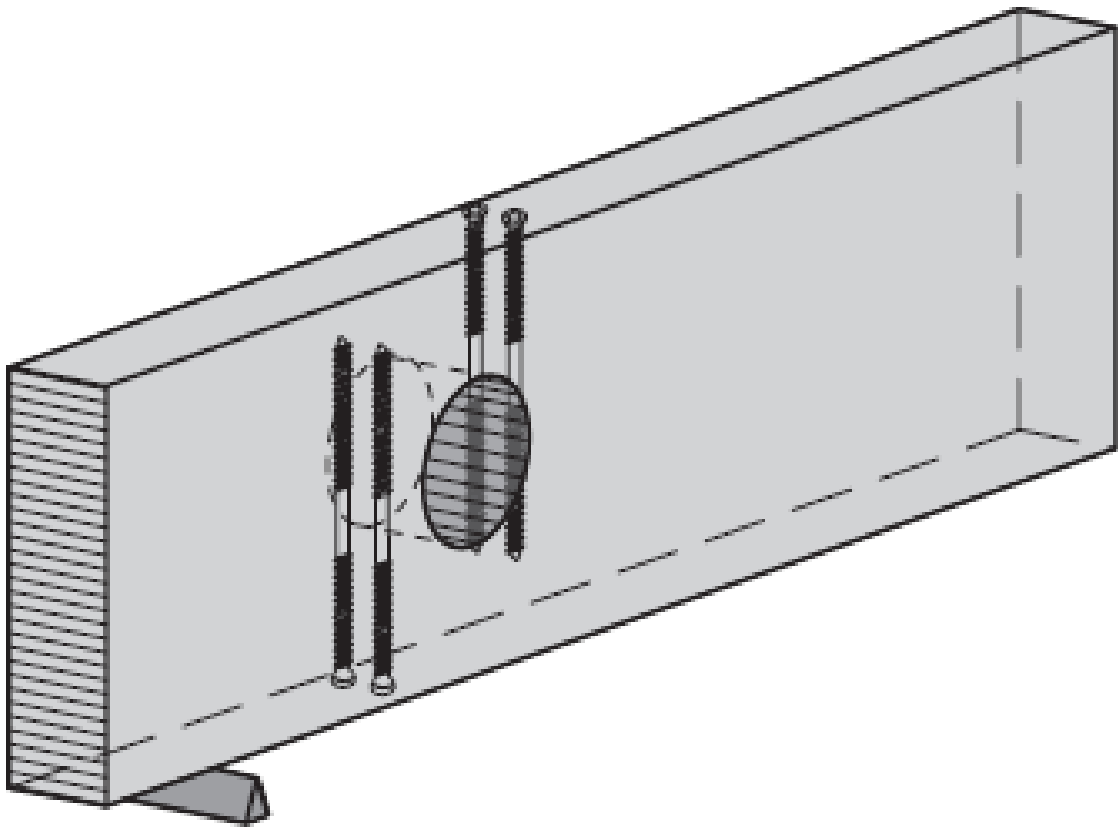


UNIVERSITETET FOR MILJØ- OG BIOVITENSKAP



FULLSKALAFORSØK OG FINITE ELEMENT ANALYSE AV LIMTREBJELKER MED HULL ARMERT MOT TVERRSTREKK VED HJELP AV LANGE, SELVBORENDE SKRUER

av **Vegard Lie**



Institutt for matematiske realfag og teknologi

Universitetet for Miljø og Biovitenskap



*“Engineering: where the noble, semi-skilled laborers
execute the vision of those who think and dream.
Hello, Oompa Loompas of science!”*

- *Jim Parsons rollefigur
Sheldon Cooper Ph.D*

Forord

Denne masteroppgaven markerer slutten på et femårig masterstudium i teknologi, byggeteknikk og arkitektur ved Universitetet for Miljø og Biovitenskap og omfatter 30 studiepoeng som tilsvarer 900 timer.

Utfordringene med tre som konstruksjonsmateriale og muligheten til å bedrive forskning og avansert FEM- modellering har vært sterke insentiver ved valg av oppgave. Min faglige bakgrunn er i utgangspunktet innen bygningsplanlegging, noe som har ført til en bratt læringskurve. Nye fagfelt jeg har fått kjennskap til inkluderer blant annet treeteknologi, trekonstruksjonsteknikk, FEM- modellering og fotogrammetri. Denne nye lærdommen har hele veien vært en sterk inspirasjonskilde. Frustrasjon over forsinkelser og havarert testmaskin har blitt overskygget av entusiasmen av å se resultatene av forsøk og analyser.

Jeg vil takke hovedveileder førsteamanuensis Nils Ivar Bovim for kyndig veiledning og som en sterk inspirasjonskilde når det gjelder trekonstruksjon. En stor del av programmeringen bak tøyingsanalysene er hans fortjeneste. Jeg vil også takke biveileder og forskningsstipendiat Anders Myhr for sin innsikt og genuine interesse for arbeid med FEM- modellering. Blant malplasserte kommategn og lumske elementtyper ble det til slutt en pålitelig modell. Modellen hadde aldri blitt så velutviklet uten hans hjelp. Takk rettes også til Gunhild Medhaug, som gjorde mye av pionerarbeidet til forsøksoppsett og analyser gjennom sitt masterarbeid på limtrebjelker med hull.

Det er også riktig å rette en takk til avdelingsingeniør Bjørn Slette, som har vært behjelpelig med praktiske gjøremål og praktisk innsikt på trelaben, senioringeniør Andreas Flø for opplæring og hjelp med fotogrammetri, førsteamanuensis Olav Høibø og førsteamanuensis Geir Vestøl for hjelp med statistisk programvare. Det ble også produsert en del utstyr til bruk under testing. Jeg vil derfor sende en stor takk til verkstedmester senioringeniør Bjørn Brenna og resten av verkstedet ved IMT for å lage dette utstyret. En stor takk går også til Moelven Limtre og SFS Intec for å stille med henholdsvis limtrebjelker og skruer til forsøkene.

Takk også til Lars Østbye Hemsing, Gunn Karin Fossholm og Svein Harald Lie for hjelp til korrekturlesing og innspill i innspurten. Takk til Kine Næss for tålmodighet gjennom denne prosessen. Takk til familie og venner som har gjort dette til fem uforglemmelige år på Ås.

Vegard Lie
Ås 16. mai 2011

Sammendrag

Innføring av hull i limtrebjelker medfører store forstyrrelser i spenningsstrømmen i bjelken, blant annet introduseres det store konsentrasjoner av strekkspenninger på tvers av fibrene. Dette er uheldig for trematerialer ettersom de har særdeles lav fasthet mot strekkspenninger på tvers av fibrene i forhold til kapasiteten i aksialretningen. I likhet med beregningsregler for bjelker med hull er heller ikke forsterkningsmetoder nevnt i den nye Eurokoden. Nærmere studier og utvikling av enkle og effektive forsterkningsmidler, og beregningsmetoder for disse, vil være et steg på veien mot standardisering.

Opp igjennom årene er det utviklet ulike forsterkningsmåter for denne type problemer, og de siste årene har denne utviklingen dreid seg mot anvendelsen av selv borende skruer. Utviklingen på skruerfronten har tatt store steg og skruenes kapasitet og evne til å binde seg til treverket har steget betraktelig.

Det ble utført forsøk på uttrekningskapasiteten til skruen, knekningsforsøk av forsterkede bjelker og FEM- modellering av bjelkeforsøkene. Forsøkssekvensen på bjelkene ble fulgt av et høyhastighetskamera og tøyingsanalyse av området rundt hullet i bjelken ble utført ved hjelp av fotogrammetri. Det ble benyttet splittede limtrebjelker slik at materialegenskapene i det splittede planet var tilnærmet like. De splittede bjelkene fra samme emne ble inndelt i type A og Type B. Det ble tatt ut hull i disse bjelkene henholdsvis 250 og 1250 *millimeter* fra venstre opplegg slik at effekten av moment kunne undersøkes. Bjelkene ble belastet med en punktlast slik at det var konstant skjær og varierende moment. Signifikant reduksjon av vertikale tøyninger i forsterket bjelke ble påvist.

FEM- modellen oppnådde begrenset korrelasjon med bjelkeforsøkene, med en R^2 på 0,27 for de to bjelketyper, noe som høyst sannsynlig skyldes feilkilder. Skruespenningene ble hentet ut fra modellen og sammenlignet med ulike beregningsmetoder for dimensjonering av forsterkning med selv borende skruer. Resultatene viser at samtlige beregningsmetoder er tilstrekkelig i tilfeller hvor forholdet mellom moment og skjærkraft (M/V - forhold) er lavt. Ved høyere M/V forhold avtar spenningene i den modellerte bjelken. Dette er uventet og skyldes høyst sannsynlig utilstrekkeligheter i modellen eller med løsningsmetoden.

Armering mot tverrstrekk ved hjelp av selv borende skruer later til å være en enkel og effektiv måte å armere på. Det trengs likevel mer viten om hvordan M/V forholdet og bøyepeningene i skruen påvirker kapasiteten.

Abstract

When introducing a hole in a glulam beam it induces tension stresses perpendicular to the grain. Due to the orthotropic nature of wood its material properties includes weak tensile strength perpendicular to the grain compared to its axial capacity. Like holes in wooden beams, the new Eurocode does not treat reinforcement of holes.

Over the years various methods of reinforcing glulam beams with holes have been developed. In the past decades attention has shifted towards reinforcement using self-tapping screws. The recent development of self-tapping screws has resulted in screws with higher axial capacity and better bonding with the wood material.

Tests were made of the withdrawal capacity of the chosen screws. Also tests with reinforced beams and numerical analysis of a finite element model were carried out. The test sequence of the beam was tracked by a high speed camera, and strain measurements of the vicinity around the hole were done by close range photogrammetry. Two series of tests with different placement of the holes was carried out to examine how moment action made an impact on the stress flow. Significantly reduced strains were observed for reinforced beams.

The FEM- model showed somewhat poor correlation with the test results. R^2 value of 0,27 in both cases counts for a weak linear correlation. These results are most likely due to obvious sources of error. Axial stresses from the screws were extracted from the model and compared to the design axial tensions from various calculation methods. In the case of a low moment to shear force ratio (M/V ratio) the design methods appears to be sufficient. For the higher M/V cases the FEM- model showed declining axial stresses in the screw. This is highly unexpected and is most likely caused by an insufficient model or method of analysis.

Reinforcement against perpendicular to the grain stresses by means of self-tapping screws has proven to be an easy and efficient method of reinforcement. Although it has proven to work in low M/V areas, more research is needed to determine how the moment and the bending stresses in the screw inflict upon the screw capacity.

Innhold

1 INNLEDNING	7
1.1 BAKGRUNN	7
1.2 TREETS EGENSKAPER	10
1.2.1 Anisotropi	10
1.2.2 Ortotropi	11
1.2.3 Transvers isotropi	12
1.2.4 Ikke- lineære egenskaper	13
1.3 BRUDDKRITERIER	14
1.3.1 Spenningskriterium	15
1.3.2 Weibull	16
1.3.3 Lineær- elastisk bruddmekanikk	16
1.3.4 Ikke- lineær bruddmekanikk	17
1.4 FORSTERKNING AV TREBASERTE KONSTRUKSJONER	17
1.4.1 Tverrstrekk	17
1.4.2 Ulike forsterkningsmetoder	18
1.4.3 Skruer	18
2 PROBLEMSTILLING OG RAMMEBETINGELSER	21
2.1 PROBLEMSTILLING	21
2.2 MÅLSETNINGER OG BEGRENSNINGER	21
2.2.1 Hovedmål	21
2.2.2 Delmål	21
2.2.3 Avgrensninger	22
3 METODE	23
3.1 DEFINISJONER OG TERMINOLOGI	24
3.1.1 Definisjoner	24
3.1.2 Symboler og variabler	26
3.1.3 Geometri	28
3.2 FORSØK	29
3.3 FOTOGRAMMETRI	30
3.3.1 SCORPION ¹ , fotogrammetrisk programvare	31
3.3.2 Prikkfinneralgoritmen BLOB3	31
3.4 FEM-ANALYSE	32
3.4.1 Elementmetoden i ANSYS ¹	32
3.4.2 Newton- Raphsons metode	33
3.4.4 Volumelementet SOLID95	33
4 TEORI	35

4.1	GENERELLE BESTEMMELSER OG GEOMETRI	38
4.1.1	Dimensjonerende fastheter i henhold til EC5	38
4.1.2	Dimensjonerende avstander i henhold til EC5	39
4.1.3	Geometriske forhold	41
4.2	PARAMETERISERING.....	41
4.3	TIDLIGERE ARBEIDER	42
4.3.1	Limtreboka.....	42
4.3.2	Blaß & Bejtka	43
4.3.3	DIN 1052:2004.....	43
4.3.4	Aicher & Höfflin	43
5	RESULTATER	45
5.1	UTTREKKSFORØK	45
5.1.1	Densitet og fuktighet.....	45
5.1.2	Statistisk analyse	45
5.2	BJELKEFORØK.....	49
5.2.1	Densitet og fuktighet.....	49
5.3	FORØKSANALYSE	51
5.3.1	Bjelke 1A.....	51
5.3.2	Bjelke 1B.....	53
5.3.3	Bjelke 3A.....	54
5.3.4	Bjelke 3B.....	56
5.3.5	Bjelke 4A.....	58
5.3.6	Bjelke 4B.....	60
5.3.7	Bjelke 5A.....	62
5.3.8	Bjelke 5B.....	64
5.4	FEM- ANALYSE	66
5.4.1	Spenninger fra lineær analyse.....	66
5.4.2	Tøyninger fra lineær FEM- analyse.....	72
5.5	SAMMENLIGNING MED MEDHAUG(2011).....	74
6	EVALUERING OG DISKUSJON.....	76
6.1	EVALUERING AV FEM-MODELLEN.....	76
6.2	EVALUERING AV BEREGNINGSMETODER.....	78
6.2.1	Innvirkning av moment	81
6.3	DISKUSJON.....	82
7	KONKLUSJON	86
7.1	FORBEDRINGER	86
7.2	KONKLUSJON	87
7.3	VIDERE ARBEID	88

8 LITTERATUR	89
9 VEDLEGG.....	92
9.1 SKRIFTLIGE VEDLEGG.....	92
9.2 ELEKTRONISKE VEDLEGG	92
9.2.1 EXCEL- filer.....	92
9.2.2 ANSYS filer	92
9.2.3 Datablader	93
9.2.4 Forsøksdata	93
9.2.5 Statistiske tabeller og plot.....	93
9.2.6 Bilder	93

1 INNLEDNING

1.1 BAKGRUNN

Tre har tradisjonelt vært mye brukt som konstruksjonsmateriale i Norge. Tilgang til tre, dets styrke og formbarhet er noen av grunnene til dette. Videre blir det stadig mer aktuelt å benytte denne ressursen i større bærende konstruksjoner. Det er blant annet fremmet forslag om å konstruere en ny bro over Mjøsa i tremateriale, i tillegg til det foreslåtte 20 etasjers trebygget Barentshus i Kirkenes, er dette med på å sette trekonstruksjoner i fokus.



**Figur 1: Barentshus
(Reiulf Ramstad Arkitekter AS 2010)**

Ofte vil krav til plass og estetikk medføre at rørføringer og lignende må legges gjennom bjelkelag. Gjelder dette for eksempel et ventilasjonsrør, vil utsparingen kunne få store dimensjoner og utgjøre en betydelig svekkelse av bjelken.

I EN 1995-1-1:2004 Eurocode 5 Design of timber structures Part 1-1: General - Common rules and rules for Buildings finnes det ingen dimensjoneringsregler for hull gjennom bjelker, eller forsterkninger av disse, derfor må alle tilfeller særbehandles.

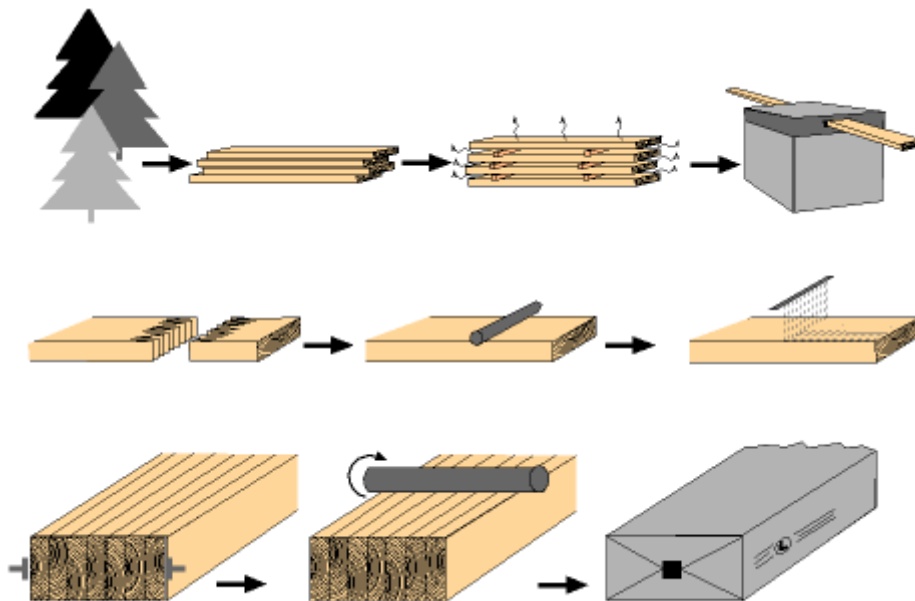
NS 3470-1 Prosjektering av trekonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler, Del 1: Allmenne regler(Standard Norge¹ 1999) definerer limtre som "bærende komponent hvor tverrsnittet er bygd opp av minst fire lameller med tilnærmet parallell fiberretning, som ved hjelp av lim har full statisk samvirke". Limtreteknikken stammer fra Tyskland og ble oppfunnet rundt år 1900(Carling et al. 2002). Moderne limtreproduksjon er styrt av europeisk standard NS-EN 14080 Trekonstruksjoner – Limtre – Krav, som gir grunnlag for Comité Européen(CE) sertifisering.

Det er vanlig å benytte lameller av samme kvalitet, dette kalles homogent limtre, men det kan også benyttes ulik kvalitet på lamellene hvor de indre lamellene er av dårligere kvalitet enn de ytre. Dette kalles kombinert limtre og har den fordelen at dårligere virke benyttes i midten av bjelken hvor bøyespenningene er lavere. Dette er potensielt prisgunstig, og dårligere virke blir utnyttet i produksjonen.



**Figur 2: Limtre av gran 90X270
(Byggmax 2011)**

Det er flere positive miljøaspekter ved å benytte tre som byggemateriale. Tre er et naturlig materiale, som er fornybart og bærekraftig dersom det benyttes på riktig måte. Heltre kan bearbeides uten noe særlig bruk av energi og kjemikalier. Fremstilling av limtre krever noe mer bearbeiding og foredling, men energibruken ligger fortsatt langt under det som kreves for å fremstille konkurrerende materialer (Carling et al. 2002). Limtreets høye kapasitet-vekt forhold og lave energikrav til produksjon er med på å gi limtre miljømessige fordeler fremfor konkurrerende konstruksjonsmaterialer som stål og betong.



Figur 3: Skjematisk fremstilling av limtreproduksjon

(Carling et al. 2002)

Tre er også et naturlig deponi for karbondioksid(CO_2), som er antatt å være det viktigste bidraget til økning av drivhuseffekten. Ved å benytte tre som byggemateriale holdes CO_2 inne i trevirket istedenfor å slippes ut igjen i atmosfæren gjennom forråtning. Her forutsettes det at trekonstruksjoner dimensjoneres for en levetid som overgår treets, for at denne gevinsten skal være reel. For hver kubikkmeter tre som benyttes i et bygg lagres det 0,8 tonn CO_2 . For et vanlig trehus benyttes mellom 12 og 20 kubikkmeter tømmer, noe som tilsvarer deponi av 10 til 15 tonn CO_2 (Svanæs 2004).



Figur 4: Treets CO² syklus
(Svanæs 2004)

1.2 TREETS EGENSKAPER

Tre har flere ulike egenskaper som styrer dets materialegenskaper. Av disse kan blant annet nevnes:

1. Anisotropi
2. Ortotropi
3. Viskoelastisitet
4. Hygroskop
5. Heterogenitet

Tre kan betraktes som et lineær- elastisk materiale dersom påkjenningene er moderate og strekker seg over et begrenset tidsrom (normalt $<0,1 \text{ time}$) (Thelandersson & Larsen 2003).

1.2.1 Anisotropi

Trevirke er et levende, organisk materiale som kan betraktes som et komposittmateriale.

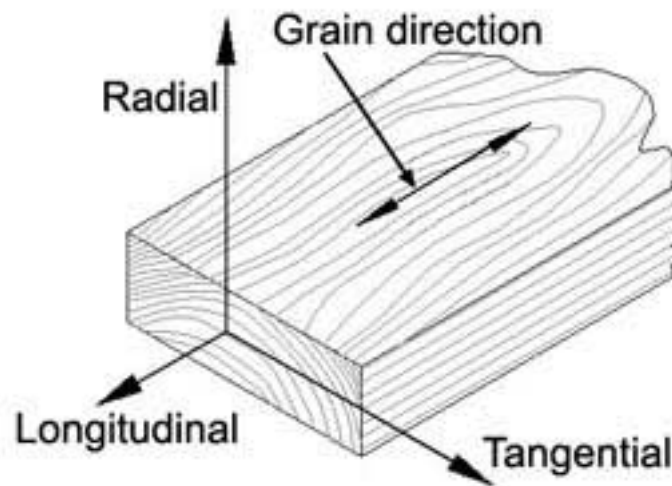
Oppbyggingen av cellene i treet består av sterke avlange cellulosemolekyler som er bundet sammen av lignin. Cellenes ulike form og orientering medfører at tre er et anisotrop materiale. Dette medfører at materialegenskapene er sterkt avhengig av fiberretningen (Dinwoodie 1989).

Anisotropien til tre er markant, for eksempel er strekkfastheten på tvers av fiberretningen bare to til

tre prosent av strekkfastheten parallelt med fibre(ne) (Thelandersson & Larsen 2003). Det er heller ikke bare fasthetene som er retningsavhengige, ettersom både elastisitetsmodul og fuktegenskaper er ulike i de forskjellige orienteringene. I tangentiell retning vil gran og furu krympe 8 % ved tørking fra trefibrenes metningspunkt, som ligger på rundt 28 % fuktighet, og til 0 %. I radiell retning er krympingen halvparten av dette, 4 %, mens krympingen i aksiell retning er på bare 0,3 % (Fokus på tre 40).

1.2.2 Ortotropi

Trematerialet har tre hovedretninger, disse går aksielt (L), radielt (R) og tangentielt (T) sett i forhold til årringene. Denne formen for anisotropi, med tre hovedretninger normalt på hverandre betegnes som ortotropi. Litt avhengig av hvor i stammen virket er tatt ut kan ortotropien betraktes med kartesiske eller polare koordinater i et system med radiell, tangentiell og aksiell retning (Dahl 2009).



**Figur 5: Trevirkets hovedretninger
(Green Gold Industrial Co.)**

Gitt at det benyttes kartesiske koordinater med L-R-T orientering som i figur 5 kan Hookes lov for et ortotrop materiale uttrykkes slik:

$$\{\sigma\} = [D]x\{\varepsilon\}$$

Formel 1

Hvor ε er tøyingsvektor, D er stivhetsmatrisen og σ er spenningsvektoren.

På matrisform blir det:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1 - \nu_{yz}\nu_{zy}}{E_y E_z \Delta} & \frac{\nu_{yx} + \nu_{zx}\nu_{yz}}{E_y E_z \Delta} & \frac{\nu_{zx} + \nu_{yx}\nu_{zy}}{E_y E_z \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{xy} + \nu_{xz}\nu_{zy}}{E_z E_x \Delta} & \frac{1 - \nu_{zx}\nu_{xz}}{E_z E_x \Delta} & \frac{\nu_{zy} + \nu_{zx}\nu_{xy}}{E_z E_x \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{xz} + \nu_{xy}\nu_{yz}}{E_x E_y \Delta} & \frac{\nu_{yz} + \nu_{xz}\nu_{yx}}{E_x E_y \Delta} & \frac{1 - \nu_{xy}\nu_{xy}}{E_x E_y \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G_{yz} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_{zx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_{xy} \end{bmatrix} X \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix}$$

Formel 2

Hvor:

$$\Delta = \frac{1 - \nu_{xy}\nu_{yx} - \nu_{yz}\nu_{zy} - \nu_{zx}\nu_{xz} - 2\nu_{xy}\nu_{yx}\nu_{zx}}{E_x E_y E_z}$$

Hvor:

E er elastisitetsmodul i de ulike retningene

ν er tverrkontraksjonstall i de ulike retningene

1.2.3 Transvers isotropi

I beregningssammenheng vil det ofte være nødvendig å anta trematerialet for å være transvers isotropt (Smith et al. 2003). Dette betyr at materialegenskapene er symmetriske om en akse normalt på et isotropt plan. For tre sin del innebærer dette at det ikke skilles mellom tangentiell og radiell retning. I praksis vil dette være en nødvendig forenkling ettersom retningen på årringene i trevirket som blir benyttet i konstruksjonssammenheng vanskelig kan kontrolleres. I

modelleringsammenheng derimot vil denne forenklingen for eksempel kunne gi utslag på stivheten i radiell retning da denne er det dobbelte av stivheten i tangentiell retning, transvers isotropi må derfor ses som en grov tilnærming.

Stivhetsmatrisen for et transvers isotropt materiale kan uttrykkes:

$$\begin{matrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{matrix} = \begin{bmatrix} \frac{1 - \nu_{pz}\nu_{zp}}{E_p E_z \Delta} & \frac{\nu_p + \nu_{zp}\nu_{pz}}{E_p E_z \Delta} & \frac{\nu_{zp} + \nu_p\nu_{zp}}{E_p E_z \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_p + \nu_{pz}\nu_{zp}}{E_z E_p \Delta} & \frac{1 - \nu_{zp}\nu_{pz}}{E_z E_p \Delta} & \frac{\nu_{zp} + \nu_p\nu_{zp}}{E_z E_p \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{pz} + \nu_p\nu_{pz}}{E_x E_y \Delta} & \frac{\nu_{pz}(1 + \nu_p)}{E_p^2 \Delta} & \frac{1 - \nu_p^2}{E_p^2 \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G_{zp} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_{zp} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E_p}{1 + \nu_p} \end{bmatrix} X \begin{matrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \\ \varepsilon_{xy} \end{matrix}$$

Formel 3

Hvor:

$$\Delta = \frac{(1 + \nu_p)(1 - \nu_p - 2\nu_{pz}\nu_{zp})}{E_p^2 E_z}$$

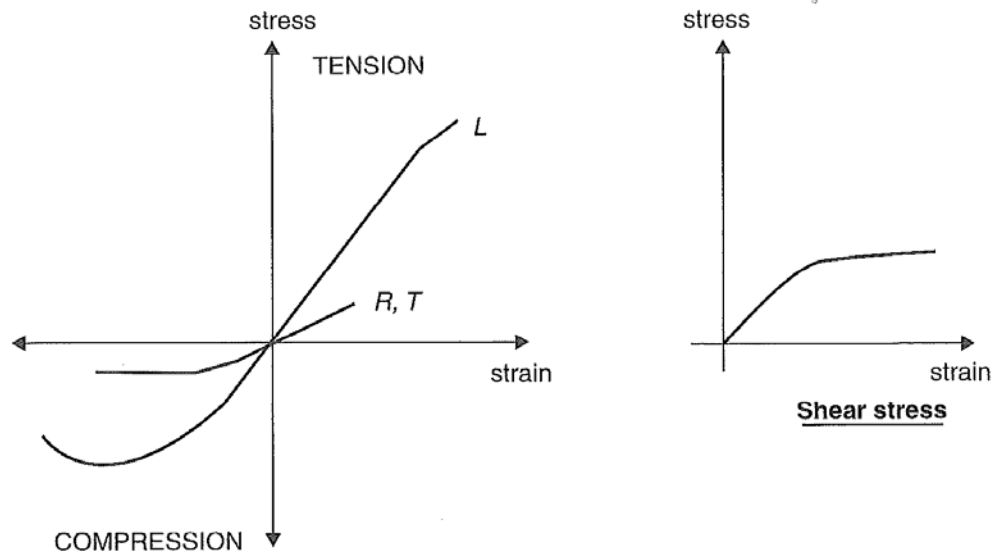
Hvor:

E er elastisitetsmodul i de ulike retningene

ν er tverrkontraksjonstall i de ulike retningene

1.2.4 Ikke- lineære egenskaper

Ved høye eller vedvarende spenninger har trematerialet ikke-lineære uelastiske egenskaper, denne ikke-lineariteten er større på trykksiden enn på strekksiden(Smith et al. 2003). Det har også ulike egenskaper i de tre hovedretningene.



**Figur 6: Arbeidsdiagram for tre
(Smith et al. 2003)**

1.3 BRUDDKRITERIER

Kompleksiteten av tre gjør det til en utfordring å etablere nøyaktige bruddkriterium. På grunn av materialets anisotrope egenskaper må det ofte tys til forenklinger og antagelser i analyseprosessen. Det er derfor utviklet flere ulike metoder å kunne analysere trematerialer på, som alle har ulike tilnærminger til treets egenskaper(Danielsson 2006)

Disse metodene kan deles inn i fire hovedkategorier. Tre kan antas å være heterogent eller homogent. Ved en homogen antagelse har materialet de samme materialegenskapene overalt, dets egenskaper er sett på som deterministiske. En heterogen betraktning av materialet antar derimot at materialegenskapene er variable, hvor virkefeil som kvaelommer og kvister er stokastisk fordelt i materialet(Danielsson 2006).

Videre er det antagelser om tre skal behandles som et sprøtt eller duktilt materiale. Et sprøtt materiale er et materiale som antas å ha null bruddenergi. Svikt i en del av materiale fører til totalsvikt i hele volumet. Et duktilt materiale vil derimot kunne tåle sprekkvekst, det vil si at brudd i deler av materiale ikke medfører kollaps.

	Deterministic (homogeneous)	Stochastic (heterogeneous)
Brittle $G_f = 0$	Conventional stress analysis	Weibull weakest link theory
With fracture ductility $G_f \neq 0$	Linear elastic fracture mechanics Generalized linear elastic fracture mechanics Nonlinear fracture mechanics	Probabilistic fracture mechanics

Figur 7: Kriterier for ulike bruddteorier
(Danielsson 2006)

1.3.1 Spenningskriterium

Spenningskriterium er bruddkriterier som antyder brudd dersom spenning i en retning har oversteget fastheten i samme retning. Generelt kan dette formuleres:

$$F(\sigma, \psi) = 0$$

Formel 4

Hvor σ er spenning og ψ er materialparametere (Thelandersson & Larsen 2003).

Den vanligste metoden for å beregne trekonstruksjoner er basert på konvensjonell spenningsanalyse. Denne antar materialet å være lineær- elastisk, homogent, sprøtt og transvers isotropt. Gitt de nevnte antagelser og plan spenningstilstand er Norris bruddkriterie (Norris 1962) mye brukt (Smith et al. 2003).

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

Formel 5

Hankinsons bruddkriterie er mye brukt i tilfeller hvor det tas hensyn til fiberhelning.

$$\sigma_\alpha = \frac{f_{t,90}f_{t,0}}{f_{t,90}\cos^n \alpha + f_{t,0}\sin^n \alpha}$$

Formel 6

1.3.2 Weibull

En stokastisk basert metode for å analysere styrken til et materiale er Weibulls "weakest link theory". Denne bygger på beregning av sannsynligheten for brudd i et gitt volum satt i forhold til et referansevolum. Weibulls teoremer er bakgrunnen for størrelse- og formfaktorene som EC5 benytter til beregning av tverrestrekkfastheten i skrå og buede bjelker(Step1).

I henhold til Weibull kan sannsynligheten for brudd i et kjede eller volum beregnes ut i fra

$$S = 1 - e^{-(\sigma/f)^m}$$

Formel 7

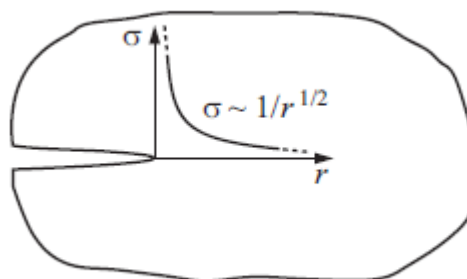
Hvor S er sannsynligheten for brudd, σ er opptredende spenning og f og m er materialparametre. Betraktning av sannsynligheten for brudd i et volum som består av V/dV volumer gir følgende uttrykk(Theandersson & Larsen 2003):

$$\sigma_{brudd} = f_{t,90} \left(\frac{V}{V_0} \right)^{-1/m} \times \gamma^{-1/m}$$

Formel 8

1.3.3 Lineær- elastisk bruddmekanikk

Lineær- elastisk bruddmekanikk kan benyttes til å betrakte materialer som har helt eller tilnærmet lineær- elastiske egenskaper frem til brudd oppstår (Smith et al. 2003). Denne metoden kan ikke benyttes til å beregne når det oppstår sprekker, eller hvordan de kommer til å utvikle seg, men er en god estimator for å beregne om en eksisterende sprekke kommer til å vokse (Danielsson 2009). Det er antatt spenningsingularitet ved sprekroten, med en spenning som er proporsjonal med $r^{-1/2}$ hvor r er avstand fra sprekroten (Theandersson & Larsen 2003).



Figur 8: Spenningsfordeling i område med sprekke i henhold til lineær elastisk bruddmekanikk (Danielsson 2009)

Det er to innfallsvinkler for å beregne sprekkvekst etter denne metoden. Den første bygger på energibetraktninger hvor energien som utløses når sprekken vokser betraktes. Mens den andre metoden involverer en spenningsfaktor. Brudd vil i de to tilfellene avhenge av hvorvidt et kritisk energinivå eller en kritisk spenningsfaktor er oversteget (Serrano & Gustafsson 2006).

1.3.4 Ikke- lineær bruddmekanikk

For materialer hvor det ikke utelukkende oppleves lineære tøyning- spenningsforhold kreves en ikke-lineær tilnærming. I de fleste materialer finnes en mikrostruktur hvor plastisk deformasjon kan ta opp en del av tøyingsenergien, mens det ved lineære betraktninger antas at all denne energien driver sprekkveksten videre (Smith et al. 2003). Disse interne herdemekanismene vil være med på å gi en ikke- lineær sprekkvekst. En evaluering av disse mekanismene må gjøres for å avgjøre om det er nødvendig med ikke- lineær analyse.

1.4 FORSTERKNING AV TREBASERTE KONSTRUKSJONER

1.4.1 Tverrstrekk

På grunn av trevirkets oppbygning med færre fibre i tverretningen har det lav fasthet mot strekk på tvers av fiberretningen. Strekk på tvers av fiberretningen omtales som tverrstrekk.

Tverstrekkverdiene angitt i NS-EN 338 Konstruksjonstrevirke: Fasthetsklasser (NS-EN 338), den er empirisk utledet og er meget lav i forhold til fastheten i treets andre retninger. Denne skjevheten i styrkeforhold må det tas nøye hensyn til i dimensjoneringssammenheng.

På makroskopisk nivå vil det normalt ikke oppstå tverrstrekkspenninger i en trebjelke, og EC5 fraråder design som medfører at det oppstår tverrstrekkspenninger (Comité Européen de Normalisation 2004).

Det er først når det innføres et hull, endeinnsnitt eller en kurvatur på bjelken at det oppstår tverrstrekk. Det mistenkes at svikt i trekonstruksjoner ofte kommer som følge av tverrstrekk (Thelandersson & Larsen 2003). Fare for tverrstrekk oppstår også i forbindelse med en eller flere forbindere i en trebjelke.

I motsetning til de andre fasthetene det opereres med på trevirke, øker ikke tverrstrekkfastheten med fasthetsklassene. Virkefastheten mot strekk på tvers av fiber holder seg på $0,4 \text{ MPa}$ for virke av bartre (Standard Norge² 2003). Det er derimot påvist at tverrstrekkfastheten er sterkt avhengig av størrelsen på det påvirkede området. Det viser seg at fastheten avtar med størrelsen, dette fenomenet omtales som volumeffekten. Denne effekten forklares vanligvis med Weibulls "*weakest link theory*" (Astrup et al. 2006). Utgangspunktet for denne teorien bygger på at det i større volumer

av et materiale også vil finnes flere svake punkter. Når det er flere svake punkter øker samtidig sannsynligheten for at ett av disse er det svakeste ledd(Thelandersson & Larsen 2003).

1.4.2 Ulike forsterkningsmetoder

Det er utarbeidet flere ulike måter for å forsterke limtrebjelker i områder med høye spenningskonsentrasjoner. Disse er blant annet beskrevet i Limtreboka(Carling et al. 2002) som er utgitt av et samarbeidsprosjekt mellom nordiske limtrefabrikanter.

Forsterkningsmetodene kan deles opp i to hovedkategorier:

1. Synlig
2. Skjulte

Av synlige forsterkninger er de vanligste:

1. Kryssfinér
2. Glassfiberarmering
3. Karbonfiberarmering

Felles for disse metodene er at de krever en del arbeid, det må forbores og limes eller tilpasses plater som deretter må limes. Dette gjør disse metodene noe arbeidskrevende og gjør de også dårlig egnet til å benyttes i rehabilitering.

Av skjulte forsterkninger finnes blant annet:

1. Innlimte stålstenger
2. Innlimt skrue
3. Lange selvborende skruer
4. Fiber forsterket plast(FRP)

Disse metodene er skjult inne i bjelken og ødelegger ikke noe av estetikken med en limtrebjelke. Her finner vi også limte forbindelser, og selv om nye typer lim er stadig mindre helseskadelig vil det være å foretrekke en metode som ikke innebærer liming. Liming i kombinasjon med skruing vil kunne forårsake tidlig herding av limet da skruingen genererer mye varme dersom termolim benyttes.

1.4.3 Skruer

De siste 10- 15 år har det vært en betraktelig utvikling av skruer til bruk i trebaserte konstruksjoner. Dette har ført til at skruer har fått et utvidet anvendelsesområde. Tradisjonelle treskruer er benyttet som forbindelsesmidler på samme måte som dybler eller spiker, disse skruene har ikke fulle gjenger

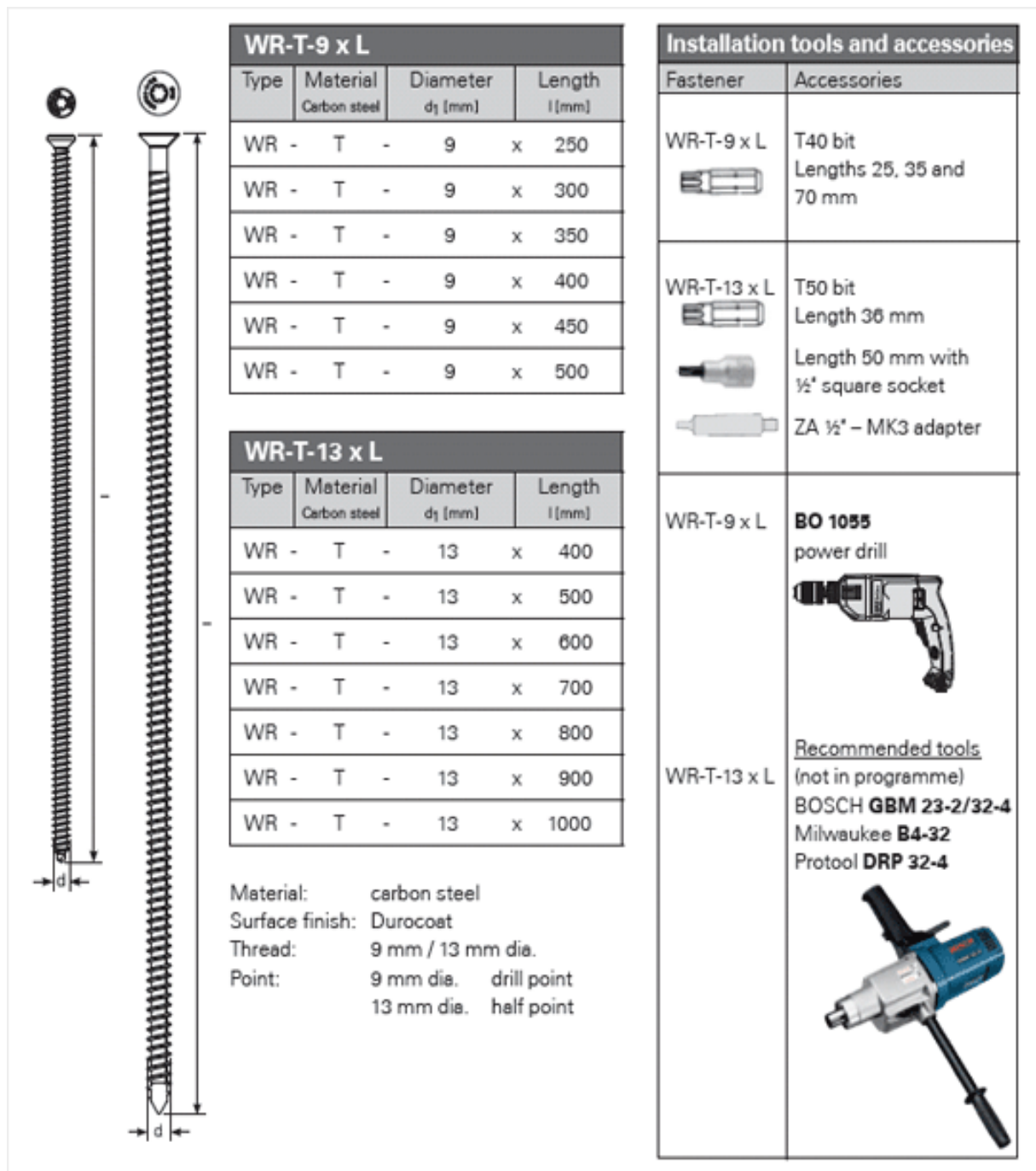
og krever forboring. Vinkelen på gjengene gjør at skruene graver seg gjennom trevirket, og integreringen med virket er ikke optimal.

Type of screws	Core-Ø/ Thread-Ø	$f_{u,k}$ [N/mm ²]	Core-section/ Nominal section	Edge of threads
Standardized Woodscrews (e.g. for threads: DIN 7998)	0,68 – 0,75	300	0,46 – 0,56	60°
Self-tapping completely- threaded woodscrews (general technical approval)	~ 0,6	860 - 1000	0,37 - 0,4	~ 40°

**Figur 9: Sammenligning av tradisjonelle og nye treskruer
(Trautz & Koj 2009)**

Utviklingen på skruerfronten har gitt oss lengre, helgjengede skruer som er selvborende og som enkelt kan installeres ved hjelp av håndholdt redskap. Disse skruene har dessuten høyere fasthet og flatere vinkel på gjengene. Dette gir skruene høyere aksialkapasitet og bedre integrering med trevirket (Trautz & Koj 2009).

Et eksempel på slike skruer er WR-T fra SFS Intec.



Figur 10: Dimensjoner WR-T
(SFS Intec Datablad)

Disse skruenes lengder og høye aksialkapasiteter gjør dem godt egnet som forsterkning rundt hull i limtrebjelker.

2 PROBLEMSTILLING OG RAMMEBETINGELSER

2.1 PROBLEMSTILLING

Spenningsforholdene rundt hull i limtrebjelker har tiltrukket seg stor interesse og blir stadig mer omtalt i litteraturen. Med stadig økende kunnskap om hvilke spenninger som opptrer og hvordan de opptrer kan man begynne å se på hva som kan gjøres for å løse problemene disse spenningene medfører. Blant de mange alternativer seiler selv borende skruer opp som et tilsynelatende meget godt virkemiddel.

- *Denne oppgaven tar for seg virkningen av å forsterke hull i limtrebjelker ved hjelp av selv borende skruer.*

2.2 MÅLSETNINGER OG BEGRENSNINGER

2.2.1 Hovedmål

Utrede virkningen av å benytte selv borende skruer som forsterkning mot strekk tvers på fiberretningen rundt sirkulære hull i limtrebjelker.

2.2.2 Delmål

1. Gjennomføre fullskalaforsøk med knekking av bjelker med hull og forsterkninger.
2. Utføre uttrekksforsøk med de aktuelle skruene for å etablere en stivhetsmodul for forbindelsen. Skal også utrede hvorvidt kantavstand til sidekant har betydning for kapasiteten.
3. Utarbeide en FEM- modell for å beregne spenninger i bjelken.
4. Forsøke å verifisere FEM- modellen ved hjelp av tøyingsanalyser.
5. Evaluere hvor godt eksisterende beregningsmetoder håndterer dimensjonering av forsterkninger.

2.2.3 Avgrensninger

For å kunne gjennomføre et akseptabelt antall forsøk i løpet av den begrensede tiden som er til rådighet i forbindelse med denne oppgaven, kommer den til å konsentrere seg om to forskjellige hullplasseringer. For å forenkle det mest mulig benyttes en punktlast. Dette gir konstant skjærkraft og varierende moment langs bjelkeaksen.

Det finnes flere måter å utforme hull i limtrebjelker på, men denne oppgaven kommer til å konsentrere seg om bjelker med sirkulære hull. På samme måte finnes flere metoder for å forsterke hull, men kun forsterkning ved hjelp av skruer betraktes i denne oppgaven. Også når det gjelder skruer er det mange muligheter å velge mellom. Oppgaven kommer kun til å omhandle skruer av typen WR-T 9 x L fra SFS Intec. Det vil heller ikke bli foretatt noen grundig sammenligning av de ulike forsterkningsmetodene, men overfladiske betraktninger kan inngå.

Da oppgaven er ingeniørvitenskapelig og treteknologisk vil det ikke bli tatt hensyn til økonomiske aspekter.

3 METODE

Metodikken for å løse den valgte problemstillingen kan deles i tre hoveddeler; fullskalaforsøk med bjelker og skruer, fotogrammetrisk analyse og FEM- analyse.

For å analysere spenningene i bjelken er det benyttet fotogrammetri til å måle tøyninger i det interessante området rundt hullet. Videre er det gjennomført en teoretisk tilnærming til forsøkene gjennom en numerisk FEM- modell.

Uttreksforsøkene er med på å parameterisere modellen i tillegg til å vurdere innvirkningen av å redusere minste kantavstander til skruen.

Til gjennomføring av FEM analysen er det benyttet programmet:

- ANSYS® Mechanical, release 13.0, ANSYS Inc.(ANSYS¹).

Til bjelkeforsøkene ble det benyttet testutstyr av typen:

- Instron UTM pressbenk(Instron¹).

Til fotogrammetrisk analyse ble følgende utstyr og programvare benyttet

- Allied Vision Technologies PROscilica GX3300C kamera med CANON objektiv.
- Scorpion Vision Software 8.0, Tordivel AS(SCORPION¹).

Til statistisk analyse ble følgende programvare benyttet

- SAS JMP 9.0

3.1 DEFINISJONER OG TERMINOLOGI

3.1.1 Definisjoner

Aksiell	- I fiberretningen
Anisotrop	- Materiale med retningsavhengige materialegenskaper
ANSYS	- Programvare benyttet til løsning av FEM- modeller
Basisdensitet	- Trematerialets masse i mettet tilstand delt på volum i absolutt tørr tilstand
Densitet	- Mengde av trevirkets masse i forhold til trevirkets volum ved samme fuktighetsinnhold. Uttrykkes i g/cm^3 eller kg/m^3
DIN 1052:2004	- <i>Deutsche Industrie Norm- 1052:2004 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken</i> , tysk standard for trekonstruksjoner
EC5	- EN 1995-1-1:2004 Eurocode 5 Design of timber structures Part 1-1: General - Common rules and rules for Buildings
Element	- Kvantifisert del av en større konstruksjon. Er definert med kjente materialegenskaper og utbredelsen styres gjennom noder og et gitt antall frihetsgrader
Elementmetoden	- Numerisk metode som benyttes til å løse differensialligninger til komplekse problemer
Fasthet	- Materialets indre spenningsgrense
FE(A)	- "Finite Element(Analysis)" - Numerisk metode for analyse av en geometri, hvor denne deles inn i mindre, kvantifiserte elementer
Fotogrammetri	- Metode for å lese geometri fra bilder ved hjelp av programvare
Fuktinnhold	- Mengden av væske i trevirket i forhold til trevirkets tørrmasse. Uttrykkes i prosent av trevirkets masse i absolutt tørr tilstand
Grid	- Kvadratisk koordinatsystem med senter i bjelkens hull. Består av totalt 312 prikker med 15 <i>millimeter</i> mellomrom i alle retninger. Benyttet til fotogrammetrisk analyse av tøyning i planet
Håndberegning	- Enkle beregninger utført med kalkulator eller regnearkprogramvare.
Karakteristisk	- Nøytralt utgangspunkt, uten reduksjonsfaktorer
Keypoint	- Koordinat benyttet for å beskrive overordnet geometri i en teoretisk modell, danner grunnlaget for innføring av elementer og noder
Lastnivå	- Undernivå av lasten hvor oppførselen er antatt lineær, selv i det ikke-lineære området.
Lignin	- trestoff, organisk stoff som gjennomtrenger cellulosehinnen i plantecellenes

	vegger, fungerer som lim mellom trefibrene.
Limtreboka	- Håndbok som omhandler beregnings og dimensjoneringsregler for sertifisert limtre. Utarbeidet gjennom et skandinavisk forsknings og utviklingsprogram.
Makroskopisk	- Synlig for øyet, trevirket slik som øyet kan oppfatte det.
Mesh	- "Nett" som føyer sammen elementene i et gitt område av en elementmodell. Oppløsningen av meshet er med på å bestemme nøyaktigheten på analysen.
Mikroskopisk	- kun synlig gjennom mikroskop, trevirket på cellulært nivå
Node	- Punkter som benyttes til beregning av elementmodeller. Antallet noder i et element styres av elementets attributter.
Normalklima	- Klimaforhold som tilsier 65 ± 3 % relativ fuktighet og 20 ± 2 °C lufttemperatur
Norsk gran	- Picea abies - tre i furufamilien som vokser naturlig i taigabeltet fra Norge og østover, vanligste treslag i norsk konstruksjonsvirke
Nullhypotese	- Statistisk utgangshypotese som predikerer at forventningsverdien til to eller flere utvalg er like
Ortotropt	- Anisotrope materialer hvor det er tre hovedretninger normalt på hverandre
Plan	- Tilfelle hvor det eksisterer en spenningsfri flate gjennom en partikkel, dette vil som regel gjøre seg gjeldende når man betrakter overflaten av en konstruksjon
spenningstilstand	
Radiell	- Retning som går normalt på årringene
Scorpion	- Programvare benyttet til fotogrammetrisk analyse av bilder.
SKANORM	- Skandinaviske normer for testing av små feilfrie prøver av heltre.
Tangentiell	- retning som tangerer årringene
Testdensitet	- Mengden av trevirkets masse i forhold til trevirkets volum ved den fuktighet prøven har i testøyeblikket
Transvers isotropt	- Ortotrope materiale hvor to av aksene antas å ha like materialelegenskaper
Tverrstrekk	- Strekkspenning normalt på fiberretningen
Tørrdensitet	- Mengden av trevirkets masse i absolutt tørr tilstand i forhold til trevirkets volum i absolutt tørr tilstand
Volumeffekt	- Statistisk effekt som indikerer at størrelsen av et materiales volum er medvirkende til dets kapasitet
Volummodell	- Geometrisk modell bestående av volumer

3.1.2 Symboler og variabler

Tabell 1: Generelle symboler

Generelle symboler		
Symbol	Størrelse	Benevning
a	variabel konstant	-
d	diameter	<i>mm</i>
F	Kraft	<i>MPa</i>
f	fasthet	<i>MPa</i>
F_y	Flytefasthet	<i>MPa</i>
h	Høyde	<i>mm</i>
I	Treghetsmoment	<i>mm⁴</i>
k	reduksjonsfaktor	-
M	Moment	<i>Nm</i>
n	antall enheter	-
P	Punktlast	<i>kN</i>
q	Jevnt fordelt last	<i>kN/m</i>
R	Reaksjonskrefter	<i>N</i>
V	Skjærkraft	<i>MPa</i>
W	Motstandsmoment	<i>mm³</i>

Tabell 2: Greske bokstaver

Greske bokstaver		
Symbol	Størrelse	Benevning
α	vinkelgrader	°
ρ	Massetetthet	<i>kg/cm³</i>
Δ	Forskjell	<i>mm</i>
ε	Tøyning	-
κ	Skjærspenningsfaktor	-
ν	Tverrkontraksjonsfaktor	-
σ	Spenning	<i>MPa</i>
τ	Skjærspenning	<i>MPa</i>

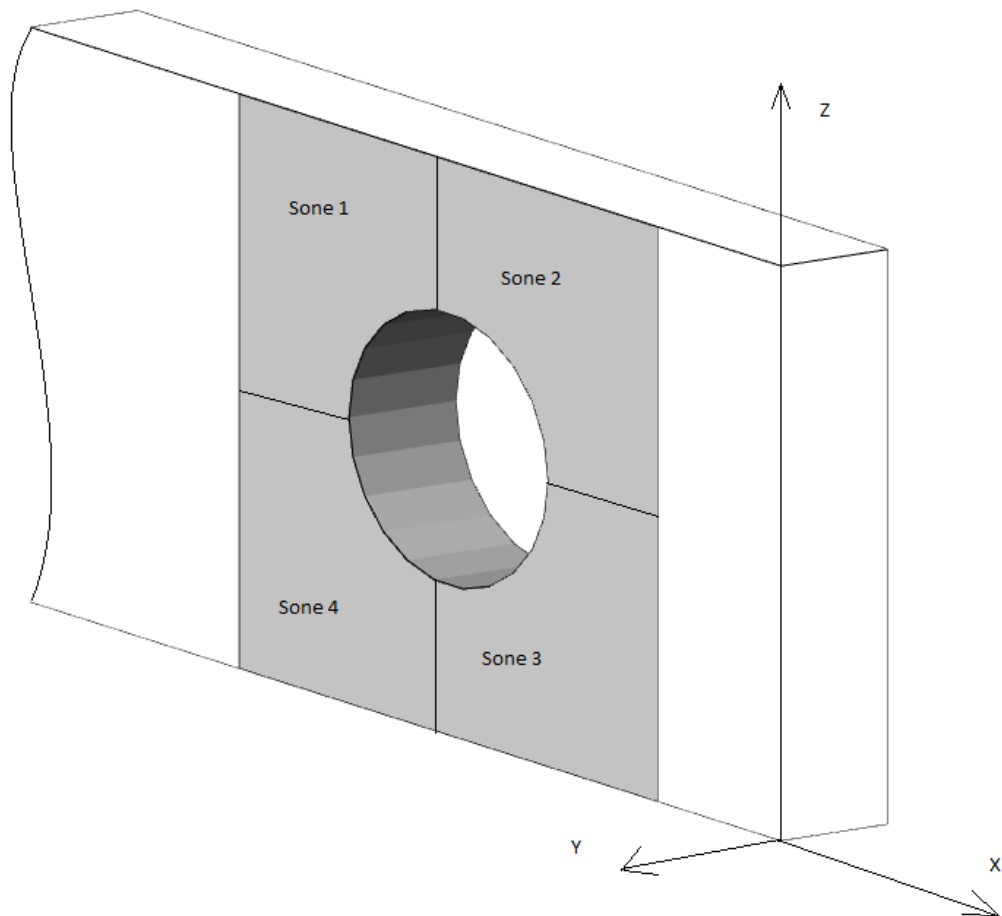
Ω	Volum	mm^3
γ_m	Materialsikkerhetsfaktor	-

Tabell 3: Senket skrift

Senket skrift	
Symbol	Beskrivelse
0	Relativt utgangspunkt/Parallelt med fiberretningen
90	Normalt på fiberretningen
ax	aksialkraft
c	Trykkspenning
d	dimensjonerende/diameter
dis	distribusjonsfaktor
ef	effektiv
f	bruddgrenselast
k	karakteristisk
LL	aksiell
m	Bøyespennning
r	resterende
RR	radiell
t	Strekspenning
TT	tangentiell
v	skjærkraft
x	x-retning
y	y-retning
z	z-retning

3.1.3 Geometri

Følgende geometriske betraktninger er benyttet i oppgaven:



Figur 11: Geometribetraktninger av gridet

3.2 FORSØK

Det gjennomføres to ulike typer forsøk. Først, et uttrekksforsøk for å definere parametere i forbindelse med skruen, og deretter et fullskalaforsøk av forsterkede limtrebjelker. Forsøkene er ytterligere utdypet i vedlegg 1, men her kommer et kortfattet sammendrag.

EC5 opererer med anbefalte kantavstander for aksialbelastede skruer til å være fire ganger diameteren til skruen. I dette tilfellet ville det bety 36 *millimeter*, noe som igjen ville fastsette 72 *millimeter* som minste mulige bjelketykkelse. Bjelkene til forsøket var splittede bjelker av dimensjon 315x115 noe som førte til at tykkelsen på hver testbjelke var 56 *millimeter*. Det ble derfor gjennomført noen enkle uttrekksforsøk på stykker med ulik tykkelse for å avgjøre betydningen av denne minskede kantavstanden. Uttrekksforsøkene ble også benyttet til å utarbeide en E- modul for forbindelsen til bruk i FEM- modellen.

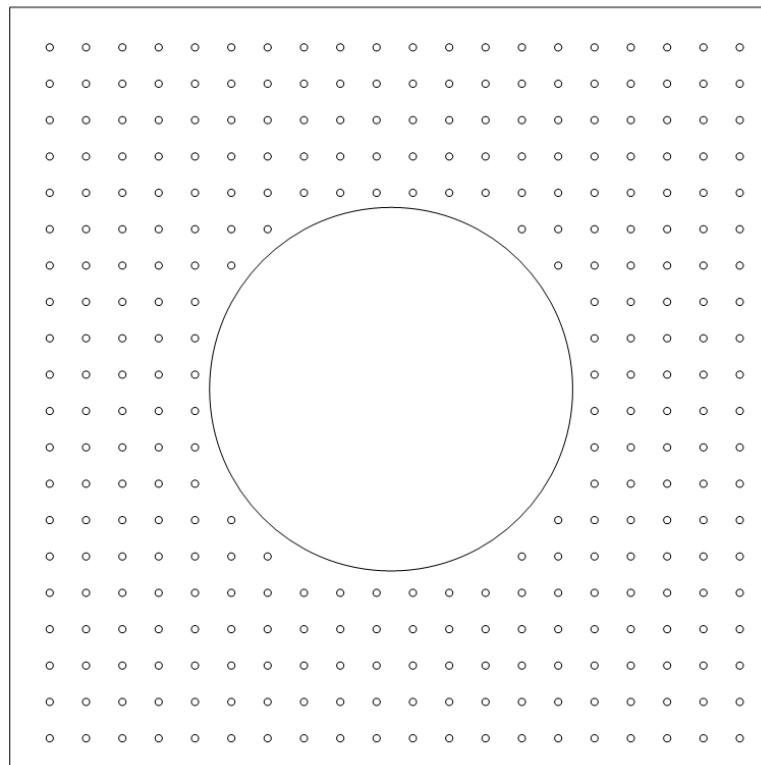
Bjelkeforsøkene er gjennomført med limtrebjelker som er splittet i en A og en B bjelke. A har hull nær opplegg, mens B har hull i felt. Dette gir to bjelker med svært like egenskaper i planet hvor splittingen er foretatt. Bjelkene belastes med en punktlast, som gir konstant skjær og varierende moment langs bjelkeaksen. Lasten ble påført med konstant hastighet på fem *millimeter* i minuttet. Slik kan momentets innvirkning på spenningsfordelingen rundt hullet utforskes. For øvrig er bjelkene fritt opplagt og avstivet mot vipping.

Målingene fra bjelkeforsøkene ble analysert og tøyningene i forbindelse med hullet ble utregnet. Bjelkene 2A og 2B er ikke tatt med da 2A hadde en del større sprekker og hullet i 2B var feilplassert.

Resultatene fra den fotogrammetriske analysen ble sammenlignet med resultatene fra masteroppgaven Medhaug(2011): "Strain measurements on glulam beams with holes". Denne oppgaven betraktet tøyninger i planet til limtrebjelker med hull uten forsterkning, og påviste signifikant sammenheng mellom momentpåvirkning og tøyninger. Tre noder i det mest utsatte området i gridet rundt hullet ble betraktet. Gjennomsnittlig tøyning i z- retning for de tre nodene ble regnet ut og sammenlignet med resultatene til Medhaug(2011). På bakgrunn av tilgjengelig datamateriale omfatter analysen kun bjelketype B.

3.3 FOTOGRAMMETRI

Fotogrammetri er en metode for å tilegne seg informasjon om et objekts geometri og posisjon ved hjelp av bilder (Gomasasca 2010). Metoden kan benyttes til oppgaver av ulik størrelse. Det strekker seg fra makrofotogrammetri som blant annet benyttes til å følge bevegelsene hos isbreer på Nordpolen, til nærfotogrammetri hvor det kan måles deformasjoner ned til $1/100$ millimeter på ønskelige overflater. Noe som kan ytterligere forbedres ved hjelp av godt utstyr og gode kalibreringsmetoder. Sistnevnte teknikk kan benyttes for å måle tøyninger i tre under belastning.



Figur 12: Grid benyttet til fotogrammetrisk analyse.

Fotogrammetriske metoder benyttet for å undersøke bruddsekvenser i tre gir ny innsikt i hvordan tre oppfører seg. Sammen med moderne FEM- modellering kan det bli enklere å ta høyde for sprekkvekst og deformasjoner som tradisjonelle spenningskriterier ikke tar høyde for.

I dette forsøket ble fotogrammetri benyttet ved at et kamera fotograferer bruddsekvensen og et påtegnert grid bestående av 312 punkter avmerket rundt hullet. Analyseteknikker gjør det mulig å kartlegge forskyvningene i gridet etter hvert som belastningen øker. På bakgrunn av forskyvningene er det mulig å kalkulere seg fram til tøyningene i materialet.

Gridet er tegnet på splittet side av bjelken. Prikkene er tegnet med svart kulepenn ved hjelp av en stensil laget av stiv, transparent plastfolie. Vertikal og horisontal avstand mellom prikkene er 15 millimeter. Det er viktig at prikkene blir så markerte og sirkulære som mulig da kontrasten i gridet er kritisk for den automatiske analysen av bildedataene i ettertid (Franke et al. 2006).

Kameraet registrerer posisjonen til prikkene under pålasting med en hastighet på fem bilder i sekundet. Gjennom bildeanalyse i etterkant av forsøket bestemmes så prikkenes posisjon i et gitt koordinatsystem, deretter midles posisjonene over et gitt antall observasjoner for å øke nøyaktigheten. Disse midlede posisjonene tilsvarer et visst lastnivå.

Tøyning i planet kan beregnes etter:

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta x}{x_0} \quad \varepsilon_z = \frac{\Delta z}{z_0}$$

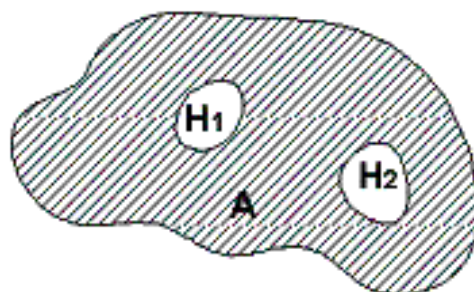
Formel 9

3.3.1 SCORPION¹, fotogrammetrisk programvare

Scorpion¹ er en programvare utviklet til visuell gjenkjenning. Det blir blant annet benyttet i industrien som en del av produksjonskontrollen. Sammen med et eller flere kameraer kan programvaren inspisere ulike deler av produksjonen og se til at produktet på produksjonsbåndet samsvarer med en på forhånd definert mal (Tordivel AS). Programmets fleksibilitet gjør det også egnet til å måle deformasjonene til gridet på bjelker.

3.3.2 Prikkfinneralgoritmen BLOB3

Til å identifisere prikkene i gridet ble algoritmen BLOB3 benyttet i Scorpion¹. Denne benytter ulike kriterier for å vurdere hva som er en prikk innenfor et gitt område. Kriteriene kontrast, størrelse og sirkularitet styrer identifiseringen av gridet (SCORPION²). Et godt grid vil med andre ord bestå av godt definerte, like store prikker.



**Figur 13: BLOB3 geometri.
(SCORPION²).**

Algoritmen beregner prikkens tyngdepunkt og skriver ut koordinatene til hvert punkt i forhold til et gitt nullpunkt. BLOB3 gjenkjenner et konturområde på bakgrunn av de nevnte betingelser. Hullene H1 og H2 i arealet blir tatt med i beregning av tyngdepunktet til arealet A (se figur 13). Utskriften inneholder bildenaavn, antall punkter som er funnet på bildet og koordinatene til disse i en forhåndsbestemt rekkefølge.

3.4 FEM-ANALYSE

Elementmetoden er en numerisk metode for løsning av komplekse problemer hvor vanlige analytiske metoder ikke lar seg gjennomføre eller blir for krevende. Anvendelsen av metoden gjør at et uendelig system brytes ned i endelige størrelser, deretter innføres rammebetingelser som gjør systemet løselig (Logan et al. 2011). Elementmetoden er derfor velegnet til løsning av ingeniørvitenskapelige problemstillinger.

Elementmetoden implementeres gjennom modellering av geometrier og randbetingelser i egnet programvare. Dette gir en tilnærming til virkeligheten som gir mulighet til å betrakte aspekter som vanlige forsøksprosedyrer ikke tillater. Nøyaktigheten til analysen avhenger i stor grad av finheten i meshingen av elementene, og derfor kan modellen tilpasses slik at meshingen er finere i områder av interesse.

Det ble gjennomført lineær numerisk analyse ved hjelp av en FEM- modell. Her ble overflatetøyningene regnet ut på bakgrunn av forskyvningene ved hvert lastnivå. Dette ga et grunnlag for å sammenligne med tøyningene hentet ut fra forsøkene. FEM- modellen ga også en mulighet til å kunne vurdere hva som skjedde inne i bjelken, noe som ikke var mulig i testene.

Ikke- lineær analyse var høyst ønskelig, men lot seg ikke gjennomføre på grunn av tidsomfanget.

I tillegg til en modell av bjelkene med skruer ble det laget en bjelkemodell uten skruer, slik at det kunne foretas noen sammenligninger på blant annet spenningsstrømmen med og uten skruer.

FEM- modelleringen er grundigere beskrevet i vedlegg 1.

3.4.1 Elementmetoden i ANSYS¹

ANSYS¹ Mechanical er benyttet til modellering av bjelken. Den scriptbaserte modelleringen gjør at det er mulig å lage en parameterstyrt modell slik at samme modell kan benyttes på A og B bjelke bare ved å endre en geometrisk betingelse som angir hullplassering. Parameterstyring av modellen gjør det videre enkelt å anvende modellen i tilfeller med andre varianter av bjelke og skruergeometri.

Det eksisterer flere elementer som takler ortotrope egenskaper, som er nødvendig for å modellere tre. Det er også mulig å implementere ulike bruddkriterier, samt å studere sprekkvekst og andre ikke-lineære fenomener ved hjelp av "killing of nodes"(KON). KON er et prinsipp hvor ikke- lineær analyse gjennomføres, deretter vurderes valgte elementer opp mot et forhåndsdefinert bruddkriterium. Til slutt deaktiveres de elementene som overskrider kriteriet og analysen kjøres på ny. De deaktiverte elementene har nå en stivhet tilnærmet null. Metoden gjentas til likevekt er oppnådd, som vil si at en ny kjøring ikke medfører at nye elementer overstiger bruddkriteriene. For å kjøre denne type analyse må lasten påføres som en konstant deformasjon. En konstant last ville i prinsippet blitt en proporsjonalt økende kraft ettersom tverrsnittet til bjelken i praksis reduseres ettersom elementer deaktiveres. ANSYS¹ benytter Newton- Raphson iterasjoner til løsning av ikke- lineære problemer(ANSYS²).

3.4.2 Newton- Raphsons metode

Newton- Raphson metoden er en numerisk metodikk for å løse ikke- lineære problemstillinger. Den estimerer nullpunktene til en funksjon ved hjelp av gjentatte iterasjoner av funksjonen ved hjelp av følgende ligning (Weir et al. 2005).

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)}$$

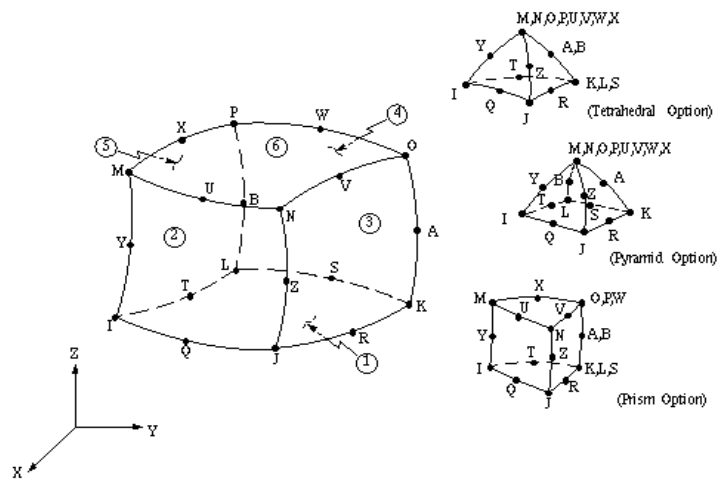
Formel 10

Hvor:

$$f'(x_n) \neq 0$$

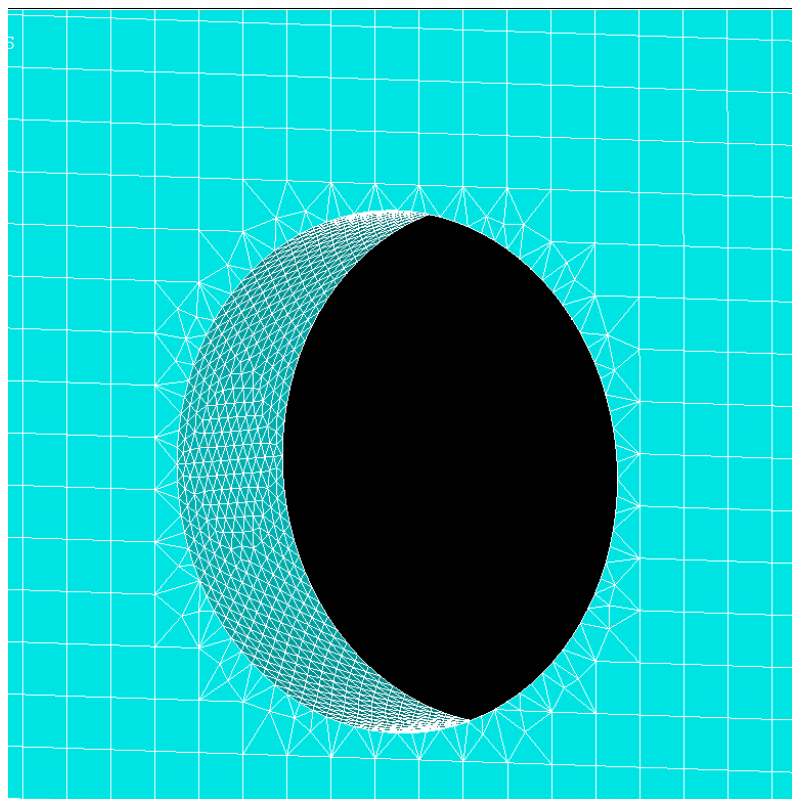
3.4.4 Volumelementet SOLID95

Til modellering av FEM- modellen er det benyttet elementer av typen SOLID95. Elementet kan benyttes til modellering av volumer og består av 20 noder som alle har tre frihetsgrader. Dette er translasjoner i henholdsvis x, y og z retning (ANSYS³). Elementet takler ortotrope egenskaper, med E- modul, G- modul og tverkontraksjonstall i alle tre hovedretninger.



**Figur 14: Elementgeometri til SOLID95
(ANSYS³)**

Bjelken er i hovedsak meshet med pyramideelementer ettersom modelleringen av gridet forårsaker kronglete geometriske forhold. Derfor falt valget på SOLID95 hvor midtnodene gir bedre pyramideformer til de meshede elementene og derfor et mer korrekt spenningsbilde.

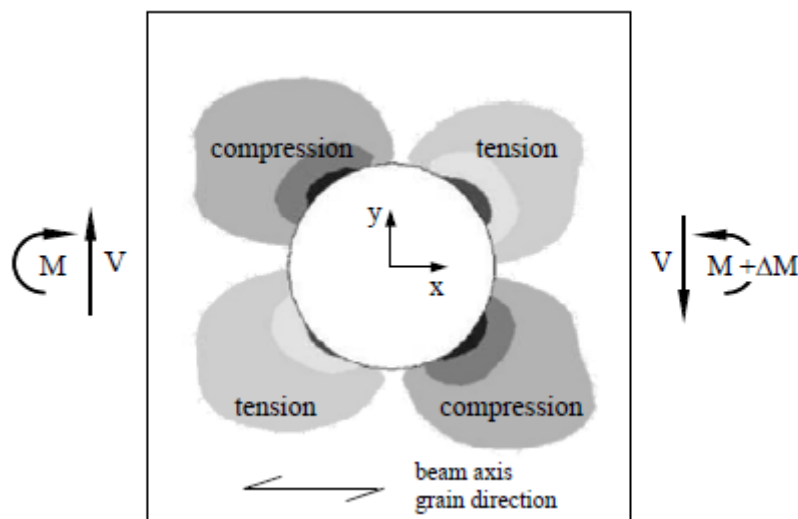


Figur 15: Meshing av hullet, finere mesh i randsonene for mer nøyaktig overføring av spenninger til gridet

4 TEORI

Når det innføres et hull i en limtrebjelke blir spenningsbildet i konstruksjonen forstyrret (se figur 16). Dette medfører en kraftig økning av både skjær og tverrsprekkspenninger i nærheten av hullet. I tillegg til disse ekstra spenningene gir ett hull grobunn til sprekkvekst. Hulltaking medfører at endaved blottlegges og sprekkdannelse vil forekomme som en konsekvens av opptørking (Carling et al. 2002) Oppsprekking som følge av uttørking er ekstra utsatt dersom det går varme eller ventilasjonsrør gjennom hullet.

Problemstillingene i forbindelse med hull i limtrebjelker har vært bakgrunn og motivasjon for flere forskningstudier de siste tiår. Kolb og Frech(1977), Johannesson(1983), Pizio(1991), (Höfflin 2005) og Aicher & Höfflin(2006) har alle bidratt på området(Danielsson 2006).



Figur 16: Spenningsfordeling i forbindelse med hull i limtrebjelker(Aicher & Höfflin 2004).

I tillegg til disse forskningsarbeidene er det fremstilt beregningsmetoder i ulike nasjonale standarder og oppslagsverk. Limtreboka benytter en metode som gir reduksjon av skjærfasthet etter følgende formel

$$f_{v,red} = k_{hull} \times k_{vol} \times f_v$$

Formel 11

Hvor:

$$k_{hull} = \begin{cases} 1 - 555(h_d/h)^3 & \text{for } h_d/h \leq 0,1 \\ \frac{1,62}{(1,8 + h_d/h)^2} & \text{for } h_d/h > 0,1 \end{cases}$$

$$k_{vol} = \left(\frac{90}{b}\right)^2 \quad \text{for } 90 \leq b \leq 215 \text{ mm}$$

Den gamle tyske standarden (DIN 1052:2004) har en annen metode, som beregner opptredende tverrestrekkspenninger.

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d}$$

Formel 12

Hvor dimensjonerende kapasitet er:

$$\sigma_{t,90,d} = \frac{F_{t,90,d}}{0,5 l_{t,90} b}$$

Formel 13

Hvor:

$$F_{t,90,d} = F_{t,V,d} + F_{t,M,d}$$

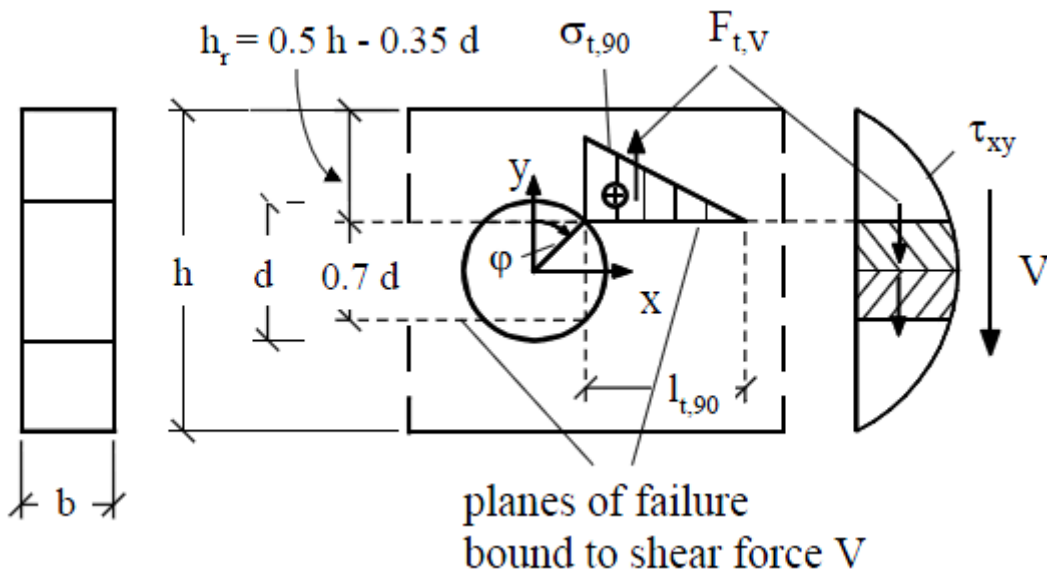
$$F_{t,V,d} = V_d \times \frac{0,7d}{4h} \times \left(3 - \frac{(0,7d)^2}{h^2}\right)$$

$$F_{t,M,d} = 0,008 \frac{M_d}{0,5h - 0,35d}$$

$$l_{t,90} = 0,353d + 0,5h$$

Det er antatt at tverrestrekkspenningen er fordelt triangulært over et område med lengde $l_{t,90}$.

Maksimalspenningen er, uavhengig av lasttilfelle, lokalisert ved en vinkel 45° på hullet (se figur 17).



Figur 17: Geometri og spenninger i forbindelse med hull
(Aicher & Höflin 2004)

I en av skissene til EC5, EN 1995-1-1:2003-05-06, ble det fremstilt et forslag til beregningsmodell for bjelker med hull basert på lineær bruddmekanikk (Aicher & Höflin 2004).

$$\tau_d \leq k_v \times f_{v,d}$$

Formel 14

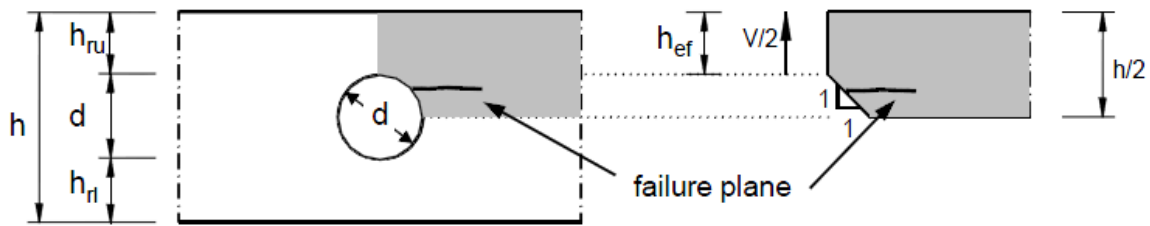
Hvor:

$$\tau_d = \frac{1,5 (V_d/2)}{b \times h_{ef}}$$

$$k_v = \min \left[1; \frac{6,5}{\sqrt{\alpha(1-\alpha)}} \times \frac{1 + 1,1/\sqrt{h/2}}{\sqrt{h/2}} \right] \alpha = h_{ef}/(h/2)$$

Denne metoden er i likhet med metoden fra Limtreboka basert på en reduksjon av skjærkapasiteten. Her også implementeres volumeffekten gjennom en reduksjonsfaktor k_v .

Samtlige fremgangsmåter baserer seg på likheten i sprekkvekst for hull og et endeinnsnitt. For sirkulære hull gjelder sammenligning med et skrått innsnitt på 45°.



**Figur 18: Antatt analogi for sirkulære hull med tanke på sprekkvekst
(Aicher & Höflin 2004)**

4.1 GENERELLE BESTEMMELSER OG GEOMETRI

EC5 har som nevnt tidligere ingen bestemmelser som direkte angår tilfeller med hull i limtrebjelker. Det er heller ingen bestemmelser på forsterkning av disse tilfellene, eller lignende former for forsterkning av konstruksjonsdeler i tre. I dette tilfellet hvor det er benyttet skruer til forsterkning av konstruksjonen vil det uansett være naturlig å benytte standardens bestemmelser angående aksialbelastede skruer som en veiledning. I tillegg til bestemmelser som angår trekonstruksjoner generelt.

Kritiske faktorer for skruen og dens kapasitet er:

1. Kantavstand
2. Forankringslengde
3. Densitet

4.1.1 Dimensjonerende fastheter i henhold til EC5

Dimensjonerende fastheter bestemmes generelt etter EC5 punkt 2.4.1:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_m}$$

Formel 15

Hvor:

X_k er den karakteristiske verdien til en fasthet.

k_{mod} er en modifikasjonsfaktor på bakgrunn av lastvarighet og klimaklasse, tabell 3.1 i EC5.

γ_m er materialfaktor i henhold til tabell 2.3 i EC5. Denne faktoren er 1,25 for limtre.

I henhold til EC5 må bjelken tilfredsstille en del fasthetskrav uavhengig av hull.

Bøyefastheten til bjelken må tilfredsstille krav i henhold til 6.1.6:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Formel 16

og

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Formel 17

Hvor:

$\sigma_{m,y,d}$ og $\sigma_{m,z,d}$ er dimensjonerende spenninger om henholdsvis akse y og z.

$f_{m,y,d}$ og $f_{m,z,d}$ er dimensjonerende fastheter.

$k_m = 0,7$ for rektangulære tverrsnitt av limtre.

Skjærfastheten til bjelken må tilfredsstille krav i henhold til 6.1.7

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Formel 18

Spesifikke krav til fasthet i forhold til strekkspenninger tvers av fiberretningen finnes ikke, men punkt 6.1.3 i EC5 slår fast at konstruksjonsdelens størrelse skal tas med i betraktningen av tverrstrekkspenninger.

4.1.2 Dimensjonerende avstander i henhold til EC5

Aksialbelastede skruer omtales under seksjon 8.7.2 i EC5.

Table 8.6 – Minimum spacings and edge distances for axially loaded screws

Screws driven	Minimum spacing	Minimum edge distance
At right angle to the grain	$4d$	$4d$
In end grain	$4d$	$2,5d$

**Figur 19: Minsteavstander i henhold til EC5.
(Comité Européen de Normalisation)**

I tillegg til EC5 er det anbefalinger fra Limtreboka som omhandler innlimte bolter. Disse avstandene er basert på at det forbores, og vil derfor ligge noe under bestemmelsene i EC5. Vurdering i henhold til disse to verdiene bør gjøres på bakgrunn av ønsket om å kunne sette skruene så nær hullet som mulig for å hindre sprekkvekst på tidligst mulig tidspunkt. Denne typen selvborende skruer har en skruespiss som fungerer som forboring, og det vil være naturlig å betrakte skruens hull som forboret.

Forankringslengden er anbefalt minimum $6d$ på skruespissens side. Der hvor det benyttes skruer til forsterkning kan forankringslengden antas å tilsvare skruens korteste lengde sett i fra hvor det forventes sprekkdannelse (se figur 17) (Blaß & Bejtka 2004).

Skruens uttrekkskapasitet beregnes ut i fra EC5 punkt 8.7.2(4), og vil i tillegg i de fleste tilfeller være oppgitt fra produsent (Se vedlegg 21). Uttrekkskapasitet i henhold til EC5 beregnes etter:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} (\pi d l_{ef})^{0,8} f_{ax,\alpha,k}$$

Formel 19

Hvor:

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cos^2 \alpha}$$

Hvor:

$$f_{ax,k} = 3,6 \times 10^{-3} \rho_k^{1,5}$$

$$f_{ax,\alpha,k} = f_{ax,k} \text{ for } \alpha = 90.$$

4.1.3 Geometriske forhold

I tillegg til kravene satt i standarden finnes det en del hensyn som må tas med tanke på geometri. Ved sprekkdannelse vil skruen i praksis fungere som en tre til tre forbinder, derfor vil antagelsen om hvor sprekkveksten går være avgjørende for beregning av skruens effektive lengde.

Metoden utarbeidet av Blaß & Bejtka(2002) og den som ble foreslått inkorporert i DIN1052:2004 er i stor grad identiske og bygger på en tilnærming til metoden for beregning av bjelker med skråskårede ender(se figur 18). Den store forskjellen ligger i geometribetraktningene. Begge legger størst vekt på skjærkraften, med et lite bidrag fra moment. Blaß & Bejtka(2002) forventer sprekkdannelse som en tangent til hullets topp og bunnpunkt, mens DIN1052:2004 forventer sprekkvekst fra en høyde $0,35d$ fra hullets sentrum. Denne betraktningen danner grunnlaget for utarbeidelsen av den resterende geometrien rundt hullet. Hullets overhøyde, og lengste dimensjonerende forankringslengde er høyden mellom topp/bunn og forventet sprekkvekst. Denne blir noe større med metoden fra DIN1052:2004. Større overhøyde gir også noe økt tverrsnittsareal for skjær og bøyepeningene og derfor redusert nødvendig kapasitet for skruen. Med utgangspunkt i sammenligningen med bjelke med skrådd endesnitt og billedmateriale fra forsøk, er det rimelig å anta geometribetraktningene fra DIN1052:2004 som mer korrekte. Uansett vil maksimal effektiv lengde begrenses oppad til det dobbelte av høyden på bjelken over forventet sprekkdannelse. Således vil ikke økt kapasitet kunne oppnås ved skruelengder utover dette, med mindre dette er påkrevd av andre forhold(se 4.1.1 og 4.1.2). Limtreboka instruksjoner om at bolten skal gå minimum 40 millimeter forbi hullet vil ikke være aktuell ved anvendelse av selvborende skruer på grunn av dette.

4.2 PARAMETERISERING

I tillegg til anisotropi finnes de store ulikheter i materialegenskaper mellom de ulike treslagene(Smith et al. 2003). Det kan også påvises ulike materialegenskaper fra tre til tre av samme treslag da disse i stor grad avhenger av vekstvilkår. Det er også mulig å påvise ulike fasthetsegenskaper på forskjellige steder i stammen.

Størst innvirkning på fasthetsegenskapene kommer fra densitet og virkefeil som kvist og kvaelommer. Også ytre påvirkninger som fuktighet og temperatur vil kunne ha innvirkning på fasthetsegenskapene til tre. De fasthetsegenskapene som finnes i litteraturen er stort sett bestemt på bakgrunn av tester fra feilfrie prøver og standardklima hvor middelveiden av testresultatene blir benyttet. Ved stabilitetsberegninger brukes derimot E- modul basert på 5 % fraktil(Skogstad 2009).

En stor del av fasthetsegenskapene som er definert i standarden baserer seg på gamle forsøk, og andre treslag enn hva som benyttes i limtreproduksjon i Norge. Mye av testingen har også basert seg på aksialegenskapene til tre, da det er disse man i hovedsak har vært interessert i (Dahl 2009).

Dahl(2009) har blant annet tatt for seg testmetodene for tverrkontraksjon og stivheter i treets ulike retninger og etablert et sett med lineærortotrope parametere for norsk gran. Alle disse verdiene er basert på tester av feilfrie prøver, men ettersom lignende datasett ikke eksisterer for normalt limtrevirke er de allikevel anvendt som parametere i modell og beregninger i denne oppgaven.

Tabell 4: Elastisitetsmoduler i henhold til Dahl(2009).

E_{LL}	E_{RR}	E_{TT}
9355 MPa	818 MPa	352 MPa

Tabell 5: Tverrkontraksjonstall i henhold til Dahl(2009).

ν_{LR}	ν_{LT}	ν_{RL}	ν_{RT}	ν_{TL}	ν_{TR}
0,501	0,695	0,097	0,835	0,058	0,315

4.3 TIDLIGERE ARBEIDER

Det er ikke gjort like mye arbeid på forsterkning av limtrebjelker med hull enn hva som er tilfellet for bjelker med hull. Allikevel er det utarbeidet flere metoder og forslag til metoder, som blant annet har vært med i skissene til ulike standarder.

4.3.1 Limtreboka

Limtreboka er et resultat av et forsknings og utviklingsprosjekt for å fremme tre som konstruksjonsmateriale. Limtreboka omhandler aspekter ved beregning og dimensjonering av ulike limtrekonstruksjoner i mye større grad enn hva som dekkes av EC5. Limtreboka har en metode for å utregne nødvendig aksialkapasitet for innlimte bolter. Dette er ikke helt det samme som en boret skrue, men det kan være nærliggende og anta at spenningsforholdene vil være tilnærmet like og at samme dimensjonerende aksialkapasitet derfor kan benyttes (Blaß & Bejtka 2004). Limtreboka beregner nødvendig kapasitet etter følgende ligning:

$$R_{ax,d} \geq 0,5V \left[3 \left(\frac{h - h_d}{h} \right)^2 - 2 \left(\frac{h - h_d}{h} \right)^3 \right]$$

Formel 20

4.3.2 Blaß & Bejtka

I forbindelse med den åttende verdenskonferansen om trekonstruksjoner ble det presentert forslag til beregningsmetoder for ulike forsterkninger mot tverrstrekk i trebaserte konstruksjoner. Ut i fra forsøk og FEM- simuleringer ble det utarbeidet ligningssett for å beregne nødvendig aksialkapasitet per skrue. Blaß & Bejtka la frem følgende beregningsmetode:

$$\frac{V_d * h_d}{4h} \times \left[3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right] + 0,008 \times \frac{M_d}{h_r} \leq n \times R_{ax,d}$$

Formel 21

4.3.3 DIN 1052:2004

I en skisse til den tyske standarden DIN1052:2004 ble det laget forslag til dimensjoneringsmetode for tverrstrekk i forbindelse med hull. Denne vil i likhet med Blaß og Bejtka(2004) kunne benyttes til å beregne nødvendig aksialkapasitet i skrue på bakgrunn av at skruen dimensjoneres til å oppta alle tverrstrekkrefter i sin helhet.

$$F_{t,90,d} = \frac{V_d \times 0,7d}{4h} \times \left[3 - \frac{(0,7d)^2}{h^2} \right] + 0,008 \times \frac{M_d}{0,5h - 0,35d}$$

Formel 22

Krav til skruerekapasitet vil da bli

$$R_{ax,d} \geq F_{t,90,d}$$

Formel 23

4.3.4 Aicher & Höfflin

Som et innspill i debatten rundt standardisering av beregningsmetoder for limtrebjelker med hull ble det utarbeidet en modell basert på Weibull fordeling(se 1.3.2)(Aicher & Höfflin 2004). Her beregnes tverstrekkspenning etter:

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d} \times \left[k_{dis} \left(\frac{\Omega_{ref}}{\Omega} \right)^{1/m} \right] \times k_{calib}$$

Formel 24

Hvor:

$$\sigma_{t,90,d} = \frac{3}{2} \times \frac{V_d}{b h} \left(1,23 + 0,82 \times \frac{d}{h} \right) + \frac{0,6 M_d}{b h^2} \times \frac{d}{h}$$

$$\Omega = 0,192d^2b$$

$$\Omega_{ref} = 1000000mm^3 = 10l$$

$$m = 5$$

$$k_{dis} = 1,9$$

Verdien m er empirisk og gjelder for europeisk og nord amerikansk bartre, mens k_{dis} er avhengig av forholdet mellom moment og skjærkraft.

Med utgangspunkt i volumet som benyttes i beregningen kan arealet $0,192d \times b$ benyttes til å beregne nødvendig aksialkraft for forsterkningene. Derav finnes:

$$F_{t,90,d} = \sigma_{t,90,d} \times 0,192d \times b$$

Formel 25

Og skruene må da dimensjoneres etter:

$$R_{ax,d} \geq F_{t,90,d}$$

Formel 26

5 RESULTATER

5.1 UTTREKKSFORØK

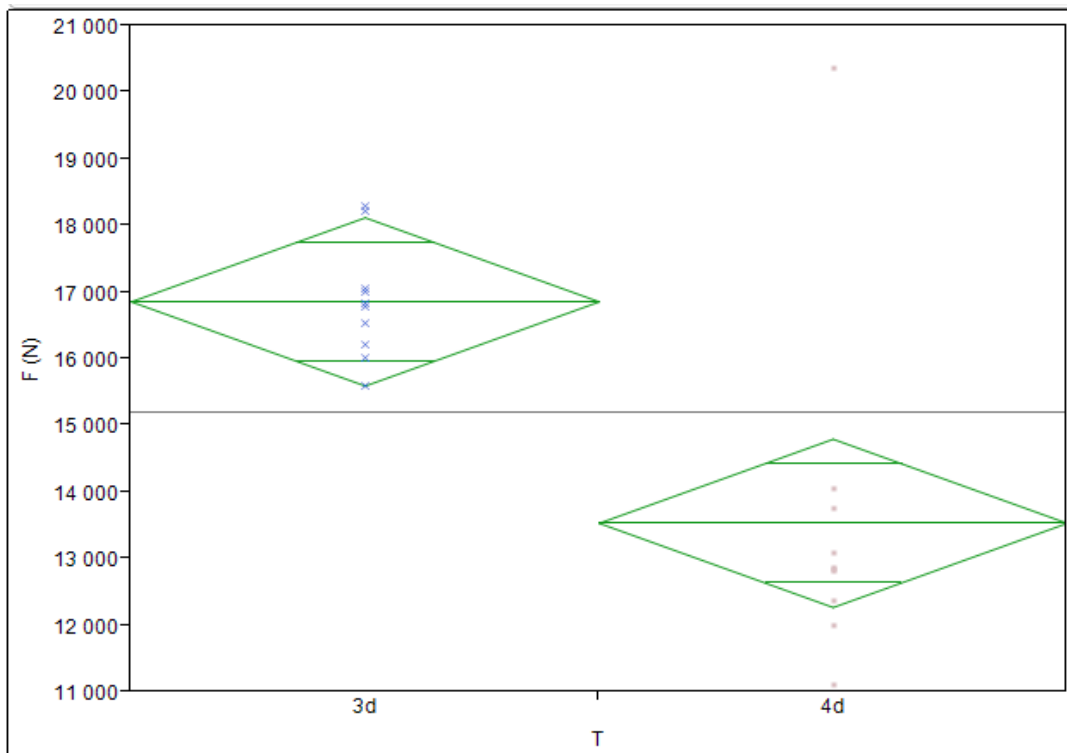
5.1.1 Densitet og fuktighet

Tabell 6: Gjennomsnittlig basisdensitet og fuktinnhold for uttrekksprøvene

Testserie / Parameter	3d	4d
Densitet (kg/m ³)	447,4	340,6
Fukt (%)	12,0	11,5

5.1.2 Statistisk analyse

Nødvendig uttrekkskraft for de ulike seriene ble sammenlignet med hverandre. Legg merke til observasjonen som stikker seg ut hos serie 4d i figur 20, dette skyldes en kvist i prøve nummer 8. Denne observasjonen er ikke tatt med i videre statistisk analyse.

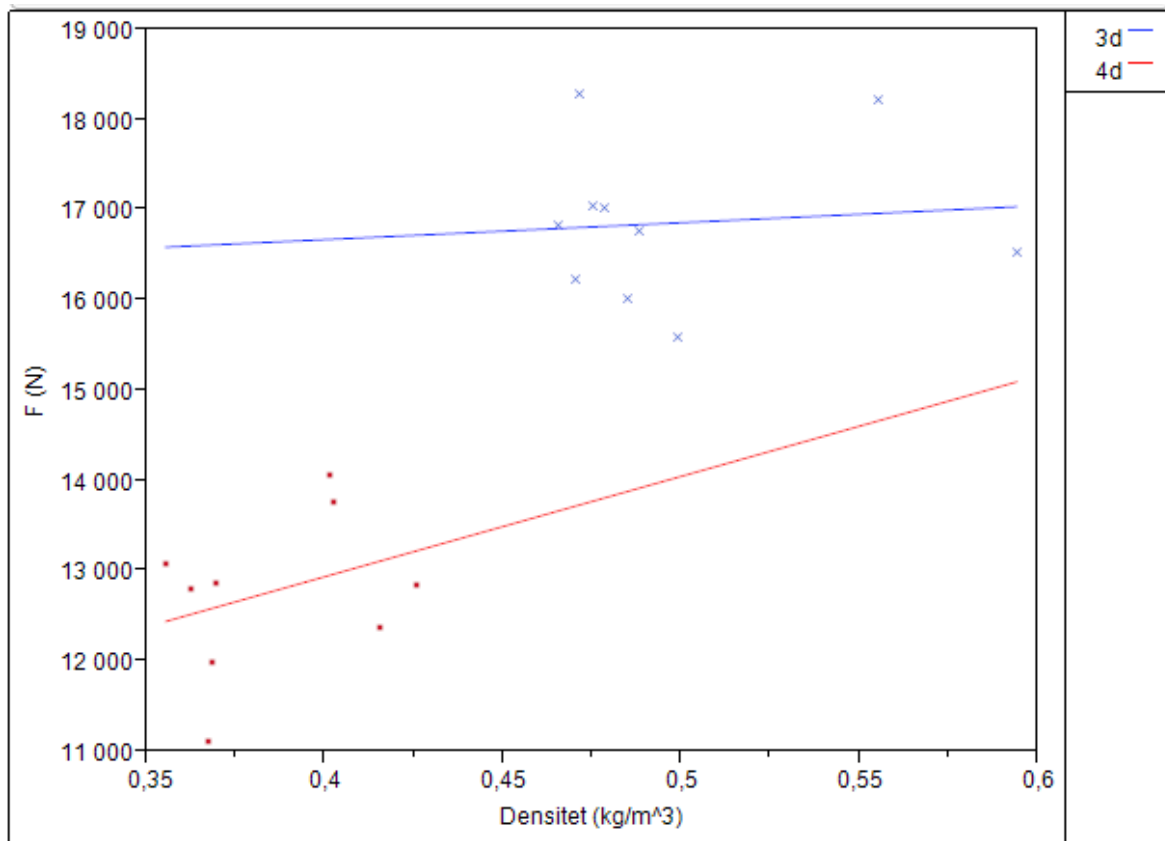


Figur 20: ANOVA plot av uttrekningskraft for hver enkelt prøve.



Figur 21: Kvist og medfølgende endring av fiberretning ga skruer 8 ekstra kapasitet

Kovariansanalyse av de to seriene ble gjennomført for å eliminere innvirkningen av ulik densitet. Med en F-verdi på 12,75 (se tabell 7) kan nullhypotesen (H_0) forkastes på 5 % signifikansnivå. Dette antyder at tykkelse av virket spiller inn på uttrekkskapasiteten til skruen da nullhypotesen predikerer at det ikke er forskjell i forventningsverdi for de to utvalgene (Løvås 2004). Det er også interessant å se av resultatene at densitet ikke har signifikant innvirkning på uttrekkskapasiteten. Dette skyldes nok i hovedsak for liten spredning av densiteten i de to ulike testseriene.

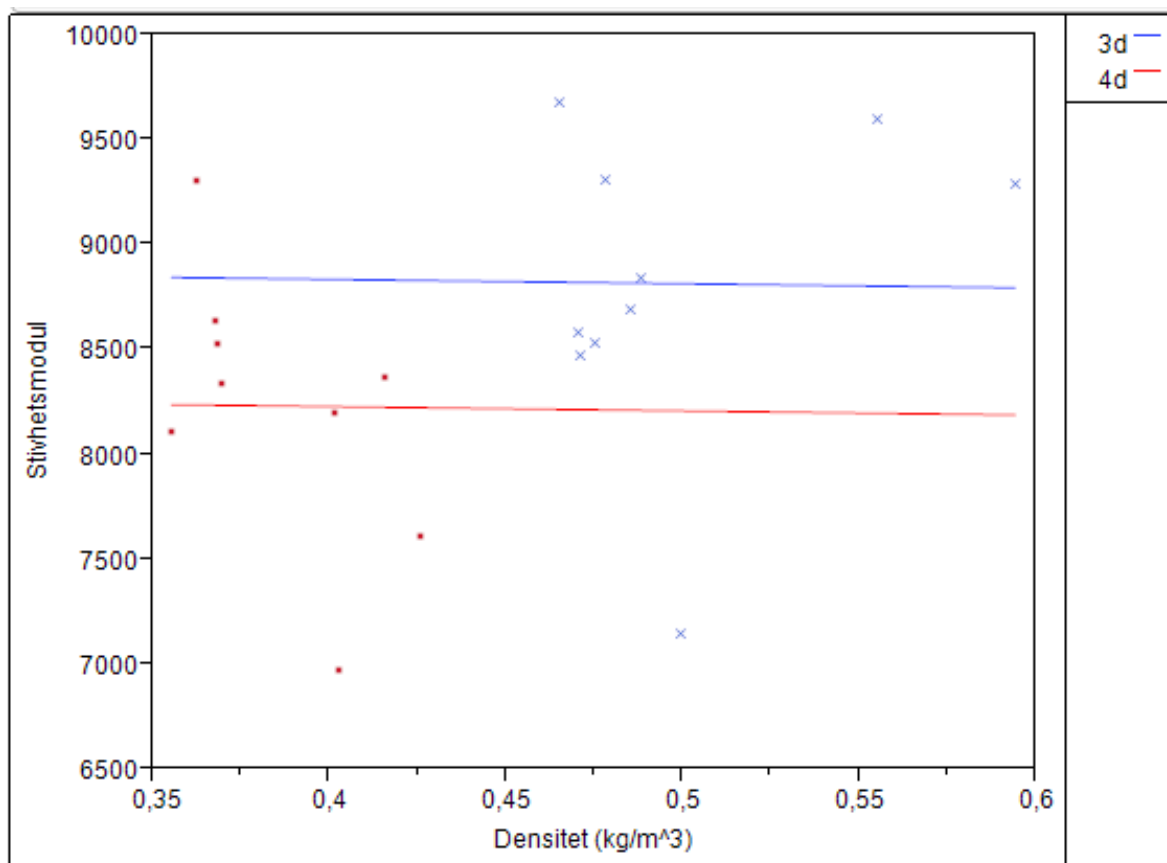


Figur 22: Regresjonsplot for uttrekkskraft mot densitet for de ulike tykkelsene.

Tabell 7: Statistiske verdier uttrekkskraft mot kantavstand

	F- verdi	Prob > F	P- verdi
Kantavstand	12,75	0,0028	< 0,05
Basisdensitet	0,0695	0,7956	> 0,05
Densitet mot kantavstand	0,4166	0,5284	> 0,05

Med utgangspunkt i uttrekkene ble det utarbeidet en elastisitetsmodul for forbindelsen mellom skruen og trevirket. Gjennomsnittlig stivhetsmodul for de to seriene ble 9123 MPa for 3d og 8568 MPa for 4d beregnet uten ekstremverdien i prøve 8. Kovariansanalyse med stivhetsmodul som respons ble utført på samme måte som for uttrekkskraft. Denne ga en F- verdi på 0,8815 og p- verdi på 0,3617 for kantavstandens innvirkning på stivheten, noe som betyr at nullhypotesen beholdes på 5% signifikansnivå (Løvås 2004). Virkets tykkelse har med andre ord ingen signifikant innvirkning på forbindelsens stivhet.

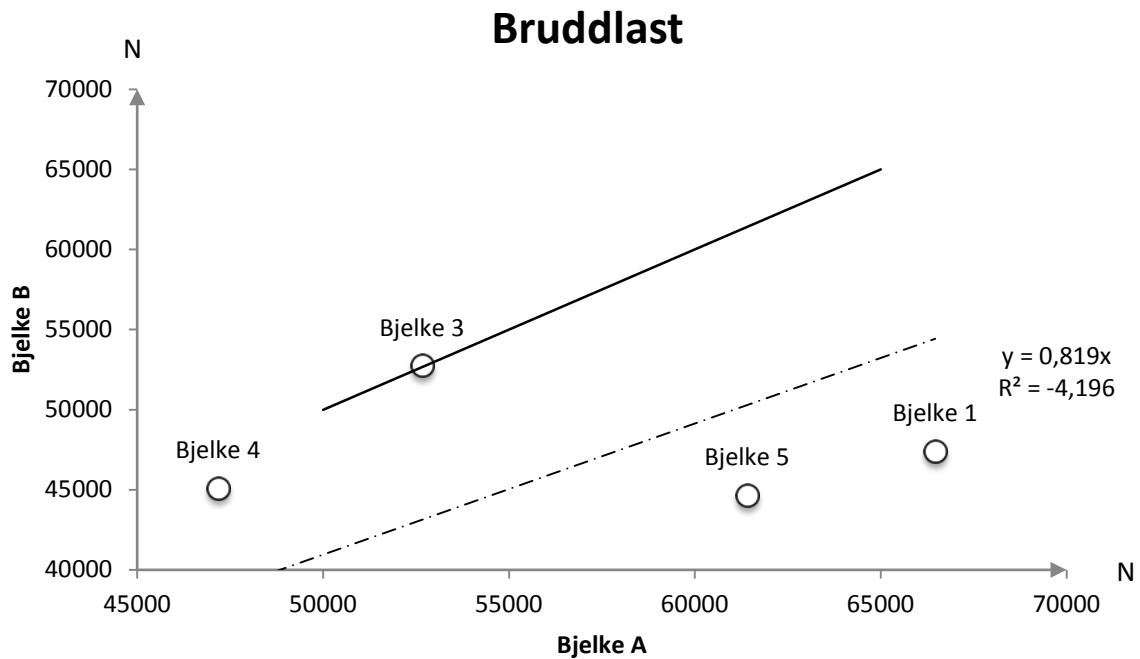


Figur 23: Regresjonsplot for stivhetsmodul mot densitet for de ulike tykkelsene.

Tabell 8: Statistiske verdier stivhetsmodul mot kantavstand

	F- verdi	Prob > F	P- verdi
Kantavstand	0,8815	0,3617	> 0,05
Basisdensitet	0,0018	0,9669	> 0,05

5.2 BJELKEFORSØK



Figur 24: Bruddlast for de ulike bjelkene, plottet med hensyn på A og B.

Plottet viser de ulike bruddlastene for de to typene bjelker. Bjelke 3 og 4 har noenlunde like bruddlast for A og B, mens bjelke 1 og 5 har mye høyere bruddlast for bjelke A. Med utgangspunkt i at det er benyttet forsterkning rundt hullene vil ikke signifikant forskjell i bruddlast på grunn av hullet kunne forventes. Uparet t- test gir p- verdi på 0,11, som betyr at vi kan beholde H0 som predikerer at forventningsverdien til de to utvalgene er like.

Tabell 9: Statistiske verdier Bjelke A mot Bjelke B

	T- verdi	Prob< t	P- verdi
Bruddlast	-2,00657	0,11	> 0,05

Det eksisterer dermed ingen statistisk signifikant forskjell i forventet bruddlast for de ulike hullplasseringene. Dette er som forventet på grunn av forsterkningene, men et større utvalg ville gitt et bedre grunnlag for analysen.

5.2.1 Densitet og fuktighet

Det ble foretatt densitets og fuktighetsprøver for hver lamell i hver bjelke. Verdiene er utregnet i henhold til metoder i SKANORM (Kucera 1992). Gjennomsnittlig basisdensitet er presentert i tabell 10. Fuktinnhold ble målt til å være $10,6 \pm 0,5$ % i snitt over de syv lamellene.

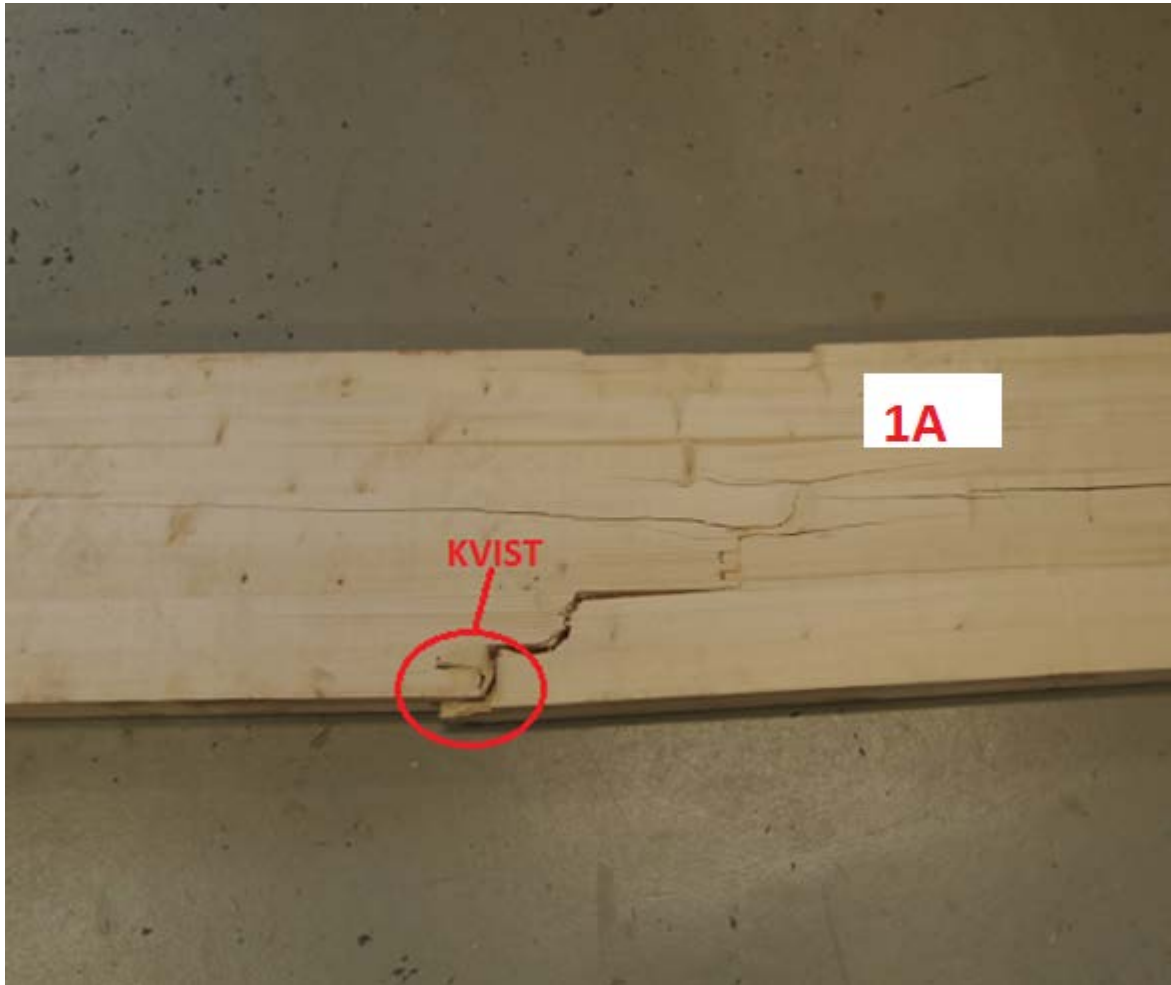
Tabell 10: Gjennomsnittlig basisdensitet per lamell per bjelke.

Bjelke	Densitet (kg/m ³)
1A	432,7
1B	445,4
3A	405,7
3B	414,4
4A	420,9
4B	419,1
5A	410,9
5B	416,6

5.3 FORSØKSANALYSE

Data fra den fotogrammetriske analysen ble benyttet til å regne ut vertikale tøyninger til nodene i gridet for bjelkene fra forsøkene. Disse tøyningene er presentert i kontur plot for hver av de analyserte bjelkene, tøyningene er fra et lastnivå mot slutten av bjelkens lineær- elastiske område.

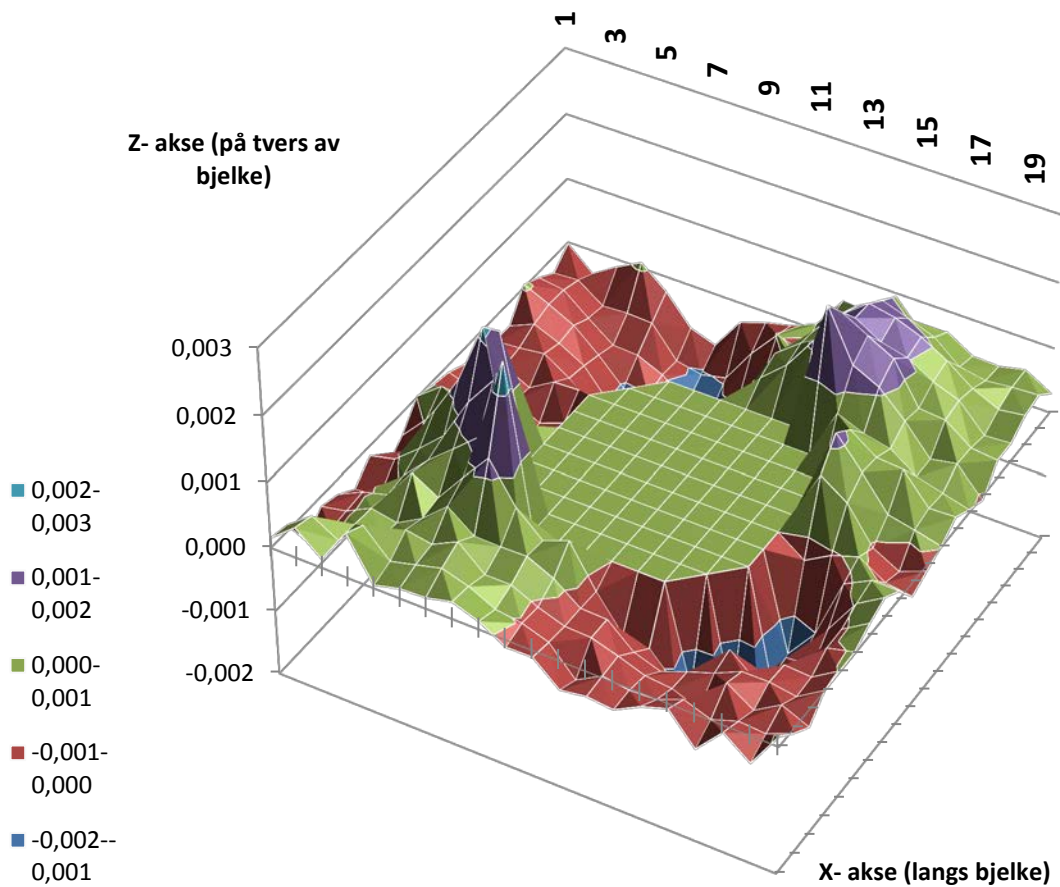
5.3.1 Bjelke 1A



Figur 25: Brudd i bjelke 1A

Bjelke 1A gikk til brudd ved 66 467 N. Bildet viser bruddet som gikk i underkant av lasten. Her er en kvist i størst momentutsatte lamell.

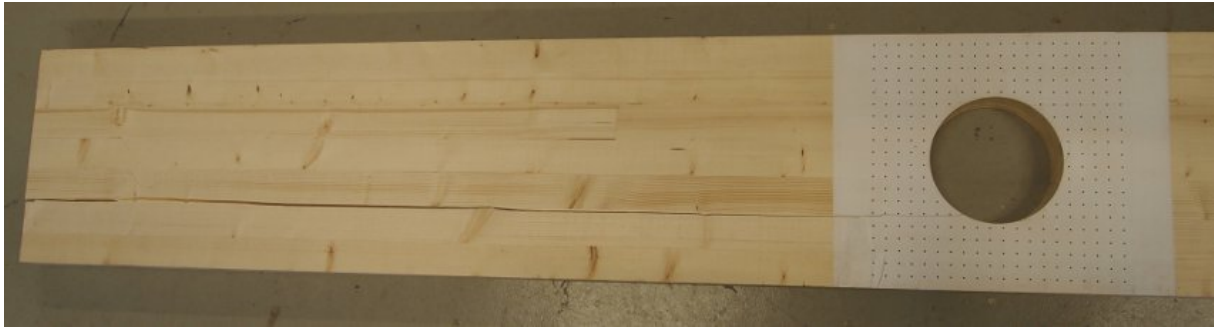
Bjelke 1A, tøyninger i Z- retning



Figur 26: Vertikale tøyninger i bjelke 1A ved 25 875 N.

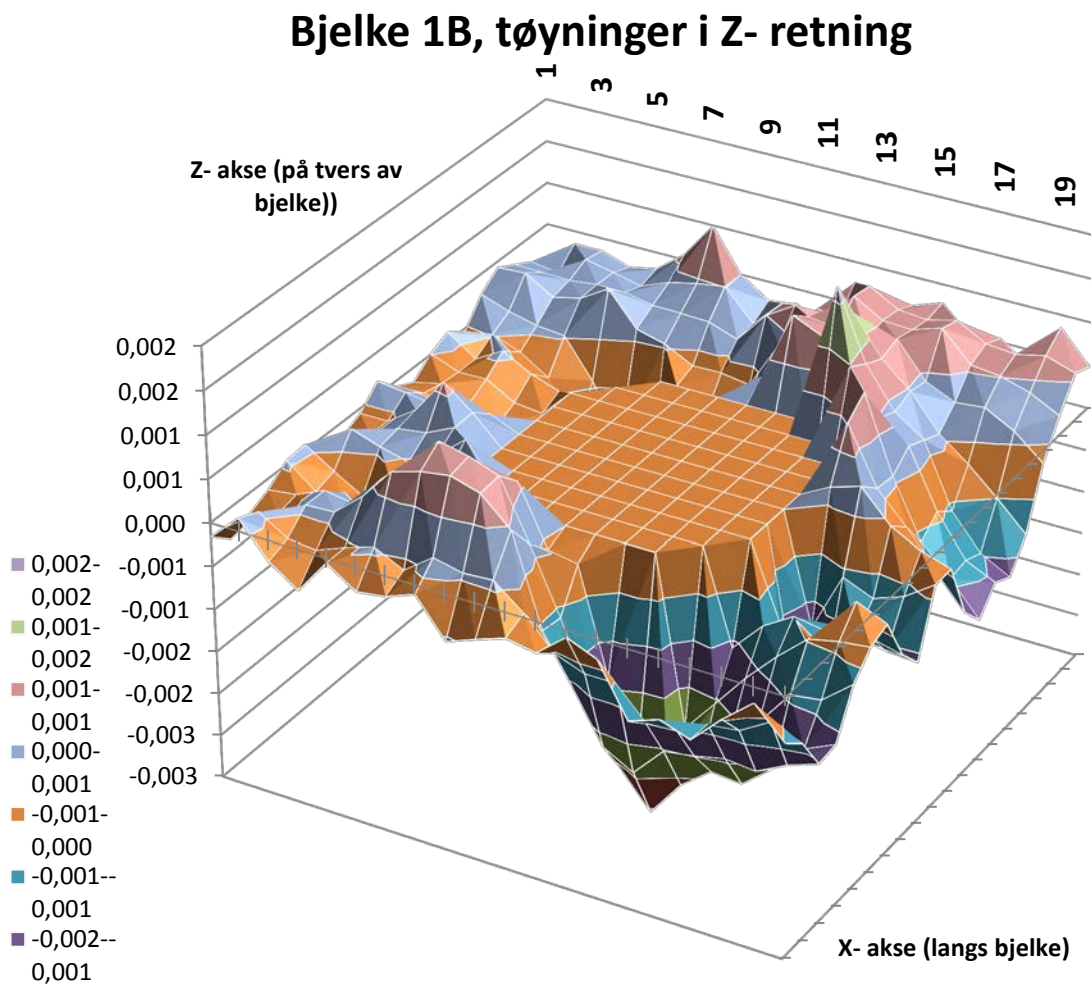
De ventede tøyningstoppene rundt hullet oppstår selv med forsterkninger. Høye positive tøyninger i sone 2 og 4 og negative tøyninger i sone 1 og 3 er tilsvarende funnene til Medhaug (2011).

5.3.2 Bjelke 1B



Figur 27: Brudd i bjelke 1B

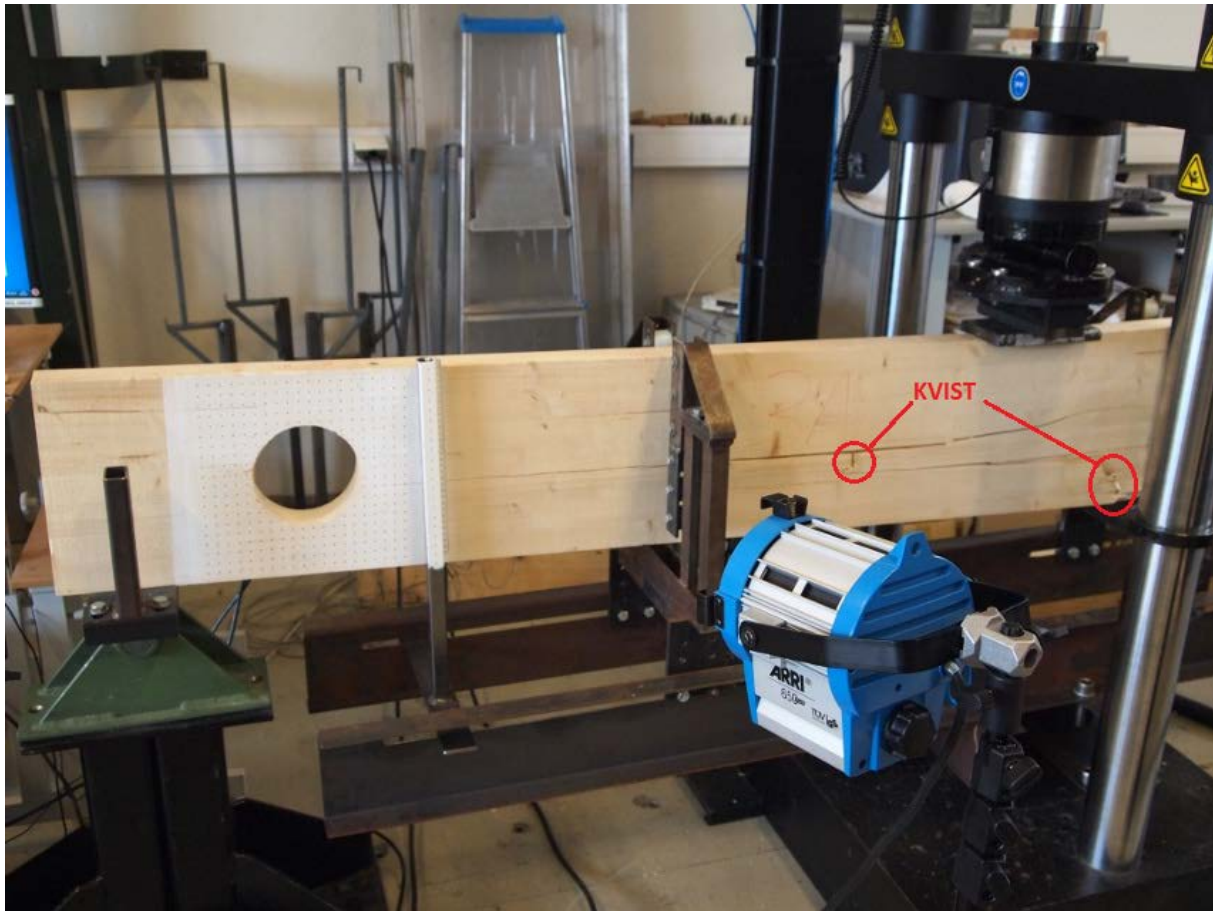
Bjelke 1B gikk til brudd på 47 432 N. Et fint skjærbrudd initiert av sprekkeveksten i sone 4.



Figur 28: Vertikale tøyninger i bjelke 1B ved 25 762 N.

Samme tøyningstendens som for bjelke 1A, men som ventet med noe høyere verdier.

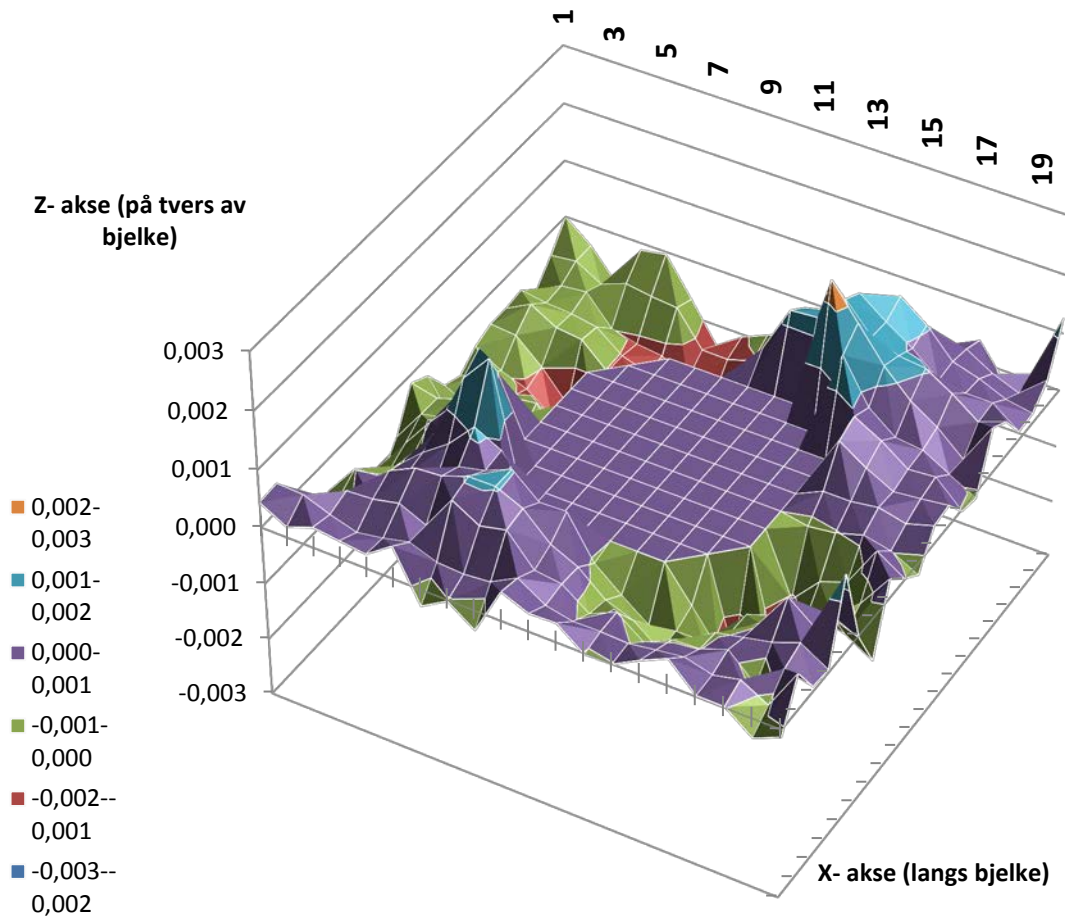
5.3.3 Bjelke 3A



Figur 29: Bjelke 3A ved brudd

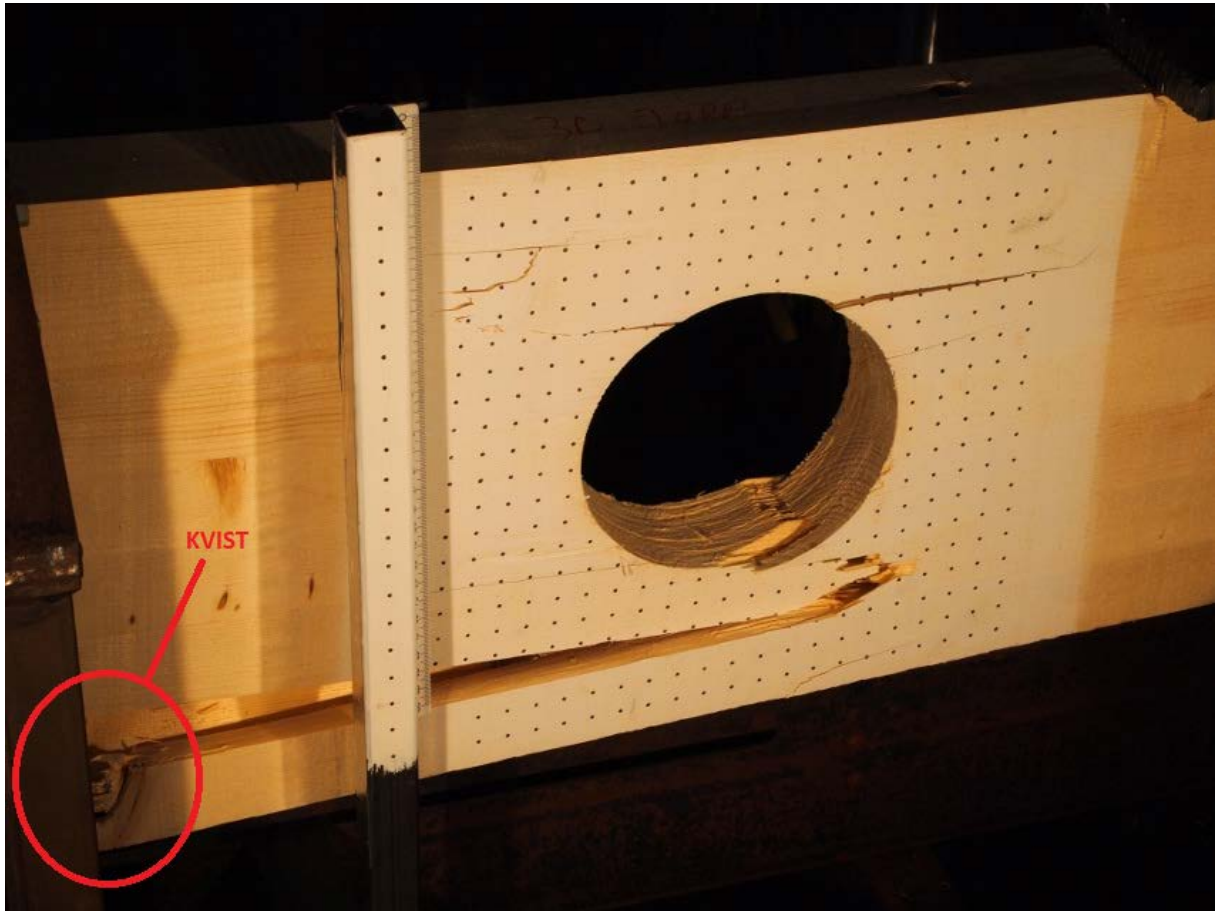
Bjelke 3A gikk til brudd ved 52 667 N. Bjelken er svekket på grunn av kvist i underkant av bjelke og enda en kvist midt i bjelken. Skjærbrudd fra hullet har ikke gått fra den ventede sone 2, og er antageligvis initiert av brudd i felt.

Bjelke 3A, tøyninger i Z- retning



Figur 30: Vertikale tøyninger i bjelke 3A 28 848 N.

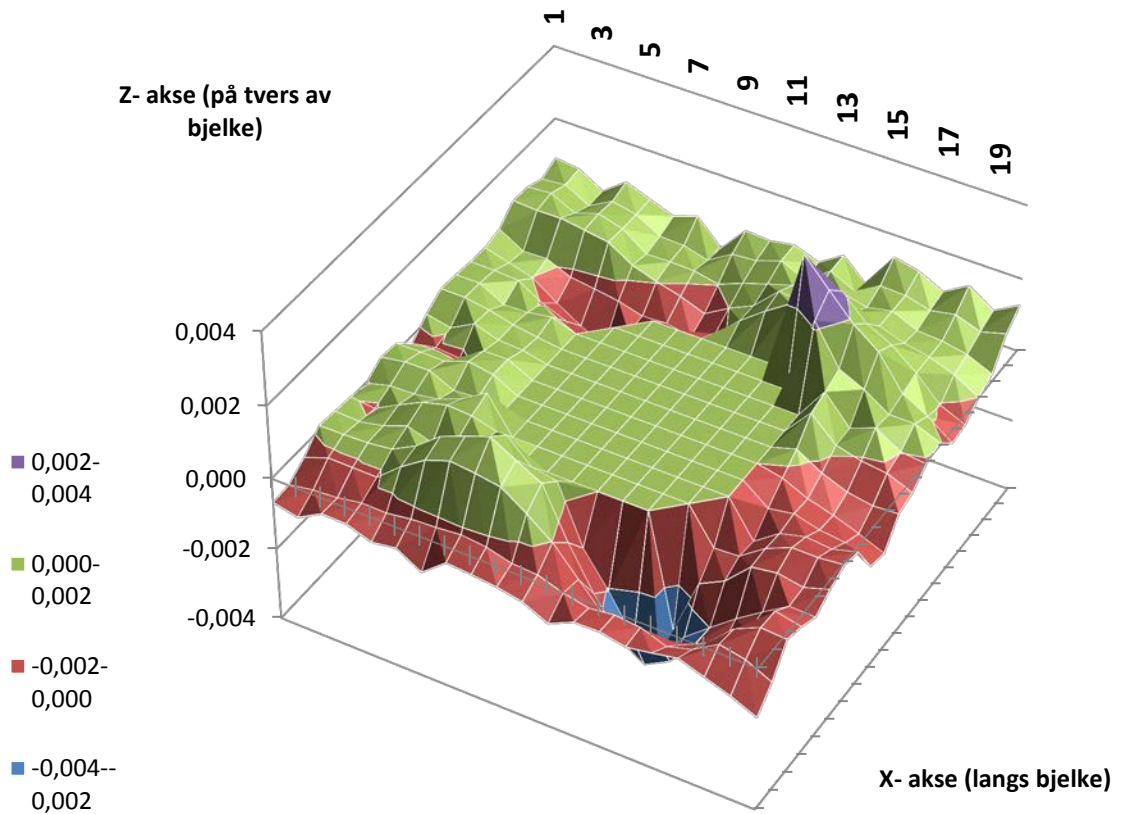
5.3.4 Bjelke 3B



Figur 31: Brudd i bjelke 3B

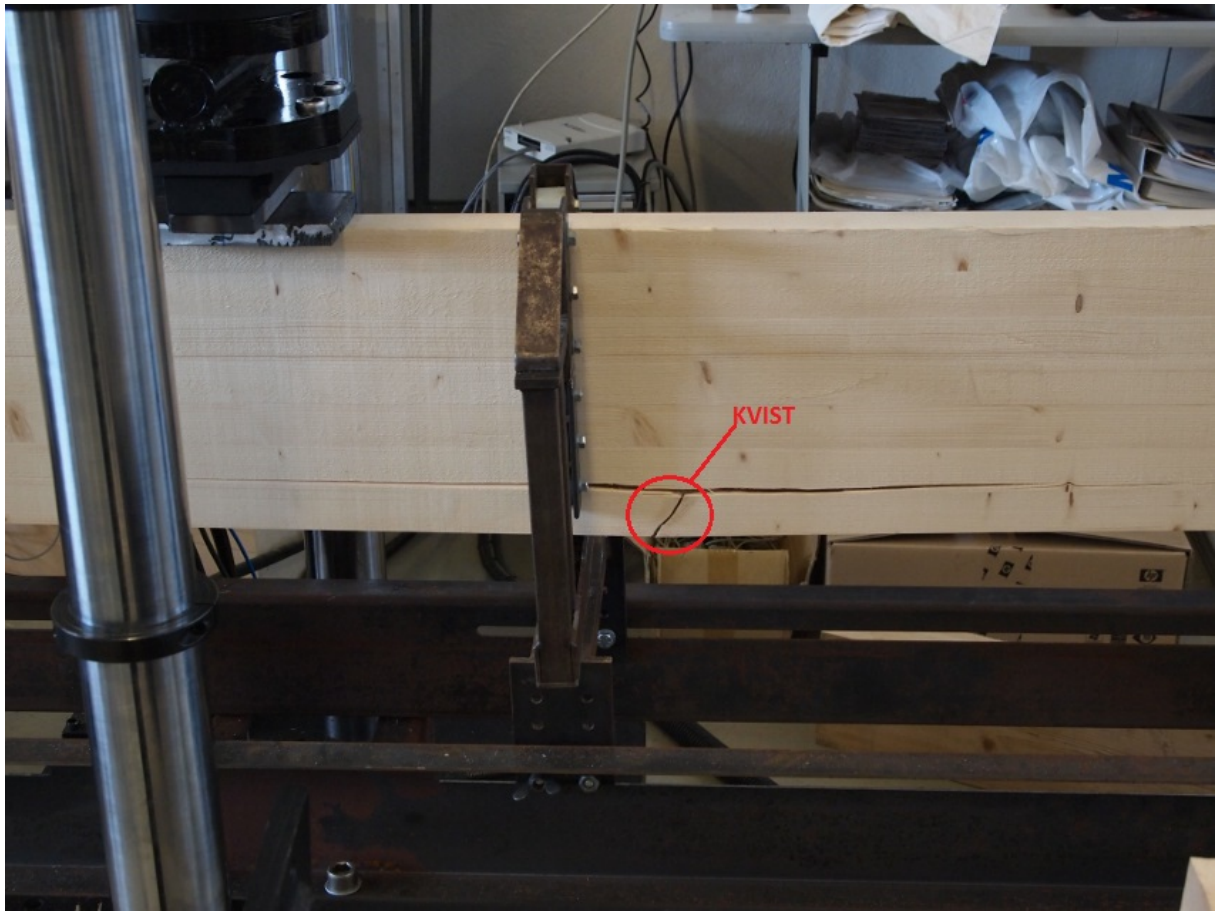
Bjelke 3B gikk til brudd ved 52 754 N. Her kom bruddet i sone 4, som er den minst momentutsatte siden av hullet. Antagelig er denne siden svekket av kvisten nederst til venstre i bildet, noe som også kan forklare bruddets lave plassering i forhold til hullet.

Bjelke 3B, tøyninger i Z- retning



Figur 32: Vertikale tøyninger i bjelke 3B ved 25 804 N.

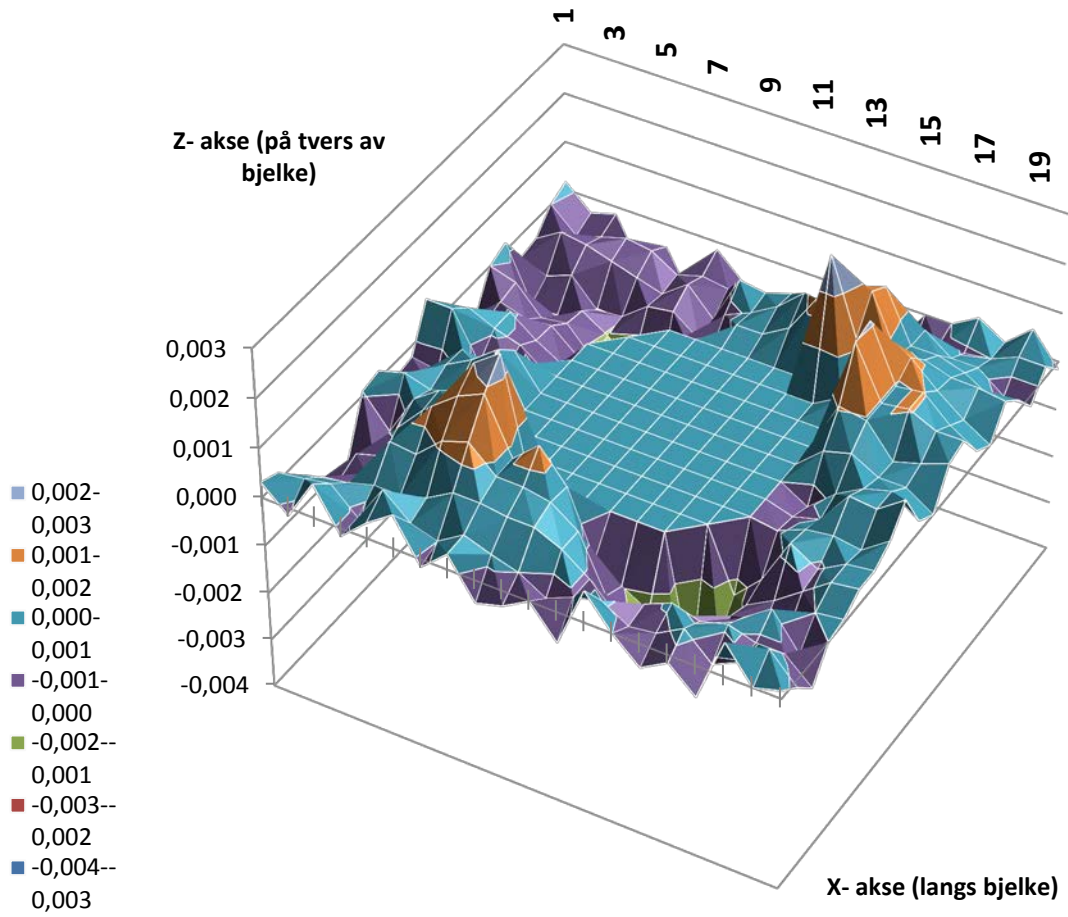
5.3.5 Bjelke 4A



Figur 33: Brudd i bjelke 4A

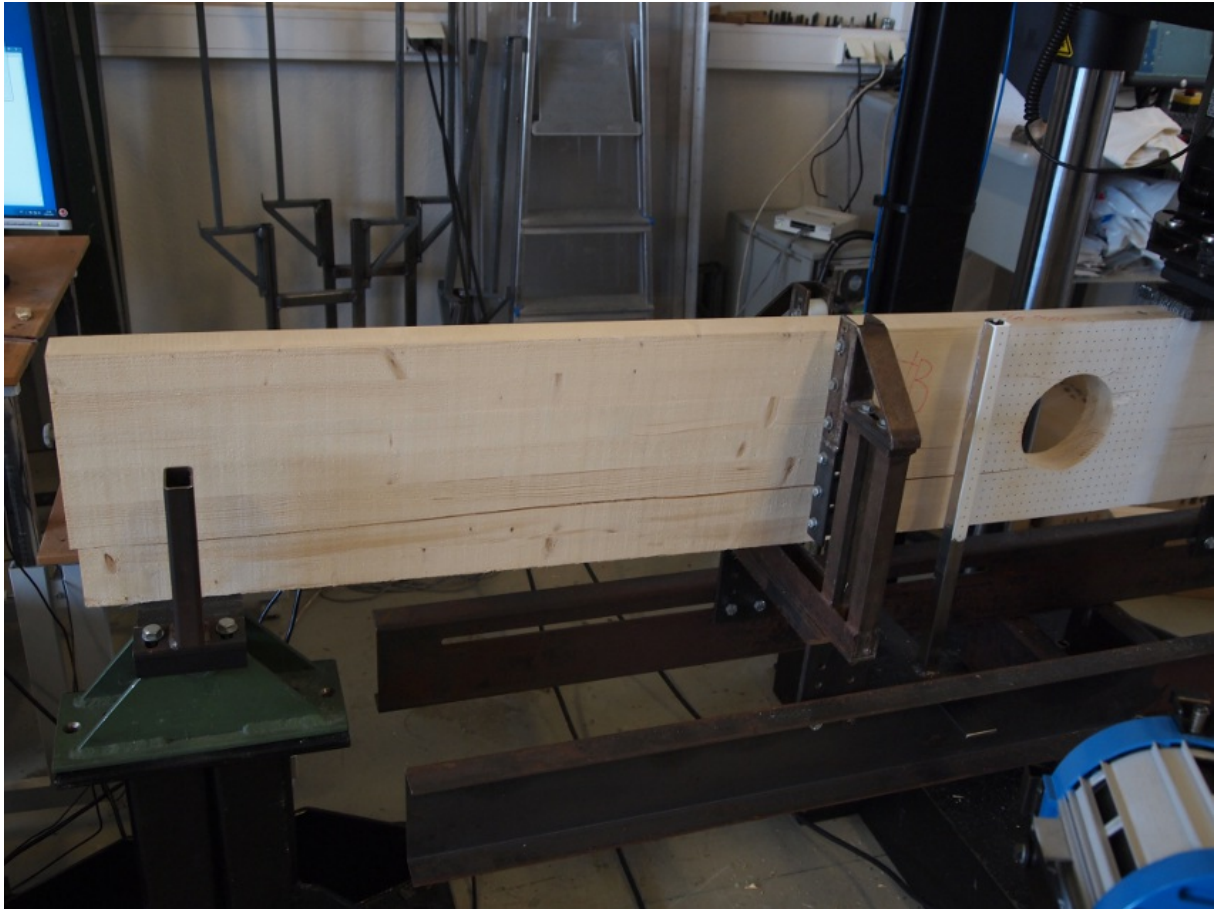
Bjelke 4A gikk til brudd ved 47 176 N. På lik linje med de andre bjelkene av type A kom bruddet i nærheten av lasten. Av bildet kan vi se en kvist som har svekket bjelken.

Bjelke 4A, tøyninger i Z- retning



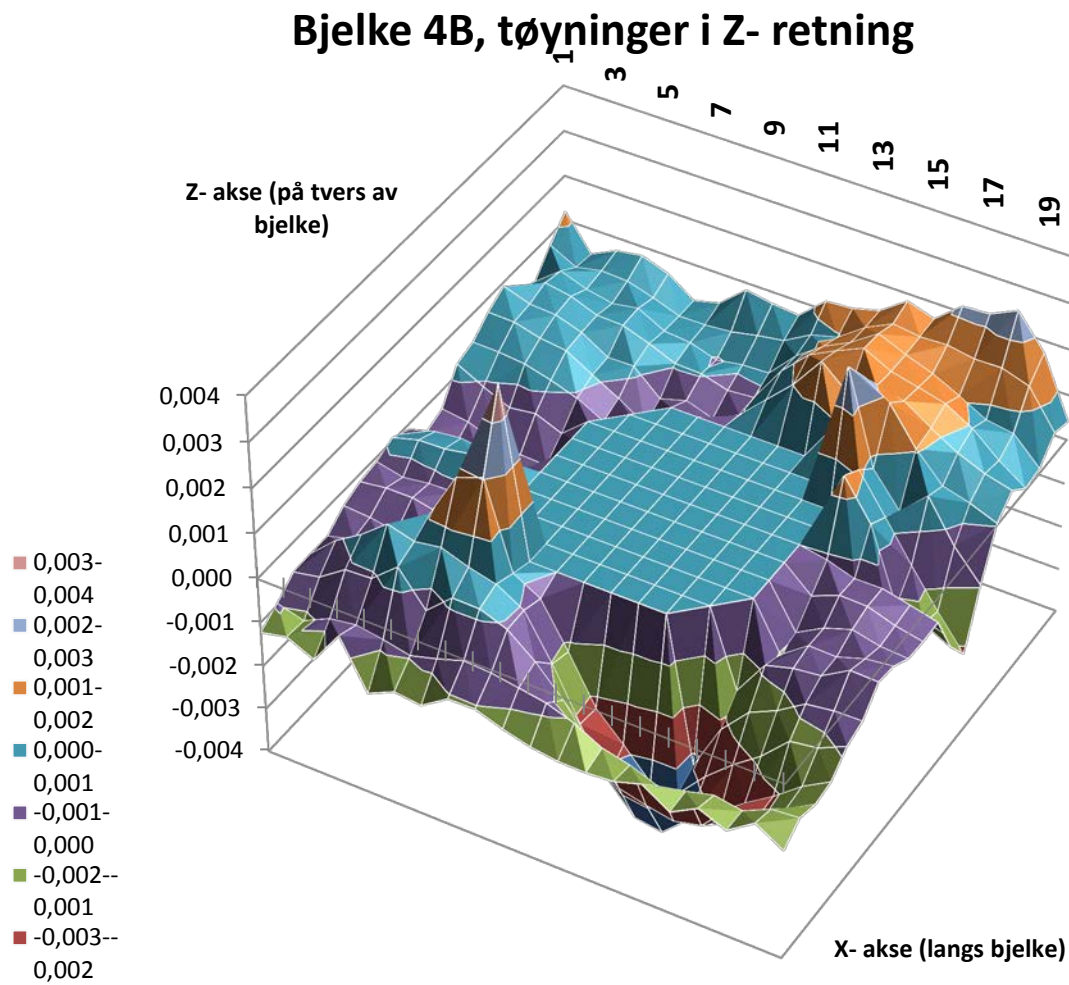
Figur 34: Vertikale tøyninger i bjelke 4A ved 27 829 N.

5.3.6 Bjelke 4B



Figur 35: Brudd i bjelke 4B

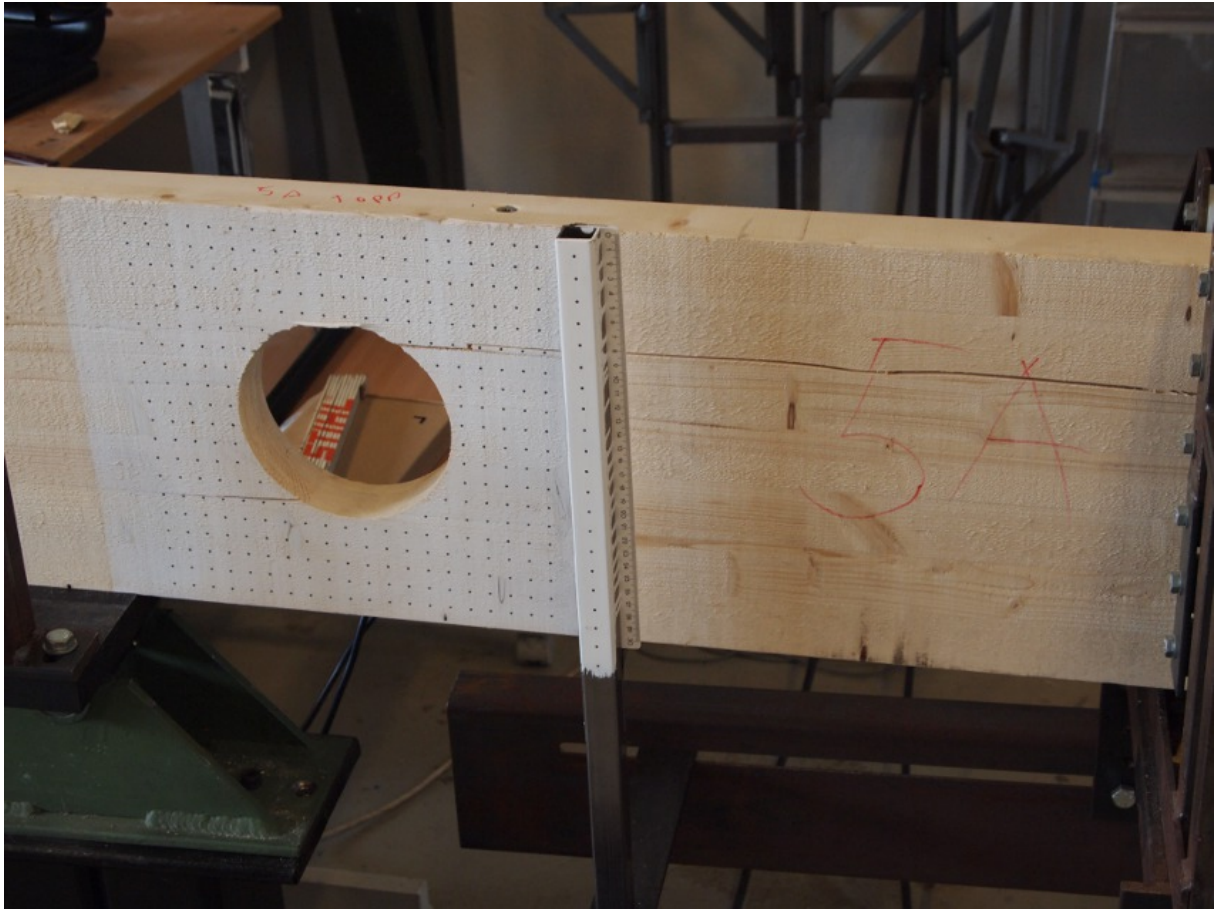
Bjelke 4B gikk til brudd ved 45 108 N. Dette er et skjærbrudd initiert av sprekkvekst i sone 4.



Figur 36: Vertikale tøyninger i bjelke 4B ved 28 256 N.

Plot av tøyningene viser tydelige tøyningstopper i sone 2 og 4.

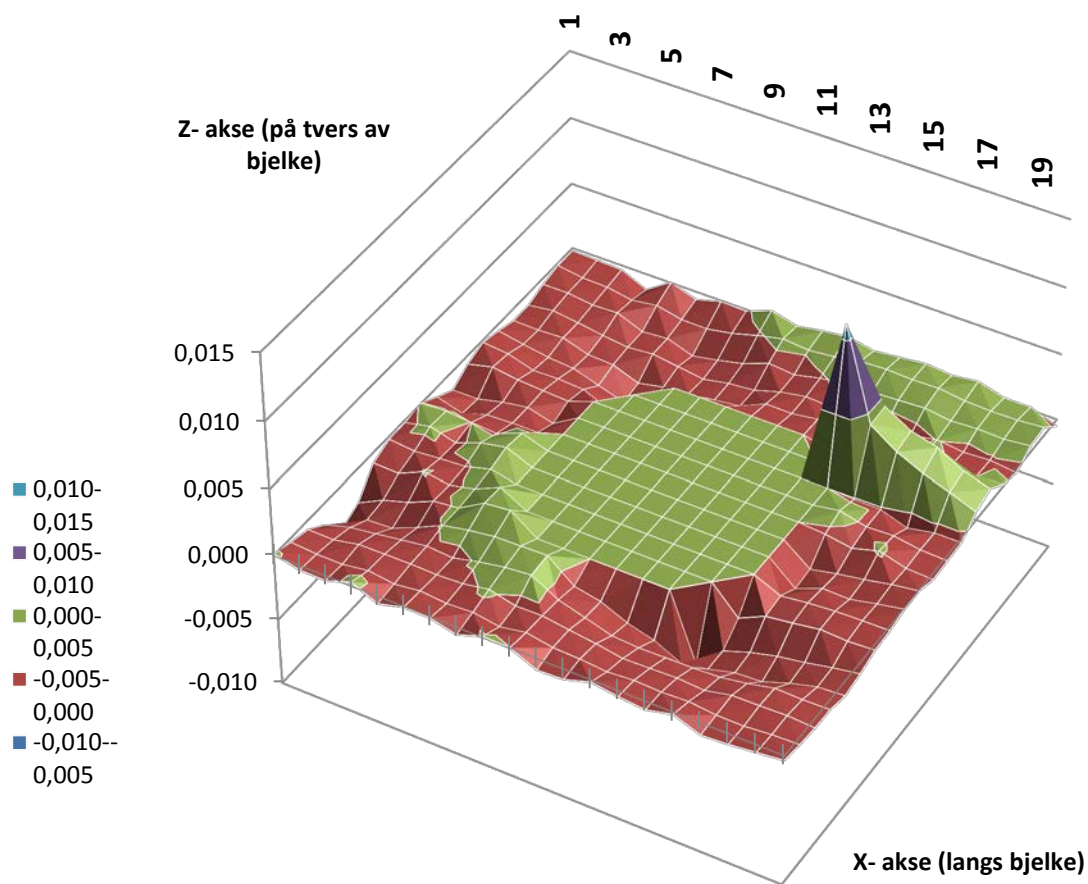
5.3.7 Bjelke 5A



Figur 37: Brudd i bjelke 5A

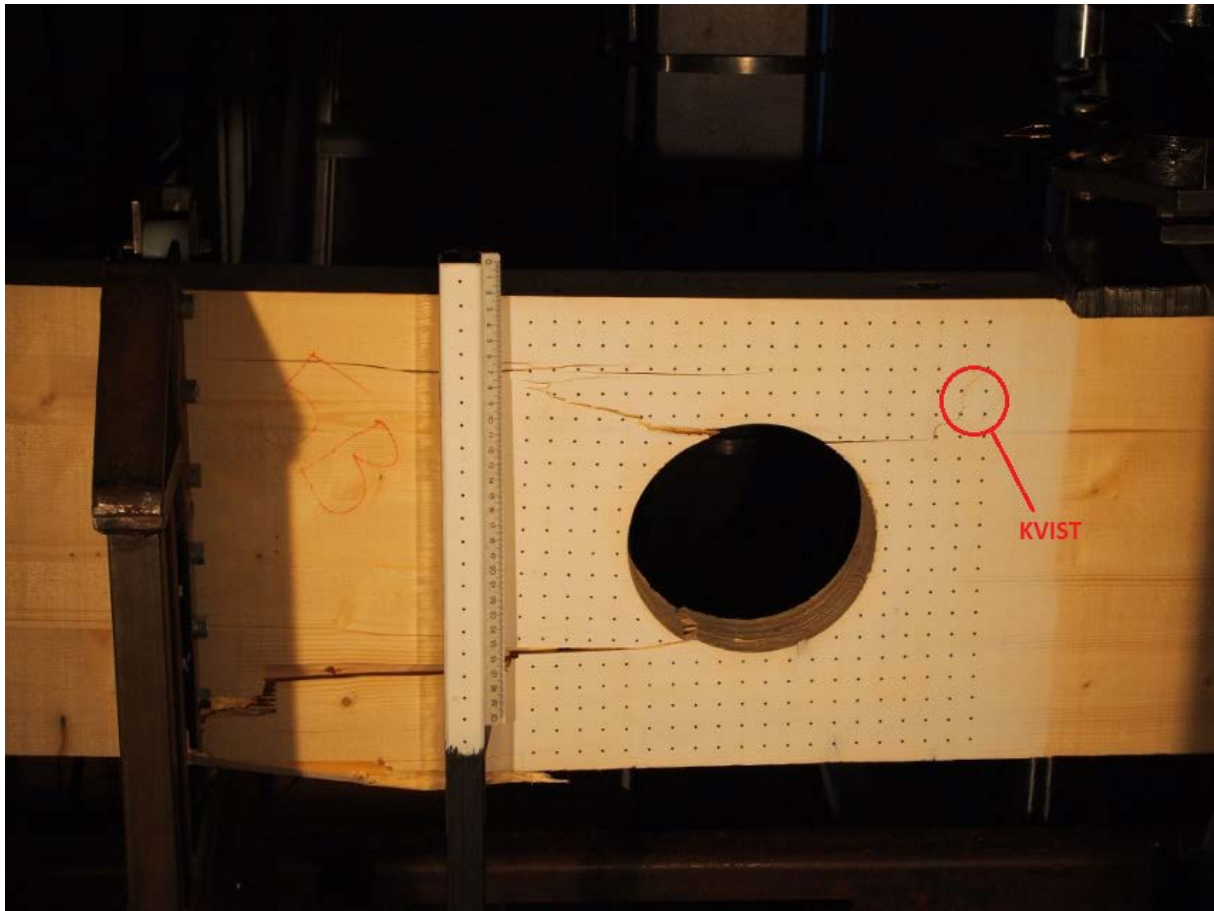
5A oppnådde brudd ved 61 409 N. Bruddet ble initiert av sprekkvekst i sone 2. Tennar i sone 2 har ført til tidlig sprekkvekst, som er årsaken til den høye spenningstoppen i konturplotet.

Bjelke 5A, tøyninger i Z- retning



Figur 38: Vertikale tøyninger i bjelke 5A ved 28 171 N.

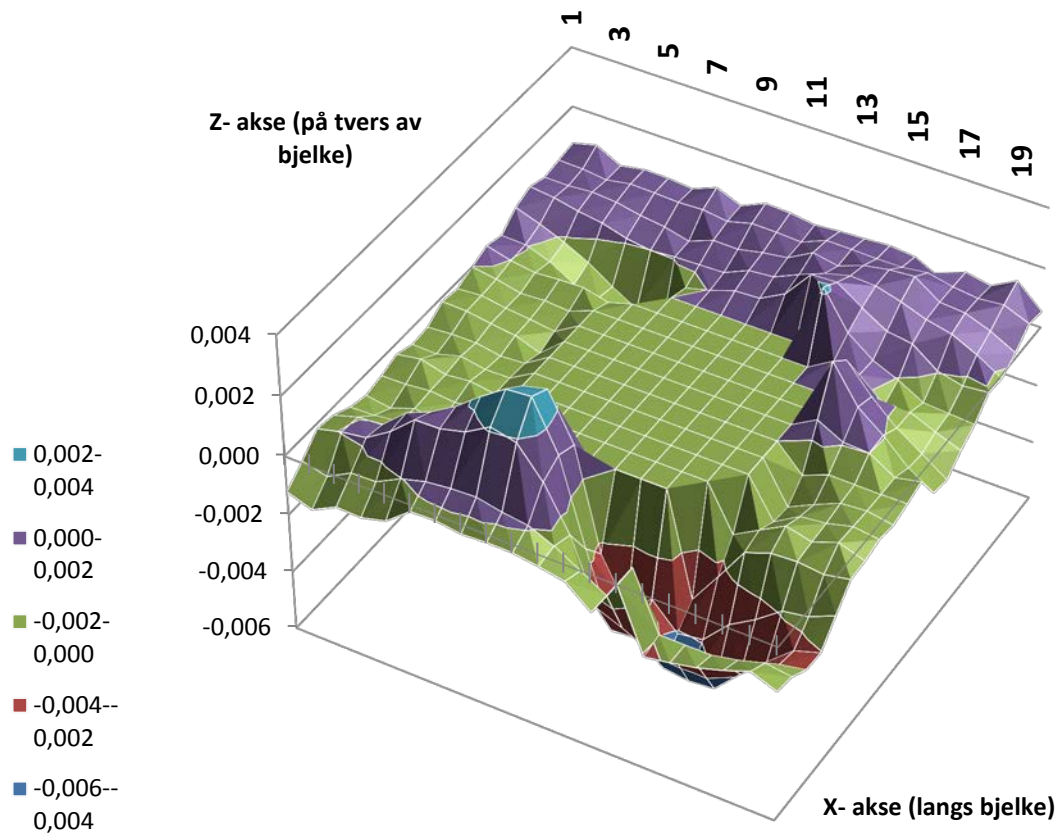
5.3.8 Bjelke 5B



Figur 39: Brudd i bjelke 5B

5B oppnådde brudd ved 44 653 N. Her også kommer bruddet i den mindre utsatte sone 4, men av bildet ser vi kvist nede til venstre. Det har også oppstått et brudd på trykksiden i sone 1 og klar sprekkvekst i sone 2. Liten kvist i sone 2, men den har tydeligvis liten påvirkning.

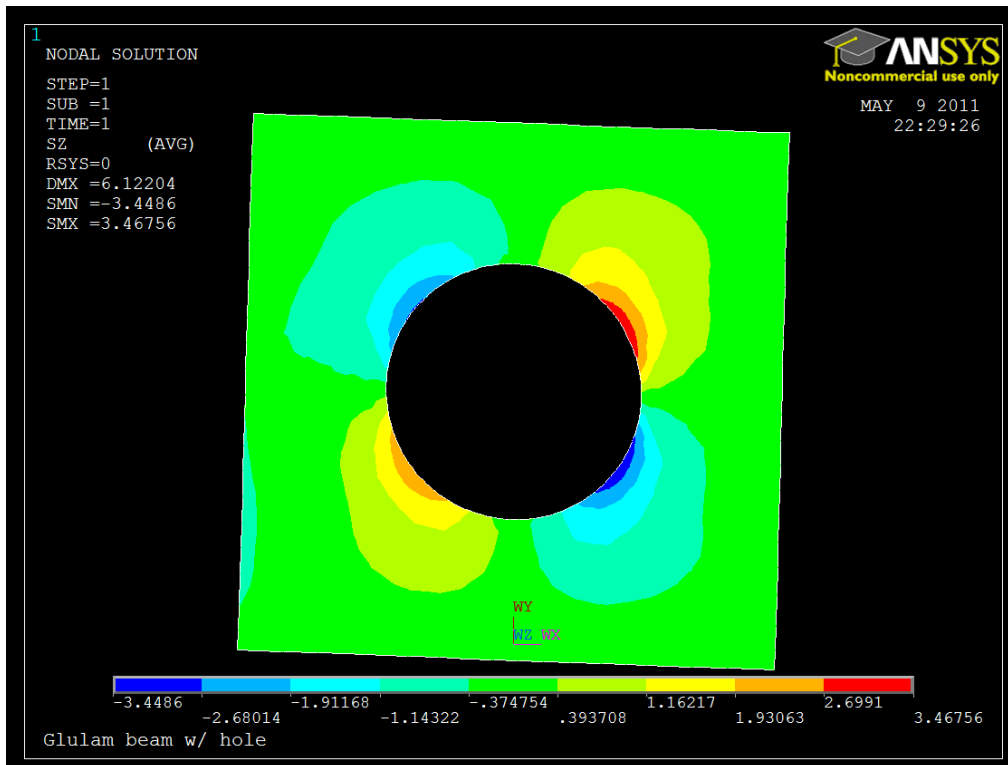
Bjelke 5B, tøyninger i Z- retning



Figur 40: Vertikale tøyninger i bjelke 5B ved 37 995 N.

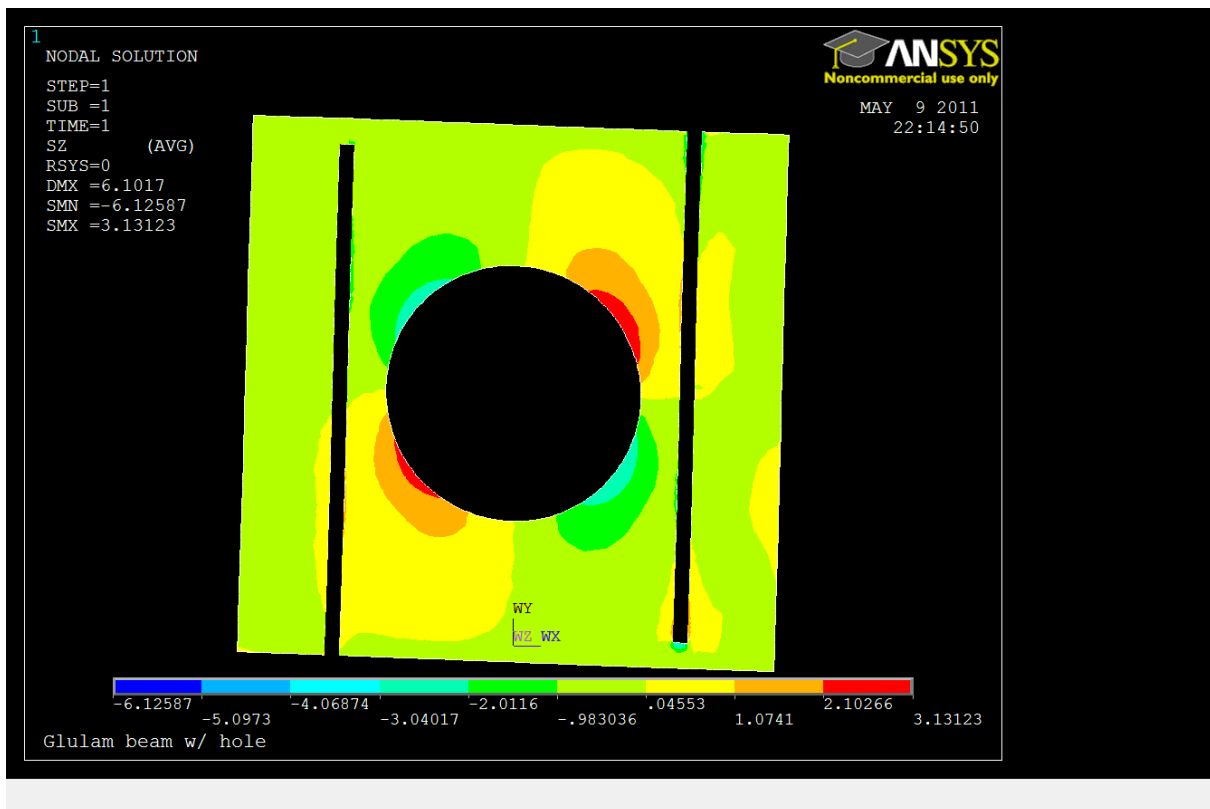
5.4 FEM- ANALYSE

5.4.1 Spenninger fra lineær analyse



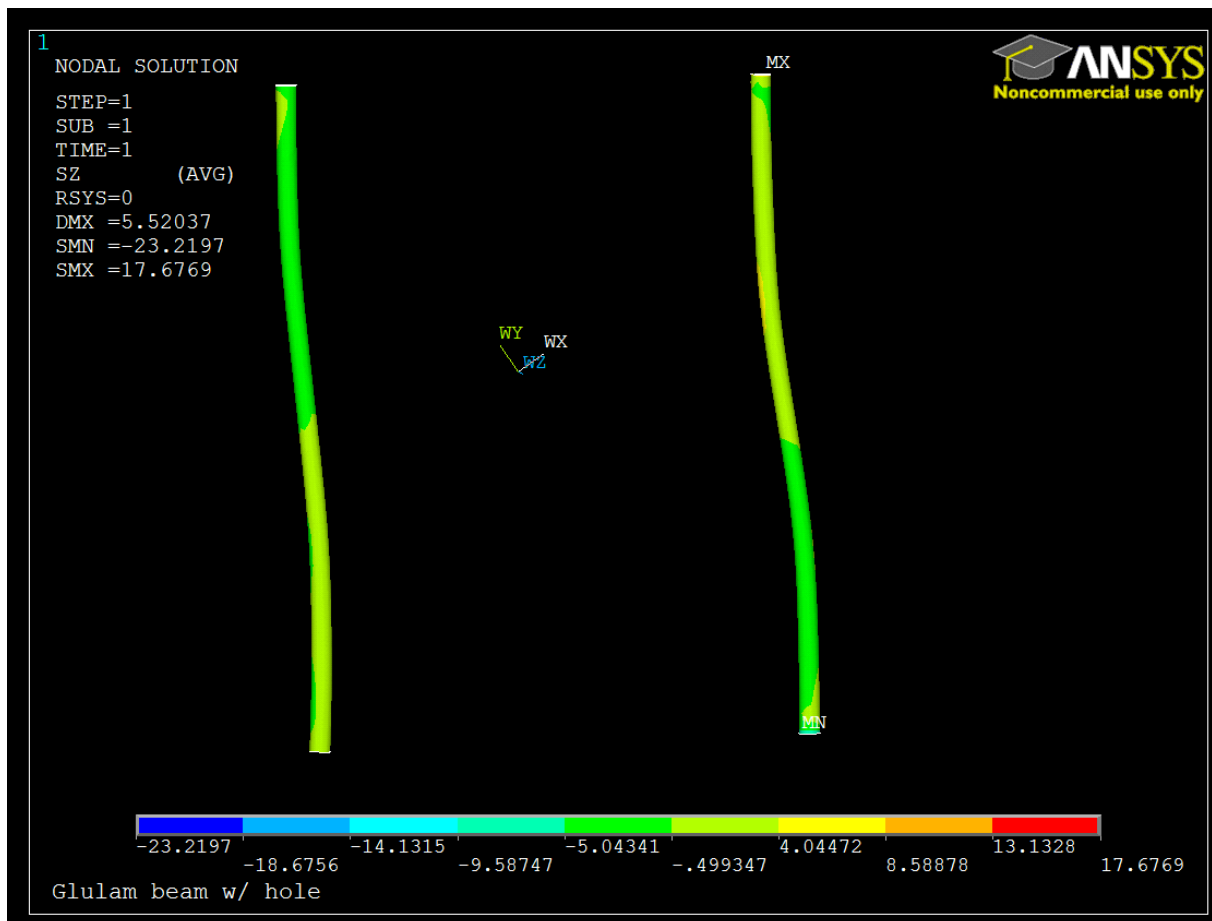
Figur 41: Spenninger i Z- retning i A bjelke uten skruer ved 28628 N.

Uten skruer gir hullet et spenningsbilde som stemmer godt overens med Aicher & Höfflin (2003), Aicher & Höfflin (2004) og Danielsson(2006) med strekkonsentrasjoner i sone 2 og 4 og trykk i sone 1 og 3(se figur 11).



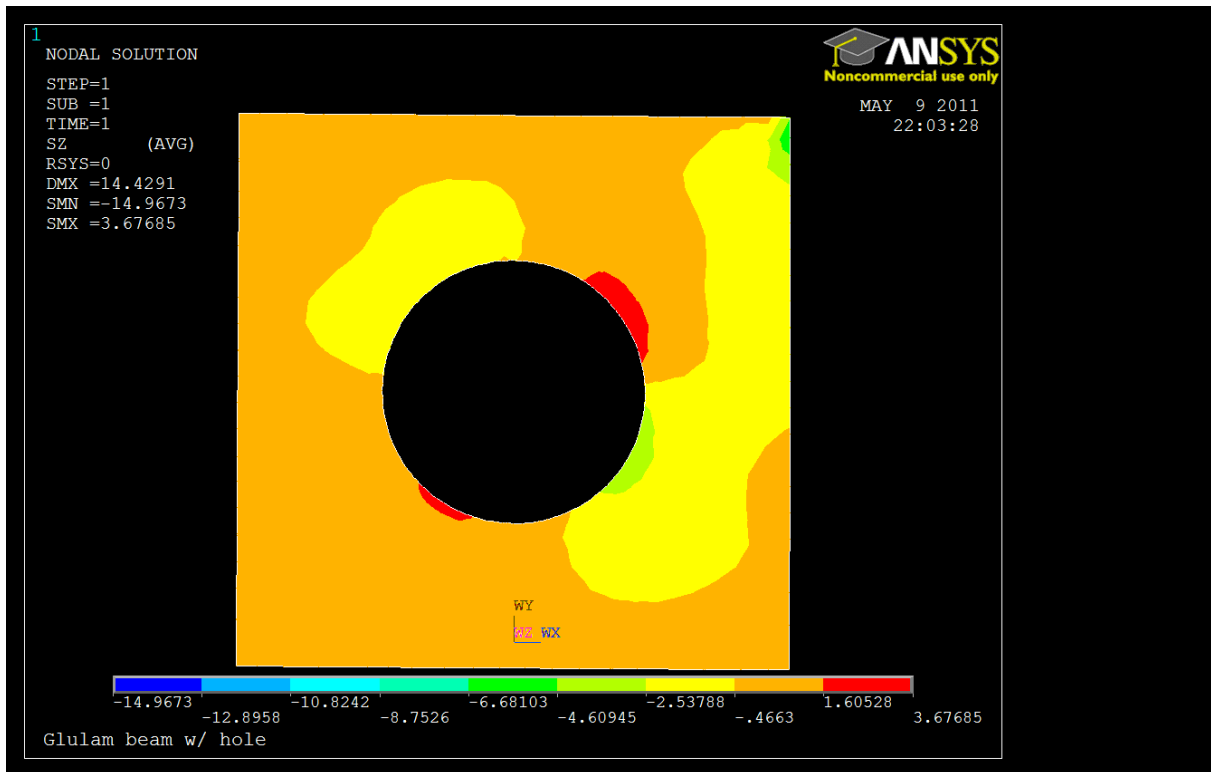
Figur 42: Spenninger i Z- retning i A bjelke med skruer ved 28628 N.

Det vi kan se av denne analysen er at innføringen av skruer reduserer spenningskonsentrasjonene i problemområdene rundt hullet. Også utbredelsen av spenningene reduseres. Resterende deler av bjelken ser vi, som for bjelken uten skruer, har tilnærmet null spenninger i Z- retning. Disse observasjonene er helt i tråd med antagelser om hvordan skruer skal fungere som armering mot tverrestrekk (Blaß & Bejtka 2004). Av plottene observeres en 10 % reduksjon av maks opptredende vertikalspenninger i området rundt hullet.

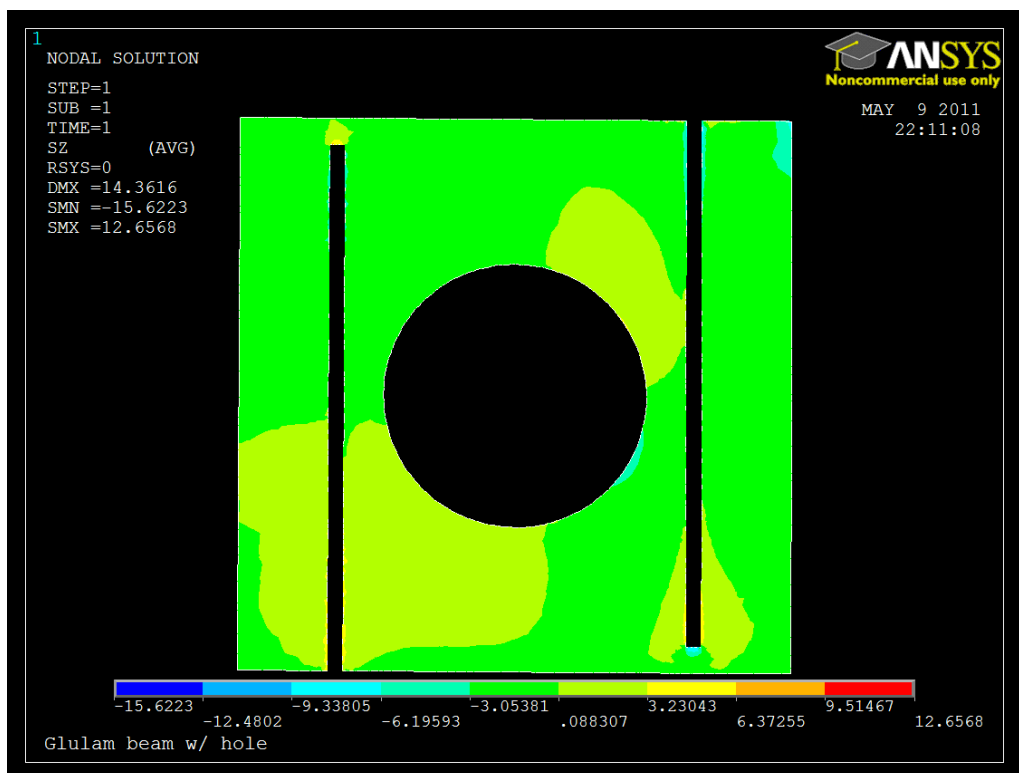


Figur 43: Aksialspenninger og deformasjonsfigur for skruer i A bjelke ved 28628N.

Figur 43 viser deformasjonsfigur i skala 50:1. Plottet viser at skruen er utsatt for bøyespenninger, som kan være med på å redusere dens kapasitet.

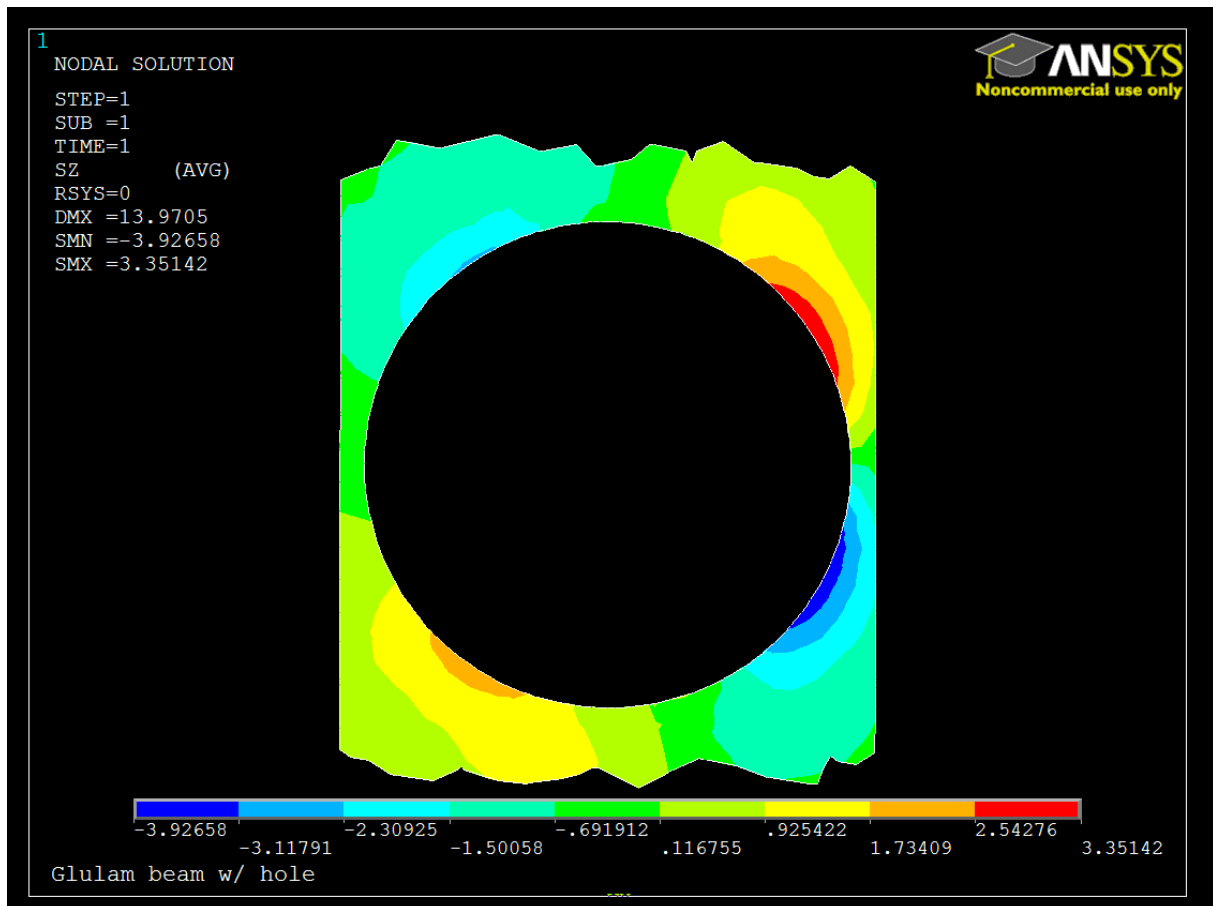


Figur 44: Spenninger i Z- retning i B bjelke uten skruer ved 28798 N.



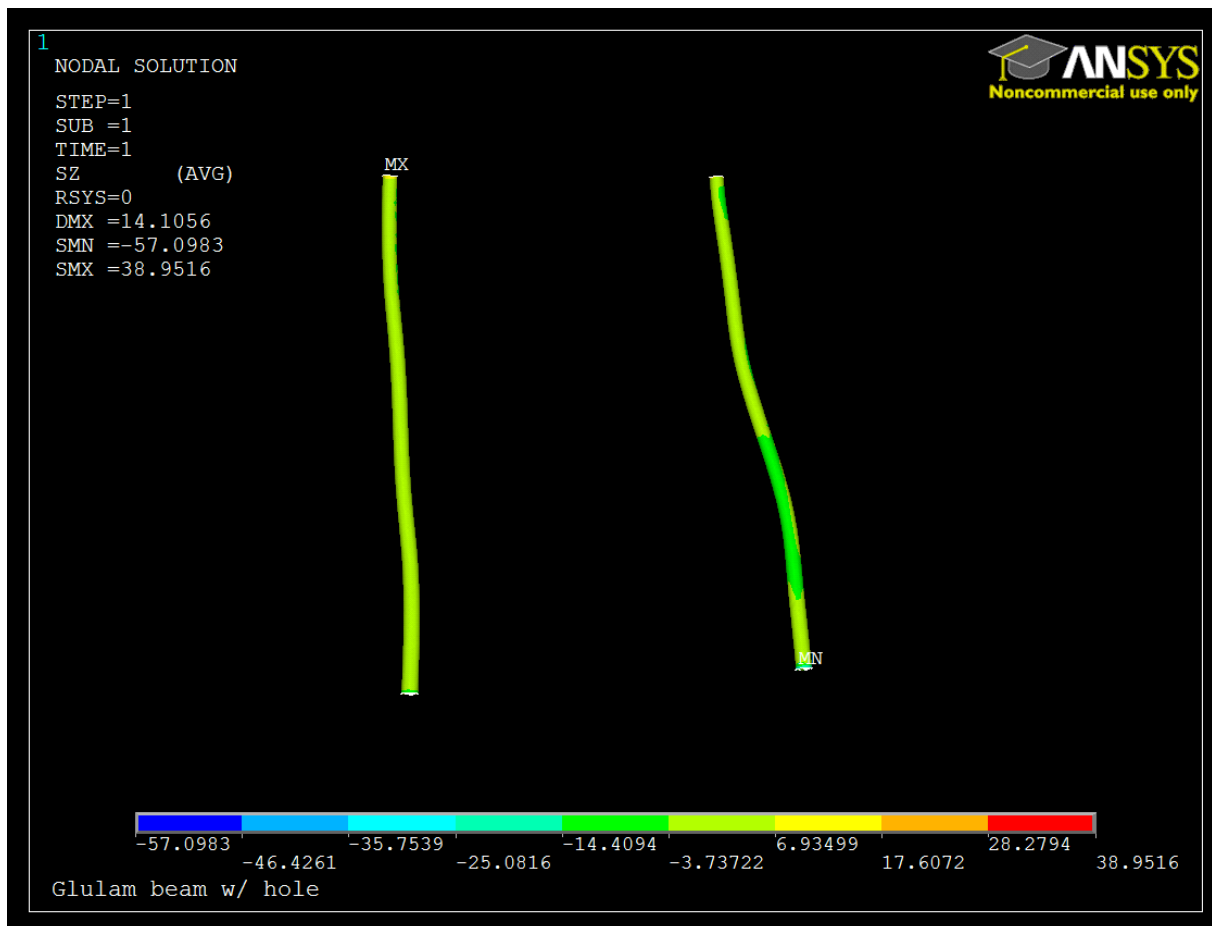
Figur 45: Spenninger i Z- retning i B bjelke med skruer ved 28798 N.

Tilsvarende spenningsforhold rundt hull i felt ved innføring av skruer. Skruene er fjernet fra plottet for å gi en bedre representasjon av spenningene i bjelken rundt hullet. Plottet viser samme tendens som for bjelke A når skruene utelates. Det er likevel noen forstyrrelser i randsonene til skruen hvor det oppstår spenninger som forstyrrer plottet.



Figur 46: Spenninger i Z- retning for bjelke B uten forstyrrelser fra skruene, 28798 N.

Dersom det betraktede området begrenses vil spenningsflyten ligne mer på tilfellet fra bjelke A. Her observeres også en reduksjon av vertikalspenninger på 10%.

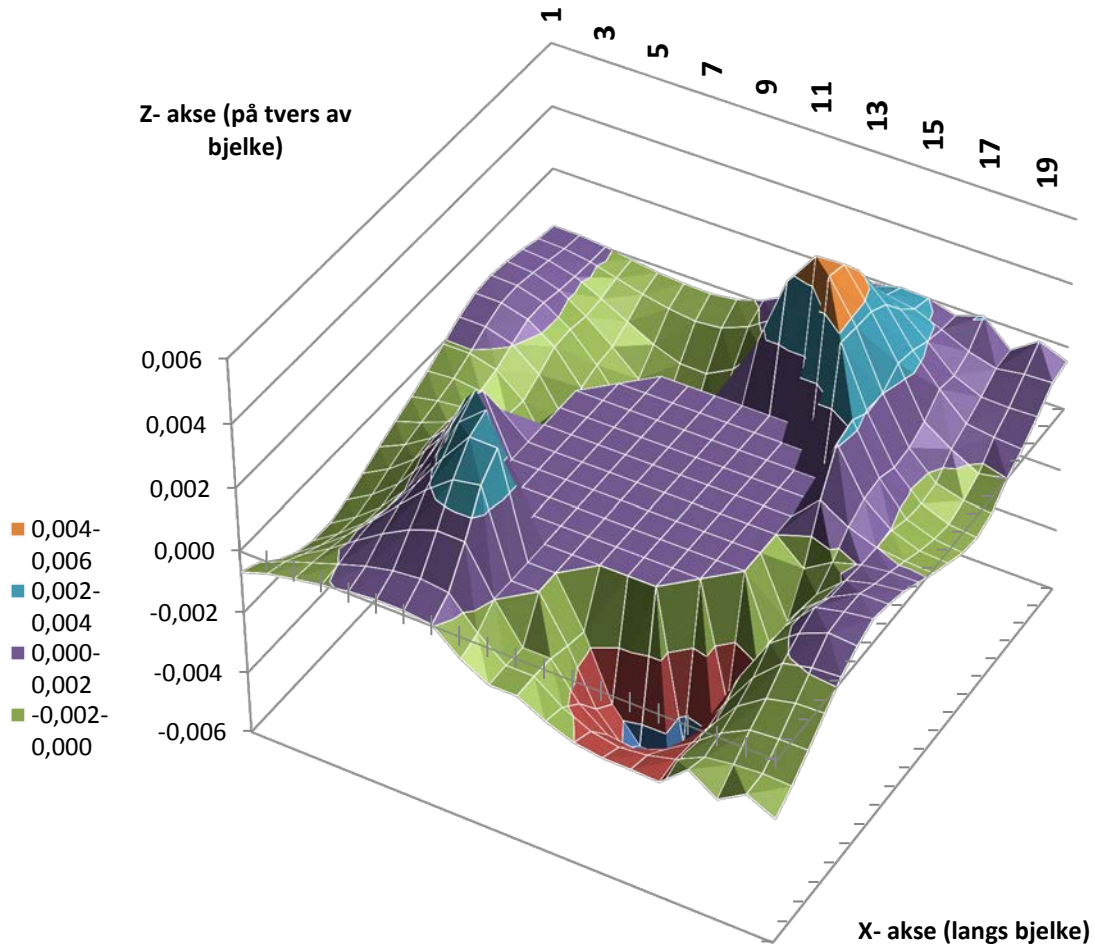


Figur 47: Aksialspenninger og deformasjonsfigur for skruer i B bjelke ved 28798 N.

Deformasjonsfigur av skruene for bjelke B i skala 50:1 er presentert i figur 47. I dette tilfellet er momentpåkjenningene mer asymmetriske enn hva som er tilfellet for bjelke A.

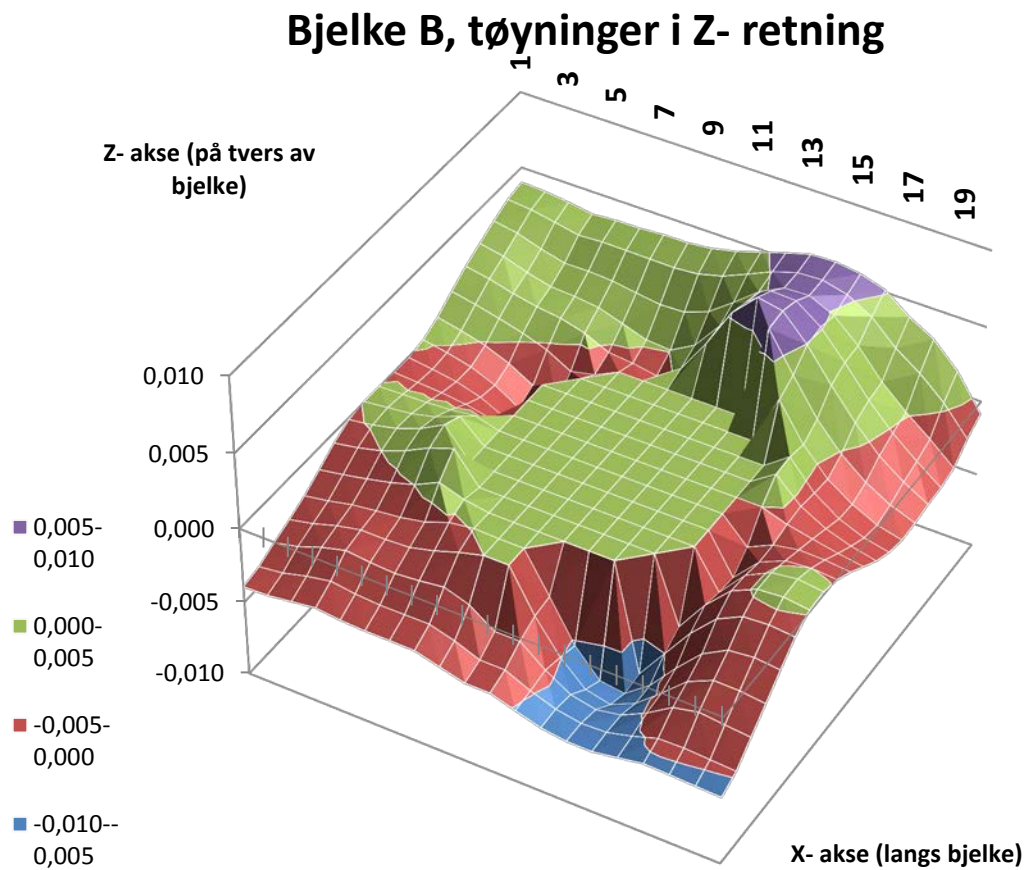
5.4.2 Tøyninger fra lineær FEM- analyse

Bjelke A, tøyninger i Z- retning



Figur 48: ANSYS¹ A bjelke, 28628 N.

Plotting av tøyningene fra ANSYS¹ modellen viser som ventet samme tendens som bjelkeforsøkene.

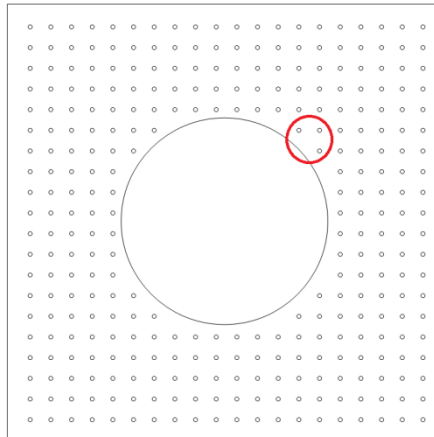


Figur 49: ANSYS¹ B bjelke, 28798 N.

Tilsvarende tøyninger for modellen av bjelke B, og som ventet er tøyningene noe høyere enn hva som er tilfellet for bjelke A.

5.5 SAMMENLIGNING MED MEDHAUG(2011)

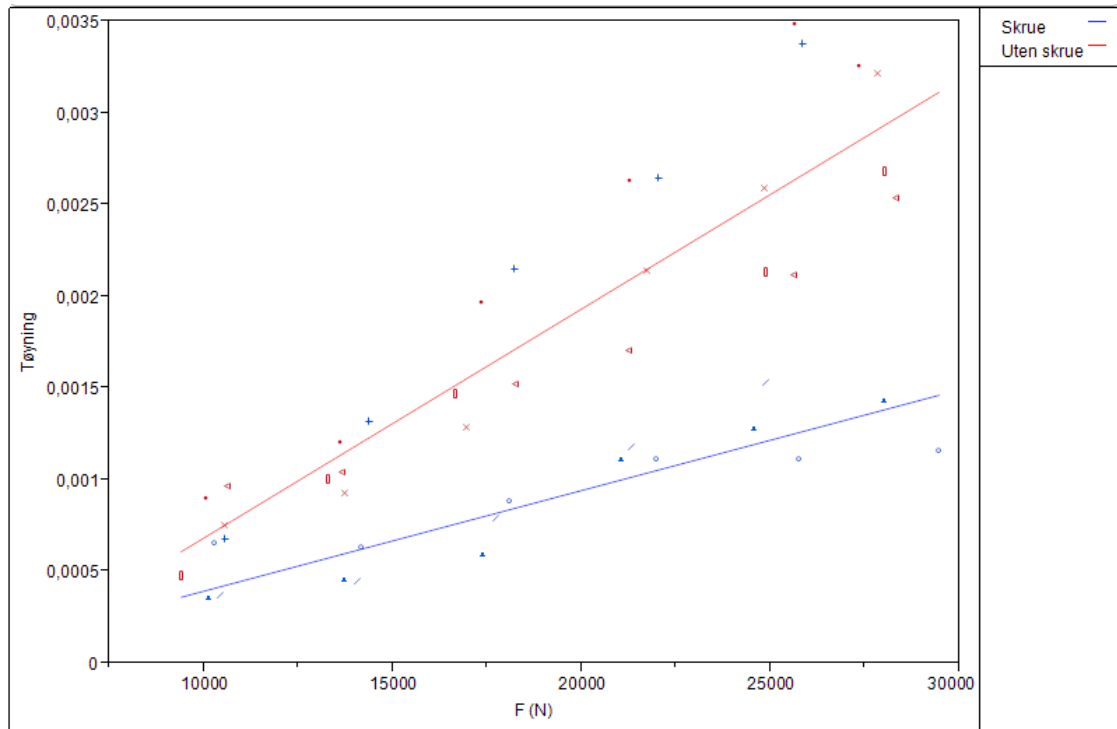
Medhaug(2011) evaluerte tre av nodene i det mest kritiske området i gridet til limtrebjelker med hull uten forsterkninger. Resultatene fra disse forsøkene er sammenlignet med tilsvarende noder fra de forsterkede bjelkene. Kun bjelker fra B serien er betraktet ettersom disse hadde mer komplett datamateriale. Figur 50 indikerer de tre utvalgte nodene i kritisk sone som er betraktet.



Figur 50: Betraktete noder i det mest utsatte området.

Kovariansanalyse ble gjennomført for de kalkulerte gjennomsnittsverdiene for vertikale tøyninger mot last og forsterkningstype er vist i figur 51. Resultatene er presentert i tabell 11.

Sammenligningen viste en gjennomsnittlig reduksjon av tøyninger på 30 %.



Figur 51: Resultater fra kovariansanalyse. Røde markører er forsterkede bjelker og sorte er bjelker uten forsterkning.

Tabell 11: Resultater fra kovariansanalyse på forsterkede mot ikke forsterkede bjelker.

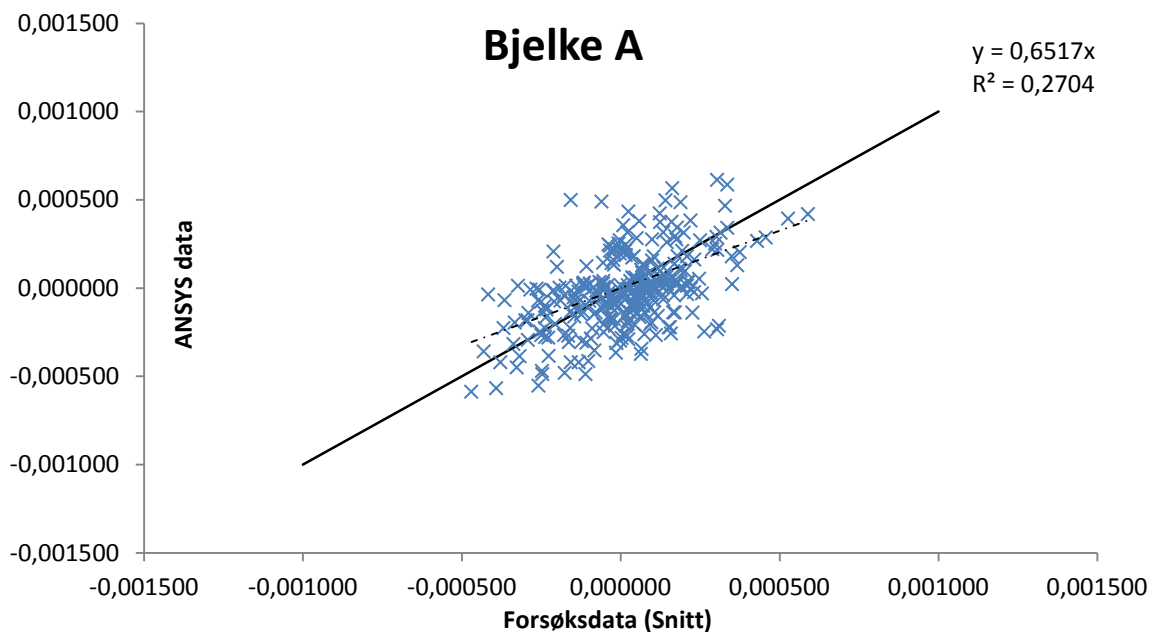
	F- verdi	Prob > F	P- verdi
Type	103,78	< 0,0001	< 0,05
Last	23,45	< 0,0001	< 0,05

Kovariansanalysen påviser signifikant lavere tøyninger på bjelkene med forsterkninger.

6 EVALUERING OG DISKUSJON

6.1 EVALUERING AV FEM-MODELLEN

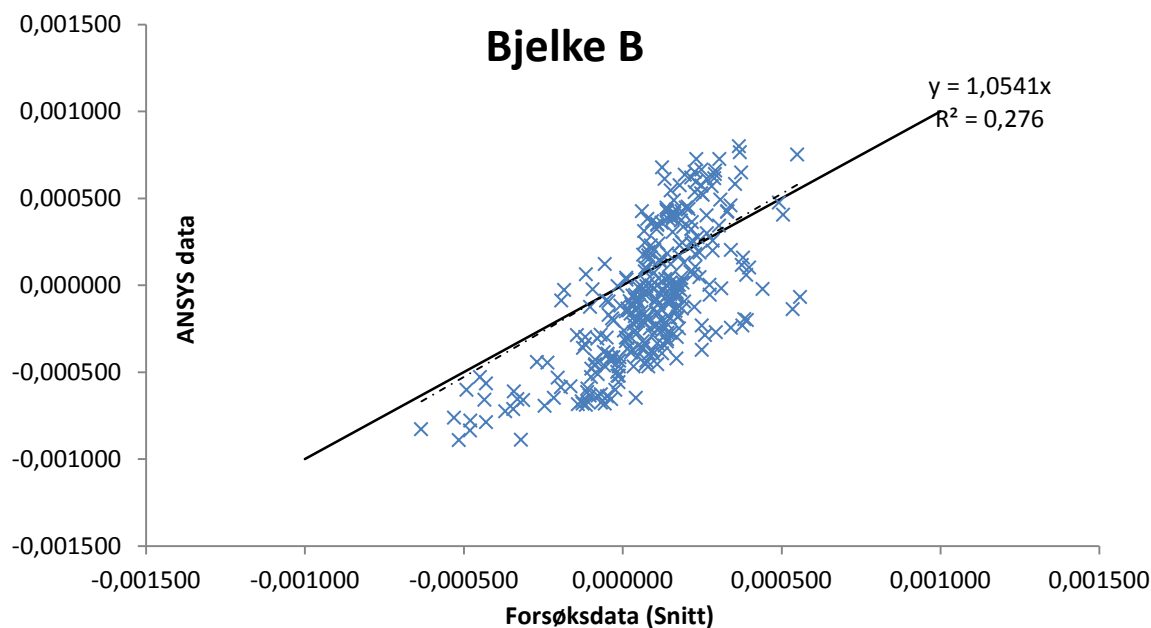
Ved evaluering av tøyningene per node for et gitt lastnivå burde en lineær sammenheng mellom forsøksdataene og dataene fra ANSYS¹ kunne avsløres. Ved plotting av tøyningene mot hverandre vil lineær regresjon kunne antyde en sammenheng mellom dataene.



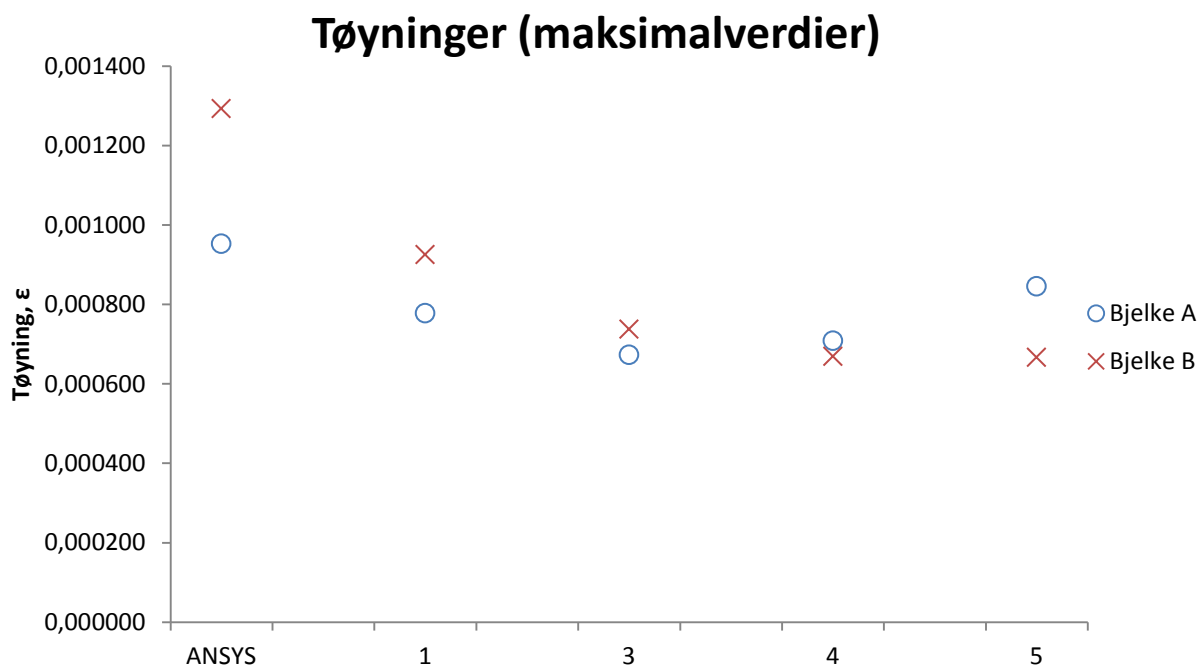
Figur 52: Fordeling av tøyninger for bjelke A i henholdsvis ANSYS og fra forsøk ved 10303 N.

Den heltrukne linjen representerer ideallinjen ($y=x$) hvor tøyningene fra ANSYS¹ og forsøkene er like, mens den stiplede linjen representerer en lineær regresjon av dataene, begge linjene går gjennom origo. R^2 og formelen til den lineære regresjonslinjen er representert i grafene (figur 52 og 53).

For bjelke A samsvarer regresjonslinjen og ideallinjen meget godt. Dette er også representert av formelen til regresjonslinjen. For bjelke B antyder regresjonen at tøyningene fra ANSYS¹ modellen ligger høyere enn forsøkene. R^2 verdiene på 0,27 uttrykker en mindre god sammenheng mellom de plottede verdiene og den lineære modellen.



Figur 53: Fordeling av tøyninger for bjelke B i henholdsvis ANSYS og fra forsøk ved 10630 N.

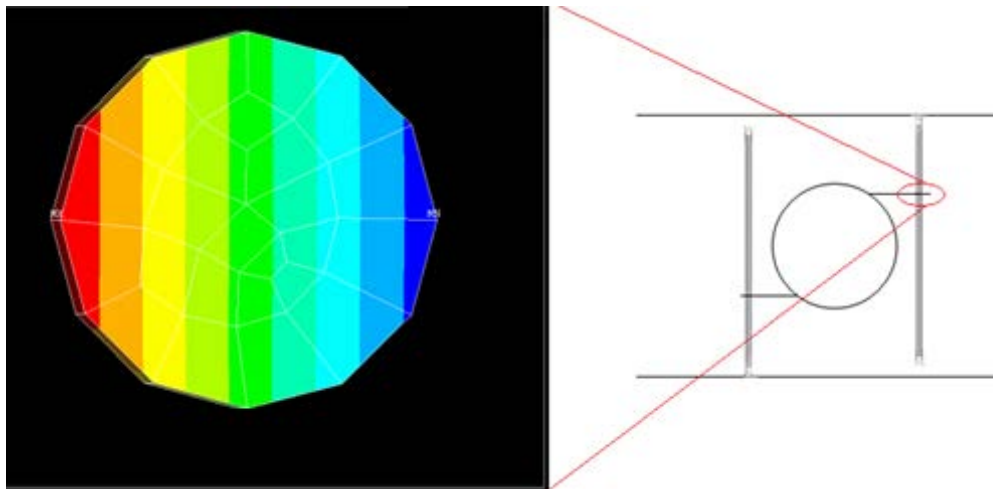


Figur 54: Maksimale tøyninger for de ulike bjelkene ved lastnivå 2

En sammenligning av største opptredende tøyninger på et lastnivå i slutten av det bjelkens lineære område indikerer at det er høyere opptredende tøyninger i bjelke B enn i bjelke A. Dette er forventet for bjelker uten forsterkninger, og det vil være naturlig og anta at forsterkningene skal utjevne denne forskjellen.

6.2 EVALUERING AV BEREGNINGSMETODER

De ulike beregningsmetodene for forsterkninger ble benyttet for hvert lastnivå og satt opp mot hverandre. Videre ble spenningene i verst utsatte skruer i kritisk snitt (se figur 55) hentet ut fra ANSYS og vurdert opp mot beregningene fra de ulike metodene.



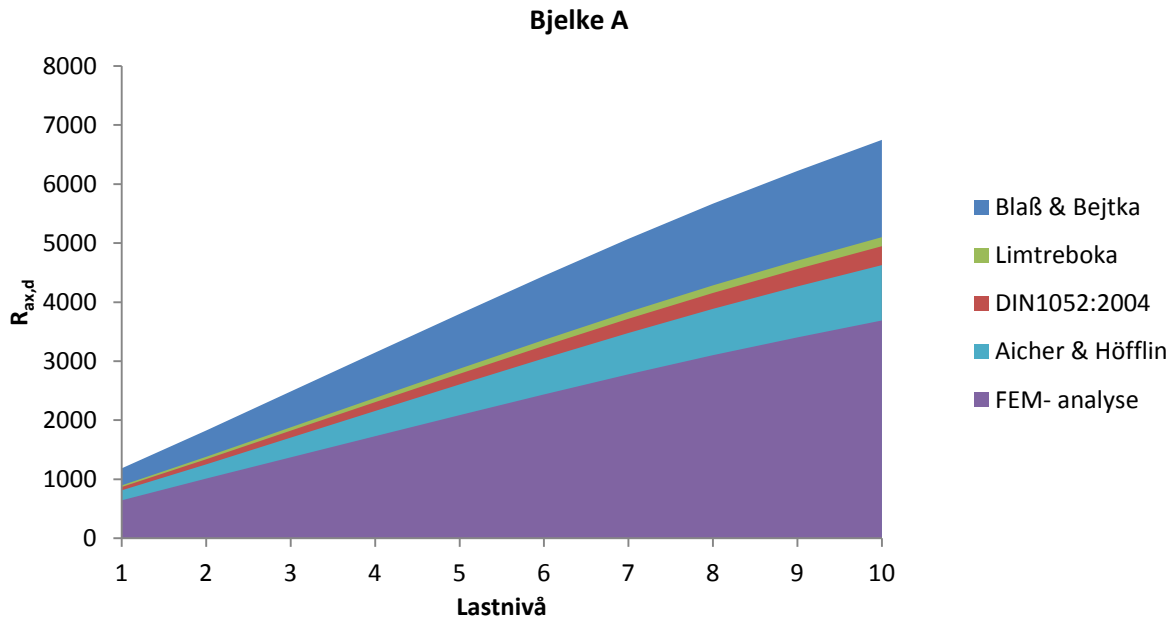
Figur 55: Spenninger i skruen i bjelke B fra ANSYS ved 32135 N.

I begge tilfeller vil skruen som ligger lengst mot punktlasten være verst utsatt fordi denne er utsatt for mest moment. Denne er brukt som utgangspunkt og begge skruene regnes derfor for å være verst utsatt i beregning av aksialkreftene fra modellen.

Plottet viser lineært fordelte spenninger over tverrsnittet, hvor aksialspenningen i skruen kan beregnes på bakgrunn av Naviers hypotese (Irgens 2006):

$$\sigma_0 = \frac{M \times y}{I} + \frac{N}{A}$$

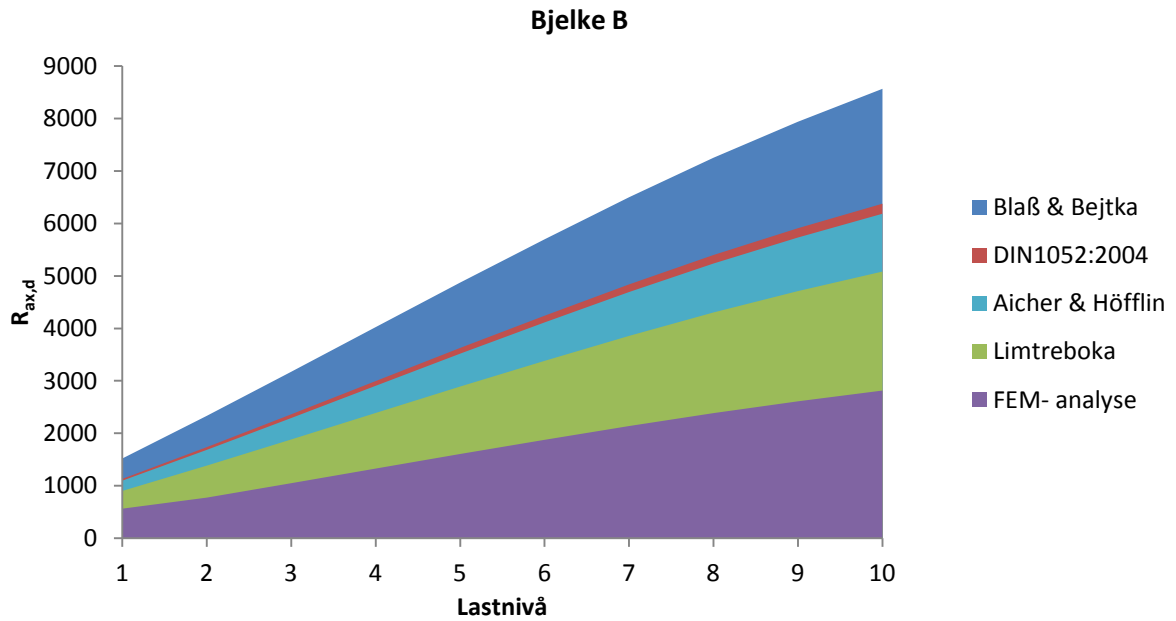
Formel 27



Tabell 12: Sammenligning av aksialkapasiteter bjelke A

	Blaß & Bejtka	DIN1052:2004	Limtreboka	Aicher & Höfflin	FEM-analyse
Blaß & Bejtka	1,00	0,73	0,76	0,69	0,54
DIN1052:2004	1,36	1,00	1,03	0,94	0,74
Limtreboka	1,32	0,97	1,00	0,91	0,72
Aicher & Höfflin	1,46	1,07	1,10	1,00	0,79
FEM-analyse	1,84	1,35	1,39	1,26	1,00

For bjelke A ligger beregningene fra Limtreboka over beregningene fra DIN1052:2004 med 3 %. Blaß & Bejtka(2004) har mest konservative krav og ligger hele 32 % over beregningene fra Limtreboka. Minst konservativ er metoden fra Aicher & Höfflin(2004) basert på Weibullfordeling. Alle beregningsmetodene ligger over verdiene fra FEM- analysen.



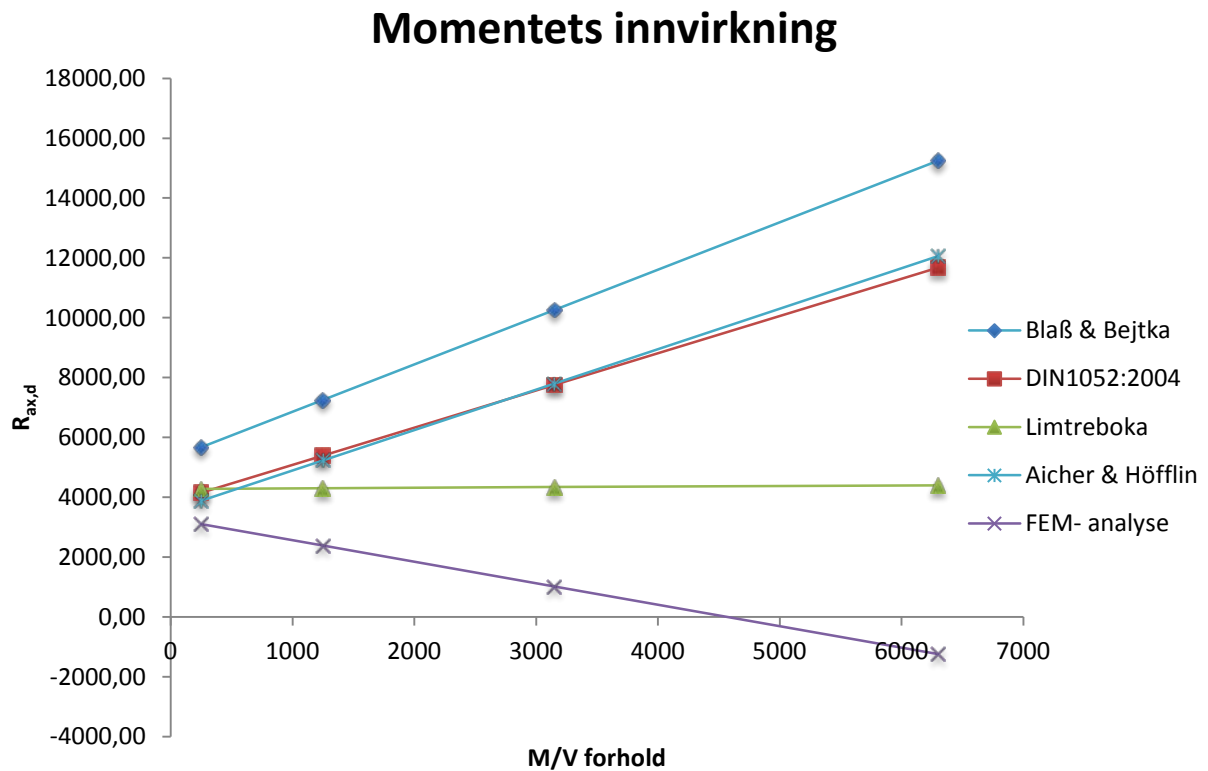
Tabell 13: Sammenligning av aksialkapasiteter bjelke B

	Blaß & Bejtka	DIN1052:2004	Limtreboka	Aicher & Höfflin	FEM-analyse
Blaß & Bejtka	1,00	0,74	0,59	0,72	0,37
DIN1052:2004	1,34	1,00	0,80	0,97	0,50
Limtreboka	1,69	1,25	1,00	1,22	0,63
Aicher & Höfflin	1,38	1,03	0,82	1,00	0,51
FEM- analyse	2,70	2,01	1,60	1,95	1,00

For bjelke B ligger beregningene fra Limtreboka under de andre beregningsmetodene. Dette er ventet ettersom Limtreboka ikke tar hensyn til virkningen av moment i sin beregningsmetode. Spenningene fra FEM- analysen ligger lavere enn de andre beregningsmetodene også for bjelke B. Resultatene fra simuleringen viser lavere verdier for bjelke B enn for bjelke A.

6.2.1 Innvirkning av moment

For de to ulike bjelkene A og B er det et M/V forhold på henholdsvis 250 og 1250. Dette tilsvarer 0,79h og 3,97h. Lastnivå 8 er betraktet og lineær interpolasjon benyttet til å predikere hvordan de ulike forsterkningsmetodene ville takle et økende M/V forhold.



Figur 58: M/V forhold mot aksialkraft i skruer

Tabell 14: M/V forhold mot aksialkraft i skruer

(M/V)	Blaß & Bejtka	DIN1052:2004	Limtreboka	Aicher & Höfflin	FEM-analyse
250	5668,65	4155,44	4284,29	3886,41	3101,66678
1250	7252,23	5398,34	4303,58	5236,35	2384,93
3150*	10261,02*	7759,84*	4340,22*	7801,25*	1023,13*
6300*	15249,29*	11674,96*	4400,97*	12053,58*	-1234,58*
Stigningstall	1,58	1,24	0,02	1,35	-0,72

*interpolerte verdier

Ved økende M/V forhold registreres Limtrebokas manglende hensyn til moment i sine beregningsmetoder. Aicher & Höfflin(2004) og DIN1052:2004 følger hverandre, men Aicher & Höfflin(2004) har et noe høyere stigningstall, som medfører høyere krav til kapasitet med økende M/V forhold. Blaß & Bejtka(2004) er mest konservativ med tanke på økende behov til kapasitet med økende M/V forhold. Resultatene fra FEM- simuleringen viser nedadgående kurve ved økende M/V forhold, resultatene ligger også lavere enn hva som er tilfellet for bjelke A.

6.3 DISKUSJON

Uttreksforsøkene gir interessante resultater ettersom de ikke påviser noen sammenheng mellom densitet og uttrekkskapasitet. Siden densitet er det eneste av trevirkets egenskaper som standarden legger til grunn for uttrekkskapasiteten vil det være nærliggende å tro at disse resultatene skyldes lite utvalg og liten variasjon innad i testseriene. For mer pålitelige resultater bør nok testserier hvor det er noenlunde lik spredning av densitet benyttes for de ulike tilfellene av kantavstand.

Forsøkene viser uansett en signifikant sammenheng mellom kantavstand og kapasitet. Dette innebærer at ekstra hensyn må tas dersom smale bjelker skal dimensjoneres, og ekstraordinære tiltak for å finne skruenes kapasitet må gjøres i hvert tilfelle.

Ingen signifikant sammenheng mellom kantavstander og stivhetsmodul for forbindelsen ble påvist. Dette kommer nok av at stålet har markant høyere stivhetsmodul, 250-600 ganger høyere avhengig av radiell eller tangentiell retning. Forbindelsens stivhetsmodul er likevel bare 3-4 % av stålets.

Fotogrammetri er relativt ferskt som analyseverktøy til å se på tøyninger i tre, allikevel har metoden vist lovende resultater i flere studier som blant andre Franke(2006), Dahl(2009) og Medhaug(2011). Verktøyet åpner for en nøyaktighet og dokumentasjon av forsøk som før ikke var mulig. Metoden har fremdeles noen barnesykdommer, dette gjelder både den praktiske biten og på programvaresiden. En metode for å automatisere påtegning av prikker er nødvendig for å oppnå et best mulig grid. Manuell påtegning medfører huller og ulike kontraster som ikke er synlig for det blotte øyet, men som blir veldig tydelig på dataskjermen. Bruk av primer, sort-hvitt bilder og sterke lyskastere førte likevel til et tålelig bra resultat. En eller annen form for printer til å påføre grid hadde vært optimalt.

En mulig feilkilde i analysen kan være den hydrauliske pressbenken. Vibrasjonene fra denne mistenkes å kunne utgjøre en betydelig forstyrrelse, som fører til unøyaktighet i resultatene. Denne påstanden støttes opp av at det er større spredning mellom de fotogrammetriske resultatene og FEM- modellen for bjelke B. Ettersom målingene på bjelke B ble foretatt rett i nærheten av

pressbenken er det nærliggende å anta at gridet i dette området vil bli mer påvirket av vibrasjonene enn hva tilfellet er for bjelke A. En undersøkelse av hvor mye innvirkning som kan forventes fra hydraulikken og en korreksjon for disse vil kunne være med på å gjøre resultatene enda bedre.

Prinsippet som ligger til grunn for anvendelsen av skruer som armering mot tverrstrekk bygger på Hookes lov, hvor stivere deler får høyere spenninger. Dette medfører at alle spenninger på tvers av fiberretningen antas å bli tatt opp av skrueforbindelsen, ergo blir skruens aksialkapasitet alene dimensjonerende for tverrstrekkkapasiteten (Blaß & Bejtka 2004). Dette gir en enkel beregningsmetode og det utelukker trevirkets styrke på tvers av fiberretningen. Dette vil være ønskelig da det er mye tvil rundt størrelsen av trevirkets fasthet på tvers av fiberretningen.

Simuleringer fra FEM- modellen viser hvordan spenningsbildet forløper rundt hullet med og uten skrueforsterkning. Med utgangspunkt i spenningsplottene fra FEM- analysen kan vi betrakte fordelingen av spenninger på tvers av fiberretningen i bjelke med forsterkninger kontra en bjelke uten forsterkninger. I samsvar med tidligere studier ((Danielsson 2006), (Aicher & Höfflin 2004), (Medhaug 2011)) blir det store tverrstrekkspenninger i sone 2 og 3 og tverrtrykkkonsentrasjoner i sone 1 og 4. Og som forventet blir spenningstoppene mindre når skruene inkluderes i modellen, mens spenningskonsentrasjonene nå er å finne i de stivere skruer-elementene. Dette er helt i tråd med antagelsene fra tidligere arbeider (Blaß & Bejtka 2004), og er en god indikasjon på effektiviteten av skruen som forsterkning.

En sammenligning av beregningsmetodene og spenninger hentet fra ANSYS¹ avslører at metodene på en god måte predikerer spenningene skruen må dimensjoneres for i tilfellet med A bjelken. DIN1052:2004, Limtreboka og Aicher & Höfflin gir relativt like resultater og ligger 20-25 % over spenningene fra simuleringene. Blaß & Bejtka (2004) later til å være i overkant konservative, og dette skyldes i hovedsak hvordan de velger å betrakte geometrien for sprekkveksten.

For bjelke B gir simuleringene lavere aksialspenninger i skruen enn hva som er tilfellet for bjelke A, noe som er uventet og høyst sannsynlig ukorrekt. Som tidligere nevnt er det påvist sammenheng mellom opptredende moment rundt hullet og tverrstrekkspenninger, noe som vil tilsa at det også burde være høyere spenninger i skruen. Den lave aksialspenningen skyldes antagelig i stor grad mangelen på sprekkvekst i modellen. Uten noen form for sprekkvekstsimulering tar ikke modellen hensyn til innvirkningen av skruens uttrekkskapasitet. Det medfører at skruene i større grad tar opp moment, noe som manifesterer seg i deformasjonsfigurene. For å perfeksjonere modellen kan sprekkvekst simuleres med metoder som "killing of nodes" hvor noder som overstiger forhåndsdefinerte bruddkriterier fjernes fra beregningen mellom hvert beregningstrinn. Dette vil føre til en mer korrekt oppførsel og med stor sannsynlighet gi bedre resultater.

De skisserte beregningsmetodene virker alle å være tilstrekkelige med tanke på kapasitet, men som nevnt vil en simulering med sprekkvekst kunne verifisere dette bedre. Metoden fra Blaß & Bejtka(2004) virker som nevnt i overkant konservativ, mens Aicher & Höfflin og DIN1052:2004 ligger i et område som virker komfortabelt. Ettersom standarden skisserer at en dimensjoneringsmetode for strekk tvers på fiberretningen skal ta hensyn til størrelseseffekter vil det være mest naturlig å videreutvikle metoden fra Aicher & Höfflin(2004). Limtrebokas metode vil mest sannsynlig vise seg å være utilstrekkelig når det foreligger mer korrekte analyser av bjelker med høyt M/V forhold.

Deformasjonsfigurene gir et interessant bilde av hvordan skruene deformerer inne i bjelken. De betydelige bøyespenningene som oppstår vil være med på å redusere skruens kapasitet, og er et aspekt som burde utforskes videre. Figurene antyder også at skruene med fordel kunne vært kortere. Lengden på skruene i denne oppgaven fører til en s- formet deformasjon, mens en kortere skrue ikke ville fått like hard momentpåvirkning.

Utgangspunktet for bjelkeforsøkene blir noe annerledes ettersom en indre reaksjon forsøkes påvist gjennom ytre målinger. Sammenligning med resultatene fra Medhaug(2011) påviste en signifikant sammenheng mellom tøyninger og forsterkninger. Dette er en god indikator på at forsterkningene medfører lavere tøyninger på tvers av fiberretningen rundt hullet.

Den viktigste rollen til forsterkningene er å hindre sprekkdannelse, samt å hindre sprekkvekst hvis sprekk oppstår. Visuell inspeksjon av billedmateriale fra forsøkene påviser senere sprekkdannelse i forhold til bjelker uten forsterkninger. Medhaug(2011) fikk sprekkdannelser i radialplanet allerede ved 11 kN last, mens bjelker med skrueforsterkning sjelden fikk sprekkdannelse før dimensjonerende kapasitet var oppnådd.

Utviklingen på skruesiden har vært stor de siste årene, noe som har resultert i lengre og bedre skruer med bedre egenskaper i samvirke med tre(Trautz & Koj 2009). Dette har gjort skruen til et godt og anvendelig alternativ til eldre metoder for forsterkning. En lignende eldre teknikk vil være innlimte bolter eller stålstenger, her har limet gjort jobben som den nye typen gjenger gjør i moderne selvborende skruer. Prinsippet for disse to forsterkningsmetodene er i utgangspunktet ganske like, men den praktiske gjennomføringen ganske ulik. Begge metodene har fordelen av å være interne og dermed skjulte i konstruksjonen.

De eksterne metodene som omfatter finérplater og glassfiberduk benytter seg også i hovedsak av lim som bindemiddel. Disse metodene er en god del mer tungvinte enn de skruebaserte metodene. Innstalling av slike forsterkninger i ettertid eller rehabiliteringsøyemed er relativt utelukket da

monteringen ville blitt mer eller mindre umulig. Dessuten er de eksterne metodene lite estetiske og ville nok i de fleste tilfeller blitt vraket av nettopp denne grunn.

7 KONKLUSJON

7.1 FORBEDRINGER

Fotogrammetrien har vist seg å være en god metode til å måle forskyvninger som kan legges til grunn for utregning av tøyninger. Selve måleutstyret er pålitelig, men andre aspekter med målemetoden trenger forbedringer. Blant annet bør påføring av grid utføres av en form for printer slik at prikkene blir optimalt utformet. Videre bør feilkildene med opphav i vibrasjoner fra hydraulikkpumpen til pressbenken kvantifiseres eller elimineres. Det kan være ulike måter å gjennomføre dette på, men anvendelsen av fikserte punkter bør gjøre det mulig for fotogrammetrien å korrigere for disse vibrasjonene. Et system hvor det benyttes to kameraer burde også vurderes, ettersom et kamera normalt på bjelken ikke observerer sprekkdannelse i bjelkens transverse plan.

Utrekningen av tøyningene tar foreløpig ikke hensyn til vinkelendringen på bjelken. Denne forenklingen er tatt ettersom denne endringen er minimal, men for større nøyaktighet bør algoritmen utvikles til å ta hensyn til vinkelendringen. Dette vil også føre til større generalisering, og beregningsmetodene kan benyttes i andre tilfeller enn særtilfellet i denne oppgaven.

FEM- modellen er i overkant treg til å utføre analyser, derfor kunne den med fordel erstattes en symmetrimodell for å redusere antallet elementer. Også med tanke på de begrensede akademiske lisensene til programvaren bør antallet elementer minimeres. Denne begrensningen kan bety at oppløsningen av meshet ikke blir så fint som nødvendig, dette kan da gå ut over nøyaktigheten til resultatene.

Uttreksforsøk vil kreve tilstrekkelig variasjon i densitet innad i de ulike testseriene for å kunne oppnå et fullstendig verifisert resultat. Den lave variasjonen i densitet gir et feil bilde ved statistisk analyse og er med på å gjøre resultatene upålitelige.

Det blir også viktig å bestemme korrekte materialparametere. Verdiene fra Dahl(2009) er basert på feilfrie prøver av gran, og stivhetsmodulene fra uttreksforsøkene er heller ikke utført med virke av limtre. Et komplett sett materialparametere for både limtre og skrue vil kunne gjøre modellen mer nøyaktig.

7.2 KONKLUSJON

Kantavstand viser seg å ha signifikant innflytelse på kapasiteten til skruene, så tilfeller som ikke tilfredsstiller standarden bør utredes bilateralt. Stivhetsmodulen til skruens forbindelse med bjelken påvirkes ikke signifikant av kantavstanden.

Forsterkning rundt hull i limtrebjelker ved hjelp av selv borende skruer viser en effekt med hensyn på å redusere opptredende tverrstrekkspenninger i de kritiske sonene rundt hullet.

Beregningsmetodene som er utviklet later til å være tilstrekkelige ved lineære betraktninger. Det ble påvist lavere aksialspenninger i skruene for bjelke B enn for bjelke A. FEM- simuleringer som tar hensyn til sprekkvekst vil gi en bedre modellering av hvordan momentet egentlig innvirker på bjelken og dette trengs for å danne et mer pålitelig bilde av hva som skjer. I samsvar med tidligere studier som har hatt fokus på å bevise at moment har signifikant betydning for tverrstrekkspenninger i forbindelse med utsparinger burde bjelke B oppleve større aksialspenninger i skruene.

Signifikant reduksjon av vertikale tøyninger i forsterkede bjelker ble påvist i området som er mest utsatt for slike tøyninger. Videre ble det registrert senere inntreden av synlige sprekker i radialplanet enn hva som er tilfellet med bjelker uten forsterkning.

Ettersom forskningen på spenningsforholdene rundt hull i limtrebjelker går fremover vil til slutt pålitelige metoder for utregning av opptredende spenninger bli tatt opp i standarden. Når man da blir i stand til å beregne problemene i forbindelse med hull er man nødt til å ha en god og effektiv løsning. Implementeringen av mer avansert FEM- modellering vil i større grad kunne verifisere de ulike beregningsmodellene og avgjøre hvor konservative de ulike løsningene er.

Lange, selv borende skruer er et medium som virker godt egnet til å forsterke limtrebjelker med hull. En videre utvikling og evaluering vil kunne avgjøre om beregningsmetodene som eksisterer er tilstrekkelige, men med sin enkelhet i anvendelse og dimensjonering vil selv borende skruer være et godt alternativ når bjelker må armeres mot strekk på tvers av fiberretningen.

7.3 VIDERE ARBEID

Utviklingen av metoder for å forsterke trekonstruksjoner er med på å gjøre tre til et mer konkurransedyktig konstruksjonsmateriale. Det er forsket mye på å forstå spennings situasjonen i tilfeller med hull i bjelker, men også når det gjelder bjelker med kurvatur eller avsmalninger. Armering av trekonstruksjoner på en så enkel og estetisk metode som selvborende skruer vil kunne åpne nye dører for tre som konstruksjonsmateriale og burde utforskes mer. Forsøk burde gjennomføres i enda større skala for å få en mer realistisk tilnærming til hvordan det ville blitt gjort i praksis. I forsøkene i denne oppgaven gikk skruen nesten helt gjennom bjelken, noe som er unødvendig og derfor et fordyrende ledd. Man burde ta for seg andre typer trebaserte konstruksjoner og utrede behovet og muligheten for å benytte skruer til forsterkning. Dette gjelder blant annet LVL bjelker. Det burde også være mulig å utrede bruk av selvborende skruer til forsterkning mot andre spenningsformer som for eksempel skjær eller trykk ved opplegg.

Ut i fra forsøkene i denne oppgaven kan det se ut til at fotogrammetri som analysemetode gir en nøyaktighet som setter store krav til resten av testutstyret. Bruken av hydraulisk presse medfører en del vibrasjoner som trolig har innvirkning på målingene. Når måleutstyret måler deformasjoner på 0,01 millimeter er det lite som skal til før selv små vibrasjoner gir stor usikkerhet i dataene. Dette er usikkerheter som burde måles og kartlegges slik at man kan ta hensyn til de ved fremtidige analyser. Eventuelt kan man benytte seg av andre typer testbenker som ikke benytter seg av hydraulikk.

Implementeringen av skruer i FEM- modellen krever mer arbeid. Det er spesielt skjærarealene som representerer gjengene hvor der ikke fremkommer tilfredsstillende oppførsel og resultater. Konsentrert fokus på ikke- lineær analyse og implementering av KON eller xFEM vil muligens være et steg i riktig retning. Utviklingen av en pålitelig FEM- modell til bruk på trebaserte konstruksjonsdeler vil kunne være viktig for konkurransedyktigheten til tre som konstruksjonsmateriale. Modellen burde relativt enkelt kunne utvikles til å betrakte geometrien med lameller, limfuger og sylindriske koordinater. Når modellen er oppegående vil hva man putter inn som ulike parametere styre hvordan den vil oppføre seg. Her kommer arbeider som Dahl(2009) til sin rett og er veldig viktige for å kunne lage en tro modell. En interessant problemstilling i parametersettingen vil være limfugene, da disse ikke har vært under særlig fokus i lignende arbeider. I dimensjonerings sammenheng beregnes limtre med fullt samvirke og det vil ikke ha mye for seg å bry seg om limfugene. I modellerings sammenheng vil det derimot kunne være interessant å observere limfugenes innvirkning på spenningsbildet i en limtrebjelke.

8 LITTERATUR

Aicher, S. & Höfflin, L. (2003). Design of rectangular holes in glulam beams. *Otto- Graf- Journal*, 14: 211-230.

Aicher, S. & Höfflin, L. (2004). New Design Model of Round Holes in Glulam Beams. 6. Tilgjengelig fra: http://www.ewpa.com/Archive/2004/jun/Paper_012.pdf (lest 09.03.2011).

Aicher, S. & Höfflin, L. (2006). *Tragfähigkeit und Bemessung von Brettschichtholzträgern mit runden Durchbrüchen – Sicherheitsrelevante Modifikationen der Bemessungsverfahren nach Eurocode 5 und DIN 1052*. Stuttgart: University of Stuttgart,, MPA Otto-Graf-Institute,.

ANSYS¹. ANSYS® Mechanical, release 13.0, ANSYS Inc.

ANSYS². ANSYS® Mechanical, release 13.0, Help system, Structural Guide, 8.2 Basic Information About Nonlinear Analyses, ANSYS Inc.

ANSYS³. ANSYS® Mechanical, release 13.0, Help system, Element references - Part 1, Element Library, SOLID95, ANSYS Inc.

Astrup, T., Clorius, C. O., Damkilde, L. & Hoffmeyer, P. (2006). Size effect of glulam beams in tension perpendicular to grain. *Wood Science and Technology*, 41 (4): 361-372.

Blaß, H. J. & Bejtka, I. (2004). *Reinforcements perpendicular to the grain using self-tapping screws*. 8th World Conference on Timber Engineering, Lathi, Finland. 6 s.

Carling, O., Holmestad, Å. & Gross, H. (2002). *Limtreboka*. Stockholm: Svenskt limträ AB. 232 s.

Comité Européen de Normalisation. (2004). *Eurocode 5: Design of timber structures: Part: 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. Brussel: CEN. 123 s.

Dahl, K. B. (2009). *Mechanical properties of clear wood from Norway spruce*. Doktorgradsoppgave. Trondheim: Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet, Institutt for Konstruksjonsteknikk. 235 s.

Danielsson, H. (2006). The strenght of glulam beams with holes. A survey of tests and calculation methods. Lund: Lund University. 97 s.

Danielsson, H. (2009). The strength of glulam beams with holes. A Probabilistic Fracture Mechanics Method and Experimental Tests. Lund. 145 s.

Dinwoodie, J. M. (1989). *Wood: nature's cellular, polymeric, fibre-composite*. London: The Institute. 138 s.

Franke, S., Franke, B. & Rautenstrauch, K. (2006). Strain analysis of wood components by close range photogrammetry. *Materials and Structures*, 40: 37-46.

Gomasasca, M. A. (2010). Basics of geomatics. *Applied Geomatics*, 2: 137-146.

Green Gold Industrial Co., L. *About Wood, Science of Wood*. Tilgjengelig fra: <http://www.ggi-myanmar.com/wood/index.html> (lest 10.04.2011).

Höfflin, L. (2005). *Runde Durchbrüche in Brettschichtholzträger - Experimentelle und theoretische Untersuchungen*. Stuttgart: University og Stuttgart, MPA Otto-Graf-Institute.

Irgens, F. (2006). *Fasthetslære*. Trondheim: Tapir akademisk forlag. 584 s.

Johannesson, B. (1983). *Glulam beams with holes*. Gøteborg: Chalmers Tekniska Högskola, Division of Steel and Timber structures.

Kolb H. & P., F. (1977). Untersuchungen an durchbrochenen Bindern aus Brettschichtholz. *Holz als Roh- und Werkstoff*, 35 (4): 9.

Kucera, B. (1992). *Skandinaviske normer for testing av små feilfrie prøver av heltre*. [Ås]: Skogforsk. 104 s.

Logan, D. L., Chaudhry, K. K. & Singh, P. (2011). *A first course in the finite element method*. Stamford, Conn.: Cengage Learning. 798 s.

Løvås, G. G. (2004). *Statistikk for universiteter og høyskoler*. Oslo: Universitetsforlaget. 489 s.

Medhaug, G. (2011). *Strain measurements on glulam beams with holes*. Masteroppgave. Ås: Universitetet for Miljø og Biovitenskap, Institutt for Matematiske realfag og Teknologi. 58 s.

Norris, C. B. (1962). *Strenght of orthotropic materials subjected to combined stresses*. Madison, Winsconsin: United States Forest Products Laboratory. 40 s.

Pizio, S. (1991). *The use of fracture mechanics in design of timber structures, analysed on beams with holes and notched beams*. Zürich: ETH, Baustatik und Stahlbau.

SCORPION¹. *Scorpion Vision Software 8.0, Tordivel AS*.

SCORPION². *Scorpion Vision Software 8.0, Help, Basics, Tools, Blob3, Tordivel AS*.

Serrano, E. & Gustafsson, P. J. (2006). Fracture mechanics in timber engineering – Strength analyses of components and joints. *Materials and Structures*, 40 (1): 87-96.

Skogstad, P. (2009). *Treteknisk håndbok*. Teknisk håndbok, b. 4. Oslo: Norsk treteknisk institutt. 338 s.

Smith, I., Landis, E. & Gong, M. (2003). *Fracture and fatigue in wood*. Chichester: Wiley. 234 s.

Standard Norge¹. (1999). *NS 3470-1: Prosjektering av trekonstruksjoner : beregning og konstruksjonsregler Del 1: Almenne regler*. Oslo: Norges standardiseringsforbund. 82 s.

Standard Norge². (2003). *NS-EN 338: Konstruksjonstrevirke: styrkeklasser*. Oslo: Norges standardiseringsforbund. 10 s.

Svanæs, J. (2004). *Tre og miljø*. Fokus på tre. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt. 8 s.

Thelandersson, S. & Larsen, H. J. (2003). *Timber engineering*. Chichester: Wiley. 446 s.

Tordivel AS. (2010). *Scorpion Vision Software® version 8 Product Overview*. Oslo.

Trautz, M. & Koj, C. (2009). Self-tapping screws as reinforcement for timber structures. Tilgjengelig fra: http://trako.arch.rwth-aachen.de/downloads//paper_1E2CF7.pdf (lest 10.04.2011).

Weir, M. D., Hass, J., Giordano, F. R., Thomas, G. B. & Finney, R. L. (2005). *Thomas' calculus*. Boston: Pearson/Addison-Wesley. 1228 s.

9 VEDLEGG

9.1 SKRIFTLIGE VEDLEGG

Vedleggsnummer	Tittel
V1	Forsøksprosedyre og FEM- modellering
V2	Dimensjonerende kapasiteter
V3	Sprekkdannelse
V4	Arbeidsdiagrammer og stivhetsmoduler

9.2 ELEKTRONISKE VEDLEGG

9.2.1 EXCEL- filer

Vedleggsnummer	Tittel
V5	Densitet og fuktighetsberegninger
V6	Fotogrammetriske data
V7	Tøyningsberegning ANSYS A*
V8	Tøyningsberegning ANSYS B*
V9	Tøyningsberegning 1A*
V10	Tøyningsberegning 1B*
V11	Tøyningsberegning 3A*
V12	Tøyningsberegning 3B*
V13	Tøyningsberegning 4A*
V14	Tøyningsberegning 4B*
V15	Tøyningsberegning 5A*
V16	Tøyningsberegning 5B*
V17	Håndberegninger

*Regneark utviklet ved Institutt for Matematiske Real FAG, Universitetet for Miljø og Biovitenskap.

9.2.2 ANSYS filer

Vedleggsnummer	Tittel
V18	ANSYS_Bjelke_S95_skrue
V19	ANSYS_Bjelke_S95_uten_skrue

9.2.3 Datablader

Vedleggsnummer	Tittel
V20	AVN PROScilica GX3300
V21	SFS WR-T

9.2.4 Forsøksdata

Denne mappen inneholder data fra uttrekksforsøkene, bjelkeforsøkene. I tillegg er plot fra ANSYS¹ og bildegrunnlaget til fotogrammetrisk analyse av bjelke 5A og 5B vedlagt.

9.2.5 Statistiske tabeller og plot

Denne mappen inneholder statistiske tabeller benyttet til statistisk analyse i JMP.

9.2.6 Bilder

Denne mappen inneholder alle bilder benyttet i oppgaven. I tillegg er bilder som ikke fikk plass i oppgaven inkludert.

FORSØKSPROSEDYRE OG FEM- MODELLERING

UTTREKKSFORSØK

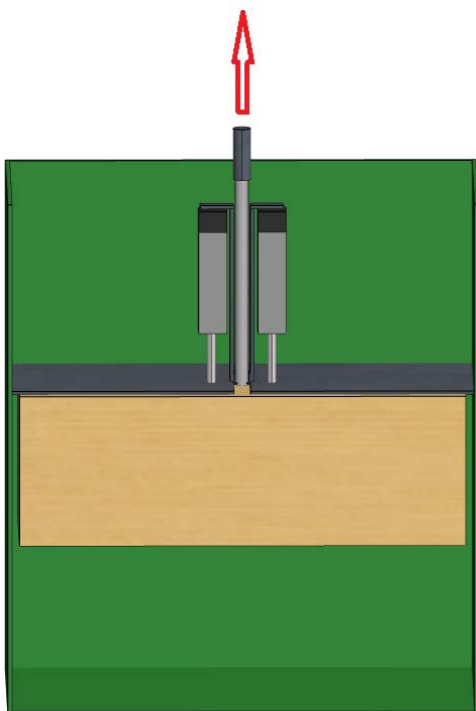
Uttreksforsøkene har to hovedformål:

- Utrede hvorvidt redusert avstand mellom skrue og sidekant bjelke påvirker kapasiteten til skruen
- Etablere en stivhetsmodul for forbindelsen mellom skruen og bjelken. Denne skal videre benyttes i FEM- modellen.

Skruene ble boret ned i teststykker på 330 *millimeter* av to ulike tykkelser. Serie 1 hadde tykkelse 54 *millimeter* og serie 2 hadde tykkelse 72 *millimeter*, dette tilsvarer 3d og 4d kantavstander. Skruene ble boret 90 *millimeter* ned i teststykkene. Dette ble gjort for å hindre at skruen skulle ryke under påsatt kraft.

Det ble benyttet en ramme med et horisontalt flattjern for å holde igjen treklossen. I flattstålet var det et 30 *millimeter* spor som skruen kunne gå gjennom. Skruehodet var festet i en brakett som igjen var festet til lastcellen på maskinen. Planen var å benytte kraftgivere til å beregne en mer nøyaktig stivhetsmodul. Disse skulle skrues inn i gjengede hull i flattstålet slik at følerspissen berørte treklossen under belastning. Videre skulle det gå et U- stål som var festet til stammen av skruen ved hjelp av et 7 *millimeter* spor. Innfestningen var lagt så langt ned mot treklossen som mulig. Dette U- stålet ville gått opp på siden og over toppen på følerne slik at disse var pålastet ved start av uttrekk. Når det da ble satt på belastning og skruen dratt ut av treklossen ville givene registrere tøyningene fra toppen av klossen og ned i treet.

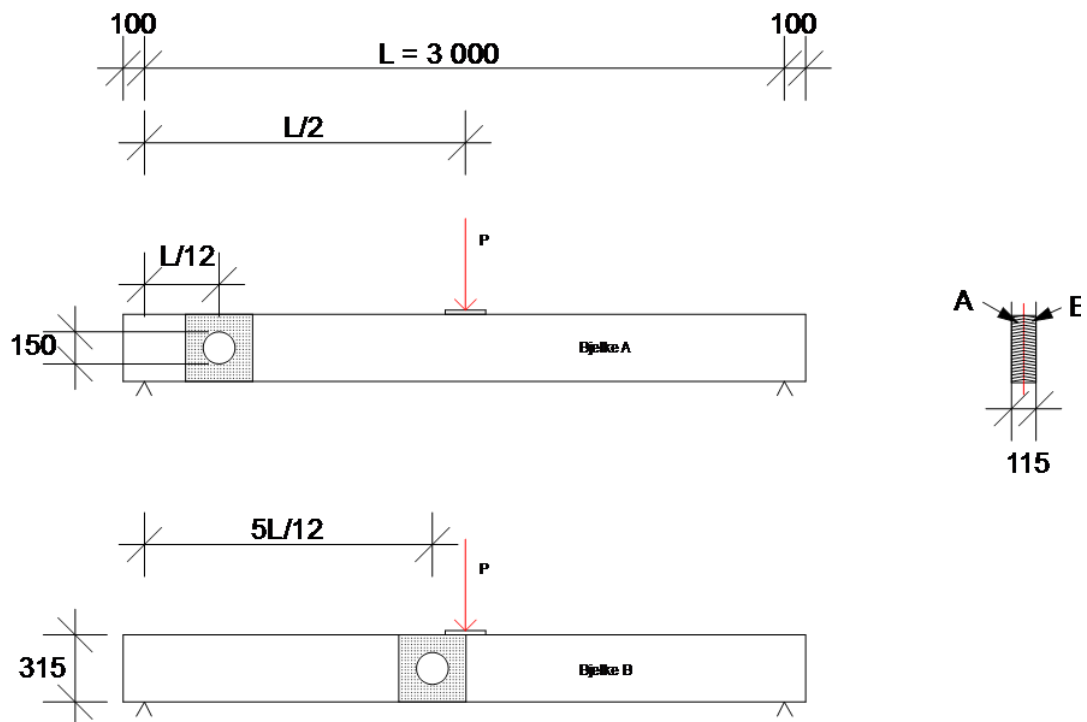
Kraftgiverne viste seg å være ekstremt ulineære og gå veldig unøyaktige målinger. I tillegg havarerte testmaskinen og uttreksforsøkene måtte foretas på en annen maskin hvor givene ikke var støttet. Derfor ble uttreksforsøkene gjennomført uten disse givene og stivhetsmodulene vil være noe unøyaktige.



Figur 1: Planlagt oppsett til venstre, benyttet oppsett til høyre.

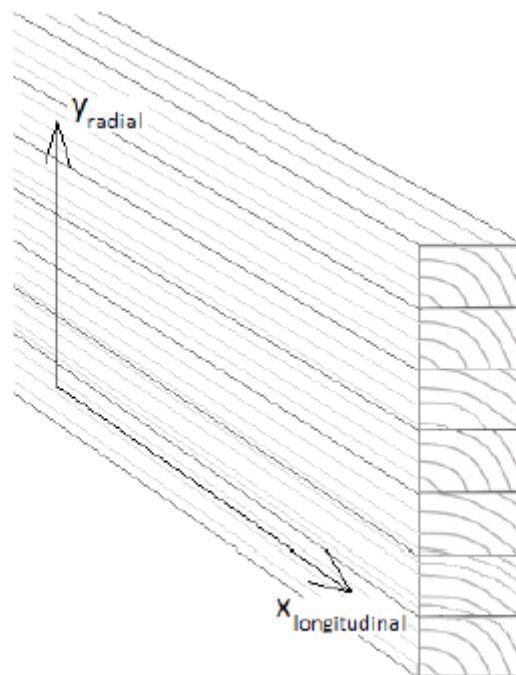
BJELKEFORSØK

Det ble foretatt fullskala laboratorieforsøk med forsterkede limtrebjelker. Det ble benyttet splittede limtrebjelker av kvalitet L40 produsert på norsk gran. Bjelkene var bygget opp av syv lameller á 45 millimeter hver. Bjelkene ble splittet i A og B hvor A hadde hull ved endeopplegg og B hadde hull i felt. Slik kunne innvirkningen av moment kontrolleres. Bjelkene var opplagt på stålplater i hver ende. I felt var bjelkene avstivet mot vipping ved hjelp av gaffellagringspunkter. Gaffellagringene hadde rullelager i siden for å hindre tvangskrefter. Bjelkene ble påført en punktlast på midten. Lastpåføringen gikk med en fart på fem millimeter i sekundet. Med denne hastigheten ble brudd oppnådd på $7,5 \pm 2,5$ minutter.



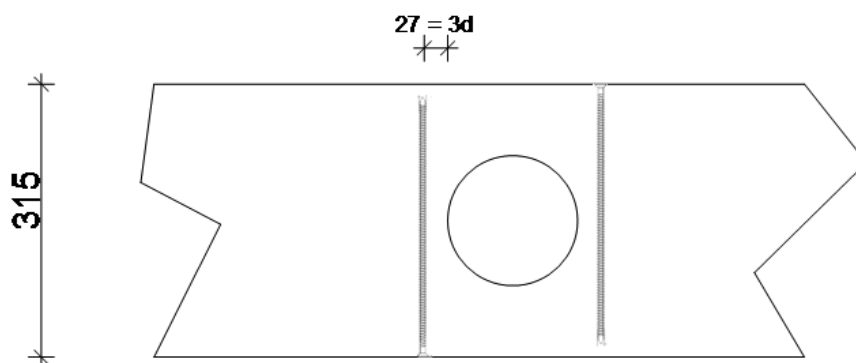
Figur 2: Forsøksoppsett, alle mål i millimeter

Siden det ble benyttet splittet limtre var det naturlig at tøyningene ble målt i radialplanet på begge bjelker ettersom dette gir ganske like materialegenskaper på målesiden innad i parene.



Figur 3: Alle målinger ble foretatt i radialplanet (Medhaug 2011)

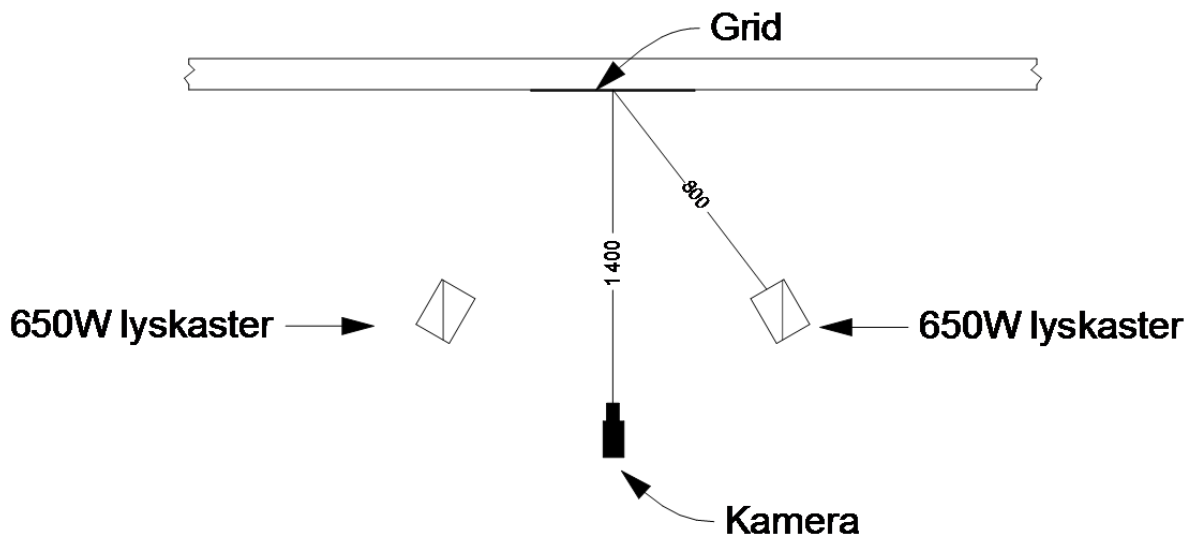
De forsterkende skruene ble skrudd ned i bjelken som vist i figur 4. Valg av skrueravstander baserer seg på et kompromiss mellom anbefalingene i EC5 og Limtreboka. Det er viktig at skruene kommer så nærme området med høye tverrstrekkkonsentrasjoner som mulig, samtidig er området hvor minste endeavstand gjelder såpass begrenset at det ikke burde være et stort problem å bore skruen såpass nærme hullet. Skruenes selvborende egenskaper er med på å redusere spregningskrefter som følge av boringen.



Figur 4: Plassering av skruene i nærheten av hullet, alle mål i millimeter.

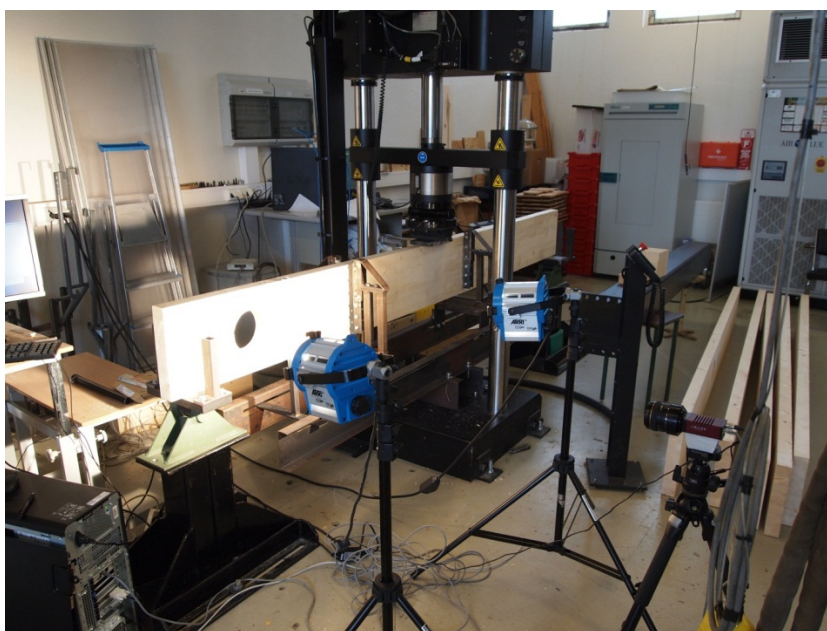
Kameraoppsett

I tillegg til kamera ble det benyttet to 650W lyskasterer for å sikre best mulig lysforhold. Disse var alle fiksert på tripods og plassert i henhold til figur 5. For å sikre best mulig resultat ble lukkertid og fokus revidert mellom hver bjelke. Dette ble tatt hånd om av programvaren til kameraet.



Figur 5: kameraoppsett sett ovenfra, mål i millimeter

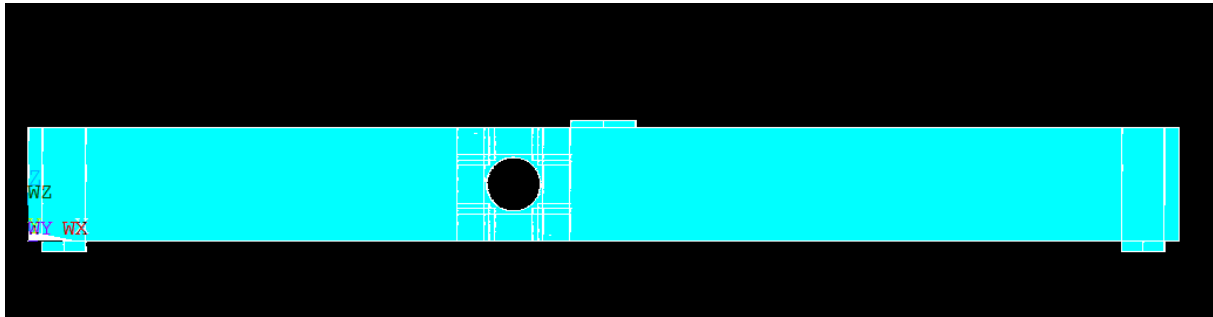
Det ble tatt bilder med frekvens på fem i sekundet, en høy frekvens på bildene bidrar til å kunne midle ut små variasjoner i gridet under analysen. I praksis medfører denne midlingen en høyere oppløsning på resultatene enn hva kameraet gir direkte i bildene.



Figur 6: Testing av bjelke 3A.

FEM- MODELL

For å få en teoretisk tilnærming til forsøkene ble det laget en finite element modell i ANSYS¹. ANSYS¹ ble benyttet på bakgrunn av lokale lisenser og kompetanse. FEM- modellen er en 3- dimensjonal modell bygget opp av volumelementer.



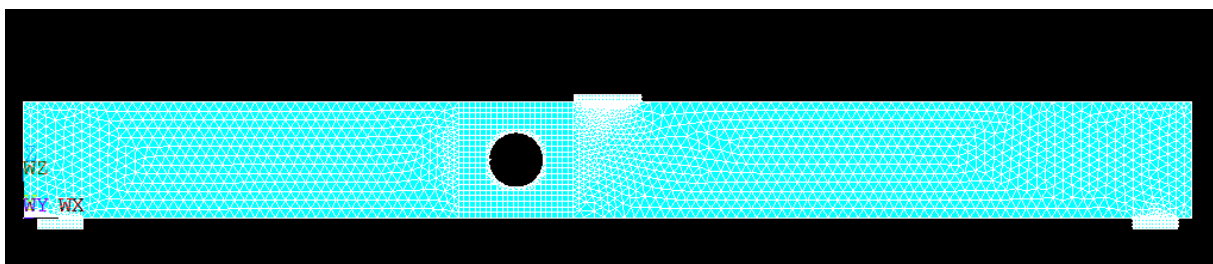
Figur 7: FEM- modellen bygget opp av volumelementer

Elementtype

Modellen er i sin helhet meshet med 20-noders SOLID95 elementer. På grunn av geometrien rundt hullet ble mesteparten av bjelken meshet med pyramideformer.

Modellering av bjelke

Bjelken er bygget opp av volumer. Meshet i de mindre interessante delene av bjelken er meshet med elementstørrelse lik halve bjelkens bredde, det vil si $56/2$. Området rundt hullet og bak gridet er meshet med elementstørrelse på 5. Disse er meshet med pyramideformer. Ved opplegg og under lasten er det modellert inn stålplater som tilsvarer opplagringsforholdene på laben. Disse er meshet med kubiske elementer og elementstørrelse 5.



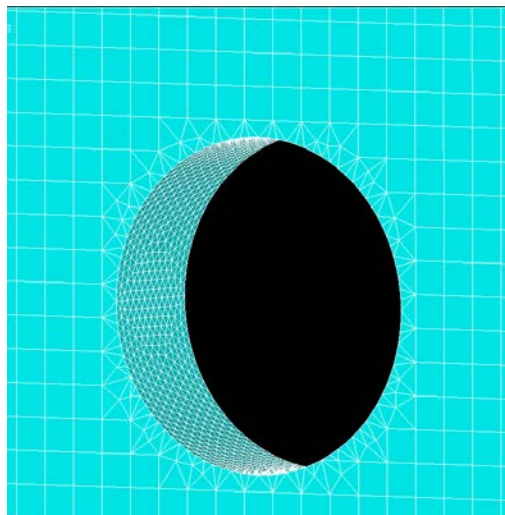
Figur 8: Volummodell meshet med SOLID95

Modellering av gridet

Overflaten rundt hullet er bygget opp av volumer og meshet med en geometri slik at hjørnenodene representerer nodene i gridet på forsøksbjelkene. Gridet er meshet med kubiske elementer av elementstørrelse 15.



Figur 9: Nodegrid på modellen hvor forskyvningene hentes fra



Figur 10: Finere meshing av randsonene rundt hullet og gridet.

Modellering av skruer

Skrueene er delt inn i to volumer, et kjernevolum og et gjengevolum. Kjernevolumet tilsvarer stammediameteren på skruen og innehar normale materialparametere for stål. Gjengevolumet skal tilsvare området hvor skruen og treverket er integrert i hverandre. Dette området har en ytre diameter tilsvarende skrueens ytre diameter. I dette området er det innført den stivhetsmodul som ble ekstrahert fra uttrekksforsøkene. Til ikke-lineær analyse med "killing of nodes" er det dette området på skruen som er interessant å studere, hvor skrueens samvirke med treets ryker med hensyn på et passende bruddkriterium.

Alternativt kan gjengearealet til skruene bygges opp av kontaktelementer med friksjon mellom skrue og bjelke. Denne metoden krever langt flere elementer og et høyere antall iterasjoner før likevekt ved ikke-lineær løsning, derfor benyttes først nevnte metode til modellering av skruen.

Skrueen er bygget opp med elementstørrelse 3, ettersom avstand mellom gjengene er 3 millimeter, og frimeshet. Skruergeometri er presenter i tabell 1.

Tabell 1: Skruergeometri

Ytre diameter	Kjernediameter	Lengde	Avstand mellom gjenger
9 millimeter	5,6 millimeter	300 millimeter	3 millimeter

Parameterisering

I modelleringen er det antatt transvers isotropi, som innebærer at radiell og tangentiell E- modul er like. Radiell E- modul er benyttet da målingene under bjelkeforsøkene ble foretatt i radialplanet.

Følgende verdier fra Dahl(2009) er benyttet:

Tabell 2: Parameterverdier for tre i FEM- modellen

ν_x	$\nu_y = \nu_z$	E_x	$E_y = E_z$	G	ρ
0,695	0,835	9355 MPa	818 MPa	611 MPa	420 kg/m ³

For skruene ble følgende verdier benyttet:

Tabell 3: Parameterverdier til skrue i FEM- modellen

$E_{skruerkjerne}$	$E_{gjengevolum}$	ρ
210000 MPa	9000 MPa	7850 kg/m ³

Fastlåsninger

Modellen er fastlåst i stålplatene ved opplegg og under lasten. Platene er delt i to volumelementer slik at nodene langs midten av platen kan låses. Nodene i opplagerplatene er låst i Z- og Y- retning, mens platen under lasten er låst i X- og Y- retning.

DIMENSJONERENDE KAPASITETER

Til vurdering av resultatene kan det være nyttig å benytte dimensjonerende kapasiteter som referanse. Dimensjonerende kapasiteter på moment og skjær utledes fra følgende formler:

$$f_{m,d} = \frac{M_d}{W} \text{ og } f_{v,d} = 1,5 \times \frac{V_d}{A}$$

Formel 1

Hvor

$f_{m,d}$ er dimensjonerende bøyefasthet

W er tverrsnittets motstandsmoment

M_d er dimensjonerende moment

$f_{v,d}$ er dimensjonerende skjærfasthet

V_d er størst opptredende skjærkraft

A er tverrsnittsarealet

Dette gir karakteristisk kapasitet for en punktlast på midten til 27 kN for moment og 26 kN på skjær.

MOMENT

I utgangspunktet opptar de ytre lamellene spenningene fra bøyemomentet. For kombinert limtre er disse også av bedre kvalitet nettopp av denne grunn. Limtreboka anbefaler likevel en 25 % reduksjon av bøyefastheten dersom tverrsnittet over eller under hullet består av mindre enn fire lameller. For en bjelke med høyde på 315 millimeter vil det være i underkant av to lameller over og under hullet og en reduksjon av bøyefastheten er påkrevd.

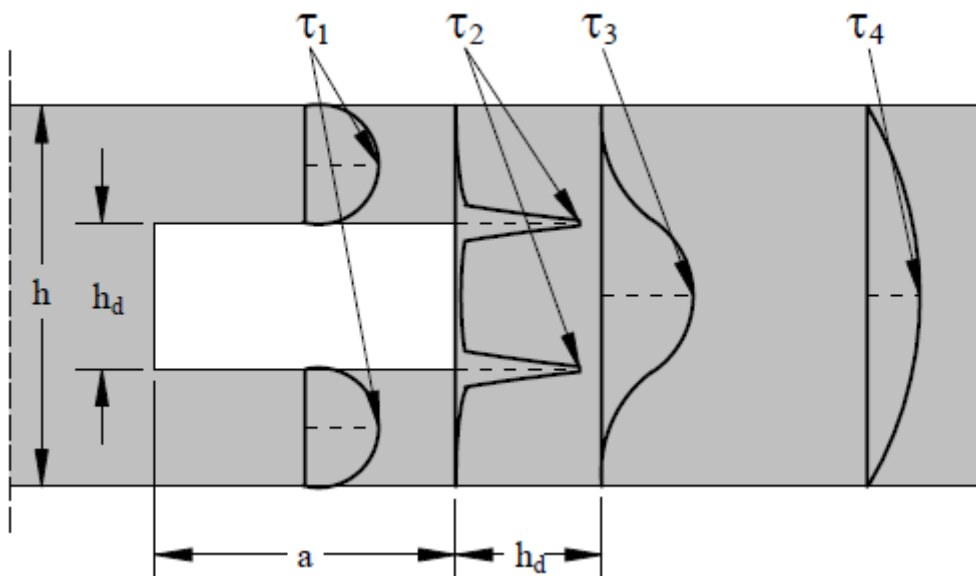
EKSTRA SKJÆRBIDRAG

Hullet i bjelken reduserer tverrsnittsarealet betraktelig, noe som medfører et mye lavere areal til å ta opp skjærkreftene. Det vil derfor manifestere seg høyere skjærspenning i disse områdene enn i resten av bjelken (se figur 1). For en bjelke med hull diameter lik halve bjelkens høyde vil maks nominell skjærspenning bli:

$$V_{maks} = \frac{3}{2} \frac{\frac{1}{2} V}{\frac{1}{4} A} = 3 \frac{V}{A}$$

Formel 2

Dette betrakter det resterende tverrsnittsarealet over og under hullet som separate bjelker som må overføre dobbelt så mye skjærkraft.



Figur 1: Fordeling av skjærspenninger i forbindelse med hull

(Blaß & Bejtka 2004).

$$\tau_{max} = \kappa_{max} \times 1,5 \frac{V_d}{b \times (h - h_d)}$$

Formel 3

Hvor:

$$\kappa_{max} = 1,84 \times \left[1 + \frac{a}{h} \right] \times \left(\frac{h_d}{h} \right)^{0,2}$$

Hvor:

$a = h_d$ for sirkulære hull.

I tillegg til økningen i skjærspenninger på grunn av redusert tverrsnitt introduseres en spenningsintensiveringsfaktor, κ , som konvergerer mot 3,68 for $h \rightarrow \infty$. Ved hulldiameter på halvparten av bjelkehøyden er denne verdien 2,49. Dette impliserer en økning av skjærspenningene på nesten 250 % i tillegg til doblingen på grunn av det reduserte tverrsnittet. Denne økningen er ventet å forekomme i de samme områdene hvor spenningene på tvers av fiberretningen er på sitt høyeste.

KAPASITETER

Limtre i klimaklasse 1 og kort lastvarighet gir følgende materialkonstanter:

Tabell 1: Materialkonstanter

k_{mod}	0,9
γ_m	1,25

Tabell 2: Dimensjonerende moment

$f_{m,d}$	17,28	MPa
$M_{f,d}$	16003008	Nmm
$P_{f,d}$	21337,34	N

Med hensyn på moment er dimensjonerende punktlast 21,3 kN.

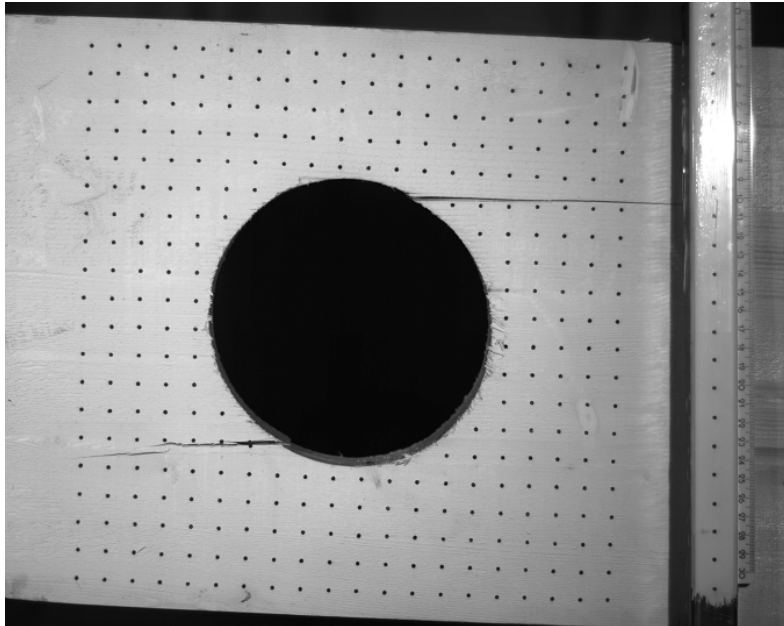
Tabell 3: Dimensjonerende skjærkraft

$f_{v,d}$	2,30	MPa
$V_{f,d}$	9031,68	N
$P_{f,d}$	18063,36	N
Med tillegg fra Blaß & Bejtka		
$V_{f,d}$	3857,02	N
$P_{f,d}$	7714,05	N

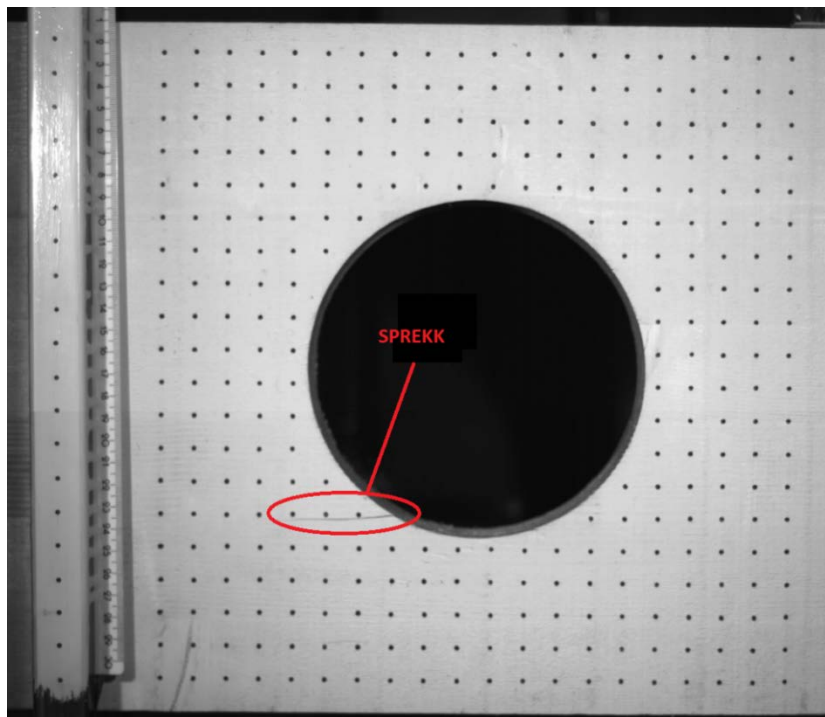
Med hensyn på skjærspenninger med det reduserte tverrsnittet i forbindelse med hullet er dimensjonerende punktlast på 18 kN. Med de antatte skjærkonsentrasjonene i henhold til figur 1, blir dimensjonerende punktlast 7,7 kN.

SPREKKDANNELSE

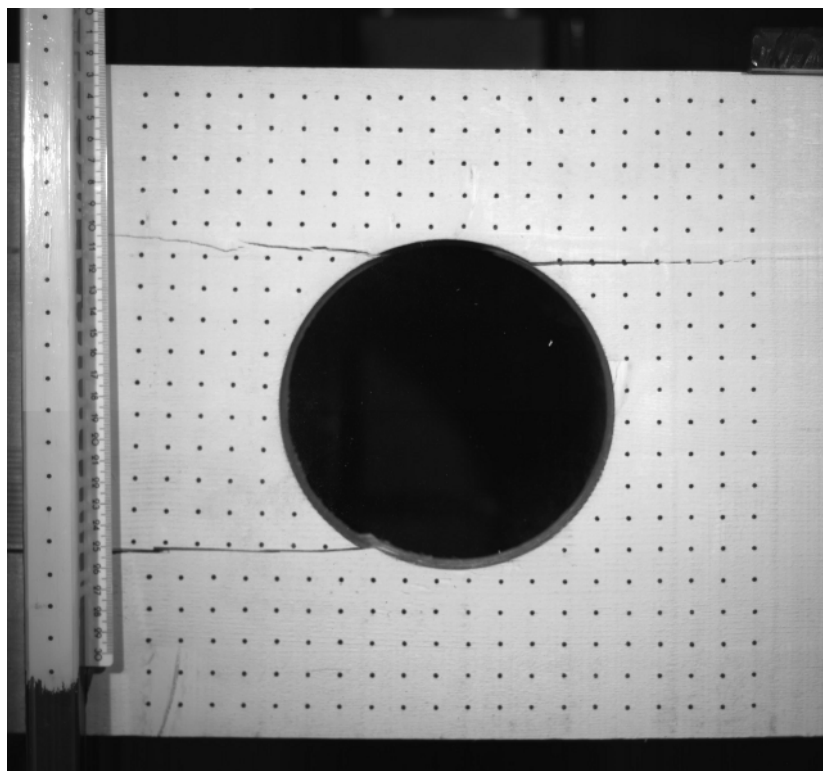
Et bidrag til debatten rundt hvordan man skal beregne effektivt tverrsnitt i forbindelse med hull i limtrebjelker kan utledes fra bildedataene til fotogrammetrisk analyse. Bilder av bjelkene ved begynnende sprekk i radialplanet og ved brudd er presentert for å danne et grunnlag til diskusjon.



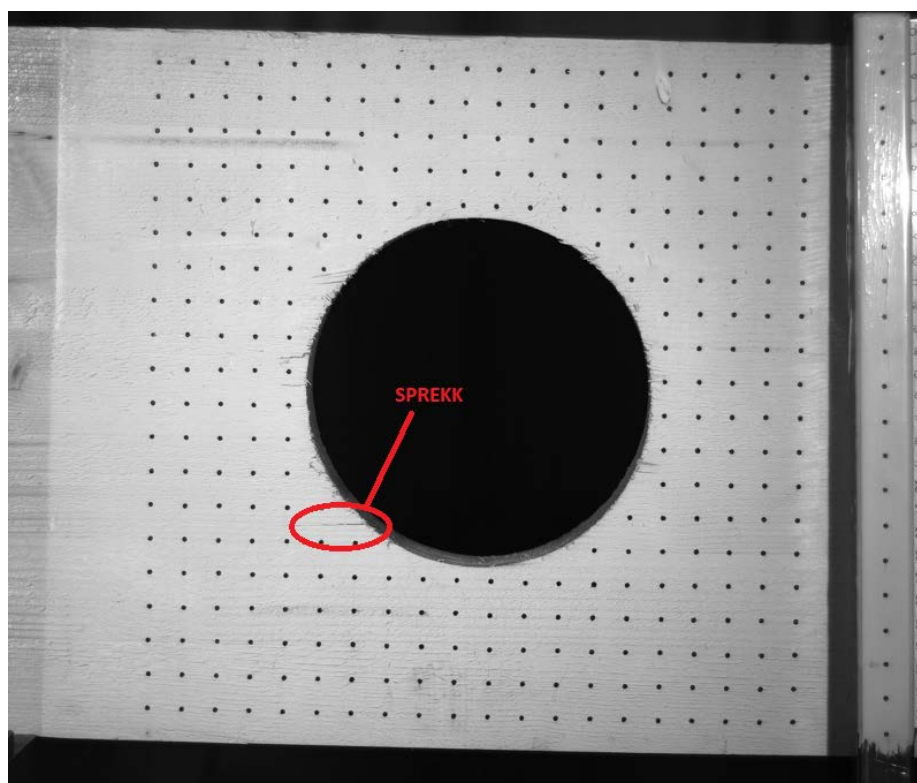
Figur 1: 1A ved brudd, 66 467 N, IMG_03798



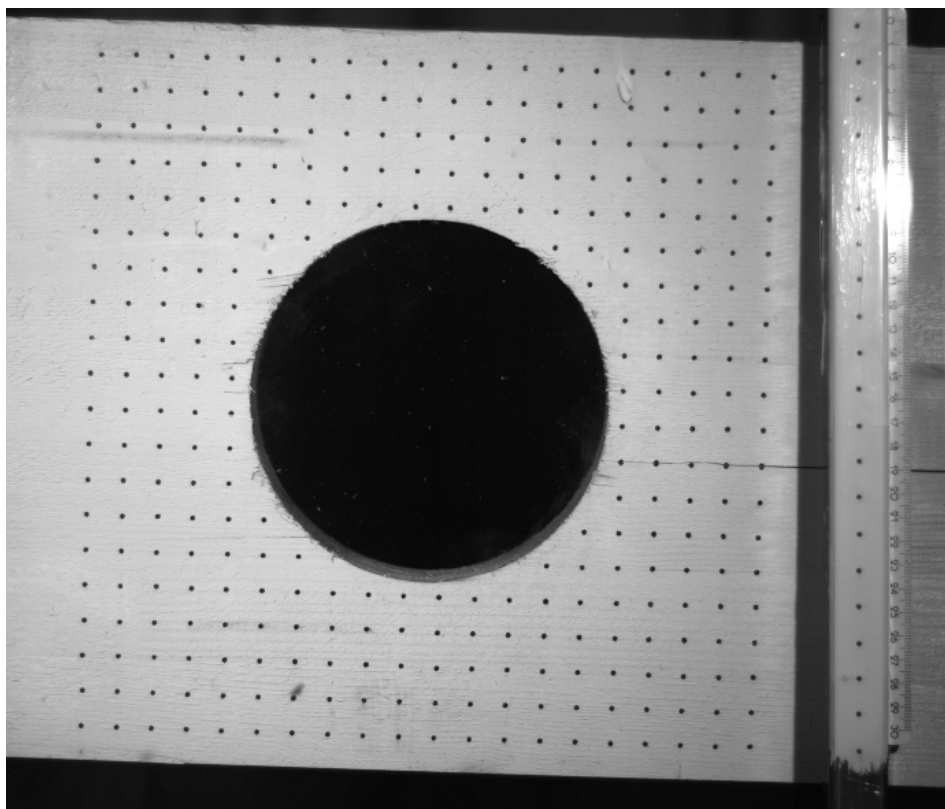
Figur 2: 1B ved første synlige sprekk, 32 104 N, IMG_00939



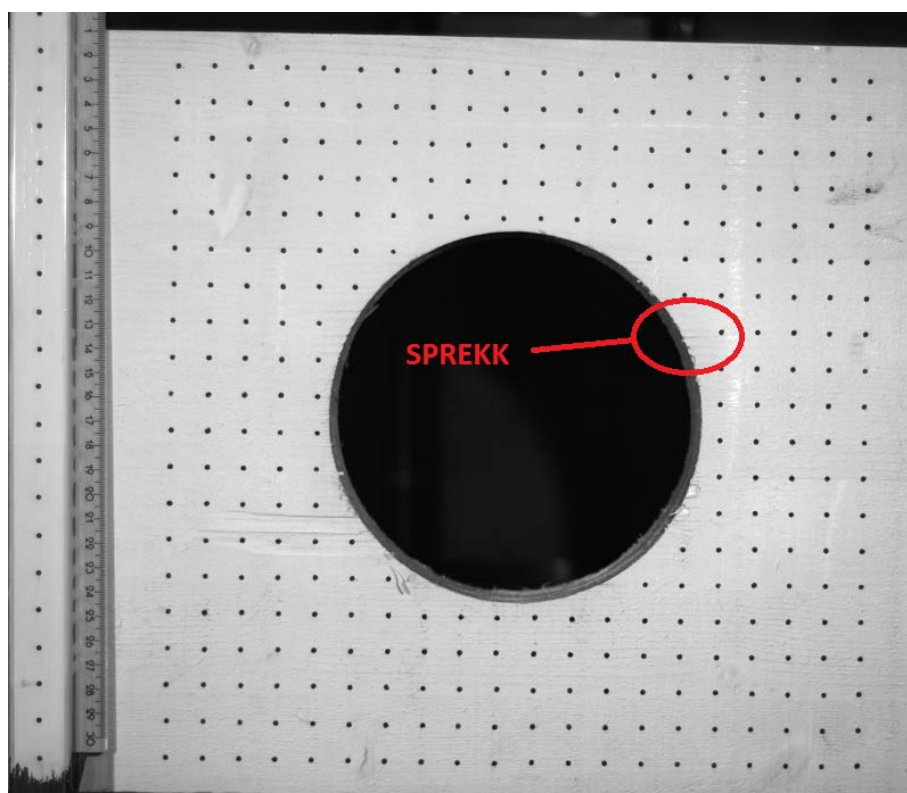
Figur 3: 1B ved brudd, 47 432 N, IMG_01929



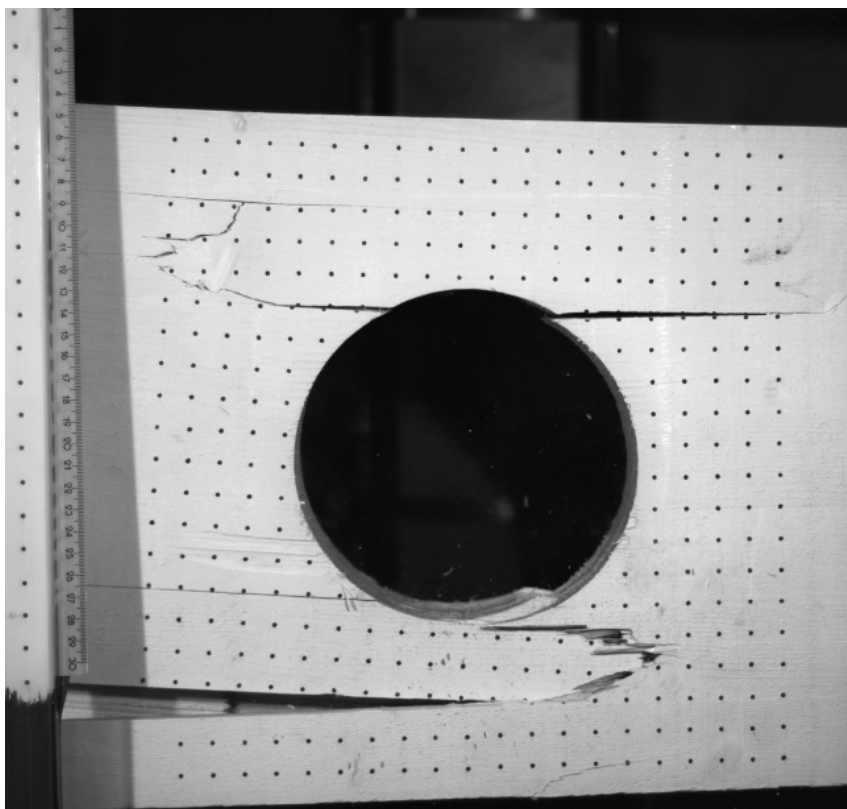
Figur 4: 3A ved første synlige sprekk, 45 032 N, IMG_01337



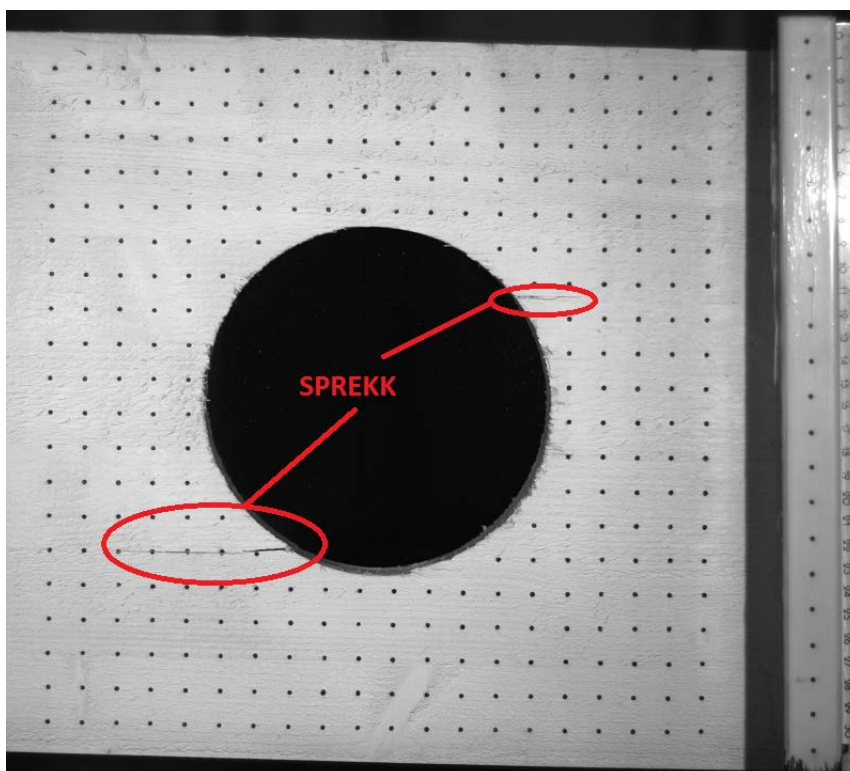
Figur 5: 3A ved brudd, 52 667 N, IMG_02218



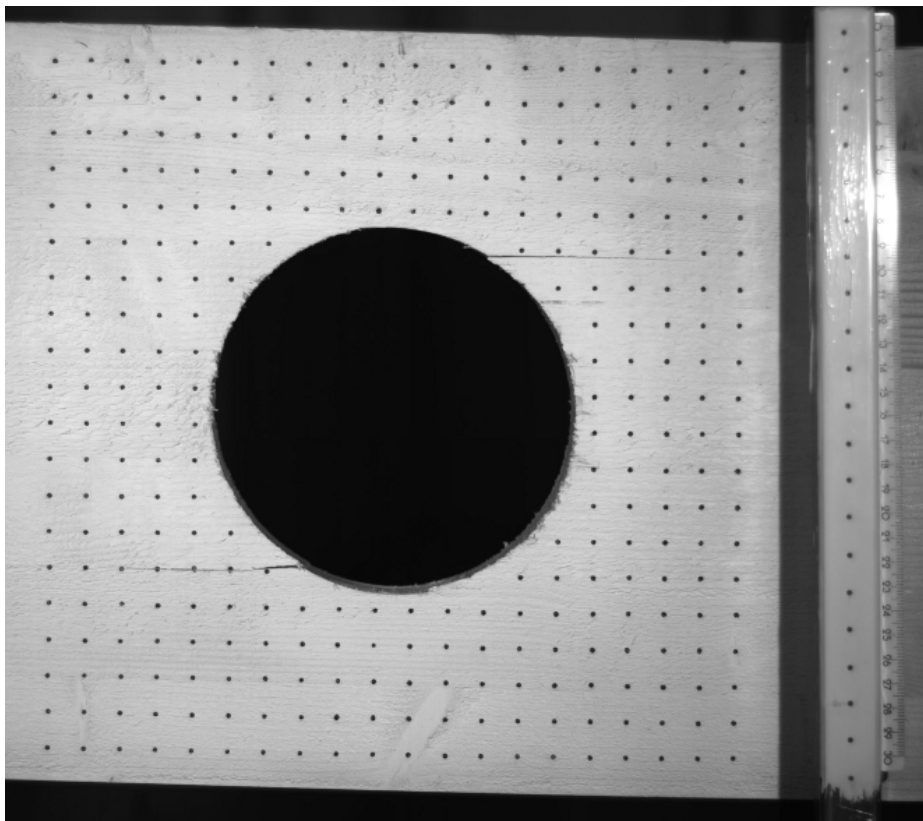
Figur 6: 3B ved første synlige sprekk, 36 208 N, IMG_01032



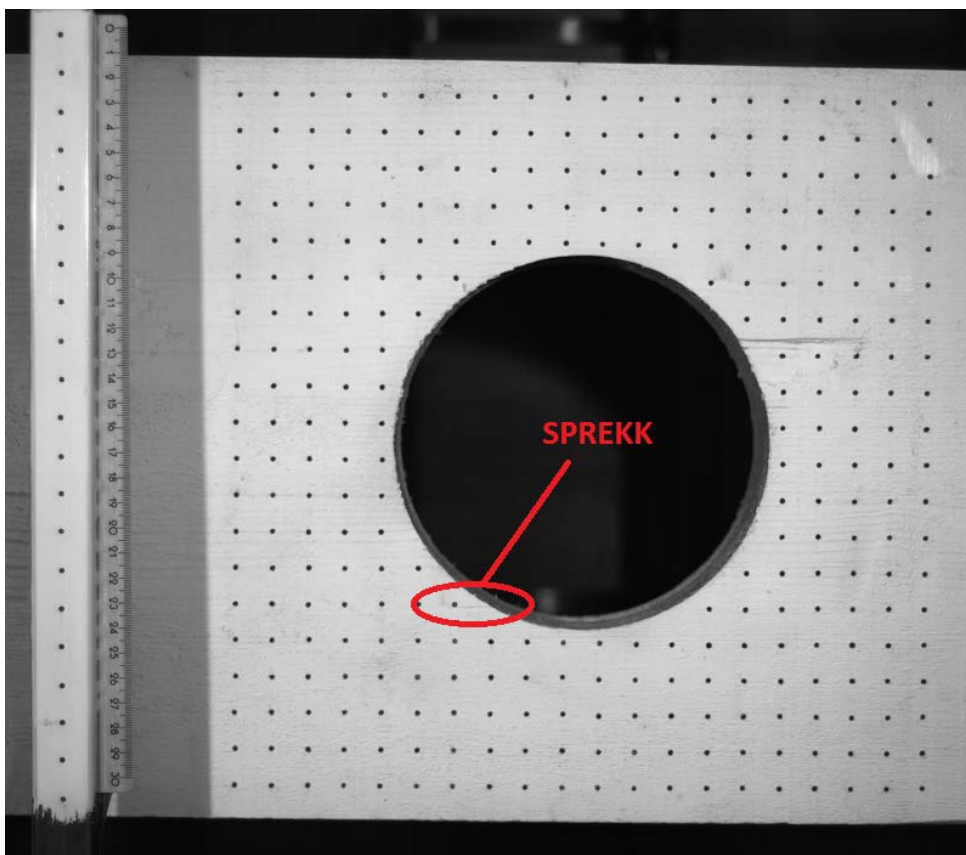
Figur 7: 3B ved brudd, 52 754 N, IMG_02309



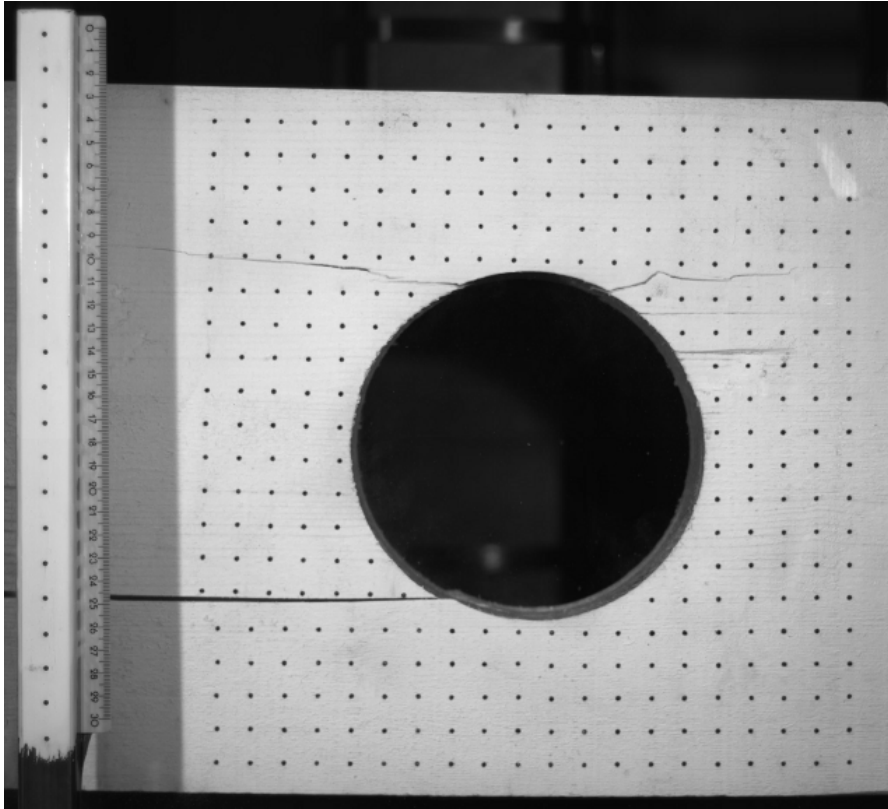
Figur 8: 4A ved første synlige sprekk, 46 973 N, IMG_1844



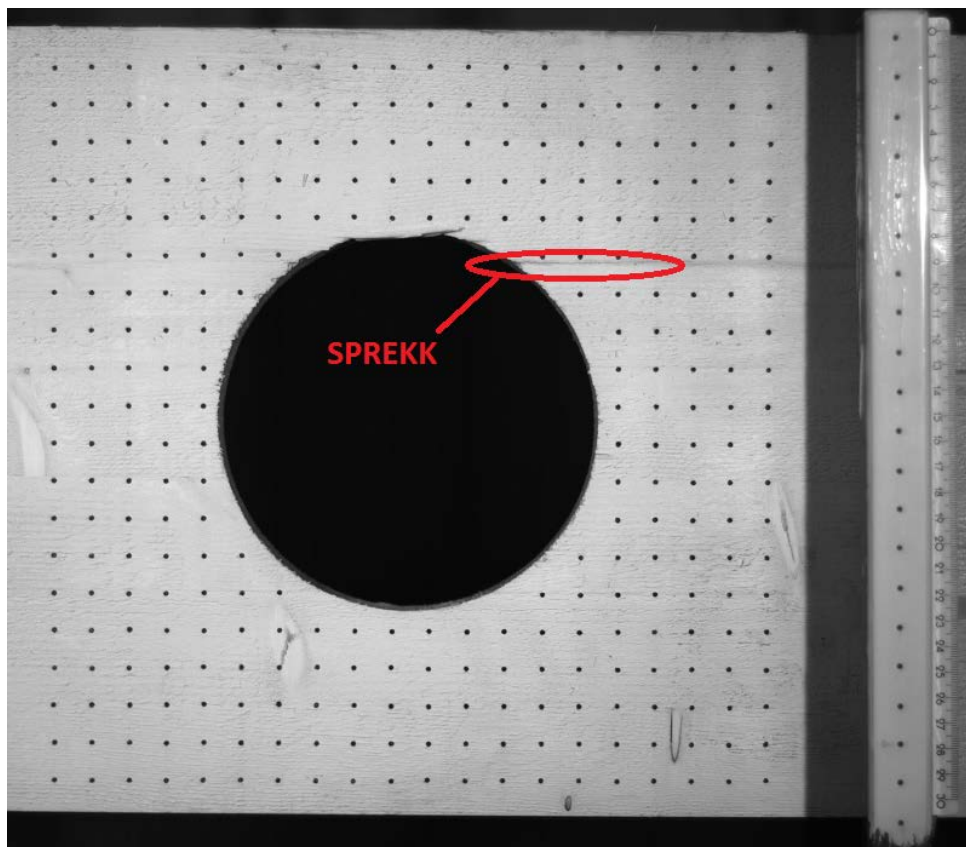
Figur 9: 4A ved brudd, 47 176 N, IMG_01868



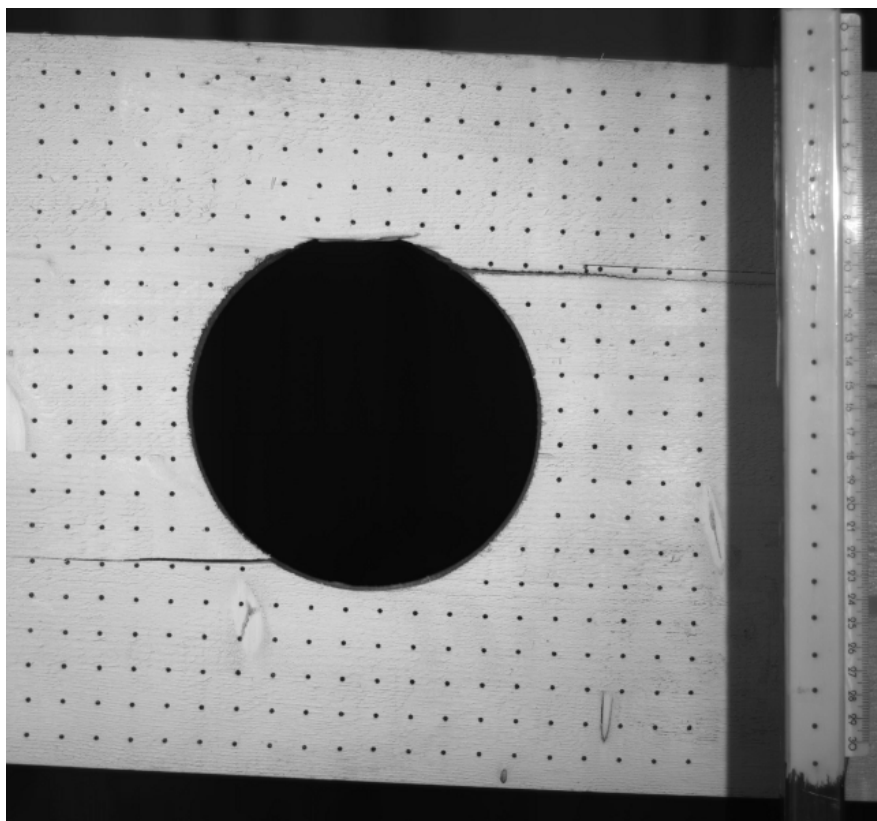
Figur 10: 4B ved første synlige sprekk, 26 317 N, IMG_00827



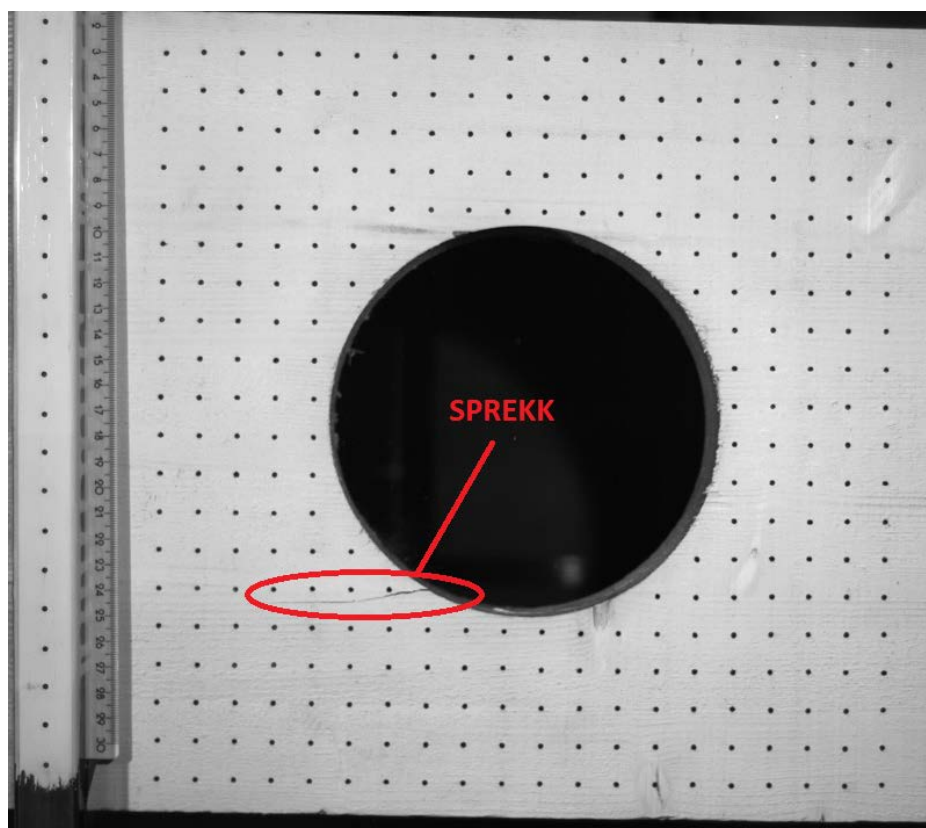
Figur 11: 4B ved brudd 45 108 N, IMG_01690



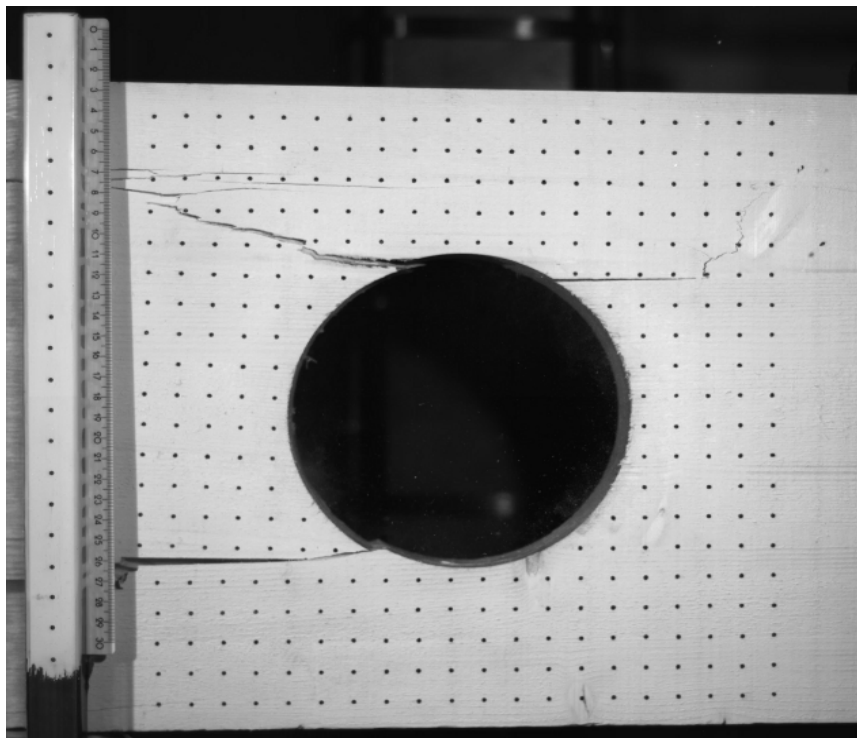
Figur 12: 5A ved første synlige sprekk, 9980 N, IMG_00339, her har sprekken gått på grunn av tennar.



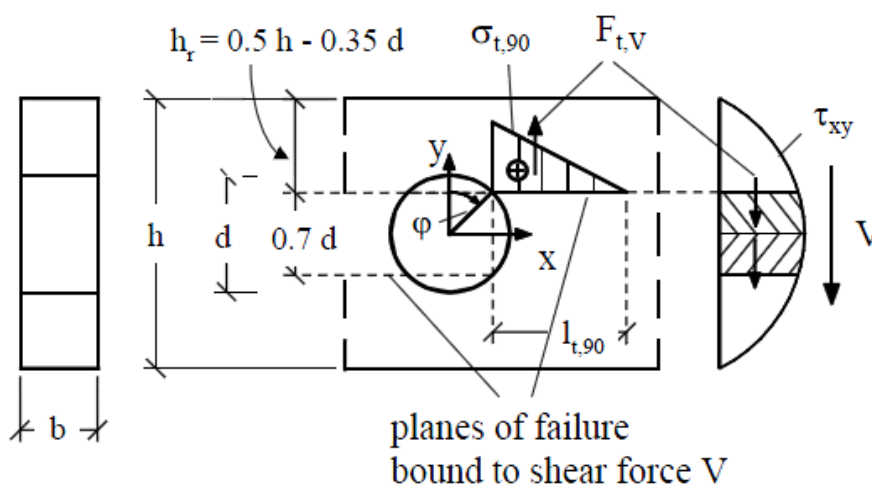
Figur 13: 5A ved brudd 61 409 N, IMG_03416



Figur 14: 5B ved første synlige sprekk,, 38 769 N, IMG_01226



Figur 15: 5B ved brudd, 44 611 N, IMG_01566



Figur 16: Geometribetraktninger for hull i limtrebjelker(Aicher & Höfflin 2004)

Ut i fra bildene registreres en sprekkdannelse i henhold til tilfellet som er skissert i Aicher & Höfflin(2004)(se figur 16). Med avstand mellom prikkene i gridet på 15 millimeter viser det av bildene at sprekkveksten oppstår mellom 10 og 15 millimeter fra overkant av hullet. Dette tilsvarer en høyde fra senter på $0,2h$, ut i fra dette opererer geometribetraktningene fra Aicher & Höfflin(2004) med 7 - 12 % høyere tverrsnitt over hullet enn hva som er tilfellet med bjelkene fra forsøkene. Det er uansett klart at sprekkdannelsen ikke går som en tangent til hullets topp og bunnpunkt. Dette er helt klart noe som burde undersøkes nøyere og er av kritisk interesse spesielt med tanke på skruens utdragningskapasitet.

ARBEIDSDIAGRAMMER OG STIVHETSMODULER

HOOKES LOV

Lineær- elastiske materialer følger Hookes lov. Trematerialet kan betraktes som lineær elastiske dersom det er utsatt for moderat belastning over en begrenset tidsperiode. Elastisitetsmodulen kan derfor beregnes etter Hookes lov dersom man betrakter det lineære området i arbeidsdiagrammene.

Hookes lov for et lineær elastisk materiale kan generelt uttrykkes:

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

Formel 1

Hvor:

σ er spenningen i materialet

E er stivhetsmodulen

ε er tøyningen til materialet

For en strekkstav kan stivhetsmodulen beregnes etter følgende omskriving av Hookes lov:

$$E = \frac{\Delta F \times l_0}{A \times \Delta l}$$

Formel 2

Hvor:

ΔF er kraftøkning over lineært område

A er aktuelle områdets tverrsnittsareal

l_0 er stavens opprinnelige lengde

Δl er forlengelsen av staven utsatt for ΔF

For en bjelke under bøyning av punktlast kan E- modulen beregnes etter følgende ligning:

$$E = \frac{\Delta F \times l^3}{48I \times \Delta z}$$

Formel 3

Hvor:

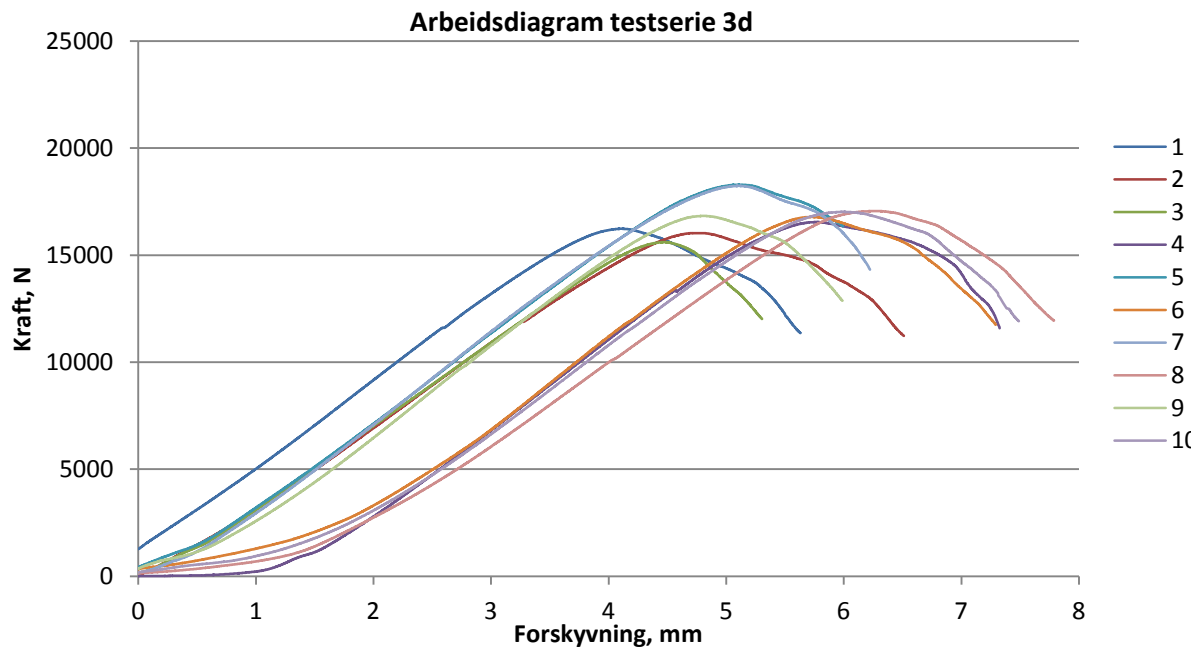
ΔF er kraftøkning over lineært område

l er avstand mellom opplegg

I er tverrsnittets treghetsmoment

Δz er nedbøyning av bjelken

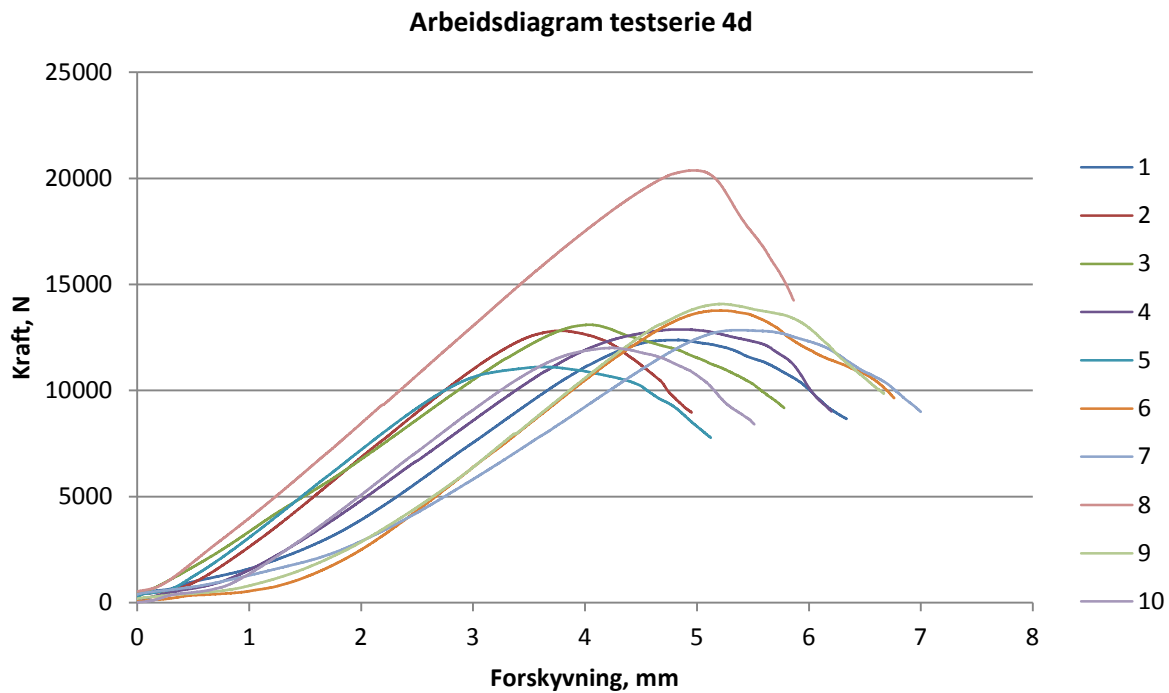
UTTREKKSFORSØK



Figur 1: Arbeidsdiagram testserie med kantavstand 3d

Tabell 1: Stivhetsmoduler for skjærareal i prøver med kantavstand 3d.

Testnummer	Stivhetsmodul (MPa)
1	7917,35
2	8648,89
3	8959,69
4	9701,23
5	9760,15
6	9678,53
7	9904,88
8	8986,46
9	8243,27
10	9433,76
Snitt	9123,42

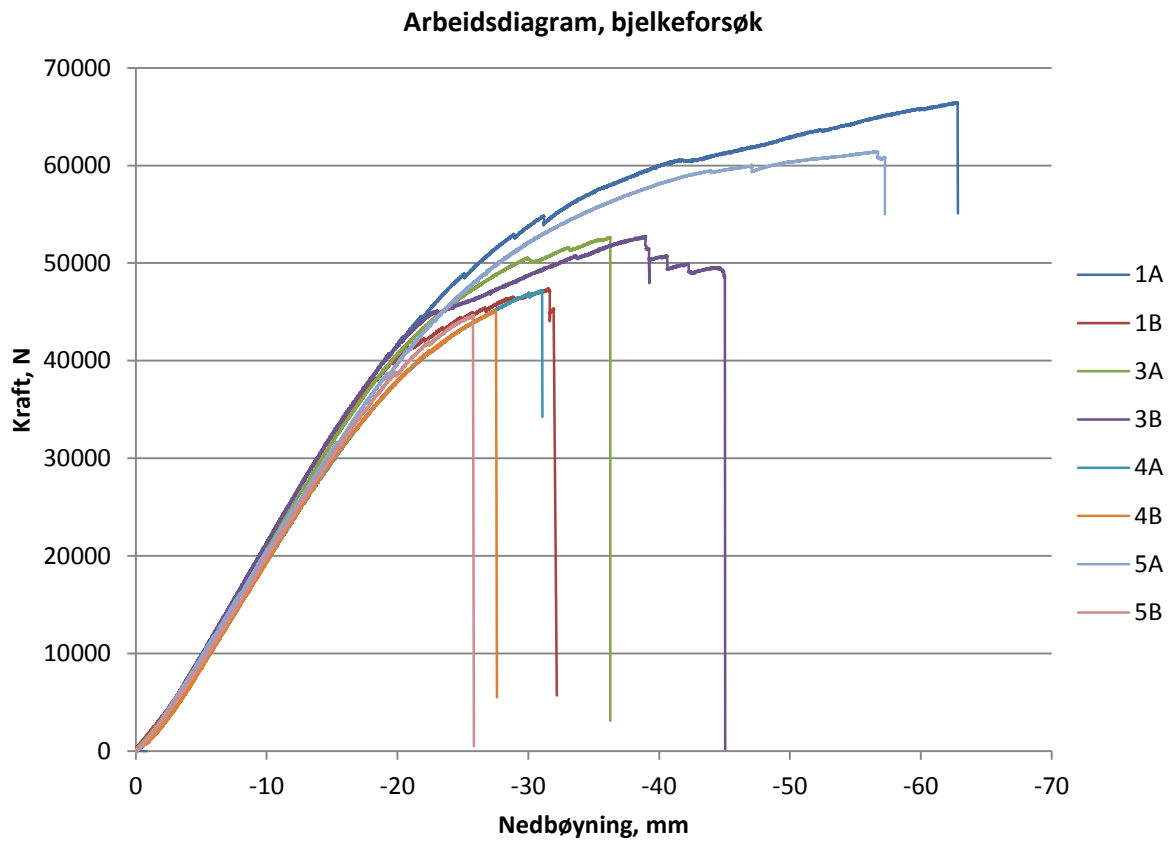


Figur 2: Arbeidsdiagram testserie med kantavstand 4d

Tabell 2: Stivhetsmoduler for skjærareal i prøver med kantavstand 4d.

Testnummer	Stivhetsmodul (MPa)
1	8459,44
2	9692,21
3	8411,92
4	8581,68
5	5548,09
6	9370,20
7	7888,73
8	10642,29
9	8056,33
10	9032,23
Snitt	8568,31

BJELKEFORSØK



Figur 3: Arbeidsdiagrammer bjelkeforsøk

Tabell 3: E- moduler for de ulike bjelkene.

Bjelke	E- modul (MPa)
1A	9219,26
1B	9056,88
3A	8786,55
3B	8824,75
4A	8376,23
4B	8486,84
5A	8329,20
5B	8494,31