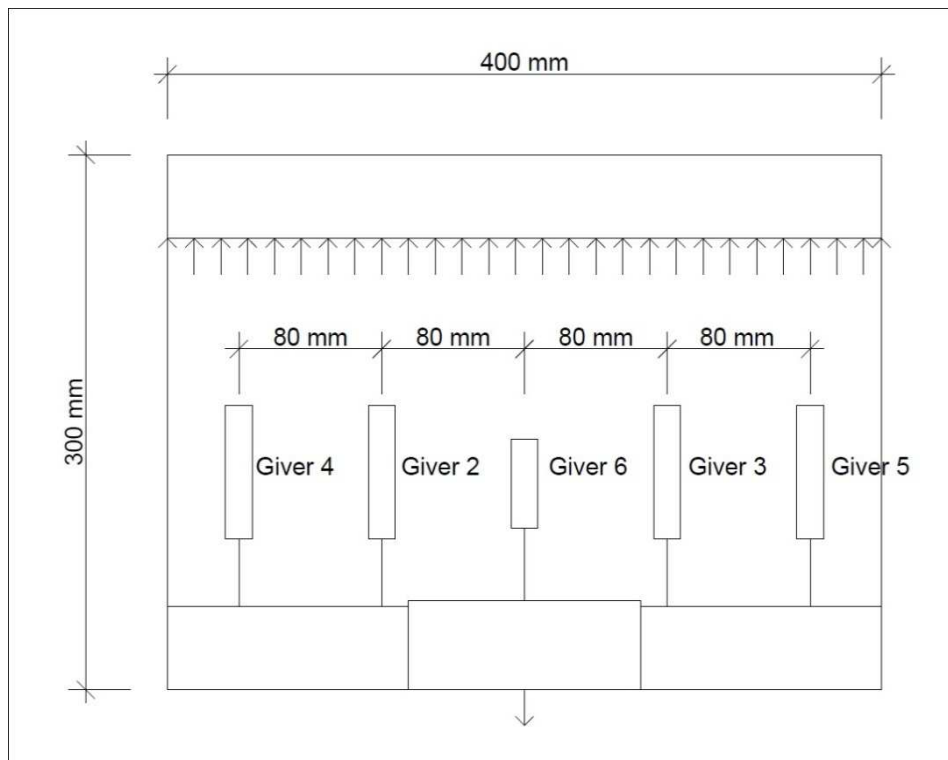
For å beregne forankringsegenskapene mellom spikerplate og laskeplate ble det gjennomført to prøveserier kun bestående av spikerplater og kryssfinerplater. Begge prøveserier går igjen i arbeidene til NTI og Kjønsberg, men det var kun Kjønsberg som benyttet kryssfiner. Karakteristiske forankringskapasiteter til spikerplater er beregnet fra forankringer i heltre. Kjønsberg fant at forankringen ble sterkere i kryssfiner, både i forhold til heltre og andre platetyper som sponplate og OSB.

Det ble valgt 3 ulike prøveserier for å kartlegge knutepunktets styrke. Disse tre prøveseriene går igjen i forsøk fra NTI (Solli 1998) og Kjønsberg (2003). For prøveseriene med laskeplate ble det vurdert å kjøre flere serier med forskjellig bredde på laskeplaten. Dette ble forkastet da det ble argumentert for at testutstyret er for lite til at det kan påvises noen effekt (Kjønsberg 2003).

For alle prøveserier som inneholdte I-bjelke ble det valgt en 300 mm høy, *standard* bjelke; H300. Flensenes høyde og bredde var 47 mm og stegets tykkelse 10 mm. I prøveserie 21a og 21c var bjelkens lengde 400 mm, i prøveserie 41a, 42a og 44a var bjelkens lengde 1200 mm. For alle prøveserier som inneholder kryssfinerplate ble det valgt Vänerply P30 konstruksjonskryssfiner med 18 mm tykkelse. Strekkstav i knutepunkt var 400 mm lang, 48 x 148 mm C24 konstruksjonsvirke. Alle spikerplater var av typen Kartro PTN som hadde 1 mm tykkelse.

### 3.1.1 Prøveserie 21a

Prøveserie 21a bestod av H300, hvor underflensen ble fastholdt av 130 mm lang bjelkeramme som var sentrert midt i bjelkens spenn. Overflensen ble tilsvarende fastholdt langs hele bjelkens lengde. Bjelkerammens lengde langs underflens ble bestemt med hensyn til flensens trykkegenskaper under en dimensjonerende kraft på 20 kN. Bjelkerammen ble utført slik at kun flensens overside ble berørt og at den ikke gav sideveis eller underliggende støtte. Det var øvre bjelkeramme som ble kjørt fram til brudd med hastighet 0,6 mm/min.



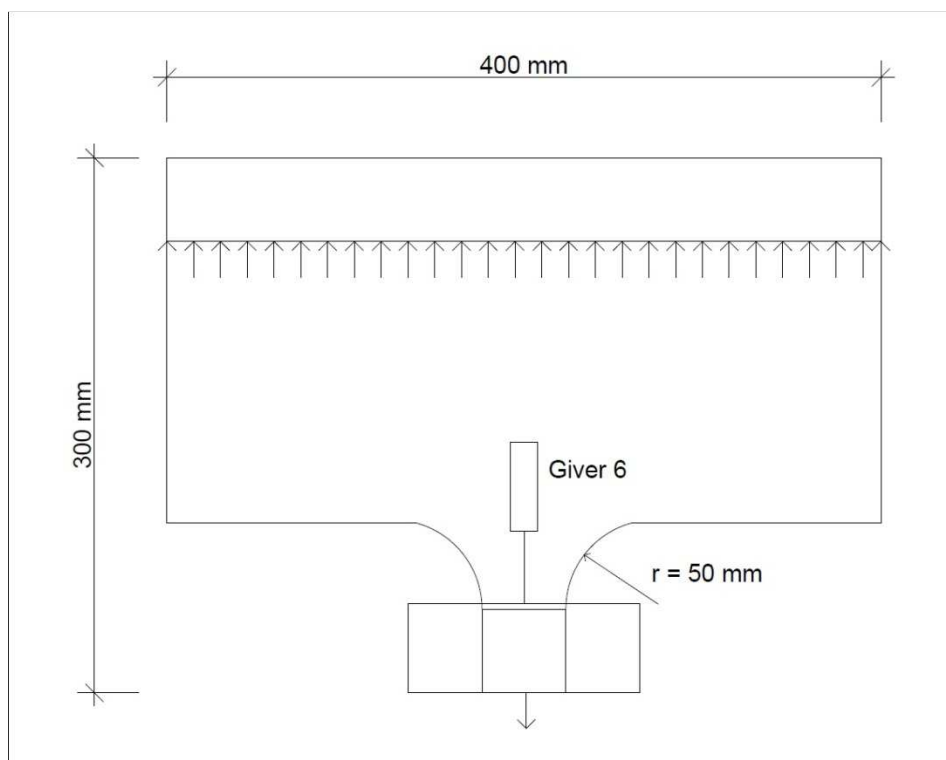
Figur 3.1: Illustrasjon av prøveserie 21a

Det ble plassert fem givere på prøven for å måle deformasjoner. Avstand mellom målinger ble stor grunnet nedre bjelkerammes lengde. Det hadde vært optimalt å benytte en kortere bjelkeramme for å få mer presise deformasjonsmålinger inn mot senter av bjelke, men det hadde da vært fare for trykkbrudd i flens.



### 3.1.2 Prøveserie 21c

Prøveserie 21c bestod av H300 hvor underflensen var redusert til ca. 50 mm. Både under- og overflensen ble fastholdt langs hele flensens lengde. Bjelkeramme var utført slik at kun flensens overside ble berørt og at de ikke gav sideveis eller underliggende støtte. Det var øvre bjelkeramme som ble kjørt til brudd med hastighet 0,5 mm/min.

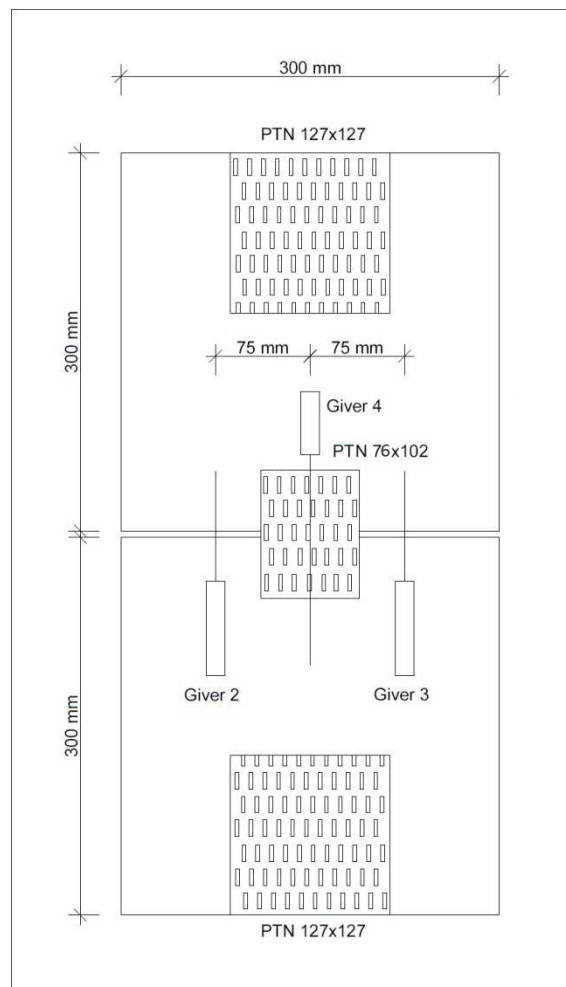


Figur 3.2: Illustrasjon av prøveserie 21c

Det ble kun gjort en deformasjonsmåling på prøveserie. Måling ble gjennomført mellom steg og bjelkeramme.

### 3.1.3 Prøveserie 32a

Prøveserie 32a bestod av to 300 mm x 300 mm kryssfinerplater som var forbundet med to Kartro PTN 76 mm x 102 mm. Spikerplatene var orientert parallelt med kraftens retning. Begge kryssfinerplater ble montert i hver sin bjelkesko og strukket til brudd 1,0 mm/min.

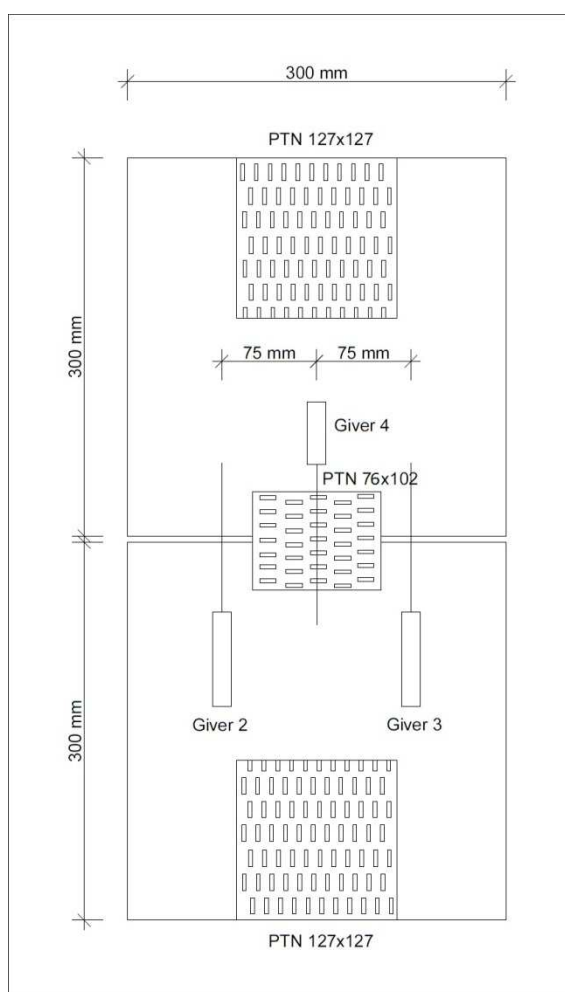


Figur 3.3: Illustrasjon av prøveserie 32a

Det ble utført tre deformasjonsmålinger på prøveserie 32a. Giver 4 gav direkte deformasjoner knyttet til spikerplate og forankring. Giver 2 og 3 gav i tillegg informasjon om eventuell skjevvirkning i forbindelse. Resultater fra alle tre givere ble til slutt midlet for å sette en endelig deformasjon.

### 3.1.4 Prøveserie 32b

Prøveserie 32b bestod av to 300 mm x 300 mm kryssfinerplater som ble forbundet med to Kartro PTN 76 mm x 102 mm. Spikerplatene var orientert normalt på kraftens retning. Begge kryssfinerplater ble montert i hver sin bjelkesko og strukket til brudd 1,0 mm/min.

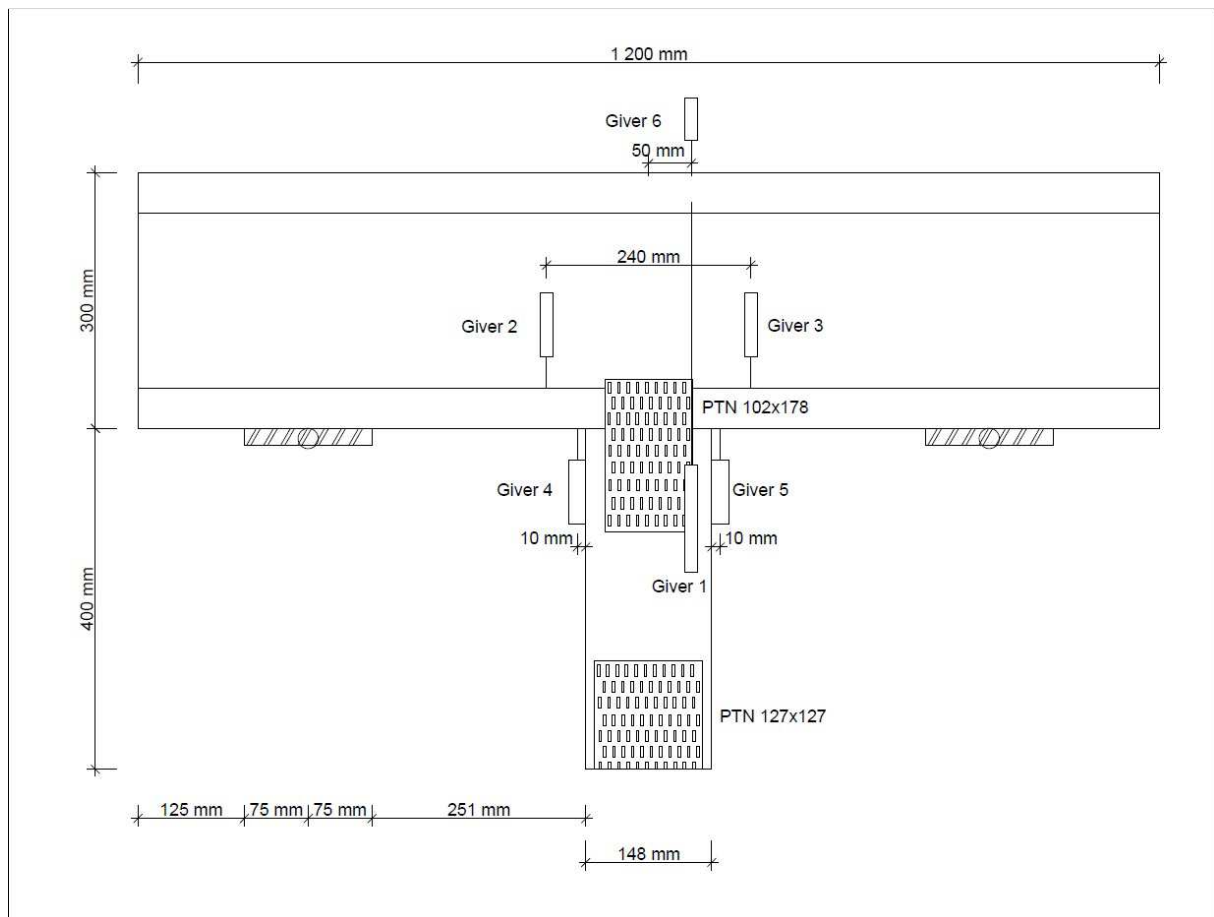


Figur 3.4: Illustrasjon av prøveserie 32b

Det ble utført tre deformasjonsmålinger på prøveserie 32b. Giver 4 gav direkte deformasjoner knyttet til spikerplate og forankring. Giver 2 og 3 gav i tillegg informasjon om eventuell skjervvirkning i forbindelse. Resultater fra alle tre givere ble til slutt midlet for å sette en endelig deformasjon.

### 3.1.5 Prøveserie 41a

Prøveserie 41a bestod av H300 og strekkstav forbundet med to Kartro PTN 102 mm x 178 mm spikerplater. Strekkstaven ble kun forbundet i bjelkens underflens og sto orientert normalt mot bjelkens bunn midt i spennet. Bjelken ble montert i jigg og strekkstav ble montert i bjelkesko. Jigg ble så kjørt til brudd med 0,50 mm/min.

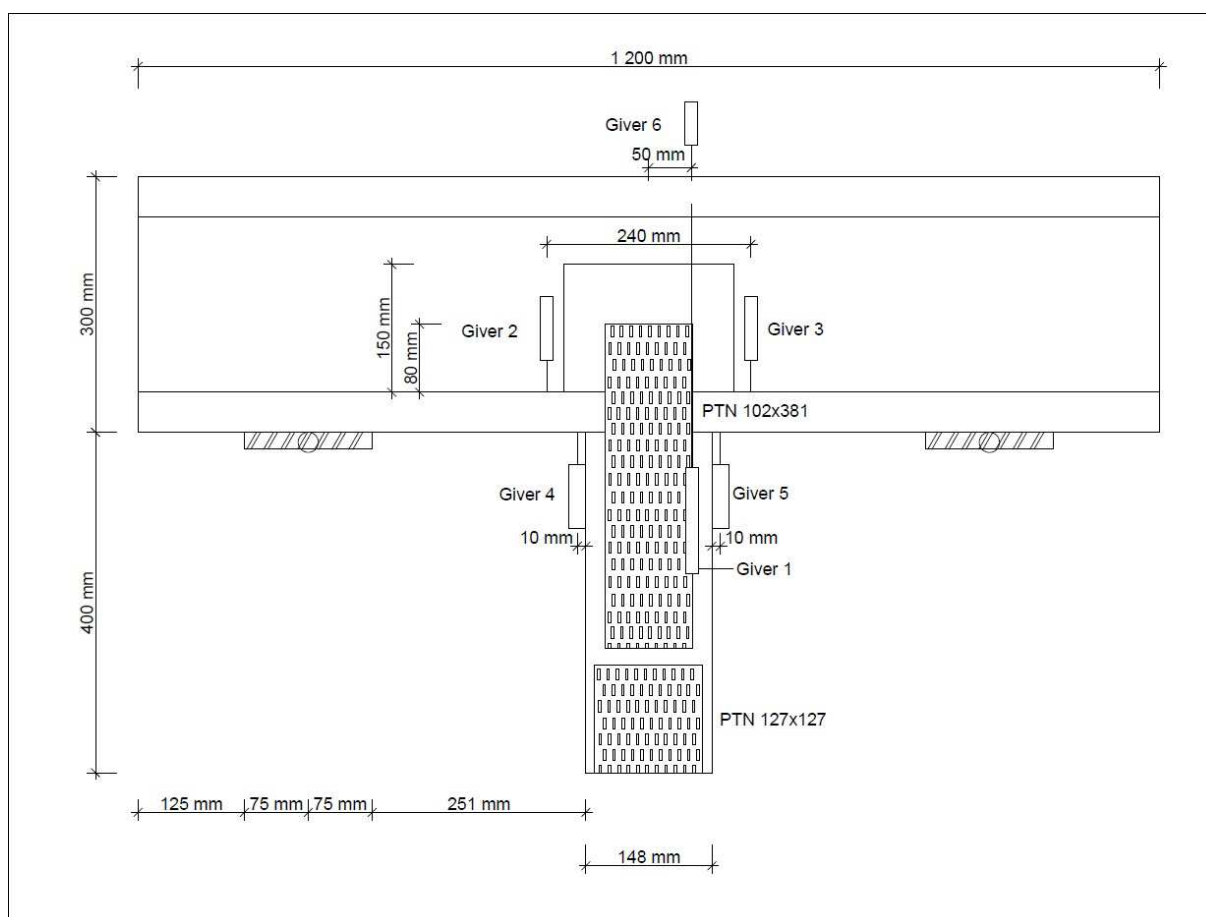


Figur 3.5: Illustrasjon av prøveserie 41a

Det ble montert seks deformasjonsmålinger på prøveserie 41a. Giver 1 og 6 målte enkeltvis over forbindelse, de fire andre ble plassert i lik avstand fra hver side av senter og resultat ble parvis midlet. Brakett som giver 1 og 6 målte deformasjon mot måtte monteres noe til side for senter grunnet sveis i jigg, dette forklarer at måling ikke ble gjennomført midt i prøve.

### 3.1.6 Prøveserie 42a

Prøveserie 42a bestod av H300 og strekkstav forbundet med to Kartro PTN 102 mm x 381 mm spikerplater. Bjelkens steg ble foret ut med en 200 mm x 150 mm kryssfinerlask på hver side. Laskeplatene var festet i steget og hvilte mot underflensens overkant med senter midt i bjelkens lengde. Strekkstaven ble forbundet i underflens og laskeplater, og stod orientert normalt mot bjelkens bunn midt i spennet. Spikerplatene ble plassert slik at de hadde minst 80 mm forankring i laskeplater. Bjelken ble montert i jigg og strekkstav ble montert i bjelkesko. Jigg ble så kjørt til brudd med 1,0 mm/min.

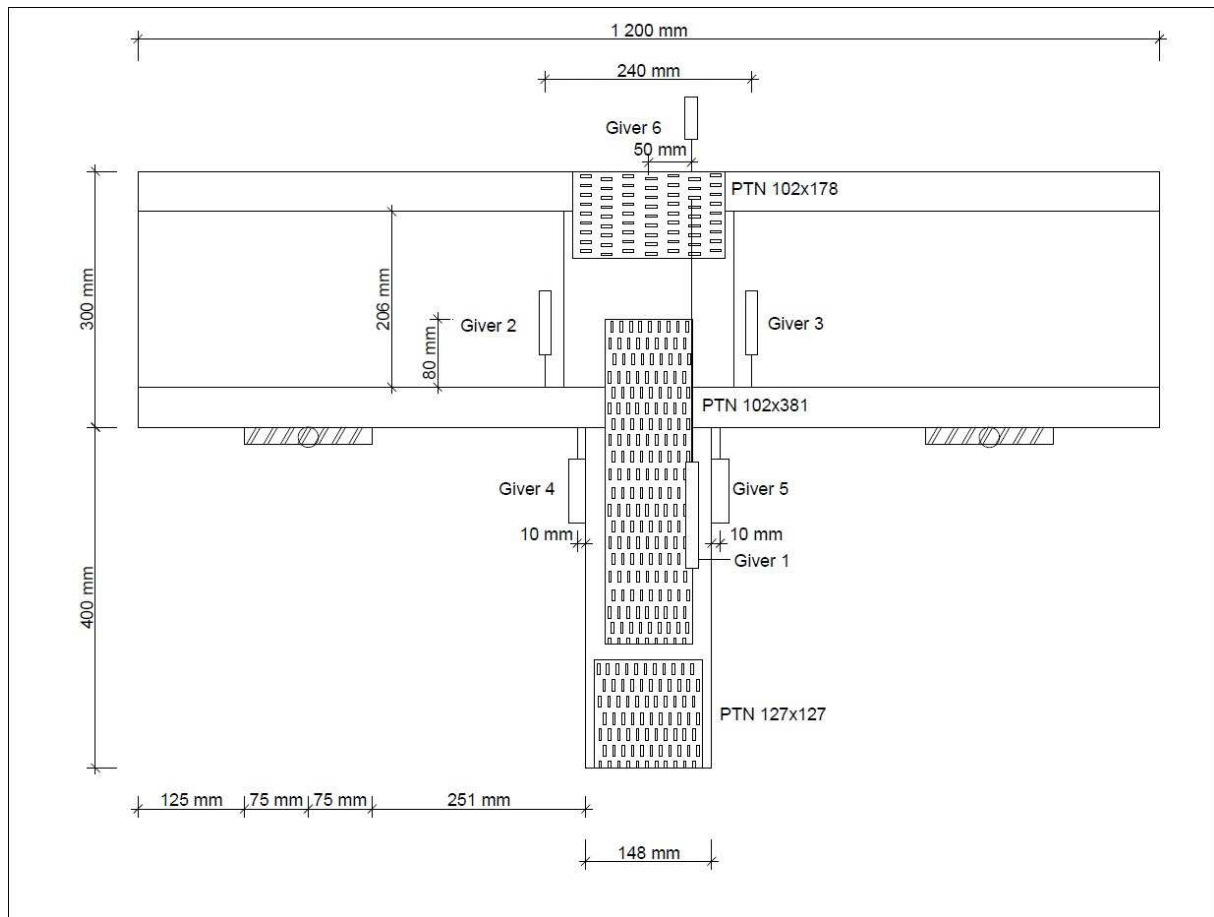


Figur 3.6: Illustrasjon av prøveserie 42a

Som for prøveserie 41a ble det montert seks deformasjonsmålere på prøveserie 42a. Disse ble montert med lik plassering som for 41a.

### 3.1.7 Prøveserie 44a

Prøveserie 44a bestod av H300 og strekkstav forbundet med to Kartro PTN 102 mm x 381 mm spikerplater. Bjelkens steg ble foret ut med 200 mm x 206 mm kryssfinerlask på hver side. Laskeplatene var feste i steg og hvilte mot underflensens overkant med senter midt i bjelkens lengde. Strekkstaven var forbundet i underflens og lask, og stod orientert normalt mot bjelkens bunn midt i spennet. Spikerplatene ble plassert slik at de minst hadde 80 mm forankring i laskeplater. Lask og overflens var i tillegg forbundet med to Kartro 102 mm x 178 mm spikerplater normalt på kraftens retning. Bjelken ble montert i jigg og strekkstav ble montert i bjelkesko. Jigg ble så kjørt til brudd med hastighet 1,50 mm/min.



Figur 3.7: Illustrasjon av prøveserie 44a

Det ble montert seks deformasjonsmålere med lik plassering som for 41a og 42a.

## 3.2 Forberedelser og gjennomføring

Alle prøveserier ble tilpasset og montert ved Forestia AS, Mo i Rana ved Atle Jonny Waltila. Under transport ble prøvene *klimatisk sikret* med plastemballering. Da prøvene ankom Ås ble de plassert i trelaboratoriet ved NMBU (IMT / INA) som holder konstant klima ved 65 % relativ fuktighet og 20 °C. Dette gir heltre likevektfuktighet på 12 % som er høyest ventet fuktighet i bygningskonstruksjon over lengre tid (dimensjonerende fuktighet).

### 3.2.1 Forsøksmaterieill

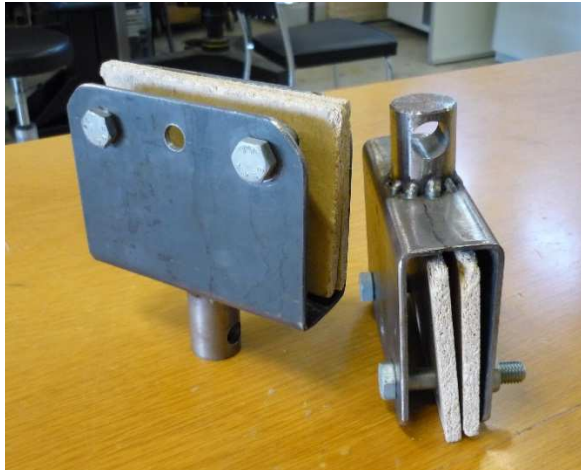
Til forsøk behøvdtes tre sett med utstyr. Et sett til 21a og 21c, et til 32a og 32b, og et sett til 41a, 42a og 44a. Det førstnevnte utstyret måtte produseres, de to sistnevnte ble produsert til Kjøsberg (2003) og var å finne i trelaboratoriet.

Testutstyret til 21a og 21c bestod av to bjelkerammer. En med lengde lik bjelkeprøvens lengde; 400 mm, og en med 130 mm lengde. Til å utforme bjelkerammene ble det benyttet HUP 80x80x8. I senter langs den ene side ble det skåret ut en 14 mm bred list langs hele profilens lengde. Slik kunne I-profilen tres inn i bjelkeramme. Prøven ble ikke fastmontert slik at flensen overside skulle ta all lasten. Fra prosjekt-372596 (Solli 1995) ble det beregnet en dimensjonerende bruddkraft lik 20 kN. Lengden til korteste bjelkesko ble bestemt med tanke på kontaktareal og opptredende trykk ved dimensjonerende kraft. Karakteristisk trykkfasthet hos konstruksjonsvirke ligger rundt 2,5 N/mm<sup>2</sup> i henhold til EN 338, men for å redusere bjelkeskoens lengde ble dimensjonerende trykkfasthet satt til 5 N/mm<sup>2</sup> hvilket var gjeldende tidligere. For å forhindre



Figur 3.8: Ramme til innfesting av prøveserie 21a og 21c. Den ene 130 mm lang, den andre 400 mm.

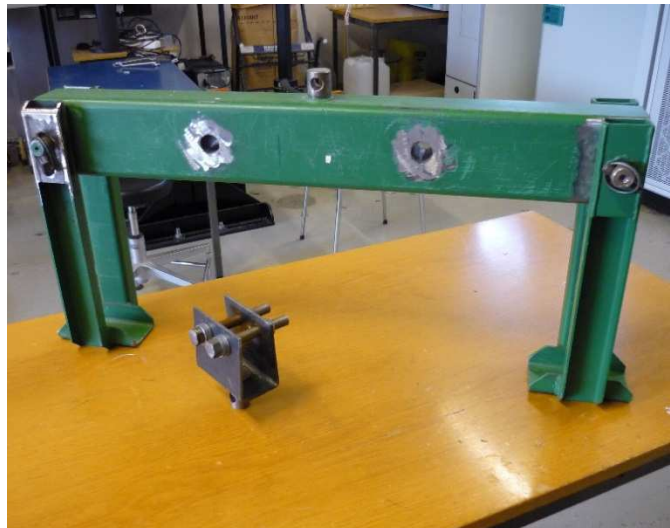
utbøyning av HUP ble det sveiset på to avstivere på hver bjelkeramme. Avstiverens bredde var 150 mm og høyde var 115 mm. Midt på bjelkerammens underside ble det sveiset på sylinder med 30 mm diameter for innfesting i Instron maskin. Bjelkeskoene ble produsert i verkstedet ved IMT av Bjørn Brenna og Wiliam Morley.



**Figur 3.9: Smale bjelkesko til innfesting av plateprøvene.** Da bjelkesko var for brede ble avstand mellom prøve og sko fylt med platelasker.

Testutstyret til 32a og 32b bestod av to bjelkesko. Disse ble montert i hver sin ende av prøveserien ved hjelp av to stykk 8 mm bolter. Bjelkeskoene er dimensjonert og detaljtegnet av Bård Kjøsberg med hjelp av Håkon Radden ved IMT og produsert i verkstedet ved IMT av Bjørn Brenna (Kjøsberg 2003). Siden bjelkesko var bredere enn plateprøver ble de fylt ut med platelask på hver side av prøve for å bedre stabiliteten.

Testutstyret til prøveserie 41a, 42a og 44a bestod av en jigg til montering av I-bjelke og en bjelkesko for montering av strekkstav. Utstyret er dimensjonert og detaljtegnet av Bård Kjøsberg med hjelp av Håkon Radden ved IMT, og ble produsert i verkstedet ved IMT av Bjørn Brenna. Utstyret er dimensjonert for å tåle minst 60 kN. Jiggen er leddet i endene slik at det var enkelt å sette inn ny bjelkeprøve. Dette, sammen med slakk i innfesting av både jigg og bjelkesko, motvirket momentbelastninger i forbindelsen mellom bjelke og strekkstav (Kjøsberg 2003).



**Figur 3.10: Jigg og bjelkesko til 4Xa-seriene.**



### 3.2.2 Deformasjonsmålinger

For å måle deformasjoner ble det benyttet posisjonsmålere med returnerende fjær, heretter omtalt som givere. Ved å påføre giver krefter ble målestaven trykket inn, og ved avtakende kraft gikk den tilbake mot posisjon null. For samtlige målinger måtte derfor giver starte i en gitt posisjon og endringen under forsøket var den reelle deformasjonen. Det ble benyttet til sammen seks givere, fire fra Novotechnik (2010a & 2010b) og to fra Gefran (GEFRAN 2013). Disse har nøyaktighet ned til hundrede deler millimeter. Se Vedlegg B for datablad. Det ble diskutert om det skulle benyttes givere fra Heidenhahn som har nøyaktighet ned til tusende deler millimeter. Disse ble ikke benyttet da det var få givere til rådighet, vanskelig montering samt høy pris og stor skjørhet.

De seks givene ble koblet til en signalboks av typen *National Instruments USB-6009* (National Instruments Corporation 2012), som igjen ble koblet til datamaskin ved hjelp av USB. Gjennom signalboksen ble det levert spenning på fem ampere (A) til hver giver. Givere returnerer så den mottatte spenningen som tilsvare null A i posisjon null og fem A i maksimal posisjon. Givene måtte kalibreres for at dataprogrammet skulle beregne posisjonsendringer i millimeter fra den returnerte spenningen. Dette ble gjort ved å ta flere målinger med kjente målestykker (av 4, 5, 6, 8, 10, 12, 16, 18, 24, 30, 48 mm) for så å gjennomføre en lineær regresjon av resultatene i Microsoft excell. Ligningen for regresjonen ble registrert i dataprogrammet. For å unngå støy fra omkringliggende elektrisitet ble det tatt 100 målinger ved 100 Hz som deretter ble midlet og returnert. Signalboksen kunne foreta og returnere målinger kontinuerlig (10 målinger per sekund), men på grunn av begrensninger i USB-tilkoblingen ble det returnert åtte målinger per sekund.

Styringsverktøy ble programmert i *LabVIEW* og mottok målinger fra både Instron maskin og NI signalboks. Givers opprinnelige posisjon ble lagret og automatisk trukket fra resultat. Programmering av givere og software ble utført av Tom Ringstad ved IMT, som også stod for utlån av givere.

### 3.2.3 Testmaskin

Prøvene ble strukket til brudd med hjelp av Instron maskin i trelaboratoriet ved NMBU (IMT / INA). Bommen var styrt av hydraulikk. Det var to tilgjengelige kraftceller, en på 300 kN og en på 100 kN. Da noen av prøvene var små måtte begge celler monteres for å få tilstrekkelig utslag. Det var kun 100 kN celle som ble aktivert. Kraftcelle returnerte målinger til samme program som givere (deformasjoner). Klokke i program og NI signalboks var klonet for å være sikker på presisjon mellom målingene.



Figur 3.11: Kraftcelle på 100 kN montert under kraftcelle på 300 kN.



Figur 3.12: Hydraulisk Instron maskin.

### 3.2.4 Prosedyre ved test

Det ble valgt å holde kronologisk rekkefølge på prøveseriene i trelaboratoriet, men da det oppstod problemer med gjennomføring av prøveserie 21a ble denne gjennomført til slutt. Prøven ble først målt og merket for montering av givere. I den grad det var gjennomførbart ble givere montert før prøve ble montert i maskin. Når prøven var ferdig montert ble det gjort stikkprøver for å sjekke at givene gav utslag. Til dette ble det brukt stykker med kjent tykkelse. Alle prøver ble kjørt til brudd. Hastighet for hver prøveserie er spesifisert i kapittel 3.1. Prøven ble holdt under oppsyn gjennom hele testen slik at det var mulig å avbryte hvis noe ikke fungerte slik det skulle. Etter bruddgrense var oppnådd ble det kontrollert at alle resultater var registrert og det ble eksportert en tekstfil fra programmet. Bruddtype ble registrert og det ble tatt bilder av prøven (alt bildemateriell ligger på vedlagt CD). Etter endt forsøk ble givere og prøve demontert. Det ble gjort målinger av bruddomfang på prøven før det ble kappet en bit av prøven i nærheten av bruddet. Vekt og volum ble målt og prøven ble nummerert og lagt i tørkeskap. Etter at prøvebiten var tørket helt ned ble den på nytt veid og målt. Dette for å beregne faktisk likevektfuktighet og densitet. For å tilstrebe at alt det praktiske rundt testen ble gjort riktig og likt for alle prøver ble forberedelser og etterarbeid utført i et rolig og kontrollert tempo. Selve styrketesten i maskinen utgjorde liten del av tidsforbruket rundt hver prøve.

### 3.3 Aktuelle bruddtyper

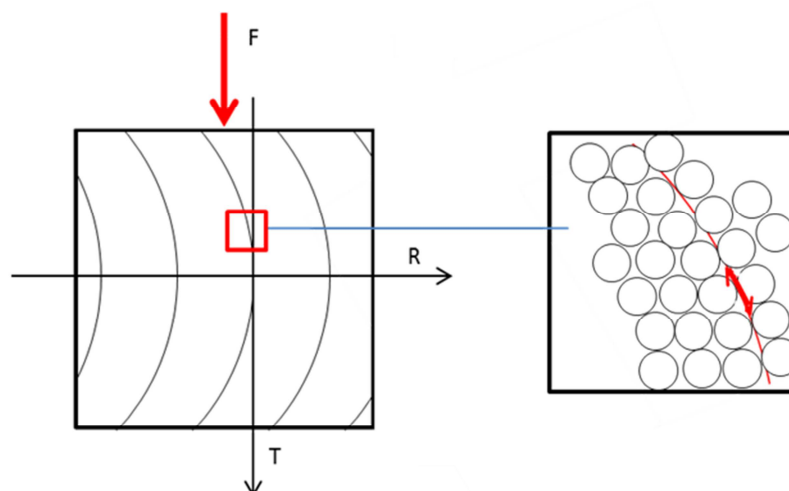
Tilgangen til lignende arbeider gav et godt innblikk i typiske bruddforløp hos trebaserte i-bjelker med spikerplateforbindelse. Det var særlig tre bruddtyper som var antatt ved de påkjenninger prøvene ble utsatt for gjennom forsøk.

#### 3.3.1 Uttrekk av flens

Det ble ved de tidligere forsøk hyppig observert brudd ved uttrekk av nedre flens. Knutepunktet ble utformet slik at kraft ble ført direkte inn i den ene flens (heretter omtalt som nedre flens). Uttrekket antas ikke å komme grunnet brudd i selve limfuge men som rulleskjærbrudd i enten flens eller steg i limforbindelsen. Rulleskjær er skjær som oppstår mellom radielt og tangentielt plan i veden. I bartrevirke er det vedrør som strekker seg i virkets lengderetning. Ved skjærspenninger i radielt-tangentielt plan vil fibrene gli over hverandre (rulle). Dette er en svak egenskap hos trevirke.



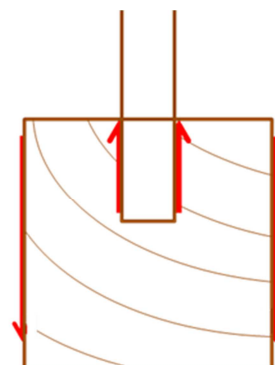
Figur 3.13: Typisk uttrekksbrudd



Figur 3.14: Illustrasjon av skjærspenning i radielt-tangentielt plan, heretter omtalt som *rulleskjær*.

Figur t.h. viser hvordan krefter kan angripe i limfuge grunnet last fra spikerplate i ytterkant av flens. Slik flens nødvendigvis må utformes vil det være umulig å forhindre rulleskjær.

Krefter ble konsentrert rundt limfuge og fiber i forbindelsen ble derfor spesielt utsatt. OSB (steg) vil være utsatt på lik linje som heltre, men på grunn av vedfibers tilfeldige orientering er kapasitet mot rulleskjær satt noe høyere enn for heltre (Larsen & Enjily 2009).



Figur 3.15: Illustrasjon om hvordan krefter kan angripe i limfuge mellom flens og steg

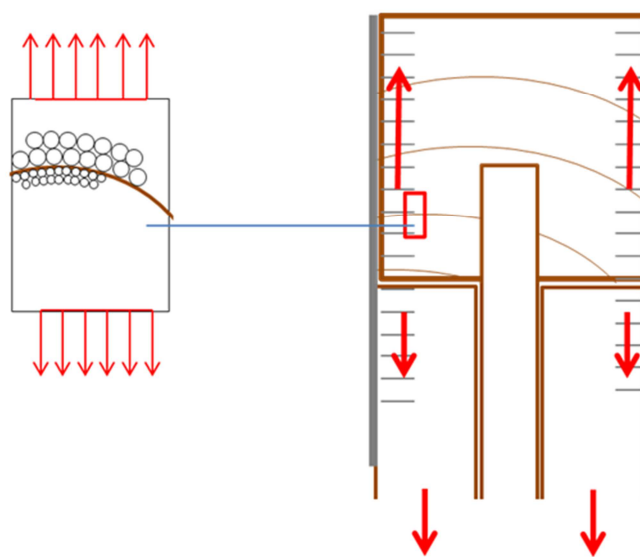
Prøveserie 21c ble valgt for å kontrollere kapasitet mot rulleskjær, der et kjent forbindelsesareal (limfugeareal) ble påført skjærkrefter. Prøveserie 21a ble valgt for å estimere en *effektiv* lengde langs flens som kreftene fordelte seg over. Dette var tester direkte mot bjelkens egenskaper, og etablerte grunnlag for å forklare prøveseriene som omfattet knutepunktet (41a, 42a og 44a). Det ble testet *rent* knutepunkt og forsterkede knutepunkt.

Heltre har kapasitet mot rulleskjærbrudd tilsvarende ca. to ganger kapasitet mot tverrstrekkbrudd. Dette tilsvarer  $0,8 \text{ N/mm}^2$  (EN 338). OSB/3 her kapasitet mot rulleskjærbrudd på  $1,0 \text{ N/mm}^2$  (Larsen & Enjily 2009). Limfugens høyde var ca. 20,5mm.

### 3.3.2 Tverrstrekkbrudd i flens

Kapasitet mot strekkspenninger på tvers av fiberretningen er også en svak egenskap hos trevirke. Her vil det kun være bindingene mellom fiber som holder igjen. Ved utfresing av spor til steg ble flensens bredde redusert og det var i denne del det var blitt observert brudd i tidligere arbeider.

Knutepunktet i prøveserie 44a var forsterket med kryssfinerlask i steg, der lask var forbundet i øvre flens med spikerplate. Her resulterte kraftfordeling til tverrstrekk i flens. Tidligere observasjoner tilsa at brudd ville bli initiert i bunn av limfuge og spre seg inn i lask på ene eller begge sider av steg.



Figur 3.16: Illustrasjon over kraftfordeling i prøveserie 44a som fører til tverrstrekkspenning i øvre flens.

Det var også sannsynlig at nedre flens ville være utsatt for tverrstrekk ved høye laster gjennom spikerplateforbindelse. Også her var det antatt at det ville oppstå brudd i bunn av limfuge først. Ved for eksempel eksentrisiteter i spikerplateforbindelse eller skjærdeformasjoner av flens ville det være fare for tverrstrekkbrudd. Hvis limfuge slipper på en side først ville det også være stor sannsynlighet for tverrstrekkbrudd på motsatt side.

Kapasitet mot tverrstrekkbrudd er satt til  $0,4\text{N/mm}^2$  i henhold til EN 338. Flensens bredde var ca. 18,5mm på det smaleste.

### 3.3.3 Uttrekk av spikerplate

Beregning av forankringskapasitet og den aktuelle spikerplates fastheter er gjort rede for i kapittel 2.2.

Prøveserie 32a og 32b ble valgt for å kontrollere forankringskapasitet i kryssfiner. I tidligere arbeider ble det observert høyere forankringsfasthet i kryssfiner enn i normalt trevirke. Prøvene ble derfor kjørt til forankringsbrudd.

Uttrekk av spikerplate var også mulig bruddårsak hos prøveserie 41a, 42a og 44a. Hos prøveserie 41a var spikerplate kun forankret i flens, hos 42a og 44a var spikerplateforbindelse *utvidet* ved laskeplater av kryssfiner. Prøveserie 44a inneholdt i tillegg en ekstra spikerplateforbindelse mellom lask og øvre flens. Siden forankringsareal i lask var betydelig større enn i flens var det kun aktuelt med forankringsbrudd i lask for prøveserie 44a der det var ventet høye spenninger. Forankringsbrudd i flens var ventet i sammenheng med tverrstrekkbrudd der forankringsareal ble delt og det ble uttrekk i den minste del.

### 3.4 Fukt og densitet

Trevirkets styrke avhenger i stor grad av vedens densitet. Densiteten er ikke konstant hos et tre og vil derfor variere i virke fra samme stakk. Kontroll av densitet hos prøvene kunne påvise eventuelle undermålere og slik forklare svakheter i resultater. *Bundet* fuktighet påvirker også styrkeegenskapene (0 % < 30 % fukt). Til tross for stabilt klima i trelaboratoriet var det ventet avvik i fuktinnhold hos prøvene. Dimensjonerende fuktinnhold i konstruksjonsvirke er 12 %. Densitet kan justeres til 12 % for fuktvariasjon mellom 7 % og 17 % ved hjelp av formel 3.3 (Kucera 1992). EN 338 gjør rede for karakteristiske densiteter hos styrkeklassene.

### 3.4.1 Kontroll

Etter at brudd hadde oppstått ble det kappet en bit av virket i nærheten av bruddområdet. For prøveserier som inneholdt I-bjelke ble prøvebit tatt fra flens. Vekt og volum ble målt like etter forsøk og etter at prøvebit var tørket ned ved 103 °C i to døgn (0 % fuktinnhold). Volum ble målt ved oppdriftsmetoden. Arkimedes' lov sier at oppdriften til et legeme i væske er lik vekten av den fortrengte væske. Prøvebit ble senket ned i begerglass med vann plassert på en vekt. Volum ble beregnet av vektøkningen over tetthet til vann (1000 kg/m<sup>3</sup>).

Terminologi for beregning av fukt og densiteter:

- $m_w$ : Prøvebitens opprinnelige vekt
- $m_0$ : Prøvebitens tørrvekt
- $V_w$ : Prøvebitens opprinnelige volum

#### Beregning av fuktighet i prøve

$$RH_w [\%] = \frac{m_w - m_0}{m_0} \times 100\% \quad \text{formel 3.1}$$

#### Beregning av rådensitet

$$\rho_w = \frac{m_w}{V_w} \quad \text{formel 3.2}$$

#### Justert rådensitet for 12 % fukt

$$\rho_{12} = \rho_w \times \left( 1 - \frac{(1-K) \times (w-12)}{100} \right) \quad \text{formel 3.3}$$

hvor  $K = 0,5$  for treslag i Skandinavia og  $w =$  prøvens faktiske fuktinnhold i %.

Justert rådensitet rundes opp til nærmeste 5 kg/m<sup>3</sup> (Kucera 1992).



### 3.5 Modellering av I-bjelke

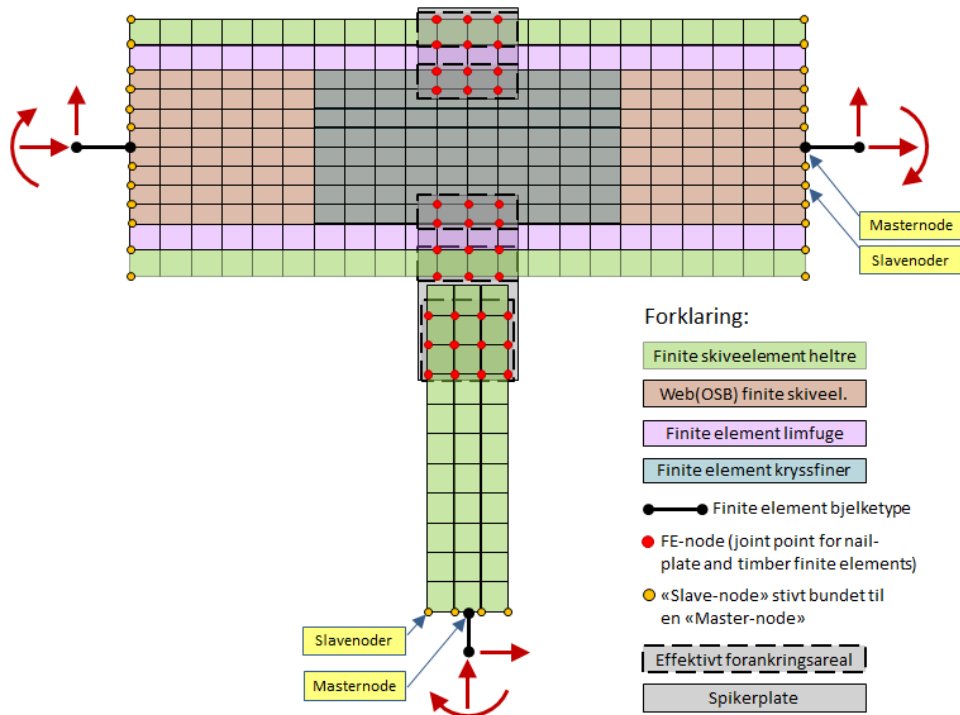
Det ble produsert en modell av trebasert I-bjelke som var identisk med prøveserie 21a. Det var et forsøk på å få en god modellering av limfugen. ANSYS Mechanical ble benyttet og modellen ble utført i *Solid95* 3D-elementer. Dette førte til en ressurskrevende modell, det hadde vært heldig å sammenligne 3D-modell med tilsvarende 2D-modell. 3D-modell ble valgt slik at sammenligning med reell prøve skulle bli mest mulig grundig. Det ble valgt å modellere både bjelkebit og en tilnærming av verktøyet som ble benyttet i forsøket. Bjelkebit og verktøy skulle ikke settes sammen, derfor var det nødvendig med kontaktelementer. Det ble lagt ned mye tid for å sette seg inn i teori rundt *Target-* og *Contact-*elementer. Siden berøringen foregikk mellom flens av tre og verktøy av stål var det naturlig å regne med noe glidning mellom kontaktarealene. Ved design av verktøy ble det tatt høyde for at trykkspenning i flens ikke skulle overgå  $5 \text{ N/mm}^2$ . Karakteristisk trykkfasthet for C24 ligger på halvparten av dette, men det har tidligere vært på valgt nivå. Det var derfor sannsynlig at foreliggende hensyn var tilstrekkelig.

#### 3.5.1 Veien videre

Fra veileder ble det fra start av gitt grundig forklaring i hvordan utføring av modell kan løses. Dette underkapittel gjenforteller samtale med Nils Ivar Bovim samt noen egne vurderinger. Det vil ikke bli gitt videre kildehenvisninger til samtale i tekst.

Målet er å få en enklest mulig modell, men likevel tilstrekkelig detaljert til å få en virkelighetsnær analyse. Stivheter i selve bjelken beregnes med hjelp av konstanter som redegjort for i kapittel 2.1. Her antas det at selve bøyepeningen tas opp i flensen og skjær i steget. For å senke ressurskravet til modellen er det derfor ønskelig å gjennomføre bjelkemodell på gurter der det ikke er involvert forbindelser. Stegplaten antas å ha en tilnærmet lik skjærfordeling over hele tverrsnittet. På grunn av dette, i tillegg til Naviers prinsipp om at plane tverrsnitt forblir plane ved relativt små påkjenninger, kan vi anta at forskyvninger av noder gjennom bjelkens tverrsnitt vil oppføre seg helt likt.

Overgangen fra del av bjelke som er involvert i forbindelse og resten av bjelken løses med *Master-* og *Slavenoder*. Masternoden tilføres midt i bjelkens tverrsnitt. Ved å påføre krefter vil masternoden forskyves i sine frihetsgrader. Disse forskyvningene blir så gjeldene for resten av nodene over samme tverrsnittet.



Figur 3.: Prinsippskisse av alternativ løsning ved FEM-modellering av knutepunkt i takstol. Figur fra Powerpoint med framlegg av masteroppgave, N.I.Bovim 2013.

For å sikre at en slik modell gir gode resultater må det forsikres at delen av bjelken som inngår i knutepunktet blir lang nok. Det må derfor undersøkes hvor lang kraftutspredelsen fra knutepunktet vil være. Opererer man med for kort bjelkebit kan man risikere at modellen blir veldig konservativ ved at kraftfordeling i den ene komponenten blir mindre enn det den faktisk er. Kjønsgberg finner i sin masteroppgave liten effekt av å øke kryssfinerlaskens bredde. Det konkluderes med at jiggen gav for kort distanse mellom oppleggene. Da samme utstyr ble brukt i forsøk til denne oppgave ble det derfor ikke valgt prøveserier med varierende laskebredde. Det blir vanskelig å antyde hvor stor del av bjelken som bør tas med ved forsterkninger utover dem som er gjort i foreliggende prøveserier.

Forankringen til spikerplaten vil variere avhengig av forankringsmaterialet. Forankringsegenskaper i heltre er godt kartlagt, og prøver for å beregne forankring i kryssfiner ble gjennomført i denne oppgaven. Ved slike forbindelser vil spikerplaten bli forankret i flere trebaserte materialer, og forankringsegenskapene vil da variere innenfor samme spikerplate. Derfor vil det være best å tilegne forankringen til materialet i stedet for spikerplaten. Det må her legges inn en materialeegenskap som angir forankringskapasitet ved overlappende spikerplateelement. For å beregne det effektive forankringsareal må spikerplateelementet tilegnes gjeldene avgrensinger, slik at det blir tatt reduksjoner ved kant og ende av trematerialet. I tillegg må også spikerplatens styrkeegenskaper

tilegnes spikerplaten. For å detektere overlappende areal må det legges inn en kontroll som kartlegger arealers/polygoners avgrensninger.

Slike analyser vil være meget ressurskrevende i 3D. Det er derfor ønsket av modellering gjennomføres i 2D. Her vil det oppstå problem i limfugen, der flens, steg og lim overlapper. En mulig løsning er å definere arealet hvor limfugen befinner seg som egen materialtype. Innenfor denne materialtypen må alle hensyn til både stegplate, lim og flens tas.

Grunnet tilmålt tid og begrenset kunnskapsnivå ble ikke dette tatt med videre i arbeidet.

## 4 RESULTATER

I dette kapittel blir alle resultater fra forsøk og ANSYS presentert. Enkle forklaringer rundt resultater blir gitt, diskusjon av resultater er lagt til eget kapittel. Resultatene blir presentert i den rekkefølge som er naturlig for progresjonen og ikke kronologisk etter prøveseriens nummerering.

Ved beregning av kapasiteter blir det henvist til to formler. Formel 4.1 er i henhold til EN 1990 tillegg D kapittel D7.2 og inneholder metode for bestemmelse av karakteristisk verdi ved prøving.

Terminologi for beregning av karakteristisk verdi:

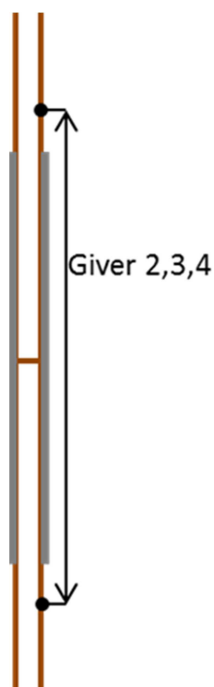
$X_{0.5}$ :	Karakteristisk verdi
$m_x$ :	Middelverdi for prøveresultater
$k_n$ :	Karakteristisk fraktilfaktor, velges fra tabell D1 (Standard Norge 2002)
$V_x$ :	Variasjonskoeffisient
$l_{ef}$ :	Effektiv lengde
$f_x$ :	Gitt kapasitet
$h_{ef}$ :	Effektiv høyde

$$X_{0.5} = m_x \times (1 - k_n \times V_x) \quad \text{formel 4.1}$$

$$l_{ef} = \frac{X_{0.5}}{f_x \times 2 \times h_{ef}} \quad \text{formel 4.2}$$

#### 4.1 Forankringskapasitet i kryssfiner

På forhånd var det antatt at forankringskapasitet hos kryssfiner var betydelig høyere enn for normalt konstruksjonsvirke. Dette ble ikke bekreftet ved forsøk, der faktorer rundt både forsøksopplegg og materialet førte til dårligere resultater enn forventet. Prøveserie 32a kontrollerte spikerplate orientert i kraftens retning, prøveserie 32b med spikerplate orientert normalt på kraften.



Figur 4.1: Illustrasjon av måleområdet til givere



Figur 4.2: Prøve klargjort til forsøk, her ved prøveserie 32a.

**Tabell 1: Resultater fra prøveserie 32a. Deformasjon er middelerdi av målinger fra alle tre givere ved brudd. Forankringsfasthet er beregnet fra bruddlast og effektivt forankringsareal for to forankringsflater.**

Prøve	Bruddkraft [N]	Deformasjon (middel giv.2,3,4) [mm]	$f_{f,0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruddtype
2	14 966	1.06	2.19	To forankringsbudd
3	17 012	0.96	2.49	To forankringsbudd
4	15 589	0.40	2.28	To forankringsbudd
5	18 577	0.73	2.72	To forankringsbudd
6	20 236	1.01	2.96	To forankringsbudd
Middelerdi	17 431	0.81	2.55	
Standardavvik	1 971	0.25	0.29	
Var.koeffisient	11.31 %	31.08 %	11.30 %	

Hastighet: 1 mm/min  
 Nedre testgr.: 70 % (> 500 N)

**Beregning av karakteristisk forankringskapasitet**

$k_n$  1.77 (Standard Norge 2002) tabell D1  
 $f_{f,0,0.5}$  **2.04 N/mm<sup>2</sup>** (formel 4.1)

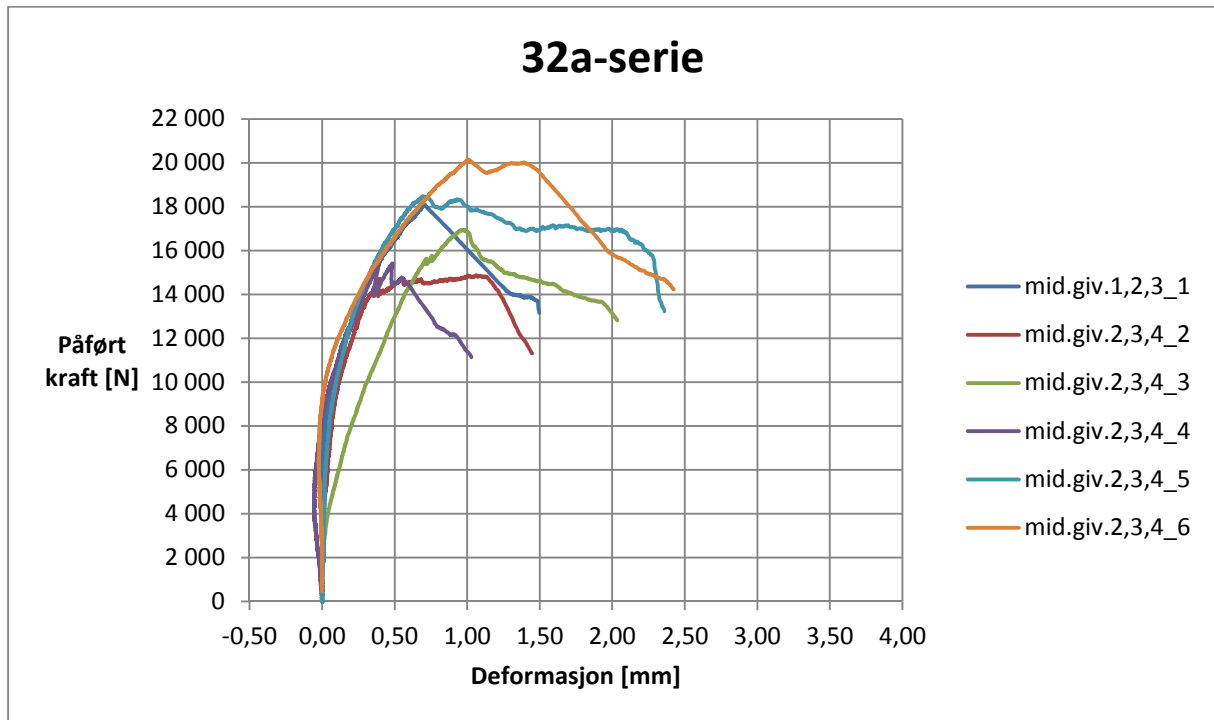
**Tabell 2: Resultater fra prøveserie 32b. Deformasjon er middelerdi av målinger fra alle tre givere ved brudd. Forankringsfasthet er beregnet av bruddlast og effektivt forankringsareal for to forbindelsesflater.**

Prøve	Bruddkraft [N]	Deformasjon (middel giv.2,3,4) [mm]	$f_{f,90}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruddtype
2	16 789	0.55	2.57	To forankringsbrudd
3	14 124	0.34	2.16	To forankringsbrudd
4	11 633	0.34	1.78	To forankringsbrudd
5	17 274	0.36	2.65	To forankringsbrudd
6	21 164	1.01	3.24	To forankringsbrudd
Middelerdi	16 813	0.62	2.58	
Standardavvik	3 541	0.35	0.54	
Var.koeffisient	21.06 %	57.19 %	21.11 %	

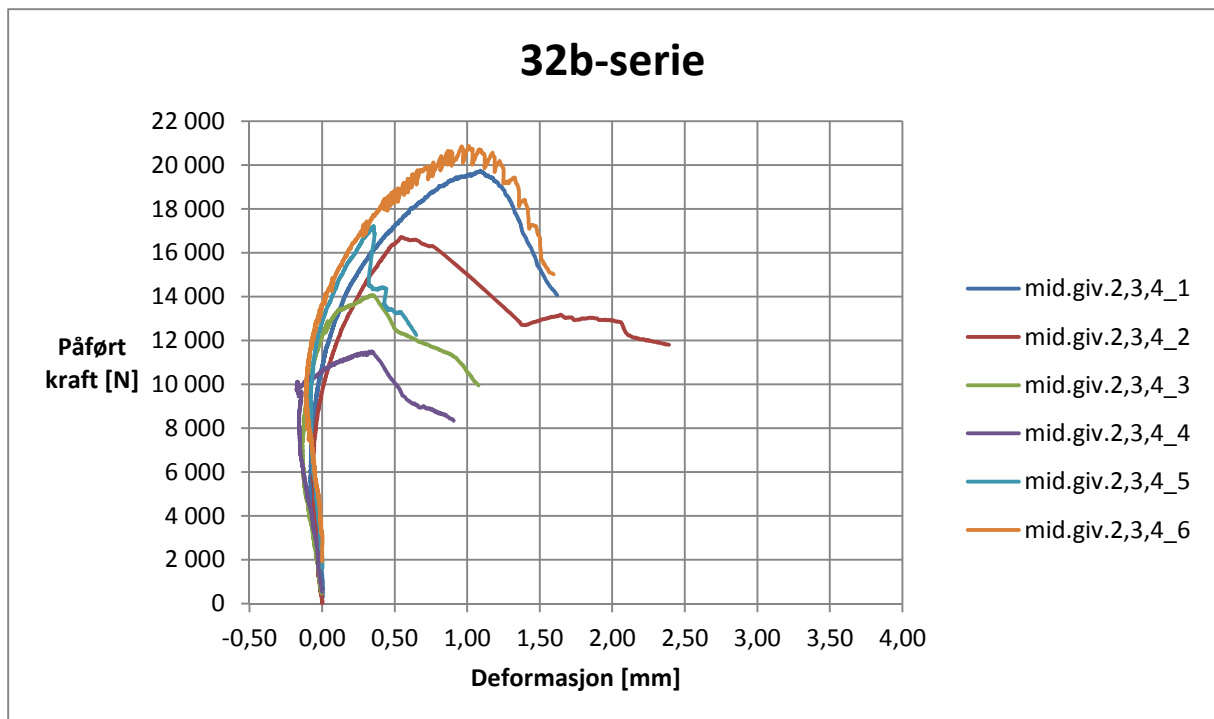
Hastighet: 1 mm/min  
 Nedre testgr.: 70 % (> 500 N)

**Beregning av karakteristisk forankringskapasitet**

$k_n$  1.77 (Standard Norge 2002) tabell D1  
 $f_{f,90,0.5}$  **1.61 N/mm<sup>2</sup>** (formel 4.1)



Figur 4.3: Arbeidsdiagram for alle prøver i serie. Deformasjon er middelerdi fra alle tre givere. Små utslag sammen med støy fra givere resulterer i noen små positive deformasjoner som igjen fører til at graf bøyer seg ut fra start. Alle verdier er glidende middelerdier av de ni siste målinger.



Figur 4.4: Arbeidsdiagram for alle prøver i serie. Deformasjon er middelerdi fra alle tre givere. Små utslag sammen med støy fra givere resulterer i noen små positive deformasjoner som igjen fører til at graf bøyer seg ut fra start. Alle verdier er glidende middelerdier fra de ni siste målinger.

## 4.2 Kapasitet mot uttrekk av flens

Det ble utført to prøveserier for å kontrollere bjelkens egenskaper i limfuge mellom flens og steg. Resultat fra prøveserie 21c legger grunnlaget for beregning av kapasitet mot uttrekk av flensen. Beregnet kapasitet blir benyttet til å beregne kraftfordeling i flens hos prøveserie 21a.

### 4.2.1 Prøveserie 21c

Tabell 3: Resultat fra prøveserie 21c. Kapasitet mot rulleskjær er beregnet av bruddlast og areal av limfuge

Prøve	Bruddkraft [N]	Deformasjon (giver 6) [mm]	$f_{v,rol}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruddtype
1	4 830	0.26	1.77	Uttrekk av flens
2	5 183	1.07	1.90	Uttrekk av- + tverrstrekkbr. i flens
3	4 245	0.60	1.55	Uttrekk av- + tverrstrekkbr. i flens
4	2 013	0.27	0.74	Brudd ved montering
5	5 448	1.61		Strekkbrudd i steg
6	4 456	1.18	1.63	Uttrekk av- + tverrstrekkbr. i flens
7	4 950	0.65	1.81	Uttrekk av- + tverrstrekkbr. i flens
8	5 825	0.64	2.13	Uttrekk av flens
9	6 282	0.80	2.30	Uttrekk av flens
10	1 831	2.17	0.67	Brudd grunnet skjevhet i flens

Middelverdi	5 110	0.74	1.87
Standardavvik	727	0.31	0.27
Var.koeffisient	14.22 %	41.65 %	14.27 %

\* data merket i rødt er ikke medregnet i middelverdier

Hastighet: 0.5 mm/min

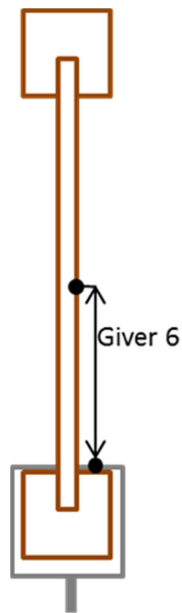
Nedre testgr.: 70 % (> 10 kN)

#### Beregning av karakteristisk kapasitet mot rulleskjær

$k_n$  1.77 (Standard Norge 2002) tabell D1

$f_{v,rol,0.5}$  1.40 N/mm<sup>2</sup> (formel 4.1)

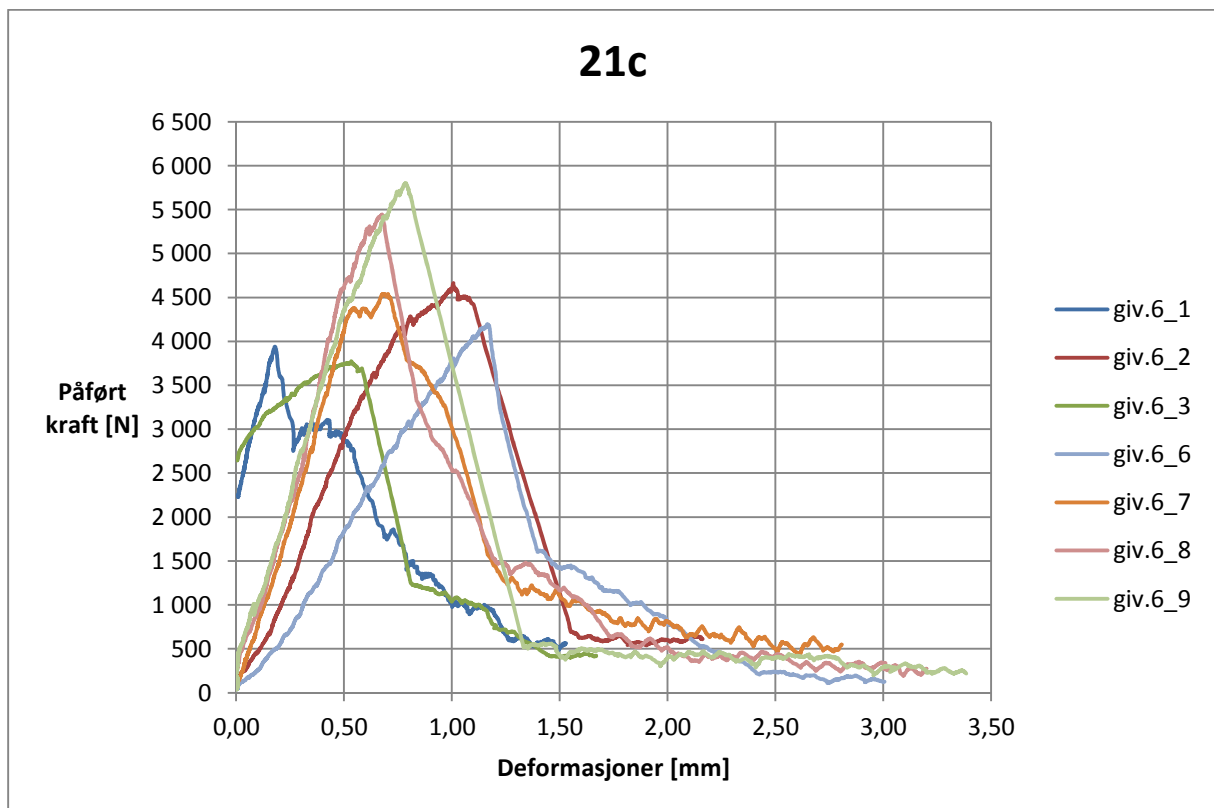




Figur 4.5: illustrasjon av måleområdet til giver

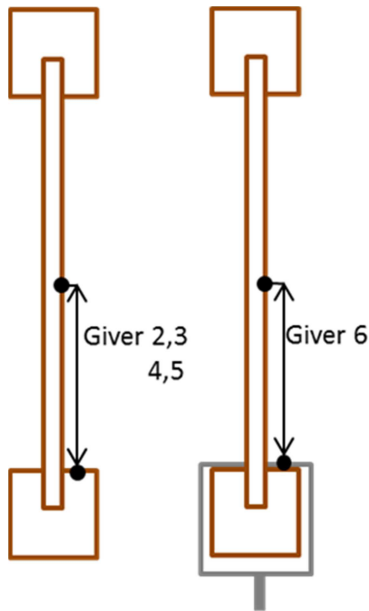


Figur 4.6: Prøve klargjort til forsøk

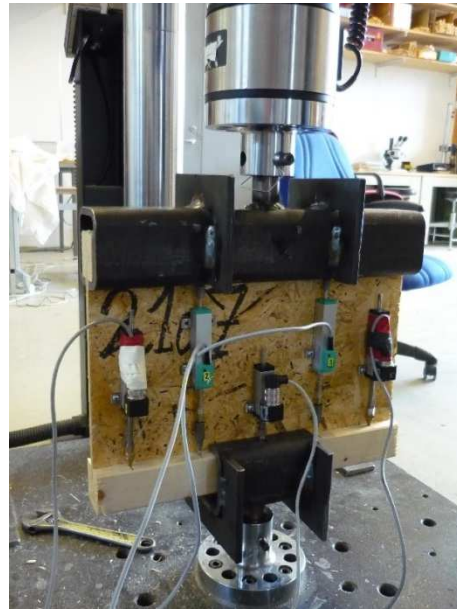


Figur 4.7: Arbeidsdiagram for alle prøver i serie (unntatt «forkastede» prøver). Alle verdier er glidende middelværdier av de 25 siste målinger.

#### 4.2.2 Prøveserie 21a



Figur 4.8: Illustrasjon av måleområdet til givere



Figur 4.9: Prøve klargjort til forsøk

Tabell 4: Resultat fra forsøk. Beregning er basert på middelerdi av bruddkraft fra denne prøveserie og beregnet kapasitet fra prøveserie 21c.

Prøve	Bruddkraft	Deformasjon (giver 6)	Deformasjon (middel giv.2,3)	Deformasjon (middel giv.4,5)	Bruddtype
	[N]	[mm]	[mm]	[mm]	
1	20 768	1.57	0.66	0.19	Uttrekk av- + tverstrekkbr. i flens
2	17 428	0.71	0.30	0.03	Uttrekk av flens
3	20 508	1.01	0.50	0.13	Uttrekk av- + tverstrekkbr. i flens
4	18 388	0.95	0.42	0.07	Uttrekk av- + tverstrekkbr. i flens
5	16 993	2.05	0.93	0.39	Uttrekk av- + tverstrekkbr. i flens
6	21 508	1.53	0.81	0.31	Uttrekk av- + tverstrekkbr. i flens
7	25 243	1.69	0.60	0.11	Uttrekk av- + tverstrekkbr. i flens
8	21 610	1.37	0.41	0.05	Uttrekk av- + tverstrekkbr. i flens
9	17 948	1.33	0.54	0.09	Uttrekk av- + tverstrekkbr. i flens
10	20 379	1.00	0.52	0.17	Uttrekk av- + tverstrekkbr. i flens
Middelerdi	20 077	1.32	0.57	0.15	
Standardavvik	2 489	0.41	0.19	0.12	
Var.koeffisient	12.40 %	30.79 %	33.40 %	75.69 %	

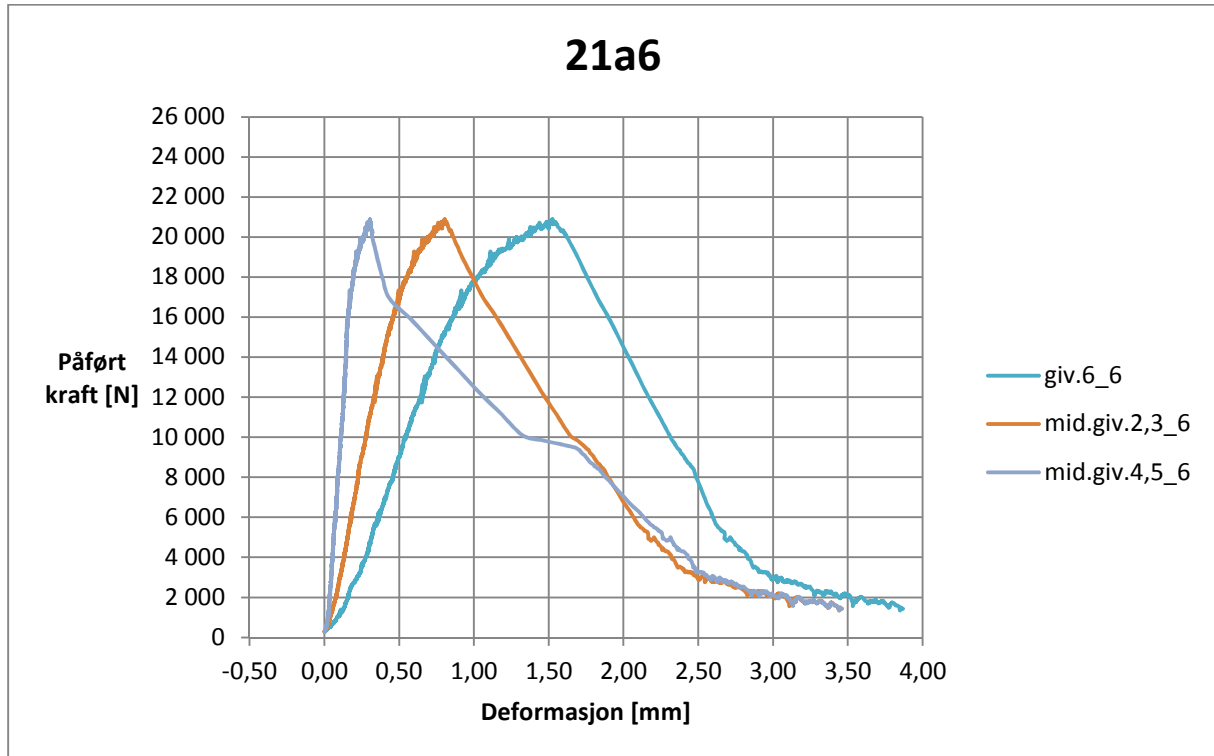
Hastighet: 0.6 mm/min ( 1 mm/min for prøve 1 )

Nedre testgr.: 70 % ( > 25 kN )

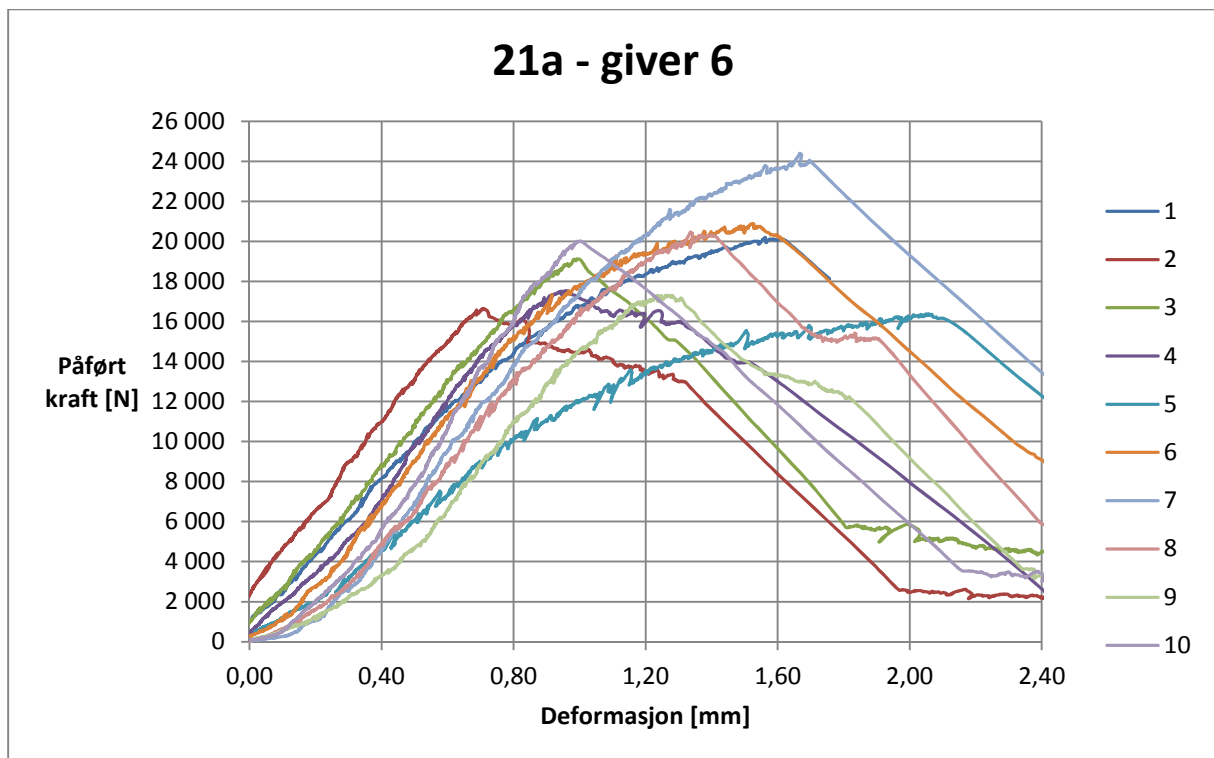
#### Beregning av effektiv lengde

$k_n$  1.72 (Standard Norge 2002) tabell D1

$l_{ef,0.5}$  **275.00 mm** (formel 4.2)



Figur 4.10: Arbeidsdiagram for prøve 6. Giver 6 er sentrert, andre givere opptrer parvis i lik avstand fra senter. Figur viser at deformasjon er størst midt i prøve for så å avta mot kant. Alle verdier er glidende middelvei av de ni siste målinger.

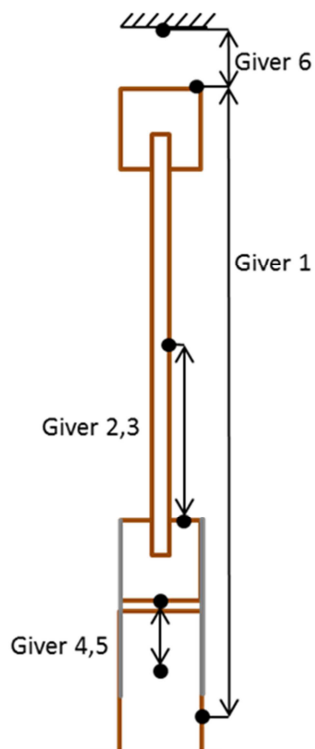


Figur 4.11: Arbeidsdiagram for alle prøver i serie. Giver 6 plassert i midten av prøve. Alle verdier er middelveier av de ni siste målinger.

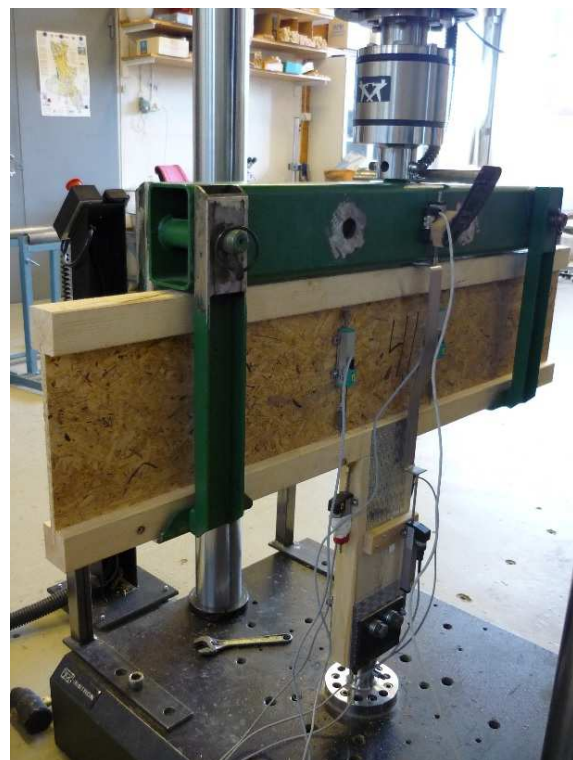
### 4.3 Kontroll av knutepunkt

Prøveserie 41a, 42a og 44a representerer alle et realistisk knutepunkt i takstol av I-bjelker. Alle serier består av det samme knutepunkt med gradvis forsterkning ved 42a og 44a. Ved forsterkningen er det ønsket at kreftene fordeles bedre ut i bjelken og forsinker bruddforløpet. Dette fører samtidig til flere mulige bruddformer da større del av bjelke blir inkludert i knutepunktet.

#### 4.3.1 Prøveserie 41a



Figur 4.12: Illustrasjon av måleområdet til givere



Figur 4.13: Prøve klargjort til forsøk

Tabell 5: Resultat fra alle prøver i serie. Resultater fra prøve 1 forkastes grunnet høy hastighet på bom.

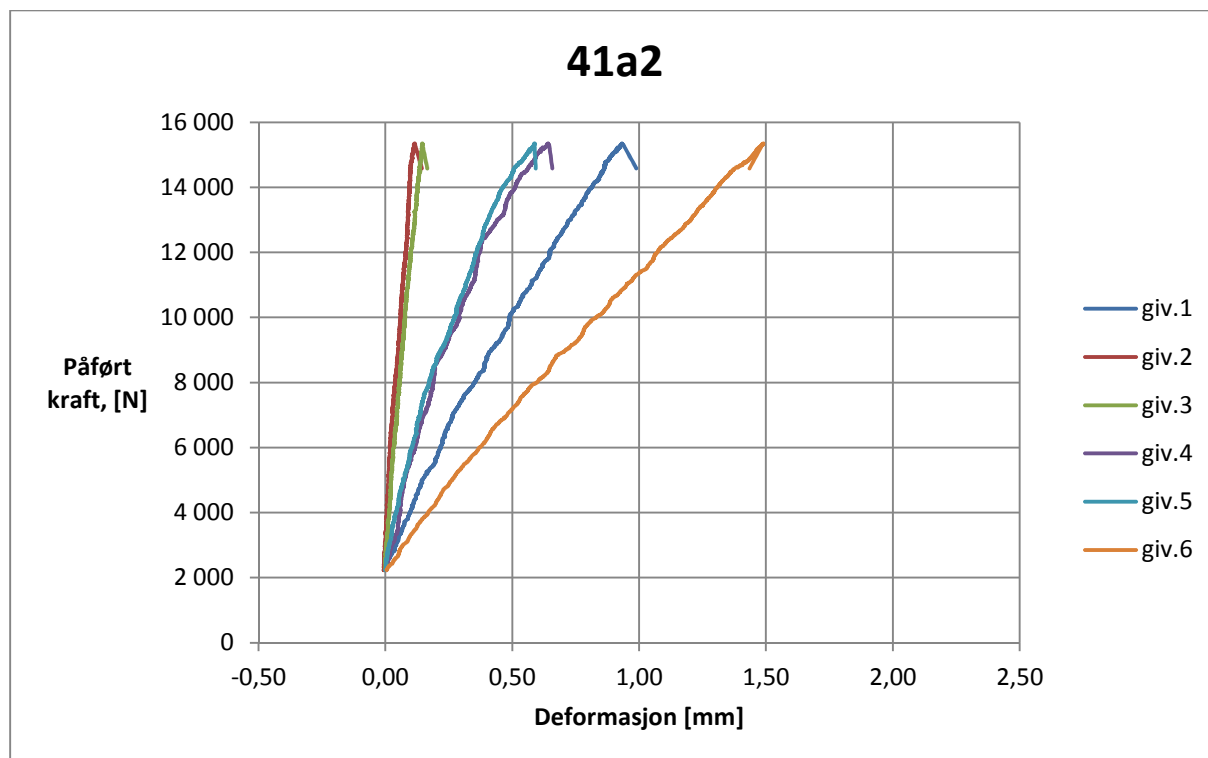
Prøve	Bruddkraft [N]	Deformasjon (giver 1) [mm]	Deformasjon (middel giv.2,3) [mm]	Deformasjon (middel giv.4,5) [mm]	Deformasjon (giver 6) [mm]	Bruddtype
1	11 459	0.31	0.04	0.25	1.05	Uttrekk av n.flens
2	15 482	0.93	0.13	0.61	1.49	Uttrekk av n.flens*
3	12 542	0.66	0.10	0.46	1.46	Uttrekk av n.flens
4	12 348	0.42	0.05	0.50	1.61	Uttrekk av n.flens
5	14 951	0.75	0.09	0.65	1.16	Uttrekk av n.flens
6	14 983	1.09	0.13	0.75	2.27	Uttrekk av n.flens
Middelverdi	14 061	0.77	0.10	0.59	1.60	
Standardavvik	1 492	0.26	0.03	0.12	0.41	
Var.koeffisient	10.61 %	33.47 %	33.96 %	19.80 %	25.76 %	

\* data merket i rødt er ikke medregnet i middelverdier

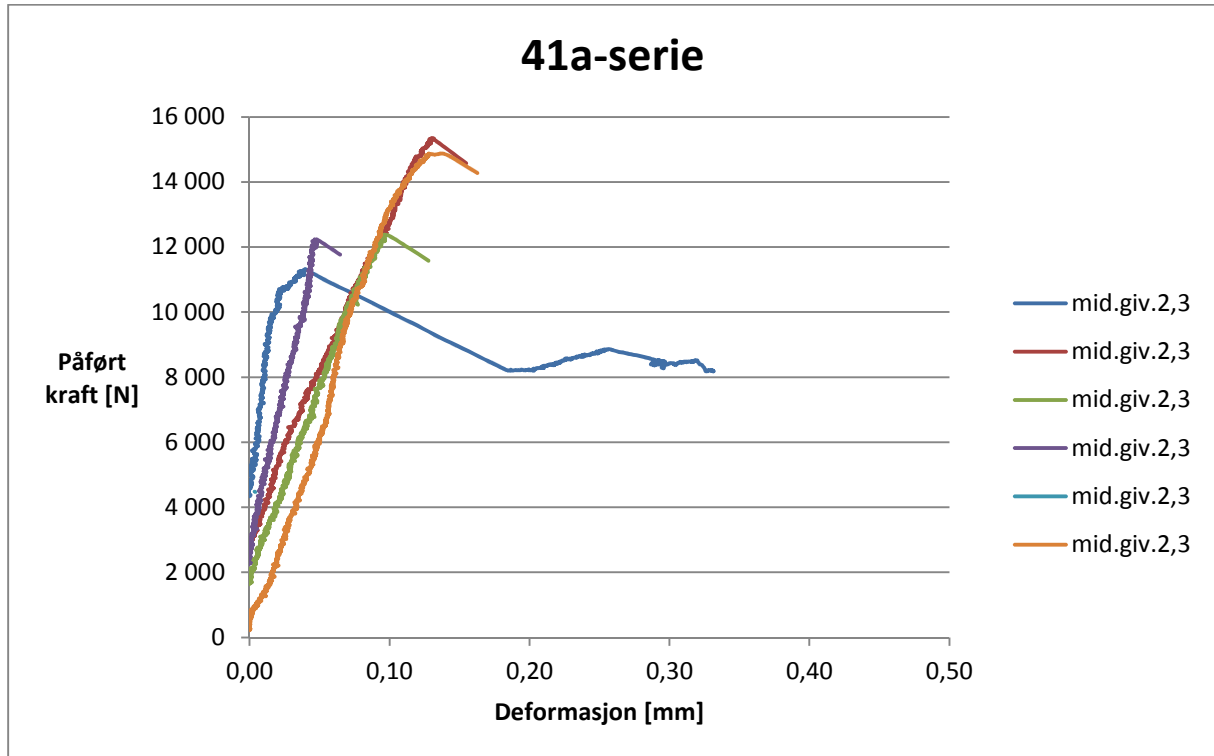
\* Tverrstrekkbrudd i n.flens i tillegg til uttrekk.

Hastighet: 0.5 mm/min (0.6 mm/min for prøve 1)

Nedre testgr.: 70 % (> 500 N)

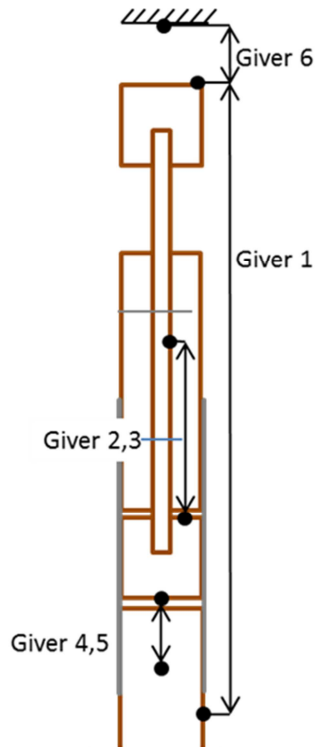


Figur 4.14: Deformasjonsmålinger for prøve 2. Viser liten deformasjon mellom flens og steg (giver 2 g 3) før brudd oppstod. Giver 1 fanger opp deformasjon over forbindelse og flens-steg, giver 4 og 5 kun deformasjon over forbindelse (samt effekt av nedbøyning). Alle verdier er glidende middelverdier av de ni siste målinger.

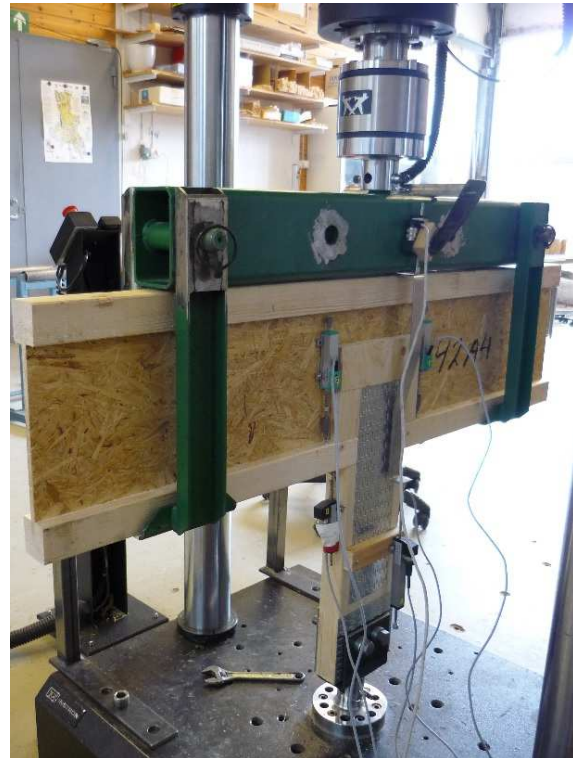


Figur 4.15: Deformasjon mellom flens og steg for alle prøver i serie. Giver 2 og 3 er plassert på hver sin halvside av prøve med målepunkt 120 mm fra senter. Alle verdier er glidende middelerdi av de ni siste målinger.

### 4.3.2 Prøveserie 42a



Figur 4.16: Illustrasjon av måleområdet til givere



Figur 4.17: Prøve klargjort til forsøk

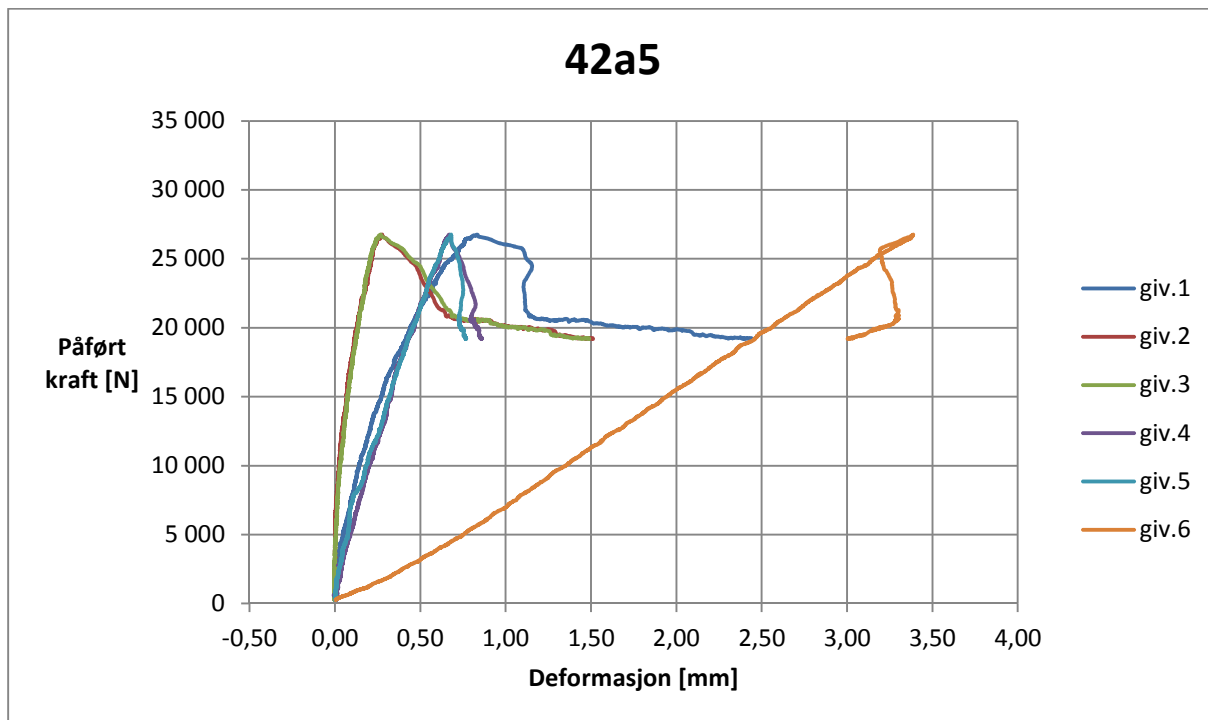
Tabell 6: Resultat fra alle prøver i serie. Betydelig økning i kapasitet som følge av forsterkning ved utforing av steg over forbindelse

Prøve	Bruddkraft [N]	Deformasjon (giver 1) [mm]	Deformasjon (middel giv.2,3) [mm]	Deformasjon (middel giv.4,5) [mm]	Deformasjon (giver 6) [mm]	Bruddtype
1	30 325	0.97	0.16	0.86	2.95	Uttrekk av n.flens
2	27 087	0.72	0.24	0.71	3.37	Uttrekk av n.flens
3	24 595	1.36	0.36	0.74	2.85	Uttrekk av n.flens
4	34 716	1.06	0.19	0.85	3.37	Uttrekk av n.flens*
5	26 999	0.84	0.28	0.68	3.40	Uttrekk av n.flens
6	26 439	0.90	0.34	0.71	3.71	Uttrekk av n.flens
Middelverdier	28 360	0.97	0.26	0.76	3.27	
Standardavvik	3 622	0.22	0.08	0.07	0.32	
Var.koeffisient	12.77 %	22.41 %	31.87 %	9.81 %	9.67 %	

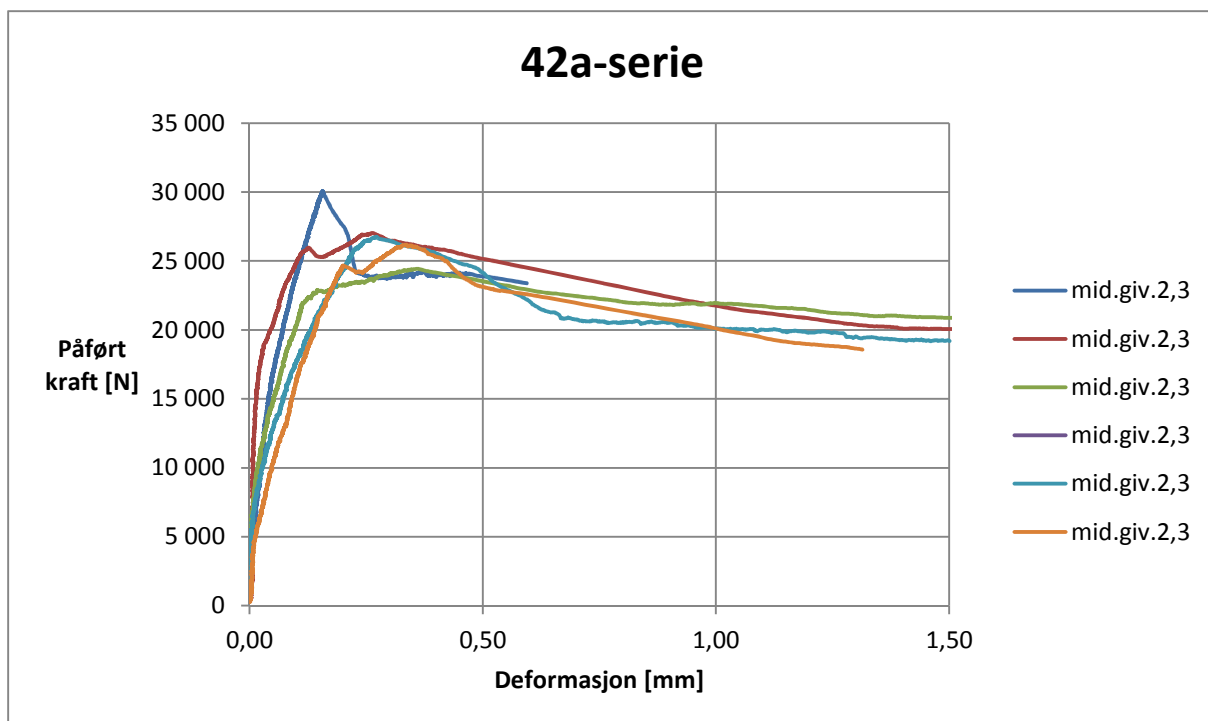
\* Tverstrekkbrudd i n.flens i tillegg til uttrekk.

Hastighet: 1 mm/min ( 0.5 mm/min for prøve 1 )

Nedre testgr.: 70 % (> 500 N )



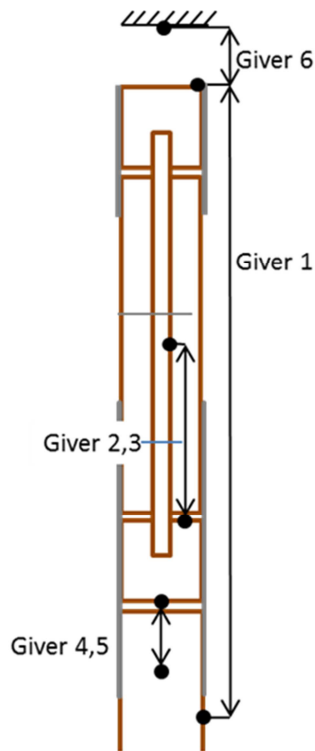
Figur 4.18: Deformasjonsmålinger for prøve 5. Betydelig økning i kapasitet medfører stor nedbøyning, som har større innvirkning på giver 4 og 5 enn giver 1. Knutepunkt tillater større deformasjon mellom flens og steg (giver 2 og 3). Alle verdier er glidende middelerdi av de ni siste målinger.



Figur 4.19: Deformasjon mellom steg og flens hos alle prøver i serie. Alle verdier er glidende middelerdi av de ni siste målinger.



### 4.3.3 Prøveserie 44a



Figur 4.20: Illustrasjon av måleområdet for givere



Figur 4.21: Prøve klargjort til forsøk

Tabell 7: Resultat for alle prøver i serie. Resultater fra prøve 2 forkastes grunnet uønsket bruddforløp.

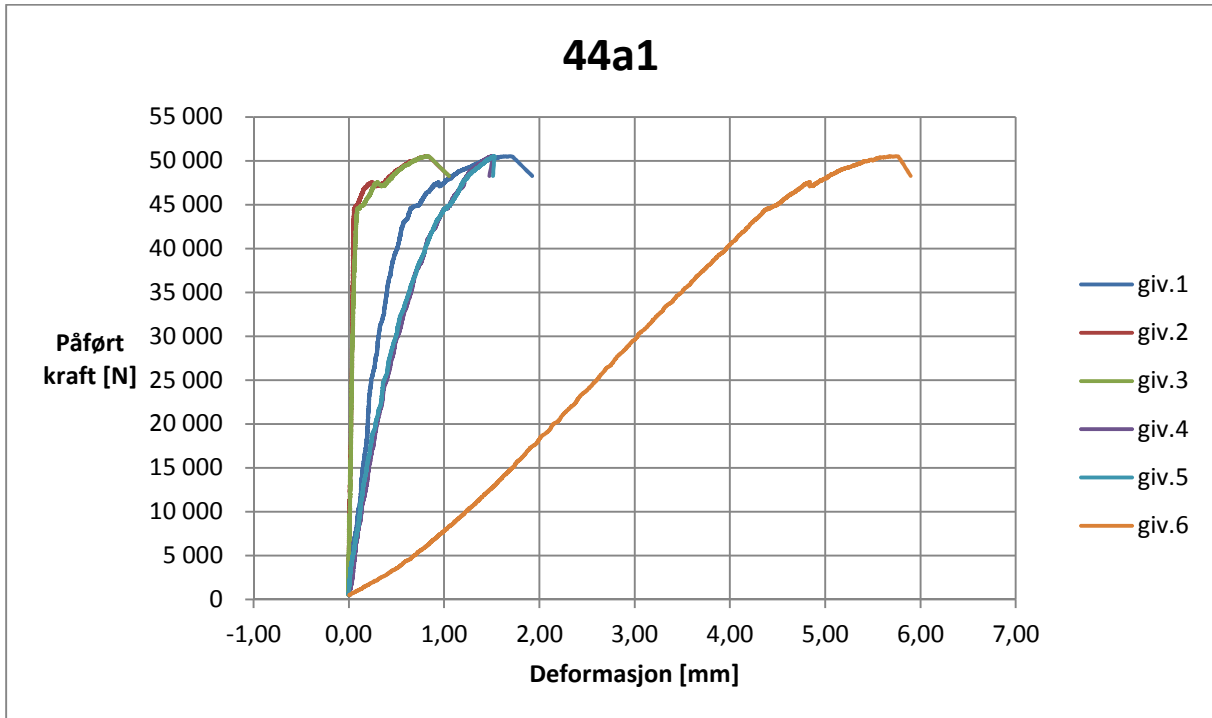
Prøve	Bruddkraft [N]	Deformasjon (giver 1) [mm]	Deformasjon (middel giv.2,3) [mm]	Deformasjon (middel giv.4,5) [mm]	Deformasjon (giver 6) [mm]	Bruddtype
1	50 662	1.60	0.79	1.50	5.67	Uttrekk av n.flens**
2	52 522	0.32	0.00	2.59	5.24	Strekbrudd n.spikerplater
3	49 930	1.78	0.29	1.67	5.43	Uttrekk av n.flens**
4	49 950	1.01	0.19	1.68	6.79	Uttrekk av n.flens*
5	48 863	1.84	0.42	1.38	5.75	Uttrekk av n.flens*
6	49 861	1.13	0.14	1.76	5.76	Uttrekk av n.flens*
Middelverdi	49 853	1.47	0.37	1.60	5.88	
Standardavvik	642	0.38	0.26	0.15	0.52	
Var.koeffisient	1.29 %	25.96 %	71.74 %	9.54 %	8.92 %	

\* Tverrstrekkbrudd i n.flens og forankringsbrudd i lask i tillegg til uttrekk.

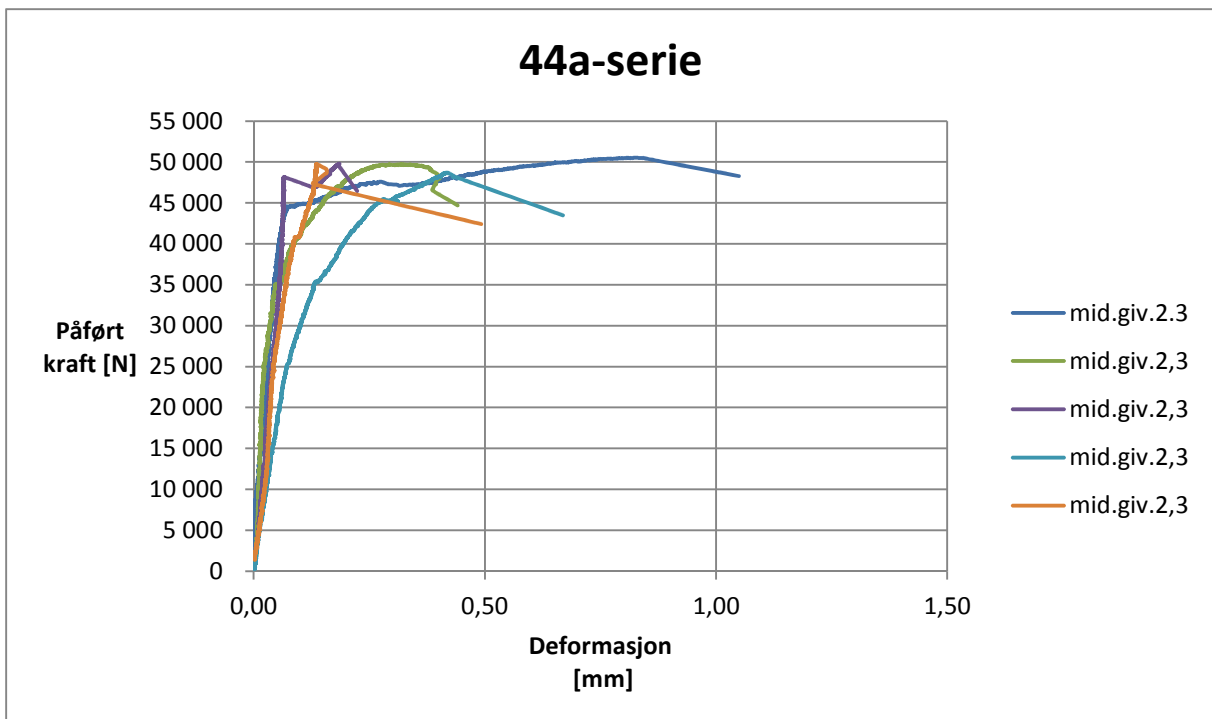
\*\* Tverrstrekkbrudd og forankringsbrudd i ø.flens i tillegg til uttrekk.

Hastighet: 1.5 mm/min ( 1 mm/min for prøve 1 )

Nedre testgr.: 70 % ( > 500 N )



Figur 4.22: Deformasjoner for prøve 1. Effekten av nedbøyningen (giver 6) gir stadig høyere utslag mellom giver 1 og giver- 4 og 5. Deformasjonen mellom steg og flens forsinkes men gir store utslag ved brudd. Alle verdier er glidende middelerdi av de siste ni målinger.



Figur 4.23: Deformasjon mellom steg og flens for alle prøver (unntatt prøve 2). Lite «utvikling» i forhold til prøveserie 42a sett bort fra betydelig høyere kapasitet. Alle verdier er glidende middelerdi av de ni siste målinger.

## 4.4 Fukt og densitet

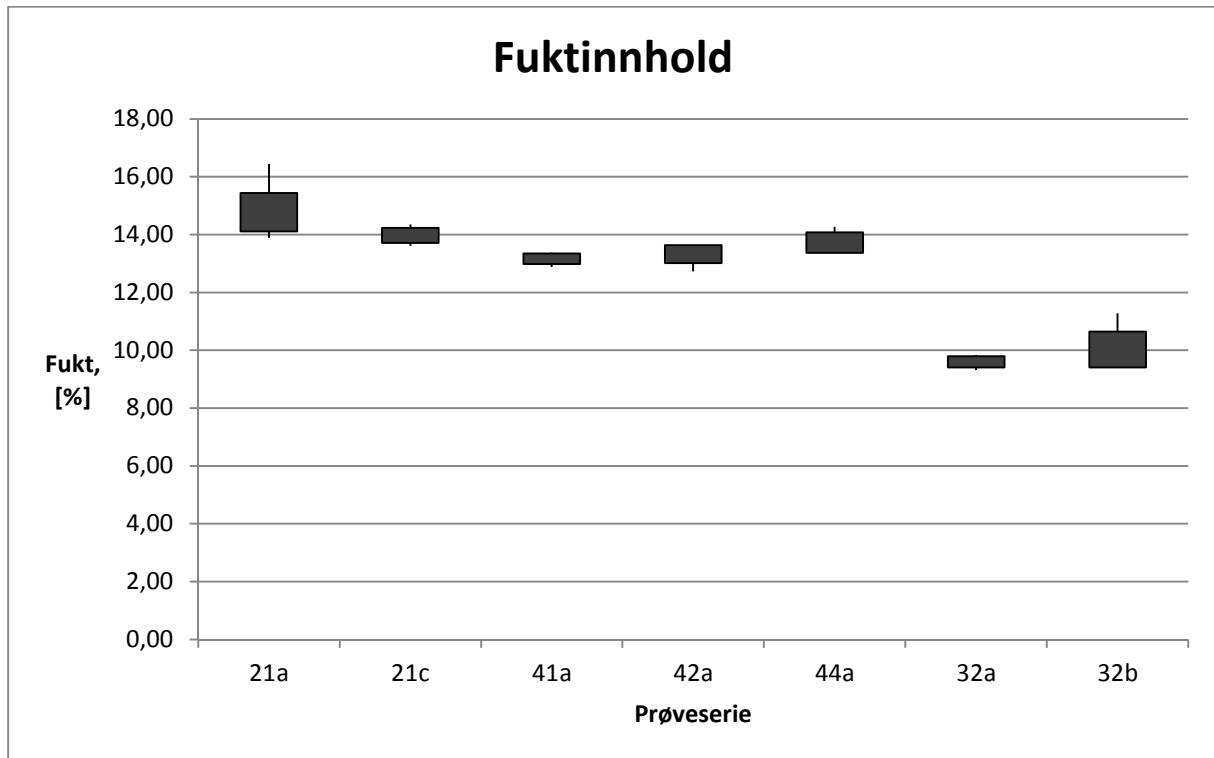
### 4.4.1 Fuktighet i prøver

Klima i trelaboratoriet skulle gi likevektfuktighet på 12 % i heltre. Dette ble likevel kontrollert da det var ventet avvik.

Tabell 8: Gjennomsnittlig fuktinnhold i alle prøveserier ved forsøk.

	<b>21a</b>	<b>21c</b>	<b>41a</b>	<b>42a</b>	<b>44a</b>	<b>32a</b>	<b>32b</b>
	<b>[% RH]</b>	<b>[% RH]</b>	<b>[% RH]</b>	<b>[% RH]</b>	<b>[% RH]</b>	<b>[% RH]</b>	<b>[% RH]</b>
Middelverdi	14.77	13.97	13.16	13.33	13.72	9.60	10.03
Standardavvik	0.66	0.26	0.18	0.31	0.35	0.19	0.62
Var.koeffisient	4.47 %	1.84 %	1.38 %	2.32 %	2.56 %	2.02 %	6.20 %

Fuktinnhold i heltre (flens) viste seg å være omtrent som ventet. Prøveserie 21a skiller seg litt ut både med noe høyere fuktinnhold og større varians. En forklaring kan være at de fire første prøver i serie ble tatt første forsøksdag mot de seks siste som ble tatt siste forsøksdag. Her ser vi at også prøveserie 21c holder høy fuktighet, denne prøveserie ble gjennomført på andre forsøksdag. Det kan hende at det tok litt tid før prøvene ble *akklimatisert* da de var fuktige ved ankomst. Mønsteret viser lavere fukt fram til prøveserie 41a, før det snur og går mot høyere fuktighet. Prøveserie 32a og 32b ble gjennomført mellom prøveserie 21c og 41a. Kryssfiner holder som ventet noe lavere fuktighet enn heltre da platen inneholder lim. Det reelle fuktinnhold er likevel ikke uvanlig, og densitet kan ved standard formel korrigeres for fuktighet mellom 7 % og 17 % (Kucera 1992).



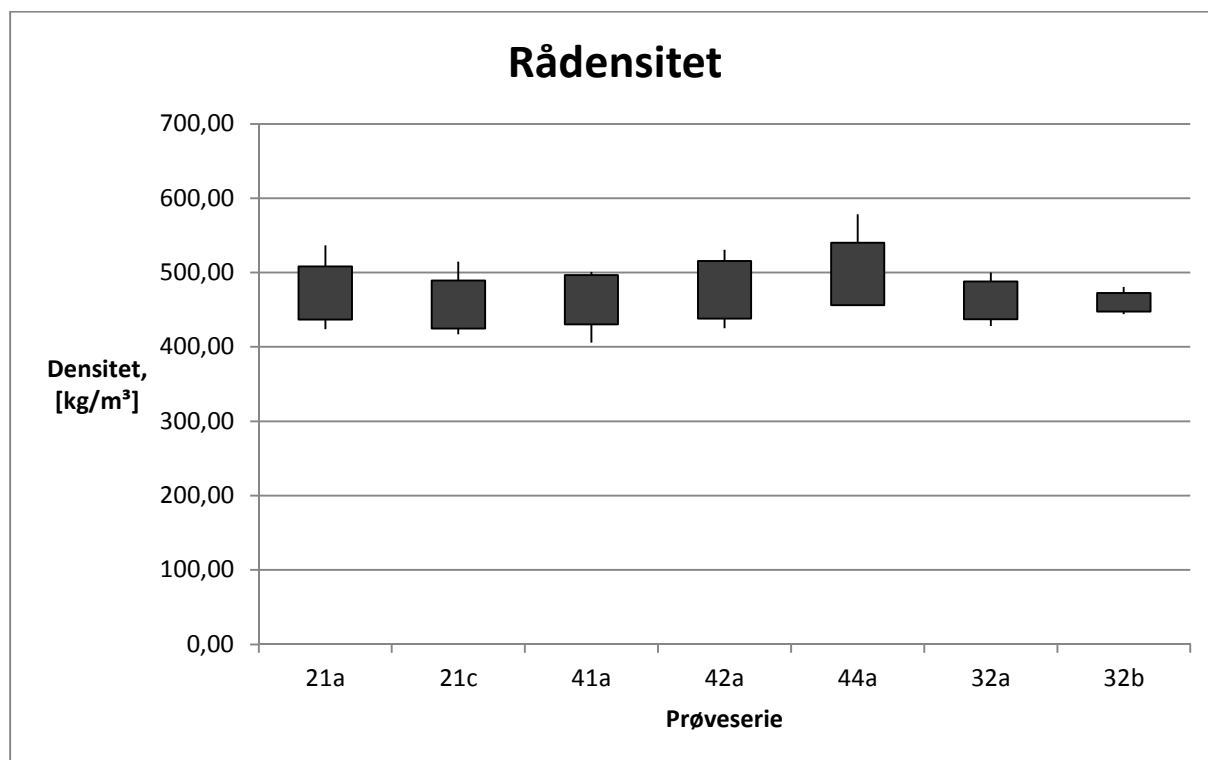
Figur 4.24: Diagram viser spredning i fuktinnhold samt +/- standardavvik hos alle prøveserier.

#### 4.4.2 Rådensitet

Prøvebitens vekt og mål ble registrert rett etter forsøk og danner grunnlagt for rådensitet; *densitet ved forsøk*.

Tabell 9: Gjennomsnittlig rådensitet for alle prøveserier.

	21a	21c	41a	42a	44a	32a	32b
	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]
Middelverdi	473	457	463	477	498	463	460
Standardavvik	36	32	33	39	42	25	12
Var.koeffisient	7.53 %	7.06 %	7.16 %	8.11 %	8.42 %	5.46 %	2.71 %



Figur 4.25: Spredning i rådensitet samt +/- standardavvik hos alle prøveserier.

#### 4.4.3 Justert rådensitet

For å sammenligne densiteter må det tas hensyn til fuktinnhold. I henhold til formel 3.3 kan man korrigere densitet ved faktisk fuktighet til densitet ved 12 % fuktighet så lenge fuktinnhold er mellom 7 % og 17 %.

**Tabell 10: Gjennomsnittlig justert rådensitet for alle prøveserier, samt gjennomsnittlig justert rådensitet for henholdsvis heltre (flens) og kryssfiner. Karakteristisk densitet er beregnet i henhold til EN 1990**

	21a	21c	41a	42a	44a	32a	32b	Heltre	Kryssfiner
	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]
Middelverdi	469	456	463	476	496	471	467	470	469
Standardavvik	34	32	34	38	42	27	12	36	20
Var.koeffisient	7.34 %	7.10 %	7.26 %	8.07 %	8.37 %	5.68 %	2.51 %	7.70	4.22

#### Beregning av karakteristisk rådensitet

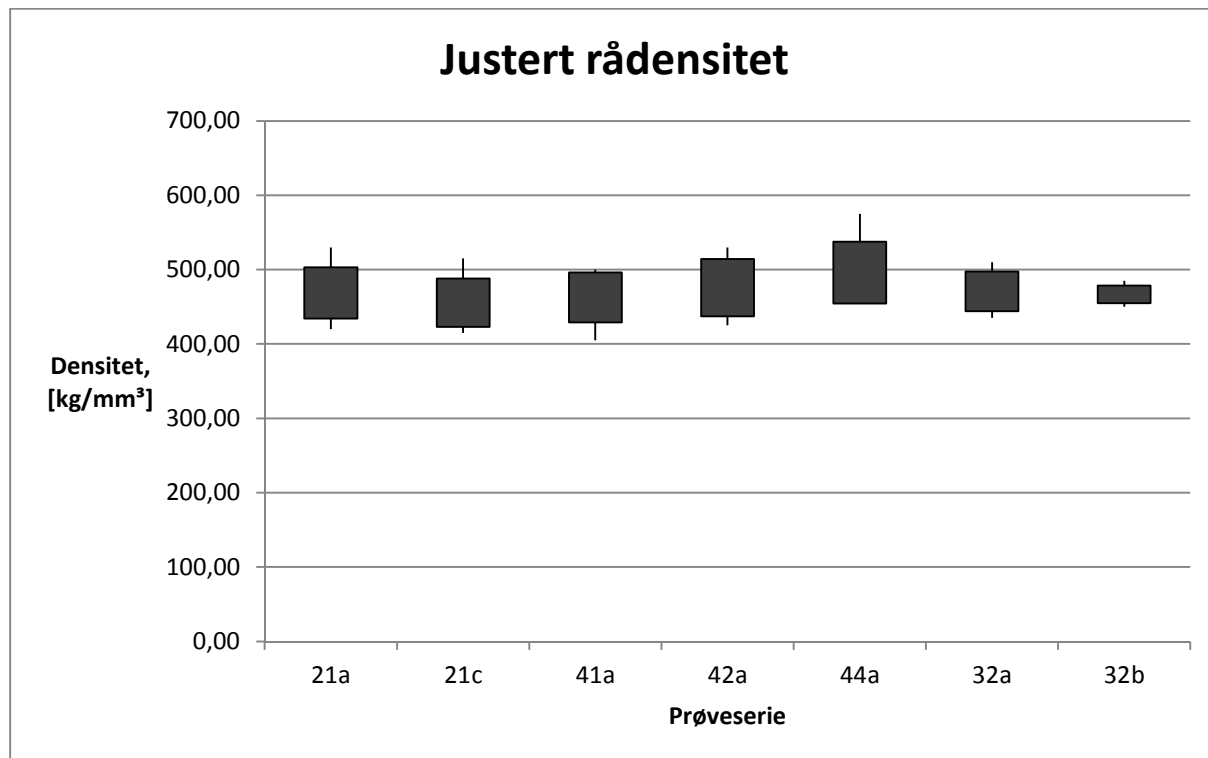
Heltre

$k_n$  1.67 (Standard Norge 2002) tabell D1  
 $\rho_{12,0.5}$  **406 kg/m<sup>3</sup>** (formel 4.1)

Kryssfiner

$k_n$  1.72 (Standard Norge 2002) tabell D1  
 $\rho_{12,0.5}$  **433 kg/m<sup>3</sup>** (formel 4.1)

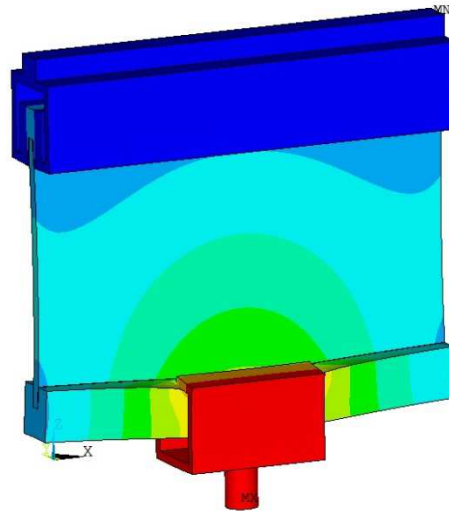
I henhold til EN 338 skal karakteristisk densitet for styrkeklasse C30 være minst 380 kg/m<sup>3</sup>. Dette viser at trevirke i flens er av høy kvalitet. Teknisk godkjenning for kryssfiner (Ramstad 2002a) viser til gjennomsnittlig densitet på 500 kg/m<sup>3</sup>. Resultater viser til en noe lavere densitet. Dette må det tas hensyn til i vurderingen av forankringskapasitet hos kryssfiner som ble observert lavere enn antatt.



Figur 4.26: Spredningen i korrigert rådensitet samt +/- standardavvik hos alle prøveserier.

## 4.5 ANSYS

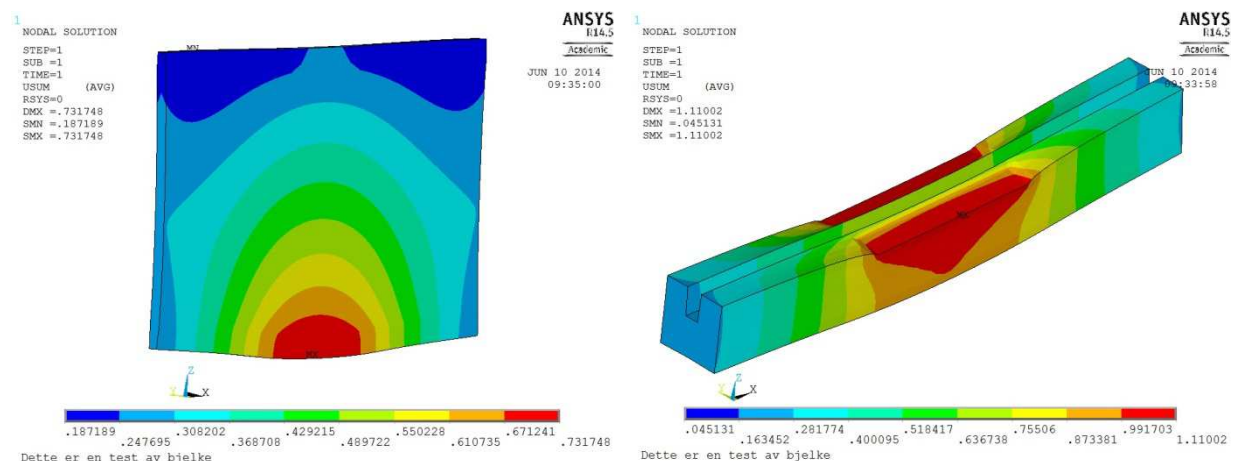
Prøveserie 21a ble bygd opp som SOLID95 elementer i ANSYS. Også bjelkerammene ble tatt med i analyse, men grunnet noe avvik i geometri gav de større deformasjoner er de virkelige bjelkerammer fikk. Stivheter mot bøyning og skjær ble hentet fra doktorgradsarbeidet til K.Dahl (2009). Det ble valgt grov elementfinhet grunnet plassmangel ved tilmålt område på skolens dataservert.



Figur 4.27: Bjelkeprøve og bjelkerammer ble bygd opp i ANSYS. Her er figur plottet med deformasjoner etter endt analyse.

Tabell 11: Beregnede deformasjoner fra ANSYS vs. Målte deformasjoner ved forsøk (prøveserie 21a)

	Kraft [N]	Senter (giv.6) [mm]	± 80 (giv.2,3) [mm]	± 160 (giv.4,5) [mm]
ANSYS	20 000	1.07	0.84	0.40
Forsøk	20 077	1.32	0.57	0.15



Figur 4.28: Beregninger av deformasjoner i steg (t.h.) og nedre flens (t.v.) fra ANSYS.



## 5 DISKUSJON

### 5.1 Forankringskapasitet i kryssfiner

Gjennom forsøk ble forankringskapasiteten i kryssfiner for valgt type spikerplate funnet til å være lavere enn forventet, i henhold til tabell 1 og 2. Det har vært flere faktorer som har påvirket resultatene. Den viktigste faktor var dobbeltsidig forankring i en såpass tynn plate. Kryssfinerplaten er bygd opp av 5 x 3,6 mm sjikt, spikrenes lengde var i overkant av 8 mm. Dette resulterte nesten i *overlappende* forankring midt i platen. I virkeligheten blir dessuten laskeplatene kun forbundet på den ene side. Ved nærmere studering av tidligere forsøk ble det observert at det da var benyttet to plater i bredden, slik at hver plate kun hadde en spikerplateforbindelse.

Det ble observert skjevheter mellom plater i forbindelse, noe som ble forsterket med økende spenninger. Dette var mest utbredt i prøveserie 32a som hadde *stående* spikerplater. Forbindelse var trolig ustabil grunnet det spinkle prøvematerialet og smal spikerplate. Hos prøveserie 32b med *liggende* spikerplate (*større bredde* av forbinder) var det mindre problemer rundt dette. Hos prøveserie 32a oppstod det ofte mer *urene* forankringsbrudd. Det var gjerne større brudd på en side slik at det ble vinkling mellom platene ved forbindelse. Slike skjevheter vil medføre eksentrisiteter i forbindelse og kapasitet vil bli lavere enn ved ren strekkspenning i- eller normalt på spikerplatenes hovedretning.



Figur 5.1: Det oppstod skjevheter mellom plater i forbindelse, prøveserie 32a

I tillegg ble det observert noe lavere densitet enn forventet under kontroll. Densitet vil ha innvirkning på forankringsfastheten. Nils Ivar Bovim gjorde rede for korrigerende,  $k$ , for fasthet ved aktuell bruddform. Korrigeringen tilsvarende ca. 3 % reduksjon (fra beregnet densitet) vil likevel ikke alene være forklaring på de dårlige resultatene fra forsøkene.

$$k = \left( \frac{\rho_{\text{beregnet}}}{\rho_{\text{nominell}}} \right)^{0,5}$$

formel 5.1

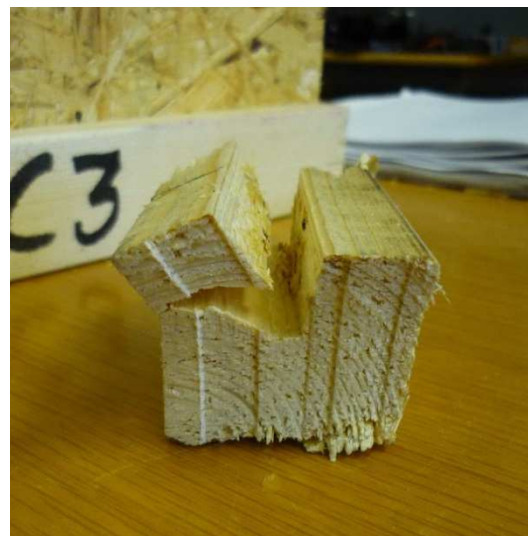
## 5.2 Kontroll i limfuge

Gjennom forsøksserie 21c ble det funnet høyere kapasitet mot rulleskjærbrudd i limfuge enn forventet. Det var ventet noe høyere kapasitet i steg enn i flens, likevel ble det hyppigere observert brudd i OSB. Ofte var det innslag av begge deler ved uttrekk. Rulleskjærbrudd i OSB gikk dypere enn i flens og hadde derfor tydeligere brudd. Det ble observert at limfuge *slapp* på den ene side først, dette førte til tverrstrekkbrudd i tillegg til uttrekk på den andre side.

Det er antatt meget lav motstand ved horisontal påkjenning mot flensens kant i bunn av limfuge. Figur t.h. antyder at brudd følger årringen.

Det oppstod problemer med prøveserie 21a, og det ble et opphold mellom de fire første og seks siste da forsøksmateriell måtte justeres. Grunnen til dette var at brudd kom som uttrekk og tverrstrekkbrudd i ene kant av prøve, det var ventet uttrekk midt i prøven (under bjelkeramme). Det var fryktet at bjelkerammene ikke gav tilstrekkelig utslag i innfestingen i maskin, slik at det oppstod eksentrisiteter i prøve.

Ved justering av bjelkeramme ble den meget bevegelig (*leddet*), men bruddforløpet var likt



Figur 5.2: Brudd i limfuge på ene side først førte ofte til tverrstrekkbrudd i tillegg til uttrekk på andre side



Figur 5.3: Brudd utviklet seg raskt til den ene kant og det oppstod tverrstrekkbrudd i tillegg til uttrekk av flens

Ved studering av resultater ble det observert at deformasjonen var størst i senter. Brudd i form av uttrekk startet mest sannsynlig i senter og spredte seg til den ene side. Siden prøve ble kjørt til kraft nådde 70 % av bruddkraft ble brudd videre utviklet før forsøk stanset. Den effektive kraftutbredelse langs bjelkens lengde,  $l_{ef}$ , ble beregnet fra kapasitet for prøveserie 21c og 21a.

### 5.3 Bruddårsaker hos knutepunkt

Prøveserie 41a, 42a og 44a representerer samme knutepunkt. Kraft blir i hovedsak ført via spikerplatene til nedre flens men med gradvis forsterkning av knutepunkt fordeles også kraft i større utstrekning langs flens, samt til øvre flens. Felles for alle prøver var uttrekk av nedre flens ved brudd. Videre vil forløpet til bruddet bli undersøkt ved hjelp av deformasjonsmålingene. På grunn av prøvens utforming var det vanskelig å foreta målinger ved samme posisjoner langs prøvens lengde. Alle målinger blir gjort innenfor *den effektive lengde*, som ved hjelp av prøveserie 21a og 21c ble estimer til 275 mm, jamfør tabell 4.4. Dette tilsvarer 137,5 mm til hver side av senter, giver 2 og 3 hadde ytterste plassering ved 120 mm fra senter. Spikerplatenes bredde var 102 mm bred, det vil ventes større deformasjoner innenfor dette området. Det var kun giver 1 som var plassert her.

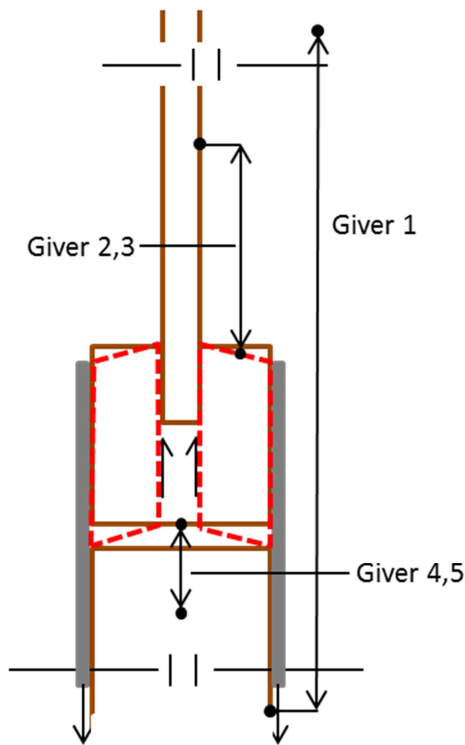


Figur 5.4 Forbindelse er forsterket ved ytterligere forankring i kryssfinerlask hos prøveserie 42a (og 44a).

Hos prøveserie 41a ble all kraft påført i ytterkant av nedre flens, og det oppstod tydelig skjærdeformasjon. Dette må det tas hensyn til ved vurderinger rundt deformasjonsmåling, da denne deformasjon påvirker både giver 1, 2, 3, 4 og 5. Av disse fem givere er det kun giver 4 og 5 som ikke måler selve uttrekket av flens. Det aktuelle skjærplanet fører til rulleskjær. Skjærmodul for rulleskjær ble satt til  $30 \text{ N/mm}^2$  (Dahl & Malo 2009). Denne verdi er funnet ved testing og videre benyttet i analyse av forfattere, og inngår i en serie arbeider i en doktorgradsavhandling.



Figur 5.5: Forsterket brudd hos prøve 41a5. Skjærtøyning *drar* flens ut samtidig som vertikalkrefter trekker den til brudd.



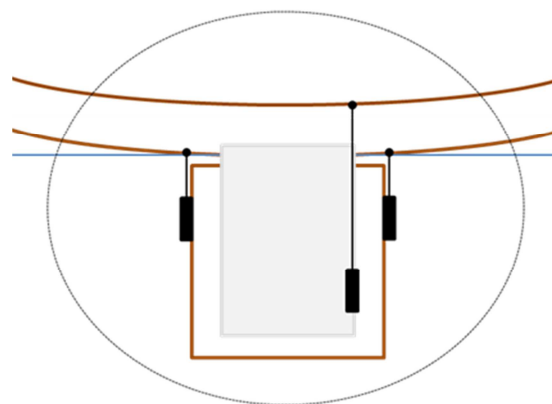
**Figur 5.6: Figur demonstrerer effekten skjærdeformasjon har for de ulike målinger.**  
**OBS: Givere er plassert ved ulike punkter langs prøvens lengde**

Figur t.v. viser hvilken effekt skjærdeformasjon i flens får for de ulike målinger. Her er giver 1 plassert nærmest senter, giver 2 og 3 er plassert lengst fra senter. Ved eventuelt uttrekk vil dette ikke påvirke målinger hos giver 4 og 5. Eventuelle tverrstrekkbrudd vil i teorien ikke bli fanget opp av giver 2 og 3, men her er det sannsynlig å anta at skjærdeformasjon for flensens øvre plan og uttrekk vil gå noe tilbake slik at målinger blir redusert. Skjærdeformasjonen,  $w$ , kan beregnes av formel 5.2. Slik figur viser fanger giver 2 og 3 kun opp halve skjærdeformasjon, da målepunkt er midt på flens. De andre givere fanger opp hele skjærdeformasjon. Flensens *frie* bredde er 18,5 mm. Kraft settes lik halvparten av middelerdi for bruddlast. Det er tenkt at samme metode kan benyttes for å estimere *lokale* deformasjon i kryssfinerlask i prøveserie 42a og 44a, samt i øvre flens ved prøveserie 44a.

$$w = \int \frac{F}{G x A} dx$$

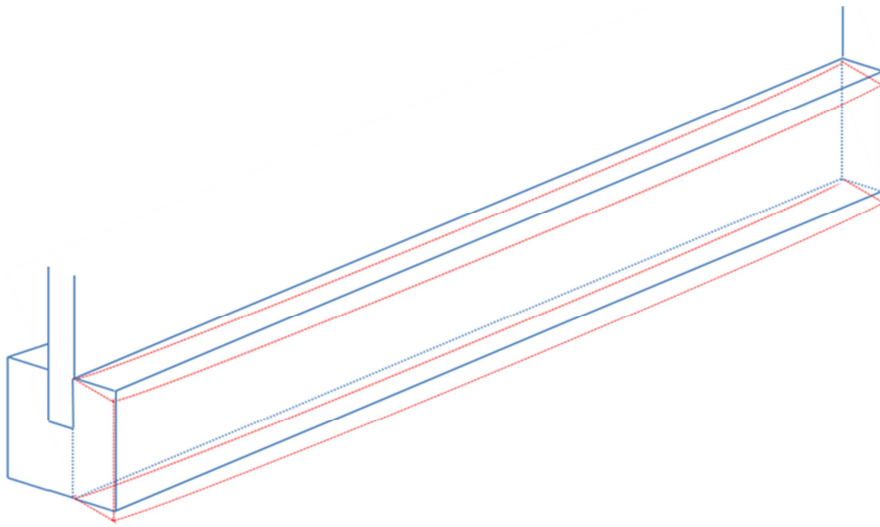
formel 5.2

Nedbøyning av bjelken vil også få innvirkning på målinger fra giver 1, 4 og 5. Dette vil gi mest utslag hos giver 4 og 5 som er plassert i størst avstand fra senter. Nedbøyningen ble beregnet, og det ble funnet at utslag fra giver 6 (den målte nedbøyningen) gav rundt 34 % lavere nedbøyning. Dette ble tatt hensyn til og resultater fra giver 1, 4 og 5 ble korrigert for differansen mellom senter bjelke og givers plassering.



**Figur 5.7: Nedbøyningens effekt på deformasjonsmålinger langs bjelkens lengde. Mindre utslag nærmere senter.**

I likhet med nedbøyning vil også skjærdeformasjonen i- og uttrekk av flens variere langs bjelkens lengde. Ved hjelp av formel 5.2 blir skjærdeformasjon i senter beregnet, denne kan ikke sammenlignes med resultater fra givere da ingen var plassert i senter. Ved hjelp av resultater fra prøveserie 21a (tabell 4.4) kan det gjøres en *grov* beregning over deformasjonens trend fra bjelkens senter og utover. Hos 21a var en giver plassert midt i prøven, et par givere plassert 80 mm til side for senter og et siste par 160 mm fra senter. Givere målte deformasjon mellom steg og flens. Resultater viser en bratt avtagende deformasjon i starten som deretter flates ut. Overslaget antar linearitet langs bjelken, hvilket det ikke er i virkeligheten. Giver 1, 4 og 5 befinner seg innenfor/rundt målingene ved 80 mm, for giver 2 og 3 må også målingene ved 160 mm tas hensyn til.

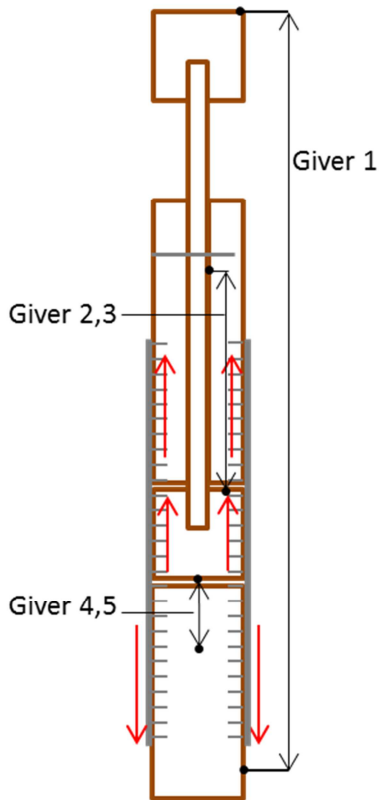


Figur 5.8: Skjærdeformasjon og uttrekk vil variere langs bjelkens lengde.



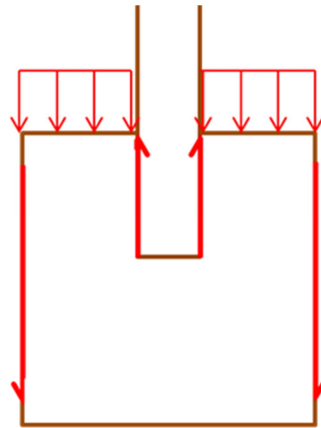
Figur 5.9: Tydelig uttrekk av flens hos prøve 42a3. Uttrekk avtar mye fra kant av lask. Bildet er tatt etter endt forsøk og uttrekk er følgelig større enn ved brudd.

Hos prøveserie 42a er knutepunkt forsterket ved utforing av steg med kryssfiner, slik at spikerplate får betydelig større forankringsareal. Platene er 200 mm bred og 150 mm høy. Spikerplaten er forankret 80 mm inn på lask. Lask er festet i steg med mekanisk forbindelsesmiddel (treskruer) slik at lask forhindres mot utbøyning. Det er likevel antatt at vertikalkreftene som går opp i lask får motstandskrefter fra flens, som lask *hviler* på. Hos 41a var uttrekket knapt synlig, her er det tydelig uttrekk etter brudd.



Figur 5.10: Reaksjonskrefter ved forankring i flens og lask. Målepunkter for givere.

Det er antatt at kraftspredning er større langs flens siden platens bredde er 200 mm, noe som er nær det dobbelte av spikerplatens bredde. Dette må tas med i beregningen av lokale deformasjoner i flens grunnet den jevnt fordelte lasten fra lask, som er en forenkling av den statiske modellen.



Figur 5.11: Forenkling av reaksjonskrefter mot flens. Alle vertikalkrefter gjennom kryssfinerlask blir overført til overkant av flens.

En metode å beregne kraftfordeling i flens og lask hos prøveserie 42a og 44a er å ta utgangspunkt i andel av total forankringsareal. Samlet sett har flens ca. 35 % og lask ca. 65 % av det effektive forankringsareal. Prøveserie 44a er i tillegg forsterket med spikerplateforbindelse mellom lask og øvre flens, en del av kraften vil bli ført opp i bjelke via forbindelse.

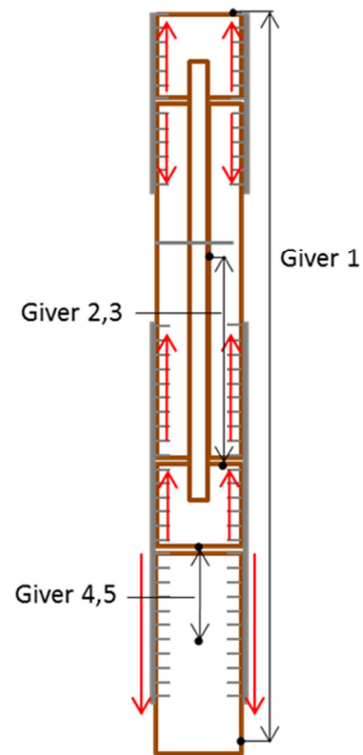
Det ble observert tverrstrekkbrudd i øvre flens hos to prøver. Et mulig utgangspunkt for estimering av kraftfordeling er å beregne kapasitet mot tverrstrekkbrudd i øvre flens. Den øvre spikerplaten *ligger* og gir større fugelengde, effektiv lengde kan beregnes fra samme forhold som ved nedre spikerplate og effektiv lengde i nedre flens ( $l_{ef}$  fra tabell 4.4). Kraft som føres til øvre flens kan trekkes fra vertikal resultantkraft i lask.



Figur 5.12: Brudd oppstod ved stort tverrstrekkbrudd i øvre flens som førte til forankringsbrudd. Det oppstår glidninger i lask som igjen fører til uttrekk av nedre flens

Spenningen i knutepunktet ble betraktelig høyere hos prøveserie 44a. Foruten to prøver med tverrstrekkbrudd i øvre flens ble det forankringsbrudd i lask for tre prøver og strekkbrudd i spikerplater for en prøve. Ved tverrstrekkbrudd i øvre flens oppstod det glidning i lask som presset nedre flens av. Ved forankringsbrudd i lask ble all kraft ført inn i nedre flens og det oppstod uttrekk samt store tverrstrekkbrudd/forankringsbrudd. Ved å dimensjonere opp spikerplater kan det oppnås noe sterkere knutepunkt med mer forutsigbar bruddutvikling. Grunnet høye spenninger i knutepunkt var vipping utbredt i serie. Vipping vil forstyrre deformasjonsmålingene, særlig giver 1 og 6.

Ved å *bryte ned* knutepunktet gjennom korrigerende for kjente utslag (skjærdeformasjoner, nedbøyning, plassering langs bjelke) kan resultater fra prøveseriene sammenlignes. Korrigeringen er av ulik grad, der det er flest for prøveserie 44a. Skjærdeformasjon i øvre flens og nedre flens (grunnet spikerplateforbindelse og last fra lask), skjærdeformasjon i lask og trykkdeformasjon i nedre flens fra lask. Det er viktig å kontrollere for hvilke givere de lokale deformasjoner gir utslag for.



Figur 5.13: Enkel illustrasjon av kraftfordeling gjennom knutepunkt, samt områder for måling av deformasjoner.



Figur 5.14: Forankringsbrudd oppstår som blokkskjærbrudd mellom sjikt i kryssfiner.



Figur 5.15: Utbredt vipping, særlig for prøvene som endte med tverrstrekkbrudd i øvre flens. Her etter brudd.

Tabell 12: Prøveserie 41a. Alle resultater er korrigert for aktuell plassering, nedbøyning og skjærdeformasjon.

	Estimert reduksjon [%]	Estimert def. (senter) [mm]	$w_x$ [mm]	Estimert uttrekk [mm]	Rest [mm]	Deformasjon (korr. $u_x$ , $w_x$ og uttrekk) [mm]
Giver 1	35.5	1.02	0.34	0.24	0.44	0.29
Giver 2,3	75.6	0.41	0.17	0.24	0.00	0.00
Giver 4,5	59.64	0.94	0.34	-	0.60	0.24

Tabell 13: Prøveserie 42a. Alle resultater er korrigert for aktuell plassering, nedbøyning, skjærdeformasjon og trykkdeformasjon.

	Estimert reduksjon [%]	Estimert def. (senter) [mm]	$w_x$ [mm]	Estimert uttrekk [mm]	Rest [mm]	Deformasjon (korr. $u_x$ , $w_x$ og uttrekk) [mm]
Giver 1	35.5	1.16	0.53	0.25	0.38	0.25
Giver 2,3	75.6	0.43	0.18	0.25	0.00	0.00
Giver 4,5	59.64	0.84	0.53	-	0.31	0.13

Tabell 14: Prøveserie 44a. Alle resultater er korrigert for aktuell plassering, nedbøyning, skjærdeformasjon og trykkdeformasjon.

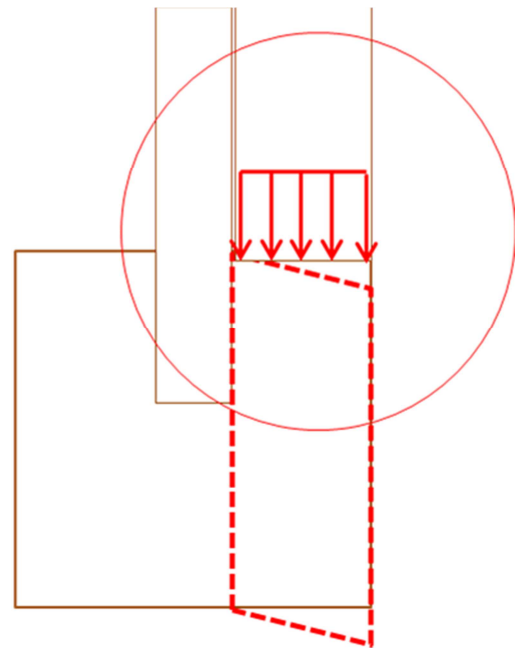
	Estimert reduksjon [%]	Estimert def. (senter) [mm]	$w_x$ [mm]	Estimert uttrekk [mm]	Rest [mm]	Deformasjon (korr. $u_x$ , $w_x$ og uttrekk) [mm]
Giver 1	35.5	1.66	0.77	0.32	0.57	0.37
Giver 2,3	75.6	0.60	0.29	0.32	0.00	0.00
Giver 4,5	59.64	2.11	0.85	-	1.26	0.51



Tabellene viser et grovt overslag over hvilke størrelsesorden deformasjonene tilsvarer i senter bjelke. Resultater er på forhånd korrigert for nedbøyning av bjelke. Giver 2 og 3 måler deformasjon mellom steg og flens. Ved å korrigere dette resultat for aktuell skjærdeformasjon i flens og trykkdeformasjon i flens (fra lask), kan uttrekket beregnes. I realiteten vil det også oppstå tøyninger i steg som vil gi utslag på deformasjonsmålingen. For enkelthetsskyld sees den bort fra her. Det beregnede uttrekket gir utslag for giver 1, men ikke for giver 4 og 5. Giver 1 korrigeres for skjærdeformasjon og uttrekk, giver 4 og 5 kun for skjærdeformasjon. Den resterende *ubestemte* deformasjon flyttes så tilbake til givers plassering. Dette vil være deformasjoner som i mindre grad er avhengig av plassering langs bjelkens lengde (tøyninger i steg, tøyninger i spikerplate, etc.).

Ved slik *splitt og hersk* blir det ikke tatt hensyn til enkelte deformasjoner innvirkning på andre deformasjoner. For eksempel vil skjærdeformasjonene i flens grunnet last fra lask bli noe mindre enn beregnet grunnet allerede oppstått skjærdeformasjon i flens fra spikerplate.

Metoden som er benyttet er meget teoretisk, og er som tidligere nevnt basert på antakelser og grove overslag. Den gir likevel indikatorer på hvilke reelle deformasjoner som kan ventes i knutepunkt fram til brudd. Det har også blitt avdekket hvilke svakheter som finnes i knutepunkt, og at små forsterkninger som utforing av steg med kryssfinerlask, fører til betydelig økning i kapasitet. Det ble også avdekket brudd i spikerplate og lask, som bør dimensjoneres opp ved knutepunkt der det er særlige krav til kapasitet. Det er en fordel å kunne forutsi hvor brudd vil oppstå.



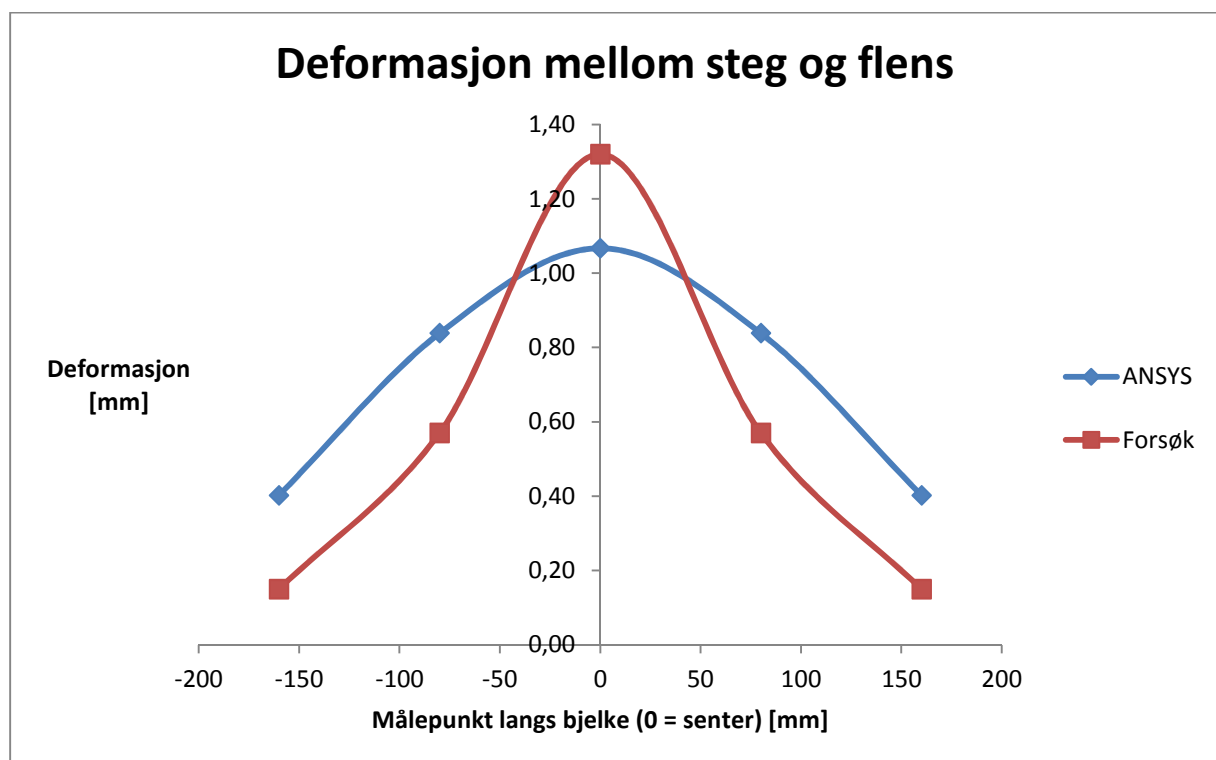
Figur 5.16: Allerede oppstått skjærdeformasjon i flens grunnet spikerplateforbindelse vil motvirke skjærdeformasjon grunnet last fra lask.

## 5.4 Modellering i ANSYS

Fra oppstart ble det fokusert på modellering av den ene prøveserie, men det ble etter hvert avdekket begrensninger hos undertegnede. Det ble likevel ferdigstilt en analyse av prøveserie 21a.

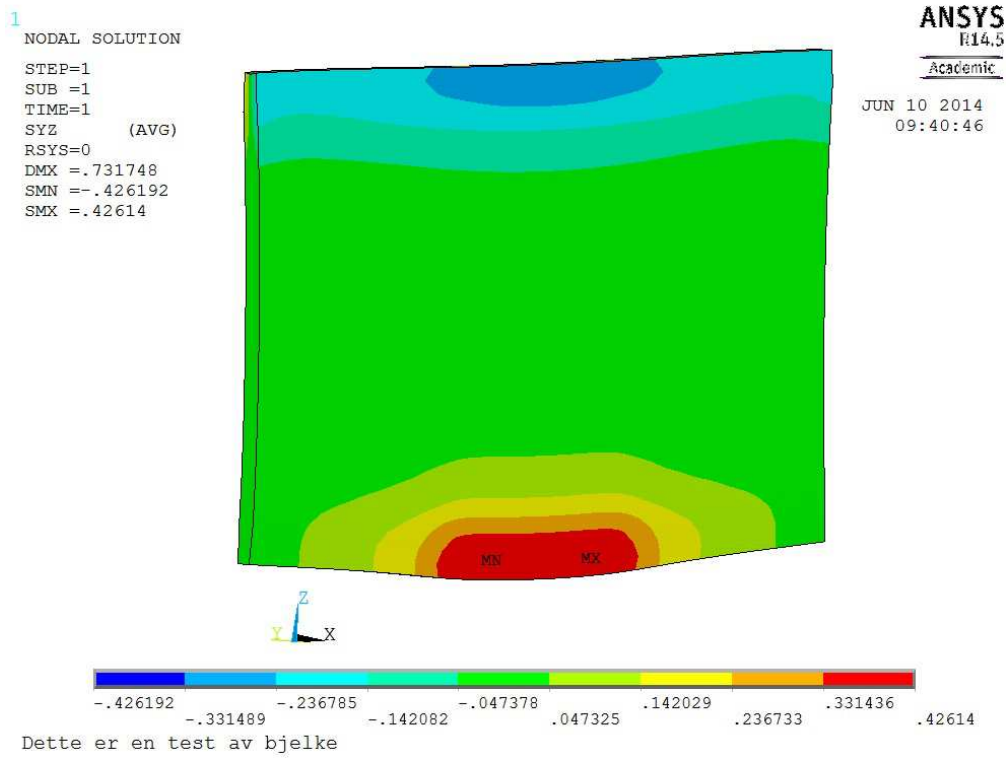
Sammenligning av resultater fra modell og forsøk viser verdier i relativt lik størrelsesorden (tabell 11).

Ved studering av resultater kan det synes som om ANSYS beregner en mer jevn utvikling av deformasjon i prøve enn det som var tilfellet ved forsøk.

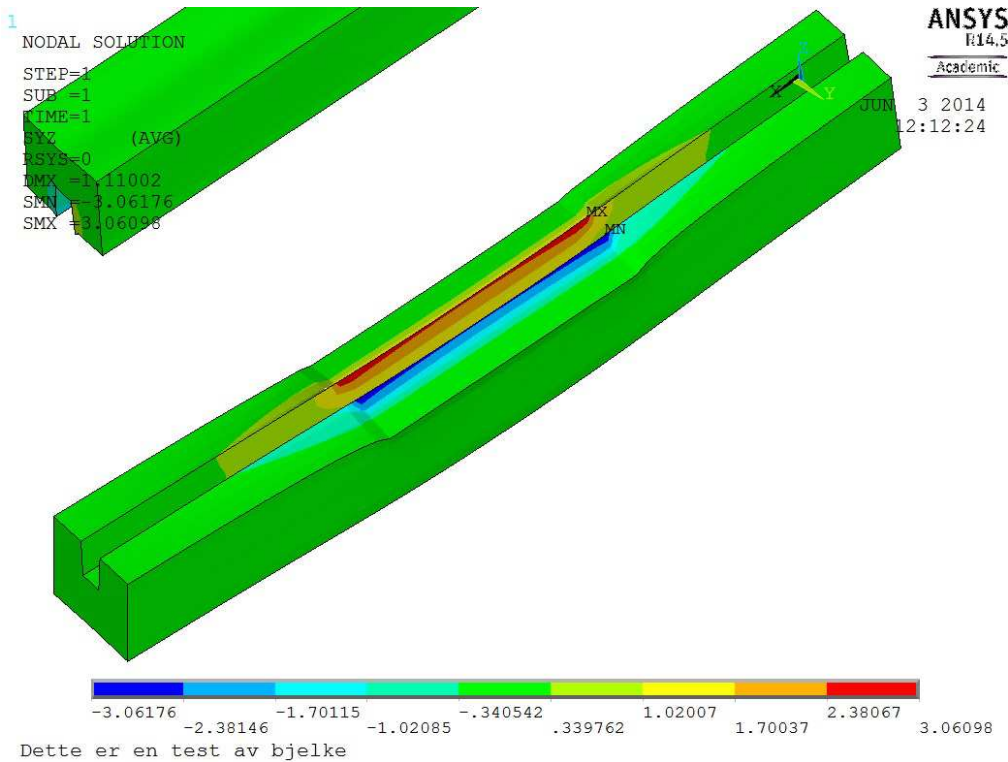


Figur 5.17: Plotting av resultater fra prøveserie 21a sammen med verdier fra tilsvarende punkter i ANSYS-modell.

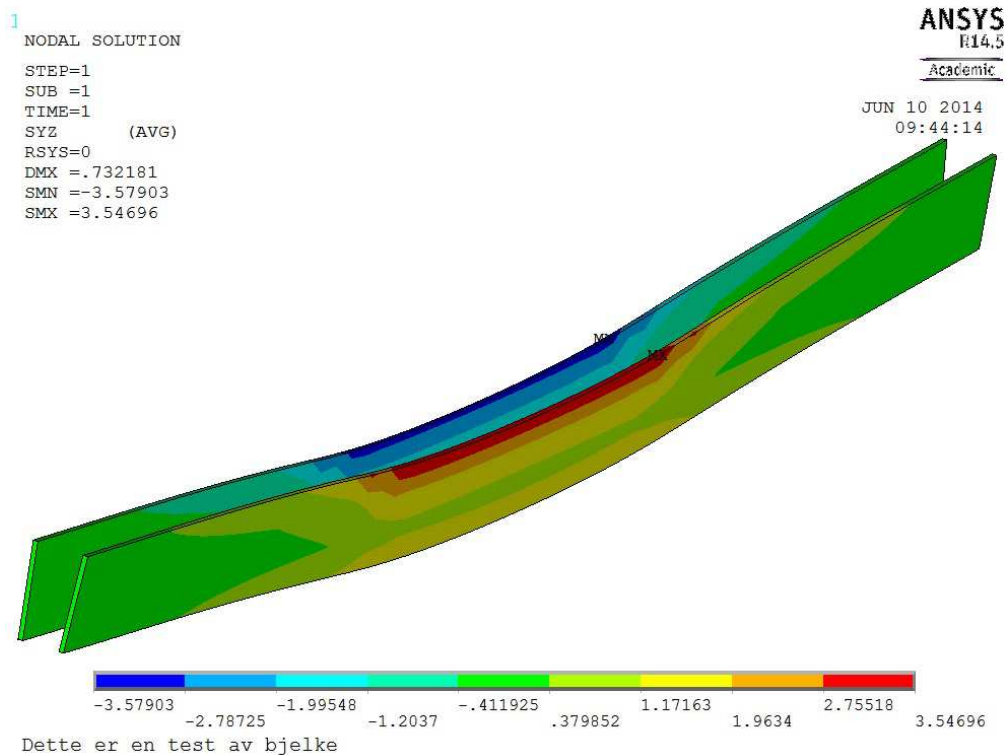
Bjelkeprøve og bjelkeramme ble modellert for at kraftoverføring skulle bli så likt som mulig. Den ene bjelkeramme ble fastholdt og den andre strukket ved 20kN. Det oppstår ingen definerte brudd i analysemodell da metode er basert på forskyvninger og stivheter. Spenninger som oppstår i modell må derfor studeres. Modell kan for eksempel deles inn etter materialtype. Her vil det være interessant å kontrollere den beregnede rulleskjærspenningen (YZ-skjærspenning) i forbindelsen flens-steg.



Figur 5.18: Rulleskjærspenning i steg. Steg ble modellert med egenskaper for OSB/3 (Larsen & Enjily 2009).



Figur 5.19: Rulleskjærspenning i nedre flens. Flens er modellert med egenskaper hos heltre (Dahl & Malo 2009).



**Figur 5.20: Rulleskjærspenning i nedre limfuge. Limfugen er modellert som stift materiale i et tynt sjikt mellom flens og steg.**

Beregninger tilsier skjærspenninger over  $3,0 \text{ N/mm}^2$ , som er mye høyere enn kapasitet (kapittel 3.3). Analyse viser likevel at spenningstoppene avtar ganske raskt. Det var i etterkant av forsøk vanskelig å skille om rulleskjærbrudd oppstod i flens eller steg da det ofte var innslag av begge. I teorien er kapasitet noe høyere i OSB, men det ble observert hyppigere brudd i OSB enn i flens. Brudd i OSB var i tillegg mer omfattende (dype brudd). Analyse tilsier høyere spenningskonsentrasjon ut mot flens. Modell av bjelkeramme ble noe ulik de virkelige og fikk noe høyere deformasjoner enn antatt under forsøk. Dette kan ha fått innvirkning på kraftoverføringen mellom bjelkeramme og flens i modell, som kan forklare noe forskjell i de indre spenninger. Figur 5.15 viser også at modell tar utgangspunkt i et mer jevnt reaksjonsmønster enn resultat fra forsøk tilsier.

## 6 KONKLUSJON

I denne oppgaven er det utført forsøk med noen aktuelle knutepunkter i takstoler med trebaserte I-bjelker og spikerplater. For å kartlegge kraftoverføringen ble det registrert deformasjoner mellom ulike komponenter i knutepunktene. Plassering av målepunkter ble styrt av knutepunktets utforming, men ble begrenset av antall tilgjengelige registreringsenheter. Det hadde vært optimalt med flere deformasjonsgivere for å sikre større nøyaktighet og eliminere feilmålinger knyttet til skjevheter samt sideveis rotasjon og bevegelse av komponentene i knutepunktet. Antall disponible deformasjonsgivere forhindret for eksempel måling på begge sider av forbindelsen.

Det ble testet ut kapasitet hos knutepunkt med og uten forsterkning. Forsterkning ble gjort i to trinn og var i hovedsak utføring av steg ved kryssfiner. Dette gav spikerplateforbindelse større forankringsareal og gav stor økning i kapasitet. Det sterkeste knutepunktet hadde spikerplateforbindelse gjennom kryssfiner opp til øvre flens. Dette resulterte i meget høye spenninger i forbindelse, som igjen førte til uforutsigbar bruddutvikling. For slike knutepunkt anbefales det å dimensjonere opp spikerplate og øke laskeplatenes bredde for å unngå brudd i/rundt disse. Ved behandling av resultater ble knutepunktet *bygd ned* til å være likt for de tre serier. Felles for alle prøver var brudd mellom nedre flens og steg (uttrekk av flens), en bruddtype som var forventet. Utviklingen i bjelken fram til brudd ble studert og sammenlignet over seriene. Det ble observert at forsterkning i knutepunkt forsinket uttrekket ved å fordele kreftene i større utstrekning langs bjelken, i forhold til det *rene* knutepunktet der all kraft ble ført direkte inn i limforbindelse. Ved beregning ble det funnet samsvar i den reelle deformasjon i limforbindelse fram til brudd hos alle tre knutepunkt. Tidsforløpet var til gjengjeld forskjellig. Hos det *rene* knutepunkt begynte utviklingen tidlig i forsøket, ved det mest forsterkede knutepunkt tok utviklingen til etter brudd var initiert i annen virkesdel.

For å beregne utviklingen som nevnt i avsnitt over ble resultater fra andre forsøksserier benyttet. Dette var forsøk rettet mot styrkeegenskaper i limforbindelse mellom steg og flens. Selv om resultatene var noe høyere enn teoretisk styrke ble disse benyttet i beregninger rundt knutepunktene. Resultater viste til noe *uregelmessig* utvikling langs bjelkeprøve. Som en forenkling ble dette behandlet som lineært. Også modell som ble bygget opp i ANSYS viste til mer jevn utvikling langs prøvens lengde enn resultat fra forsøk. Dette viser at knutepunkter med I-bjelker er kompliserte og avgrenser denne oppgaven til kun å detektere trender i bruddutviklingen.

Ved dimensjonering av slike knutepunkter kan det være fornuftig å starte i *motsatt ende* og for eksempel beregne den antatte utstrekningen av bjelken som må til for å motvirke kritiske deformasjoner i limforbindelse. Fortsettelsen blir så hvordan dette problem kan løses ved hjelp av eventuelle forsterkninger i knutepunktet. For takstolprogram kan det utformes standardiserte, trinnvise forsterkninger som kontrolleres opp mot behovet for en *effektiv lengde*. Forsterkningen er samtidig kontrollert mot lokale påkjenninger, og må være dimensjonert mot internt brudd.

Det ble i tillegg utført to forsøksserier for kontroll av spikerplatens forankringsfasthet i kryssfiner. Resultatene gav betraktelig lavere kapasitet enn den teoretiske. Det ble under forsøket avdekket oppførsel i forbindelse som ble antatt å gi eksentrisiteter i spikerplate. Det ble til slutt avdekket metodefeil ved utforming av prøveserie, som mest sannsynlig førte til den uønskede oppførsel i forbindelse. Resultater fra disse prøveserier ble ikke tatt med videre i vurderingen. Det ble samtidig avdekket noe lavere densitet i plater. Dette er aktuelt med tanke på forankringsbrudd i kryssfinerlask hos det mest forsterkede knutepunkt, som kom i form av blokkskjærbrudd mellom platens sjikt. Likevel ble det ved beregninger med bruddlaster funnet spenninger i forbindelse som overgikk kapasiteter. Siden forankring i lask kun var en del av en et større forbindelsessystem ble nok *rent* uttrekk av spikerplate forhindret og brudd oppstod heller mellom sjikt i plate.

Som tidligere nevnt ble det bygd opp modell i ANSYS. Siden hovedfokus ved start av oppgaven var forsøk, ble ikke dette lagt så mye vekt på før etter hvert i arbeidet. Det ble utført en analyse som kunne sammenlignes med den ene forsøksserie, men sammenligning ble begrenset til deformasjonsutvikling i limfuge mellom steg og nedre flens. Det er mye nyttig informasjon å hente i en slik modell. Det kunne for eksempel vært en god kilde med tanke på tøyninger i bjelke som ikke ble *fanget* opp av beregningsmetoden som ble benyttet i diskusjon. Dette ble det dessverre ikke tid til, samtidig som det også vil være usikkerhet rundt modelleringen grunnet noe begrenset kunnskap hos undertegnede. IMT anbefales på det sterkeste å gi mer undervisning i datamodellering, da det er gull verdt ved en slik masteroppgave.

## 7 LITTERATURLISTE

- Bovim, N. I. (2009). Kapittel 9 - Spikerplater. I: *Treteknisk håndbok*. Oslo: Norsk treteknisk institutt (NTI).
- Byggeindustrien. (2008). Byggma åpnet ny fabrikk. *Byggeindustrien*.
- Byggeindustrien. (2011). Masonite konkurs. *Byggeindustrien*.
- Dahl, K. B. & Malo, K. A. (2009). Nonlinear shear properties of spruce softwood: Numerical analyses of experimental results. *Composites Science and Technology*, 69 (13): 2144-2151.
- Fröberg, J. (2013). Masonit i våre hjärtan. *SvD Näringsliv*.
- GEFRAN. (2013). *PY2 Rectilinear displacement transducer with ball tip*. Italia: Gefran spa.
- Kjønsberg, B. (2003). *Forbindelser for trebaserte I-profiler*. Ås: Norges Landbrukshøgskole. 73 s.
- Kucera, B. (1992). *Skandinaviske normer for testing av små feilfrie prøver*. SKANORM 4 -1992. Ås: Skogforsk. 104 s.
- Larsen, H. & Enjily, V. (2009). *Practical design of timber structures to Eurocode 5*. London: Thomas Telford Limited. 268 s.
- Masonite Beams AB. (2012). *Masonite Beams, 5000*. Sverige: Byggma ASA.
- Månsson, L. (2012). Europeisk teknisk godkjenning ETA-12/0018. Sverige: SITAC.
- National instruments corporation. (2012). *Low-cost, Bus-powered multifunction DAQ for USB*. USA: National instruments corporation.
- Norges Byggscole. (1999). *Trekonstruksjoner med spikerplater*. Norge: Norske Takstolproduzenters Forening.
- Olsson-Lindh, C. (2013). Från ångsåg till skyskrapa i trä. *Byggvärlden*.
- Ramstad, T. Ø. (2008a). Teknisk godkjenning Nr. 2001. Oslo: SINTEF Byggforsk.
- Ramstad, T. Ø. (2008b). Teknisk godkjenning Nr. 2182. Oslo: SINTEF Byggforsk.
- Ringstad, H. (2011). Trekonstruksjoner med spikerplater. *FOKUS på tre*, 5000 (52): 1-8.
- Solli, K. H. (1995). Test av diverse RANTI-bjelker, 351138. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt (NTI). 17 s.
- Solli, K. H. (1998). RANTI - Testing av diverse detaljer, 372596. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt (NTI). 16 s.
- Solli, K. H. & Glasø, G. (2011a). Trebaserte konstruksjonselementer. *FOKUS på tre* (27): 1-8. Tilgjengelig fra: <http://www.trefokus.no/fullstory.aspx?m=1174&amid=15468>.
- Solli, K. H. & Glasø, G. (2011b). Trebaserte plater. *FOKUS på tre* (26): 1-8. Tilgjengelig fra: <http://www.trefokus.no/fullstory.aspx?m=65>.
- Standard Norge. (2004). *Eurokode 5 : Prosjektering av trekonstruksjoner del 1-1*. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Oslo: Standard Norge.

## VEDLEGG A

### Spikerplatens egenskaper

Egenskap	PTN	Enhet
Forankringsfasthet $f_{fck}$ C	2,7 0,3	N/mm <sup>2</sup>
Platetrekkfasthet $f_{bdk}$ $f_{byk}$	201 140	N/mm
Platetrykkfasthet $f_{cdk}$ $f_{cdy}$	72 74	N/mm
Plateskjærfasthet $f_{vdk}$ $f_{vdy}$	92 83	N/mm

Indeks x angir retning parallelt platens hovedretning  
 Indeks y angir retning på tvers av platens hovedretning

Figur 0.1: Egenskaper Kartro PTN spikerplate



## VEDLEGG B

### Datablad for deformasjonsmålere

#### Technical Details

A	88mm
B	55mm
Connection	Plug
Displacement force, push rod	max. 3N
Displacement speed	= 10m/s
Housing material	Anodised aluminium
Linearity	=± 0.2%
Operating current, slider circuit	max. 1µA
Operating temperature	-30...+100°C
Protection rating	IP 40
Repeat accuracy	0.002mm
Resistance	5kOhm
Service life	100 x 10 <sup>6</sup> movements
Stroke length, electric	50mm
Temperature coefficient, voltage divider	5ppm/°C
Tolerance, resistance	± 20%
Wiper current during malfunction	10mA

Figur 0.1: Datablad for Novotechnik ts50 deformasjonsmåler.

#### Technical Details

A	134.4mm
B	80mm
Connection	Plug
Dimensions L x W x H	134.4 x 18 x 19mm
Housing material	Anodised aluminium
Linearity	=± 0.2%
Operating temperature	-30...+100°C
Protection rating	IP 40
Repeat accuracy	0.002mm
Resistance	5kΩ
Resistance Technical Notation	5K
Service life	>100 x 10 <sup>6</sup> movements
Stroke length, electric	75mm
Temperature coefficient	5ppm/°C
Tolerance, resistance	± 20%

Figur 0.2: Datablad for Novotechnik trs75 deformasjonsmåler.

TECHNICAL DATA	
Useful electrical stroke (C.E.U.)	10/25/50/75/100
Resolution	Infinite
Independent linearity (within C.E.U.)	see table
Displacement speed	$\leq 10 \text{ m/s}$
Displacement force	$\leq 4 \text{ N}$
Life	$>25 \times 10^6$ strokes, or $100 \times 10^6$ operations, whichever is less (within C.E.U.)
Vibrations	5...2000 Hz, $A_{\text{max}} = 0,75 \text{ mm}$ $a_{\text{max}} = 20 \text{ g}$
Shock	50 g, 11 ms.
Tolerance on resistance	$\pm 20\%$
Recommended cursor current	$< 0,1 \mu\text{A}$
Maximum cursor current	10 mA
Maximum applicable voltage	see table
Electrical isolation	$>100 \text{ M}\Omega$ a. 500 V $\sim$ , 1 bar, 2s
Dielectric strength	$< 100 \mu\text{A}$ a. 500 V $\sim$ , 50 Hz, 2s, 1 bar
Dissipation at 40°C (0W at 120°C)	see table
Actual Temperature Coefficient of the output voltage	$< 1,5 \text{ ppm}/^\circ\text{C}$
Working temperature	-30...+100°C
Storage temperature	-50...+120°C
Case material	Anodised aluminium Nylon 66 G 25
Control rod material	Stainless steel AISI 303
Fixing	Brackets with variable longitudinal axis

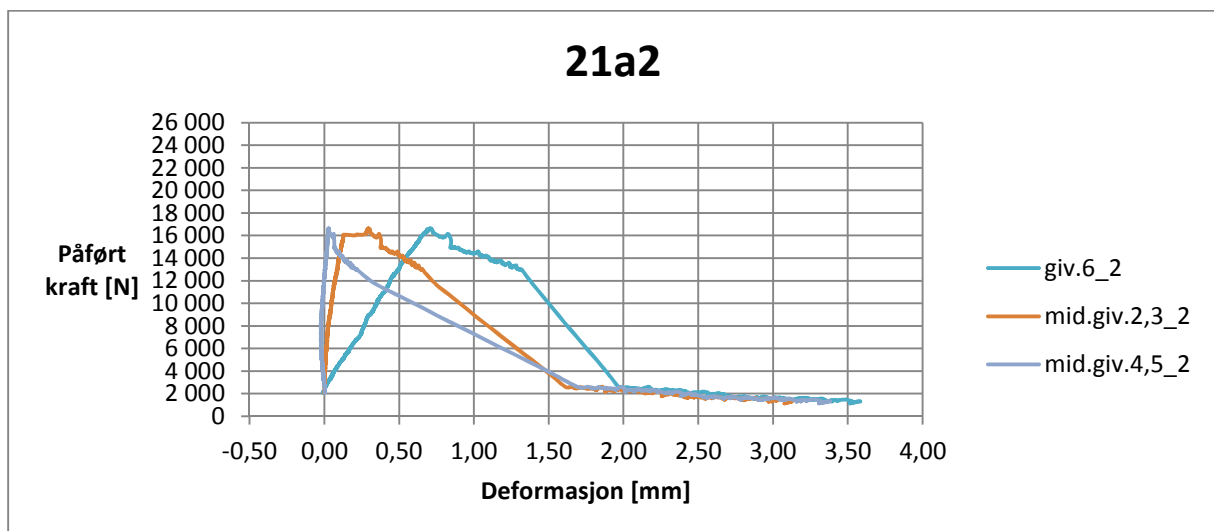
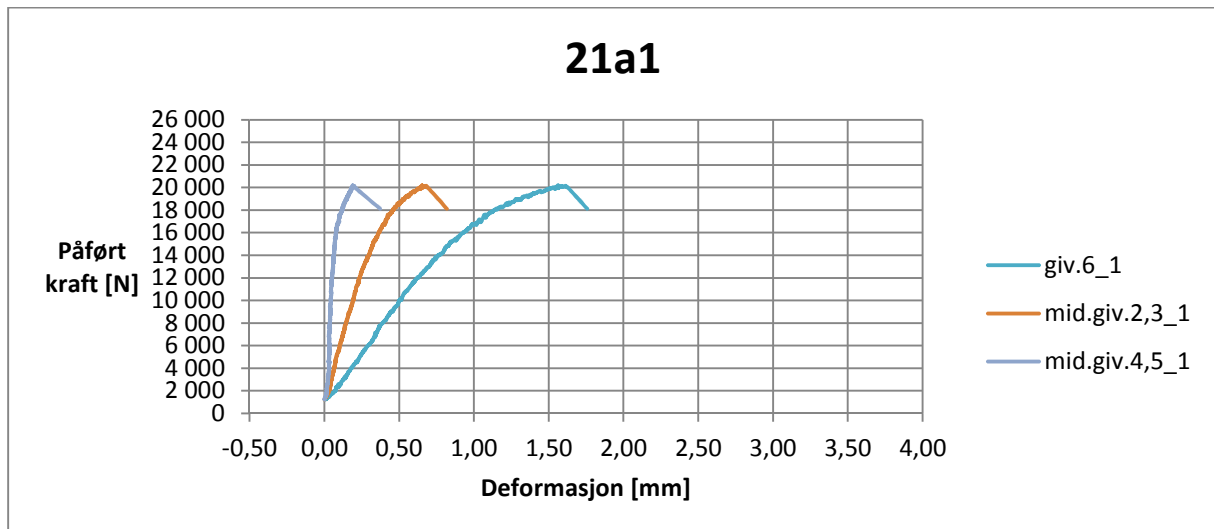
Figur 0.3: Datablad for Gefran PY2 deformasjonsmåler.

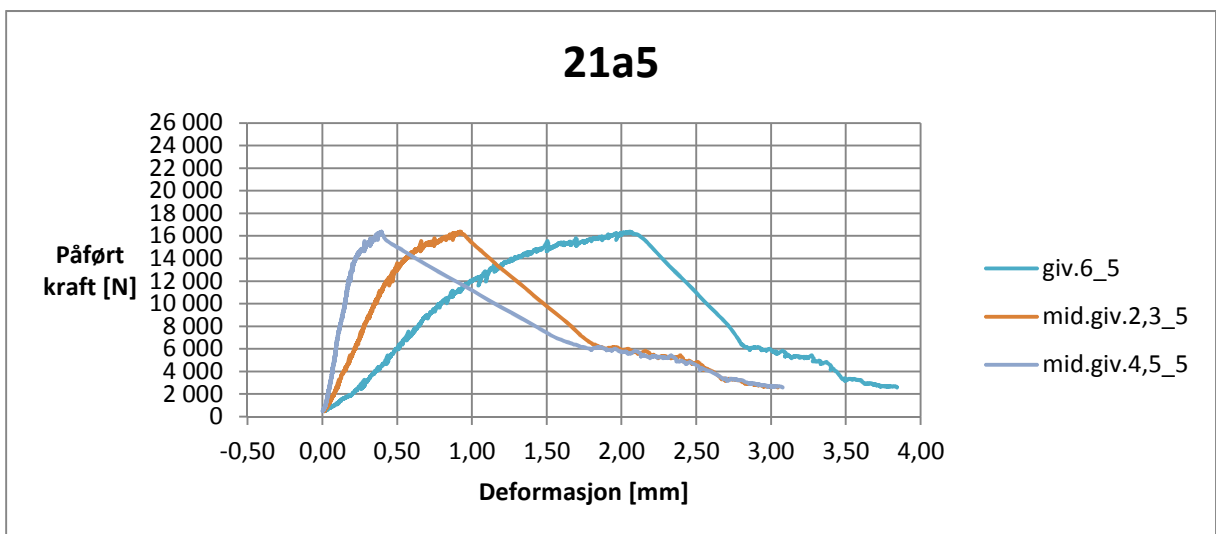
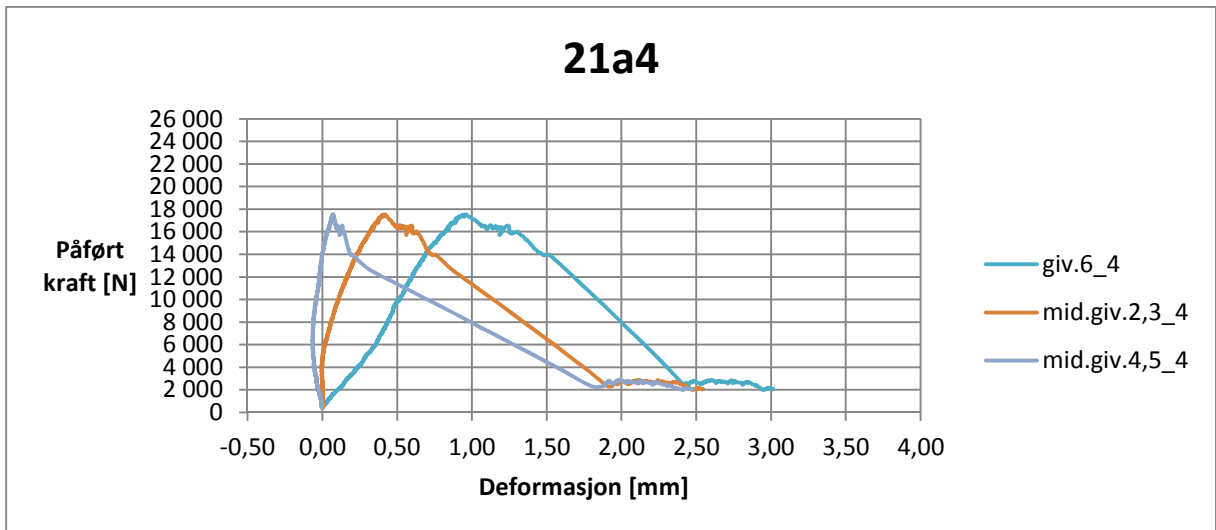
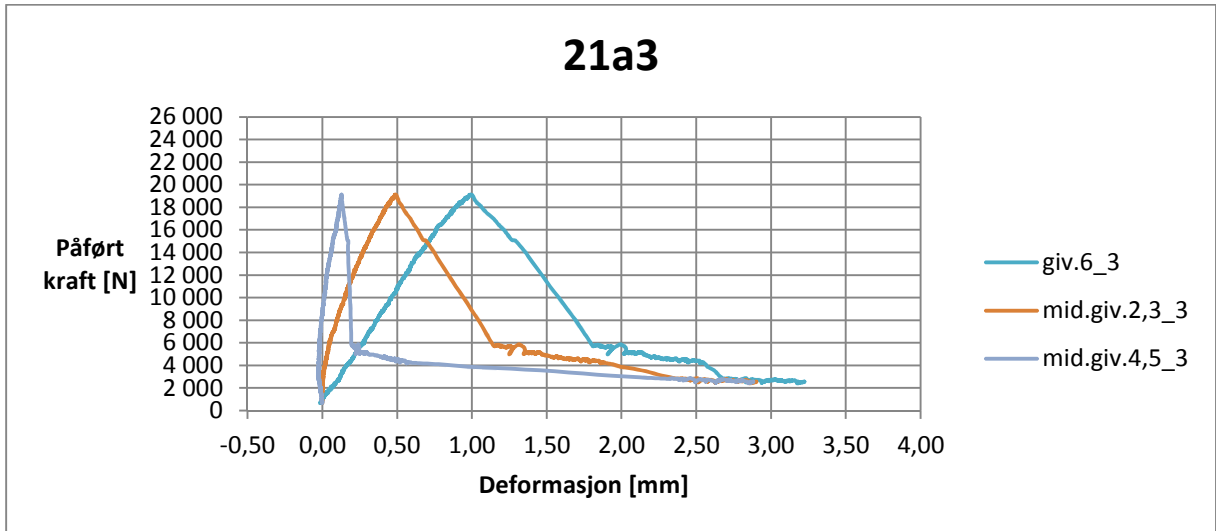
## VEDLEGG C

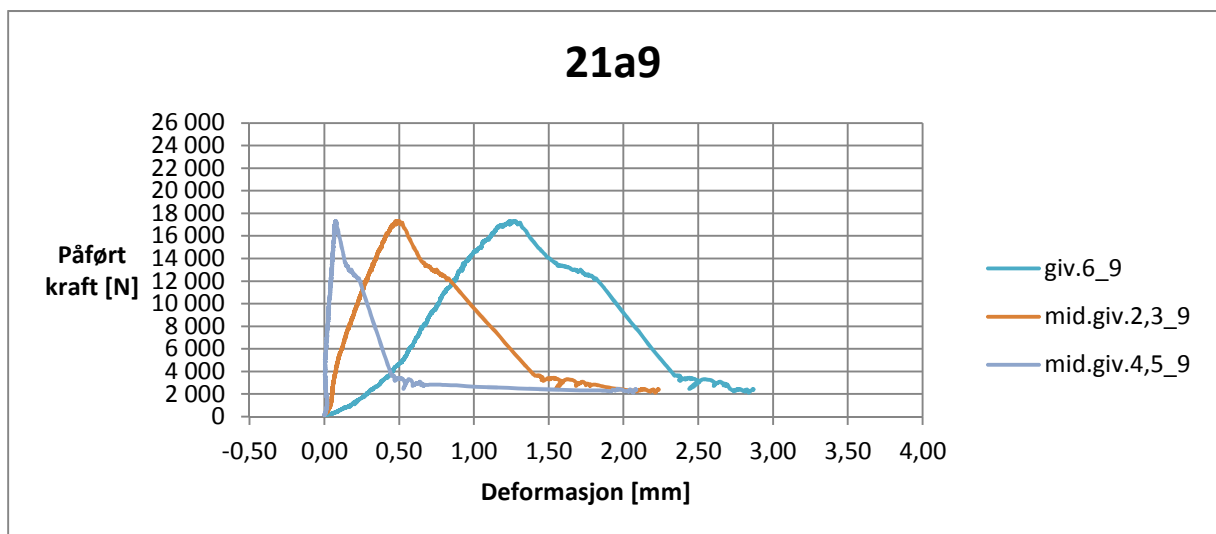
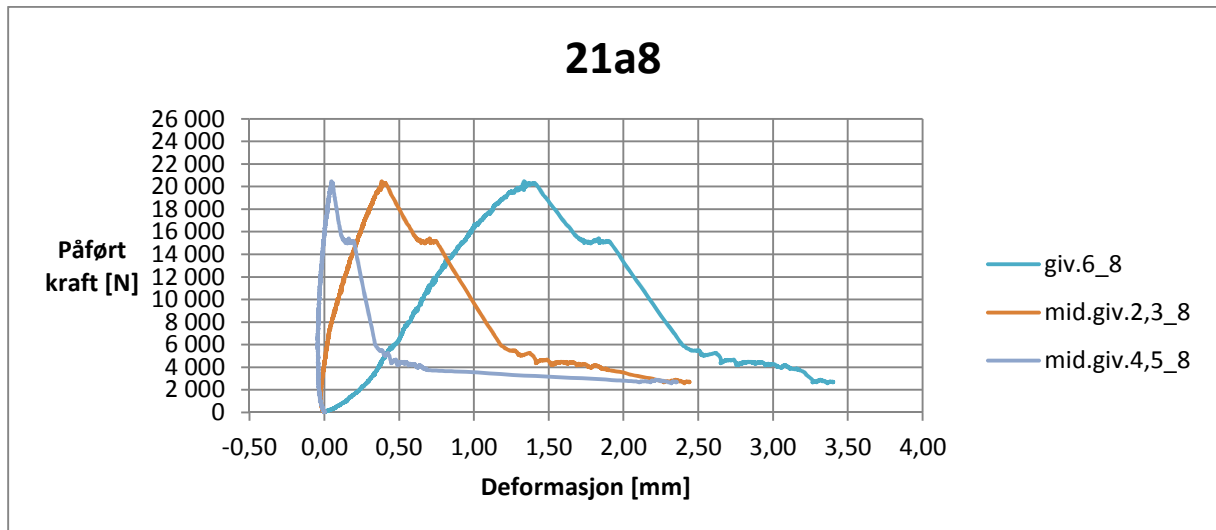
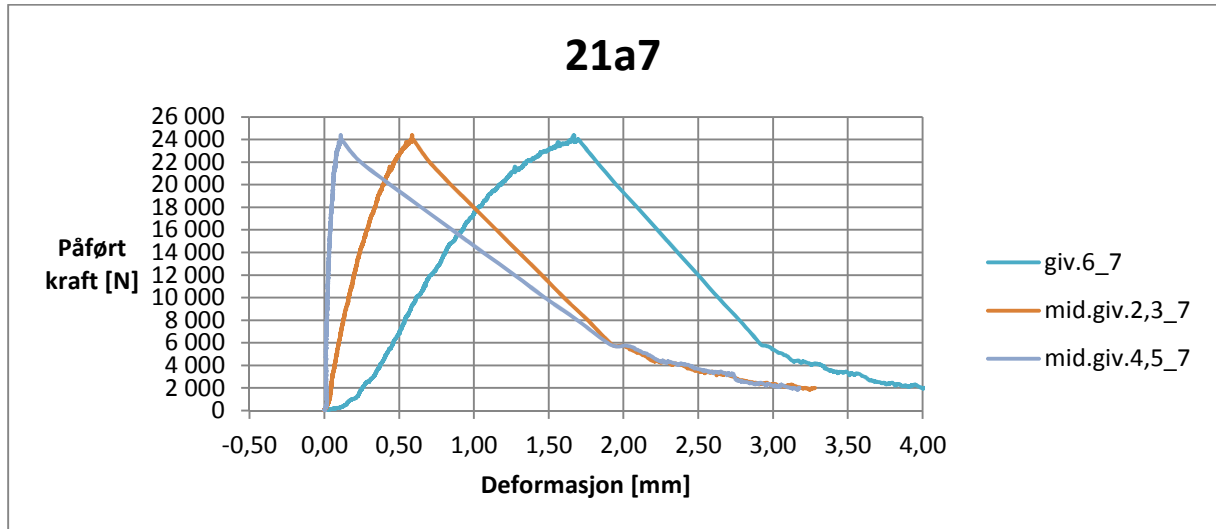
### Arbeidsdiagrammer

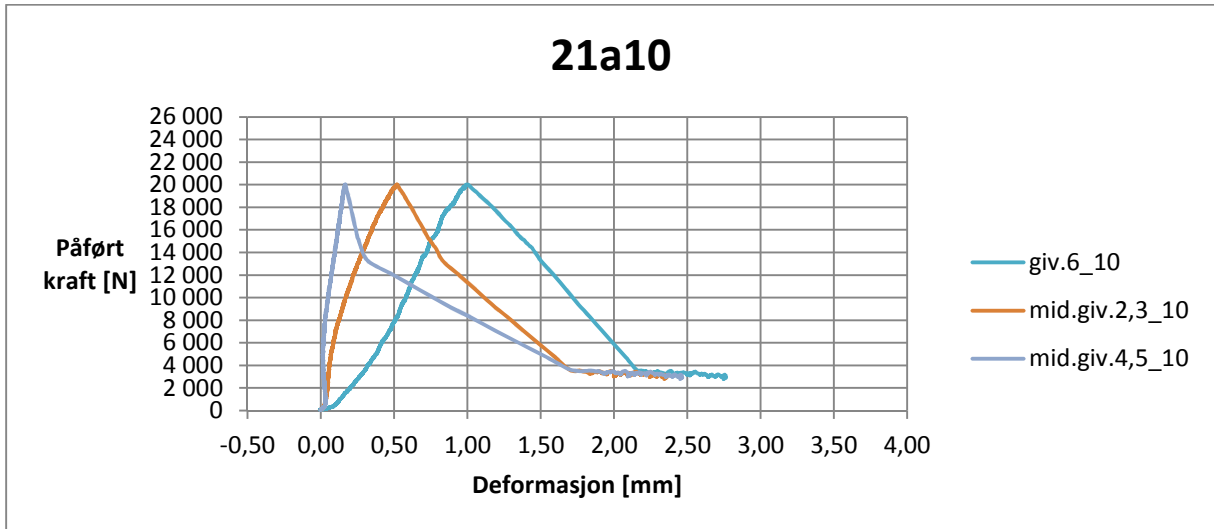
Her følger arbeidsdiagrammer for alle prøver i serie 21a og knutepunktseriene 41a, 42a og 44a. Alle diagram som er presentert i kapittel 4 *Resultater* er ikke i vedlegg. Forkastede prøver er også ekskludert. Alle verdier i diagram er glidende middelerverdi av de ni siste målinger.

#### Prøveserie 21a

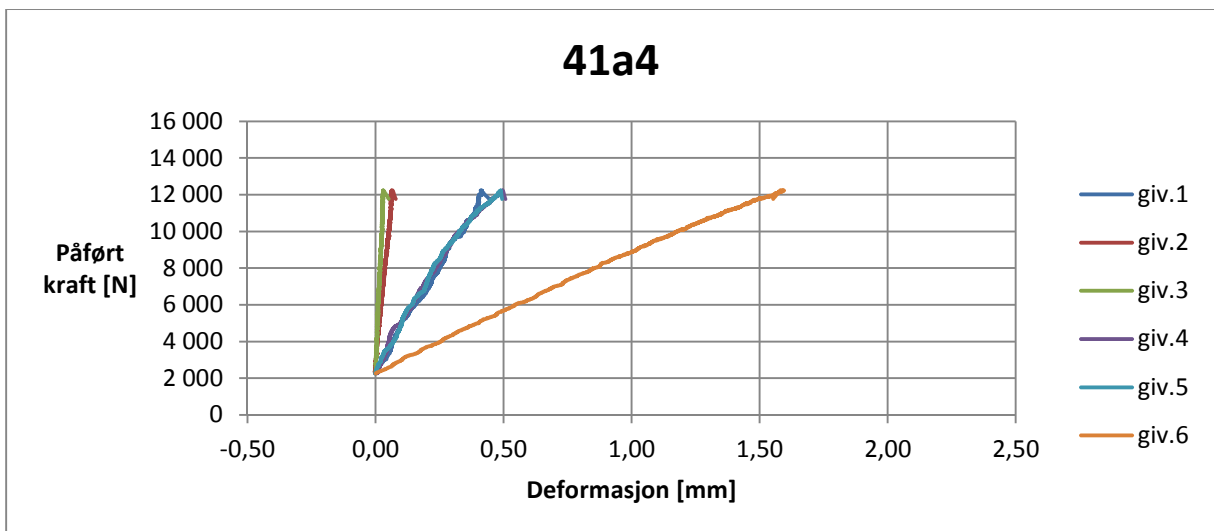
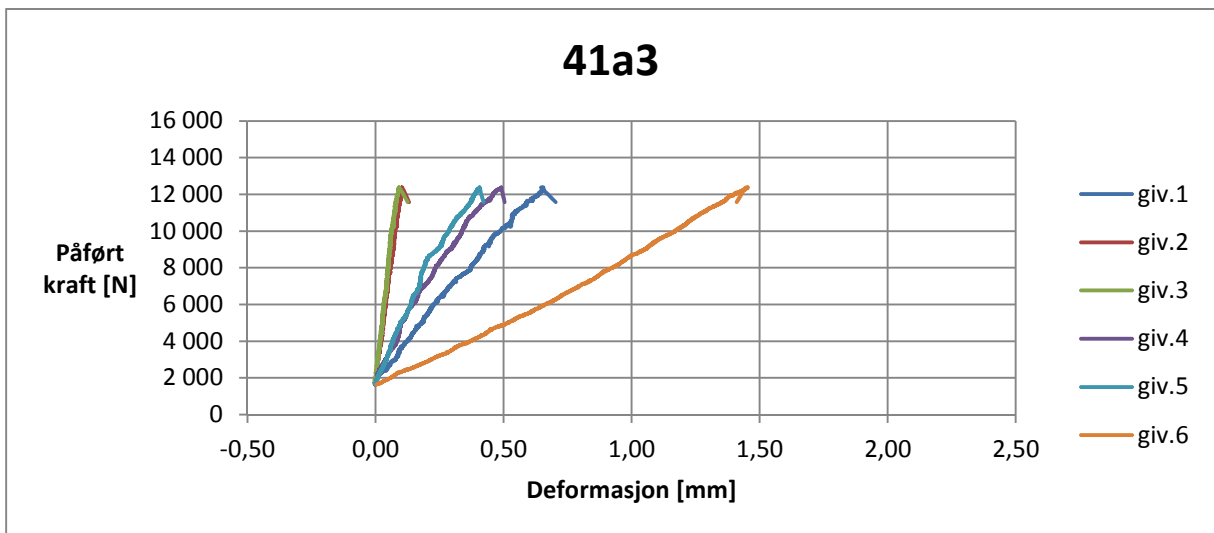


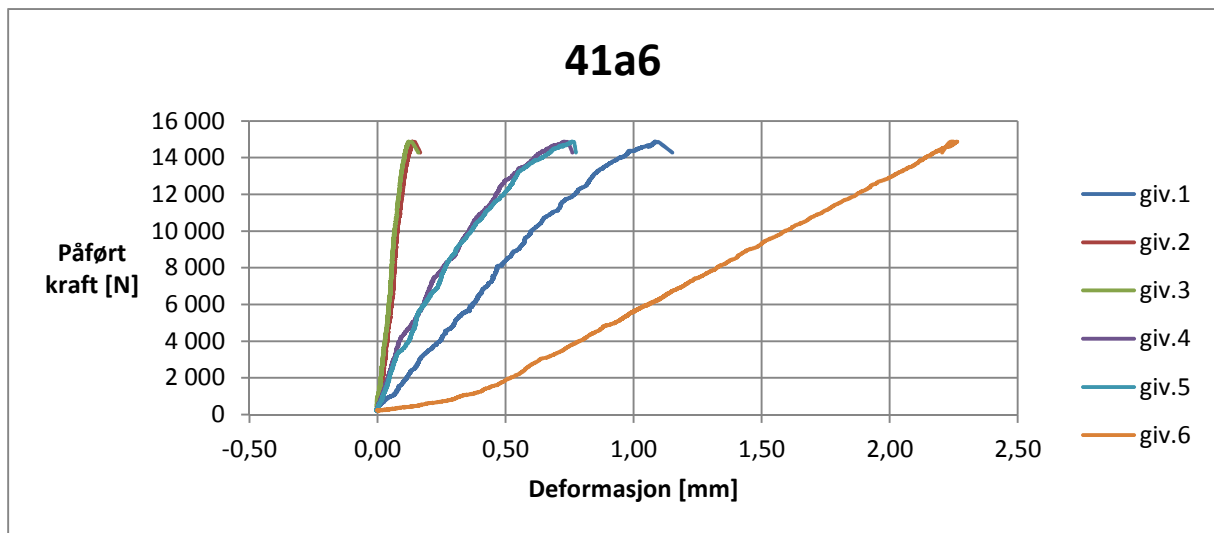
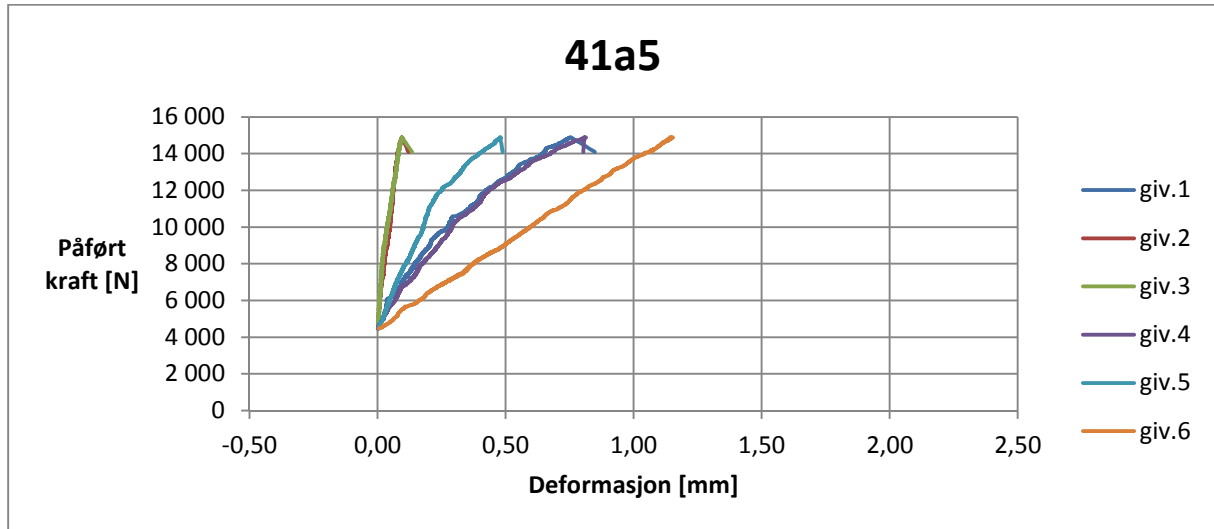




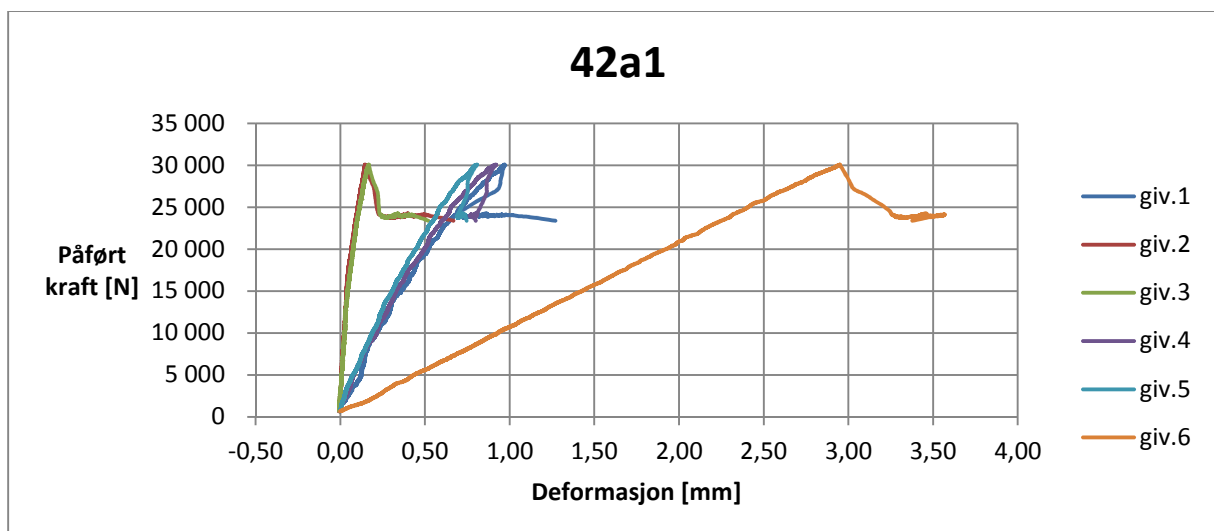


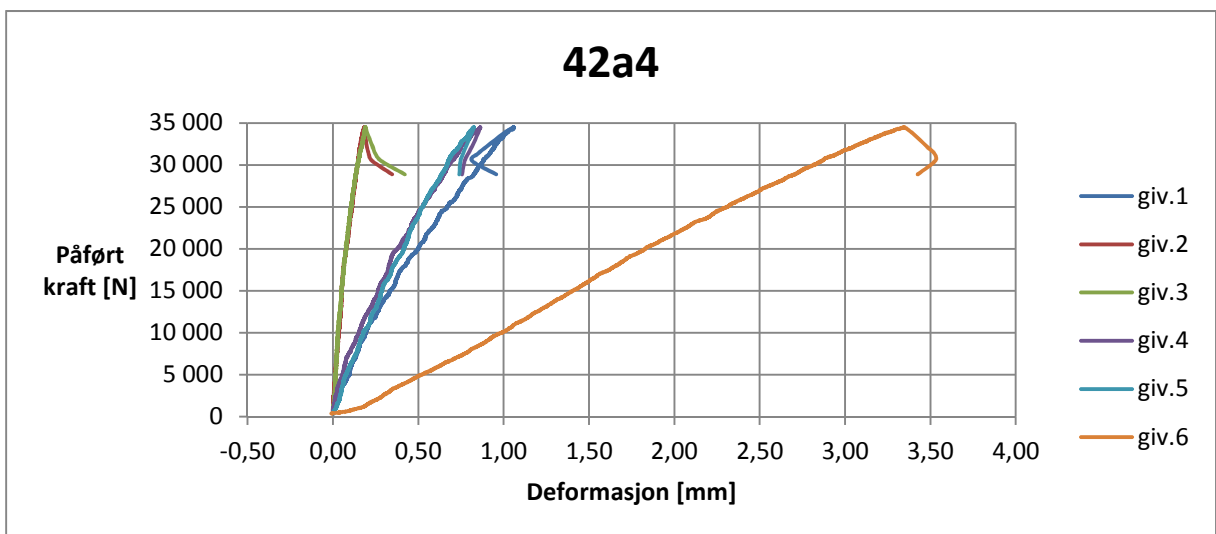
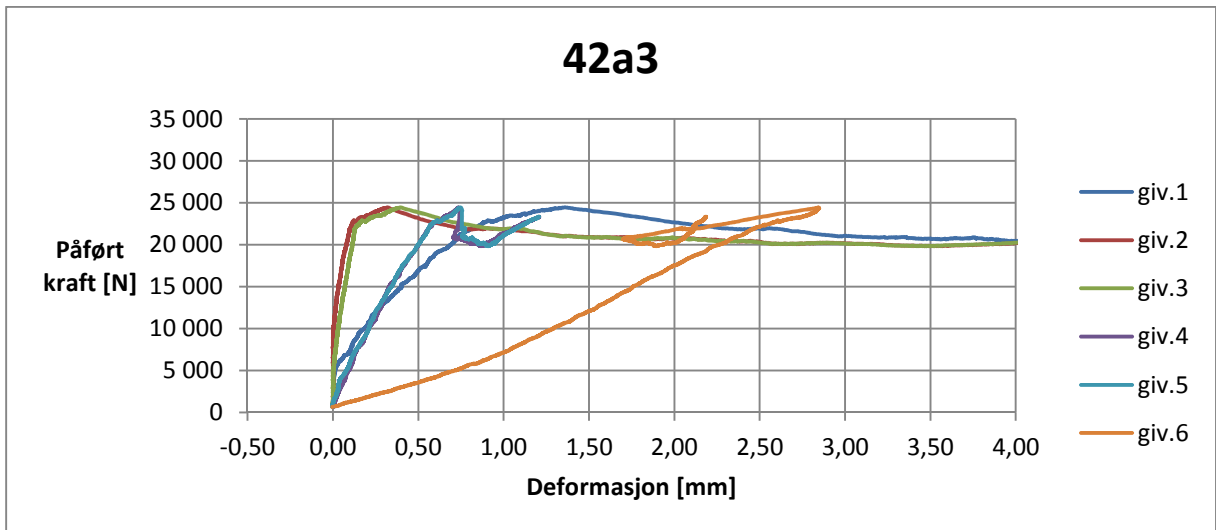
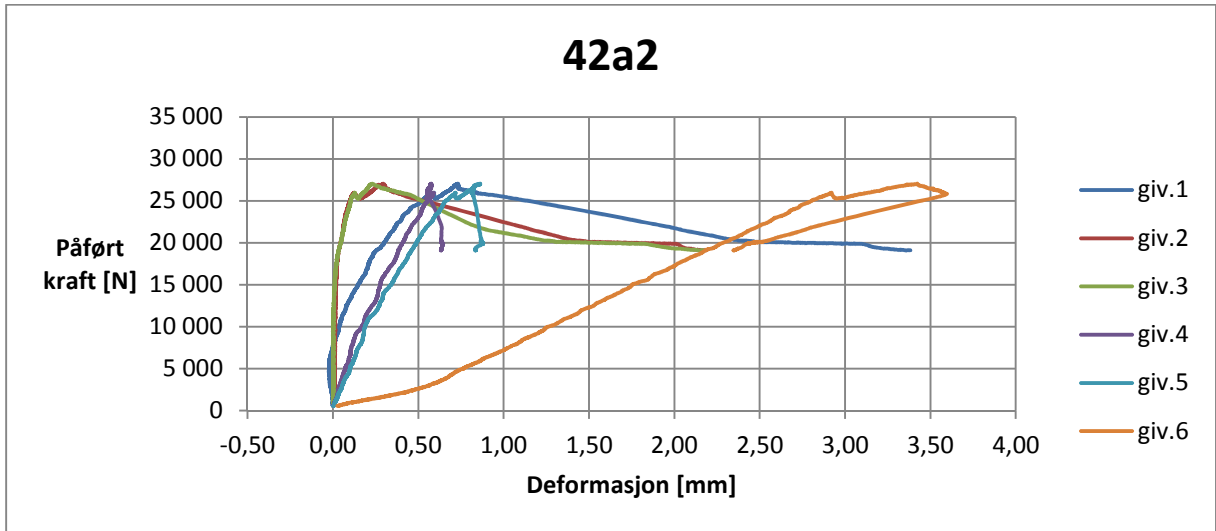
**Prøveserie 41a**



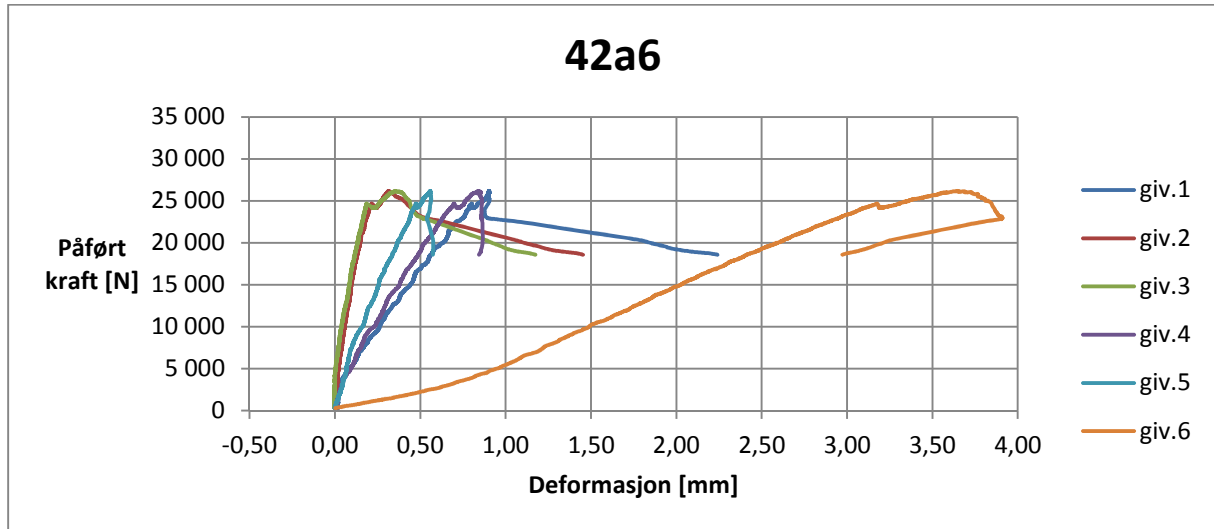


#### Prøveserie 42a

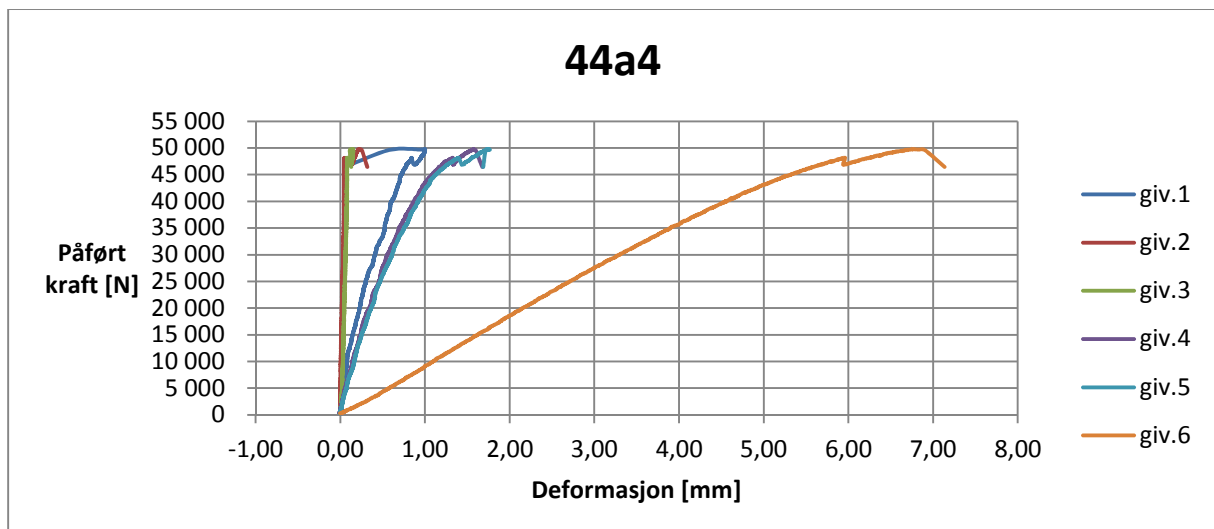
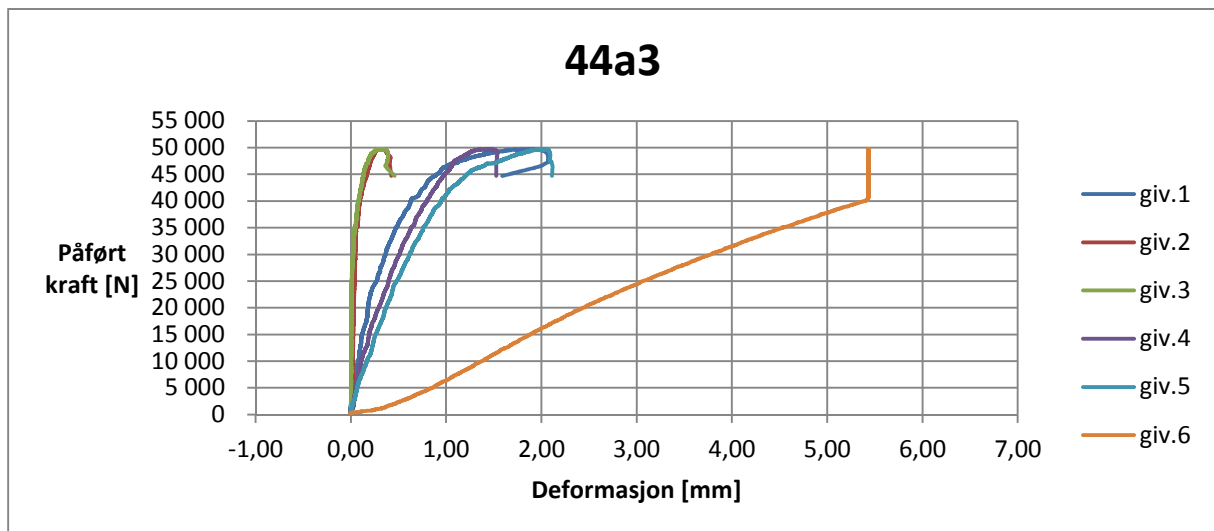


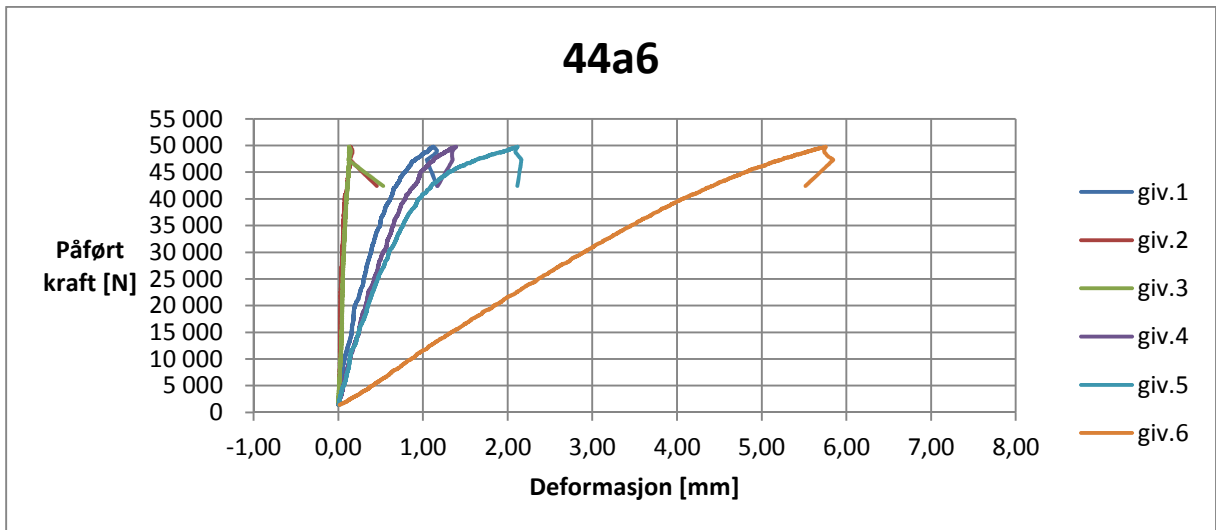
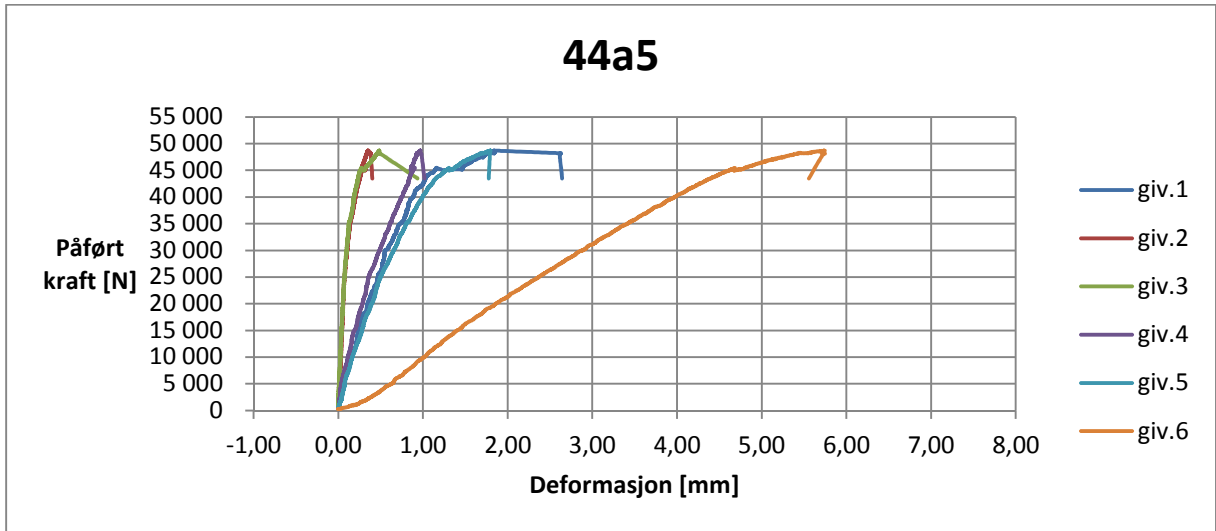






#### Prøveserie 44a







Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

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