

Bæreevne for punktlast av bjelker og svill under trykk  
tvers på fiber

The bearing capacity of locally loaded beams and sills for  
compression perpendicular to the grain

Alvdis Hardeng

UNIVERSITETET FOR MILJØ- OG BIOVITENSKAP  
Institutt for matematiske realfag og teknologi  
Masteroppgave 30 stp. 2011





## FORORD

Denne masteroppgaven er skrevet som en avslutning på mastergradstudiet ved Institutt for Matematiske realfag og Teknologi (IMT), Universitetet for Miljø- og Biovitenskap (UMB). Gjennom disse fem årene har jeg fulgt studieretningen Byggeteknikk og Arkitektur med treteknologi som spesialisering. Arbeidet som er nedlagt i forbindelse med gjennomføringen av denne masteroppgaven tilsvarer et omfang på 30 studiepoeng.

Oppgaven ble foreslått av Nils Ivar Bovim, med utgangspunkt i problematikken rundt bæreevnen for punktlast av svill og bjelker tvers på fiber. I arbeidet med masteroppgaven har jeg fått lov til å samarbeide med arbeidsgruppen for "tverrtrykk i EC5". Det har vært interessant å skrive oppgave om et tema som engasjerer så mange, også på tvers av landegrensener. Arbeidet har ikke bare vært lærerikt for meg, men vil også være nyttig for videre fremdrift av arbeidet med bæreevnen for punktlast av bjelker og svill tvers på fiber. Det å skrive en masteroppgave har vært en spennende og utfordrende prosess - en berg- og dalbanetur hvor det er kort vei mellom topp og bunn.

Jeg ønsker å takke alle som har bidratt. Først og fremst min veileder Nils Ivar Bovim. En veldig interessert, kunnskapsrik og hyggelig person. Takk for god veiledning, motivasjon og optimisme. En del av utregningene i oppgaven bygger på grunnlag fra Nils Ivar Bovim. Det er ikke et problem han ikke kan løse ved hjelp av Excel. Takk til biveileder og stipendiat Anders Myhr for hjelp med ANSYS-analyse og skriveprosessen. Dernest vil jeg takke Norsk Treteknisk Institutt (Treteknisk) for bruk av laboratoriet og biblioteket. Jeg vil gjerne takke Sigurd Eide og Erik Aasheim for god oppfølging.

Christoffer Aas Clementz har lånt ut kamerautstyr, og Andreas Flø lyskastere og programvare i forbindelse med fotogrammetrien. Flø har veiledet i utførelse av bildeanalyse, og Olav Høibø har hjulpet med statistikk. Limtreet til forsøkene ble fremskaffet av Moelven, heltreet av Treteknisk og prikkmalen til bruk under fotogrammetrien ble tilvirket på bestilling av verkstedet ved IMT. Takk til Endre for akrylsprøyten.

Jeg vil gjerne takke mine studievenner for en uforglemmelig studietid, både faglig og sosialt på UMB, Ås og også ved INSA, Toulouse. I tillegg vil jeg rette en takk til min familie og Martin som har lest korrektur og rettet humør.

Universitetet for miljø- og biovitenskap, Ås

den 15. mai 2011

Alvdis Hardeng

## SAMMENDRAG

I masteroppgaven er det sett nærmere på problematikken rundt trykk tvers på fiber for lim- og heltrematerialer. Hovedfokuset har vært bæreevnen for punktlast av svill og bjelker. Endringer i standarder og innføringen av Eurokode 5 i Norge har gitt forandringer for beregning av trykk tvers på fiber. Lavere fasthetsverdier og styrkefaktorer har gitt en dyrere byggeprosess, og skapt et ønske om en mer nøyaktig beregningsmodell av bæreevnen. Fagmiljøene har hatt ulike tilnærminger til problemet – noen støtter seg på empiriske data, mens andre tar utgangspunkt i en analytisk beregningsmetode for lastfordelingen.

I denne oppgaven er det brukt tre forskjellige metoder: labforsøk, fotogrammetri og FEM-analyse. Fullskalaforsøket er utført med forskjellige svillemodeller og høy og lav bjelke. Labforsøkene ble gjort med både hel- og limtreprøver av norsk gran. Sammentrykning ble registrert med digitale givere, og lastnivå over tid ble logget. Ved enkelte av prøvene ble tøyninger over et større område registrert med fotogrammetri. For en teoretisk sammenligning er det blitt utført FEM-analyse i ANSYS (ANSYS<sup>1</sup>). Både lineær og ikke-lineær analyse ble brukt for å evaluere de analytiske resultatene mot fotogrammetri- og forsøksresultatene. Alle metodene er evaluert og vurdert mot hverandre.

Det er tatt utgangspunkt i tøyingsfordelingen for svill og bjelker for å beskrive bæreevnen. Resultatene tyder på at bæreevnen for svill og bjelker er et lokalt fenomen. Det er påvist at tøyingsområdet varierer med virkeshøyden og er ikke nødvendigvis knyttet relativt til prøvestykkets høyde. ANSYS-analysene bekrefter tøyingsresultatene og gav et til dels realistisk bilde av spennings- og tøyingsfordelingen. FEM-analysene får ikke frem effekten av flytning tvers på fiber over proporsjonalitetsgrensen. For å kunne simulere en god modell for trevirkets oppførsel i det ikke-lineære området, kreves det derfor videre arbeid med modellene.

Labforsøkene har vist at bæreevnen øker med størrelsen av prøvestykket på grunn av hengekøyeffekten. Det er dokumentert økende lastkapasitet for både svill og bjelker under trykk tvers på fiber så lenge det er tilstrekkelig med urørt virke til side for lastpåføringen.

En sammenligning av egne resultater med de forskjellige modellene for bæreevne har vist liten variasjon. Resultatene gir likevel ikke grunnlag for å påstå at modellene beskriver bæreevnen på en dekkende måte. Den uklare tøyingsfordelingen gjør det ikke mulig å beskrive en dekkende modell for trevirke under trykk tvers på fiber. På grunn av usikkerheten rundt tøyingsfordelingen er det valgt å beskrive situasjonen i bruks- og bruddgrensetilstand for en best mulig kontroll av bæreevnen. For kontroll i bruksgrensetilstand, er det presentert et uttrykk for beregning av inntrykning for svill og bjelker. Beregningsmetoden baserer seg på at initiell spenning ser ut til å være lik for bjelker og sviller med midtlast. Bæreevnen er dokumentert å stige ved økende lastpåkjenning. En bruddspenningskontroll ut fra et inntrykningskrav, vil dermed alltid gi sikkerhet mot kollaps i bruddgrensetilstand.

## ABSTRACT

In this master thesis the main focus has been the problem regarding compression perpendicular to the grain for glulam and softwood materials. The thesis concentrates on the bearing capacity associated with locally loaded sills and beams. Changes in standards and the introduction of Eurocode 5 in Norway have led to changes in the calculation of compression perpendicular to the grain. Lower strength and rope effect values have resulted in a more expensive building process and a desire for a more accurate model for the bearing capacity. Researchers have had different approaches to the problem – some base their model on empiric data, while others have a theoretical assessment of the load distribution.

Laboratory experiments, photogrammetry and FEM analysis are the methods that have been used in this study. A full-scale test has been performed with different sills and beams. Laboratory experiments were done with both softwood and glulam of Norwegian spruce. Indentation was logged with digital sensors and a load-deformation curve was recorded. For some samples strain was registered over a larger area by use of photogrammetry. FEM analysis has been performed for a theoretical comparison. Both linear and nonlinear analysis was used to evaluate the analytical results against the experimental results and the photogrammetry. All methods are evaluated and rated against each other.

To describe the bearing capacity for sills and beams the strain distribution is examined. The results indicate that the bearing capacity for sills and beams is a local phenomenon. It is shown that the strain and stress field varies with the samples height and are not necessarily related relatively to the sample height. The FEM models were partly realistic and supported the experimental results. However, ANSYS did not present an accurate model for wood behavior in the nonlinear area of the load-deformation curve. This is essential in order to simulate a good model and requires further work.

The results have shown that the bearing capacity increases with the length, due to the rope effect. It is proven that the bearing capacity increases for both sills and beams as long as there is sufficient unstressed material beside the indentation.

Based on a comparison of the results, it appears that the different models for the bearing capacity have only small variations. Still, it is not proven that the models are accurate for the bearing capacity. The unclear strain distribution makes it impossible to describe a model for the bearing capacity perpendicular to the grain. Because of the uncertainty regarding the strain distribution, it is chosen to describe the situation in both the Serviceability and the Ultimate Limit State. A model for calculation of indentation in beams and sills in the Serviceability Limit State is presented. The model is based on the fact that the initial stress appears to be the same for low and high beams and various sill models with centered load. For the Ultimate Limit State a method to control the stress level by indentation is chosen. An indentation limit is relevant as laboratory results have documented increasing load-deformation curves for all sills and beams.

## INNHALDSFORTEGNELSE

Terminologi .....	vii
1 Innledning .....	1
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Problemstilling og målsetting .....	2
1.3 Avgrensninger .....	2
1.4 Løsningsverktøy .....	2
1.5 Utforming .....	3
2 Teori .....	4
2.1 Trevirkets anatomi .....	4
2.2 Beregning av trykkfasthet .....	5
2.3 Bakgrunn for styrkefaktoren og inntrykningsfaktoren .....	6
2.4 Ulike modeller for bæreevne knyttet til punktbelastning .....	10
2.4.1 Madsens modell .....	10
2.4.2 Blass og Görlacher (Eurokode 5-modell) .....	11
2.4.3 Riberholt teori .....	13
2.4.4 van der Put-modellen .....	16
2.4.5 De Leiers masteroppgave .....	18
2.4.6 Oppsummering av alle modellene .....	19
3 Metode .....	20
3.1 Del 1: Trevirket .....	20
3.1.1 Fukt .....	20
3.1.2 Densitet .....	21
3.1.3 Feilkilder i trevirket .....	22
3.2 Del 2: Labforsøk .....	23
3.2.1 Oppsett av labforsøk .....	23
3.2.2 Randbetingelser og sensorer .....	24
3.2.3 Feilkilder i labforsøk .....	26
3.3 Del 3: Fotogrammetri og bildeanalyse .....	27
3.3.1 Introduksjon til fotogrammetri .....	27
3.3.2 Bruk av fotogrammetri i oppgaven .....	27
3.3.3 Tøyninger ut i fra fotogrammetri .....	29
3.3.4 Feilkilder under fotogrammetri og bildeanalysen .....	30
3.4 Del 4: Elementmetoden og FEM-analyse .....	33
3.4.1 Statisk og dynamisk analyse .....	33

3.4.2	ANSYS – analyse og modell .....	34
3.4.3	Bruddkriterier i ANSYS.....	37
3.4.4	Feilkilder i ANSYS-modeller .....	39
4	Resultater og diskusjon .....	40
4.1	Del 1: Fukt og densitet i trevirket .....	40
4.1.1	Fukt og densitet.....	40
4.1.2	Oppsummering av fukt og densitet i trevirket.....	41
4.2	Del 2: Labforsøk .....	42
4.2.1	Arbeidsdiagram – tilfelle A1 ("referansekloss").....	42
4.2.2	Arbeidsdiagram – tilfelle B1 og B2 (svill med midtlast) .....	43
4.2.3	Arbeidsdiagram – tilfelle F1 (svill med endelast).....	45
4.2.4	Arbeidsdiagram – tilfelle G1 (høy bjelke).....	48
4.2.5	Arbeidsdiagram – tilfelle G2 (lav bjelke) .....	50
4.2.6	Trykkspenning-deformasjonskurver .....	52
4.2.7	Trykkfasthet og bæreevne .....	53
4.2.8	Trykkfasthet mot densitet og fukt.....	57
4.2.9	Oppsummering av labforsøk .....	59
4.3	Del 3: Fotogrammetri – tøyning.....	61
4.3.1	Tøyning – tilfelle B1 (kort svill med midtlast) .....	61
4.3.2	Tøyning – tilfelle B2 (lang svill med midtlast) .....	63
4.3.3	Tøyning – tilfelle F1 (svill med endelast).....	65
4.3.4	Tøyning – tilfelle G1 (høy bjelke).....	67
4.3.5	Tøyning – tilfelle G2 (lav bjelke) .....	69
4.3.6	Oppsummering av fotogrammetri og bildeanalyse .....	70
4.4	Del 4: FEM-analyse.....	72
4.4.1	Vurdering av ANSYS-modellene .....	72
4.4.2	Teoretisk spenningsfordeling i ANSYS.....	72
4.4.3	Vurdering av tøyingsfordeling.....	75
4.4.4	Oppsummering av FEM-analyse.....	81
4.5	Evaluering av resultater .....	83
5	Konklusjon .....	84
5.1	Konklusjon.....	84
5.2	Videre utvikling av forsøk og fremtidig arbeid .....	85
6	Referanseliste .....	86
7	Vedlegg .....	87
7.1	Skriftlige vedlegg.....	87
7.2	Elektroniske vedlegg .....	87

## TERMINOLOGI

Navngivelse av forsøk:

<i>Tilfelle A, "referansekluss"</i>	"Referansekluss". Fullt understøttet og punktlast som dekket topplanet. Liggende lameller. Testet i en lengde (lengde = 75 mm). Prøvenr. A10 til A19. Se vedlegg A for forsøksplan og Figur 17 for prinsippskisse.
<i>Tilfelle B, svill med midtlast</i>	Fullt understøttet svill med punktlast på midten. Liggende lameller. Testet i to ulike lengder (1: lengde = 225 mm og 2: lengde = 405 mm). Prøvenr. B10 til B29. Se vedlegg A for forsøksplan og Figur 17 for prinsippskisse.
<i>Tilfelle F, svill med endelast</i>	Fullt understøttet svill med punktlast på en ende. Stående lameller. Testet i en lengde (lengde = 405 mm). Prøvenr. F10 til F19. Se vedlegg A for forsøksplan og Figur 18 for prinsippskisse.
<i>Tilfelle G, bjelke</i>	Fritt opplagt bjelke med punktlast på midten. Stående lameller. Testet i to ulike lengder med hel- og limtre (Heltre: lengde = 890 mm og limtre: lengde = 1500 mm). Prøvenr. G10 til G29. Se vedlegg A for forsøksplan og Figur 18 for prinsippskisse.

Normative referanser:

<i>Tidligere Trestandarden</i>	NS 3470-1. Prosjektering av trekonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler. Del 1: Allmenne regler.
<i>Limtrestandarden</i>	NS-EN 1194 Trekonstruksjoner. Limtre. Fasthetsklasser og bestemmelse av karakteristiske verdier.
<i>Eurokode 5</i>	Eurokode 5 (EC5): Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.
<i>NS-EN 338</i>	NS-EN 338:2009. Konstruksjonstrevirke. Styrkeklasser.
<i>NS-EN 408</i>	NS-EN 408:2010. Trekonstruksjoner. Konstruksjonstre og limtre. Bestemmelse av noen fysiske og mekaniske egenskaper.

Symboler, enheter, indekser og størrelser:

$f_{c,90}$ , trykkfasthet	Trykkfasthet på tvers av fiberretningen.
$k_{c,90}$ , styrkefaktor, "hengekøyeeffekt"	Faktor for beregning av kapasitetsøkningen for trykk på tvers av fiberretningen. "Hengekøyeeffekten" tas hensyn til med denne faktoren.
$k_{u,90}$ , inntrykningsfaktor	Faktor for beregning av sammentrykning på tvers av fiberretningen.
$F, P$	Kraft, last
$\sigma$	Normalspenning
$E$	Elastisitetsmodul (E-modul)



$k_{cr}$	Deformasjonsfaktor for lastvarighet og klimaklasse (kryp) i NS3470-1
$k_{def}$	Deformasjonsfaktor i Eurokode 5
$k_{mod}$	Fasthetsfaktor for lastvarighetsklasse og klimaklasse
$\gamma_M$	Materialfaktor
$\alpha$	Spredningsvinkel. Se Figur 4
$90$	$90^\circ$ i forhold til fiberretningen
$c$	Compression - trykk
$max$	Maksimalverdi
$est$	Estimert
$b$	Bredde
$t$	Tykkelse
$a$	Avstander
$c/c$	Senteravstand
$h_0$	Opprinnelig høyde
$h_{ef}$	Effektiv høyde. Høyden som bærer lasten
$l_{ef}$	Effektiv lengde. Lengden som bærer lasten
$A_{ef}$	Effektive areal. Arealet som bærer lasten
$u$	Sammentrykning
$L, l_o, l_s$	Lastpåføringslengde. Navngivelsen varierer. Se figurer for nærmere forklaring

Lasttilstander:

<i>Bruddgrenselast, ULS</i>	Tilstand knyttet til sammenbrudd eller konstruksjonssvik med ordinære laster. Definert som Ultimate Limit State (ULS) i NS-EN 1990. Benevnes med $d$
<i>Brukgrenselast, SLS</i>	Tilstand knyttet til en definert grense som ikke skal overskrides ved normal bruk av konstruksjonen. Oftest i sammenheng med tillatt deformasjon. Definert som Serviceability Limit State (SLS) i NS-EN 1990. Benevnes med $k$

Trevirke og kvalitet:

<i>Douglas Fir</i>	Amerikansk tresort som er utberedt i USA og Canada og er den vanligste bartrearten på vestkysten av USA.
<i>S.P.F</i>	Canadian wood: Spruce – pine – fir (gran - furu - edelgran). Samlebetegnelse på bartreved som brukes til konstruksjonsvirke i Nord-Amerika på grunn av like

	karakteristikk. Brukes hovedsakelig til tømmer og panel. Materiale er lett å jobbe med og har moderat styrke. Det kan variere hvilke arter som inngår i forskjellige partier med trelast.
<i>C24</i>	Vanligste kvaliteten til heltre i Norge
<i>GL32c</i>	Vanligste kvaliteten til limtre i Norge
$\rho_k$	Densitet (tetthet). Skal måles ved 65 % RF og 20°C. $\rho_{12}$ – densitet korrigeret til 12 % fuktinnhold.
<i>m</i>	Masse. $m_0$ = masse etter tørking og $m_w$ = masse før tørking.
<i>v</i>	Volum. $v_0$ volum etter tørking og $v_w$ = volum før tørking.
<i>w</i>	Fuktinnhold
<i>KON</i>	Killing of nodes (se 3.4.3)

## Forkortelser og andre forklaringer:

<i>ASTM</i>	American Standard Test Method. Mye brukt i USA og Canada.
<i>CEN</i>	Comité Européen de Normalisation – en felles europeisk standardiseringsorganisasjon.
<i>CIB-W18</i>	International Council for Research and Innovation in Building and Construction – Working Commission W18 – Timber Structures.
<i>Treteknisk</i>	Norsk Treteknisk Institutt.
<i>Acurator 23 og Dacker</i>	Testmaskiner fra MTS som brukes på testlaboratoriet til Treteknisk.



## 1 INNLEDNING

### 1.1 BAKGRUNN

Tre som byggemateriale har en lang historie i Norge. I den senere tid har trebroer utbygget i forbindelse med flere veiprosjekter ført til ny oppmerksomhet. Samtidig er det ønsket oppført flere høyhus i tre, noe som blant annet medfører et økt fokus på utfordringene rundt trykk tvers på fiber. Ved overgangen fra den tidligere Trestandarden (Norsk Standard 1999b) til innføring av Eurokode 5 (Norsk Standard 2004), har man blitt oppmerksom på usikkerheten rundt beregning av bæreevnen for punktlast av bjelker og svill under trykk tvers på fiber.

I de siste tyve årene har trykkfastheten tvers på fiber blitt diskutert på og rundt CIB-W18-konferansene, der spesielt Dr. ir. van der Put har vært sentral. Fagpersonene har hatt forskjellige angrepsvinkler, noe som har resultert i forskjellige løsninger på problematikken. Det finnes ulike modeller for fordeling av bæreevne og kapasitetsberegning. Både gjeldende modell i Eurokode 5 og andre modeller er foreslått. Disse modellene vil bli gjennomgått i teoridelen. Diskusjonen på CIB-W18-konferansene har vært rettet mot å presentere en modell som bedre beskriver bæreevnen under punktlast tvers på fiber, siden nåværende Eurokode 5-modell anses som lite tilfredsstillende. Tre er et uregelmessig, ikke-homogent materiale som gjør det vanskelig å lage analytiske modeller. Alle metoder må derfor være understøttet av empiri.

Ved innføringen av NS-EN 338 (Norsk Standard 2009) ble trykkfastheten redusert fra  $5,3 \text{ N/mm}^2$  for heltre, kvalitet C24 til  $2,5 \text{ N/mm}^2$ . Dette utgjør en reduksjon på over 50 %. Lavere styrkefaktorer ( $k_{c,90}$ ) og fastheter ( $f_{c,90}$ ) gir økt forbruk av trevirke og dyrere konstruksjoner. Av den grunn er særlig treindustrien interessert i å finne en bedre beregningsmetode enn den eksisterende i gjeldende standard (Eurokode 5).

I diskusjonen rundt bæreevnen ved punktlast er det ønsket å beskrive situasjonen i brudd- og bruksgrensetilstand. Forskjellige krav for de ulike grensetilstandene vil gi en best mulig tilpasning til den spesifikke grensetilstanden. Bruddgrensetilstanden regnes som spenningsrelatert, og problemet er her valg av bruddkriterier for kapasitetsberegning. Det diskuteres også hvorvidt man skal bruke tøyings- eller deformasjonskrav som grunnlag for bruksgrensetilstanden. Ofte er kravene i bruksgrensetilstanden knyttet til deformasjon (for eksempel  $l/200$ ), men for svill er et slikt krav ikke passende. I Eurokode 5 er det ikke spesifisert et eget bruksgrensekrav, verken for svill eller bjelke. For en best mulig tilpasning av krav i de ulike grensetilstandene er det viktig å få avklart bæreevnen for svill og bjelker under trykk tvers på fiber.

## 1.2 PROBLEMSTILLING OG MÅLSETTING

Bakgrunnen for at det var ønsket en oppgave med fokus på trykkfastheten tvers på fiber var flere. Det er uklarheter knyttet til nåværende beregningsmetode, og både industrien og fagmiljøene knyttet til trekonstruksjoner er interessert i å løse problemet. Selv om det er gjort mye arbeid på temaet, ser man nødvendigheten av mer forskning og eksperimentelle resultater for å verifisere tidligere arbeid.

Målet med oppgaven er derfor å klargjøre følgende problematikk:

- Vurdere og sammenligne de mest aktuelle beregningsmetodene for bæreevne for punktlaster tvers på fiber i bruks- og bruddgrensetilstand med resultater fra egne forsøk.

I denne studien vil det bli utført fullskalaforsøk med både svill og bjelke, i tillegg til praktisk og teoretisk analyse.

Forsøksserien er utført på laben til Treteknisk (se vedlegg A for forsøksplan).

## 1.3 AVGRENSNINGER

I labforsøket er det valgt å teste ulike typer svill og bjelke. Tilfellene som er valgt ut er eksempler som berøres spesielt i Eurokode 5. Det er valgt ut fire forskjellige serier med totalt 66 prøvestykker for å teste problemstillingen. Herunder ble tøyingsfeltet registrert ved hjelp av fotogrammetri for noen av sville- og bjelkeprøvene.

Antall prøver ble valgt ut for å oppnå et statistisk grunnlag, men samtidig være innenfor rammen av en oppgave på 30 studiepoeng.

## 1.4 LØSNINGSVERKTØY

I denne oppgaven er det valgt å bruke ANSYS til FEM-analyse. Fotogrammetri gir mulighet for å registrere tøyninger over et større område. Studier med berøringsfri måling som fotogrammetri, er med hell brukt i tidligere masteroppgaver ved UMB.

For statistisk analyse og beregninger er data behandlet og presentert ved hjelp av Microsoft Excel 2007 og JMP 9 (JMP 9 2011). Bildeanalysen er gjort i Tordivel Scorpion 8. Programvaren spesialiserer seg på 2D- og 3D-visjonsløsninger.

## 1.5 UTFORMING

Alle bilder og figurer i oppgaven er eget arbeid så fremt annet ikke er beskrevet.

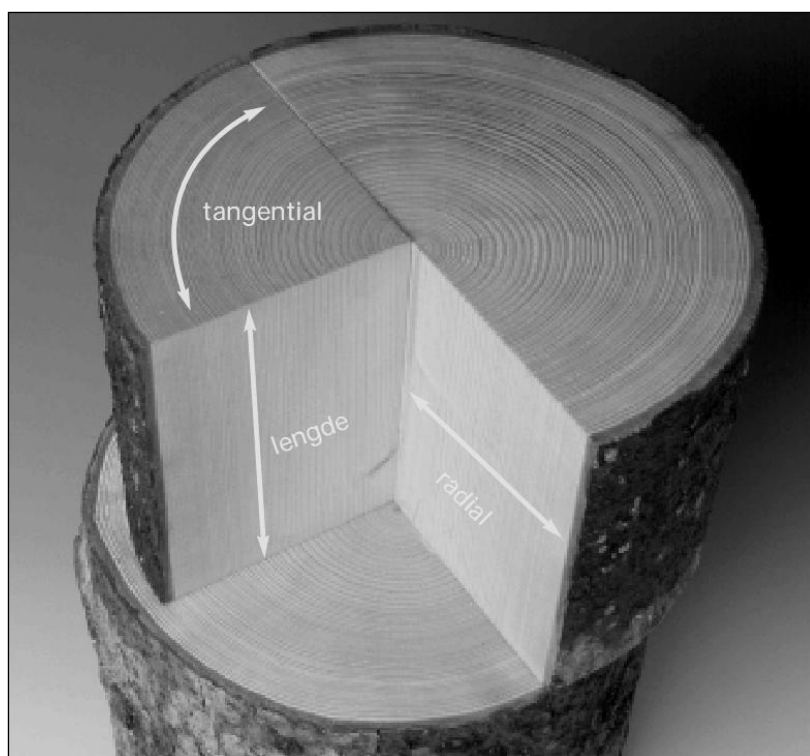
Bakerst i oppgaven er vedlegg plassert i både papirformat og på DVD. Vedlegg, utover forsøksplan og en skjematisk oppsummering av modellene for bæreevne, er lagt ved elektronisk. Her er alle fasthetsberegninger, behandling og beregning av tøyninger, densitet og fuktinnhold for trevirke, fotogrammetridata fra prøvene som ble analysert og ANSYS-filer til modellene lagret. I tillegg er en pdf-utgave av oppgaven inkludert på DVD'en. Der det ikke er vist bakgrunn for resultater, henvises det til vedlegg.

## 2 TEORI

Grunnleggende kunnskap om generell fysikk og konstruksjonsteknikk forutsettes i denne masteroppgaven. I tillegg forutsettes det generell kjennskap til treteknologi (vedanatomi og materialeegenskaper for tre). Lesere henvises eventuelt til litteratur som dekker disse områdene. For eventuell supplement anbefales *"Principles of Wood Sciences and Technology"* av F. F. P. Kollmann (Kollmann 2007) og W. A. Côté, *"Treets oppbygning og vedanatomi"* av Bohumil Kucera (Kucera 1998) og *"Trekonstruksjoner"* av Petter Aune (Aune 1992).

### 2.1 TREVIRKETS ANATOMI

Trevirkets egenskaper er forskjellige i de tre akseretningene (radiell-, tangentiell- og lengderetning). Ut fra et kartesisk aksesystem setter man x-retningen til fibrenes lengderetning, mens y-retningen sammenfaller med tangenten til årringene og z-retningen går radielt ut fra senter av tverrsnittet (se Figur 1).

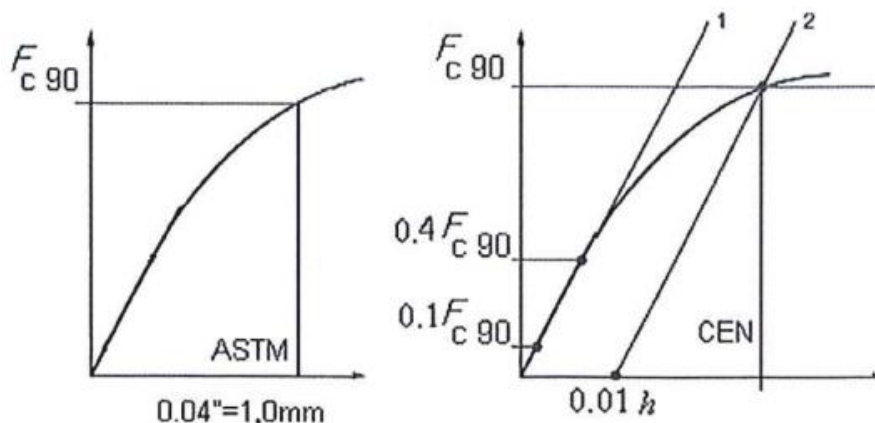


Figur 1 Trevirkets akseretninger (Kilde 2011)

Det er til dels store forskjeller i de fysiske egenskapene i treet, særlig mellom radiell og tangentiell retning, som følge av variasjon i varme og fukt. I hovedsak kommer dette av orienteringen til trefibrene. De karakteristiske verdiene til trevirket endrer seg etter vinkelen i forhold til trefibrene. Trykkfastheten synker fra  $21 \text{ N/mm}^2$  til  $2,5 \text{ N/mm}^2$  (reduksjon på nesten 90 %) for trevirket med kvalitet C24 når trykket går fra å være parallelt med fibrene til vinkelrett på fiberretningen (Norsk Standard 2009).

## 2.2 BEREGNING AV TRYKKFASTHET

I Europa testes trykk tvers på fiber på et tilnærmet kubisk prøvestykke ("block test"). Dette gjør metoden mindre egnet for bjelker. CEN-metoden bygger på antagelsen om at man kan estimere verdier på grunnlag av denne testen (Larsen 2008). Metoden (se Figur 2) har sitt motstykke i den amerikanske standard prøvemethoden ASTM (se Figur 2) som blir brukt i blant annet USA og Canada.



Figur 2 ASTM og CEN-metoden for beregning av  $f_{c,90}$  (Leijten 2010)

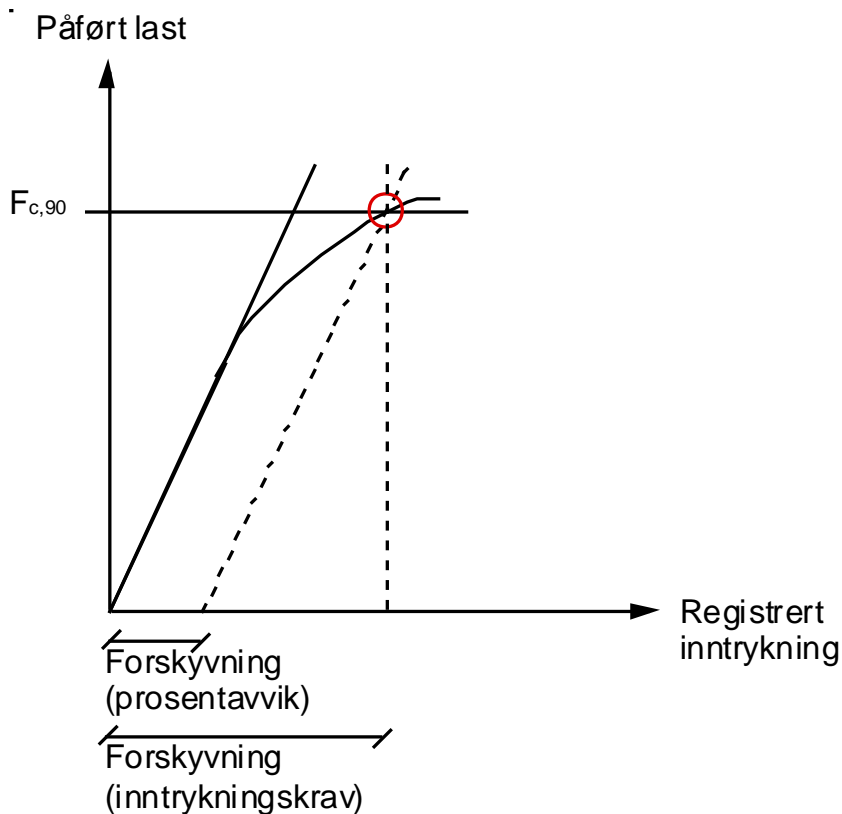
CEN-metoden beregner trykkfastheten ( $f_{c,90}$ ) ved hjelp av krysningspunktet for en parallell-forskjøvet linje og spenningsbelastningskurven. Metoden tilsier beregning av 10 % og 40 % av trykkfastheten (henholdsvis  $0,1 \cdot F_{c,90,max}$  og  $0,4 \cdot F_{c,90,max}$ ) og deretter beregnes en lineær sammenheng mellom disse punkt. Den lineære tilpasningen beregnes kun ut fra to punkt. Dette kan av og til kan gi en dårlig tilpasning til kurvens lineære område hvis arbeidslinjen innehar uregelmessigheter eller krumning i det lineære området. Denne linjen forskyves 1 % av den opprinnelige høyden ( $0,01 \cdot h_0$ ) horisontalt. NS-EN408 (Norsk Standard 2010) foreskriver at  $F_{c,90,max}$  må være innenfor 5 % av  $F_{c,90,max,est}$  for å kunne godtas. Hvis dette ikke er tilfelle, må prosedyren gjentas inntil man er innenfor toleransegrensen. CEN-metoden fordrer en estimert  $F_{c,90,max}$  og gjør dermed metoden mer usikker.

Metoden er omdiskutert, og forskjellen til blant annet ASTM, hvor trykkfastheten er skjæringspunktet ved  $1,0 \text{ mm}$  inntrykning og spenningsbelastningskurven, kan gi store utslag i kapasitet. Ved å sette inntrykningskrav ved beregning av fasthet, oppnår man en dårligere tilpasning til prøvestykket egenskaper (se Figur 3). Et inntrykningskrav kan likevel egne seg i for eksempel bruddgrensetilstanden (se 4.2.7). Den tidligere Trestandarden baserte seg på metoden til ASTM.

Andre forslag til beregning av trykkfasthet som er fremkommet, er å lage en linje gjennom kurvens vendepunkt (2.deriverte), tilpasset kurven i det lineære området. Denne metoden må utvikles videre for å gi et sikrere resultat. I tillegg presenteres det andre beregnings-



alternativer for fasthet i både SKANORM, Limtrestandarden (Norsk Standard 1999a) og NS-EN 338.



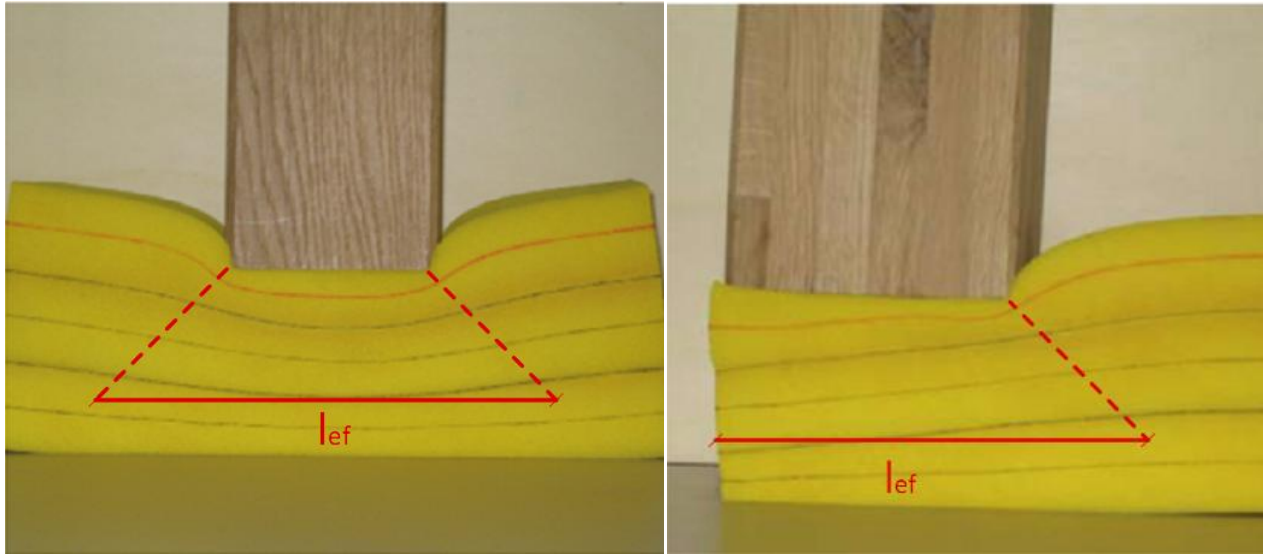
Figur 3 Egen prinsippsskisse for beregning

For de forskjellige metodene diskuteres det spesielt hvor stort avvik (forskyvning) som kan aksepteres (se Figur 3). Forskyvningen settes i NS-EN 408 til  $0,01 \cdot h_0$ , men det er en del uklarheter rundt denne definisjonen. Ut fra gjennomgåtte rapporter er det trolig flere som har feiltolket denne definisjonen og oppgir dette som begrunnelse for valg av deformasjonskrav på 10 % deformasjon av høyden (Riberholt 2000).

### 2.3 BAKGRUNN FOR STYRKEFAKTOREN OG INNTRYKNINGSFAKTOREN

Styrkefaktoren eller hengekøyefaktoren ( $k_{c,90}$ ) forsterker den dimensjonerende lasten ved opptredende hengekøyeeffekt, og tallfestes til 1,0 eller høyere. Uten hengekøyeeffekt er  $k_{c,90}$  lik 1,0, og generelt blir  $k_{c,90}$  satt til denne verdien på grunn av sikkerhet. Hvis  $k_{c,90}$  er større enn 1,0 vil bæreevnen økes etter at det oppstår et lokalt brudd under lasten, og dermed øker styrken til trevirket. Grunnen til dette er at trefibrene er orientert i lengderetning. Når trevirket blir utsatt for last vil de nærliggende fibrene skråstilles på grunn av lastinntrykningen og hjelpe til med bæring, og vi får den såkalte hengekøyeeffekten (se Figur 4). For å ha full hengekøyeeffekt, må det være lang nok endeavstand ( $a$  i Figur 5). Denne avstanden har innvirkning på styrken og stivheten til prøvestykket. Det finnes

forskjellige empiriske verdier og formler for  $k_{c,90}$ , blant annet i den tidligere Trestandarden og Eurokode 5.



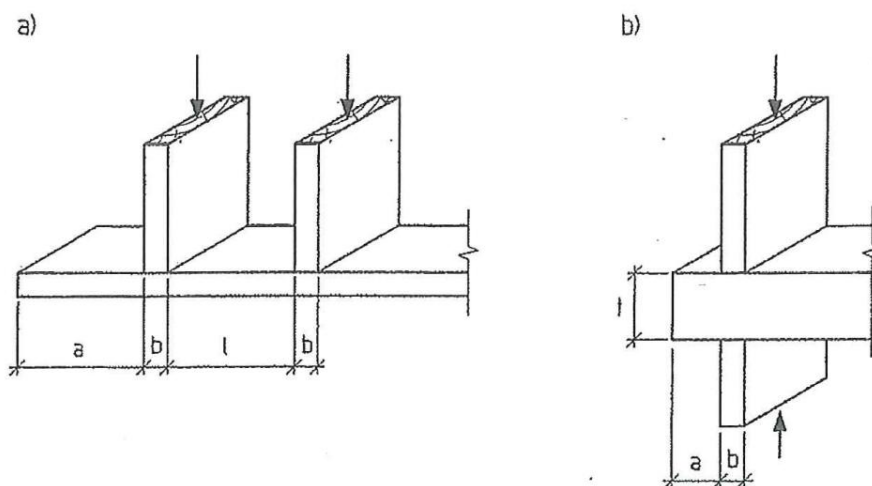
Figur 4 – Hengekøyeeffekten. Spredningsvinkelen  $\alpha$  er stigningstallet til den stiplede linjen (Bovim 2011b).

Punkt 12.1.4 i den tidligere Trestandarden gjaldt for bruddgrensekontroll. Punktet sier at tillatt normalspenning tvers på fiberretningen ( $\sigma_{c,90,f}$ ) dividert med produktet av trykkfastheten ( $f_{c,90,d}$ ) og styrkefaktoren ( $k_{c,90}$ ) skal være mindre enn 1,0:

$$\frac{\sigma_{c,90,f}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1,0$$

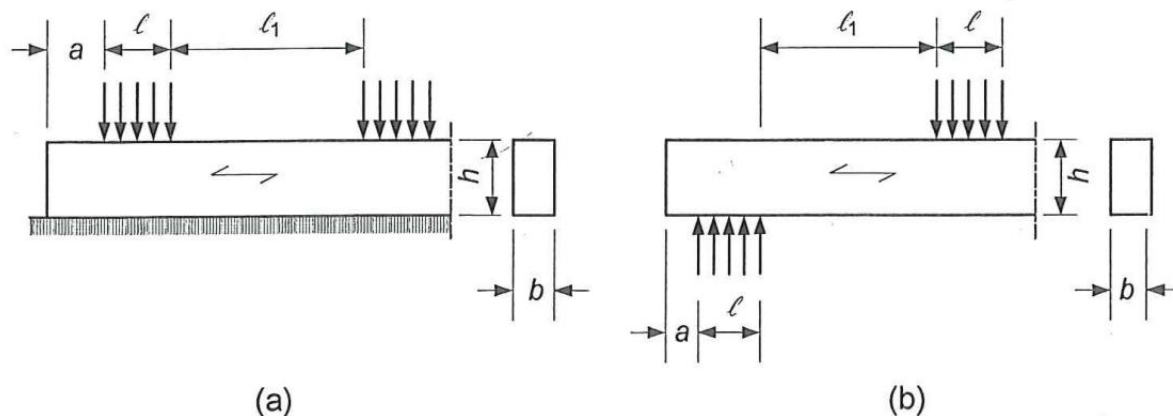
Formel 1

Oftest var ikke kapasiteten god nok, men ble akseptert inntil innføringen av den nye versjonen av NS-EN 338, der fasthetsverdiene ble halvert. Fordelen med den tidligere Trestandarden var merknaden om muligheten for å se på dette som et bruksgrenseproblem (punkt 13.2.1). Den tidligere Trestandarden la dermed opp til at konstruktøren kunne avgjøre hva som var et passende bruddkriterium. Skjønnsmessig vurdering av akseptabel inntrykning var dermed mulig.



Figur 5 Figur fra punkt 12.1.4 i den tidligere Trestandarden (Norsk Standard 1999b).

I den tidligere Trestandarden blir  $k_{c,90}$  størst når avstanden fra enden til lasten ( $a$ ) og avstanden mellom stenderne ( $l$ ) er stor, mens bredden på stenderen er liten. Ved stender over stender og liten endeavstand ( $a$ ) skal beregnede  $k_{c,90}$ -verdier halveres (se Figur 5). Den tidligere Trestandarden differensierer ikke mellom heltre og limtre. I Eurokode 5 er økning av den effektive lengden satt til maks  $30\text{ mm}$  på hver side, men ikke mer enn endeavstanden ( $a$ ), lastlengden ( $l$ ) eller halvparten av senteravstanden ( $l_1$ ) (se Figur 6).



Figur 6 Figur fra Punkt 6.1.5 i Eurokode 5 (Norsk Standard 2004)

Dette innebærer at man i noen få tilfeller får en liten økning av kapasiteten, men da i kombinasjon med de reduserte fasthetsverdiene. Generelt kommer heltre ut med lavere verdier enn limtre, også i forhold til den tidligere Trestandarden. Forskjellen fra den tidligere Trestandarden og til Eurokode 5 blir synlig ved eksemplifisering. For samme tilfelle med stender over svill (heltre) får man  $k_{c,90}$  lik 1,6 eller 1,8 i den tidligere Trestandarden, avhengig av bredden på stenderen, mens  $k_{c,90}$  er maksimalt lik 1,25 i Eurokode 5. Dette utgjør en markant forskjell på kapasiteten allerede før de reduserte fasthetsverdiene er medberegnet.

Inntrykningsfaktoren brukes for å regne sammentrykning. Formelen for beregning av sammentrykning på tvers av fiberretningen i punkt 13.2.1 er en direkte bruk av Hookes lov. Sammentrykningen ( $u$ ) er lik produktet av inntrykningsfaktoren ( $k_{u,90}$ ), normalspenningen ( $\sigma_{90}$ ), den inverse av E-modulen på tvers av fiberretningen ( $E_{90}$ ), tykkelsen og deformasjonsfaktor ( $k_{cr}$ ).

$$u = k_{u,90} \cdot \frac{\sigma_{90}}{E_{90}} \cdot t \cdot k_{cr}$$

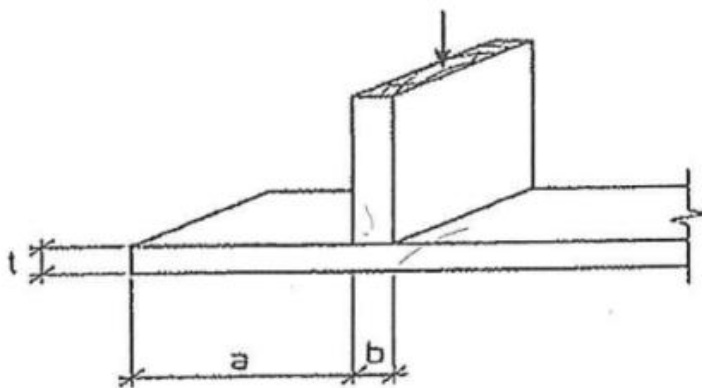
Formel 2

Bakgrunnen for formelen for  $k_{u,90}$  i den tidligere Trestandarden fremstår som uklar for de fleste, men man anslår at også denne formelen har bakgrunn i empiriske data. Størrelsen til  $k_{u,90}$  varierer med bredden ( $b$ ) av stender, tykkelsen ( $t$ ) til svillen og endeavstanden ( $a$ ). Se Figur 7.

$$k_{u,90} = \frac{\frac{b}{t}}{2 + \frac{t}{b}} \cdot \left[1 + 2\left(1 - \frac{a}{t}\right)^2\right]$$

Formel 3

$k_{u,90}$  er en geometrisk avhengig faktor som også kan leses ut av et diagram. Et lite  $a/t$ -forhold satt opp mot et stort  $b/t$ -forhold, gir en stor  $k_{u,90}$  og dermed stor deformasjon. Mindre deformasjoner får man når forholdet  $a/t$  er tilnærmet lik 1 og  $b/t < 1$ .



Figur 7 - Beregning av  $k_{u,90}$ . Figur fra tidligere Trestandarden (Norsk Standard 1999b)

## 2.4 ULIKE MODELLER FOR BÆREEVNE KNYTTET TIL PUNKTBELASTNING

Det er mye diskusjon rundt bæreevnen til trevirket og den effektive lengden under trykk tvers på fiber, men det finnes hovedsakelig tre grupperinger. Den første gruppen (nåværende Eurokode 5-modell av Blass og Görlacher) har gått ut fra empiriske forsøk og er ikke like opptatt av den eksakte spredningsvinkelen for bæreevnen. Blass og Görlacher har konsentrert seg om hva som skjer i overkant av bjelken. van der Put tar derimot utgangspunkt i differensialligninger, forutsetter en spredningsvinkel på 45-56° og regner seg deretter frem til bæreevnen analytisk. Denne metoden, der man kun ser på spredningsvinkelen på siden av bjelken, står særlig sterkt blant fagmiljøene i Nederland. Riberholt viser med modellen sin en brattere spredningsvinkel enn van der Put og blir dermed et tredje alternativ for beregning av bæreevne.

### 2.4.1 MADSENS MODELL

Madsen har dannet grunnlaget for modellen som i dag brukes i Eurokode 5. Trykkfastheten,  $f_{c,90}$  beregnes ved hjelp av ASTM-metoden. Med formål om å finne et uttrykk for den effektive lengde har Madsen utviklet en formel for kapasiteten i bruddgrensetilstanden. Madsen et al laget en analyse over inntrykk på tørr Douglas Fir og S.P.F med hensikt å finne koeffisienter som passet best til følgende uttrykk (Madsen 2000):

$$\text{Kapasitet} = A \cdot \text{effekt}_{\text{areal}} + B \cdot \text{effekt}_{\text{parallell}} + C \cdot \text{effekt}_{\text{vinkelrett}}$$

Formel 4

I analysen fikk Madsen frem hvilket bidrag hver enkel del av det belastede trevirket hadde til lastkapasiteten. Det viste seg at bidraget fra fibrene i lengderetning var lite og kunne etter videre undersøkelser neglisjeres (Madsen 2000). Formelen blir da som følger:

$$F_{\text{ult}} = A \cdot b \cdot l + C \cdot b$$

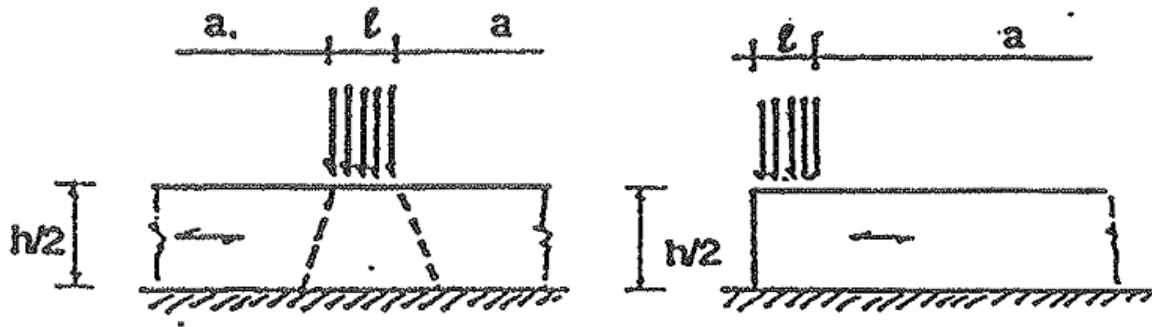
Formel 5

Her er A og C empiriske konstanter, avhengig av tresort og deformasjon. b er kontaktlengden vinkelrett på fiber og l er kontaktlengden parallelt på fiber.

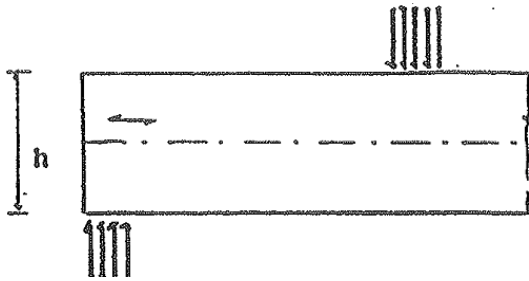
Madsen har også på bakgrunn av empiriske forsøk funnet forslag til beregning av den effektive lengden. Vi ser at Madsen konkluderer med at det er hensiktsmessig med et særegent uttrykk for hvert tilfelle selv om han antagelig har søkt å finne et generelt uttrykk. Det bemerkes at det i en artikkel publisert i 1982 av Madsen et al (Madsen 1982) blir konkludert med en effektiv lengde ( $l_{\text{ef}}$ ) på omtrent 1,5 av opprinnelig høyde ( $1,5 \cdot h_0$ ) for kontinuerlig understøttede prøver. Dette er regnet ut via en FEM-analyse. Hvorfor Madsen senere har valgt å gå bort fra dette vites ikke.

Tilfelle B:  $l_{ef} = l + \frac{h}{3} \leq 4 \cdot l$

Tilfelle F:  $l_{ef} = l + \frac{h}{8} \leq 2,5 \cdot l$



Tilfelle G:  $l_{ef} = l + \frac{h}{8} \leq 2,5 \cdot l$  (opplegg) og  $l_{ef} = l + \frac{h}{3} \leq 4 \cdot l$  (kraftpåføring)



For alle tilfeller gjelder at  $a \geq 0,75h$ .

Figur 8 Oversikt over uttrykkene.

Oversikt og figurer i Figur 8 er tatt fra "Timber in compression perpendicular to the grain" av Gehri (Gehri 1997). Lejiten et al (Lejiten 2010) henviser også til Gehri for oversikt over Madsens uttrykk for effektiv lengde. Imidlertid henviser Lejiten til uttrykk som ser litt annerledes ut. Det er uklart hvorfor uttrykkene ikke er helt identiske og det er uvisst hvilke uttrykk Madsen egentlig kom frem til. Uttrykkene i artikkelen til Lejiten et al gir en lengre effektiv lengde for svill med endelast enn svill med midtlast og det er derfor grunn til å tro at disse uttrykkene er mer usikre. Det er ikke funnet dokumentasjon på hvordan Madsen presenterer styrkefaktoren;  $k_{c,90}$ .

#### 2.4.2 BLASS OG GÖRLACHER (EUROKODE 5-MODELL)

Metoden i Eurokode 5 er basert på en modell av Blass og Görlacher (Blass 2004). De har tatt utgangspunkt i forskjellige metoder, sammenlignet resultatene og arbeidet videre med en egen modell. Deres modell er en videreutvikling av Madsens modell som tilslutt ble antatt i Eurokode 5 (se nedenfor). I rapporten konkluderer de med at selv om modellene de sammenligner er forskjellige, blir resultatene meget like. Blass og Görlacher støtter opp rundt forslaget i *Design Principles for Timber in Compression Perpendicular to Grain* (Thelandersson 1997) hvor det foreslås å skille mellom brudd- og bruksgrensetilstand for å forenkle dimensjoneringen. Fra Blass og Görlacher sin sammenfatning av forsøkene

fremkommer det at høyden ikke gjør utslag på de karakteristiske verdiene.  $f_{c,90}$ -verdien blir beregnet ved hjelp av CEN-testmetoden i NS-EN 408.

Blass og Görlacher har Formel 5 (Blass 2004) fra Madsen. Formelen kan omskrives på følgende måte:

$$F_{ult} = A \cdot b \cdot (l + C/A)$$

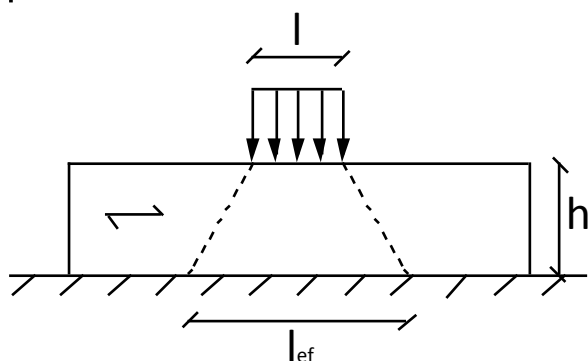
Formel 6

Med bakgrunn i empiri setter Blass forholdet  $C/A$  til en konstant på 30 (Blass 2004). Dette er antatt å være økningen av pålastningslengden ( $l$ ). Uttrykket for den effektive lengden blir da (se Figur 9):

$$l_{ef} = l + 2 \cdot 30 \text{ mm}$$

Formel 7

Man antar her en lastfordelingsvinkel på under  $45^\circ$ .



Figur 9 Lastfordeling etter Blass og Görlacher.

Antatt forslaget til Eurokode 5 for bruddgrensetilstand er at kraft tvers på fiber ( $F_{c,90,d}$ ) dividert med effektivt areal ( $A_{ef}$ ) må være mindre enn fastheten ( $f_{c,90,d}$ ):

$$f_{c,90,d} \geq \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

Formel 8

hvor:

$$A_{ef} = (l + \min [a_{left}; l; 30 \text{ mm}] + \min [a_{right}; l; 30 \text{ mm}]) \cdot b$$

Formel 9

I bruksgrensetilstand er materialfaktoren ( $\gamma_M$ ) satt til 1,0 og fasthetsfaktoren ( $k_{mod}$ ) er tatt med:

$$\frac{f_{c,90,k}}{k_{mod}} \leq \frac{F_{c,90,d} (SLS)}{A_{ef}}$$

Formel 10

Formel 10 kan utledes til å gjelde i bruddgrensetilstanden som følgende:

$$f_{c,90,d} \cdot k_{c,90} \leq \frac{F_{c,90,d} (ULS)}{A_{ef}}$$

Formel 11

hvor styrkefaktoren settes lik:  $k_{c,90} = 1,75$  og  $f_{c,90,d}$  og  $A_{ef}$  er som tidligere beskrevet.  $F_{c,90,d} (ULS)$  og  $F_{c,90,d} (SLS)$  beskrives som tillatt kraft i henholdsvis brudd- og bruksgrensetilstanden. På grunn av kapasitetsfordelingen er det viktig med en avstand  $l_1 \geq 2 \cdot h$  (se Figur 6) mellom to lastpåføringer. Belastningslengden parallelt med fibrene bør heller ikke overstige 400 mm.

Blass og Görlacher setter styrkefaktoren  $k_{c,90}$  lik 1,75 for limtre. På grunn av effekten av orienteringen av årringer i heltre i motsetning til limtre, foreslår Blass og Görlacher å begrense  $k_{c,90}$  til 1,5 for heltre. Videre fremholder de at deformasjoner i en svill gir en større effekt og  $k_{c,90}$  blir derfor redusert med 0,25 - både for lim- og heltre. I bruddgrensetilstanden settes  $k_{c,90}$  lik 1,0.

	Bruddgrense (ULS)	Bruksgrense (SLS)			
Trevirke	Hel-/limtre	Heltresvill	Heltrebjelker	Limtresvill	Limtrebjelker
$k_{c,90}$	1,0	1,25	1,5	1,5	1,75

Figur 10 Oversikt over  $k_{c,90}$ -verdier i Eurokode 5

Bakgrunnen for de ovenstående  $k_{c,90}$ -verdiene omtales som uklar i artikkelen til Larsen et al. (Larsen 2008). Årsaken til uklarheten ligger trolig i den empiriske bakgrunnen. Blass og Görlacher beskriver forholdet mellom bruks- og bruddgrensetilstand med  $k_{c,90}$ -faktoren. Maksimalverdien for  $k_{c,90}$  er funnet med utgangspunkt i:

$$k_{c,90} = 1,35 (\text{lastfaktor i ULS}) \cdot 1,3 (\gamma_M - \text{materialfaktoren for limtre}) = 1,75$$

Modellen til Blass og Görlacher er blitt kritisert, hovedsakelig på grunn av den empiriske bakgrunnen, og vil sannsynligvis bli endret ved revidering av Eurokode 5.

### 2.4.3 RIBERHOLT TEORI

Riberholts rapport bygger på tester utført av masterstudent Thorvald Johs. Pedersen ved Danmarks Tekniske Universitet (DTU) (Riberholt 2000). Testene er utført i forhold til EN 1193 (nå Limtrestandarden). Grunnlaget for undersøkelsene var en reduksjon på 50 % av de karakteristiske verdiene i NS-EN338. Denne reduksjonen vil ha en stor økonomisk innvirkning



på bygging med tre. Samtidig har ingen nåværende hus kollapset og grunnlaget for testserien var således gitt.

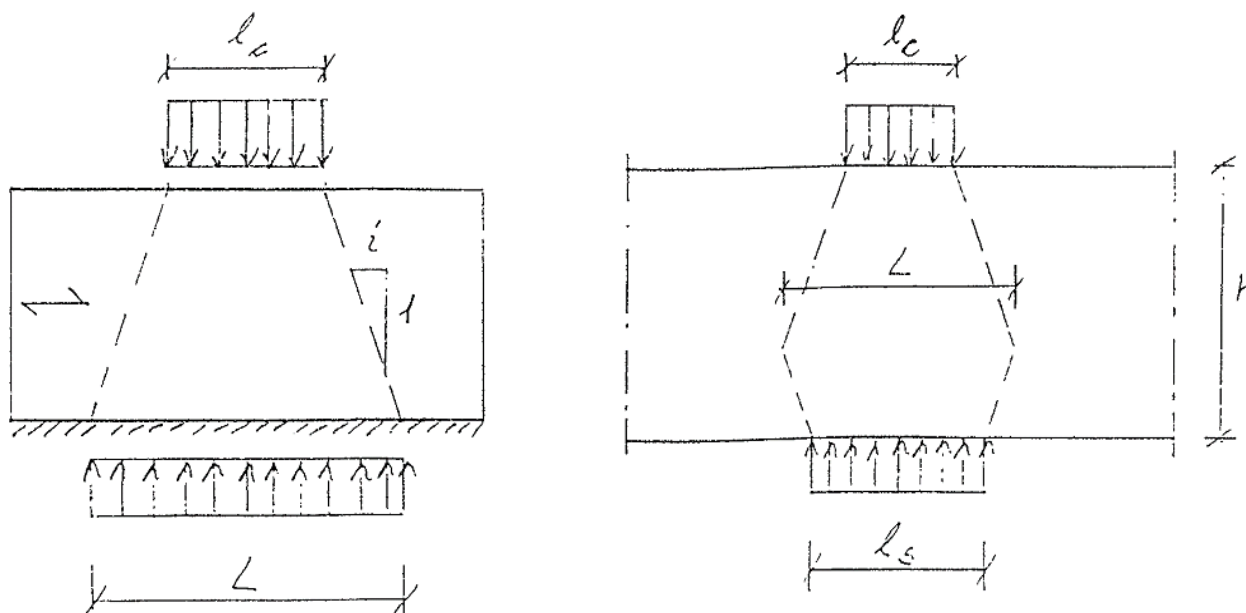
Bruddkriteriet ble satt til 10 % deformasjon av høyden ( $0,1 \cdot h_0$ ) i bruksgrensetilstand og prøvetiden for hvert prøvestykke var maksimalt 3 minutter. Riberholt kommenterer deformasjonskriteriet på 1 % i EN1193 (nå Limtrestandarden) til å være ekstremt lite. Prøvestykkene ble lagt opp med full understøttelse. På grunnlag av utført FEM-analyse påstår Riberholt at feltet for bæreevne vil være mindre enn en effektiv lengde ( $l_{ef}$ ) lik lastpåføringslengden ( $l_c$ ), addert med tre ganger høyden ( $3 \cdot h_0$ ) av prøven. Dette uttrykket er nærmest identisk med uttrykket til van der Put, men van der Put bruker den effektive høyden ( $h_{ef}$ ) i stedet for den opprinnelige høyden ( $h_0$ ).

Riberholt tar utgangspunkt i samme formel (Formel 12) som van der Put, men når det gjelder bæreevnen viser Riberholt til en rapport<sup>1</sup> av Thorvaldsen i 1999 at jevnfør en FEM-analyse er forholdet 1: 1/2. Ved å plote

$$f_c = k_{c,90} \cdot f_{c,90} \cdot \sqrt{\frac{L}{l_c}}$$

Formel 12

hvor  $l_c$  er pålastningslengden ser det ut til at stigningstallet er brattere og forholdet er 1:1/3, altså en mindre slak fordeling.



Figur 11 Spredningsvinkel: kontinuerlig understøttelse (venstre) og ikke-kontinuerlig understøttelse (høyre) (Riberholt 2000).

<sup>1</sup> Rapporten har vist seg umulig å fremskaffe på tross av flere forespørslers til DTU.

Fra Figur 11 utledes følgende uttrykk:

$$\frac{L}{l_c} = \frac{l_c + \frac{2 \cdot h}{3} + l_s}{2 \cdot l_c} = \frac{1}{2} + \frac{\frac{2 \cdot h}{3} + l_s}{2 \cdot l_c}$$

Formel 13

Hvis  $l_s$  blir satt lik  $l_c/3$  gir dette at  $L \leq l_c + \frac{2 \cdot h}{3}$  og at den effektive lengden ( $l_{ef}$ , her:  $L$ ) blir:

$$L = l_c + \frac{2 \cdot h}{3}$$

Formel 14

Ut fra dette formulerer Riberholt et empirisk uttrykk for  $k_{c,90}$  som varierer med den effektive lengden ( $l_{ef}$ , her:  $L$ ) og lastpåføringslengden ( $l_c$ ) i *mm* (Riberholt 2000):

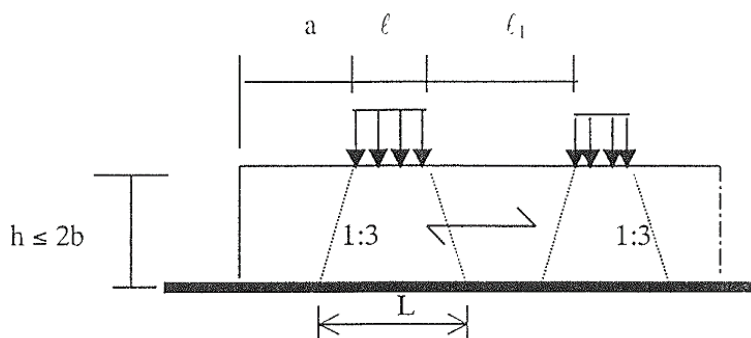
$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l_c}{250}\right) \cdot \sqrt{\frac{L}{l_c}}$$

Formel 15

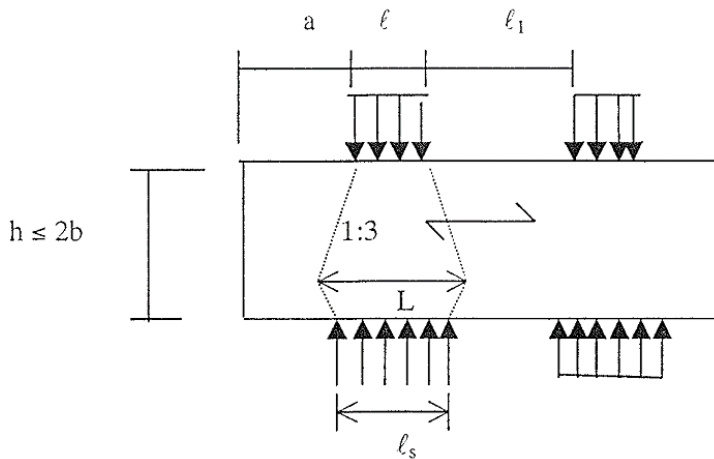
Dette uttrykket fantes i første utkast av Eurokode 5 og har blitt kritisert fra flere hold.

Som de andre fagmiljøene setter Riberholt også  $\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$  hvor  $k_{c,90}$  er lik 1,0 hvis ikke annet er beskrevet. Videre fremholder han at hvis det aksepteres 10 % deformasjon av høyden ( $h_0$ ) settes  $k_{c,90}$  lik 1,2. Er høyden ( $h$ )  $\leq 2 \cdot$  bredden ( $b$ ) og lastpåføringslengden ( $l_c$ ) mindre enn bjelkens lengde, skal  $k_{c,90}$  beregnes fra Formel 15, men ikke settes til mindre enn 1,2 eller større enn 4. I tillegg må følgende to betingelser være oppfylt:

- det er akseptabelt med en deformasjon opptil 10 % av høyden ( $0,1 \cdot h_0$ )
- bjelken er kontinuerlig understøttet under lastpåføringslengden ( $l$ ) eller ikke-kontinuerlig understøttet (se Figur 13 og Figur 13).



Figur 12 Svilloppsett (Riberholt 2000).



Figur 13 Bjelkeoppsett (Riberholt 2000)

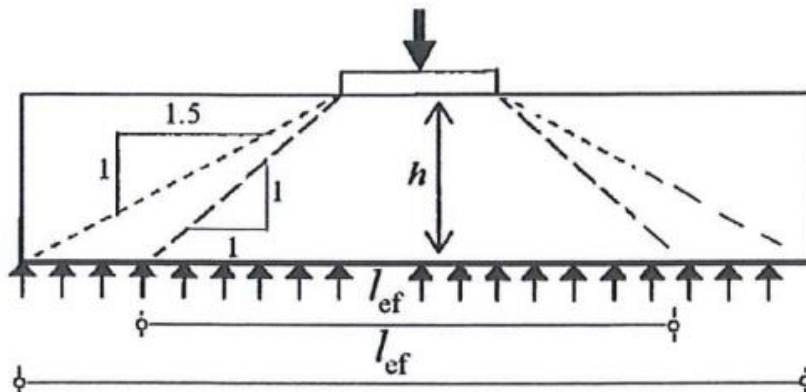
Spredningsvinkelen fastsettes her til 1:3 og  $L (l_{ef}) < a$  eller  $\frac{l_1}{4}$ . For ikke-kontinuerlige understøttede bjelker hvor  $a \geq h$  og  $l_1 \geq 2 \cdot h$  er:

$$L (l_{ef}) = \frac{1}{2} \cdot \left( l_c + \frac{2 \cdot h}{3} + l_s \right)$$

Formel 16

#### 2.4.4 VAN DER PUT-MODELLEN

van der Put-modellen er foreslått inn i Eurokode 5 ved den forestående revideringen av standarden. Dr. ir. van der Put har utviklet en teori som er basert på en likevektsmodell. Her antar man en elastoplastisk oppførsel for å kunne bestemme området for bæreevne. Med bakgrunn i plastisitetsteori forutsetter van der Put bæreevnens areal (og derav effektiv lengde) med vinkel 1:1 (45°) for små belastninger. For større belastninger hvor man antar at belastningen har "satt seg" noe mer, antas en vinkel på 1:1,5 (56°) (se Figur 14) (Larsen 2008). van der Put forutsetter altså den viktigste konstanten, spredningsvinkelen, på bakgrunn av en teoretisk analyse.



Figur 14 Bæreevnen ved punktbelastning i van der Put-modell (Leijten 2010)

Uttrykket blir da:

$$\frac{F_d}{b \cdot l} = k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Formel 17

hvor

$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{l}} = \sqrt{\frac{l + 3 \cdot h_e}{l}}$$

Formel 18

da  $l_{ef} = l + 3 \cdot h_e$  på grunn av at  $\alpha = 1:1,5$ .  $l$  er her lastpåføringslengden. Hvis man har trykkpåkjenning fra begge sider, skal  $k_{c,90}$  beregnes som følger:

$$k_{c,90} = \sqrt{0,5 + \frac{3 \cdot h + l_s}{2 \cdot l}}$$

Formel 19

hvor:

$l_s$  er lastlengden på undersiden

$l$  er lastlengden i overkant

Formel 17 er testet ved hjelp av både optiske forsøk og FEM-analyse av mange forskere i Europa. Ulike forskerne har kommet frem til forskjellige modeller for bæreevne ved punktbelastning avhengig av hvilke parametre det har blitt tatt hensyn til. Likevel konkluderer de ulike fagmiljøene med at van der Put-modellen antas som en bedre og mer pålitelig modell for trykk tvers på fiber enn modellen brukt i Eurokode 5. Siden modellen i Eurokode 5 ikke gir mulighet til å regne med forskjellig bjelke- og svillehøyde, forskjellige deformasjoner eller lasttilfeller, gir dette usikre og noen ganger for konservative resultater. Det er foreslått å erstatte modellen i Eurokode 5 med følgende modell laget i samsvar med van der Puts teori:

$$\sigma_{c,90,c} = k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Formel 20

hvor:

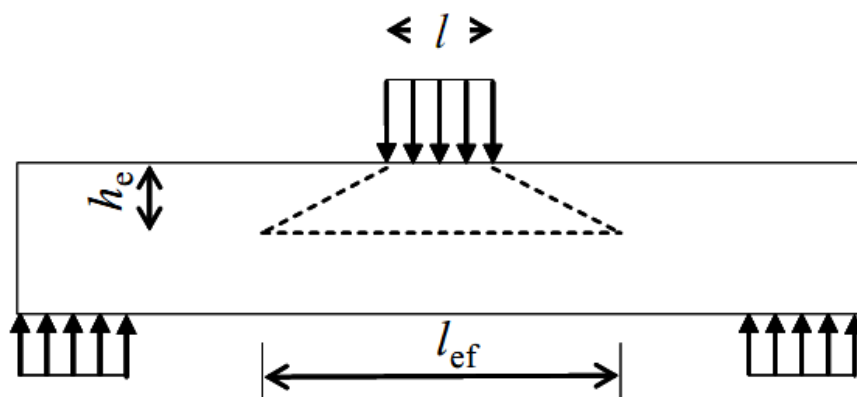
$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{A_{ef}}{A}} \leq 5 \text{ (forutsatt at } h \leq 5 \cdot b \text{ for å unngå rulleskjær og andre mekaniske feil)}$$

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b = (l + 2 \cdot 1,5 \cdot h_e) \cdot b \text{ (for trykk fra én side)}$$

Den effektive lengden kan ikke økes med mer enn endeavstanden, halvparten av senteravstanden eller  $3 \cdot h$  på hver side. Ved trykk fra to sider vertikalt beregnes  $k_{c,90}$  etter Formel 19. (Larsen 2008). Så lenge deformasjon tillates, vil bæreevnen økes (den effektive lengden øker).

### 2.4.5 DE LEIERS MASTEROPPGAVE

I 2010 skrev De Leier en masteroppgave (De Leier 2010) for å teste van der Puts modell på ikke-kontinuerlige understøttede bjelker med varierende høyder og lengder (se Figur 15). I masteroppgaven gjør han forsøk med optisk utstyr og analyserer teoretisk ved hjelp av elementmetoden. De Leier satte tillatt bøyespenning i standarder og 10 % deformasjon av høyden som bruddkriterier. Bæreevnen for trykk på fiber ble undersøkt ved å se på deformasjon både parallelt og vinkelrett på fiber.



Figur 15 Bjelkeoppsett De Leier (Jorissen 2010)

De Leier har studert horisontale snitt og har observert at inntrykket er kraftigst, naturlig nok, i de øverste snittene og til og med halvparten av lastpåføringslengden ( $l/2$ ) bortover horisontalt. I de underste snittene ser man at kun bøyespenning påvirker deformasjonen. 120 mm vertikalt fra midten (bjelkens senterpunkt) ser man ikke lenger påvirkning av last i inntrykksdybden. Resultatene viser at det nås et ytterpunkt for den effektive lengden ( $l_{ef}$ ) selv med økende lengder på prøvene. I gjennomsnitt fikk prøvene en spredningsvinkel på 1:1,49 (se inntegnet vinkel Figur 14), noe som stemmer veldig godt med van der Puts modell. Imidlertid ble dette kun regnet ut på grunnlag av FEM-analysen. I FEM-analysen er Hills bruddkriterium brukt. Resultatene omtales som gode til tross for at kriteriet ikke er optimalt for tre. FEM-analysen stemte ikke like godt for limtreprøvene, men De Leier regner analysen som fornuftig basert på den gode overensstemmelsen med heltredaene. Konklusjonen i artikkelen er at både FEM-analyse og optiske data viser at bæreevnen til bjelker utsatt for trykk vinkelrett på fiber er avgrenset til et lite areal. For heltre er dette 35 % av høyden med et maksimum på 140 mm.

De Leier foreslår at med et bruddkriterium på 10 % deformasjon av inntrykksdybden kan tillatt last for bjelker regnes ut via produktet av trykkfasthet ( $f_{c,90}$ ), lastpåføringsareal ( $b \cdot l$ ) og styrkefaktoren ( $k_{c90}$ ):

$$F = \sqrt{\frac{l_{ef}}{l}} \cdot f_{c,90} \cdot b \cdot l \leq 4 \cdot f_{c,90} \cdot b \cdot l$$

Formel 21

hvor

$$l_{ef} = l + 2 \cdot 1,5 \cdot h_e = l + 3 \cdot h_e \text{ (antatt at } \alpha = 1,5 \text{ og med påført last kun fra en side)}$$

$$h_e = 0,35 \cdot h \leq 140 \text{ mm}$$

#### 2.4.6 OPPSUMMERING AV ALLE MODELLENE

Hovedpunktene fra modellene er trukket ut i en skjematisk oversikt (se vedlegg B) for en lettere sammenligning. Alle teoriene unntatt Madsen, enes om samme testmetode (CEN-metoden) for beregning av  $f_{c,90}$ , selv om det i noen av rapportene ikke diskuteres inngående. For beregningen av  $k_{c,90}$  er både empiriske og teoretiske varianter foreslått.

Samtlige av teoriene forutsetter lineær spredning av lasten, men ingen har koblet stivheten inn i modellen. Alle de tre grupperingene fokuserer sterkt på detaljerte beregningsmetoder som enten er empiriske eller analytiske. Hvorfor anses det som godt nok å forutsette den viktigste konstanten (spredningsvinkelen) etter analytisk beregning? Gir empiriske forsøk med statistisk hold den beste beskrivelsen av bæreevne? Det vies lite oppmerksomhet til hva som er akseptabelt i forhold til tillatt inntrykning eller sikkerhet mot brudd. En god beskrivelse av bæreevnen for trykk på fiber vil innebære forskjellige dimensjoneringskrav i både bruks- og bruddgrensetilstand. Det vil derfor være interessant å se på tøyingsfordelingen og beregning av inntrykning for sviller og bjelker i bruksgrensetilstanden.

### 3 METODE

Fremgangsmåten består av følgende gjennomføring:

- *Labforsøk – utføre fullskala testserier. Inntrykning måles og logges, og resultatene behandles i etterkant. Se vedlegg A for nærmere beskrivelse av de ulike tilfellene.*
- *Fotogrammetri – for utvalgte prøver monteres et kamera ved siden av for slik å kunne følge utviklingen av tøyning.*
- *FEM-analyse – utføre en FEM-analyse i ANSYS for å kunne sammenligne empiriske verdier med et analytisk resultat.*

#### 3.1 DEL 1: TREVIRKET

Det var ønsket å teste prøvestykker av ulik størrelse og med ulik understøttelse. Forsøket ble delt inn i fire serier; én "referansekloss"-serie, to serier med sviller med variasjon i lengder og lastplassering, og én serie med lave og høye bjelker. Antall prøver i hver serie ble valgt for å oppnå statistisk grunnlag. De empiriske resultatene vil i så måte være sikret på grunnlag av de statistiske resultatene. Det ble benyttet både limtre og heltre i forsøket. Heltreet var i dimensjon  $48 \cdot 198 \text{ mm}$  og lengder à  $3000 \text{ mm}$ , totalt ti planker med kvalitet C24 (gran). Årringene på heltreet var relativt tykke (3-7 mm). Fukten ble målt til 14-15 % med en kalibrert fuktighetsmåler fra Brookhuis Micro-Electronics BV. Limtreet hadde kvalitet GL32C (gran), dimensjon  $89 \cdot 90 \text{ mm}$  og  $89 \cdot 405 \text{ mm}$  med lengder à  $3000 \text{ mm}$ . Fuktinholdet i limtreet ble målt til 11-12 % ved tilsvarende metode som for heltreet.

Kvalitetene C24 og GL32c ble valgt da disse er mest i bruk. Det var ønskelig med en naturlig variasjon i densitet og fukt. Feilfrie prøver vil gi best resultat, men det er tatt hensyn til maskinsortert trevirke og den naturlige variasjonen som medfølger.

Ved ankomst ble alt trevirke strølagt og lå til klimatisering i 14 dager. Trevirket ble først grovskåret. Deretter ble prøvene klargjort for testing. Før oppkutting av prøvestykkene fikk alle plankene hvert sitt nummer som går igjen i prøvenummeret. I prosessen for å finne passende tverrsnitt og lengder er det ved siden av NS-EN 408 tatt utgangspunkt i den teorien som allerede er kjent om spenningsfordelingen. Det var ønsket å velge tverrsnitt og lengder som gjorde det mulig med full spredningsvinkel for lasten.

##### 3.1.1 FUKT

Trevirket vil alltid ta opp eller avgi fukt avhengig av klimaet trevirket befinner seg i. Under fibermetningspunktet (30 % fukt (Treteknisk 2009)) vil trevirket krympe og svulle med stor variasjon. På grunn av treets ortotrope egenskaper regner man at treet sveller eller krymper 8 % i radiell retning, 4 % i tangentiell retning, mens det beveger seg 0,3 % i lengderetningen (Treteknisk 2009). Dette er generelle verdier og vil gjelde omtrentlig i dette tilfelle. Før

trevirket finner sin likevektsfuktighet, vil man derfor ha mekanisk hysteres og av dette følger problemer rundt dimensjonsendringer. Det alvorligste her er tørkesprekker som gir store utfordringer i forbindelse med dimensjonering. Fastheten til trevirket reduseres opp mot fibermetningspunktet hvor fastheten så flater ut. Over 30 % fukt varierer kun mengden fritt vann i cellehulrommet og det har ingen betydning for de mekaniske egenskapene.

Fukttinnhold ( $w$ ) i trevirket beregnes ut i fra differansen i prøvens masse før ( $m_w$ ) og etter tørking ( $m_0$ ) dividert med prøvens masse etter tørking. Fukttinnholdet oppgis i prosent (Kucera 1992):

$$w = \frac{m_w - m_0}{m_0} \cdot 100 \%$$

Formel 22

Prøvene ble tørket i tørkeskap i to døgn på  $103 \pm 2^\circ\text{C}$  til prøvens masse var konstant.

### 3.1.2 DENSITET

Densitet spiller i stor grad inn på styrken og dermed kvaliteten til trevirket. Stor årringbredde tilsier dårlig vekst og stor andel tidligved. Trevirke med slike kvaliteter tåler mindre og har lavere fasthet. Tettere årringer gir igjen en høyere kvalitet og en tilsvarende høyere fasthet.

For beregning av densitet har man i oppgaven valgt å bruke Eurokodestandardens definisjon av densitet. Prøvens densitet ( $\rho$ ) er forholdet mellom prøvens masse før tørking ( $m_w$ ) over volumet av prøven før tørking ( $v_w$ ) (Kucera 1992):

$$\rho_w = \frac{m_w}{v_w}$$

Formel 23

Prøvens masse ble målt med vekt (nøyaktighet på  $\pm 0,01$  gram) og volumet ble målt med kalibrert, elektronisk skyvelær fra Mitutoyo (nøyaktighet på  $\pm 0,03$  mm). Alle dataene ble logget direkte til en datamaskin på laboratoriet til Treteknisk. Prøvene skal være uberørt, det vil si at de ikke skal ha synlig sammentrykning eller knusning av fibre eller fingerskjøt. Tverrsnittene skal fortrinnsvis være kvistfrie. Alle de berørte lameller skal tas med i densitets- og fuktprøven og tykkelsen bør være 1-1,5 cm. Det ble tatt en prøve per prøvestykke, i snitt tre prøver fra hver planke. Fukt- og densitetsmålingene ble gjort maksimalt en uke etter testing i maskin.

Da det tar lang tid å klimatisere trevirke har man i stedet valgt å bruke omregningsformelen for trevirket med fukt over 12 % (trevirkets likevektsfuktighet ved normalklima). Alle



densitetsverdiene ble korrigert til et fuktinnhold på 12 %. Korrigeringsformel for densitet (for trevirke med fukt mellom 7-17 %) (Kucera 1992):

$$\rho_{12} = \rho_w \cdot \left(1 - \frac{(1-K) \cdot (w-12)}{100}\right)$$

Formel 24

hvor

$\rho_w$  = densitet (se Formel 23)

$K = 0,5$  for treslag som vokser i Skandinavia (koeffisient for volumkrymping)

$w$  = fuktinnhold i prosent (se Formel 22)

Resultatene skal i følge SKANORM (Kucera 1992) avrundes til nærmeste 5 kg/m<sup>3</sup>. SKANORM ble laget opprinnelig for små, feilfrie prøver av heltre, men kan i dag også brukes for limtre (Bovim 2011a).

### 3.1.3 FEILKILDER I TREVIRKET

Forstyrrelser i trevirke ble forsøksvis unngått ved fremstilling av prøvene. Noen forstyrrelser er likevel ikke til å unngå som følge av maskinsortering. Det bemerkes at det var noe flatbøy i noen av heltrebjelkene. Ved preparering av prøver ble dette forsøkt unngått.

Fuktinnhold og densitet ble testet fra de samme prøvene. I snitt ble det tatt tre prøver fra hver planke. Prøvene ble forsøkt kuttet feilfrie, men noe kvist var ikke til å unngå. For en større sikkerhet, ble gjennomsnittet av disse prøvene beregnet for å finne fuktinnhold og densitet pr. planke. Både densitet og fukt ble målt fra samme prøve. Densitetsresultatene ble korrigert til et fuktinnhold på 12 %. En omregning vil alltid gi avvik, men feilavvikene ved bruk av Formel 24 er såpass små og regnes som akseptable (Høibø 2011). Flere av prøvene kommer fra samme plank og vil i så måte ikke være uavhengig av hverandre. Dette kan gi en forbedret forklaringsvariabel.

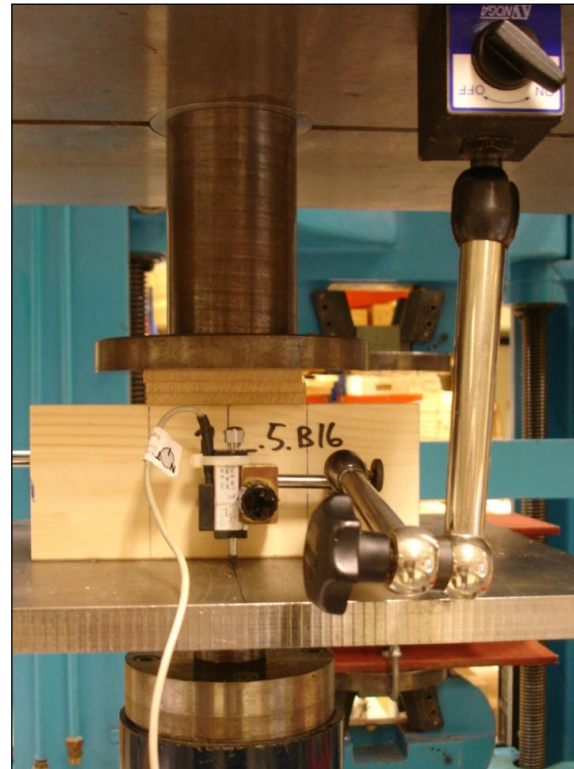
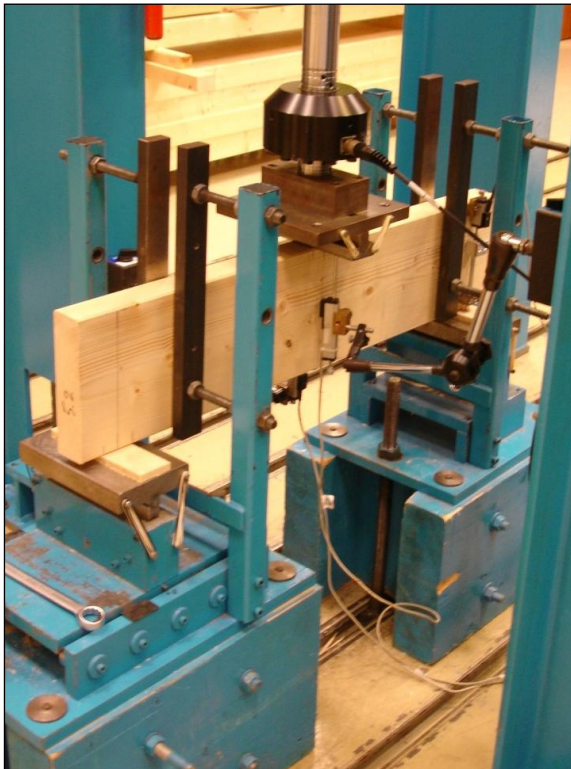
Prøvene er oppbevart på lab med 65 % RF og 20°C, men for tilrettelegging før test ble prøvene i en kortere periode oppholdt i rom med vanlig innendørs luftfuktighet og temperatur.

## 3.2 DEL 2: LABFORSØK

### 3.2.1 OPPSETT AV LABFORSØK

Under forsøket ble det brukt to typer maskiner: Dacker og Acurator 23. Programvaren til maskinene er Station Manager og testprogrammet TestWorks ble brukt. Utførelsen av forsøket ble delt i to. Bjelkene ble testet i Acurator 23, mens svillene og de minste klossene ble testet i Dacker. Maskinene står plassert på laboratoriet til Treteknisk og har begge en maksimal trykkraft på 100 kN.

Trykksylinderen til Acurator 23 har et kulelager i toppen og er fastholdt langs én akse. I Dacker er trykksylinderen orientert i underkant, men også her med et kulelager. Underlaget vil da alltid være plant og trykksylinderen momentfri. Prøvene i Dacker blir trykket sammen fra undersiden, men kun i tilfelle F ble hele prøven kjørt "opp-ned". Resultatene blir fortløpende registrert i TestWorks under hele testen. Under testing blir sammentrykning og nedbøyning målt av givere (deformasjonsmålere), og lastkapasitet registreres fortløpende.

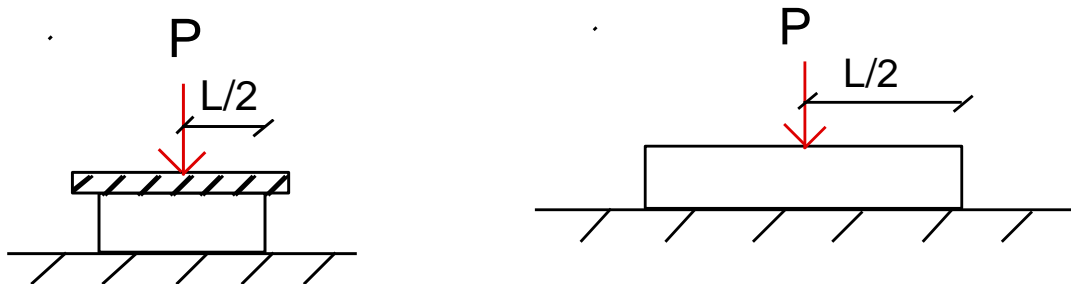


Figur 16 Oppsett for Acurator 23 (venstre) og Dacker (høyre)

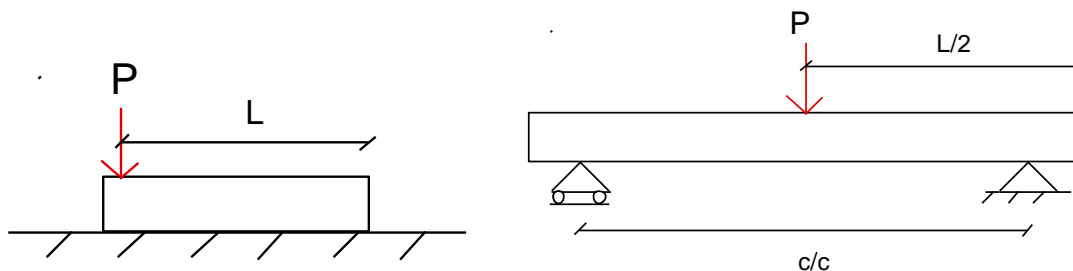
Alle prøver ble merket med senteravstand, midt prøve (i lengde- og bredderetning) og oppleggsflater for lettere "montasje" av prøven i testmaskinen. Prøvene med et trykkplateareal på  $89 \cdot 92 \text{ mm}$  ble kjørt med en hastighet på  $10 \text{ kN/min}$ , mens hastigheten ble redusert til  $5 \text{ kN/min}$  da trykkplatearealet ble redusert. Prøvene ble kjørt til en deformasjon på opp mot  $20 \text{ mm}$  for bjelkene og omtrent  $10 \text{ mm}$  for svillene. For svillene var det registreringslengden på givene som utgjorde en nødvendig begrensning. To limtrebjelker ble stoppet da testmaskinen nådde maksimal kraften på  $100 \text{ kN}$ , mens alle andre prøver ble stoppet etter at en

deformasjon på omtrent  $20\text{ mm}$  var oppnådd. Prøvetiden var opp mot 15 minutter for bjelkene og omtrent 10 minutter for svillene. Prøvetiden var lang slik at man i etterkant skulle kunne sette krav ved beregning av fasthet i de ulike grensetilstandene.

Hver kloss i tilfelle A bestod av to lameller, mens det i svillene (tilfelle B og F) var tre lameller i høyden. For limtrebjelken (tilfelle G1) var det ni lameller i høyden. Nedenfor sees prinsipp-skisser av hvert tilfelle (Figur 17 og Figur 18). Se vedlegg A for en mer detaljert forsøksplan.



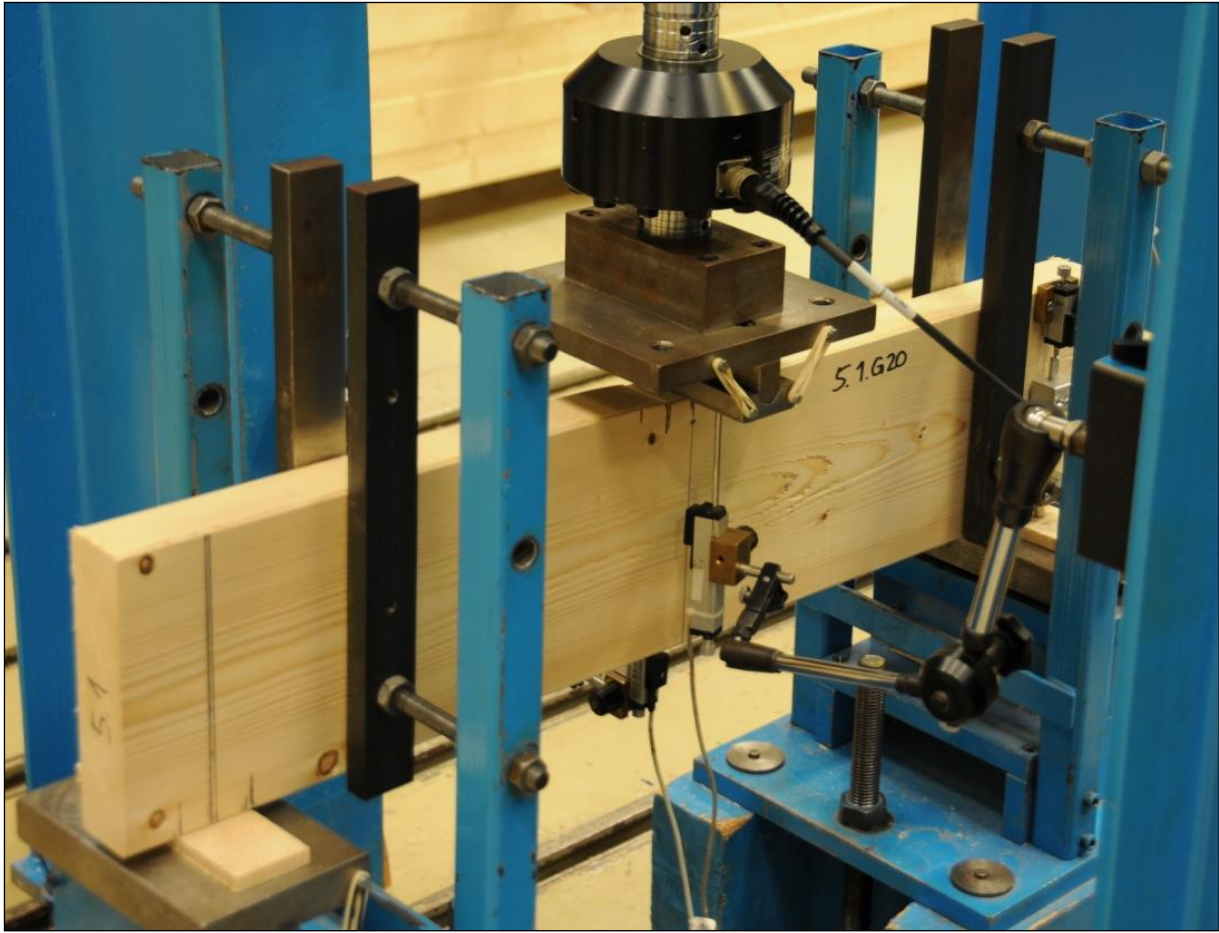
Figur 17 - Prinsippskisser. Tilfelle A og B



Figur 18 - Prinsippskisser. Tilfelle F og G

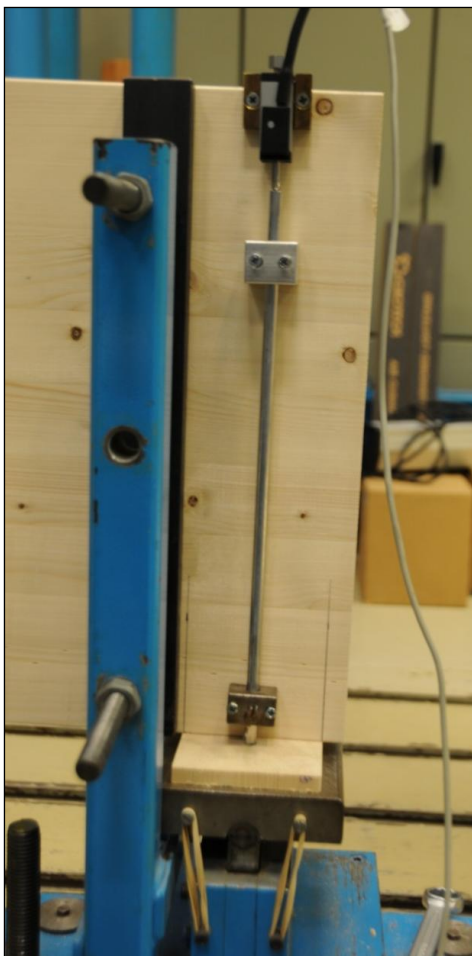
### 3.2.2 RANDBETINGELSER OG SENSORER

Tilfelle G ble lagt opp med endeopplegg hvor senteravstanden var  $1410\text{ mm}$  for limtre og  $770\text{ mm}$  for heltre. Her ble det brukt friksjons- og momentfrie opplegg (et rullelager og et fastlager) for å oppfylle betingelsene for en "fritt opplagt bjelke". På oppleggene (både rulle- og fastlageret - se Figur 16) ble det lagt en plate av endevved fra tettvokst furu (limtre). For limtrebjelkene var tverrsnitt  $b \cdot h = 90 \cdot 120\text{ mm}$ , mens heltrebjelkene hadde en oppleggsplate på  $b \cdot h = 50 \cdot 120\text{ mm}$ . Tykkelsen til oppleggsplatene var på  $10\text{ mm}$ . På hvert endeopplegg for bjelken var det gaffellagring for å hindre rotasjon av bjelken i lengderetning (se Figur 19). Alle prøvene ble påsatt en punktlast på midten. Kontaktflaten til trykkplaten var lik bredden til prøvestykket, det vil si  $48 \cdot 51\text{ mm}$  for heltre og  $89 \cdot 92\text{ mm}$  for limtre. Lengden av trykkplaten ( $201\text{ mm}$ ) var lengre enn bredden av selve prøven. Tykkelsen til ståltrykkplaten var  $20\text{ mm}$  for heltre og  $30\text{ mm}$  for limtre. Kantene på undersiden er avrundet, men effekten av dette kan neglisjeres. Trolig vil dette kun resultere i små forstyrrelser på randen, men ikke på det globale deformasjonsmønsteret. Platene ble sjekket visuelt for skader mellom hvert forsøk.



Figur 19 Oppsett bjelke med givere og gaffellagring

Giverne som ble brukt er av merke Novotechnik og kan registrere en deformasjon på maksimalt 50,0 mm og 11,5 mm avhengig av type giver (nøyaktighet på  $\pm 0,02$  mm). I Acurator 23 ble giverne anvendt for å måle inntrykningen i overkant og nedbøyning i underkant av bjelken i tilfelle G1 og G2. For mulighet til å kunne regne seg frem til eventuell rotasjon ved endeoppleggene i tilfelle G1 og G2, ble deformasjon ved et endeopplegg registrert. Giveren ved endeopplegget måtte av praktiske årsaker skrus fast i bjelken. Det ble brukt et standard feste for giveren (se Figur 20). Under ble det festet en stålstav som en forlengelse av giveren. Foran hver testkjøring ble det kontrollert at stålstaven gled tilnærmet friksjonsfritt og gav utslag på giveren som ønsket. Avvik knyttet til denne målingen regnes som neglisjerbart. Det viste seg senere i arbeid at disse målingene ikke var direkte aktuelle for oppgavens problematikk. Målingene ble derfor ikke brukt.



De to andre giverne ble festet med "magnetføtter" (se Figur 16 og Figur 19) til testmaskinen og har samme null-referanse. For heltrebjelkene (med mindre bredde) som ble kjørt uten fotogrammetri, måtte giverne festes litt annerledes. Giverne målte derfor kun nesten på samme flate - nedbøyningen ble målt på midten av bredden (se Figur 19).

Tilfelle A, B og F ble lagt opp med full understøttelse i Dacker. Deformasjon ble målt i senter punktlast, tett inntil på hver langsida da det ikke var mulig å måle deformasjonen inne i svillen. De to giverne ble festet med "magnetføtter" til testmaskinen og fikk derav felles referansepunkt (se Figur 16). Ut fra dette ble det regnet et gjennomsnitt som antas å beskrive deformasjonen best mulig under punktlasten. Disse målingene ble brukt i de videre analysene.

Figur 20 Giver ved endeopplegg (limtrebjelke)

Stålplaten som ble brukt i svillforsøkene ble deformert under første testforsøk. Man valgte derfor å gå bort fra stålplate som trykkplate, og brukte i stedet bølgeplater. Bølgeplatene kunne kappes i ønsket størrelse, og gjorde at man fikk plassert giverne tett inntil prøve-stykke. Bøk er et veldig hardt materiale og ved måling fant man ut at man kun får en deformasjon på  $0,03 \text{ mm}$  første gang bølgeplaten er i bruk. Denne deformasjonen er avhengig av lasten, og er vanskelig å redigere bort i etterkant for den aktuelle testen. Bølgeplaten målte  $90 \cdot 100 \text{ mm}$  og tykkelsen for de tre platene var totalt  $20 \text{ mm}$ .

### 3.2.3 FEILKILDER I LABFORSØK

Det er ikke mulig å gjøre hver test på en identisk måte. Randbetingelser er utført i henhold til normer, men mindre avvik fra testoppstilling kan ha forekommet.

Måleavvik på utstyret regnes som neglisjerbar da utstyret ble kalibrert mellom hver test. For å sikre en større variasjon i densitet for tilfelle B2 ble det kuttet opp og testet flere prøver. Deformasjonen på bølgeplaten er trolig neglisjerbar da nøyaktigheten på begge giverne, brukt i forsøket, er på  $\pm 0,02 \text{ mm}$ .

### 3.3 DEL 3: FOTOGRAMMETRI OG BILDEANALYSE

#### 3.3.1 INTRODUKSJON TIL FOTOGRAMMETRI

Fotogrammetri er læren om å måle i bilder. Det vil si at man i stedet for å måle selve objektet, måler i et bilde av objektet. En forutsetning er at man kjenner målestokken i bildet eller avstanden fra objektet (Dick 2003):

$$\frac{\text{størrelse i bilde}}{\text{kamerakonstanten}} = \frac{\text{størrelse i virkelighet}}{\text{avstand til objektet}}$$

Formel 25

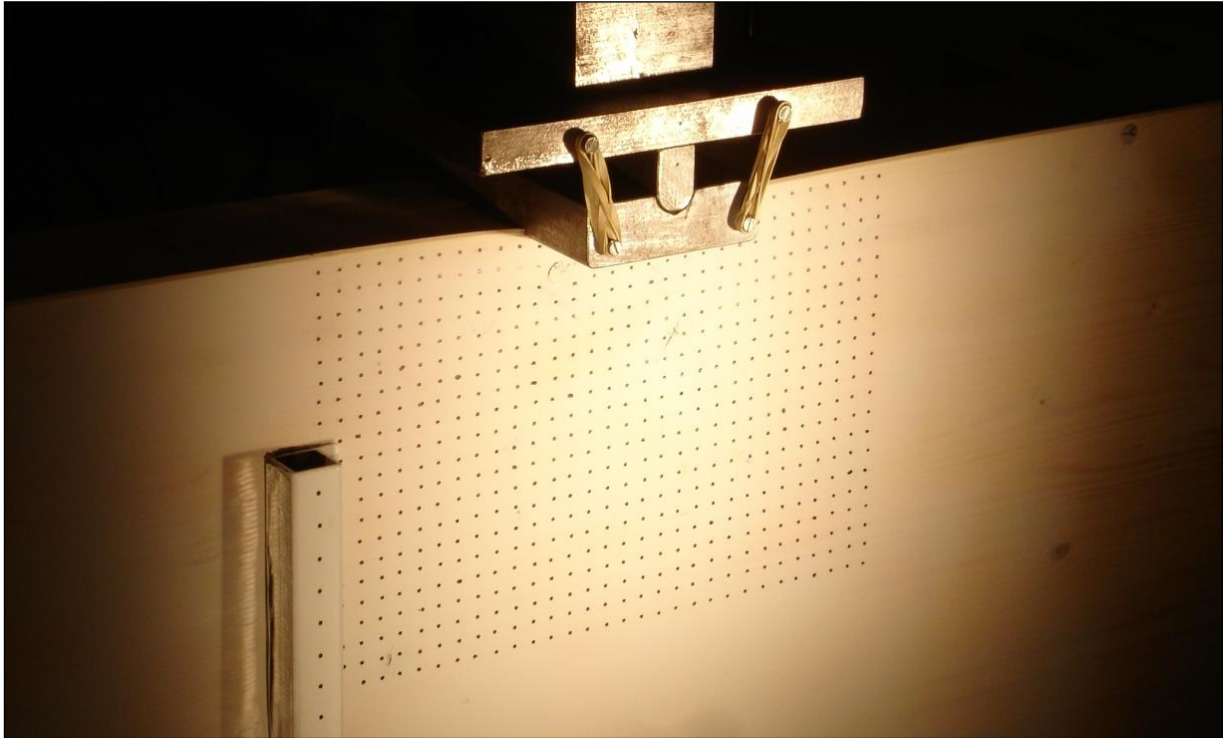
Metoden brukes til bestemmelse av geometriske egenskaper som form, størrelse og beliggenhet til objektet som er fotografert. Spesielt i kartleggingshensyn er metoden ideell, da man ved hjelp av flyfotografering kan innhente data på en effektiv måte og kan komme til områder som er vanskelig tilgjengelig eller farlig å bevege seg i. Fotogrammetri kan også brukes i mindre skala; metoden er i økende bruk innenfor forskning, bygningskonstruksjon og rehabilitering av bygg. En god romlig oppløsning på bildene er en forutsetning for god nøyaktighet på målingene (Dick 2003). Ofte kan det være nødvendig å se på gjennomsnitt av flere målinger for å oppnå god nok nøyaktighet.

Bildematching handler om å finne det samme fysiske punktet i to forskjellige bilder. Plasseringen av objektet defineres med bildekoordinater. Matching av bilder kan gjøres automatisk eller manuelt, ved å se på bilde. Automatisk matching gjøres ved hjelp av data-program som finner bildekoordinatene til det valgte objektet i bildene. Dette gjøres gjennom algoritmer for utvelgelse av punkter. Søkeområdet begrenses etter antatt plassering av punktene man er interessert i. I arealbasert matching sammenlignes gråtoneverdiene i bildene for å finne det samme område. Likhetene for gråtonene beregnes og området som er likest blir valgt.

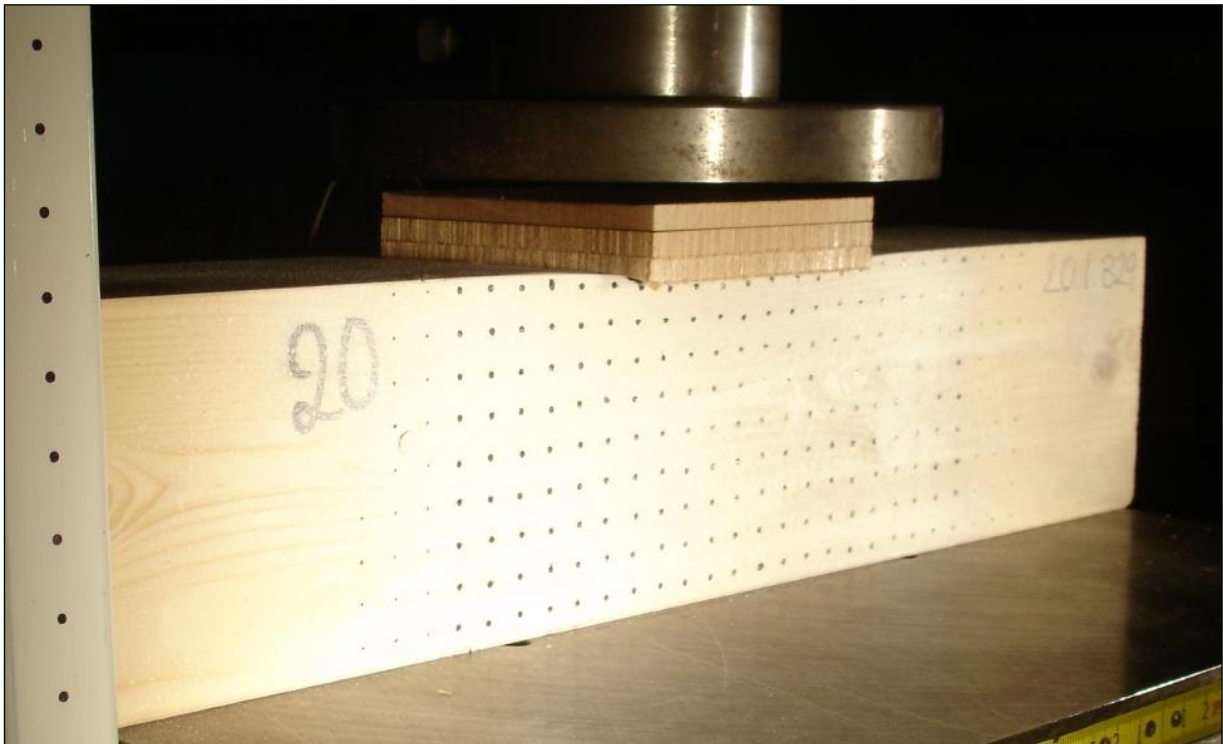
#### 3.3.2 BRUK AV FOTOGRAMMETRI I OPPGAVEN

Hensikten med fotogrammetri i denne masteroppgaven er å bruke bilder til å kunne registrere tøyninger i trevirket under forsøk med trykk vinkelrett på fiber. Dette gjøres ved å få målinger av objekter i et bilde og følge eventuell relativ forflyttelse av disse objektene, i tillegg til vanlig registrering av inntrykning med giver. Prøvene ble først preparert med en hvit primer, slik at overflaten fikk en jevn, hvit overflate. Deretter ble prøvestykkene påført et rektangulært gridmønster av like store, runde prikker. Det ble valgt å bruke en sort markør for å sikre en skarp overgang og nødvendig kontrast (se Figur 21 og Figur 22). Avstanden mellom prikkene var 10 mm i vertikal og horisontal retning. Diameteren på hver prikk er 2 mm, noe som tilsvarer omtrent 20 piksler i bildene som ble tatt.

I den etterfølgende bildematchingen (bildeanalysen) ser man på hvordan punktene i prikkmatrisen (bildekoordinatene til punktene) forflytter seg under belastning. Reell forflytningen kan finnes ved hjelp av kjente kameraparametre og et fastpunkt i bilde. For mulighet til sammenligning av data i etterkant, er det tatt bilde av klokken på testmaskinen.

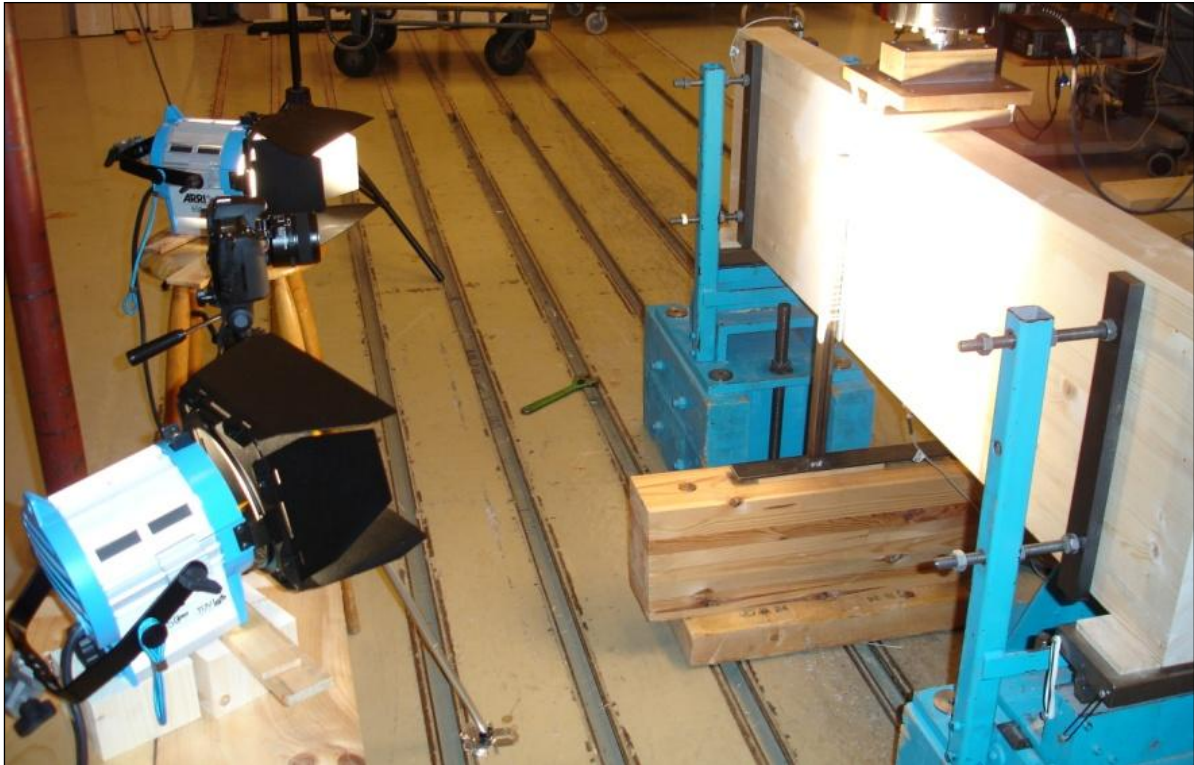


Figur 21 Fotogrammetri for limtrebjelke G18. Brennpunktet fra lyskastere ses tydelig.



Figur 22 Fotogrammetri for limtresvill B29.

Kamera ble satt opp på stativ med en avstand på omtrent 1000 mm fra prøven. Bildene ble tatt ved hjelp av et Nikon D300 speilreflekskamera med 60 mm fastobjektiv. Kameraet ble plassert vinkelrett på prøven med to lyskastere på hver side. En Nikon MC-36 timer var tilkoblet kamera og sørget for at det ble tatt et bilde hvert femte sekund etter oppstart (se Figur 23). Dermed ble punktenes forflytning registrert hele tiden inntil brudd. Kameraet stod på manuell innstilling slik at ingen innstillinger ble endret under testing. I forsøket er det brukt en målestav med linjal og påført gridlinje som fastpunkt. Fastpunktet kan kontrollere eventuell bevegelse av kameraet.



Figur 23 Oppsett fotogrammetri for bjelke.

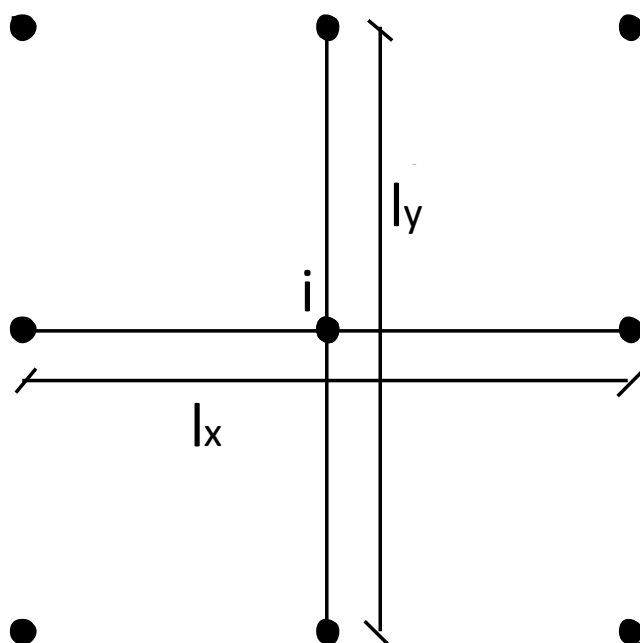
Programmet Tordivel Scorpion 8 ble brukt til å analysere bildene. Algoritmen i programvaren benytter gråtoneverdiene for å lokalisere prikkene, i tillegg til avgrensning av sirkularitet og størrelse. Tyngdepunktet for hver prikk ble beregnet, og den korresponderende bildekoordinaten ble funnet. Figur 26 og Figur 27 viser hvordan Scorpion har lokalisert prikkene i noen av prøvene. Det var viktig å sikre at alle variable lyskilder var fjernet eller tildekket (for eksempel sol gjennom vinduer), slik at de ikke skulle skape forstyrrelser i bildet. Bildefilene ble også satt sammen med lastnivået fra forsøksresultatene.

### 3.3.3 TØYNINGER UT I FRA FOTOGAMMETRI

Tøyning er et uttrykk for endring av lengde som følge av belastning eller forskyvning. For å kunne beregne tøyninger må man ha mål på en lengde før og etter en gitt endring av betingelsene. Tøyningene varierer på tvers av bjelken, blant annet fordi lasten spres ut og



spenningen reduseres. Dette kan måles ved hjelp av punktmålinger eller berøringsfrie målinger som dekker et større areal. I denne oppgaven er det sett på punktenes forflytning mellom bildene tatt under fotogrammetridelen.



Figur 24 Modell for beregning av tøyning i node i.

Ut fra data fra fotogrammetriresultatene var det mulig å regne ut tøyninger i x- og y-retning og skjærtøyninger på grunnlag av tøyingsregistreringen. Tøyningene ble regnet ut ved hjelp av et aksekors til fem noder hvor tøyningene regnes mellom nodene i ytterkant (se Figur 24). Hvis nodene i ytterkant (for eksempel i gridet) ikke er blitt registrert, brukes midtnoden. Beregningen er hele tiden blitt midlet over bildene fra node 1 (startnoden) til node i for en bedre fremstilling. Alle tøyingsresultatene blir i utgangspunktet negative da referansepunktet er satt øverst i venstre hjørne ved bildeanalysen. Beregningsfilen er fremstilt av Nils Ivar Bovim.

#### 3.3.4 FEILKILDER UNDER FOTOGRAMMETRI OG BILDEANALYSEN

Brennpunktet fra lyskasterne laget en lysvariasjon på overflaten av prøvestykket (se Figur 21 og Figur 22). Denne variasjonen var vanskelig å redigere bort i etterkant, men forhindret ikke at det var mulig å gjennomføre en bildeanalyse. Ved en gjennomgang av høyt oppløste bilder viser det seg at prikkene i gridmønsteret ikke var 100 % runde og jevne i fargen. Under analysen har man hatt problemer med at programvaren ikke alltid har satt tyngepunktet i senter av prikken. Dette vil skape en liten usikkerhet for tøyingsresultatene i forhold relativ forflyttelse. Trykksylinderen kastet skygge til siden under pålastning. Hvis prikkene er skarpe og jevne nok i fargen vil denne effekten kunne redigeres bort før analyse. Kvist og andre forstyrrelser i trevirket har bidratt til at Scorpion 8 har fanget dette opp som punkt i

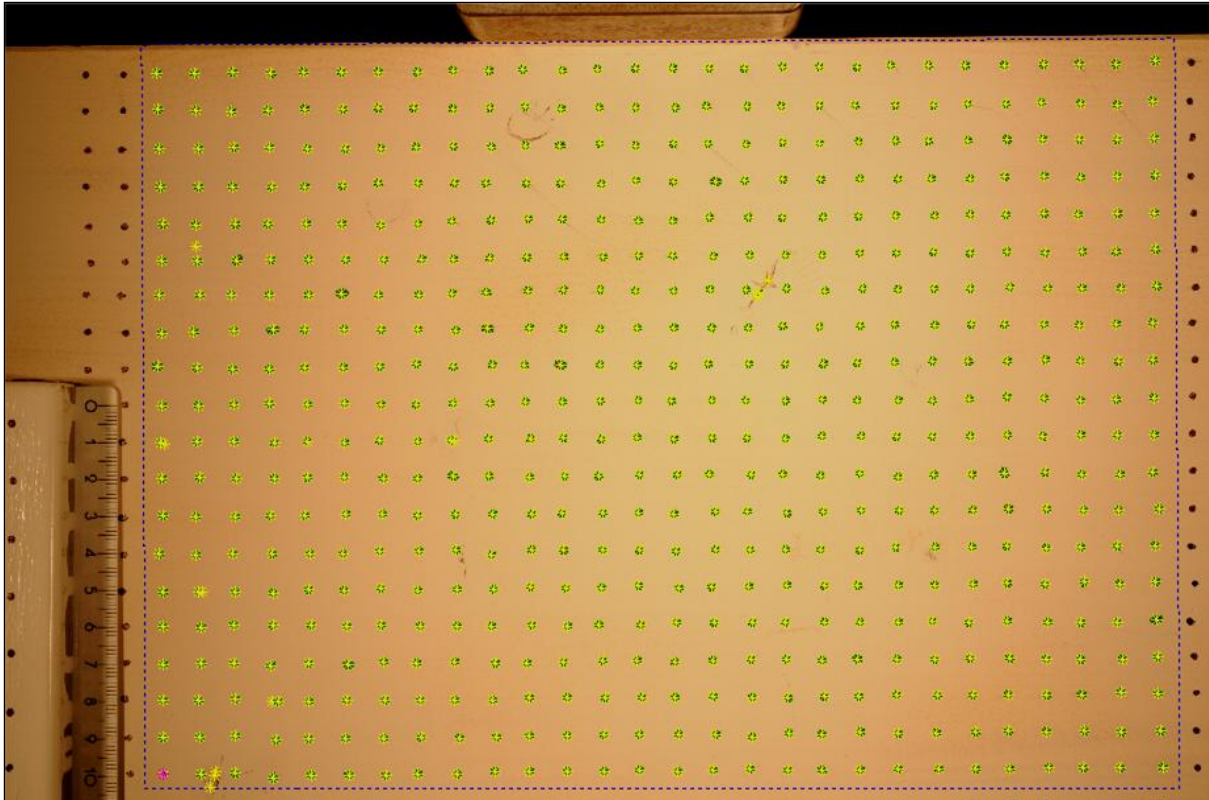
analysen. At prøvene har blitt grunnet (primet) har likevel vært med på å minke denne feilfaktoren betydelig. Det ble ikke registrert bevegelse av kamera under forsøket.

Under testing førte pålastning til at prikker "forsvant" på grunn av cellekollaps. Dermed fikk man ikke registrert disse prikkene den siste delen av prøvetiden og man mister registrering av forflytningen (se Figur 25). Dette var aktuelt spesielt rett i forkant av brudd. På grunn av tungt manuelt arbeid og problemer med analysen, ble dessverre ikke alle prøvene analysert og analyseområdet i noen prøver ble minsket. Analyseområdet ble minsket for å redusere problemer ved kjøring av analysen og noen analyser ble stoppet før alle bildene var lest grunnet store problemer med analysen. Et økt antall prøver som undersøkes med fotogrammetri vil øke sikkerheten i resultatene. På tross av problemene ser det ut til at man har fått gode resultater fra de forskjellige tilfellene.



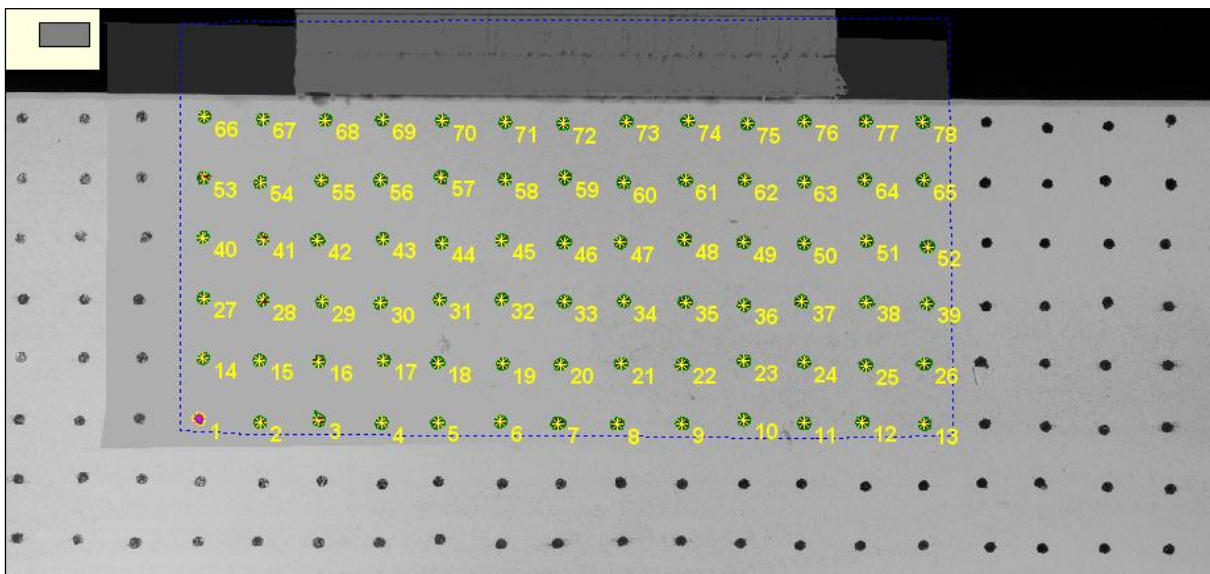
Figur 25 "Forsvinning" av prikker illustrert på limtrebjelke G19. Hengekøyeeffekten er tydelig.

Figur 26 og Figur 27 viser hvordan analysen kan foregå. På Figur 26 har det dukket opp noen ekstra punkt (venstre side av bjelken) som ikke er redigert bort, ved å stille kontrasten. Det røde punktet (nederst i venstre hjørne) illustrerer startpunktet for sortering. Punktene blir registrert fra venstre mot høyre horisontalt (se Figur 27).



Figur 26 Bildet viser en skjermdump fra Scorpion 8 for tilfelle G1.

Bildet nedenfor (Figur 27) viser et redigert bilde fra en problematisk analyse i Scorpion 8. Selve bildet er gjort om til sort-hvitt og trykkplaten er redigert med en gråfarge. Nummerering av punktene som ble brukt for bedre oversikt under bildeanalysen er her vist.



Figur 27 Bildet viser en skjermdump fra Scorpion 8 for tilfelle B2.

### 3.4 DEL 4: ELEMENTMETODEN OG FEM-ANALYSE

I dag er Elementmetoden – Finite Element Method (FEM) en av de viktigste numeriske løsningsmetodene. Elementmetoden består i å dele opp en kompleks konstruksjonen i flere mindre, kjente elementgeometrier som er løsbare, og kan kobles sammen ved hjelp av partielle differensialligninger som beskriver problemet. Disse ligningene løses numerisk ved hjelp av matriseregning. Ved blant annet å sette randbetingelser, sikrer man at ligningene konvergerer. Jo finere elementstørrelse man velger, jo mer nøyaktig blir beregningen. Hvert element har en node eller knutepunkt i hvert hjørne som knytter naboelementer sammen. Hver node eller hvert knutepunkt har et visst antall frihetsgrader. Vanligvis har man tre frihetsgrader som beskriver nedbøyningen (z-retningen) og forflytningen i x- og y-retning. I hver node setter man opp likevektsligninger med forskyvningen som ukjent. Når den ukjente løses, kan krefter og spenning bestemmes (Bell 2009). I ANSYS finnes det både bjelke-, plate- og volumelementer med forskjellig antall frihetsgrader.

#### 3.4.1 STATISK OG DYNAMISK ANALYSE

Ved løsning av elementmetoden kan det kjøres enten statisk eller dynamisk analyse. Statisk analyse er den vanligste metoden for konstruksjoner, og analysen deles inn i lineær og ikke-lineær analyse. Når elementmetoden benyttes for lineære og ikke-lineære systemer, løses henholdsvis matrisen en gang for hvert ligningssett og iterativt til man får et svar. Den viktigste forutsetningen for statisk analyse er at lastene er kvasi-statiske. Kvasi-statiske laster vil si at lastene påføres så sakte at farten og akselerasjonen til elementene i konstruksjonen antas lik null. Lineær analyse har følgende tre betingelser:

- Hookes lov (lineær metode)
- Naviers hypotese hvor den viktigste forutsetningen er at plane tverrsnitt forblir plane under utvikling av bøyning.
- Små forskyvninger og rotasjoner i forhold til konstruksjonens utstrekning

En lineær analyse utføres ofte for et grovt overslag siden metoden løses enkelt gjennom matriseregning. For de mer omfattende, statiske analysene kjøres ikke-lineær analyse. Det skiller mellom tre ulike former for ikke-linearitet; strukturell (på et enkelt element), materialbasert (på et enkelt element) og geometrisk (på hele strukturen). Hvordan ANSYS kjører ikke-lineær analyse kan leses i ANSYS Help (ANSYS<sup>3</sup>).

Dynamisk analyse bygger på Newtons andre lov som sier at summen av kreftene på et legeme ( $\Sigma F$ ) er lik produktet av massen (m) til legemet og tyngdeakselerasjonen (a) ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ):

$$\Sigma F = m \cdot a$$

Formel 26

Ved en dynamisk analyse er lastene ikke kvasi-statiske og det blir dermed tatt hensyn til at påførte laster vil gi elementene i konstruksjonen fart og akselerasjon. Konstruksjonen blir dermed satt i bevegelse. Dynamisk analyse utføres for å kontrollere om bygg tåler påkjenninger fra bevegelse i bygget. En viktig anvendelse av dynamisk analyse er dimensjonering for jordskjelv. (Huebner 2001)

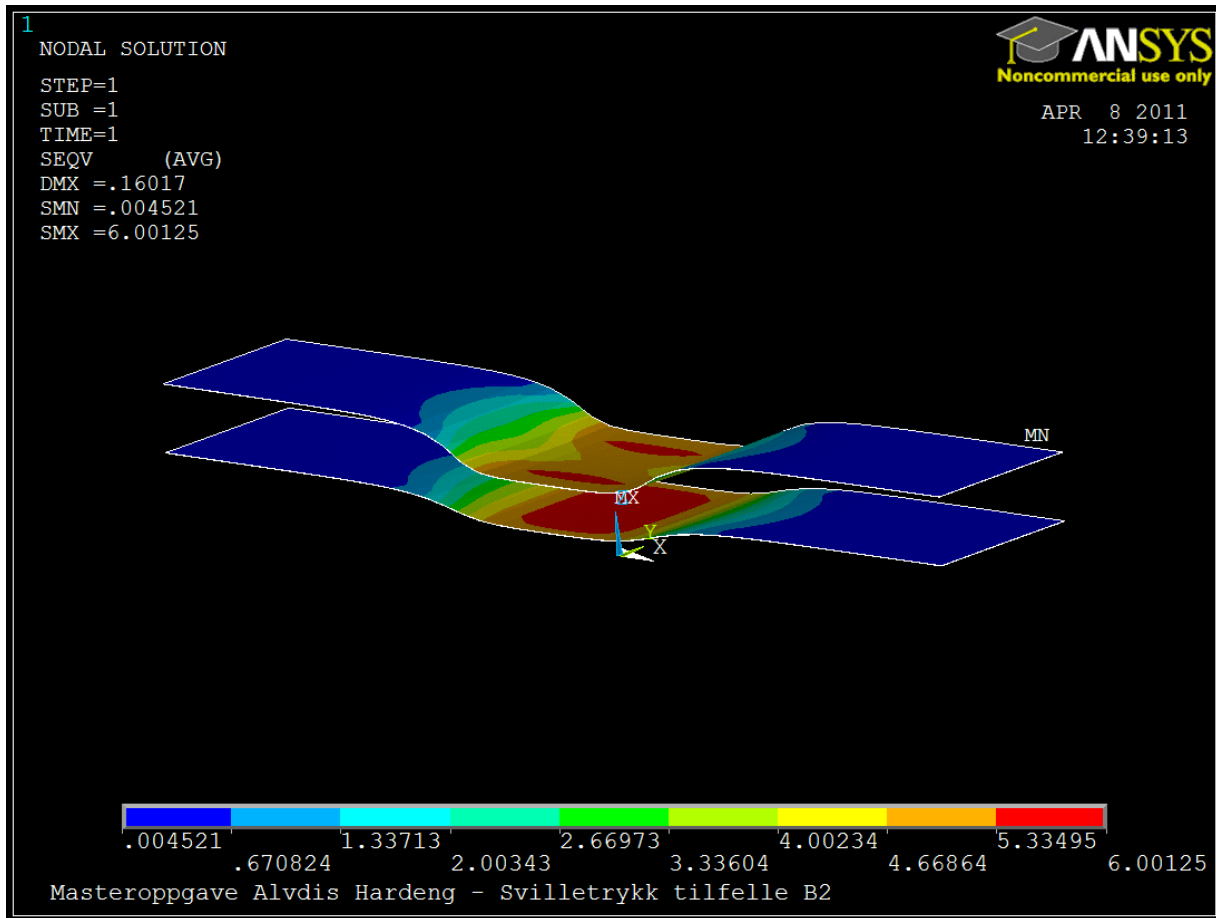
### 3.4.2 ANSYS – ANALYSE OG MODELL

For å fremstille en så kompleks modell som i dette tilfellet, ble det valgt å utføre en FEM-analyse i ANSYS. Et 3D-element, SOLID95 (ANSYS<sup>2</sup>) ble valgt til å bygge opp modellen. Intensjonen er å lage modeller som er mest mulig realistiske i forhold til gjennomført forsøk. Limtresvillmodellen er delt opp i flere lag (annenhver med trevirke og limfuge) for på den måte å kunne spesifisere egenskapene i de ulike retningene og å få frem treets anisotropi.

Det diskuteres hvor stiv limfugen er. Det har vært en utfordring å finne ren E-modul, skjærmodul og tverrkontraksjon for limfugen da verken produsenten eller andre limfabrikanter har denne informasjonen, eller har gjort forsøk for å undersøke disse spesifikke egenskapene. Limfugen regnes som isotrop. Erfaring fra Treteknisk tilsier at limfugen er stivere enn selve trevirket. Det har vist seg at etter påvirkning fra vær og vind på utendørskonstruksjoner av limtre får man oppsprekking i forbindelse med limfugen (Lind 2011). For å undersøke dette nærmere har man valgt å tørke ned noen limtreklosser i tørkeskap for å undersøke stivhetsegenskapene. Resultatet ble en svak, ujevn kurvatur på siden av limtreklossen i høyden av lamellene. Man har valgt å kjøre sensitivetsanalyser for å konkludere med hvorvidt limfugens stivhet spiller inn i FEM-analysen. Det er blitt kjørt tre lineære analyser i ANSYS for svillmodellen. Én analyse uten limfuger, én analyse hvor limfugens stivheter er satt til tre ganger (3x) trevirkets stivheter og en siste analyse hvor stivhetene ble satt til ti ganger (10x) trevirkets stivhetsparametre.

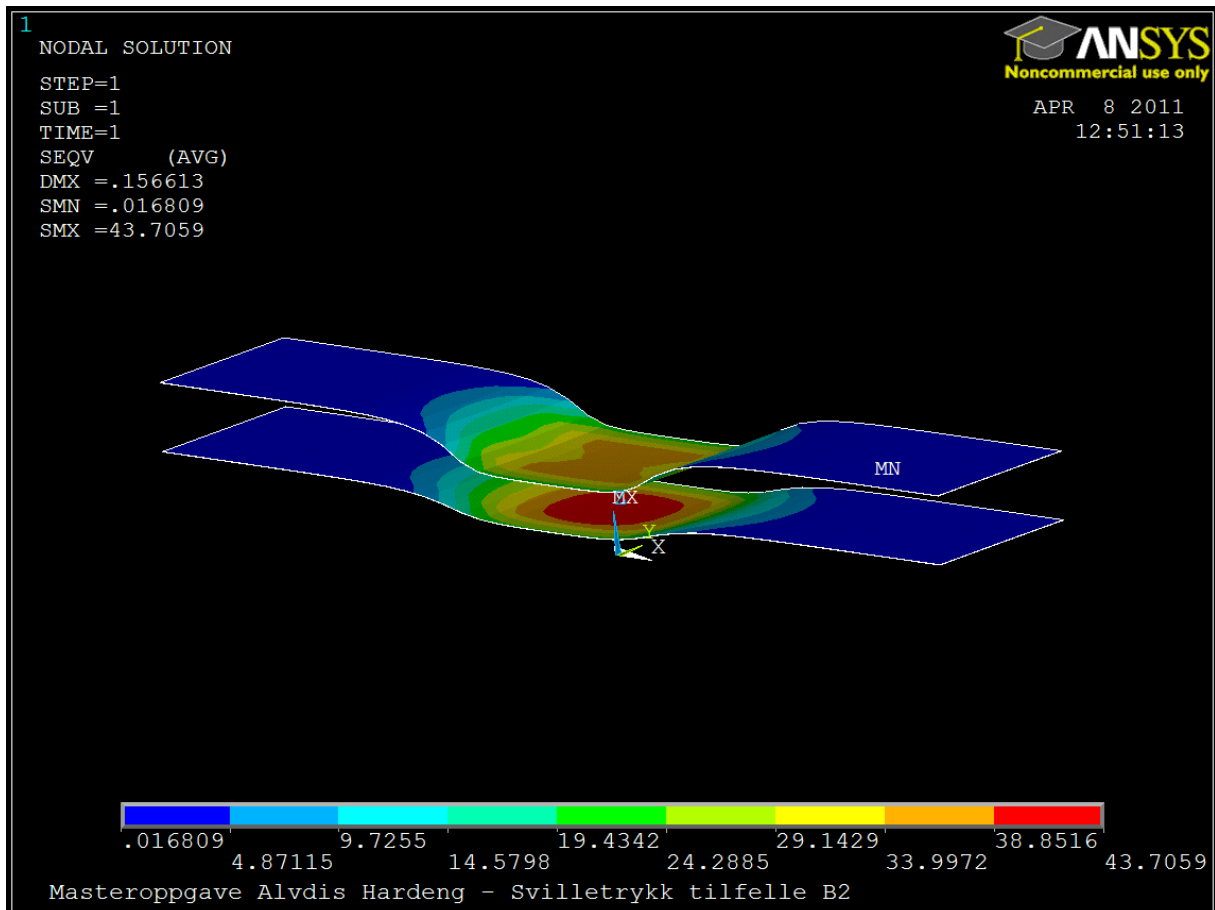
Konklusjonen ble at limfugens stivhet virker inn på deformasjonen og spenningsfordelingen avhengig av størrelsen på stivhetsverdiene. Man har konkludert med å kjøre analysene uten limfuger da man ikke har klart å finne noen gode verdier for stivhetene. Økning på i overkant av 2 % deformasjon i limfugen tilsvarer en forskjell på 0,003 mm og det er i tillegg generelt akseptert å se limtrevirke som et samvirke. I analysene for svillene i ANSYS ble stivhetsparametrene til limfugen derfor satt til like verdier i forhold til verdiene til trevirket. I bjelkmodellen er limfugevolumer utelatt for limtrebjelken.

Resultatene fra ANSYS-analysen (Figur 28 og Figur 29) er vist med en utskrift av von Mises-spenningen for de to limfugene i svillemodellen:



Figur 28 Stivhetene satt lik trevirket (12 005 N).

Det bemerkes at selv om spenningsfordelingen er lik for begge analysene, er spenningsnivået meget forskjellig på grunn av høyere stivhetsverdier i den siste analysen. Forklaring til spenningsnivået er nedtegnet nederst på hver figur og maksimal deformasjon, spenning og minimal spenning er listet øverst til venstre på figurene.



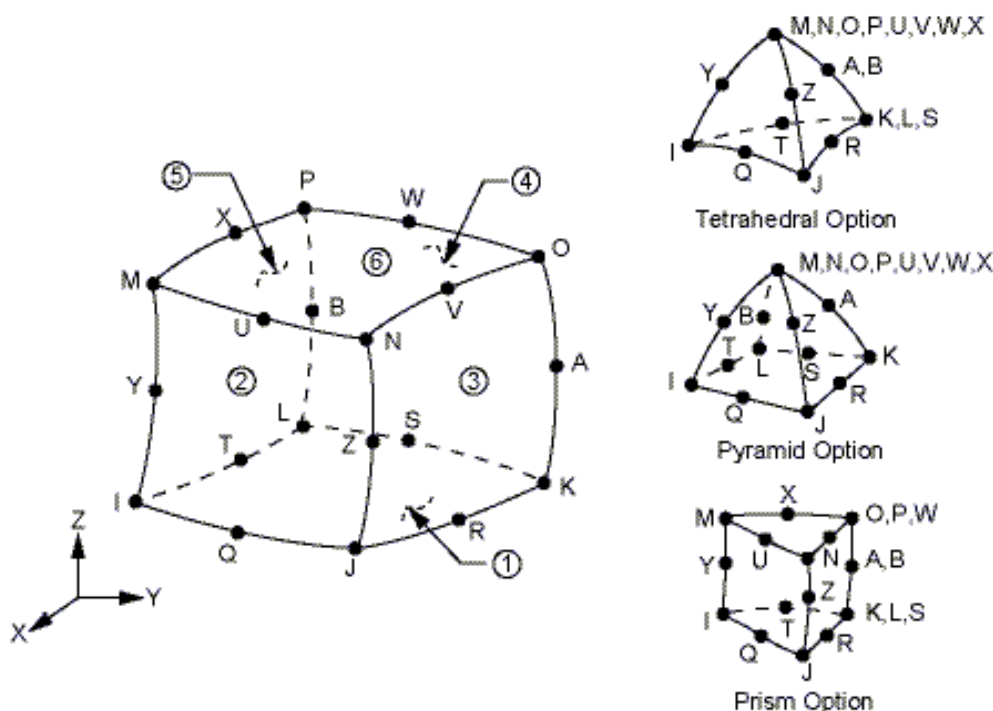
Figur 29 Stivhetene satt lik 10x av trevirket (12 005 N).

E-moduler, skjærmoduler og tverrkontraksjon for trevirket er hentet fra Kristian Berbom Dahls doktorgrad (Dahl 2009). For best mulig å illustrere orienteringen av årringer for heltre-modellen ble radiell og tangentiell retning byttet om. Det viste seg også at man var nødt til å gjøre tilsvarende for limtrebjelken for å få ANSYS-modellen til å stemme overens med forsøksresultater. Dette tyder på at fastheten har stor sammenheng med årringorienteringen og at det er varierende kvalitet på limtrebjelkene med hensyn til årringorienteringen.

All informasjon som hentes ut fra ANSYS følger det kartesiske aksesystem. Det er valgt å skrive et program (script) i Mechanical APDL for å ha en reproducerbar modell som dokumentasjon for analysen. ANSYS-beregningen er gjort med en konstant belastning. Av tidsbesparende årsaker er det valgt å kjøre deler av modellen med en grovere fordeling av elementer, mens det er brukt et finmasket nett rundt og under trykkplaten og ved opplegg hvor det vil være fiberknusning. Det er undersøkt at den valgte fordelingen av elementer er nøyaktig nok til å sikre et godt resultat. Det er valgt å plassere noder på samme plass som gridmønsteret brukt under fotogrammetrien. Avstanden mellom nodene ble satt til 10 mm hver vei for å sikre sammenlignbare punkter til fotogrammetrien. For et realistisk

sammenligningsgrunnlag for forsøksserien, er det sammenlignet relativ deformasjon i det lineære området.

SOLID95 er en videreutviklet og mer avansert variant av 3D-elementet SOLID45. 3D-elementet er geometrisk definert av tyve noder med tre frihetsgrader hver (se Figur 30). Hver node har tre frihetsgrader som beskriver nodeforskyvningen i x-, y- og z-retning. SOLID95 har ortotrope materialparametre og behersker irregulære former og overgangen mellom disse. Elementet har mulighet for å modellere blant annet plastisitet, kryp og svelling og store deformasjoner, noe som er meget nyttig ved simulering av trevirke. Dette elementet ble valgt brukt på grunn av muligheten til å bruke Tsai-Wu sitt bruddkriterium (se 3.4.3) og til fordelingen av forskjellige volumelementer. En detaljert beskrivelse finnes i ANSYS Help (ANSYS<sup>2</sup>).



Figur 30 Geometri SOLID95 (ANSYS<sup>2</sup>)

### 3.4.3 BRUDDKRITERIER I ANSYS

Valg av bruddkriterium er kritisk. De aller fleste bruddkriterier har svakheter ved at det er effekter som ikke blir tatt hensyn til eller rett og slett utelates. Forskjellige bruddkriterier støtter opp de teoretiske argumentene, men bruddkriteriene er alle empiriske av natur (Smith 2003).

For å kunne dimensjonere og beregne sikkerhetsmargin trenger man bruddkriterier som er mest mulig ideelle med tanke på materialet økonomisk og styrkemessig. I tillegg bør bruddkriteriene være hensiktsmessige å benytte seg av. Ved bruk av for kompliserte kriterier risikerer man enten menneskelige feil eller en totalt sett dyrere prosess. Det finnes mange



forskjellige bruddkriterier. Det vanligste er å regne brudd når styrken, det vil si lastkapasiteten er nådd, enten det er et duktilt eller sprøtt brudd. Spenningene i de forskjellige retningene (skjær, bøyning) blir i liten grad påvirket av hverandre og maksimal skjærspenning kan være oppnådd lenge før man får maksimal bøyespenning eller deformasjon.

Den enkleste bruddmodellen er en lineær modell hvor man setter opp en lineær sammenheng for biaksial spenning. Videre har man 2. grads polynomer, men disse fanger ikke nødvendigvis opp interaksjonen mellom normalspenningene i planet. Mange bruddkriterier inkluderer kombinerte spenninger, for trevirket er det viktig at spenningene i de ulike retningene er uavhengige. Generelt kan de fleste bruddkriterier ligne hverandre, eller i spesialtilfeller være identisk. Det er derfor essensielt å velge den varianten av bruddkriteriet som best mulig passer til situasjonen.

Hills bruddkriterium (Chu 1995) brukes ofte i forbindelse med plastisitet selv om det er påstått å være for generelt til å være gyldig for trevirke. Det ble forsøkt modellert plastisitet rundt trykkplaten ved hjelp av Hills bruddkriterium, men grunnet massivt manuelt arbeid som ikke førte frem, ble forsøket avsluttet. Bruddkriteriet til Hill fungerte kun for skjær da inkompressibilitetskravet ikke kan besvares for de volumetriske deformasjonene i trevirket som følger av normalspenningene.

Tsai-Wu-kriteriet regnes som et gunstig bruddkriterium for trevirke og er valgt brukt i ANSYS-modellen. Dette kriteriet er en forenkling av Gol'denblat og Kapnovs generelle kriterium for anisotropiske materialer (Cabrero 2010):

$$f(\sigma) = F_i\sigma_i + F_{ij}\sigma_i\sigma_j$$

Formel 27

hvor  $i, j = 1, 2, 3, 4, 5, 6$

Verdiene for spenningsnivåene for brudd i de forskjellige retningene, inkludert kombinasjonsspenningen brukt i ANSYS-analysen, er hentet fra Dahls doktogradsoppgave (Dahl 2009). I analysen kjøres det en kontroll med Tsai-Wu-bruddspenninger, men spenningsnivåene ble aldri nådd.

For å fremstille strekkbrudd eller knusning av trefibrene på siden av trykkplaten har man i denne oppgaven brukt Norris bruddkriterium i forbindelse med killing of nodes (KON). For å utføre KON ble det kjørt ikke-lineær analyse. Når spenningsnivået i en node når et visst nivå basert på gitte spenningskriterier, blir stivheten satt til tilnærmet lik null. Da bevares elementinndelingen, men elementet vil ikke lenger overføre noen krefter og er i praksis ødelagt.

I rapporten *"Strength of Orthotropic Materials Subjected to Combined Stresses"* foreslås for første gang følgende uttrykk av Norris (Larsen 2003):

$$\left(\frac{\sigma_{90}}{f_{90}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_0}{f_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_v}\right)^2 = 1,0$$

Formel 28

Etter en vurdering er  $f_0$  satt til  $24 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_v$  lik  $5,7 \text{ N/mm}^2$  og  $f_{90}$  varierer fra  $4,4 \text{ N/mm}^2$  til  $7,4 \text{ N/mm}^2$ , i samsvar med resultater fra forsøket. Dette tilsvarer et kritisk lastnivå for utløsning av KON ved omtrent  $11 \text{ kN}$  for heltrebjelker og  $60 \text{ kN}$  for limtrebjelker. For sviller utløses KON rundt  $50 \text{ kN}$  og ved endelast kun  $40 \text{ kN}$ . For svillene ble det registrert svært lite KON.

#### 3.4.4 FEILKILDER I ANSYS-MODELLER

Feilkilder i ANSYS er hovedsakelig at visse effekter er en utfordring å få frem i ANSYS. Det har i tillegg vært en utfordring å få KON-rutinen til å fungere ved ikke-lineær analyse.

Opplegget for svill er høyst sannsynlig for stivt i forhold til at man i virkeligheten opplever "vipping" og oppløft i endene. Friksjon i oppleggene er heller ikke implementert i ANSYS-analysen. Modellene gir ikke perfekte resultater da det er vanskelig å fremstille trevirkets anisotropi med isotrop limfuge. I ANSYS antar man lik orientering på årringene hele tiden, mens det er naturlig å anta at man i forsøkene har hatt en mindre variasjon i årringens orientering i hver lamell. Denne usikkerhetsfaktoren minker med økende kvalitet på limtreet. For "referanseklossen" i tilfelle A1, var relativ deformasjon ikke i overensstemmelse med forsøksresultatene. Prøven er tatt fra et uheldig sted i tverrsnittet, noe som førte til stor skjærdeformasjon på grunn av vinkelen til årringene. Dette, i tillegg til en ujevn spenningsfordeling som ANSYS ikke klarer å fremstille, gir misforholdet.

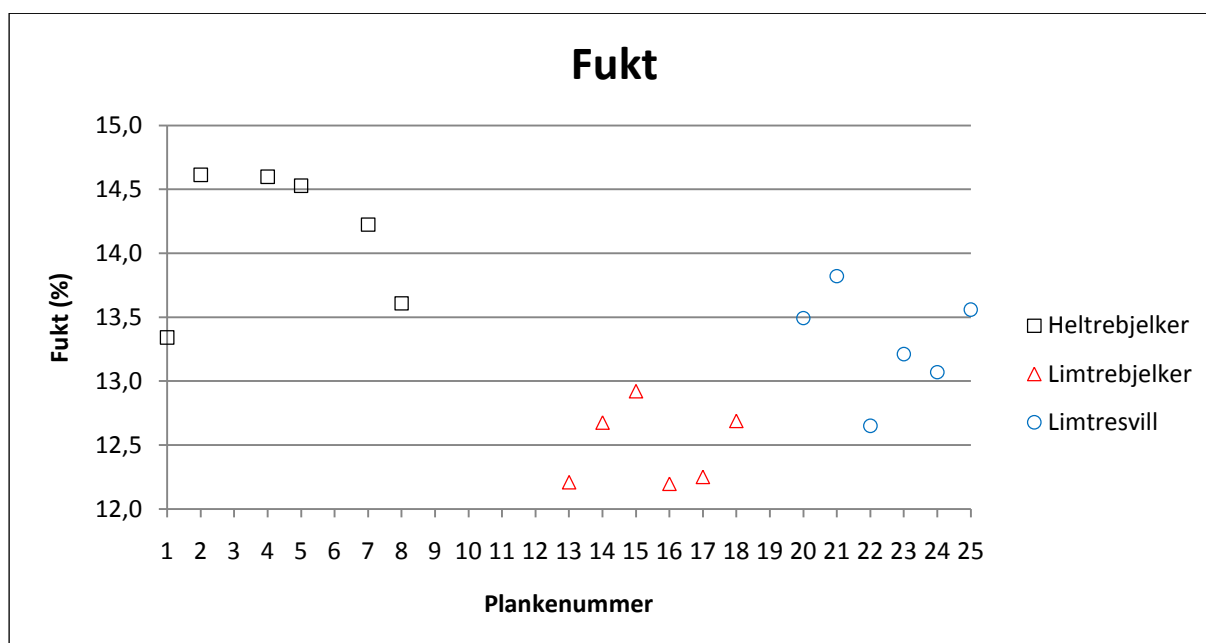
## 4 RESULTATER OG DISKUSJON

I denne delen av oppgaven vil resultatene bli presentert og diskutert fortløpende. Rekkefølgen på resultatene følger inndelingen i metodekapittelet. Ut fra en hierarkisk struktur vil det bli gjort mindre konklusjoner underveis som danner basis for endelig konklusjon i kapittel 5. I slutten av kapittel 4 følger en evaluering som sammenligner og vurderer modellene for bæreevne med egne resultater.

### 4.1 DEL 1: FUKT OG DENSITET I TREVIRKET

#### 4.1.1 FUKT OG DENSITET

Figur 31 og Figur 32 viser en oversikt over gjennomsnittelig fukt og korrigert densitet pr. plankennummer. Plankennummer er bortover x-aksen, og henholdsvis fukt og korrigert densitet øker oppover y-aksen.

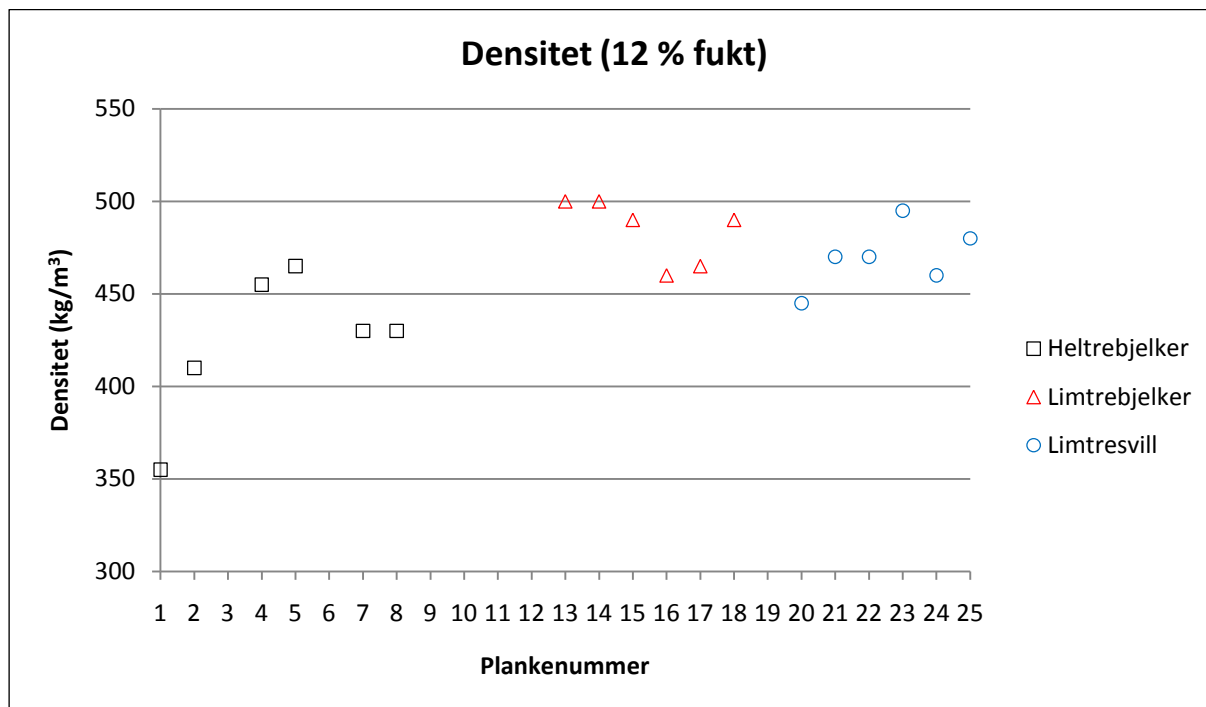


Figur 31 - Oversikt over fukt.

Figuren viser at fukttinnholdet som forventet er størst for heltrebjelkene og minst for limtrebjelkene. Høyeste fukttinnhold er 14,6 % og godt innenfor akseptabelt nivå. Limtrebjelkene er nærmest ønsket nivå på 12 % fukttinnhold.

Avvikene fra før man korrigerer for 12 % fukttinnhold var minimale. Størst variasjon innen densitet finner man i heltrebjelkene (se Figur 32). Heltrebjelkene har også totalt sett den laveste densiteten. Limtrebjelkene hadde i snitt størst densitet, men ved sammenligning med fukttinnhold ser man at det ikke er en direkte sammenheng mellom lavt fukttinnhold og en høy densitetsverdi. Variasjonen innen densitet ligger innenfor den naturlige variasjonen man kan forvente for gjeldende kvaliteter. Densitetsvariasjonen er antagelig litt svakere for

heltre, spesielt densiteten for planke nr. 1 ligger lavt. Densitetstoppen for heltrebjelkene ligger over  $450 \text{ kg/m}^3$  og snittet ligger rundt middels densitet for kvaliteten. Snittet for limtre ligger innenfor "god densitet" (fra  $450 \text{ kg/m}^3$  til  $500 \text{ kg/m}^3$ ) uten en klar densitetstopp og kun en "naturlig uteligger" med lav densitet.



Figur 32 - Korrigert densitet (12 % fukt) og justert til nærmeste  $5 \text{ kg/m}^3$ .

Gjennomsnittverdier for fukt og korrigert densitet for trevirke er presentert i tabellen under (Figur 33). Verdiene er beregnet ved hjelp av Formel 22 og Formel 24.

	Densitet ( $\text{kg/m}^3$ ) (12 % fukt)	Fukt (%)
Heltrebjelke	424	14,2
Limtrebjelke	484	12,5
Limtresvill	470	13,3

Figur 33 - Gjennomsnittverdier for densitet og fukt.

#### 4.1.2 OPPSUMMERING AV FUKT OG DENSITET I TREVIRKET

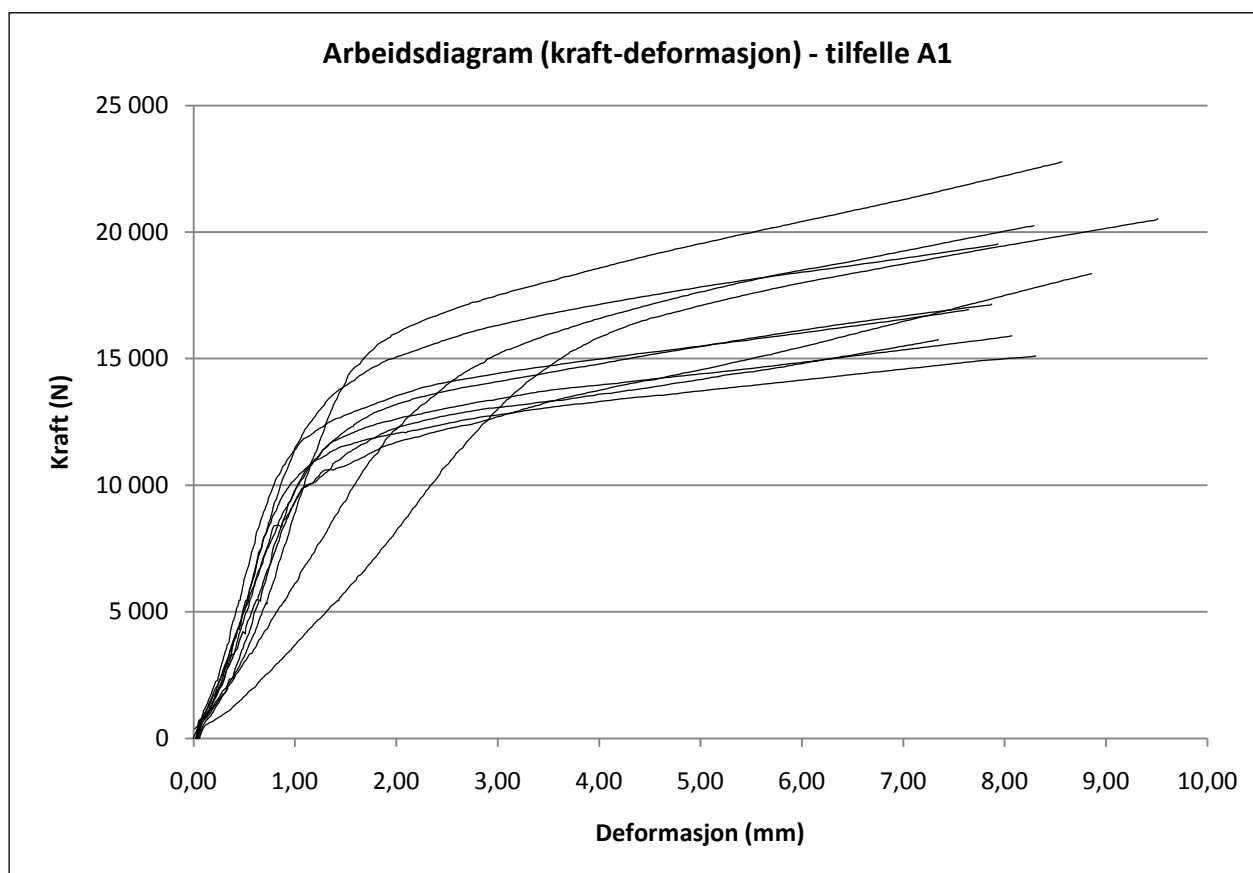
Fukt og densitet var som forventet i trevirket. Alle plankene hadde et fuktinnhold på under 17 %, noe som var påkrevd i forhold til bruk av korrigeringsformel. Fuktinnholdet er innenfor variasjonen som er ønsket ved labforsøk med trevirke. Trevirket hadde en naturlig variasjon i densitet hvor gjennomsnittelig densitet lå høyere for limtrevirket. Dette er forventet i forhold til normalt fuktinnhold for limtre produsert i Norge (Carling 2002).

## 4.2 DEL 2: LABFORSØK

Ut fra forsøksresultatene ble det utarbeidet arbeidsdiagram (kraft-deformasjon og trykkspenning-deformasjon). Prøvestykke B20 ble tatt ut av analysen. Prøven ble kjørt med stående lameller, og i tillegg stoppet på grunn av et feilinnlagt bruddkriterium.

### 4.2.1 ARBEIDSDIAGRAM – TILFELLE A1 ("REFERANSEKLOSS")

Grunnet størrelsen på prøvestykket vil lastkapasitet ligge lavere enn for de andre svilletilfellene. På grunn av jevn belastning på hele overflaten, vil ikke "referanseklossen" oppleve hengekøyeeffekt eller andre randsoneeffekter.



Figur 34 Arbeidsdiagram tilfelle A1.

Arbeidslinjen er prøvestykkets utvikling til brudd og gir mye informasjon om trevirket, som utvikling av kollaps og flytning tvers på fiber i cellelagene. Arbeidslinjen for "referanseklossen" er det nærmeste man kommer av en arbeidslinje rett i underkant av trykkplaten og kan således gi oss nyttig kunnskap.

Randsoneeffektene kan ses både i tøyingsresultatene og fra arbeidslinjene. For arbeidslinjen ses denne effekten ved at arbeidslinjen stiger etter proporsjonalitetsgrensen (se for eksempel Figur 36). I tøyingsresultatene ser man tøyingskonsentrasjoner i underkant av trykkplaten. Denne effekten vil ikke synes for A1 da prøvestykket ikke har randsoner og

arbeidslinjen vil her flate ut. Hvis prøvestykket hadde vært feilfritt, skulle arbeidslinjen ha sunket ved passering av proporsjonalitetsgrensen.

Av Figur 34 ser man at det må ha skjedd noe uforutsett med to av prøvestykkene, da arbeidslinjene deres ikke følger den samme lineære stigningen som resten av prøvene. Dette er trolig på grunn av variasjon i materialkvalitet. Håndberegning viser at E-modul i disse forsøkene tilsvarer en verdi på kun litt over  $80 \text{ N/mm}^2$ . Rundt  $13 \text{ kN}$  oppstår hørbar knitring, og brudd inntreffer i underkant av  $20 \text{ kN}$  for prøvene i tilfelle A1.



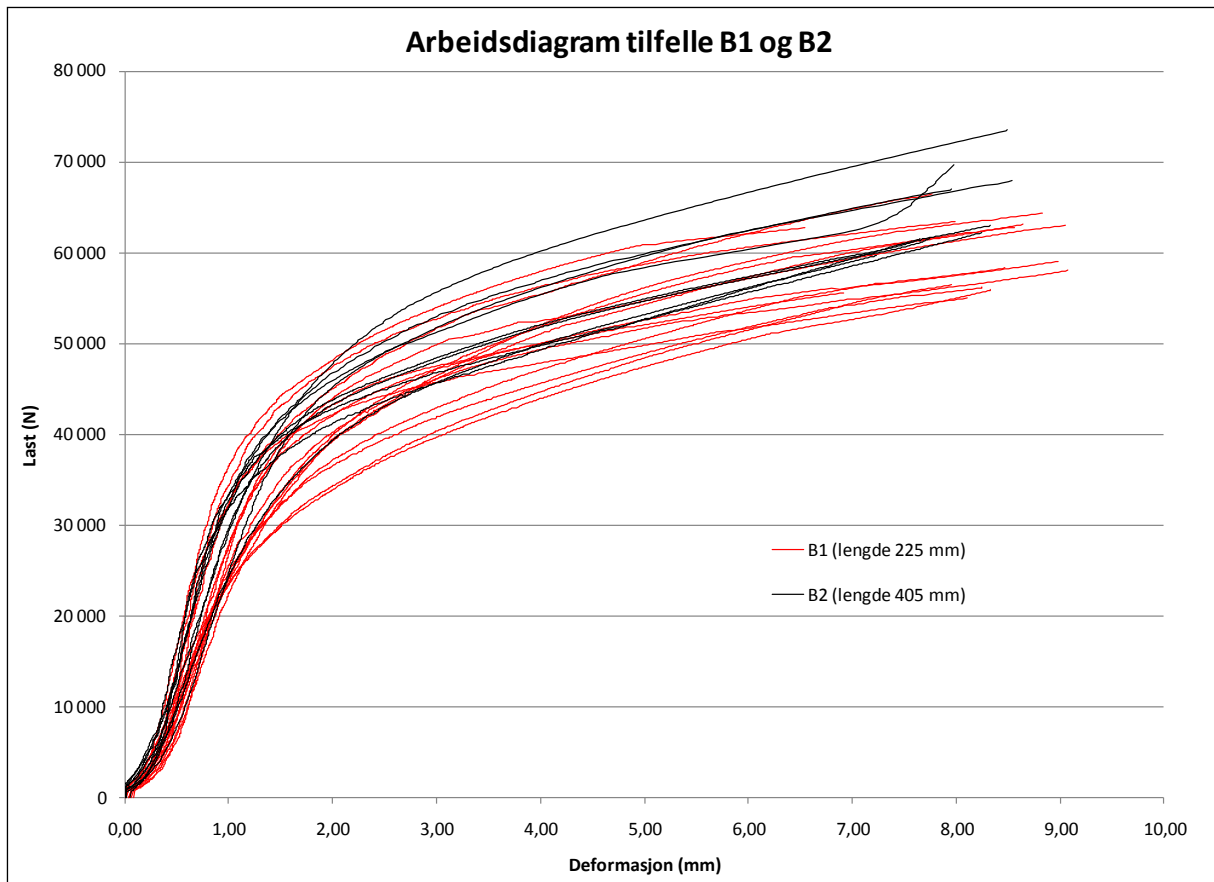
For "referanseklossene" i tilfelle A1 får man tydelig deformasjon. På grunn av fastlåsning i bunn og punktbelastning på hele overflaten bøyer prøvestykket ut på midten. Utglidningen følger årringene (Figur 35). Dette tyder på skjærdeformasjon og vil tilsa at prøvestykket ikke er av god nok kvalitet. Prøvestykket burde vært tatt fra midten av tverrsnittet for å minske problemet relatert til årringorienteringen.

Figur 35 "Referansekloss" A12 etter test.

Selv om "referanseklossen" i utgangspunktet er en liten, feilfri prøve er det kommet med såpass store feilavvik som hindrer et "perfekt" resultat. ANSYS vil heller ikke klare å fange opp denne effekten i modellen uten at årringorienteringene legges inn.

#### 4.2.2 ARBEIDSDIAGRAM – TILFELLE B1 OG B2 (SVILL MED MIDTLAST)

Ved sammenligning av arbeidslinjene for svill med midtlast forventes lastkapasiteten for de lengste svillene (B2) å være størst. Arbeidslinjene for de to tilfellene vil trolig ligne i det lineære område.



Figur 36 Arbeidsdiagram tilfelle B1 (rød linje) og B2 (sort linje).

For de korteste svillene (B1) begynner knitringen rundt 50 kN, og her oppstår sprekk i enden langs årringene på alle prøver (se Figur 37). Grunnen er antagelig skjærpåkjenning fra bøyning som oppstår da nederste del av svillen er fastholdt. Sprekken kalles for en kolvsprekk.



Figur 37 Kolvsprekk i svill B14 (lengde 225 mm).

Alle prøvene i tilfelle B1 har fått denne oppsprekningen. Dette skaper grunnlag for å påstå at prøvestykkenes lengde er for korte til å kunne tåle full lastutbredelse. Maksimal lastkapasitet for B1-tilfellene lå rundt  $60\text{ kN}$  (se Figur 36). For de lengste svillene (B2) med midtlast unngikk man brudd i enden, men hørbar knitring begynte også her på  $50\text{ kN}$ . Maksimal lastkapasitet for de lengre svillene lå på omtrent  $65\text{ kN}$  (se Figur 36).

Randeffektene er årsaken til at arbeidslinjene stiger etter proporsjonalitetsgrensen. Ut fra arbeidslinjen kan man se at også for trykk tvers på fiber, vil man få flytning i de øverste celledagene. Knusning av fibre i ytterkant av trykkplaten gir skråstilling av fibre. Disse fibre er med å holde igjen (hengekøyeeffekt) så fremt det er nok urørt virke på siden av lastpåføringen. Dette skaper lokale spenningskonsentrasjoner i underkant av trykkplaten.

Inntrykning på prøvene i B1 og B2 er små, men hengekøyeeffekten ses. Figur 38 viser inntrykning for en lang svill (lengde  $405\text{ mm}$ ). Brudd for B1-serien (lengde  $225\text{ mm}$ ) er identisk og bilde er derfor utelatt.



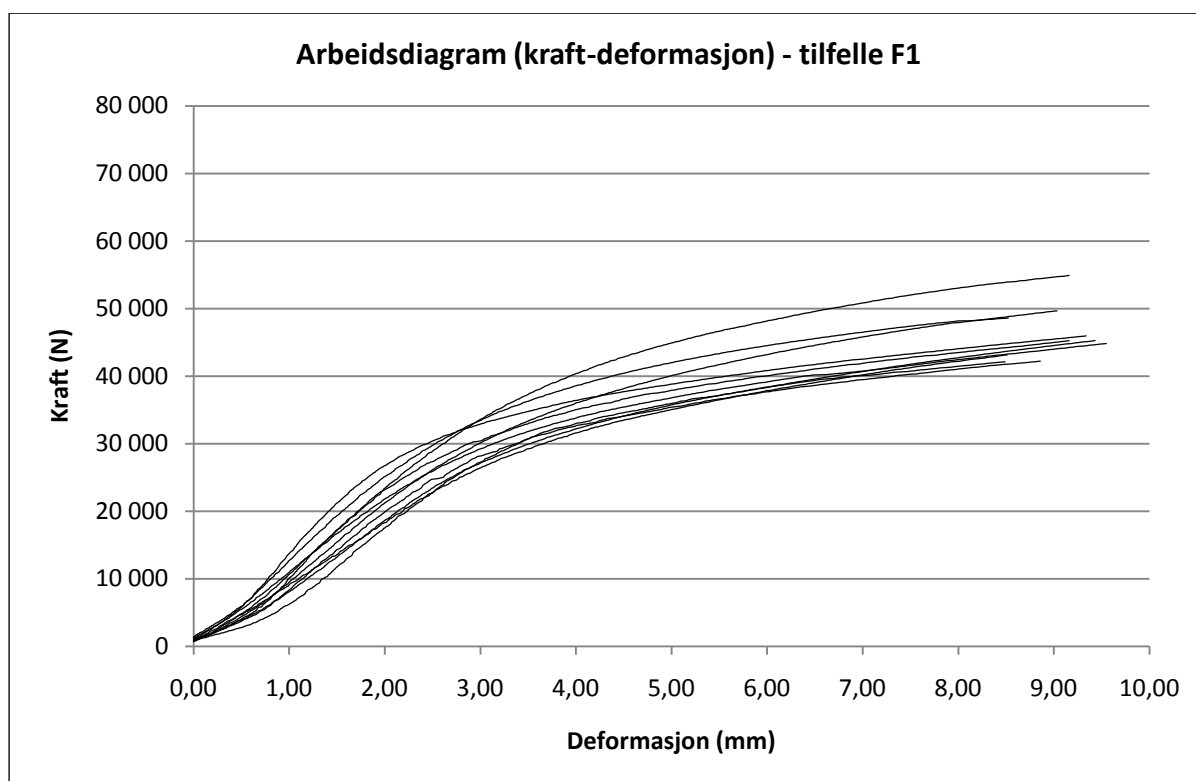
Figur 38 Svill B28 (lengde  $405\text{ mm}$ ).

Figur 38 viser utbuling av trefibrene ved trykkplaten (hengekøyeeffekten). Deformasjonen er overraskende liten etter stor lastpåkjenning. Flytning på tvers av fiber har oppstått i de øverste celledagene.

#### 4.2.3 ARBEIDSDIAGRAM – TILFELLE F1 (SVILL MED ENDELAST)

Kapasiteten for svill med endelast forventes å ligge lavere enn kapasiteten for svill med midtlast. Dette er på grunn av at fibre kun vil hjelpe til med bæring på én side og man vil oppleve en halvering av hengekøyeeffekten. Antagelig vil man oppleve "vipping" (rotasjon) av svillen da påsatt last ikke er symmetrisk.





Figur 39 Arbeidsdiagram tilfelle F1.

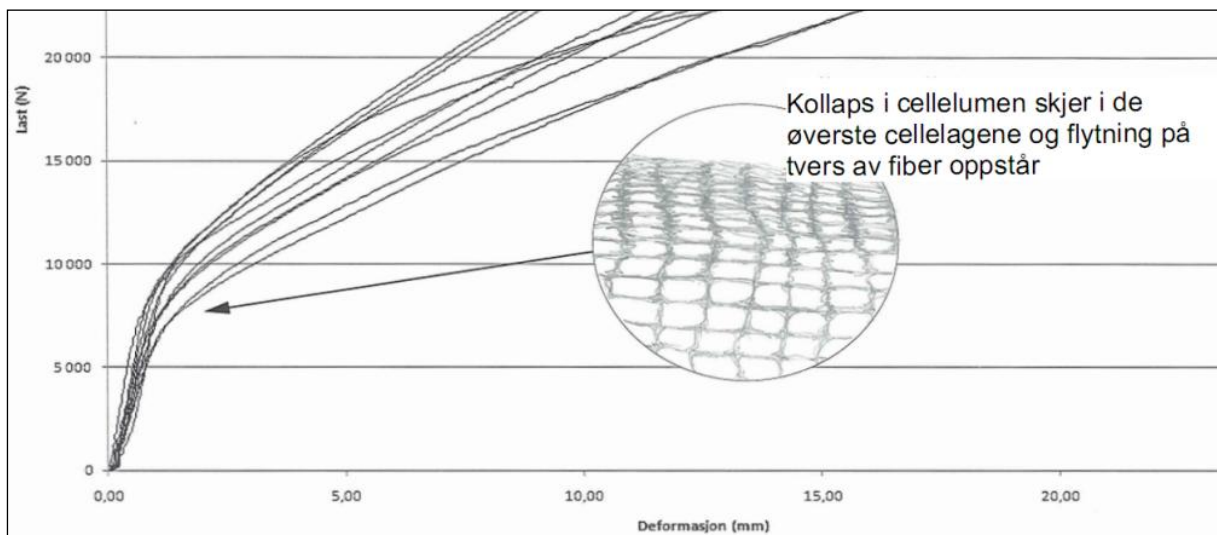
F1-prøvene oppnår lavere kapasitet enn B1- og B2-prøvene, høyst sannsynlig på grunn av ensidig hengekøyeeffekt. I tilfelle F1 inntreffer "vipping" av svillen rundt 12-14 kN. Dette er som ventet da prøven kun blir påsatt en kraft på én side. Inntrykningen for F1 er minimal (se Figur 40), men man kan se oppnådd hengekøyeeffekt på én side av lastpåføringen.

Ut fra arbeidsdiagrammet kan man ikke se et klart lineært område (se Figur 39). Dette kommer av "vippingen" under testing, som hindrer en jevn fordeling av last. Hørbar knitring begynner på omtrent 35 kN og maksimal lastkapasitet ligger på omtrent 45 kN. Dette er mindre enn 30 % av maksimal lastkapasitet for tilfellene i B2-serien. Basert på arbeidsdiagrammet kan man påvise at svill med endelast har dårligere lastkapasitet enn svill med endelast.



Figur 40 Svill med endelast F14.

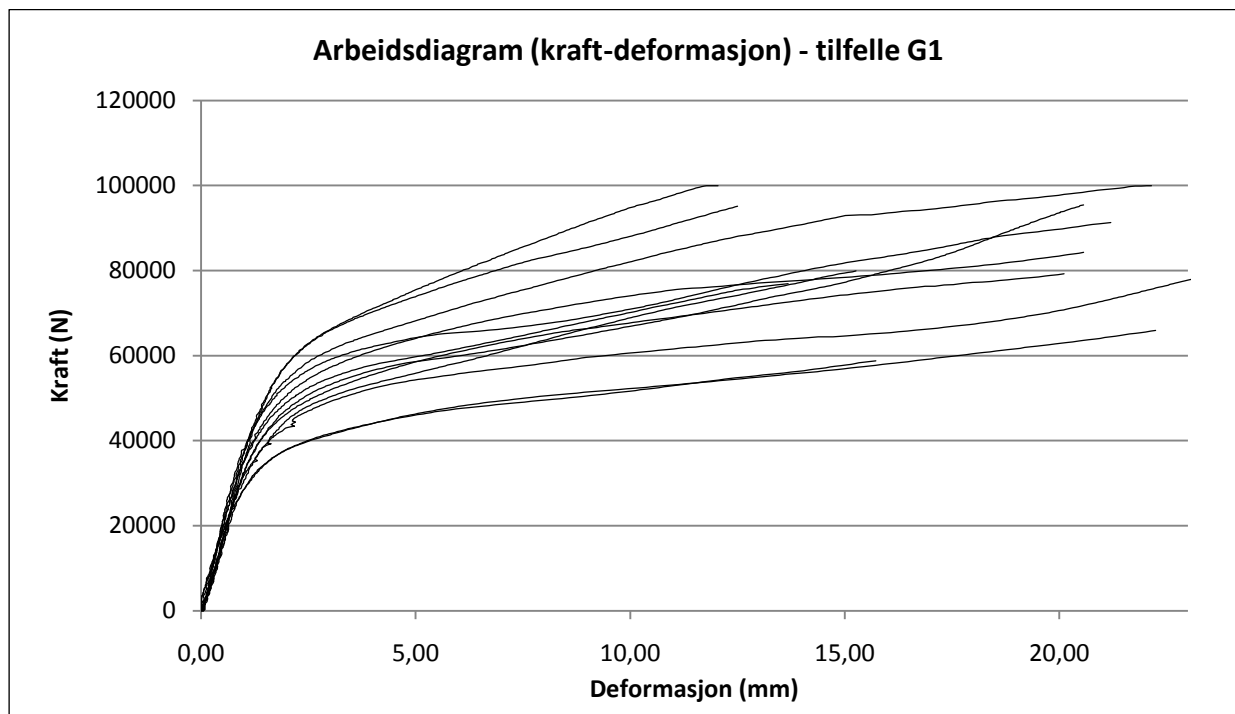
Alle svillprøvene fikk noe fiberkutting rundt trykkplaten og det antas at effekten forsterkes på grunn av den skarpe kanten på bøkeplaten. Kurven på arbeidslinjene i tilfelle A1, B1, B2 og F1 har S-form, noe som er typisk for svilletrykk. Først får man deformasjon, før trykkfastheten øker og man igjen får deformasjon på grunn av cellekollaps i prøvestykket. Man går ut fra at prøvestykkene er like stive i starten og at kollaps i cellelumen inntreffer i det arbeidslinjen knekker utover. Idet proporsjonalitetsgrensen krysses oppstår en form for flyt i de øverste celleveggene (Mårtensson 2003). "Flyten" tilsvarer knusning i celleveggen og det oppstår brudd i celleveggene.



Figur 41 Illustrasjon av flytning på tvers av fiber.

#### 4.2.4 ARBEIDSDIAGRAM – TILFELLE G1 (HØY BJELKE)

Det er forventet at limtrebjelkene vil oppnå størst kapasitet på grunn av størrelsen på tverrsnittet. I denne testserien var det to bjelker som oppnådde maksimal testkapasitet til testmaskinen på 100 kN.



Figur 42 Arbeidsdiagram tilfelle G1.

Inntrykningen inntraff på rundt 60 kN og for prøvene med høyest kapasitet begynte inntrykningen på over 75 kN (se Figur 42). To prøver fikk hørbar knitring på 40 kN, og dermed tidlig en stor inntrykning. Dette er i overensstemmelse med at plankene hadde lav densitet.

Hengekøyeeffekten kom tydelig frem på limtrebjelkene på grunn av størrelsen og lastpåkjenningen (se Figur 42). Stigningen på arbeidslinjen etter proporsjonalitetsgrensen er et resultat av den økende hengekøyeeffekten. Fiberkutting på siden av trykkplaten synes godt (se Figur 43). Ofte fikk man brudd i forbindelse med forstyrrelser i trevirket som kvist og tennar. Man kan tydelig se at bruddene er et lokalt problem, og at trevirket (cellulosen) ble presset ut i den svakeste retningen (til siden).



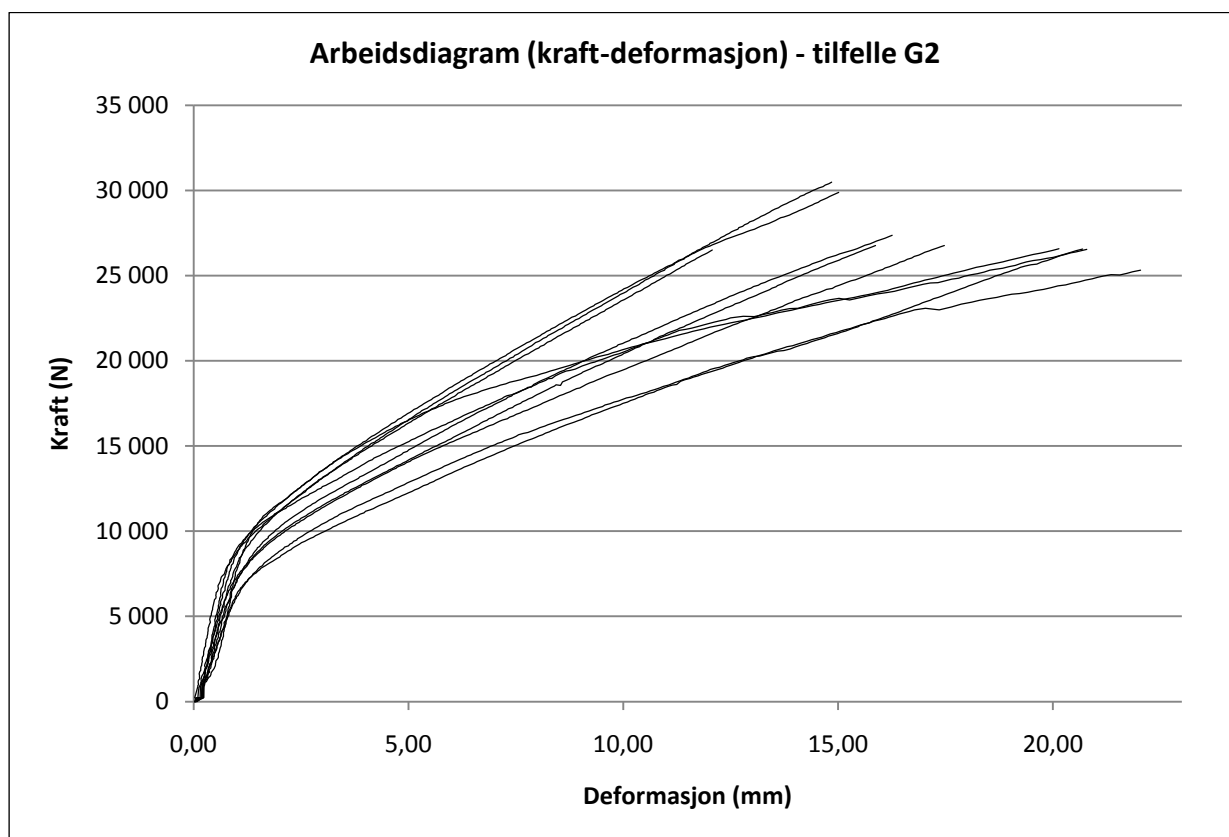
Figur 43 Typisk inntrykning i limtrebjelke G13.



Figur 44 Inntrykning i limtrebjelker.

#### 4.2.5 ARBEIDSDIAGRAM – TILFELLE G2 (LAV BJELKE)

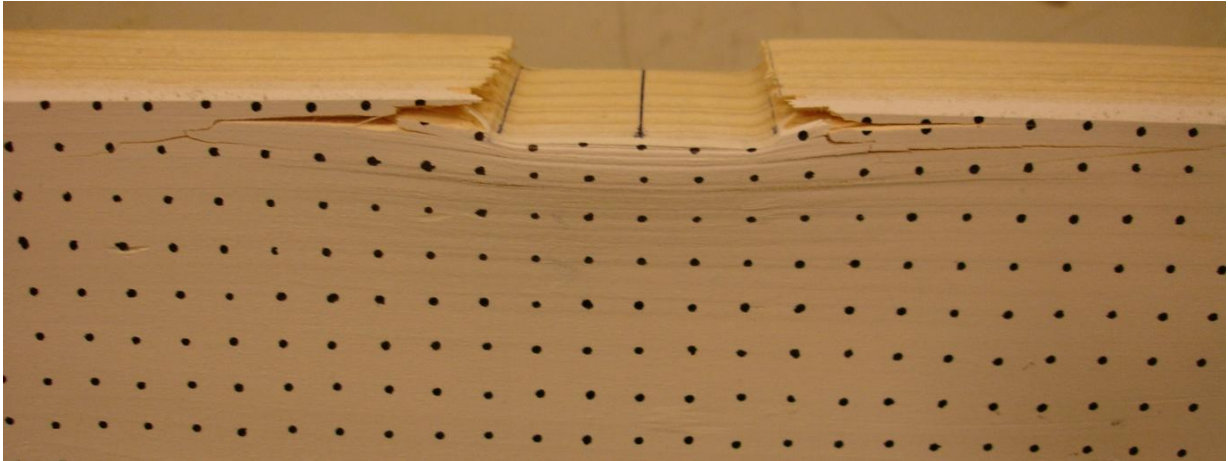
Arbeidslinjene til lav bjelke forventes å ligge lavere enn for høy bjelke på grunn av prøvestykkets bredde. Inntrykningen vil øke raskt under lastpåføring på grunn av kort lastpåføringslengde og bjelkens dimensjon. Samsvar mellom arbeidslinjene for lav og høy bjelke vil tyde på at bæreevnen kan avgrenses til et visst areal.



Figur 45 Arbeidsdiagram tilfelle G2

Arbeidsdiagrammene til heltrebjelkene viser en kurve som etter det lineære området stiger uten å vise tendens til å flate ut (se Figur 45). To av prøvestykkene hadde lavere kapasitet enn resten av serien, men følger den samme lineære kurven. Det lineære området for høye og lave bjelker ser veldig likt ut. Det er valgt å se videre på trykkspenningen for en bedre sammenligning av det lineære området (se 4.2.6).

Fiberkutting og inntrykning for heltrebjelkene begynte på et lastnivå rundt 20 kN. Hengekøyeffekten og fiberkutting ses tydelig på siden og toppen av bjelken (se Figur 46 og Figur 47). Dette kommer også tydelig frem av arbeidslinjene som øker i det ikke-lineære område. Veldig stor hengekøyeffekt vil gi strekk parallelt med fiber ved stor belastning. Det forekommer mer oppsprekking i trevirket i bruddområdet for heltrebjelkene enn limtrebjelkene. Dette på grunn av kortere lastpåføringslengde. I Figur 47 ses de markerte årringene tydelig.



Figur 46 Brudd i heltrebjelke G27.



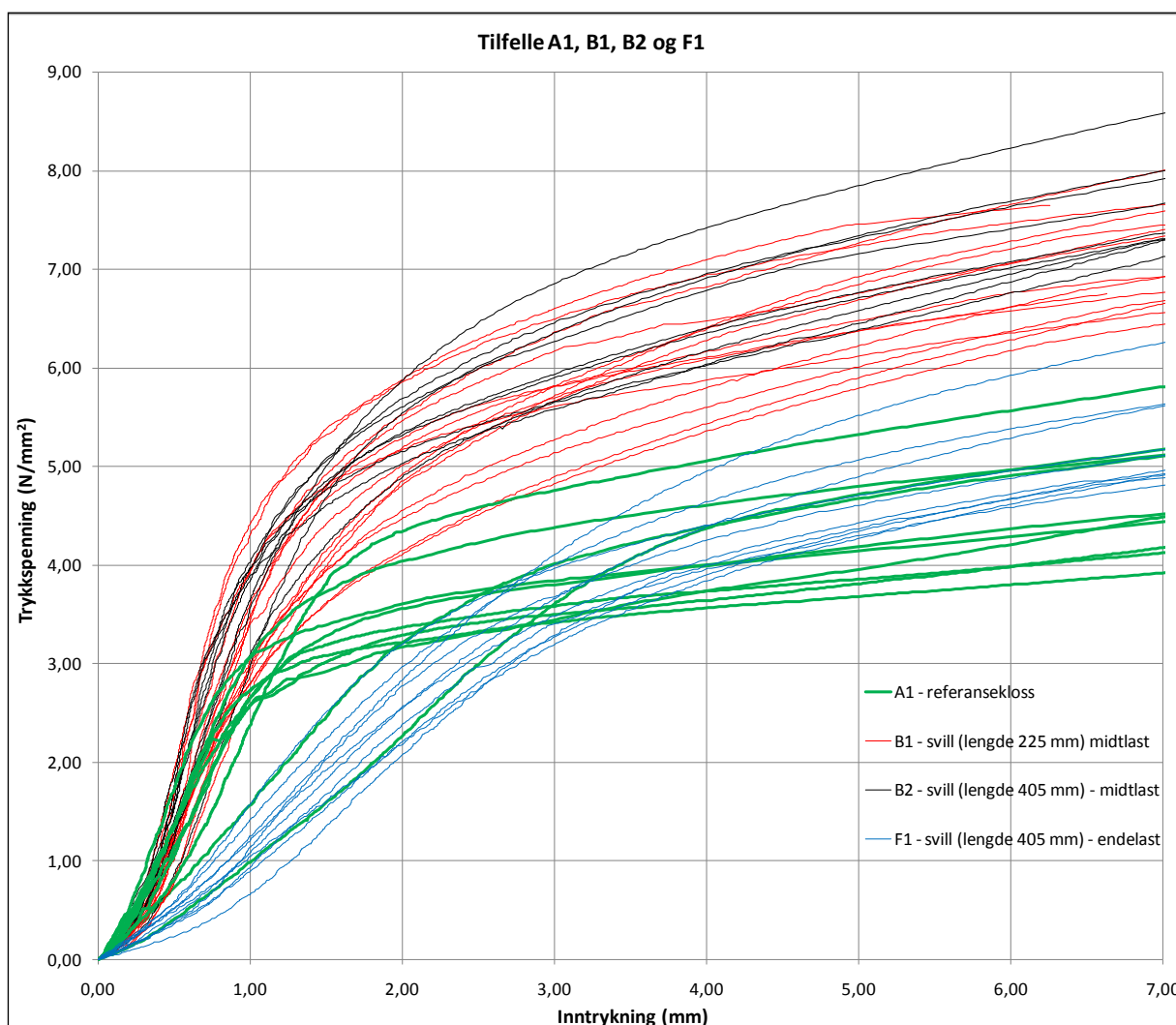
Figur 47 Typisk brudd i heltrebjelke (G26).

Arbeidsdiagrammene for de ulike forsøkene viser at bjelkenes kapasitet virker å være nært knyttet til bjelkens størrelse. Arbeidslinjene til heltrebjerkene har et brattere stigningstall etter det lineære området enn arbeidslinjene til limtrebjelken. Dette bekreftes også av tidligere resultater som sier at initiell stivhet øker med minkende bærelengde, og at trykkspenningen øker ved proporsjonalitetsgrensen (Mårtensson 2003). En smal pålastning vil gi større randeffekt rundt trykkplaten. Rundt trykkplaten vil det oppstå knusning av trevirke som fremkaller skråstilling av trefibrene. Hvis det er nok urørt trevirke ut fra lastpåføringen, vil de nærliggende fibrene hjelpe med bæring og hengekøyeeffekten oppstår. Randsoneeffektene vil øke nedover i prøvestykket. Både fiberkutting og hengekøyeeffekten kom klart frem i bjelkeforsøkene.

#### 4.2.6 TRYKKSPENNING-DEFORMASJONSKURVER

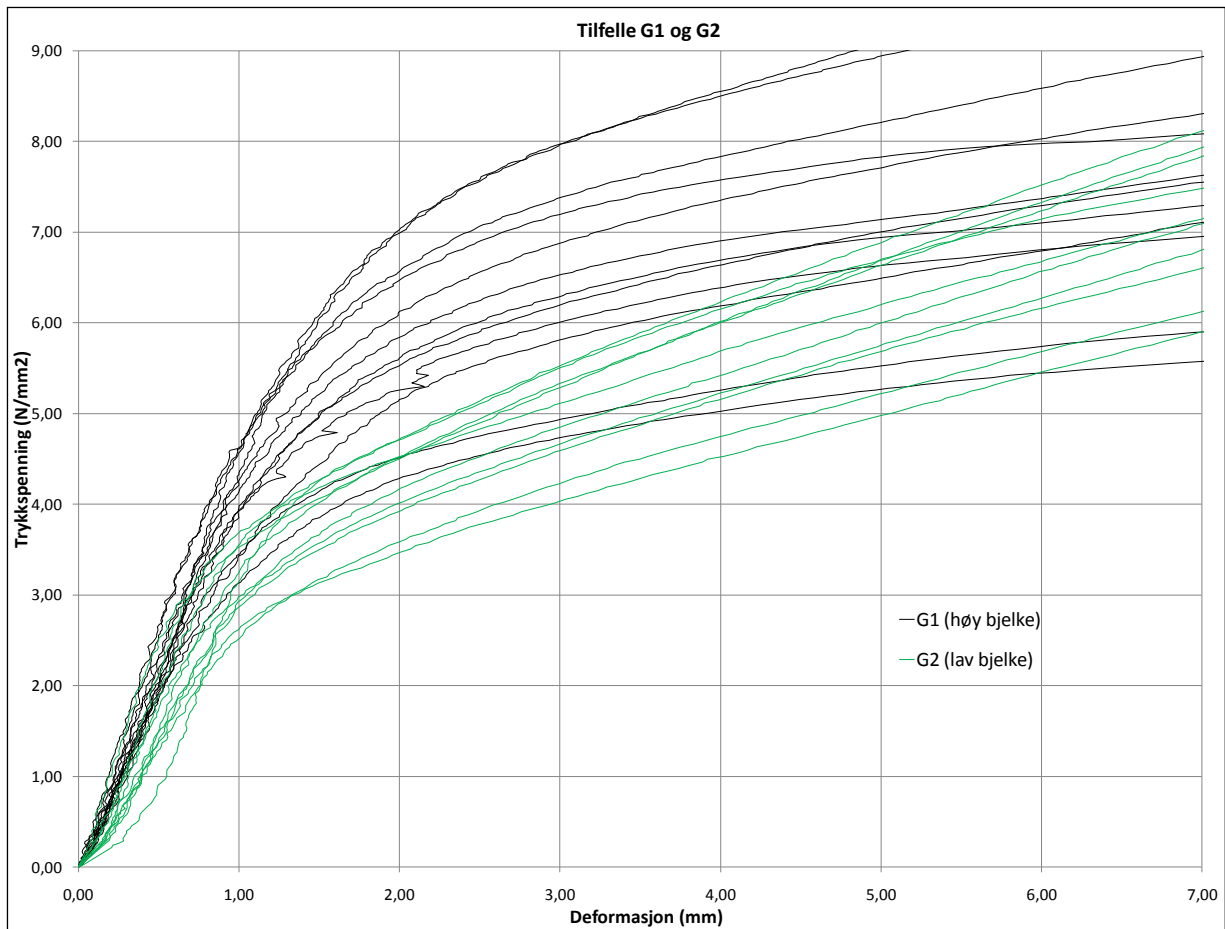
En trykkspennings-deformasjonsgraf gjør arbeidslinjene mer sammenlignbare. Spennings-deformasjonsdiagram er lignende arbeidsdiagrammene, men likevel svært interessante, spesielt med hensyn til at den initielle stivheten ser nokså lik ut. Høydeforskjellen på prøvestykkene er stor, men forskjellen i trykkspenning ser ut til å være liten. Lastnivå og inntrykning er i underkant av trykkplaten for alle forsøk.

Grafene (Figur 48 og Figur 49) under er utsnitt fra spennings-deformasjonskurvene. Aksene på de to grafene er satt likt slik at grafene skal være mulig å sammenligne. Trykkspenning øker langs y-aksen og inntrykningen tiltar med x-aksen.



Figur 48 Trykkspenning mot deformasjon for tilfelle A1 (grønn linje), B1 (rød linje), B2 (sort linje) og F1 (blå linje).

For sviller og referansekluss ser den initielle stivheten meget lik ut. Ut fra tilfelle F1 (svill med endelast) ser man at den initielle stivheten mye lavere – det lineære området er ikke like klart.



Figur 49 Trykkspenning mot deformasjon for lave (198 mm heltre, grønn linje) og høye (405 mm limtre, sort linje) bjelker.

Også den initielle stivheten for lave (heltre) og høye (limtre) bjelker ser lik ut. Figur 49 bekrefter en tendens til at initiell stivhet øker med økende densitet (høy bjelke) og minker med økende fuktinnhold (lav bjelke) (Mårtensson 2003).

#### 4.2.7 TRYKKFASTHET OG BÆREEVNE

Det er ønskelig å sette fasthetskrav som tar hensyn til høyden i bruksgrensetilstand, i tillegg til god utnyttelse av arbeidslinjen (lastkapasiteten) for bruddgrensetilstanden. Dette vil hindre lokale problemer som irreversibel deformasjon og også annen problematikk som for eksempel ødeleggelse av momentkapasiteten til bjelken. Forskjellige krav har blitt diskutert og testet. Et utprøvd forslag<sup>2</sup> er forskyvning av den lineære tilpasningen i bruksgrensetilstanden på 0,2 % av en gitt høyde (som maksimalt er prøvestykkets høyde). På grunn av lik initiell stivhet for bjelker og sviller, er naturlig å anta at den gitte høyden er maksimalt 198 mm for bjelker og maksimalt 48 mm for sviller. Dette er i samsvar med at det er ulogisk å beregne tøyninger basert på hele høyden, spesielt for en bjelke.

<sup>2</sup> Forslaget er kommet frem etter diskusjon med veileder og erfaringer fra stålbransjen.



Ut fra lastfaktorer kan forholdet mellom brudd- og bruksgrensetilstand ligge på et typisk nivå på 1,75 (se 2.4.2). Under arbeidet med denne oppgaven er det kommet inn forslag<sup>3</sup> om å øke dette forholdet til 2, og fortsatt være innenfor en sikker grense for brudd. Kravet i bruksgrensetilstand foreslås dermed til det dobbelte av lastnivået for bruksgrensetilstanden.

Testing viser at kravet i bruksgrensetilstand virker å være egnet for de ulike svilletilfellene og for lav og høy bjelke. Inntrykningen blir minimal (rundt 1 % av høyden), og tilsvarende spenningsnivå blir ikke høyere enn akseptabelt nivå. I bruksgrensetilstand blir dette forslaget påvist feil på grunn av usikkerheten rundt tøyingsfordelingen. Lastnivået i bruksgrensekravet blir romslig for både svill og høy bjelke med stor inntrykning. Inntrykningen kan likevel forsvares med at lastnivået er høyere enn i et reelt dimensjoneringsstilfelle. Dermed unngår man inntrykning siden andre dimensjoneringskrav potensielt vil begrense lastpåkjenningen. For sviller sies det at så lenge arbeidslinjen stiger med økende deformasjon, vil ikke svillen kollapse (Larsen 2008). Heller ikke en bjelke vil miste momentkapasitet så lenge inntrykningen er en minimal prosentandel av høyden. For en lav bjelke gir imidlertid kravet et meget konservativt lastnivå. Så lenge det eksisterer en usikkerhet i hvordan tøyning fordeler seg i trevirket og hvordan tøyning skal beregnes, vil det være umulig å sette krav for de ulike grensetilstandene som passer for både sviller og høy og lav bjelke.

Bæreevnen må derfor beskrives på en alternativ måte. En metode er å dele opp situasjonen i hvor stor inntrykning som oppnås og hvor stor inntrykning som tillates. En riktig metode vil dermed være å finne helningen til det lineære området (k-stivhet) (se Figur 48 og Figur 49). k-stivheten vil kunne brukes for å vise sammenhengen mellom trykkspenning og inntrykning ved trykkplaten (se Figur 51). Dette vil være et motstykke til  $k_{u,90}$ -beregningen i den tidligere Trestandarden og gi grunnlag for en inntrykningsberegning. Inntrykningsberegningen vil være lik for svill og bjelke så fremt man har midtlast, på grunn av at den initielle spenningen er lik. Ved svill med endelast, har man et særtilfelle som behandles separat.

Sammenhengen mellom trykkspenning ( $\sigma$ ) og inntrykning ( $u$ ) i underkant av trykkplaten for det lineære området blir derfor:

$$u = \frac{\sigma}{k\text{-stivhet}}$$

Formel 29

Alle arbeidslinjene i de forskjellige tilfellene er undersøkt og k-stivhetene er funnet. Da initiell spenning er lik for både lav og høy bjelke og svill (forutsatt midtlast), er det valgt å lage et gjennomsnitt for disse tilfellene. Det understrekes at det er nødvendig til å gjøre flere forsøk for å sikre den nøyaktige verdien av k-stivheten. Verdien av k-stivheten vil trolig være tilnærmet stabil når et slikt arbeid er utført. I Figur 50 er gjennomsnittene for k-stivheten

<sup>3</sup> Forslaget er kommet fra treindustrien til arbeidsgruppen for trykk tvers på fiber (EC5).

(sekantmodul i bruksgrenseområdet) for "referansekloss", sviller og bjelker presentert. Den lineære tilpasningen i CEN-metoden er brukt får å beregne verdien av k-stivhet.

Tilfelle	A1	B1	B2	G1	G2	F1
k-stivhet	2,736	4,995	4,821	4,564	3,982	1,444

Figur 50 Oversikt over beregnet k-stivhet. k-stivheten er oppgitt i  $N/mm^3$ .

Gjennomsnittsverdien for svill og bjelker med midtlast er beregnet til  $4,59 N/mm^3$ . Det er testet om det er signifikant forskjell på k-stivheten for svill og bjelker med midtlast. Kovariansanalysen hvor det er korrigert for forskjellen i densitet, viser at det ikke er signifikant forskjell mellom B1, B2, G1 og G2 med en p-verdi på 0,56. (Df: 3, n: 46, F-verdi: 0,69 og p-verdi: 0,56). Dette bekrefter antagelsen om at forskjellen fra gjennomsnittelig k-stivhet for svill og bjelker med midtlast til k-stivheten i det enkelte tilfelle i praksis vil utgjøre en signifikant liten inntrykning og vil ikke virke negativt inn på metoden.

En sammenligning av gjennomsnittsverdiene for k-stivhetene viser størst k-stivhet for den korteste svillen (B1) og minst k-stivhet for "referanseklossen" (A1). For svill med endelast er k-stivheten lik  $1,44 N/mm^3$ . k-stivheten her er naturlig nok mye lavere enn i de andre tilfellene og vil gi en større inntrykning ved lavere last. Dette bekrefter igjen at svill med punktlast i enden oppnår en lavere kapasitet og gir en lav utnyttelse av trevirke.

Inntrykning ved punktlast på midten i bruksgrensetilstand blir dermed:

$$u = \frac{\sigma}{4,59}$$

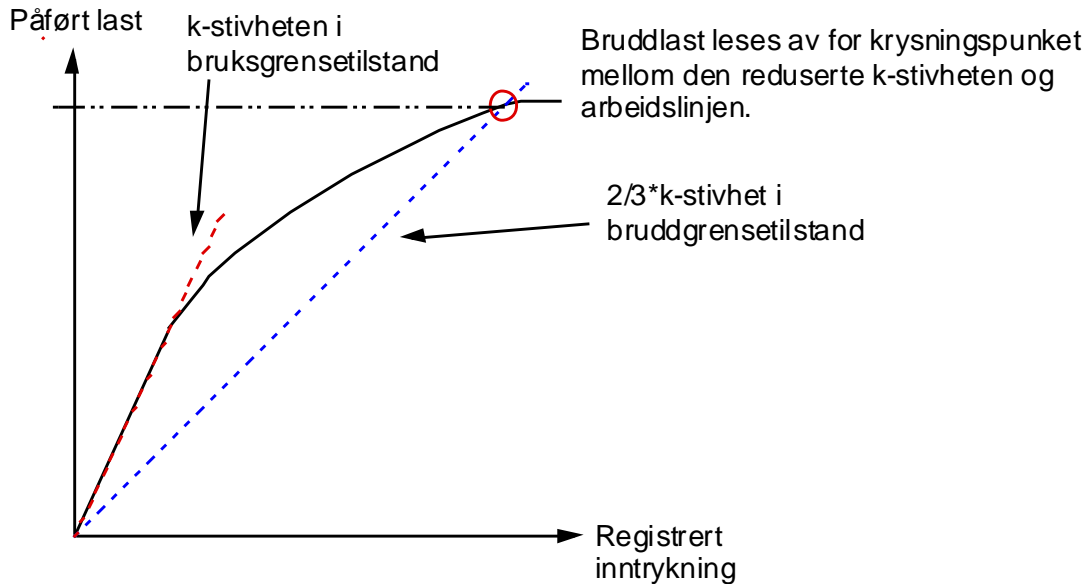
Formel 30

Dette uttrykket vil være en stor fordel i kontroll av bruksgrensetilstanden. Uttrykkets enkle form gjør det til en kurant metode.

Ut fra denne sammenhengen kan inntrykning beregnes for ulike spenningsnivåer. Spenningsnivået ( $\sigma$ ) settes inn i formelen og inntrykningen kan beregnes. En typisk trykkspenning på  $3,0 N/mm^2$  (jf. NS-EN 1194) vil gi en inntrykning på  $0,65 mm$  for limtresvill og -bjelker med midtlast. Ved endelast endres k-stivheten til  $1,44 N/mm^3$ , noe som gir en inntrykning på  $2,08 mm$ . Inntrykningen tredobles når lasten blir endestilt.

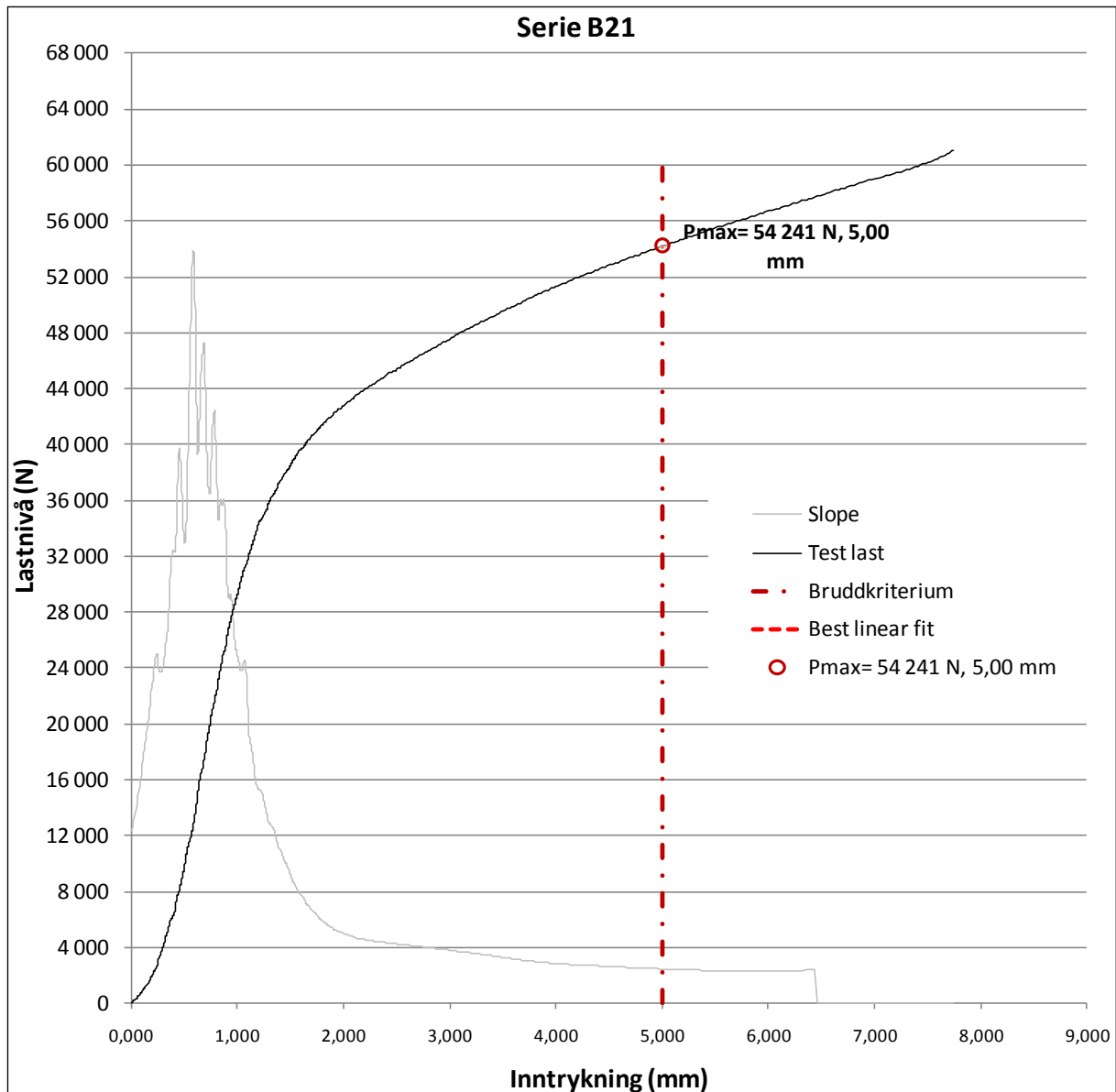
Beregningskontroll i bruddgrensetilstand bør baseres på noe som er tilpasset de ulike tilfellene og gir sikkerhet for brudd. For bruddgrensetilstand fremstår to forskjellige krav som reelle alternativer. Det ene vil være å ta utgangspunktet i en redusert k-stivhet for bruddlast. Foreslått reduksjon er fra  $2/3$  til  $1/2$  av k-stivheten. I Eurokode 5 brukes en reduksjon på  $2/3$  allerede for glidemodulen til en forbindelse i bruddgrensetilstand. En reduksjon på  $2/3$  vil gi et tryggere krav enn en halvering av stivheten. En halvering av stivheten vil samtidig gi god utnyttelse av arbeidslinjen.

Grensenivået for trykkspenning i bruddgrensetilstand vil dermed være krysningspunktet mellom den reduserte k-stivheten og arbeidslinjen (se Figur 51). Et krav basert på k-stivheten er meget ømfintlig med tanke på bestemmelse av k-stivheten og vil sannsynligvis gi lave bruddspenninger.



Figur 51 Prinsippkisse for k-stivhet

Det andre og foretrukne alternativet er å sette et inntrykningskrav. Dette vil gi høyere bruddspenninger og en god utnyttelse av arbeidslinjen. Så lenge det er påvist at arbeidslengden alltid er stigende for de ulike tilfellene av svill og bjelke, vil inntrykningskravet i bruddgrensetilstand alltid være sikret mot kollaps. Et inntrykningskrav er enkelt å forholde seg til og ikke avhengig av k-stivheten, i tillegg til å falle godt innenfor grensen for brudd. I denne oppgaven er det valgt å teste inntrykningskrav på 5 og 10 mm. Et typisk spenningsnivå vil være fra  $6,0 \text{ N/mm}^2$  (lav bjelke) og til i overkant av  $7,0 \text{ N/mm}^2$  (høy bjelke) ved 5 mm, mens spenningen øker mer ved inntrykningskrav på 10 mm. Spenningsnivået er betydelig redusert for svill med endelast. Metoden er illustrert for en lang svill (B2) med inntrykningskrav på 5 mm i Figur 52. Bruddspenningen i dette tilfellet blir  $6,77 \text{ N/mm}^2$ . Videre arbeid bør konsentreres om hvor stor inntrykning som aksepteres i bruddgrensetilstanden. Slik vil man kunne få kjente bruddspenningsverdier for bruddgrensetilstanden til bruk innen dimensjonering.



Figur 52 Bruddgrensekraft for lang svill (lengde 405 mm).

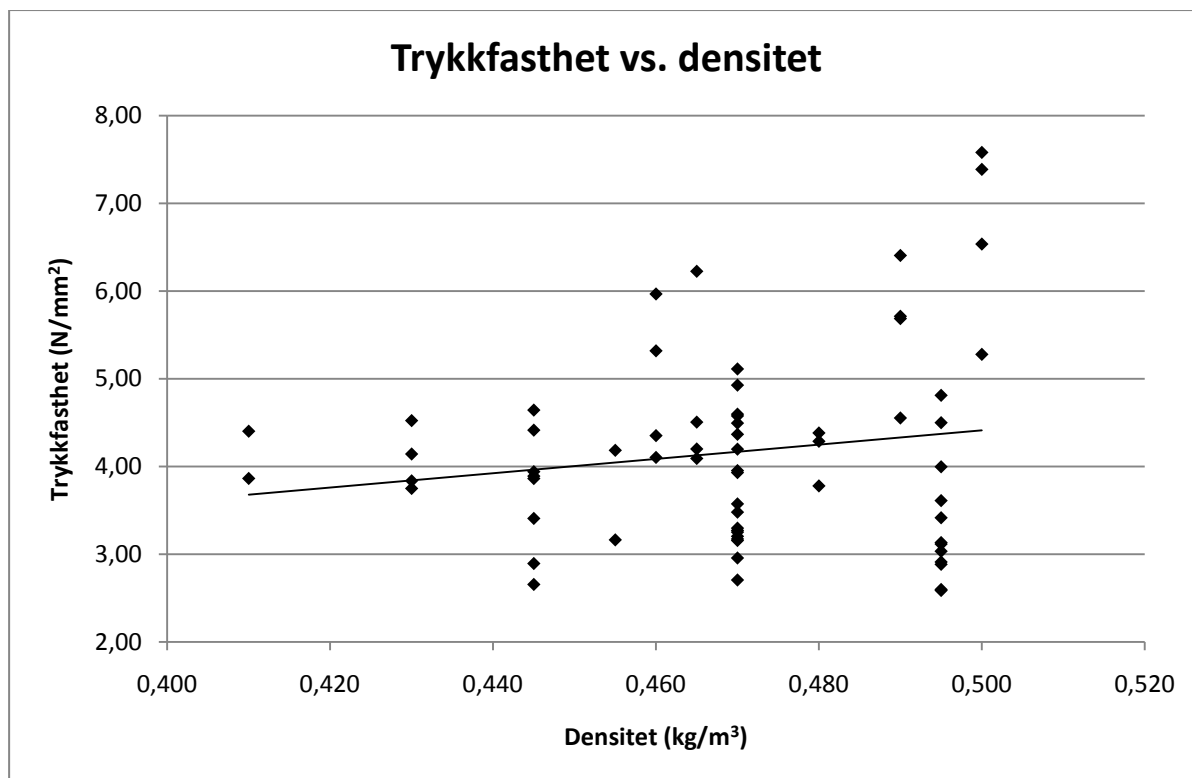
Det er viktig å understreke at et brudd ikke nødvendigvis betyr total kollaps, men kun en grenseverdi. For beregning av bruddspenninger vil man ikke ha behov for å sikre seg mot sammenbrudd, så lenge vi har en stigende arbeidslinje. Det kan derfor vurderes å droppe materialfaktorer ( $\gamma_M$  settes lik 1,0) og i stedet bruke en 20 % -fraktil (en økning på 1,2 fra 5 % -fraktilen) i beregningen av  $F_{c,90,d}$ .

#### 4.2.8 TRYKKFASTHET MOT DENSITET OG FUKT

Ut fra teorien skal trykkfastheten øke lineært med økende densitet. Stivheten i celleveggen har stor betydning for trykkfastheten, fordi celleveggen gir styrke. Tykk cellevegg gir derfor god stivhet. Andelen sammerved spiller dermed inn på treverkets trykkfasthet. Antall prøvestykker i hver serie har vist seg å være for lite i forhold til variasjonen i densitet og det var

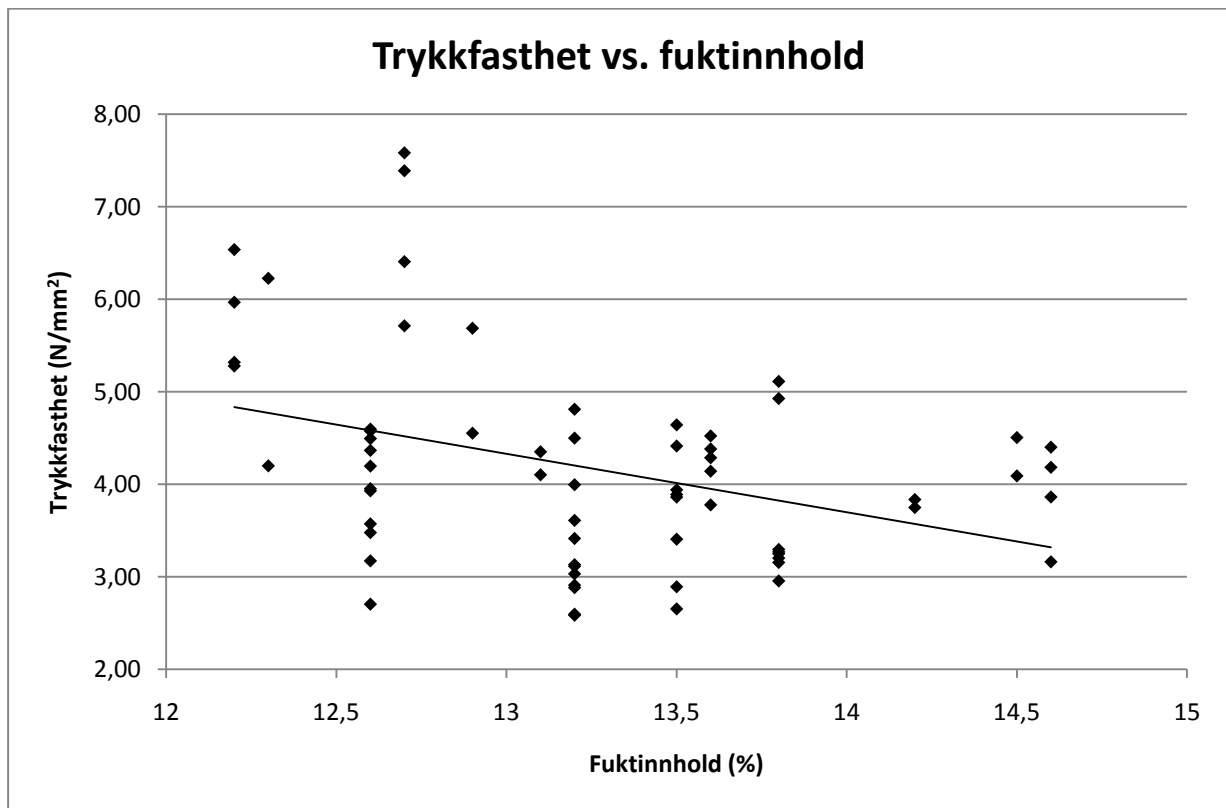
vanskelig å få ut en graf som viser god signifikans. Basert på data fra alle prøvestykkene er det likevel mulig å se en trend som bekrefter teorien. Det at prøvene ikke er små, feilfrie prøver, men store og som inneholder feil og forstyrrelser i trevirket, kan være noe av grunnen til at feilavviket øker.

Det er i figurene (Figur 53 og Figur 54) nedenfor valgt å legge til en trendlinje i hver figur for å vise tendensen, men videre statistikk vil ikke være mulig med et så usikkert grunnlag. Med trykkfasthet menes trykkspenningen rett i underkant av trykkplaten.



Figur 53 Oversikt over trykkfasthet mot densitet for alle prøvestykkene i forsøket.

Økt fuktighet gir avtagende trykkfasthet. Temperatur og fukt forsterker hverandre når det gjelder trykkfasthet. Generelt tåler tørt virke mer enn fuktig virke. Basert på data fra alle prøvene var det mulig å bekrefte teorien med liten tendens, vist i graf (Figur 54).



Figur 54 Oversikt over trykkfasthet mot fuktinnhold for alle prøvestykkene i forsøket.

#### 4.2.9 OPPSUMMERING AV LABFORSØK

Ved en sammenligning av prøvenes densitet og bæreevne ser det ikke ut til å være en direkte sammenheng mellom høy kapasitet og densitet. Ved sammenligning av kurvene i tilfelle B1 og B2 kan man til en viss grad se en høyere oppnådd kapasitet for B2-tilfellene (sort linje) med lenger prøvestykke enn B1 (se Figur 36). A1-prøvene oppnådde en lavest kapasitet. Dette er i overensstemmelse med allerede kjent teori. (Se figur 7.74 i Principles of Wood Science and Technology av Kollmann og Côté (Kollmann 2007)).

Generelt var det et mindre bruddområde for bjelke og en mindre inntrykning på svillene enn forventet. Dette tyder på at inntrykningen er et lokalt problem. Det ser ut til at det ved inntrykning av svill og bjelker kun er snakk om hvor mye deformasjon som er akseptabelt, da arbeidslinjen jobber seg langsom oppover. Bruddforløp var ellers som forventet. Kapasitetsforskjellen for lav og høy bjelke og de ulike svilletilfellene henger sammen med prøvens størrelse og plassering av last. Bjelkene opplevde størst fiberkutting og derav flytning på tvers av fiber på grunn av den kraftige inntrykningen. På grunn av lengden til bjelkene var andelen urørt virke størst i disse tilfellene. Inntrykningen utgjorde en større prosentandel for

lav bjelke siden bjelkens og trykkplatens bredde var minst. På grunn av dette er hengekøyeeffekten stor for heltrebjerkene og stigningen på arbeidslinjen er markant. Dette er også bekreftet i tidligere studier (Riberholt 2000).

Initiell stivhet har vist seg å være lik for lav og høy bjelke og svilletilfellene med midtlast. Forskjellen i høyde på prøvetilfellene er stor, men variasjonen i trykkspenning er liten. Inntil man vet hvordan tøyning fordeler seg i trevirke tvers på fiber, vil det være umulig å finne passende krav for sviller og lave og høye bjelker i de ulike grensetilstandene. I oppgaven er det utformet en kontroll av inntrykning i bruksgrensetilstanden. Videre er det mulig å kontrollere trykkspenningen i bruddgrensetilstand ved hjelp av et inntrykningskrav. Inntrykningskravet gir en enkel kontroll av bruddspenning. Sikkerhet mot brudd vil være garantert med et slikt krav siden arbeidslinjen dokumenterer en økende lastkapasitet for svill og bjelker. Videre arbeid må fokusere på hvor stor inntrykning som er akseptabelt i bruddgrensetilstand i tillegg til den uklare tøyingsfordelingen tvers på fiber i trevirke.

Fra densitet- og fuktprøvene bekreftes allerede kjent teori om trykkfasthet. Økende densiteten påvirker trykkfastheten positivt, mens økende fuktinnhold i trevirke gir en lavere trykkfasthet.

### 4.3 DEL 3: FOTOGRAMMETRI – TØYNING

Analyse av fotogrammetriresultatene har gjort det mulig å si noe mer om hvordan tøyningen fordeler seg i prøvestykket. Spesielt er det her interessant å se på forskjellen mellom lave og høye bjelker. For alle 3D-grafene gjelder at x- og y-aksen samsvarer med x- og y-retningen for trevirket, mens tøyningen øker oppover z-aksen.

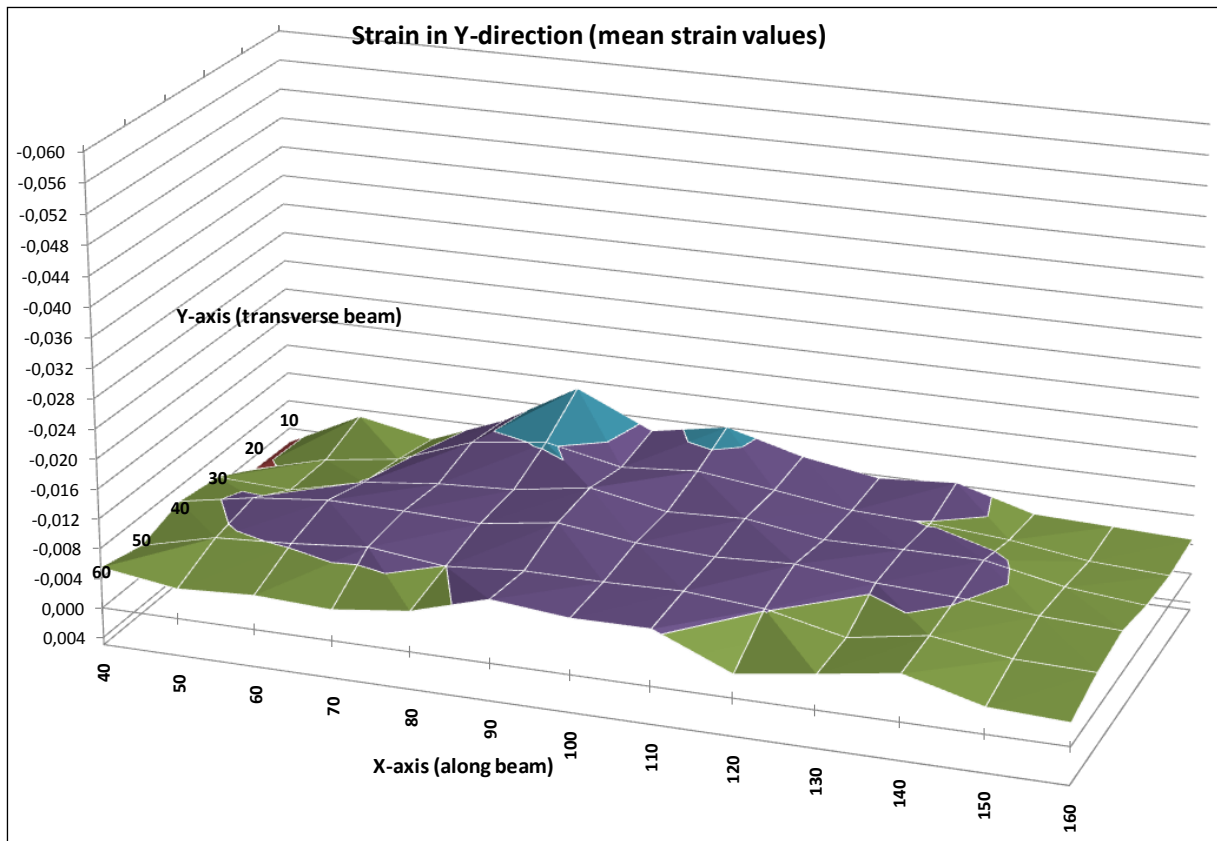
Det er beregnet tøyning i både x- og y-retning. Det har vist seg at tøyningene i x-retningen er lave og uregelmessige. Tøyningene her er derfor ikke like interessante som i y-retning og er utelatt. I y-retning har man fått entydige resultater og fokuset vil ligge på disse resultatene. Her ser man tydelig en jevn fordeling av tøyning, med tøyningkonsentrasjoner under trykkplaten. Fotogrammetriundersøkelser har helt klart gitt det beste resultatet for heltrebjelkene fordi man fikk sett på et stort område (gridets størrelse er konstant i forhold til prøvestykket). Resultatene fra svillprøvene er mer usikre siden man bare har fått analysert et mindre område av prøven. På grunn av problemer med bildeanalysen av svill, har man kun fått analysert opp til 80 % av høyden. For svillene med midtlast klarte man å analysere én prøve av hvert tilfelle og dermed et noe dårlig datagrunnlag for å kunne trekke sikre konklusjoner. Det er usikkert hvorvidt bildeanalysen fungerer med ikke-lineære effekter, og dataene regnes som mer usikre i det ikke-lineære området.

#### 4.3.1 TØYNING – TILFELLE B1 (KORT SVILL MED MIDTLAST)

Tøyningsregistreringen for den korteste svillen er ventet å vise en høyere tøyningkonsentrasjon i selve svillen enn for tilfellet med lengre svill. Tøyningen antas å være symmetrisk og tilta med økende last.

Tøyningsfordelingen i sviller skal teoretisk ikke passe for det avgrensede området som ble funnet i masteroppgaven til De Leier. På grunn av at man ikke har fått analysert hele høyden og at man bare har få prøver i et til dels lavt lastnivå kan tilfeldigheter antyde en slik sammenheng. En svill vil umulig ha nådd full flyt i hele høyden før ved et høyt lastnivå. Ved økende last vil trolig tøyningområdet utvides. Tøyningområdet for svill er antagelig styrt at et absolutt mål og man kan i teorien få flyt i hele svillhøyden. Et ekstremtilfelle vil da være transformasjon fra svill og til trefiberplate. Tøyningen for svilletilfellene vil trolig være mer konsentrert i underkant av trykkplaten på grunn av opplagringen.

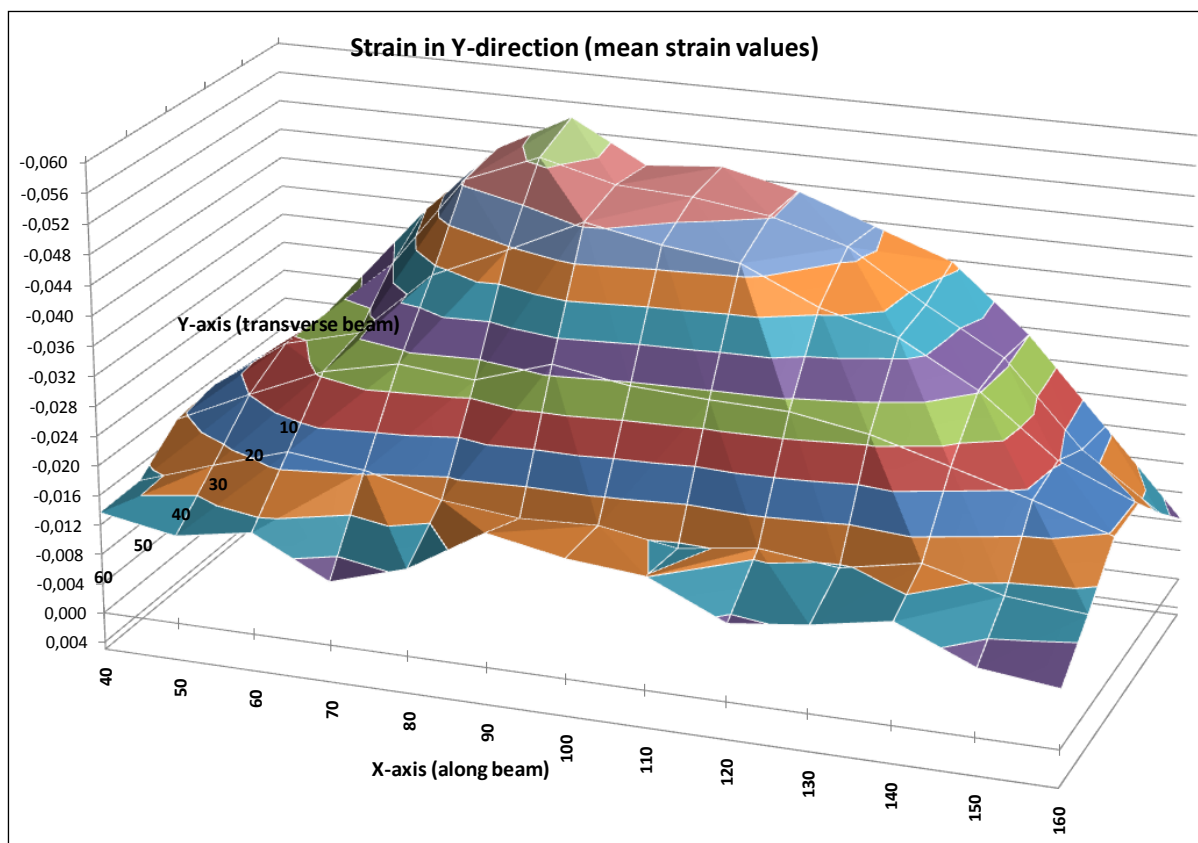




Figur 55 Kort svill med midtlast B17 (27 476 N).

Plottet av B1-tilfellet er rent og til dels symmetrisk. Fra Figur 55 (lastnivå på 27 476 N) har det enda ikke oppstått store tøyninger. Ved en last på omtrent 40 kN kan man se en tydelig økning av tøyning. Tøyningen tiltar med økende lastnivå med akkurat samme tendens.

Fra Figur 56 (lastnivå på 60 802 N) kan man se at tøyningkonsentrasjonen har økt, men tøyningene holder seg innenfor et område på omtrent 30 mm. En limfuge kan skimtes i bildeanalysen ved 30 mm (lamelltykkelse). Dette området kan feilaktig forveksles med det avgrensede området for bæreevne som er blitt predikert i De Leiers masteroppgave.



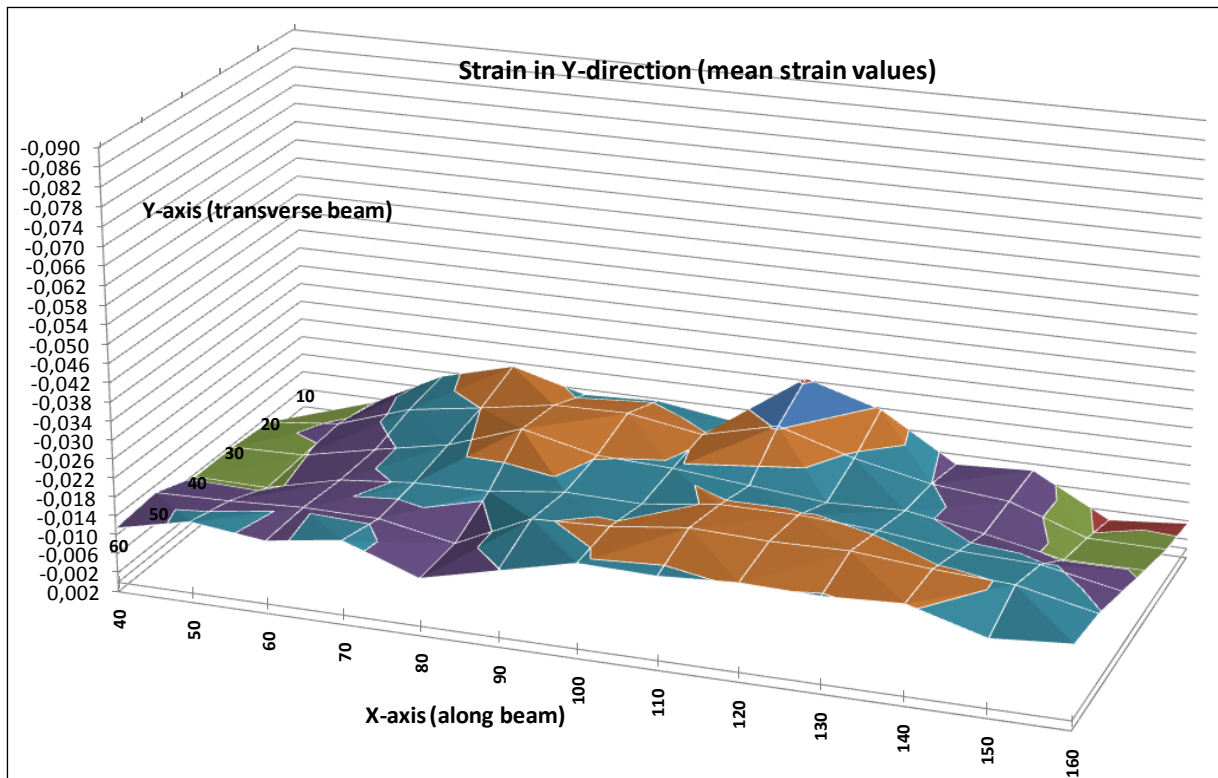
Figur 56 Kort svill med midtlast B17 (60 802 N).

Grunnet den kortere lengden på svillen er tøyingsområdet her tykkere enn for B2-tilfellet. Det er rimelig å oppnå høyere numeriske verdier for tøyning for tilfelle B1 enn tilfelle F1 (lang svill med endelast) da prøvestykket er mindre og lastkapasiteten er større.

Lengden på B1-tilfellet er ikke lang nok til å tåle full utbredelse og det vil derfor ikke bli dannet tøyingskonsentrasjoner i underkant av trykkplaten. Grunnet den korte lengden er det ikke nok "urørt" trevirke på hver side av lasten til å danne skikkelig tøyingskonsentrasjoner. I motsetning til for tilfelle B2, ser man her ikke "øyne" nærmest trykkplaten, men tøyingskonsentrasjonen minner om en flat vidde.

#### 4.3.2 TØYNING – TILFELLE B2 (LANG SVILL MED MIDTLAST)

Tøyingsregistreringen for den lengste svillen antas å vise lik tøyingsfordeling som for tilfelle B1, men i tillegg vil det vises tøyingskonsentrasjoner i underkant av trykkplaten på grunn av svillens lengde. Tøyningene vil trolig øke med økende lastnivå. Siden det her er et lengre prøvestykke vil tøyingsverdiene i hoveddelen av svillen vil antagelig holde seg under de numeriske tøyingsverdiene funnet for tilfelle B1.

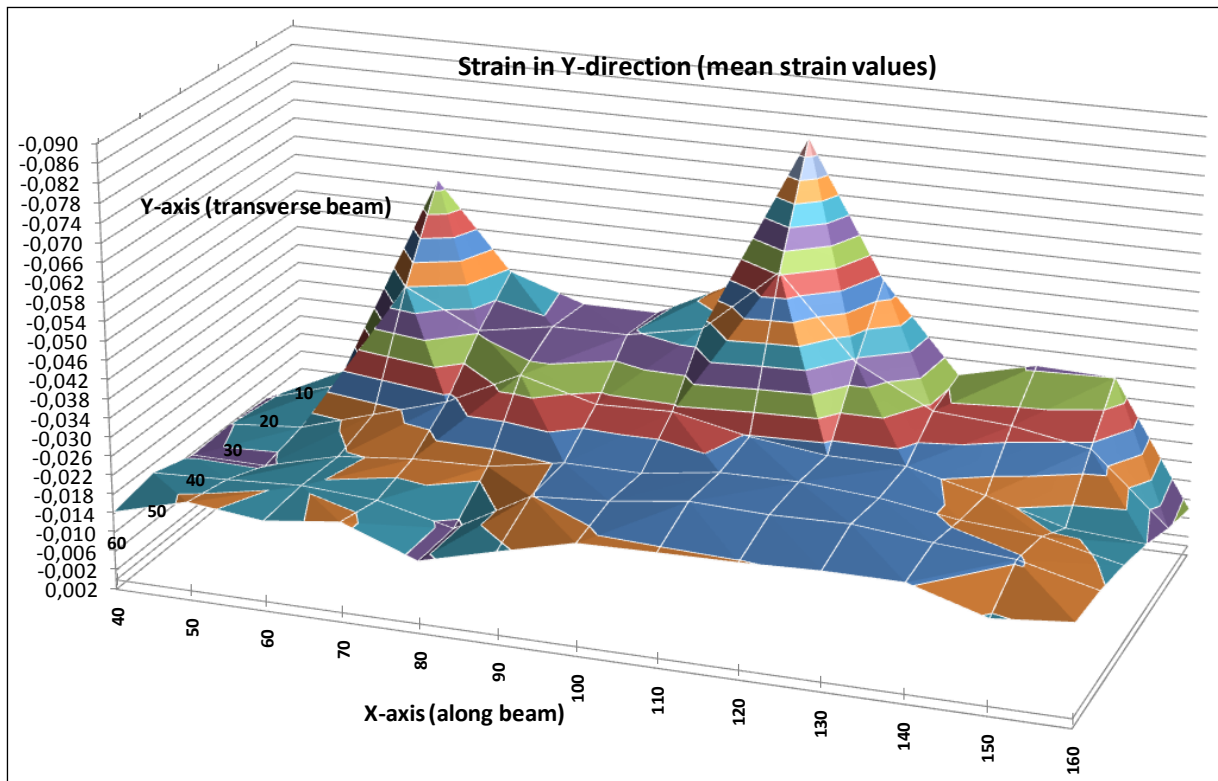


Figur 57 Lang svill med midtlast (B28) (42 458 N).

Det er vanskelig å se konturen av tøyingsfordelingen under et lastnivå på omtrent 40 kN for de lange svillene påsatt midtlast. Fra og med dette lastnivået kan man se en begynnende tendens til tøyingskonsentrasjon under trykkplaten (se Figur 57).

Overgang mellom to lameller kan skimtes rundt 30 mm (Figur 57). På lastnivå 50 796 N synes tøyingskonsentrasjonene under trykkplate godt (Figur 58). Dette er i overensstemmelse med resultater fra ANSYS (se 4.3.2). Tøyingskonsentrasjonen øker kraftig ved høyere lastnivåer, spesielt under trykkplaten. Rett i ytterkant av trykkplaten vil det oppstå knusning. Knusning av trefibre gir skråstilling av trefibrene under. Hvis man har nok urørt trevirke på siden av lastpåføringen vil hengekøyeeffekt bli dannet. Hengekøyeeffekten "holder igjen" trevirke og gir tøyingskonsentrasjoner.

Som forventet oppnår den lengste svillen mindre numerisk tøyingsverdi, sett bort i fra tøyingskonsentrasjonene i underkant av trykkplaten, da denne prøven er større. Ellers er fordelingen for svillene med påført midtlast veldig lik.



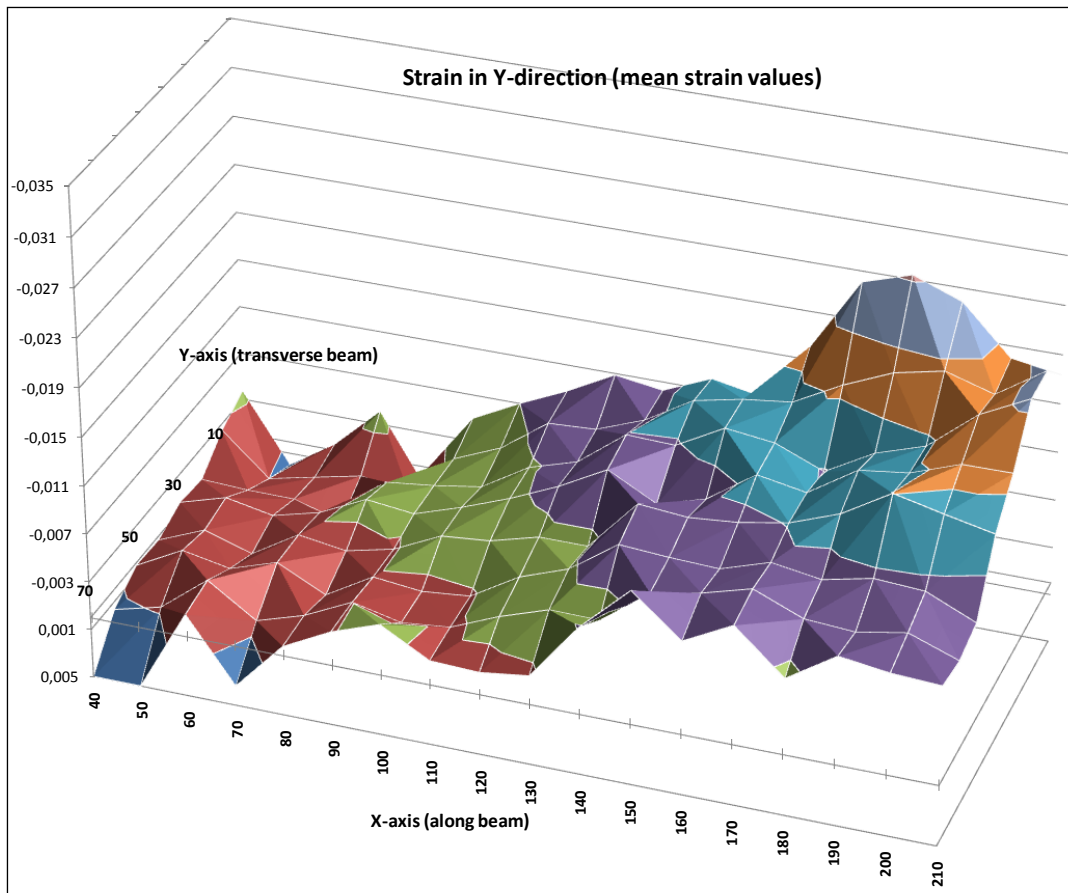
Figur 58 Lang svill med midtlast B28 (50796 N).

#### 4.3.3 TØYNING – TILFELLE F1 (SVILL MED ENDELAST)

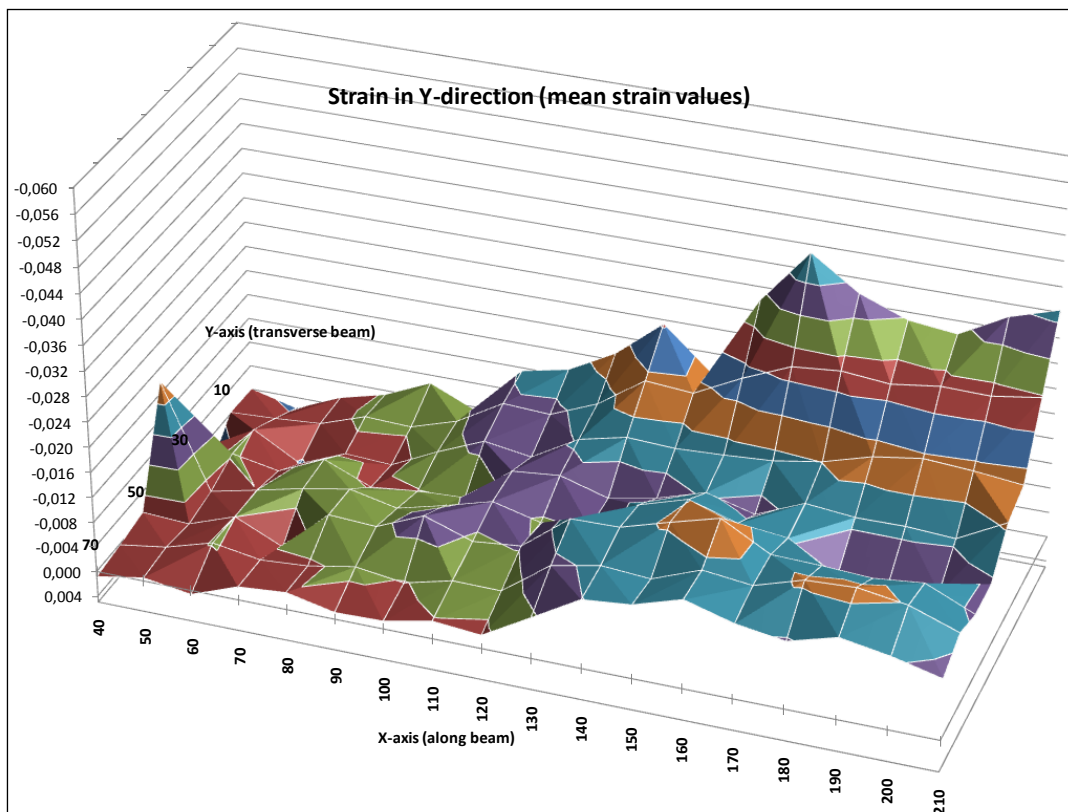
Tøyningsanalysen til svill med endelast forventes å vise en asymmetrisk tøyning. Trolig vil de numeriske tøyningensverdiene være lavere enn for svill med midtlast da kapasiteten er mindre. Randedderegninger er forventet i underkant av trykkplaten som i tilfelle B2 på grunn av svillens lengde. Analysen av de tre tilfellene forventes å vise samme tøyningstendens.

For tilfelle F12 hadde man problemer med analysen (se 3.3.4) og analysen ble derfor kun gjennomført opptil et visst lastnivå (22 468 N) for F12-tilfellet (Figur 59). Tøyningen som registreres er lav, men ensidig randsoneeffekt er tydelig. Tøyningskonsentrasjonene øker og blir tydeligere ved nærmest trykkplaten.

Analysen for F13 var mulig å gjøre opp mot et høyere lastnivå og her kan man tydeligere se tendens til tøyningskonsentrasjon rundt trykkplaten (Figur 60). Det bemerkes et feilavvik på tøyningsplottet ytterst til venstre, antagelig på grunn av en kvist i trevirket. Tøyningen er størst under trykkplaten. Trolig synes en limfuge rundt 30 mm under trykkplaten i Figur 60. I Figur 60 synes randsoneeffektene under trykkplaten tydelig på grunn av et høyere lastnivå.



Figur 59 Svill med endelast F12 (22 468 N). Her er y-aksen skalert, og dermed ulik y-aksen i Figur 60.

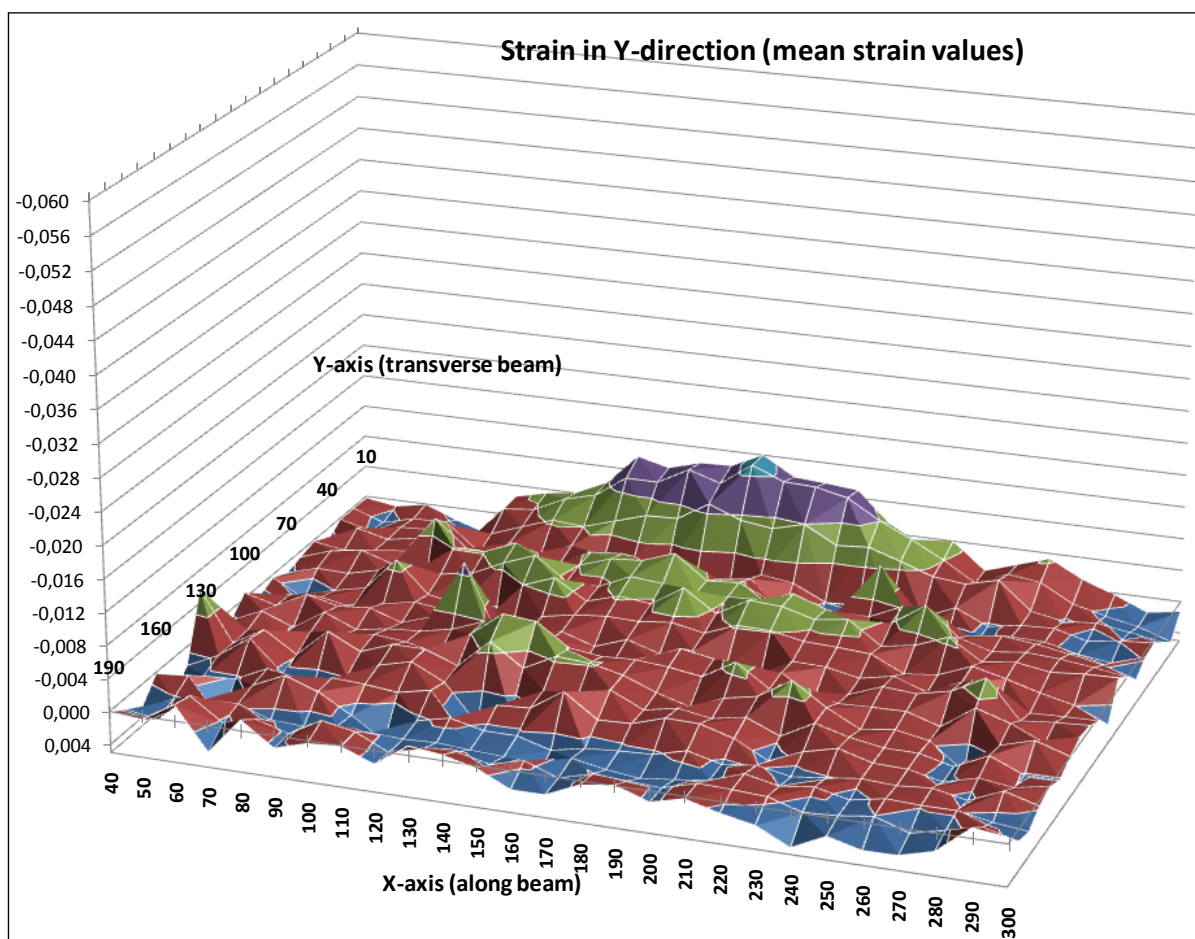


Figur 60 Svill med endelast F13 (32 470 N).

Ved en økning på 10 kN ser man at tøyningen har doblet seg fra svill F12 (Figur 59) og til svill F13 (Figur 60). Det er grunn til å anta at dette er sammenlignbart da utviklingen frem til lastnivå 20 kN har vært lik for begge tilfellene. De numeriske tøyningsverdiene er lignende som for B17-tilfellet (Figur 55) på omtrent samme lastnivå. Den siste analysen av svill med endelast lignet veldig på F12-analysen og grafen er derfor utelatt. Det bemerkes at prøvestykkene til F12 og F13 kommer fra samme planke.

#### 4.3.4 TØYNING – TILFELLE G1 (HØY BJELKE)

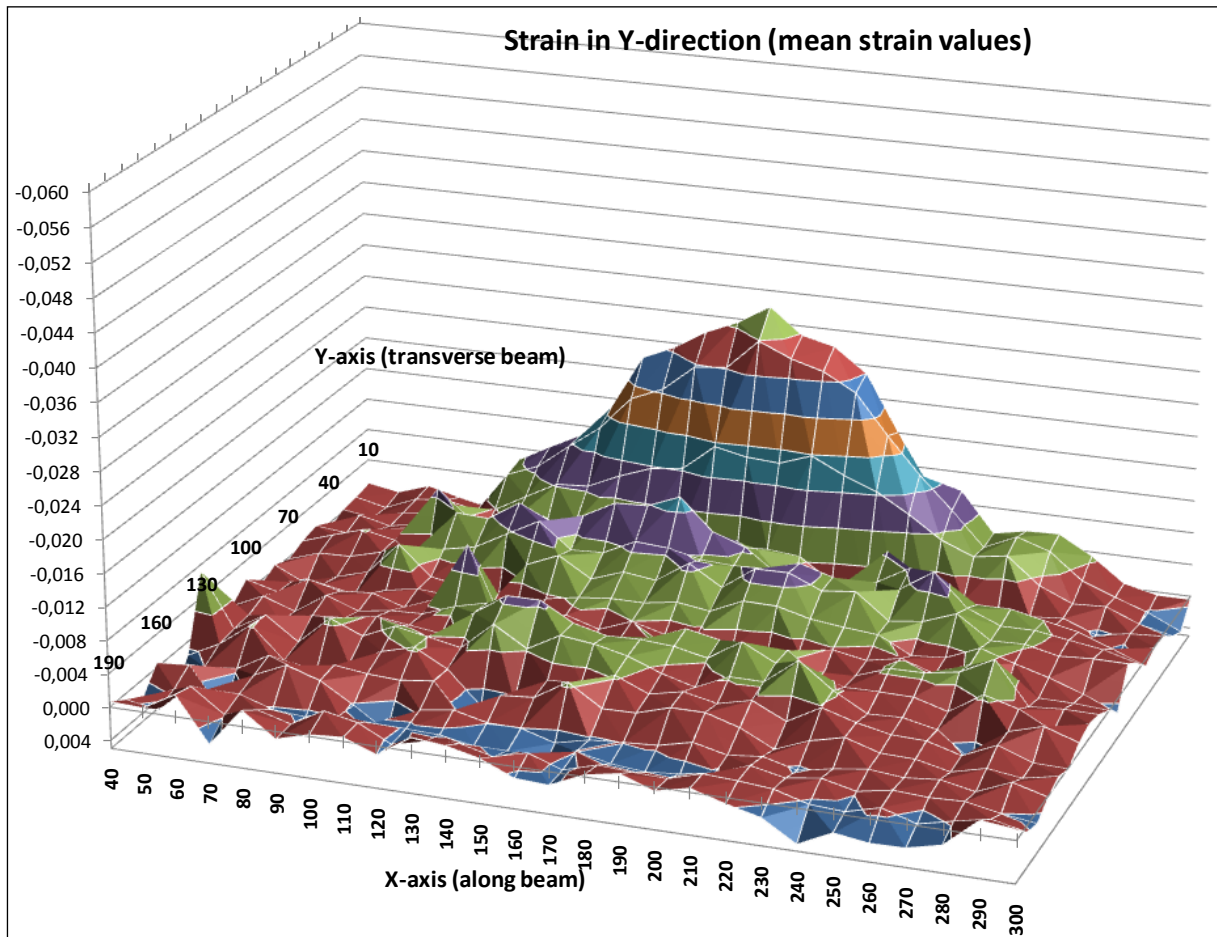
Tøyningsverdiene for høy bjelke antas å bli mindre enn for lav bjelke grunnet størrelsen på høy bjelke. Lastnivået vil antagelig øke betydelig før store tøyninger blir registrert. Bildeanalysen av de to tilfellene antas å vise samme tøyningsfordeling.



Figur 61 Limtrebjelke G17 (49 589 N).

For limtrebjelken blir resultatet noe mer "ruskete", men hovedtendensen er likevel synlig. I den andre analysen av limtrebjelken opplevde man større problemer med "forsvinning" av punkt, noe som gav en mindre jevn analyse. Begge analysene bekreftet imidlertid samme tøyningsfordeling. Det er grunn til å tro at "dalbunnene" ved 45 mm, 90 mm og 135 mm (se Figur 71 for et mer oversiktlig bilde) på grafen er limfugene som synes. Lamelltykkelsen for

limtrebjelken er 45 mm. Limfugene er en brå overgang mellom vidt forskjellige materialer. Dette gir utslag på tøyingskurven. Denne effekten var ikke like synlig på resultatet for analysen av den andre limtrebjelken. For limtre blir tøyningene mindre, fordi tøyningene endres til å bli skjærspenninger ved omtrent halve bjelkehøyden, i tillegg til at lasten har et større areal å fordele seg utover.

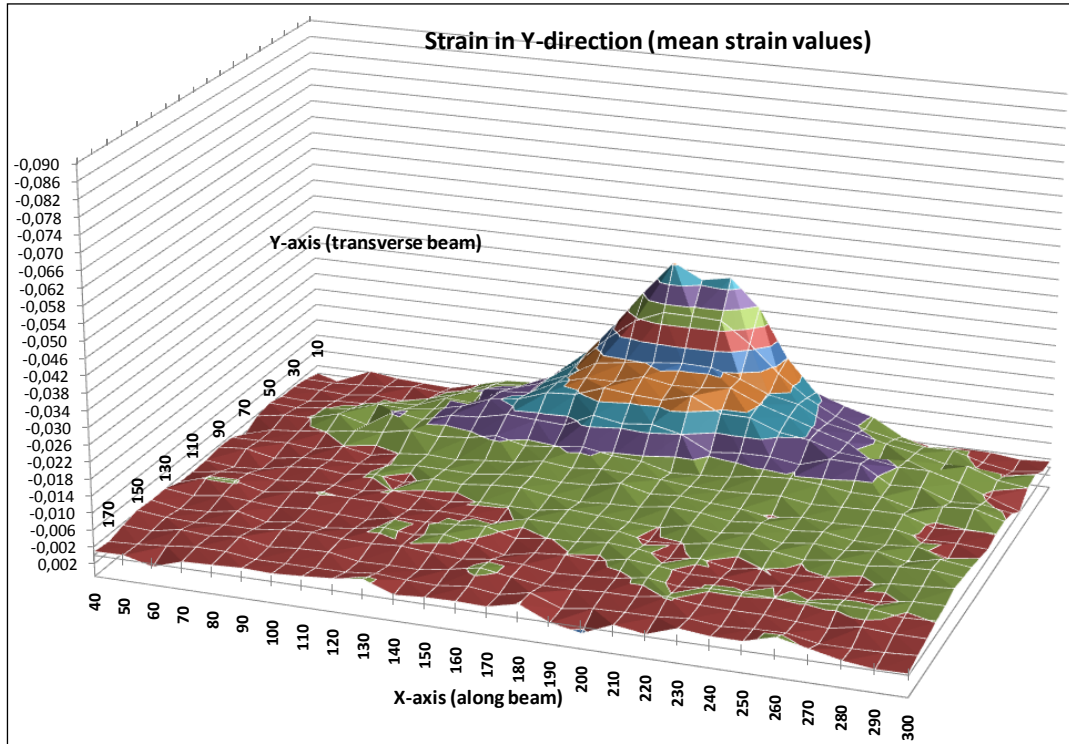


Figur 62 Limtrebjelke G17 (64 587 N).

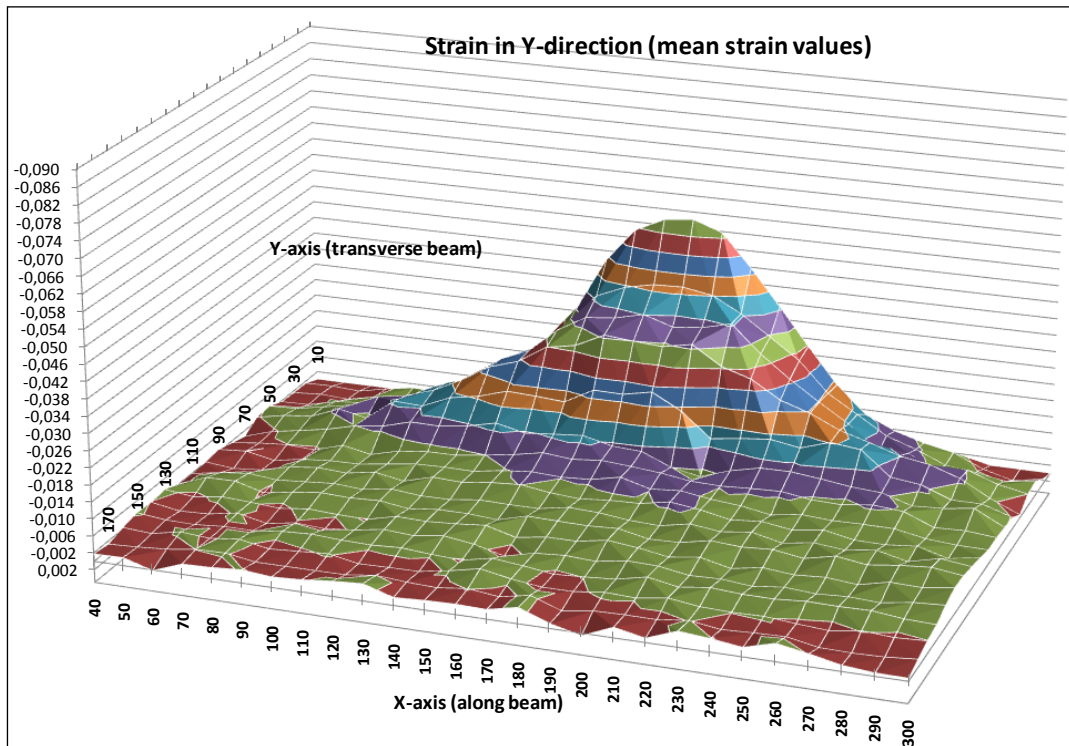
Det nås et høyt lastnivå for limtrebjelken før tøyning registreres. Tendensen for tøyingsfordelingen er klar for begge lastnivåene (Figur 61 og Figur 62). Det er kun tøyningen som øker med økende last. Fordelingen av tøyning er konstant og ligger som forventet konsentrert i underkant av trykkplaten. Hengekøyeeffekten og tøyingskonsentrasjonen i underkant av trykkplaten er ikke like synlig i denne bildeanalysen. 35 % av høyden tilsvarer for limtre omtrent 142 mm og maksimalgrensen på 140 mm blir derfor gjeldende. Av 3D-plottet ser denne grensen ut til å stemme bra. Tøyingsfordelingen ser ut til å være i samsvar med resultatet fra De Leiers masteroppgave.

#### 4.3.5 TØYNING – TILFELLE G2 (LAV BJELKE)

Tøyningsverdiene for lav bjelke antas å bli store på grunn av et mindre areal. Tøyingene vil trolig øke i takt med økende lastnivå. Analysen av de to tilfellene for lav bjelke forventes å påvise en lik tendens som også ligner på bildeanalysen av høy bjelke.



Figur 63 Heltrebjelke G28 (12 341 N).

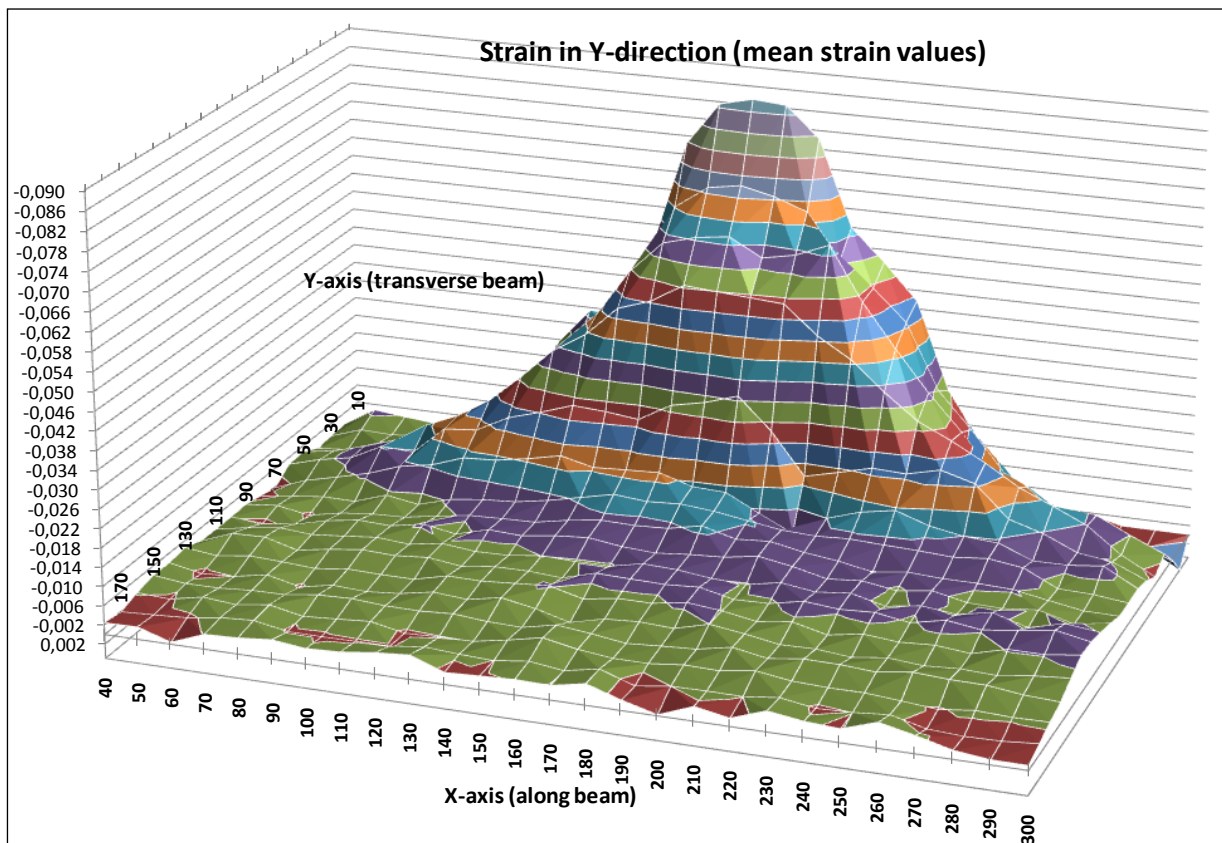


Figur 64 Heltrebjelke G28 (17 331 N).



Fotogrammetriresultatet fra heltrebjelken viser en veldig jevn og fin graf som godt illustrerer hvordan spenningen samler seg i underkant av lastpåkjenningen. Begge analysene av heltrebjelkene gir en lik tendens med et veldig konsentrert tøyingsområde. Man kan se antydning til randeffekter i underkant av trykkplaten for lav pålastning (se Figur 63). Numeriske verdier for tøyninger er naturlig nok større for heltrebjelken enn limtrebjelken siden trykklasten har et mindre areal å fordele seg utover. De numeriske verdiene for tøyningen blir derfor veldig forskjellige fra lav til høy bjelke. Figur 63 til Figur 65 viser tøyningsutviklingen for heltrebjelken ved lastpåkjenning. Tøyningen øker drastisk i et konsentrert område ved økende last. Området er klarere enn for analysen av limtrebjelken.

I Figur 65 vises heltrebjelken på det øverste registrerte lastnivået med fotogrammetrien. Tøyingskonsentrasjonen er innenfor et gitt område som stemmer veldig bra med utsagnet fra De Leiers masteroppgave om at bæreevnen er innenfor 35 % av prøvestykkets høyde (nesten 70 mm).



Figur 65 Heltrebjelke G28 (21 474 N).

#### 4.3.6 OPPSUMMERING AV FOTOGRAMMETRI OG BILDEANALYSE

Bildeanalysen har vist tøyingskonsentrasjoner i underkant av trykkplaten ved "lange nok" sviller og bjelker. Denne konsentrasjonen øker i takt med lastpåføringen på grunn av

knusningen av fibre. Slik oppstår hengekøyeeffekten med skråstilling av fibre. En kort lastpåføring skaper større knusning og en mer synlig effekt.

Tøyningskonsentrasjonen er tilnærmet symmetrisk ved symmetrisk lastpåføring. Tøyningsresultatene viser at tøyningskonsentrasjonen minker med økende areal. Bjelkeresultatene viser en tøyningsfordeling i samsvar med resultater fra De Leiers oppgave om at bæreevnen er konsentrert i de øverste 35 % av høyden, maksimalt 140 mm. Denne observasjonen antas å ha tynt grunnlag og man har ikke nok datagrunnlag til å slå fast dette. Resultatet fra bildeanalysen for sviller kan være noe misvisende på grunn av at ikke hele svillens høyde er blitt analysert, og antallet analyserte prøver er for få til å gi sikre resultater. Datagrunnlaget vil derfor være for usikkert til at man med sikkerhet kan fastslå en tendens for tøyningsfordelingen i sviller.

Tøyningsresultatene ser ut til å understreke at trykk tvers på fiber er et lokalt fenomen. Det er vanskelig å knytte tøying relativt til virkeshøyden. Tøyningsområdet vil variere i høyden, og ved lave sviller vil tøyingen utgjøre mer enn for høye bjelker. Det må gjøres mer undersøkelser med fotogrammetri før man kan oppnå signifikans og kartlegge et sikkert område for tøyningsfordelingen, både for svill og bjelker.

## 4.4 DEL 4: FEM-ANALYSE

### 4.4.1 VURDERING AV ANSYS-MODELLENE

ANSYS gir analytiske resultater som kan kontrollere labforsøket og fotogrammetriundersøkelsene. Stemmer dette overens, gir det større tillit til resultatene fra labforsøket og fotogrammetriundersøkelsen. En forutsetning er at ANSYS klarer å simulere trykk tvers på fiber i trevirke på en god måte.

For kontroll av ANSYS-modellene er det foretatt håndberegninger for å sjekke relativ deformasjon i det lineære området. Håndberegningene (se Vedlegg G) tilsa hva maksimal, relativ deformasjon kunne være i lastintervallet fordi ANSYS tar hensyn til andre effekter. Det er for eksempel ikke realistisk å beregne tøyningen over hele høyden, spesielt ikke for bjelker. I tillegg er E-modul i prøvestykkene antagelig ikke identiske med verdier funnet i Dahls doktorgradsarbeid. Etter hver analyse er det kontrollert at ANSYS beregner korrekte opplagerkrefter. Ved ikke-lineære analyser viste opplagerkreftene at det ikke alltid var kjørt mange nok iterasjoner. Dette påvirker imidlertid resultatet i det relevante området for spenning og tøyning i liten signifikant grad.

Både svillemodellen med midtlast og de to bjelkemodellene gir godt samsvar mellom ANSYS og forsøksdataene i det lineære området. "Referansekloss"-modellen klarer ikke å fange opp skjærdeformasjonen og den ujevne spenningsfordelingen som har oppstått under testing av denne serien. For svillemodellen med endelast er det naturlig at ANSYS ikke treffer helt, og underpredikerer deformasjonen. Det kommer av at det er vanskelig å modellere det reelle forsøket med vipping og oppløft i opplegg. ANSYS klarer antagelig heller ikke å fremstille lastplater som er påtvunget deformasjon slik det er gjort i forsøket.

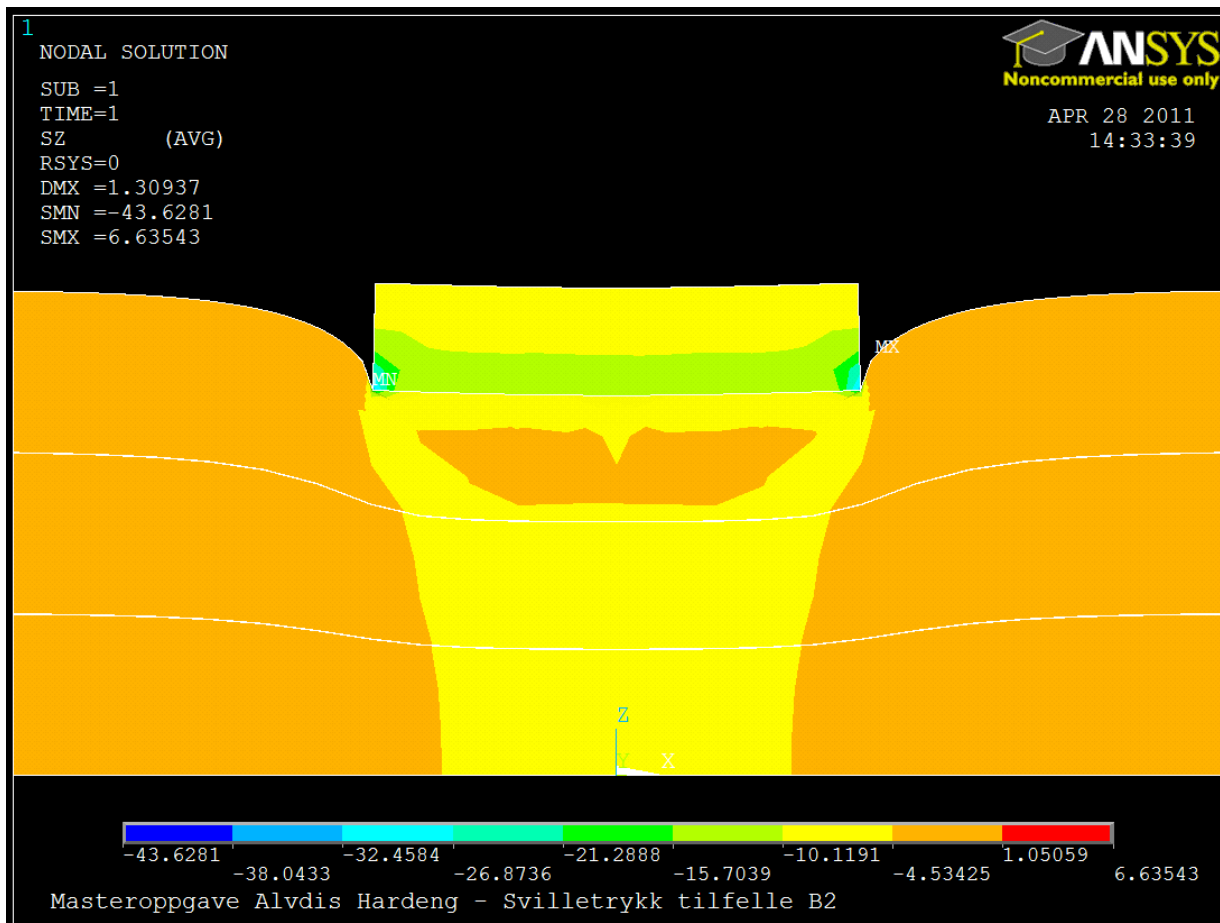
Det er kjørt både lineære og ikke-lineære analyser, angitt av lastnivået satt tidligere i oppgaven. KON er en lokal effekt i trevirke og effekten av den er derfor liten. Registrert KON blir størst på én side av trykkplaten. Dette er naturlig da elementoppsettet ikke er symmetrisk og fiberkuttingen utvikler seg ved asymmetri.

### 4.4.2 TEORETISK SPENNINGSFORDELING I ANSYS

Det er gjort forsøk for å undersøke hvordan ANSYS fremstiller den teoretiske spenningsfordelingen for trykk tvers på fiber i trevirke. Tre er et anisotropisk materiale og det er forventet å se svakheter i ANSYS for fremstillingen av trevirke under vinkelrett belastning. Det er fremstilt resultater for de mest korrekte ANSYS-modellene: lav og høy bjelke i tillegg til svill med midtlast. Alle analysene er ikke-lineære analyser. KON er tatt med i analysene, men gav som forventet en liten effekt.

*Lang svill med midtlast*

Da svillen er fast opplagt er det ventet at spenningen her ikke vil fordele seg utover, men fordele seg nedover med en bratt spredningsvinkel. Spenningen vil være størst ved brå overganger – i ytterkant av trykkplaten. For sviller bør spenningen være høyere enn for bjelker på grunn av den direkte motstanden (opplagringen), rett i underkant.



Figur 66 Spenningsfordelingen i z-retning (51 371 N).

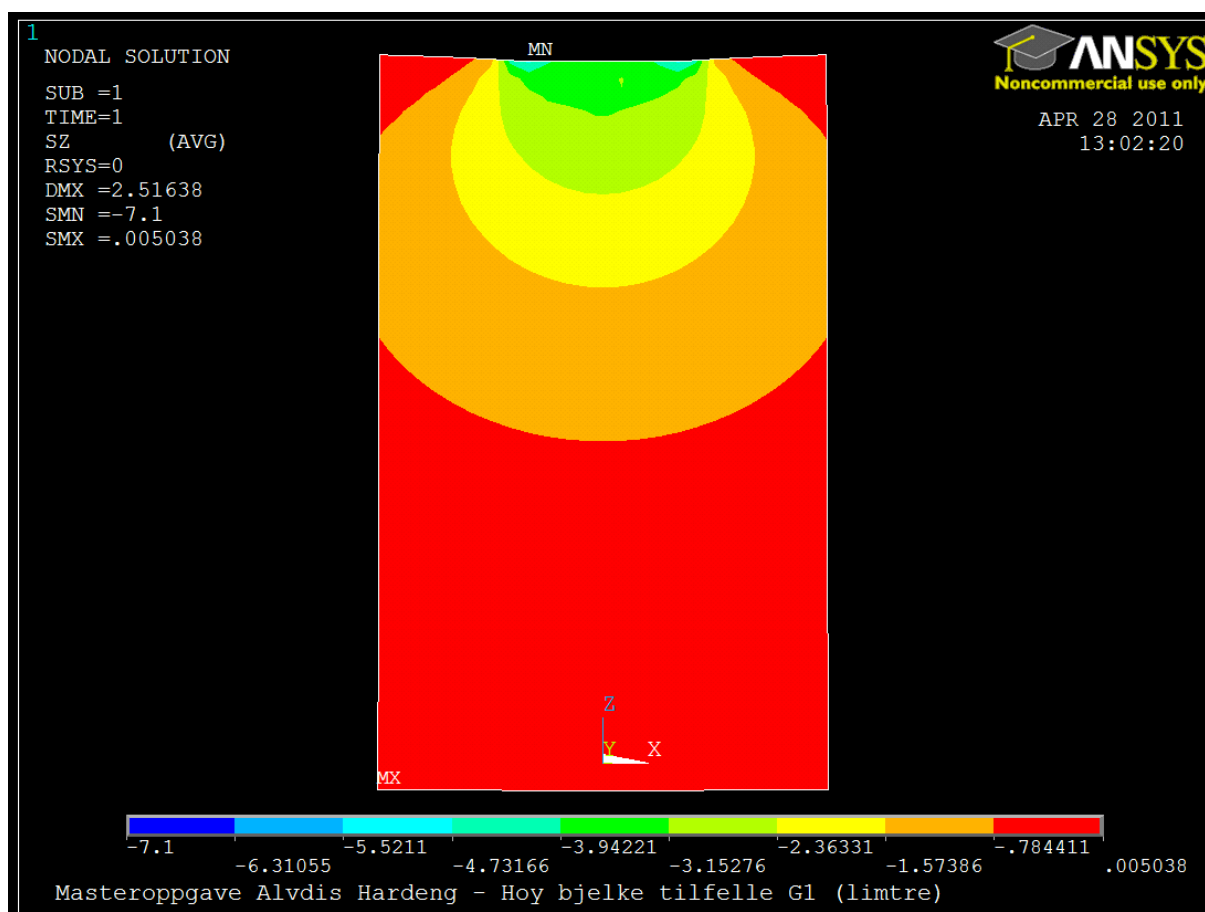
Av analysen for svillen ser hoveddelen av spenningen ut til å "gå rett ned" (Figur 66). Som i de to andre ANSYS-modellene (Figur 67 og Figur 68) ser man størst spenningskonsentrasjon i forbindelse med trykkplaten. I ANSYS-analysen er effekten av KON i ytterkanten av trykkplaten testet. Det viser seg at det er liten forskjell på klipping mot ikke-klipping av trefibre. Selv om man får en stor spenningskonsentrasjon på siden av trykkplaten, er dette meget lokalt og gir en minimal effekt. Spenningene her er egentlig små og oppstår hovedsakelig på grunn av nedtrykning. Tøyningskonsentrasjonen i underkant av trykkplaten synes ikke i ANSYS-figuren. Det vil si at ANSYS ikke får med seg flytning på tvers av fiber i det ikke-lineære området.

Det ser ut til at det er en viss forskjell på spenningsverdiene i øverste lamell og til de to nedre lamellene. Dette ses i sammenheng med lastpåkjenningen. Ved sammenligning av de numeriske verdiene mellom lav og høy bjelke og svill, ser man at spenningen øker med

minkende prøvestykke. B2-tilfellet vil dermed oppnå maksimal spenning av alle analysene som er vurdert. Selv om ANSYS-analysen mangler fremstillingen av flytning tvers på fiber som oppstår etter proporsjonalitetsgrensen, ser det ut som at inntrykningen blir fremstilt realistisk visuelt sett. Spenningskonsentrasjonen i limfugene vil "holde igjen" trevirke og skape en u-derformasjon i svillen. Dette vil trolig synes bedre med korrekte opplysninger om stivhetsegenskapene til limfugen.

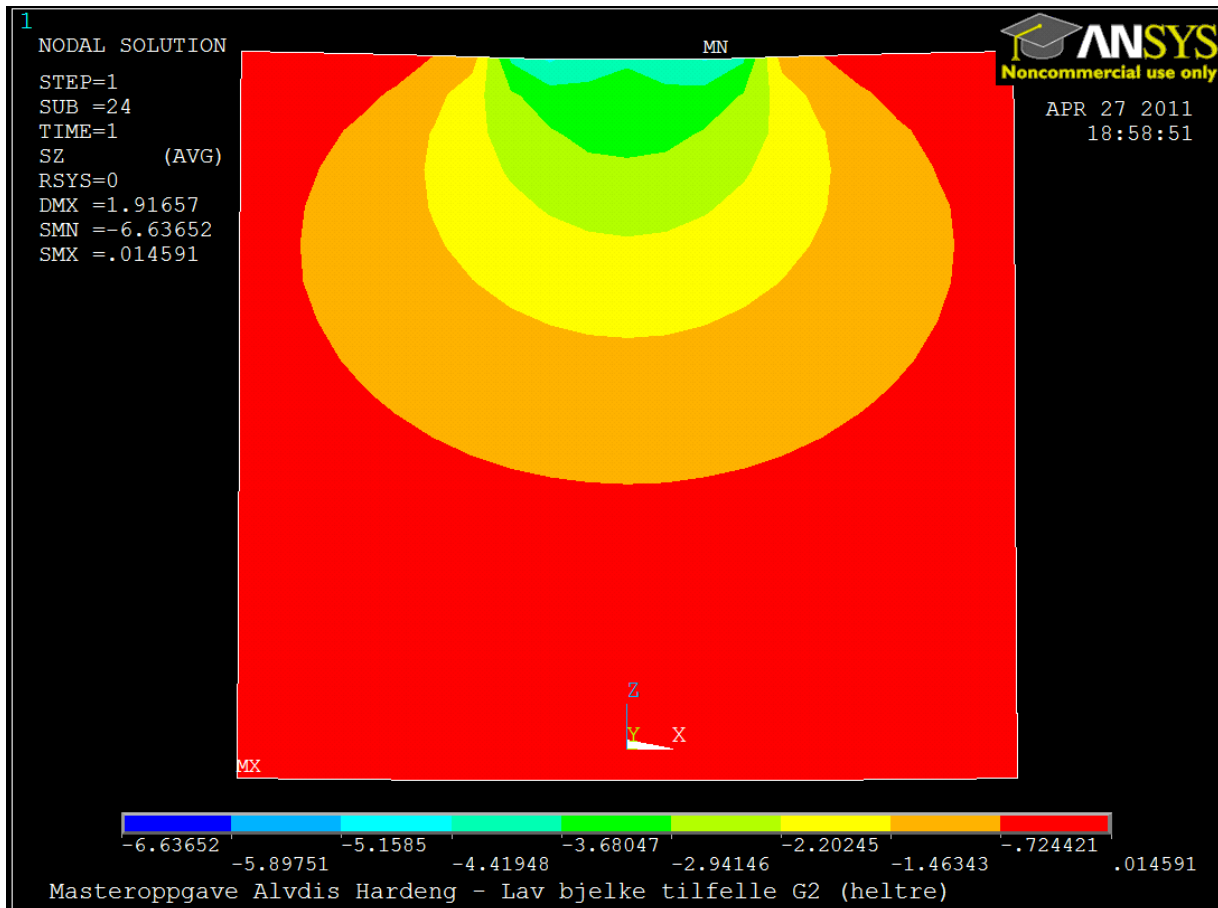
### Bjelke (lav og høy)

Spenningen i en bjelke vil fordele seg jevnere utover bjelkens areal i motsetning til for svillen. Trykkspenningen omdannes til skjærspenninger ved omtrent halve bjelkehøyden. Spenningskonsentrasjonen vil være størst på siden av trykkplaten. Heltrebjelken vil trolig ha størst spenningskonsentrasjon i forbindelse med trykkplaten, men maksimal spenning vil på grunn av lastnivået antagelig være lavere enn for limtrebjelken.



Figur 67 Utsnitt av spenningsfordelingen (rett under last) i z-retning (53 293 N).

Størrelsen på utsnitt for limtrebjelken er likt med heltrebjelken, kun reell høyde og forstørrelse er forskjellig.



Figur 68 Spenningsfordelingen i et utsnitt (rett under last) av heltrebjelken i z-retning (21 136 N).

Som forventet sprer spenningen seg bredere og jevnere utover et større areal enn for svillen. For samme spenningsnivå ser inntrykningen ved trykkplaten ut til å være lik for svill, lav og høy bjelke (se 4.2.7). Bjelker må derfor oppføre seg annerledes og kraftfordelingen er trolig ulik. Utskriften viser at spenningen synker med avstanden til lastpåføringen (se Figur 67 og Figur 68) fordi trykkspenninger som forventet går over i skjærspenninger. For fritt opplagte bjelker vil trykkspenningene aldri gå "rett ned" som for svill.

Spenningskonsentrasjonen er størst i forbindelse med trykkplaten hvor man har en brå overgang. Maksimal spenning er størst for heltrebjelken (Figur 68). Begge spenningsutskriftene for høy og lav bjelke viser at bæreevnen er et lokalt problem.

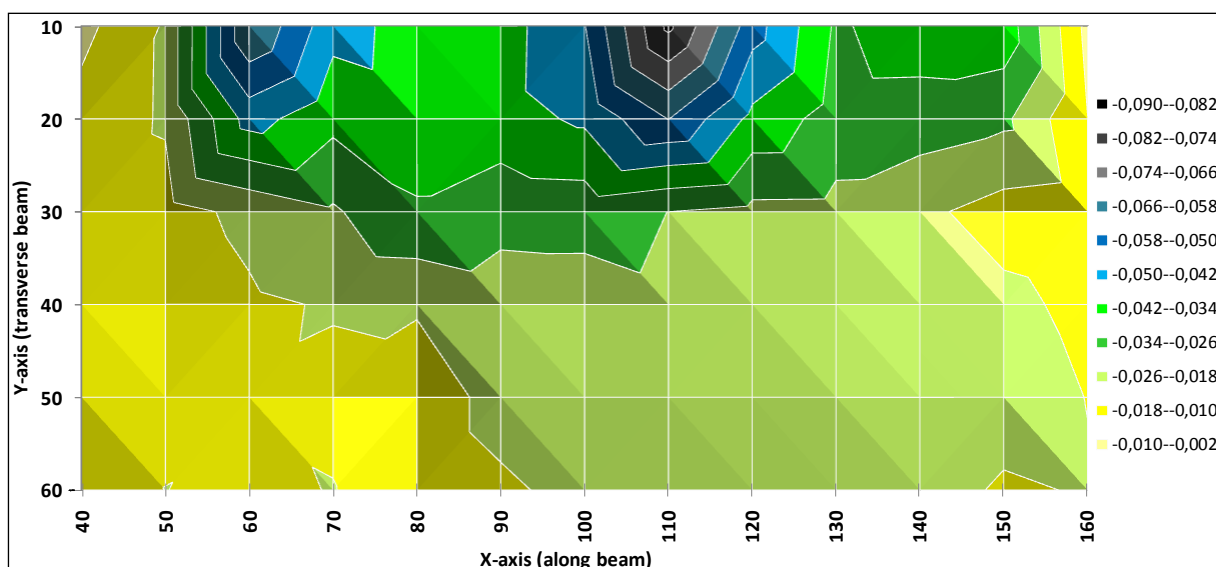
#### 4.4.3 VURDERING AV TØYNINGSFORDELING

Det er ønsket å sammenligne resultatene fra bildeanalysen med ANSYS, i tillegg til å se på hvordan ANSYS simulerer tøyninger i trevirke. Beregnet tøyning fra ANSYS er sammenlignet med målt tøyning fra fotogrammetridelen. Evaluering viser at numeriske tøyningsresultater fra bildeanalysen er til dels ustabile på grunn av feilkilder i bildeanalyseprogrammet. Tøyningsfordelingen ut fra fotogrammetriundersøkelsen er stabil, og en sammenligning av tøyningsfordelingen i ANSYS og bildeanalysen regnes som akseptabelt.

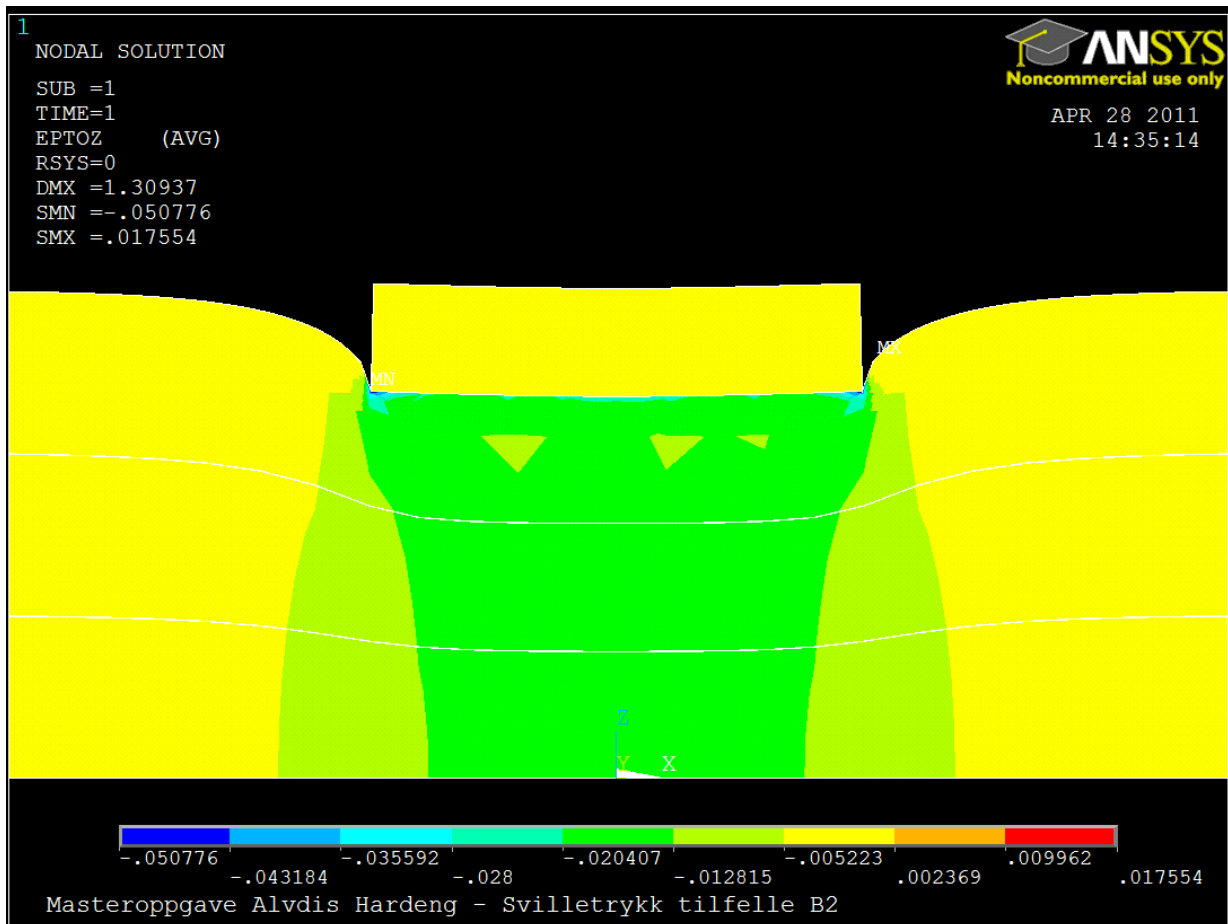
Bjelke modellen (både limtre og heltre) og lang svillemodell med midtlast er modellene som gav best grunnlag for sammenligning. Med tanke på sikkerheten i resultatene er det disse tre modellene som blir brukt i denne sammenligningen. 3D-grafene fra fotogrammetrien er her vridd, og fargen på fyllet er forandret for bedre å kunne sammenlignes med tøyingsfigurer fra ANSYS.

### B2 – lang svill med midtlast

På grunn av den gode overensstemmelsen for relativ deformasjon, er det forventet at tøyingsfordelingen for svill med midtlast skal stemme overens med ANSYS-analysen. Den høyere tøyingskonsentrasjon ("øynene") i underkant av trykkplaten vil trolig ikke komme frem i ANSYS-analysen. På grunn av opplagringen vil tøyningen i svillen være konsentrert mer "rett ned". Tøyningen vil trolig synke med økende avstand til lastpåføring. For den lange svillen med midtlast er utsnittet fra ANSYS større enn området analysert i fotogrammetrien.



Figur 69 Gjennomsnittelig målt tøyning ved et lastnivå på 51 663N for tilfelle B2 (405 mm) (fotogrammetri).



Figur 70 Tøyning i z-retning ved et lastnivå på 51 371 N (ANSYS).

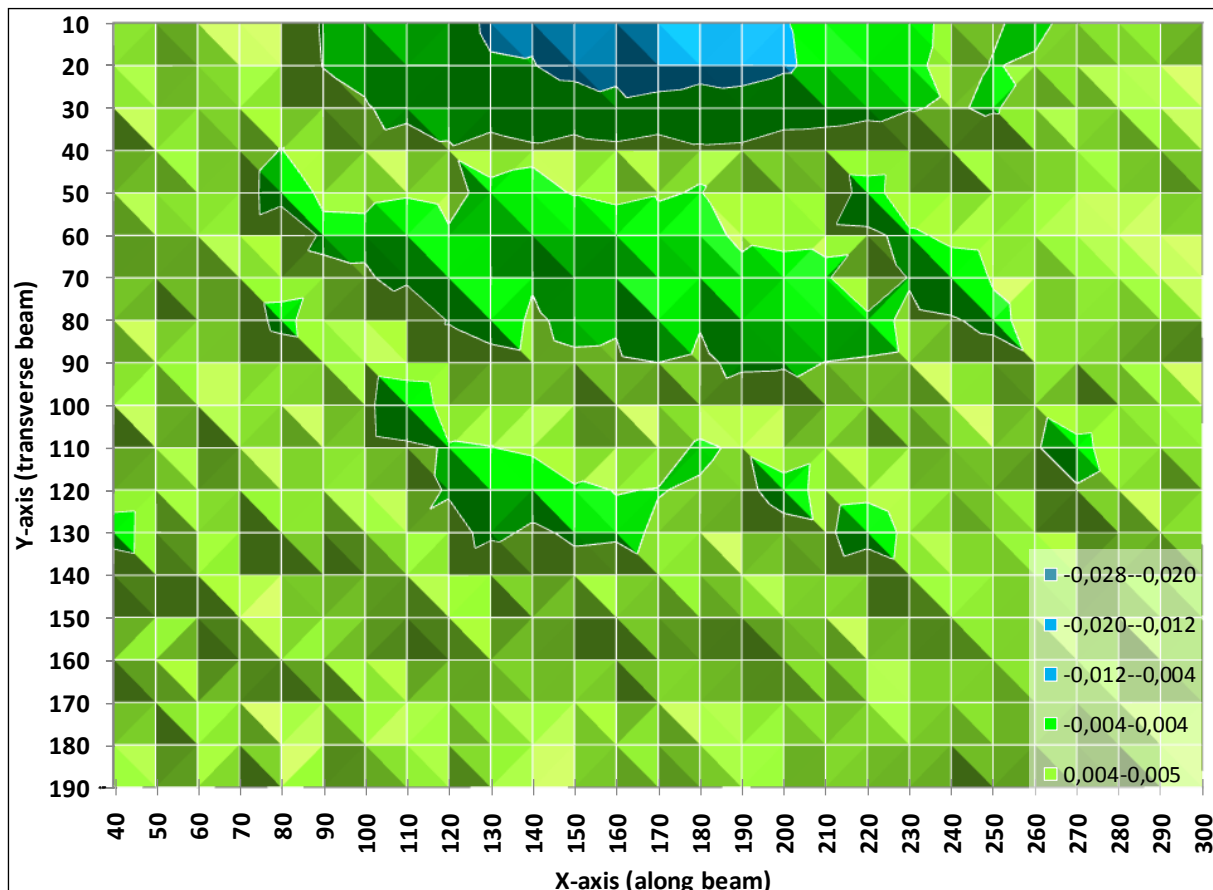
Av sammenligningen ser fordelingen av tøyingskonsentrasjonen og tøyingsfordelingen lik ut. Samtidig viser ANSYS svakhet ved å ikke simulere flytning tvers på fiber i det ikke-lineære område. Ut fra tøyingsresultatene i ANSYS ser man en tøyingskonsentrasjon i forbindelse med trykkplaten, men ikke nødvendigvis i ytterkant av trykkplaten. Det kan skimtes et område med tøyingskonsentrasjon på midten av prøven, rett i underkant av trykkplaten på ANSYS-figuren. Tøyingsfordelingen er jevnere i ANSYS, og det viser at ANSYS ikke får frem flytning tvers på fiber på en god måte i det ikke-lineære området.

Maksimalt tøyingsverdier stemmer omtrent mellom ANSYS og fotogrammetriresultatene, trolig fordi det for svillemodellen er færre feilfaktorer som påvirker numerisk tøyingsverdi. Fra Figur 70 ser man at limfugene vil holde igjen og skape en u-deformasjon. Begge utskriftene (Figur 69 og Figur 70) er fra om lag det samme lastnivået.



### G1 – høy bjelke (limtre)

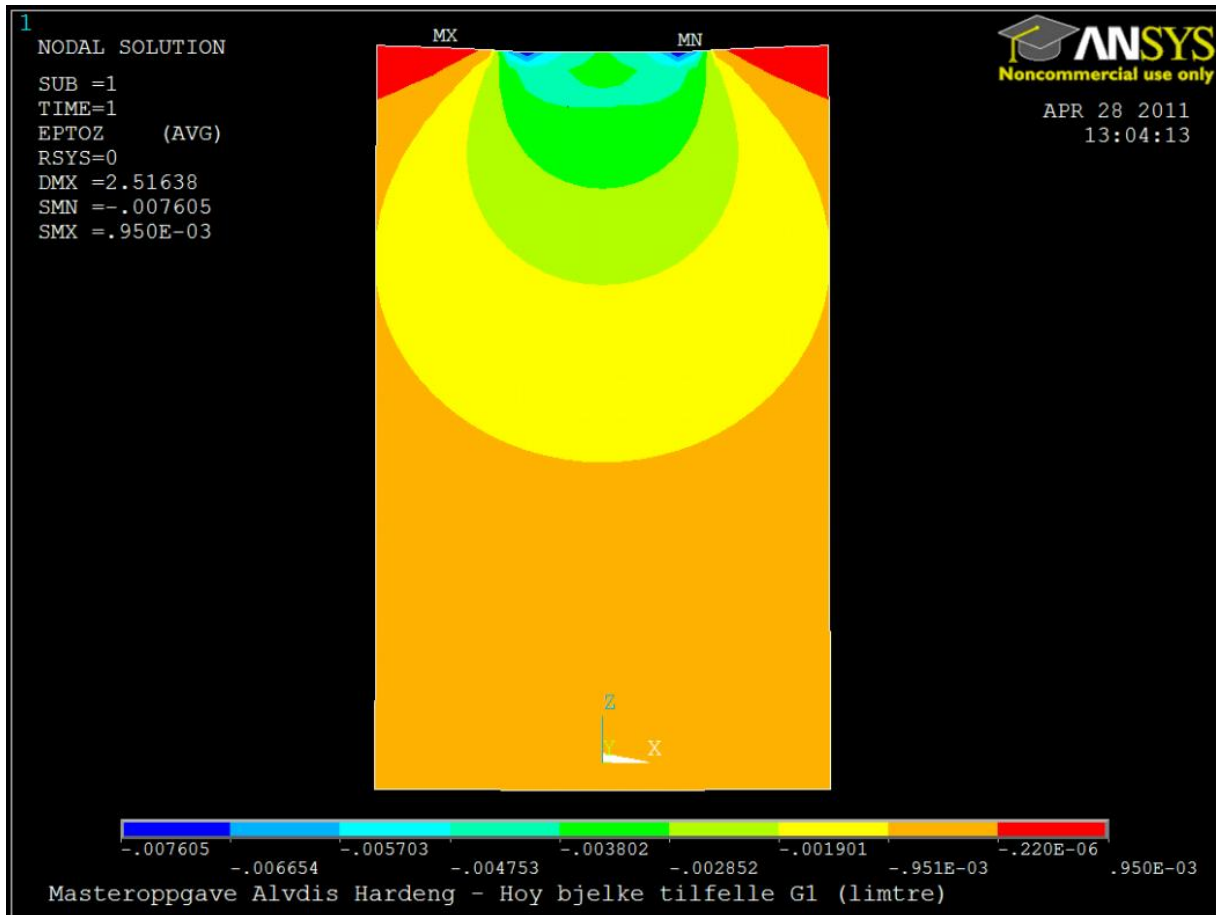
De numeriske verdiene for tøyning vil trolig ikke stemme like godt for limtrebjelken. Dette på grunn av påvirkning fra flere feilfaktorer enn for svillemodellen. Utskriften er fra omtrent det samme lastnivået på 53 kN, men utsnittet fra fotogrammetriresultatet er mindre.



Figur 71 Gjennomsnittelig målt tøyning ved et lastnivå på 53 745 N (fotogrammetri).

Selv om utsnittet fra ANSYS (Figur 72) er større enn utsnittet fra fotogrammetrien (Figur 71), kan man se en lignende tøyningfordeling. Plasseringen av tøyningkonsentrasjonen under trykkplaten ser ikke ut til å stemme overens. Ved lange lengder vil tøyningkonsentrasjonene søke mot hverandre som vist i Figur 67 og Figur 68 med spenningsfordelingen til lav og høy bjelke. De numeriske verdiene er som forventet ulike. Da ANSYS-modellen ikke har limfuger innebygd, kan man ikke se de samme "dalbunnene" ved 45 mm, 90 mm og 135 mm på y-aksen. I ANSYS-figuren er tøyningfordelingen jevnere på grunn av at ANSYS ikke får med seg effekten av flytning på tvers av fiber over proporsjonalitetsgrensen.

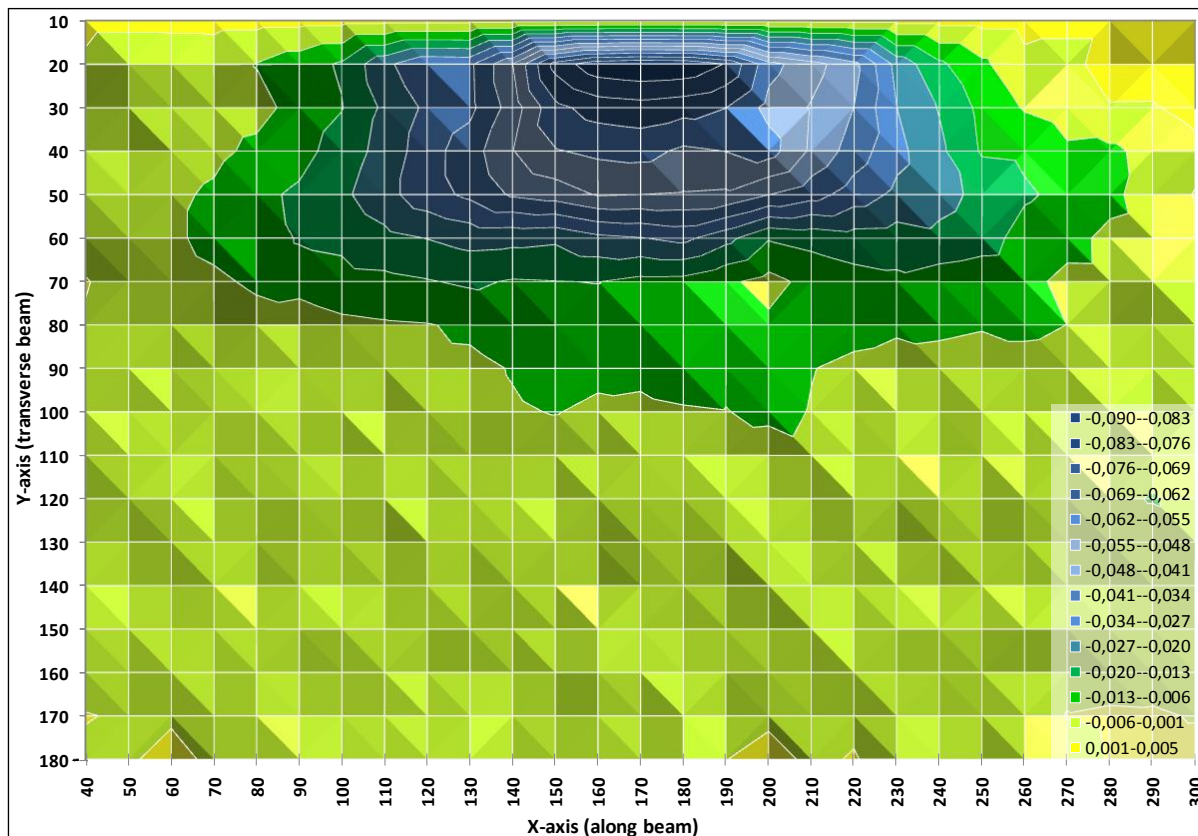
Områdene vist i figurer fra ANSYS for lav og høy bjelke er like brede, mens høyden tilsvare reell høyde. Kun forstørrelsen er forskjellig.



Figur 72 Tøyning i z-retning ved lastnivå på 53 293 N (ANSYS).

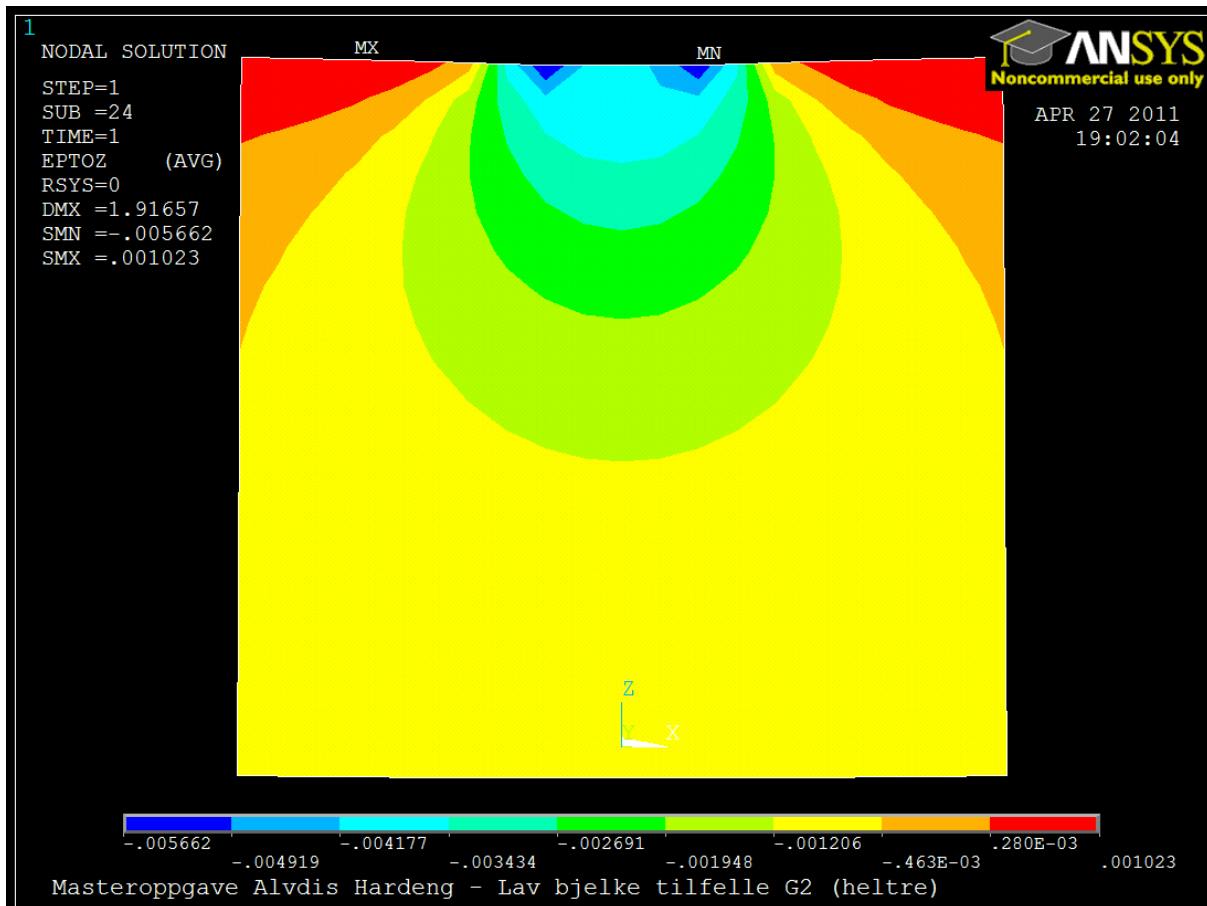
## G2 – lav bjelke (heltre)

Utskriften fra ANSYS (Figur 74) og bildeanalysen (Figur 73) ligger omtrent på samme lastnivå på litt over 21 kN. Bildeanalysen er fra et mindre område. De numeriske tøyingsverdiene forventes å være ulike.



Figur 73 Gjennomsnittelig målt tøyning ved et lastnivå på 21 474 N (fotogrammetri).

Numeriske tøyingsverdier stemmer ikke overens, men tøyingsfordelingen er som forventet lik. ANSYS mangler fremstillingen av flytning på tvers av fiber i det ikke-lineære området og gjør derfor tøyingsfordelingen jevnere. Tøyingskonsentrasjonen i forbindelse med knusning av fibre på grunn av inntrykning i underkant av trykkplaten synes derfor ikke i ANSYS. I bildeanalysen er tøyingskonsentrasjon som forventet observert nærmere trykkplaten enn for ANSYS-figuren.



Figur 74 Tøyning i z-retning ved et lastnivå på 21 136 N (ANSYS).

#### 4.4.4 OPPSUMMERING AV FEM-ANALYSE

ANSYS er brukt til å bekrefte resultatene i labforsøket og til dels bildeanalysen, i tillegg til å se på fremstillingen av bæreevnen for trykk tvers på fiber teoretisk. En vurdering av ANSYS-modellene viser at modellene er realistiske og illustrerer forsøkene bra i det lineære området. To av modellene (referanskekloss og endelast) er ikke like gode på grunn av effekter som ikke er blitt fremstilt godt nok av ANSYS.

Det er sett nærmere på både tøyings- og spenningsfordelinger i ANSYS-analyser. Dette viser at ANSYS ikke får med seg hvordan arbeidslinjen for et tynt cellelag oppfører seg. Etter proporsjonalitetsgrensen oppstår flytning tvers på fiber. Av arbeidslinjene ser man at flytning tvers på fiber oppstår i omtrent ved  $4 \text{ N/mm}^2$ . Randeffektene er sannsynligvis ikke blitt fremstilt godt nok i ANSYS. Dette aspektet må komme med i FEM-analysen for å kunne simulere trykk tvers på fiber i trevirke på en best mulig måte.

Spenningen i svill ser ut til å gå rett ned uten å fordele seg utover. For bjelkene fordeler spenningen seg jevnere utover på grunn av at trykkspenningene omdannes til skjærspenninger. Det har vært noe ustabilitet i de numeriske tøyingsverdiene fra bildeanalysen. Tøyingsfordelingen i ANSYS er konstant og jevn som i fotogrammetridelen, men

tøyningkonsentrasjonen i det ikke-lineære området er ikke blitt fremstilt i analysen. På grunn av at ANSYS mangler effekten av flytning på tvers av fiber blir fordelingen i ANSYS jevnere. I tillegg fikk man heller Hills bruddkriterium for plastisitet til å fungere i området rundt trykkplaten. FEM-analysen kan konkluderes som illustrativ, men flytning på tvers av fiber må komme med i analysen før man får en god nok modell for trykk tvers på fiber trevirke. Man ser her behovet for et nytt element eller annen fremgangsmåte i ANSYS som ivaretar flytning tvers på fiber over proporsjonalitetsgrensen. En mulighet vil være å endre på stivhetsegenskapene til elementet i analysen etter proporsjonalitetsgrensen, men dette vil være upraktisk og en til dels ustabil metode. På tross av problemene viser resultatene at tøyningfordelingen mellom bildeanalysen og ANSYS avviker i mindre grad.

## 4.5 EVALUERING AV RESULTATER

Det er valgt å gjøre en sammenligning av spenningsnivået (bruddspenninger) for de ulike modellene for bæreevne. Disse verdiene gir størst sikkerhet for sammenligning av beregningsmodeller inntil en dekkende beskrivelse av tøyingsfordelingen tvers på fiber i svill og bjelker er funnet. Utregningen er gjort etter formler presentert i teoridelen (oppsummert i Vedlegg B). I mangel av  $k_{c,90}$ -verdier for Madsen er hans modell utelatt fra sammenligningen. Egne resultater baserer seg på bruddgrensekontrollen som ble presentert i kapittel 4.2.7. For håndberegningene vises det til elektronisk vedlegg (Vedlegg G). Etter nærmere undersøkelser har man valgt å utelate resultatet for svill med endelast. Ingen av beregningsmetodene fremstår som klart nok spesifisert for svill med endelast, og usikkerheten i beregningen blir dermed stor.

	Lang svill (midtlast)	Høy bjelke	Lav bjelke
Blass og Görlacher	7,50	8,67	8,16
Riberholt	5,05	7,41	7,28
van der Put	3,08	8,43	6,35
Inntrykningskrav (5 mm)	6,96	7,24	6,09
Inntrykningskrav (10 mm)	7,63 <sup>4</sup>	8,49	8,52

Figur 75 Oversikt over bruddspenninger (N/mm<sup>2</sup>).

Oversikten viser at det er mindre variasjon i bruddspenningene mellom de forskjellige modellene enn antatt. van der Puts beregning gir en lav bruddspenning for svill med midtlast, noe som kommer av en lav  $k_{c,90}$ -verdi. Resultatene fra sammenligningen viser en stor likhet mellom de forskjellige bruddspenningsnivåene, særlig er variasjonen liten for bjelker. Basert på resultatene vises det at kravet til inntrykning bør settes etter en helhetlig vurdering av akseptabel inntrykning og nivå for bruddspenning. Et inntrykningskrav på mellom 5 og 10 mm gir ikke markante bruddspenninger i bruddgrensetilstand.

De tre modellene har forskjellig bakgrunn der noen bygger på empiri og andre på analytisk beregning. Tross ulikhetene oppnås bruddspenninger på omtrent samme nivå, også i forhold til forslagene til inntrykning. Dette vil likevel ikke gi grunnlag for å påstå at alle modellene gir en dekkende beskrivelse av bæreevnen for alle tilfeller av svill og bjelker. Den lave bruddspenning for svill funnet med van der Puts modell, kan indikere dette. Uten videre undersøkelser av tøyingsfordelingen tvers på fiber i trevirke vil det ikke være mulig å fastslå hvilken modell som er mest dekkende for bæreevnen. Videre arbeid bør derfor fokusere på tøyingsfordelingen i svill og bjelke for å kunne beskrive bæreevnen i bruks- og bruddgrensetilstand.

<sup>4</sup> Grunnet tidlig brudd for enkelte sviller er bruddspenningen her basert på en inntrykning på 7 mm. Bruddspenningen ville vært større for en større inntrykning på 10 mm.

## 5 KONKLUSJON

### 5.1 KONKLUSJON

For å kunne finne ut hvilken modell som er mest dekkende for bæreevne på tvers av fiber, ble det tatt utgangspunkt i tøyingsfordelingen for trevirke. Tøyingsfordelingen vil være beskrivende for bæreevnen, og vil gjøre det mulig å sette krav som beskriver de ulike grensetilstandene på en best mulig måte.

Resultatene fra labforsøkene og bildeanalysen viser at tøyning for svill og bjelker er et lokalt fenomen. Samtidig er det vist at området som blir utsatt for tøyning varierer med høyden på svillen eller bjelken, og ikke nødvendigvis kan knyttes til en relativ verdi av høyden på prøvestykket. For lave sviller kan effekten påvirke hele høyden og dermed en større relativ del av høyden enn for bjelker. Resultatene viser at det er behov for flere undersøkelser for å kunne finne sikre verdier for tøyingsområdet. FEM-analysen gav et til dels realistisk bilde av tøyningene og spenningene i bjelke- og svillemodellen, men analysene manglet en god simuleringsmetode for flytning på tvers av fiber i det ikke-lineære området. Uten denne effekten vil ikke ANSYS klare å fremstille bæreevnen i trevirket for trykk tvers på fiber på dekkende måte.

Labforsøkene og bildeanalysen viste at inntrykningen i svill og bjelker førte til knusning av fiber i nærheten av trykkplaten. Dermed økte tøyingskonsentrasjonen og man fikk skråstilling av fibre, noe som førte til utvikling av hengekøyeeffekt. De skråstilte fibre hjelper til med bæring av last, men det forutsettes at det er nok urørt virke på hver side av lastpåføringen. Økning av lastnivået vil gi større inntrykning og fiberknusning. På den måten vil hengekøyeeffekten forsterkes og bæreevnen til svill og bjelker vil øke kontinuerlig. Prøvene med endelast fikk en ufullstendig hengekøyeeffekt og dermed mindre bæreevne.

Sammenligning av egne resultater med de ulike modellene for bæreevne har vist små variasjoner. Dette gir likevel ikke grunnlag for å si at modellene beskriver bæreevnen tvers på fiber på en dekkende måte for svill og bjelke. Usikkerheten rundt tøyingsfordelingen gjør at ingen modell foreløpig vil være beskrivende nok for bæreevnen tvers på fiber, og det vil ikke være mulig å sette et sikkert krav i bruksgrensetilstanden.

Det er derfor valgt å fokusere på beregningskontroller i bruks- og bruddgrensetilstand. I oppgaven er det presentert et uttrykk som gjør det mulig å beregne inntrykning i bruksgrensetilstand (se kapittel 4.2.7). Uttrykket baserer seg på at den initielle stivheten er lik for svill og lave og høye bjelker med midtlast. I bruddgrensetilstanden settes et inntrykningskrav som gir tillatt nivå for bruddspenning (se kapittel 4.2.7). Dette kravet vil alltid gi sikkerhet mot brudd (kollaps) fordi bæreevnen er dokumentert kontinuerlig stigende for sviller og bjelker. Inntil videre arbeid har gitt gode resultater for tøyingsfordelingen tvers på fiber i svill og bjelke, anbefales beregningsmetoden for inntrykning i bruksgrensetilstand og spenningskontrollen i bruddgrensetilstand.

## 5.2 VIDERE UTVIKLING AV FORSØK OG FREMTIDIG ARBEID

For videre utvikling av labforsøk kan hver serie utvides med flere prøvestykker for å sikre større signifikans, i tillegg til en bredere, naturlig variasjon i densitet og fukt. Det vil være interessant å få et større statistisk grunnlag for verdien av  $k$ -stivhet.

Det viktigste ved bildeanalysen har vist seg å være kontrasten. For å få et best mulig resultat, anbefales det derfor å grunne alle overflater i forkant. Gridmønsteret bør trykkes på overflaten for å sikre en helt jevn fargekontur på prikkene. Dette vil garantere at tyngdepunktet plasseres i sentrum av prikken. Jevnt lys under forsøket vil minske variasjon i lys på bildene, og gjøre bildeanalysen mindre komplisert. Det vil være interessant å ta bilder med en hyppigere frekvens å kunne se på gjennomsnittet av flere målinger. Slik kan man oppnå en større sikkerhet i målingene.

Den vesentligste forbedringen i ANSYS-analysen vil være å kunne simulere flytning på tvers av fiber i det ikke-lineære området. Det vil ikke være mulig å få simulert trykk tvers på fiber i trevirke på en god nok måte uten denne effekten. Andre forbedringer i ANSYS som er aktuelle ved videre arbeid, er å modellere et ordentlig friksjonsopplegg (for bjelke), i tillegg til friksjon under trykkplaten (for svill). Det vil være ideelt å få korrekte stivhetsverdier for limfugen, slik at man kan analysere en helt identisk modell av limtre. Ved å få til et sylindrisk koordinatsystem vil stivhetene bli årringavhengig. Sammenhengen mellom trykkfasthet og årringorientering bør derfor undersøkes nærmere.

I forhold til videre arbeid vil det være interessant å se på en utvidet bruk av fotogrammetri. Ved å undersøke flere prøvestykker med fotogrammetri vil man oppnå statistisk grunnlag. Dette vil gi en større kunnskap om prosessen prøvestykkene går igjennom inntil brudd. Spesielt området rett før brudd og under brudd er svært interessant og lite dokumentert. Bedre dokumentasjon av denne prosessen vil forhåpentligvis øke forståelsen om tøyingsfordelingen i svill og bjelker. Denne kunnskapen vil gi mange muligheter og kan tas med inn i utviklingen av et fremtidig krav for bæreevnen i bruksgrensetilstanden og bestemmelse av akseptabel inntrykning i bruddgrensetilstanden.



## 6 REFERANSELISTE

- ANSYS<sup>1</sup>. ANSYS<sup>®</sup> *Mechanical*, release 13.0. ANSYS Inc.
- ANSYS<sup>2</sup>. ANSYS<sup>®</sup> *Mechanical*, release 13.0, *Help System, Element Reference - Part 1, Element Library, SOLID95*. ANSYS Inc.
- ANSYS<sup>3</sup>. ANSYS<sup>®</sup> *Mechanical*, release 13.0, *Help System, Theory Reference - Chapter 15, Analysis Tools, Newton-Raphson Procedure*. ANSYS Inc.
- Aune, P. (1992). *Trekonstruksjoner*. Trondheim: Tapir forlag.
- Bell, K. (2009). *Elementmetoden*. I: Store Norske Leksikon (red.) (lest 01.03.2011).
- Blass, H. J., Görlacher, R. (2004). *Compression perpendicular to the grain*. World Conference Timber Engineering, Finland, s. 435-440.
- Bovim, N. I. (2011a). *Arbeidsmøte om master*. Ås.
- Bovim, N. I. (2011b). *Forelesning om styrkefaktoren ( $k_{c,90}$ )*. Ås: UMB. Upublisert manuskript.
- Cabrero, J. M., Gebremedhin, K.G. (2010). *Evaluation of Failure Criteria in Wood Members*. World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda, Italia.
- Carling, O. (2002). *Limtreboka*. Stockholm: Svenskt Limträ AB. 232 s.
- Chu, E. (1995). Generalization of Hill's 1979 anisotropic yield criteria. *Journals of Materials Processing Technology* 50: 207-215.
- Dahl, K. B. (2009). *Mechanical properties of clear wood from Norway spruce*. Trondheim: NTNU, Departement of Structural Engineering.
- De Leier, B. J. C. (2010). *Het loodrecht op druk belasten van de houtvezel bij discreet ondersteunde balken, Master Thesis (in Dutch)*: Eindhoven University of Technology. 206 s.
- Dick, Ø. B. (2003). *Geomatikk - kartfaglig bildebruk*, , b. 1. utgave. Oslo: GAN Forlag AS. 60 s.
- Gehri, E. (1997). *Timber in compression perpendicular to the grain*. International Conference of IUFRO S 5.02 Timber Engineering, Copenhagen, Denmark.
- Huebner, K. H., Dewhirst, D.L., Smith, D.E., Byrom, T.G. (2001). *The Finite Element Method for Engineers*. Fourth Edition utg.: Wiley Interscience.
- Høibø, O. (2011). *Arbeidsmøte om master*. Ås.
- JMP 9. (2011). *SAS Institute Inc. SAS Campus Drive* (red.). Cary, North Carolina 27513 (USA).
- Jorissen, A., Leijten, A. J. M., de Leijer, B. (2010). *The bearing strength of timber beams on discrete supports*. CIB-W18/43-6-1, Nelson, New Zealand.
- Kilde, V. (2011). *FOKUS på tre nr. 28 GRAN*. Norsk Treteknisk Institutt (red.).
- Kollmann, F. F. P., Côté, W.A. (2007). *Principles of Wood Science and Technology (ch. 2, 6 & 7)*: Springer.
- Kucera, B. (1992). Skandinaviske normer for testing av små feilfrie prøver av heltre. 104.
- Kucera, B. (1998). *Treets oppbygning og vedanatomi*. Ås: Norsk institutt for skogforskning. 77 s.
- Larsen, H. J. (2003). Design of Structures Based on Glulam, LVL and Other Solid Timber Products. I: Thelandersson, S., Larsen, H. J. (red.) *Timber Engineering*: John Wiley & Sons, LTD.
- Larsen, H. J., Leijten, A.J.M., van der Put, T.A. C. M. (2008). *The Design Rules in Eurocode 5 for Compression Perpendicular to the Grain - Continuous and semi continuous supported beams*. CIB-W18/41-6-3, St. Andrews, Canada.
- Leijten, A. J. M., Larsen, H.J., van der Put, T.A.C.M. (2010). Structural design for compression strength perpendicular to the grain of timber beams. *Construction and Building Materials*, 24: s. 252-257.
- Lind, P. (2011). *Arbeidsmøte om limfuger i limtre*. NTI (Oslo).
- Madsen, B., Hooley, R. F., Hall, C. P. (1982). A design method for bearing stresses in wood. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 9: 338-349.
- Madsen, B., Leijten, A.J.M., Gehri, E., Mischler, A., Jorissen, A. (2000). *Behaviour of Timber Connections*. Vancouver, Canada.
- Mårtensson, A. (2003). Short- and Long-term Deformations of Timber Structures. I: Thelandersson, S., Larsen, H. J. (red.) *Timber Engineering*: John Wiley & Sons, LTD.
- Norsk Standard. (1999a). *NS-EN 1194 Trekonstruksjoner. Limtre. Fasthetsklasser og bestemmelse av karakteristiske verdier*. 13 s.
- Norsk Standard. (1999b). *NS 3470-1. Prosjektering av trekonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler. Del 1: Allmenne regler*. 82 s.
- Norsk Standard. (2004). *NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2009. Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 123 s.
- Norsk Standard. (2009). *NS-EN 338:2009 Konstruksjonstrevirke. Styrkeklasser*. 10 s.
- Norsk Standard. (2010). *NS-EN 408:2010 Trekonstruksjoner. Konstruksjonstre og limtre. Bestemmelse av noen fysiske og mekaniske egenskaper*. 36 s.
- Riberholt, H. (2000). Compression perpendicular to the grain of wood. Documentation of the strength. *COWI-report June 2000*.
- Smith, I., Landis, E., Gong, M. (2003). *Fracture and Fatigue in Wood*. Chichester.
- Thelandersson, S., Mårtensson, A. (1997). *Design Principles for Timber in Compression Perpendicular to Grain*. CIB-W18/30-20-1, Vancouver, Canada.
- Treteknisk. (2009). *Treteknisk Håndbok nr. 4*. 338 s.

## 7 VEDLEGG

### 7.1 SKRIFTLIGE VEDLEGG

Vedlegg A – Forsøksplan

Vedlegg B – Skjematisk oversikt over alle modellene

### 7.2 ELEKTRONISKE VEDLEGG

Vedlegg C – Densitet og fuktinnhold

Vedlegg D – ANSYS-filer

Vedlegg E – Fasthetsanalyser

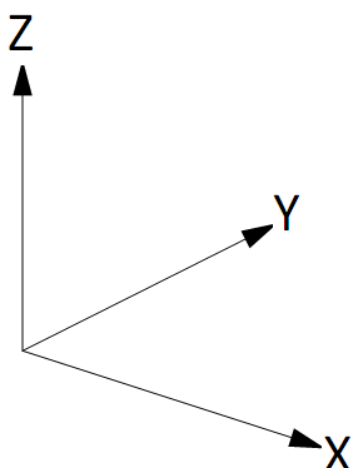
Vedlegg F – Fotogrammetri

Vedlegg G – Håndberegninger

Vedlegg H – PDF-versjon av masteroppgaven

## VEDLEGG A – FORSØKSPLAN

Hensikt: Med utgangspunkt i allerede kjent teori ønsker man å gjøre et fullskalaforsøk for å teste hvilken spredningsfordeling for trykk tvers på fiber som er mest dekkende for de faktiske forhold. Størrelse på prøvestykkene er valgt med utgangspunkt i kjente forhold for å sikre full lastutbredelse. Ved deler av forsøket vil det bli utført fotogrammetri.



Forsøksplanen følger det kartesiske akse-system hvor x-retningen settes til fibrenes lengderetning, y-retningen sammenfaller med tangenten til årringene og z-retningen går radielt ut fra senter av tverrsnittet.

### Materialer:

- Hel- og limtre. Kvaliteten som ønskes er C24 og GL32C da disse er mest i bruk. Ønsker også en naturlig variasjon i densitet og fukt. Selv om feilfrie prøver er ønsket er det tatt hensyn til at trevirket er maskinsortert og man har derfor valgt å ta utgangspunkt i en mye brukt kvalitet med den naturlige variasjonen som medfølger.
- Forsøksrigg for bjelker og for sviller. Testene er utført på laboratoriet til Treteknisk.
- Databehandlingsprogram for etterarbeid.
- Hvit primer (akrylspray) til bruk under fotogrammetri.
- Sort vannfast tusj og en ”prikkmal” ( $\phi 2 \text{ mm}$  og  $10 \text{ mm}$  avstand mellom prikkene i hver retning).
- Et speilreflekskamera med stativ. Fastobjektiv ( $60 \text{ mm}$ ) brukes.
- Timer til kamera
- To sterke lyskilder ( $650\text{W}$ )
- Bildeanalyseprogram (Tordivel Scorpion 8) for behandling av bildene i etterkant.

### Utførelse:

- Kjører testene ekstra lenge for å sikre en stor nok deformasjon da man ønsker å sette bruddkriteriene i etterkant.
- Fiberretningen følger lengderetningen og prøvestykkene testes med liggende lameller (bredden tilsvarer radiell retning).

- Det blir alltid tatt bilde av dataklokken før testen starter for å ha mulighet til å samkjøre testresultatene med bildene som tas av kamera. Det blir tatt bilde hvert 5. sekund under kjøring.
- Ved fotogrammetri er det viktig med jevnt lys og god kontrast mellom prikkene og trevirket. Ekstremt viktig at kamerainnstillingene (lukkertid og blenderåpning) ikke endrer seg underveis (timer overstyrer lukkertiden).

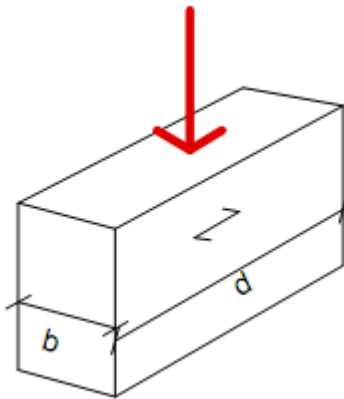
Figurer:

- Alle mål er i *mm*
- Kraftutberedelsen er stiplet og vinkelen er antatt

A - referansekloss. "Ovenliggende prøvestykke":

Trykkplate lengde minst  $b = 48$  og  $l = 75$

Full understøttelse.



Limtre

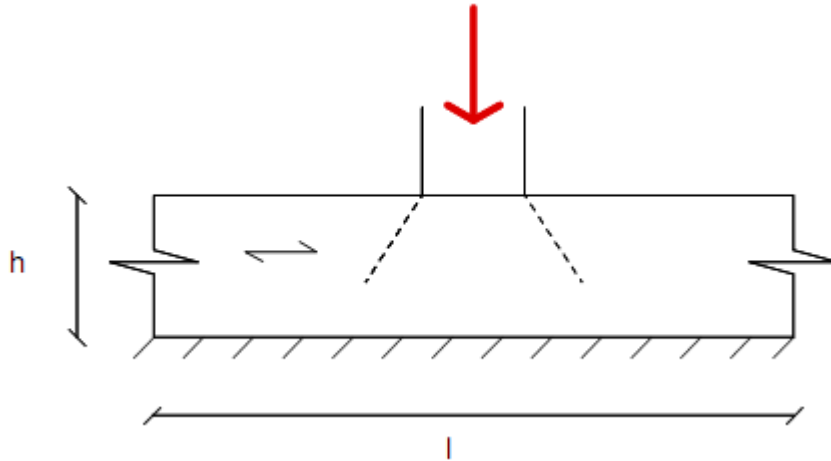
$b = 48$

$d = 75$  (lengden)

$h = 48$

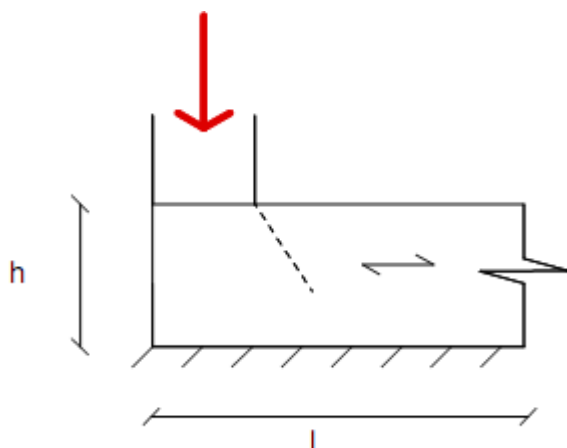
10 prøver

B - "Tosidig test": Trykkplate:  $b = 100$  og  $l = 90$   
Full understøttelse.



Limtre  
 $b = 89$   
 $h = 90$   
B1:  $l_1 = 225$   
B2:  $l_2 = 405$   
25 prøver (dvs.  $15 \cdot B1$  og  $10 \cdot B2 = 25$  stykk)

F - "Ensidig test": Trykkplate:  $b = 100$  og  $l = 90$   
Full understøttelse.

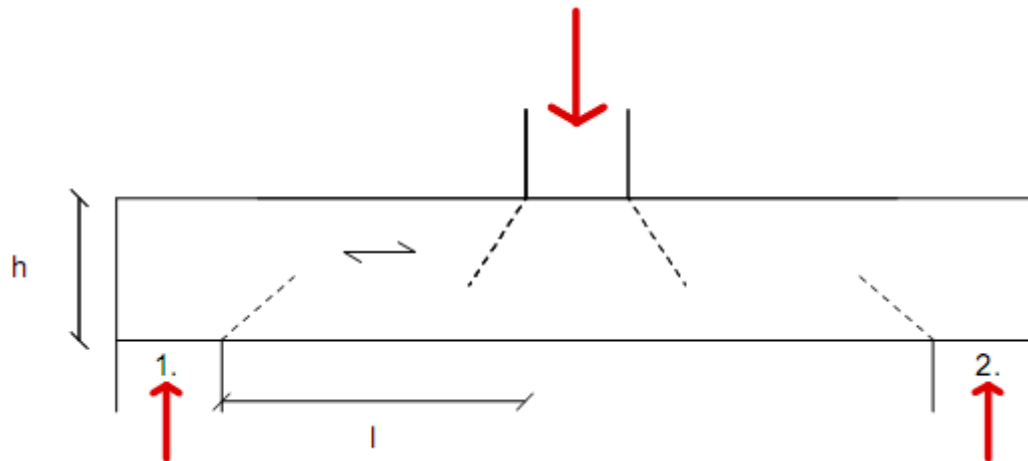


Limtre  
 $b = 89$   
 $h = 90$   
 $l = 405$   
10 prøver

G- Bjelke: Trykkplate:  $b = 92$  og  $l = 201$

Trykkplate:  $b = 51$  og  $l = 201$

Opplagt som en "fritt opplagt bjelke".



G1. Limtre

$b = 89$

$h = 405$

$l = 645$

$l_{\text{tot}} = 1500$

$c/c = 1380$

12 prøver

G2. Heltre

$b = 48$

$h = 198$

$l = 300$

$l_{\text{tot}} = 890$

$c/c = 770$

10 prøver

VEDLEGG B – SKJEMATISK OVERSIKT OVER ALLE MODELLENE

	Kapasitet $f_{c,90}$	$k_{c,90}$	$l_{ef}$ $\alpha$
Madsen	Kapasitet = $A \cdot \text{effekt}_{\text{areal}}$ $+ B \cdot \text{effekt}_{\text{parallell}}$ $+ C \cdot \text{effekt}_{\text{vinkelrett}}$  $f_{c,90}$ beregnes etter ASTM.  Madsens modell er utelatt fra sammenligningen av bruddspenninger i 4.5.	Dokumentasjon er ikke funnet.	Tilfelle B: $l_{ef} = l + \frac{h}{3} \leq 4 \cdot l$  Tilfelle F: $l_{ef} = l + \frac{h}{8} \leq 2,5 \cdot l$  Tilfelle G: $l_{ef} = l + \frac{h}{8} \leq 2,5 \cdot l$ og $l_{ef} = l + \frac{h}{3} \leq 4 \cdot l$  med $a \geq 0,75h$
Blass og Görlacher	Kapasitet = $A \cdot \text{effekt}_{\text{areal}}$ $+ B \cdot \text{effekt}_{\text{parallell}}$ $+ C \cdot \text{effekt}_{\text{vinkelrett}} \Rightarrow$ $F_{ult} = A \cdot b \cdot l + C \cdot b$ $\frac{F_c}{b \cdot l} = k_c \cdot f_{c,90}$  $f_{c,90}$ jf. EN 408 (CEN).	Generelt (ULS): $k_{c,90} = 1,0$ heltresvill: $k_{c,90} = 1,25$ (SLS) heltrebjelke: $k_{c,90} = 1,5$ (SLS) LT-svill: $k_{c,90} = 1,5$ (SLS) LT-bjelke: $k_{c,90} = 1,75$ (SLS)	$l_{ef} = l + 2 \cdot 30$ (C/A = 30)
Riberholt	$\sigma_{c,90,c} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$  Går ikke i detalj, men beregner $f_{c,90}$ jf. EN408 (CEN).	Generelt (ULS): $k_{c,90} = 1,0$ SLS: $k_{c,90} = (2,38 - \frac{l}{250}) \cdot \sqrt{\frac{l_{ef}}{l}}$ $1.2 \leq k_{c,90} \leq 4.0$	$l_{ef} = l_c + 2/3h$ $l_{ef} < a$ eller $l_1/4$  For ikke-kontinuerlige understøttede bjelker hvor $a \geq h$ og $l_1 \geq 2h$ : $l_{ef} = \frac{1}{2} \cdot (l_c + 2/3h + l_s)$
van der Put	$\frac{F_d}{b \cdot l} = k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$  Går ikke i detalj, men beregner $f_{c,90}$ jf. EN408 (CEN).	Trykk fra én side: $k_{c,90} = \sqrt{\frac{A_{ef}}{A}} \leq 5$ Trykk fra begge sider: $k_{c,90} = \sqrt{0,5 + \frac{3h+l_s}{2l}}$	$l_{ef} = l + 2 \cdot 1,5h_e$ $= l + 3 \cdot h_e$ $l_{ef} < a, 3 \cdot h$ eller $l_1/2$ $\alpha$ : Små belastninger: 1:1 (45°) Større belastninger: 1:1.5 (34°)