

Videreutvikling av dekker i tre

Roger Håndlykken

Daniel Rønning

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Trekonstruksjoner	DATO: 10.06.2015	ANTALL SIDER: 149
------------------------------	------------------	-------------------

TITTEL:

Videreutvikling av dekker i tre
Development of timberdecks

UTFØRT AV:

Roger Håndlykken og Daniel Rønning

SAMMENDRAG:

I dag er det vanlig å bygge trebruer med spennlaminerte tredekker. Det største problemet med disse er at spennkraften tapes over tid. Etter oppspenning vil kraften i spennstagene bli svakere på grunn av bevegelser i trevirket. Dette er et problem som det er ønskelig å forbedre.

Dette er en konseptstudie som representerer flere løsninger på problemet.

Disse er:

- Endring av selve spennstagets geometri
- Forskjellige former for fjærløsninger ved innfesting på siden av dekket
- Bruk av gjengestag istedenfor spennstag

Det ble utført beregninger og numeriske analyser i Abaqus 6.13 for de ulike konseptene. Videre ble de positive og negative egenskapene ved konseptene vurdert.

Endring av spennstagets geometri viste ingen forbedring av spennkap.

Bladfjærer viser gode egenskaper med tanke på å redusere tap av strekkraft på grunn av kryp og endringer av fuktighet. Konseptet gir større materialforbruk og kompliserer produksjonen.

Det ble utført laboratorieforsøk for konseptet med bruk av gjengestag i dekke. Forsøkene gikk ut på å sjekke skjærkapasiteten og momentkapasiteten i tverretning av dekket. Det ble valgt tre ulike dimensjoner på lamellene for skjærttestene og for momenttestene.

Erfaringer fra forsøk viser at skjærdeformasjonene er det kritiske punktet for konseptet. Dette kan videre forbedres med bruk av not og fjær. Dekket viser god men noe lavere momentkapasitet enn SLT-dekke med full oppspenningskraft.

FAGLÆRER: Kjell Arne Malo

VEILEDER(E): Kjell Arne Malo

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er utarbeidet som en del av masterstudiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk, og er gjennomført våren 2015. Rapporten utgjør 20 ukers arbeid, og tilsvarer til sammen 30 studiepoeng per student.

Oppgaven bygger løst på prosjektoppgave utført høsten 2014. Dette var en konseptstudie hvor et spennlaminert tredekke tar opp lastene i bruspenet. For en slik konstruksjon er tap av oppspenningskraften den største begrensingen. Dette var et problem vi ønsket å se nærmere på.

Masteroppgaven har tatt utgangspunkt i å videreutvikle dekker av tre. Mye tid ble brukt til å utvikle konsepter og drøfte ulike problemerstillinger med disse, og flere av forslagene har blitt forkastet. Dette også etter mye analysering i Abaqus.

Det ble ikke definert noen øvre grense for hvor langt vi skulle evaluere konseptene. Vi anser det som positivt at det ble gjort flere forsøk for et av konseptene, og at gjennomførelsen av disse ble så effektive som de ble.

Vi håper at denne masteroppgaven kan brukes som grunnlag for senere oppgaver.

Vi vil til slutt takke veileder Kjell A. Malo for gode diskusjoner og hjelp underveis i oppgaven.

Trondheim, 10. juni 2015



Roger Håndlykken



Daniel Rønning

Sammendrag

Det største problemet med spennlaminerte tredekker er at spennkraften tapes over tid. Etter initiell oppspenning vil kraften i spennstagene bli svakere på grunn av bevegelser i trevirke. I følge Eurokode 1995-2 synker forspenningskraften ned mot 35 % av den initielle spennkraften. Dette er et problem som det er ønskelig å forbedre.

Dette er en konseptstudie som representerer flere løsninger på problemet.

Disse er:

- Endring av selve spennstagets geometri
- Forskjellige former for fjærløsninger ved innfesting på siden av dekket
- Bruk av gjengestag istedenfor spennstag

Det ble utført beregninger og numeriske analyser i Abaqus 6.13 for de ulike konseptene. Videre ble de positive og negative egenskapene ved konseptene vurdert.

Endring av spennstagets geometri viste ingen forbedring av spenntap.

Bladfjærer viser gode egenskaper med tanke på å redusere tap av strekkraft på grunn av kryp og endringer av fuktighet. Konseptet gir større materialforbruk og kompliserer produksjonen.

Det ble utført laboratorieforsøk for konseptet med bruk av gjengestag i dekke. Forsøkene gikk ut på å sjekke skjærkapasiteten og momentkapasiteten i tverretning av dekket. Det ble valgt tre ulike dimensjoner på lamellene for skjærttestene og for momenttestene.

Erfaringer fra forsøk viser at skjærdeformasjonene er det kritiske punktet for konseptet. Dette kan videre forbedres med bruk av not og fjær. Dekket viser god, men noe lavere momentkapasitet enn SLT-dekke med full oppspenningskraft.

Abstract

The biggest problem with stress-laminated timber decks is that the tensioning force is reduced over time. After tensioning the prestressing force becomes weaker due to movements in the timber. According to Eurocode 1995-2 it is assumed to drop down to 35% of initial tension force. This is a problem that it is desirable to improve.

In the thesis several possible solutions have been considered.

These include:

- Modifying of prestressing rod geometry
- Various forms of leaf-spring solutions as anchorage system
- Threaded rods instead of prestressing rod

Changing the material of the prestressing rod is not considered in this thesis.

It was performed calculations and numerical analysis in Abaqus 6.13 for the various concepts and further evaluation of the positive and negative characteristics of the concepts.

Modifying the prestressing rod geometry gave no improvement of the prestressing loss.

Leaf springs shows excellent properties in terms of loss of tensile force due to creep and the change of moisture content. The downside of the concept is that it provides greater material consumption and have complicated production.

It was performed laboratory experiments of the concept of using threaded rods in the timber deck. The experiments was executed to check shear capacity and moment capacity in the transverse direction of the deck. It was chosen three different dimensions of the lamelas for the shear tests and for the moment tests.

Experiences from the experiments show that shear deformations is the critical point for the concept. This can further be improved by using tongue and groove.

The timber deck with threaded rod shows good but slightly lower moment capacity than SLT-deck with full tension force.

Innholdsfortegnelse

1	Introduksjon	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Målsetning	1
1.3	Metode	2
1.4	Avgrensninger	2
1.5	Oversikt	3
2	Tredekke	4
2.1	Historie	4
2.2	Materialer og komponenter	5
2.3	Oppspenningsprosess	7
2.4	Lastsituasjon for SLT-dekke	7
3	Fasthetslære	8
3.1	Introduksjon	8
3.2	Elastisitet, plastisitet og brudd	8
3.3	Temperatureffekter og langtidseffekter	10
3.4	Karakteristiske, dimensjonerende og midlere verdier	14
4	Elementmetode	15
4.1	Introduksjon	15
4.2	FEM prosess	15
4.3	Modell og geometri	17
5	Reduksjon av spenntap	21
5.1	Innledning	21
5.2	Endre spennstagets geometri	21
5.3	Bladfjær A	26
5.4	Bladfjær B	39
6	Gjengestag som festeforbindelse	45
6.1	Innledning	45
6.2	Festemidler i trevirke	46
6.3	Prosjekteringsgrunnlag	49
6.4	Brudekke	50
6.5	Laster	51
6.6	Beregninger iht. Eurokoder	54
6.7	Sammendrag beregninger	59
7	Gjengestag. FEM analyse	60

7.1	Dekke som 2D-plate.....	60
7.2	Dekke som bjelkerist.....	61
7.3	Volumelementer	63
7.4	Diskusjon og veien videre for oppgaven	65
8	Forsøk - Gjengestag.....	66
8.1	Valg av materialer	66
8.2	Beregninger for forsøk.....	68
8.3	Prosedyre.....	70
8.4	Belastning	72
8.5	Resultater – Skjærtester	75
8.6	Resultater - Momenttester	79
8.7	Bruddform Gjengestag.....	88
8.8	Densitet og fuktinnhold	90
8.9	Evaluering av resultater	91
9	Erfaringer fra forsøk.....	93
9.1	Sammenligning av numeriske modeller og resultat fra forsøk.....	93
9.2	Not og fjær.....	96
9.3	Sammenligning med spennlaminert dekke.....	98
10	Oppsummering	102
10.1	Generelt.....	102
10.2	Endring av spennstagets geometri.....	102
10.3	Bladfjær A og B	102
10.4	Dekke med gjengestag.....	103
10.5	Forsøk og resultater	103
11	Videre arbeid.....	105
11.1	Bladfjær	105
11.2	Dekke med gjengestag.....	105
12	Kilder	107
13	Vedlegg	109

Figurliste

Figur 2.1: Spennlaminert tredekke prinsippskisse	4
Figur 2.2: Eksternt og internt spennsystem for et tredekke [3]	4
Figur 2.3: Trelamell med hull	5
Figur 2.4: Spennstag med ankerplate	6
Figur 2.5: Spenn tap over tid [2]	7
Figur 2.6: Lastsituasjoner. Tverrgående moment til venstre	7
Figur 3.1: Spenning-tøynings-diagram for stål [8].....	8
Figur 3.2: SLT-dekke med akser	9
Figur 3.3: Krypkurve [11].....	12
Figur 3.4: Konstruksjonsdel hvilende på kontinuerlig opplegg [12]	13
Figur 4.1: Skjermdump fra FAP2D	15
Figur 4.2: Flytskjema ved FEM - analyse	16
Figur 4.3: Slave/Master par [16]	16
Figur 4.4: Steg og total tid for en analyse [16]	17
Figur 4.5: Geometrifaser ved FEM prosess	18
Figur 4.6: Aktuelle elementfamilier [16]	18
Figur 4.7: Aktuelle volumelementer [16]	20
Figur 5.1: Modell av stag i FAP2D	22
Figur 5.2: Dimensjon Stålstag.....	23
Figur 5.3: Lengde av bølge og total lengde av stag	23
Figur 5.4: Mesh av kveilet stag.....	23
Figur 5.5: Spenning [N/mm ²] langs aksene for kveilet stag.....	23
Figur 5.6: Forskyvning[mm] langs aksene for kveilet stag.....	24
Figur 5.7: Mesh av rett stag	24
Figur 5.8: Spenning [N/mm ²] i rett stag	25
Figur 5.9: Forskyvning [mm] i rett stag	25
Figur 5.10: Spenning/Forskyvningskurve for stag	25
Figur 5.11: Bladfjær A	26
Figur 5.12: Deler modellert for analysen i Abaqus.....	28
Figur 5.13: Akser brukt i analysen.....	29
Figur 5.14: Opplagerbetingelser brukt for modellen	30
Figur 5.15: Modell og mesh for Bladfjær A	30
Figur 5.16: Modell og mesh av hele systemene. Bladfjær og tradisjonell løsning	31
Figur 5.17: Resultater fra analysen med 100 kN kraft.....	31
Figur 5.18: Normalspenning oversiden av bladfjær A	32
Figur 5.19: Normalspenning undersiden av bladfjær A	32
Figur 5.20: Trykkspenninger på lamell under bladfjær A	32
Figur 5.21: Forskjellige lastsituasjoner ved trykk vinkelrett på fiberretning [12]	33
Figur 5.22: Spenning-Tøynings diagram. Case 1, 2 and 3 med h = 200 mm [19].....	34
Figur 5.23: Trykkspenning på lamell under fjær ved reduksjon av kraft	34
Figur 5.24: Kraft-forskyvning diagram for bladfjær.....	35
Figur 5.25: Bladfjær med tykkelse 18 mm i senter. Verdier viser spenninger pga. moment i fjær	35
Figur 5.26: Trykkkraft på lamell	35
Figur 5.27: Deformasjon av systemet med full oppspenning.....	36
Figur 5.28: Kraft – forskyvning diagram av de ulike delene i systemet	37
Figur 5.29: Tap av strekkraft pga. kryp og endring i fuktighet	38

Figur 5.30: Bladfjær B	39
Figur 5.31: Eksempel på løsning av bladfjær B.....	40
Figur 5.32: Detalj for bladende	40
Figur 5.33: Trykkspenninger på lamell	40
Figur 5.34: Det totale systemet til bladfjær B	41
Figur 5.35: Kraft-forskyvning diagram bladfjær B	41
Figur 5.36: Spenning i bladfjær B pga. moment.....	42
Figur 5.37: Trykkspenning på lameller under bladfjær B	42
Figur 5.38: Tap av strekkraft pga. kryp og endring av fuktighet for alle systemer	43
Figur 5.39: Illustrasjon av hele dekket med bladfjær B og spenningsfordelingen i dekket	44
Figur 6.1: Skjærbrudd ved bruk av gjengestag.....	46
Figur 6.2: Momentbrudd ved bruk av gjengestag.....	46
Figur 6.3: Utvalg av festemidler for trevirke. a) spiker b) dybel c) bolt d) skru [22].....	48
Figur 6.4: Anvendelse av gjengestag.....	48
Figur 6.5: SLT-dekke med spennstag til dekke med skruer	49
Figur 6.6: Statisk forenklet system.....	50
Figur 6.7: Laster fra kjøretøy [25]	52
Figur 6.8: gjengestag. Plassering av hull.....	54
Figur 6.9: Moment langs dekket (y-akse). Last sidestilt	55
Figur 6.10: Moment på tvers av dekket (x-akse). Last sentrert.....	55
Figur 6.11: Momentkrefter i tverrsnitt.....	56
Figur 6.12: Skjær på tvers av dekket (x-akse). Last sentrert.....	57
Figur 6.13: Johansenbrudd [12]	58
Figur 7.1: Mesh av dekket med skallelementer	60
Figur 7.2: Moment på tvers av dekket med eksentrisk lastareal	61
Figur 7.3: Hullkonfigurasjon for bjelkerist.....	61
Figur 7.4: Dekke som bjelkerist.....	62
Figur 7.5: Nedbøyning av senterlamell	62
Figur 7.6: Spenning gjengestag	63
Figur 7.7: Dekket av volumelementer	64
Figur 7.8: Nedbøyning av senterlamell	64
Figur 7.9: Spenning av gjengestag	64
Figur 7.10: Snitt senter av dekket	65
Figur 8.1: Johansenbrudd h, j og k [12].....	67
Figur 8.2: Optimalisering av kantavstand. 90 mm lameller.....	69
Figur 8.3: Montering og produksjon av teststykker	70
Figur 8.4: Oppsett Skjærtester	71
Figur 8.5: Oppsett Momenttester – M90-11-940	72
Figur 8.6: Posisjon. Vertikal forskyvning	73
Figur 8.7: Lastprosedyre [33]	74
Figur 8.8: S90-62-3: Kraft/Relativ forskyvning	75
Figur 8.9: S90-62-3-3: Deformert teststykke	76
Figur 8.10: S90-90-3: Kraft/Relativ forskyvning	76
Figur 8.11: S90-90-3-3: Deformasjon av teststykke	77
Figur 8.12: S90-140-3: Kraft/Relativ forskyvning	77
Figur 8.13: S90-140-3: Deformasjon av teststykke	78
Figur 8.14: M62-15-880: Vertikal forskyvning. Differanse lameller	79
Figur 8.15: M62-15-880: Deformasjon av dekke	80

Figur 8.16: M62-15-880: Forskyvning gjengestag	81
Figur 8.17: M62-15-880: Forskyvning gjengestag. Nede til høyre. GS-HN	81
Figur 8.18: M90-11-940 : Vertikal forskyvning av lameller	82
Figur 8.19: M90-11-940 : Deformasjon av dekke.....	83
Figur 8.20: M90-11-940: Forskyvning gjengestag.....	83
Figur 8.21: M90-11-940: Forskyvning gjengestag. Nede til venstre. GS-VN	84
Figur 8.22: M165-7-1105: Vertikal forskyvning. Differanse lameller	84
Figur 8.23: M165-7-1105 : Deformasjon av dekke.....	85
Figur 8.24: M165-7-1105: Forskyvning gjengestag.....	85
Figur 8.25: Momenttester. Forskyvning V3 ved 10kN belastning	87
Figur 8.26: Momenttester. Forskyvning V3 ved 20kN belastning	87
Figur 8.27: Deformasjon Gjengestag – Skjærttester	88
Figur 8.28: Deformasjon Gjengestag – Momenttester	89
Figur 9.1: Vertikal forskyvning ved 50 kN belastning, skjærttest med 62 mm lameller	93
Figur 9.2: Vertikal forskyvning ved 50 kN belastning, momenttest med 62 mm lameller	93
Figur 9.3: Relativ vertikal forskyvning mellom lameller i skjærttest med 62 mm lameller.....	94
Figur 9.4: Kurve for plastisitet i stålet	95
Figur 9.5: Kraft-forskyvningsgraf for senter av momentforsøk.....	95
Figur 9.6: Not og fjær.....	96
Figur 9.7: Not og fjær. Alternativ løsning.....	97

Tabelliste

Tabell 2.1: Karakteristiske fasthetsklasser for konstruksjonstrevirke C24	5
Tabell 2.2: Karakteristiske fasthetsklasser for limtrebjelke GL32c	5
Tabell 3.1: Materialdata C24	10
Tabell 3.2: Tabell NA. 901 Klimaklasser - Utdrag [12]	11
Tabell 4.1: Friksjonskoeffisient μ for ulike materialkombinasjoner [17]	17
Tabell 4.2: Prioritering valg – solide elementer	19
Tabell 4.3: Engineering Constants for Wood in Abaqus	20
Tabell 6.1: Karakteristiske fasthetsklasser for limtrebjelke GL32h	50
Tabell 6.2: Avstander for bolter	54
Tabell 8.1: Tilgjengelige dimensjoner for test	66
Tabell 8.2: SPAX 16 gjengestag	66
Tabell 8.3: Forsøksmatrise Skjærtester	67
Tabell 8.4: Forsøksmatrise Momenttester	67
Tabell 8.5: Kapasitet Teststykker	68
Tabell 8.6: Estimert bruddlast og hullkantavstander	69
Tabell 8.7: Måleinstrument Skjærtester	72
Tabell 8.8: Måleinstrument Momenttester	73
Tabell 8.9: Lastprosedyre verdier	74
Tabell 8.10: Oppsummering skjærtester	78
Tabell 8.11: Oppsummering Momenttester	86
Tabell 8.12: Oppsummering Moment- og skjærkapasitet ved brudd	87
Tabell 8.13: Gjennomsnittlig fuktinnhold teststykker	90
Tabell 8.14: Gjennomsnittlig densitet teststykker	90
Tabell 9.1: Skjær- og momentkapasiteter i dekker	101

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Et spennlaminert tredekke er et dekke bestående av trelameller satt i system som tar opp krefter som et homogent dekke. Det er trykket og friksjonen mellom lamellene som holder systemet på plass på grunn av spenninger fra spennstag langs dekkekannten.

Det største problemet med et spennlaminert tredekke er at spennkraften tapes over tid. Etter oppspenning vil kraften i spennstagene bli svakere på grunn av bevegelser i trevirke. Ifølge NS-EN 5-2 [36] kan gjenværende forspenningstrykk etter lang tid antas å være større enn $\sigma_{p,min} = 0,35 \text{ N/mm}^2$. Dette er ved 1 N/mm^2 i opprinnelig oppspenning og noen andre betingelser. Dette er et problem som det er ønskelig å forbedre.

I senere tid har det blitt forsket på bruk av lange gjengestag som festemiddel i knutepunkt. For tredekker kan bruk av gjengestag være et alternativ til spennstag.

1.2 Målsetning

Å utvikle forslag for design av ulike løsninger for å opprettholde friksjonen mellom lameller. Dette innbefatter modifikasjon av spennstagets geometri for å se om staget kan utvides mer enn dagens konvensjonelle stag uten å oppnå flyt i stålet.

Det skal også belyses ulike løsninger enn dagens ankerplater ved innfesting av spennstaget, for å se på mulighet for å redusere spenntapet i dekket.

Det skal sees på muligheten for bruk av gjengestag istedenfor spennstag i tredekker.

Ved bruk av det kommersielle elementmetode-programmet Abaqus CAE skal det sees på ulike modifikasjoner og videre optimalisering av forslag. Forsøk i laboratoriet skal gi data til å validere konseptet og komme med forslag til forbedringer.

Det er et mål å få lagt et grunnlag for videre forsøk av løsningene som kommer frem i rapporten ved en senere oppgave.

1.3 Metode

Oppgaven deles inn i tre deler; en litteraturstudie for å kartlegge mulighetene for konseptene. En case studie der modeller og løsninger blir drøftet med tilhørende analyser og beregninger. Til slutt en fordypning av et valgt konsept som analyseres og gjøres forsøk på, for videre verifikasjon.

Litteraturstudie

- Generelt om tredekker
- Fasthetslære
- Elementmetode

Case Studie:

- Forslag til utforming av konsepter
- Kontroller ved håndberegninger
- Numeriske modeller i Abaqus CAE
- Evaluering og drøfting av resultater

Fordypning av valgt konsept:

- Utredning av konseptet
- Numeriske modeller
- Forsøk av testmodeller
- Drøfting

1.4 Avgrensninger

Oppgaven er en konseptstudie for videreutvikling av dekker i tre, og vektlegger derfor beregningene og analysene for de ulike løsningene.

For laminerte dekker vil det ofte være buttskjøter. Grunnet tidsbegrensning blir dette utelatt.

1.5 Oversikt

Rapporten deles inn i 11 kapitler, med ulikt antall delkapitler

Kapittel 1 er innledning.

Kapittel 2 består av introduksjon av spennlaminert tredekke og dens komponenter.

Kapittel 3 gir et innblikk i fasthetslæren.

Kapittel 4 beskriver ulike valg ved elementmetode. Kapitlet danner grunnlag for valgene som er gjort i analysene for modellene senere.

Kapittel 5 beskriver tre konsepter som blir kalkulert, analysert og drøftet.

Kapittel 6 tar for seg gjengestag-konseptet. Det begynner med litteraturstudie og enkle kalkulasjoner som danner grunnlag for videre arbeid.

Kapittel 7 bygger videre på gjengestag-konseptet og drøfter ulike metoder for modellering ved bruk av FEM.

Kapittel 8 viser forsøk av gjengestag gjort ved laboratoriet. Det blir gjennomgått valg av teststykker og oppsett. Følgende viser resultater og diskusjon av testene.

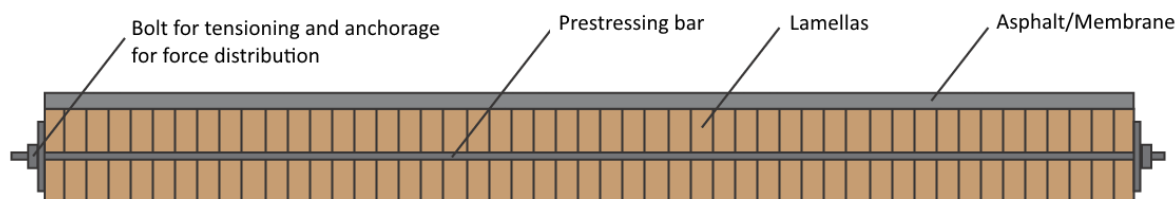
Kapittel 9 tar resultatene i kapittel 8 til hjelp for å modellere og modifisere FEM-modellene med erfaringer fra laboratorieforskene.

Kapittel 10 består av drøfting og oppsummerer de ulike konseptene og ulike aspekter ved oppgaven.

Kapittel 11 er forslag til videre arbeid.

2 Tredekke

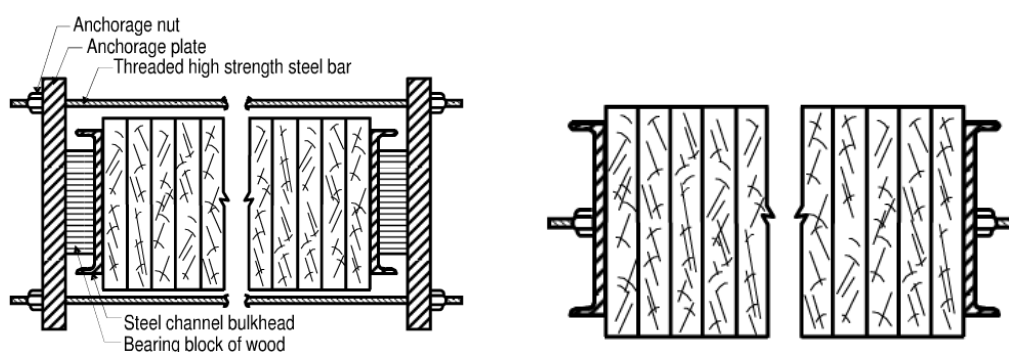
Spennlaminert tredekke (SLT dekke) er en dekketype som er mye brukt i trebruer. Dekket bygges opp ved å legge lameller på høykant ved siden av hverandre og etter hverandre over hele bruens bredde og lengde. Lamellene spennes sammen med strekkstag som tres inn i forborede hull ref. Figur 2.1. Dette fører til trykk- og friksjonskrefter mellom lamellene som vil overføre krefter mellom dem. Dette gjør at hele dekket vil fungere som et homogent tredekke.



Figur 2.1: Spennlaminert tredekke prinsippskisse

2.1 Historie

Alt startet i Ontario, Canada i 1976, da en trebru ved Hebert Creek skulle rehabiliteres og bytte dekke. For å få av hele tredekke komplett, ble det brukt spennstag [1]. Dette ble utført med et eksternt spennsystem med skruer på over- og undersiden av dekket (se Figur 2.2). Det viste seg at ved å spenne opp dekket, ble kapasiteten forbedret så mye, at hele rehabiliteringsjobben ble kansellert. Dette pilot-prosjektet gjorde at SLT-dekker ble implementert i *Ontario Highway Bridge Design Code* (OHBDC) i 1979 som en rehabiliteringsmetode og som en ny type bru [2]. Dette spredde seg til de nordiske landene på 90-tallet, og har medvirket til en fornyet interesse for trebruer.



Figur 2.2: Eksternt og internt spennsystem for et tredekke [3]

2.2 Materialer og komponenter

2.2.1 Trevirke

For trevirke i lamellene er det to valg. Heltre og Limtre. Heltre eller konstruksjonstrevirke (Solid timber, ST) er standard justert skurlast med maks dimensjon på 50 x 150/ 200/ 225 mm og lengder på fire til fem meter.

Fastheter for ST finner vi i standarden NS-EN 338 – *Konstruksjonstrevirke, Fasthetsklasser*.

$f_{m,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,90,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,90,k}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	$E_{0,mean}$ [kN/mm ²]	$E_{0,05}$ [kN/mm ²]	$E_{90,mean}$ [kN/mm ²]	G_{mean} [kN/mm ²]
24	14	0,4	21	2,5	4,0	11	7,4	0,37	0,69

Tabell 2.1: Karakteristiske fasthetsklasser for konstruksjonstrevirke C24

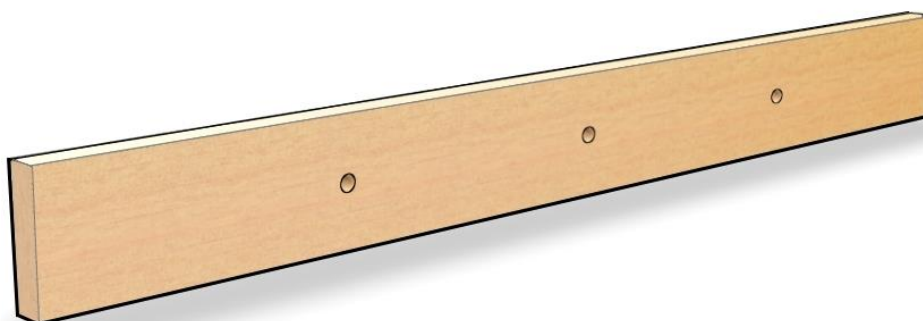
Limtrebjelker, eller glulam, kan bestilles i hvilke som helst ønsket dimensjon. Men standarddimensjoner følger formelen $(90 + n \cdot 25) \times (90 + 45 \cdot n)$ for bredde og høyde respektivt. Lengder kan fås opp til 15m. En bjelke blir laget ved å fingerskjøte og lime lameller i ønsket dimensjon.

Fastheter for limtrebjelker finner vi i standarden NS-EN 1194 – *Trekonstruksjoner, Limtre, Fasthetsklasser og bestemmelse av karakteristiske verdier*.

$f_{m,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,90,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,90,k}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	$E_{0,mean}$ [kN/mm ²]	$E_{0,05}$ [kN/mm ²]	$E_{90,mean}$ [kN/mm ²]	G_{mean} [kN/mm ²]
32	19,5	0,45	26,5	3,0	3,2	13,7	11,1	0,42	0,78

Tabell 2.2: Karakteristiske fasthetsklasser for limtrebjelke GL32c

I oppgaven blir det tatt utgangspunkt i at lamellene blir boret med hull på 25 mm med en senteravstand på 500 mm i senter av bjelken. For matematiske modeller og beregninger, blir lengdene satt til 2 000 mm. Det vil da være tre hele spennstag i systemet. Høyden blir satt til 200 mm som er en dimensjon som er lett å skalere videre.



Figur 2.3: Trelamell med hull

Det totale breddemålet for systemet blir satt til 2 000 mm. Med valgt bredde for en enkel lamell på 50 mm blir det 40 stykk for dekket.

2.2.2 Stålkomponenter

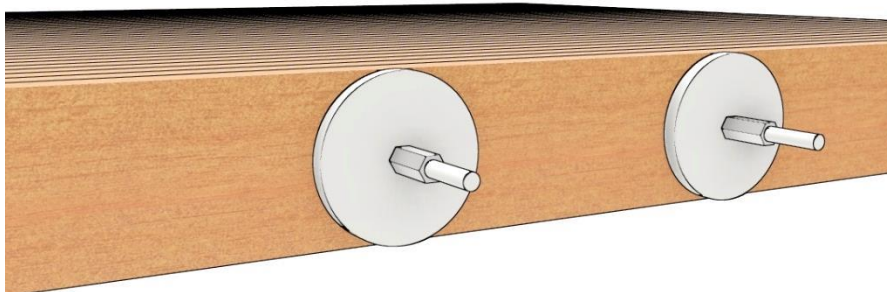
I oppgaven er det sett på løsninger der det kan forekomme store spenninger. For å oppnå størst mulige spenninger, samtidig som man unngår flyt i stålet, kan det brukes stål med fastheter opp til 1300 N/mm^2 [5]. Dette blir da en øvre grense for analyser i oppgaven.

SLT-dekket har primært to komponenter av stål. Spennstag og ankerplate.

Spennstaget, eller strekkstag, blir strukket ved å stramme mutter på endene slik at dekket blir trykt sammen. Det er viktig at strekkstagene er innenfor elastisk sone, slik at de ikke får permanente deformasjoner. Derfor brukes høyfast stål i staget, som for eksempel GEWI Threadbar fra Dywidag [4], som har en flytspenning på minimum 500 N/mm^2 . Vanligvis brukes helgjengede stenger i dimensjonene $\text{Ø}15 \text{ mm}$ eller $\text{Ø}20 \text{ mm}$. Etter Dywidags tabeller [4] kan det leses at stag med $\text{Ø}20 \text{ mm}$ diameter har en flytkapasitet på 157 kN og 25 mm stag har flytkapasitet på 245 kN.

I håndbøker utgitt av Statens Vegvesen står det at spennstag skal være av stål med høyest mulig fasthet, slik at forlengelsen ved oppspenning blir størst mulig og derved minimerer tapet av spennkraft på grunn av uttørking og kryp i trevirket [7]. Spennstagene i spennlaminerte brudekker spennes opp til 80 % av 0,2-grensen (flytgrensen). Dette regnes som nominell oppspenningskraft, dvs. 100 % [7].

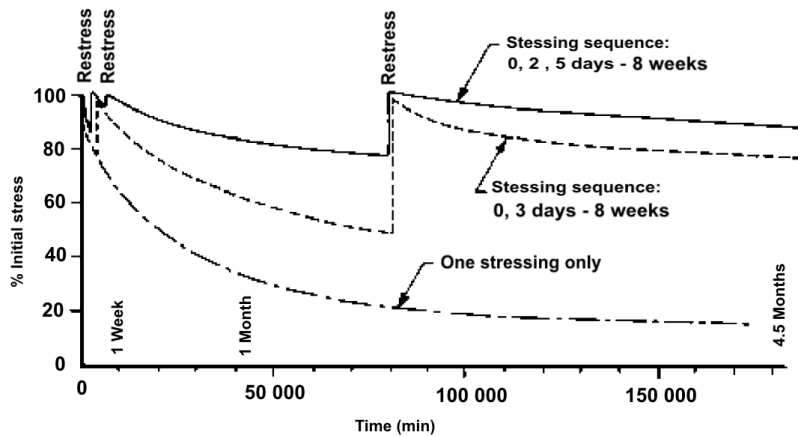
Ankerplaten skal fordele trykket, slik at det ikke oppstår lokal knusning av fibrene på de ytterste lamellene i dekket. Hvis de ytre lamellene knuses, blir spennkraften redusert. Det finnes ulike normer for bruk av ankerplater. I Nord-Amerika brukes langsgående U-profil av stål for å fordele kreftene. I Sverige brukes aluminiumsplater i kombinasjon med høyfast treverk som ankerplate. I oppgaven blir det bare sett på den norske normen som består av sirkulær plate av stål. Disse har den fordelen at de ikke kan bli stående skjevt etter oppspenning.



Figur 2.4: Spennstag med ankerplate

2.3 Oppspenningsprosess

Oppspenningen skjer ved en hydraulisk jekk som tres inn på ankerplaten og spenner opp dekket mens kraften leses av i et manometer [6]. Oppspenningsprosessen skjer systematisk og etappevis for å unngå feiloppspenning. Ifølge NS-EN 1995-2 bør dekket spennes med en kraft på $1,0 \text{ N/mm}^2$. Etter oppspenningen forekommer et spenntap som vist på Figur 2.5. [2]. Denne figuren viser også forslag til intervall for etterstramming.

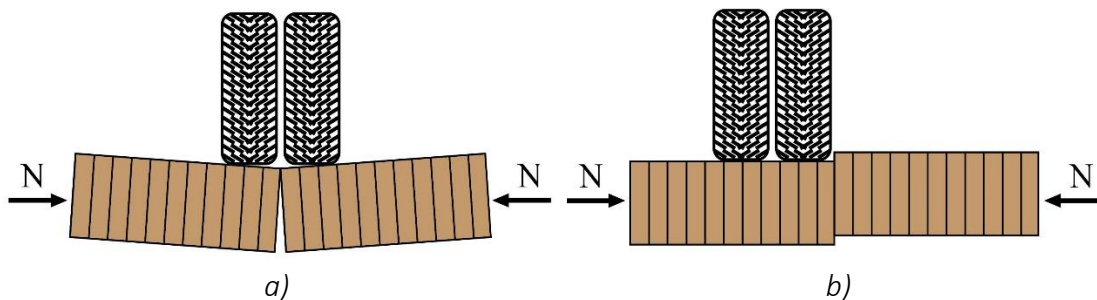


Figur 2.5: Spenntap over tid [2]

2.4 Lastsituasjon for SLT-dekke

Som tidligere nevnt, fungerer SLT-dekke som et homogent dekke. Dekket fungerer mer korrekt som et ortotropisk dekke med ulike egenskaper for langsgående og tverrgående retning.

Når en hjullast står på dekket, er det to ulike lastsituasjoner som oppstår. Den ene er et tverrgående moment (Figur 2.6a) som vil forsøke å tvinge lamellene fra hverandre i undersiden av dekket. Den andre situasjonen er skjærkrefter som forsøker å forskyve lamellene vertikalt i forhold til hverandre (Figur 2.6b). Ved å opprettholde en høy spenning som skaper trykk og friksjon vil disse kritiske lastsituasjonene unngås.



Figur 2.6: Lastsituasjoner. Tverrgående moment til venstre

3 Fasthetslære

3.1 Introduksjon

Kapitlet gir en gjennomgang av teori som er benyttet senere i oppgaven. Fasthetslære er et viktig begrep i oppgaven, da kalkulasjoner og modelleringer har randkriterier satt fra materialparametrene til trelamellene og stålet. Det gjøres rede for begrepene om tøyning, spenning og flyt, samt ulike effekter.

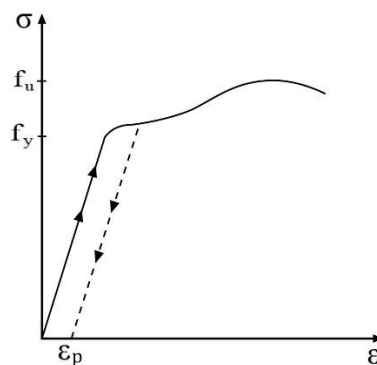
3.2 Elastisitet, plastisitet og brudd

Elastisitetsmodulen, eller Young's modulus, er forholdet mellom spenning og tøyning for et materiale. Dimensjonen blir oppgitt som kraft per arealenheter N/mm^2 . Relasjonen mellom normalspenningen og aksialtøyningen kalles Hookes lov: $\sigma = E\varepsilon$ [10].

$$E = \frac{\text{spenning}}{\text{tøyning}} = \frac{N/A}{\Delta L/L_0} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3.1)$$

3.2.1 Elastisiteten for konstruksjonsstål

De mekaniske egenskapene til materialet, kan modelleres i et spenning-tøynings-diagram som vist på Figur 3.1. Diagrammet viser materialet stål som oppfører seg lineært elastisk opp til flytspenningen f_y , hvor permanente plastiske deformasjoner oppstår. Videre belastning fører til bruddspenningen f_u . Ved avbelastning av materialet vil ikke tøyningen gå tilbake til sin opprinnelige tilstand, men en resttøyning ε_p . I oppgaven skal det hovedsaklig sees på virkningene i det elastiske området.



Figur 3.1: Spenning-tøynings-diagram for stål [8]

For konstruksjonsstål er det vanlig med f_y på 355 N/mm^2 . I kapittel 2.2.2 ble det nevnt at i oppgaven settes 1300 N/mm^2 som en øvre grense, dette tilsvarer høyfast stål. Konstruksjonsstål har samme elastiske egenskaper i alle retninger, og er derfor et *isotrop* elastisk materiale [10].

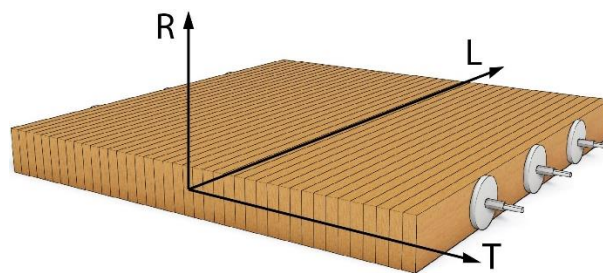
E-modulen er uavhengig av flytspenningen da dette er forholdstallet mellom spenning og tøyning. I NS-EN 1993-1-1 er det fastsatt materialkonstanter uavhengig av fasthetsklasser [9]:

- elastisitetsmodul $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- skjærmodul $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000 \text{ N/mm}^2$
- Poisson-tall i elastisk område $\nu = 0,3$
- temperaturutvidelseskoeffisient $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per K}$
- densitet $\rho = 7,85 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$

3.2.2 Elastisiteten for trevirke

Trevirke er et *ortotropisk* materiale [11]. Det vil si at det har ulike egenskaper i flere retninger. Dette kommer av at trevirke er et botanisk materiale med cellevegger som er langstrakte i trestokkens lengderetning, også kalt *fiberretning*.

Det er i oppgaven bare nødvendig å se på egenskapene på et makro-nivå, da det kun vil oppstå knusning av overflaten på de ytterste lamellene i bredden av dekket. Egenskapene blir satt opp med ulike verdier i de tre hovedaksene av dekket. En skiller fastheten i: langs fiberretningen (langsgående L), radielt i forhold til fiberretningen (radielt R) og tangentielt i forhold til fiberretningen (tangentielt T). På Figur 3.2 er det vist et bilde av retningene for SLT-dekket.



Figur 3.2: SLT-dekke med akser

Spenning-tøyningskurven vil for trevirke ikke være perfekt lineær, men for mindre tøyninger, antas det en linearitet mellom spenning og tøyning. Elastisitetsmodulen i trevirke blir vanligvis bestemt av leverandøren og klassifisert i ulike fasthetsklasser. Styrkesorteringen skjer ved sagbruket og de mest brukte typene er C18, C24 og C30 for heltre.

3.2.3 Ortotropi og matrise

For et ortotropisk materiale som trevirke, vil det være hensiktsmessig å sette opp en matrise for de ulike fasthetene og stivhetene i de respektive akseretningene. Det er også ønskelig å få de i dimensjonerende elastiske parametre. For systemet i Figur 3.2 blir systemmatrisen vist som i formel (3.2) [11].

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_L \\ \varepsilon_R \\ \varepsilon_T \\ \varepsilon_{RT} \\ \varepsilon_{LT} \\ \varepsilon_{LR} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_L} & -\frac{\nu_{RL}}{E_R} & -\frac{\nu_{TL}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & -\frac{\nu_{TR}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LT}}{E_L} & -\frac{\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_R \\ \sigma_T \\ \sigma_{RT} \\ \sigma_{LT} \\ \sigma_{LR} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

Der E_L , E_R og E_T er E-modul for de tilhørende aksene. G_{RT} , G_{LT} og G_{LR} er skjærmodulen som inntreffer på tvers av aksene. ν er poissons ratio. Ved betraktning av ortotropi sammen med matrisen, kan følgende identiteter utledes:

$$\frac{\nu_{LR}}{E_L} = \frac{\nu_{RL}}{E_R}, \quad \frac{\nu_{LT}}{E_L} = \frac{\nu_{TL}}{E_T}, \quad \frac{\nu_{RT}}{E_R} = \frac{\nu_{TR}}{E_T} \quad (3.3)$$

For videre bruk blir derfor følgende data valgt med utgangspunkt i NS-EN 338:

E_L [N/mm ²]	E_R [N/mm ²]	E_T [N/mm ²]	ν_{LR}	ν_{LT}	ν_{RT}	G_{LR} [kN/mm ²]	G_{LT} [kN/mm ²]	G_{RT} [kN/mm ²]
11000	370	370	0,35	0,35	0,35	690	690	65

Tabell 3.1: Materialdata C24

3.3 Temperatureffekter og langtidseffekter

Spennkraften i SLT-dekker tapes over tid. Dette kommer av temperatursvingningene, fuktinnhold og kryp av dekket. Det er derfor en nødvendighet å se på tidsavhengige effekter i dekket.

3.3.1 Temperatur og fuktinnhold i treet

Siden trevirke er et botanisk materiale, vil det alltid inneholde fuktighet. Mengden er gitt i prosentinnhold vann i forhold til den tørre vekten av trevirket. Fuktinnholdet i trevirke er korrelert med luftfuktigheten, og NS-EN 1995-1-1 [12] oppgir ulike klimaklasser etter den relative fuktigheten i luften.

Klima- klasser	Relativ luftfuktighet RF	Fuktighetsinnhold for trevirke ^a ω	Eksempel
1	RF < 65 %	$\omega < 12$ %	Innendørs
2	65 % ≤ RF ≤ 85 %	12 % ≤ ω ≤ 20 %	Utendørs men beskyttet mot regn og vann
3	RF > 85 %	$\omega > 20$ %	Utendørs

^aTilsvarende omtrentlig fuktighetsinnhold for konstruksjonstrevirke av gran og furu ved 20°C

Tabell 3.2: Tabell NA. 901 Klimaklasser - Utdrag [12]

Effekten av temperatur og luftfuktighet er at trevirke krymper og sveller. Hvis trevirket krymper for mye, vil SLT-dekket miste all kraft i staget og ikke oppføre seg som et homogent dekke. Hvis trevirket sveller for mye, kan spennstagene få plastiske deformasjoner, eller lamellene ved ankerplatene vil oppleve knusning. Volumendringen er også ortotropisk og per 1 % økning vil uttørkingen for gran og furu være [13]:

- langsgående 0,01 %
- radielt 0,15 %
- tangentielt 0,28 %

For oppgaven blir det sett nærmere på den tangentielle uttørkingen da dette vil være kritisk for spenntapet i SLT-dekket.

3.3.2 Endring av krefter i spennstag

Endringen av kreftene i spennstaget på grunn av fuktighet og temperatur kan formuleres etter formel (3.4) [14]. Ved Ø20 mm spennstag vil A_s være 314 mm² og der spenntapet $\Delta\sigma_s$ er gitt ved formel (3.5). Ved en prosent reduksjon i fuktighet og 10 K reduksjon i temperatur vil vi få følgende tall:

$$\Delta F_s = \Delta\sigma_s \times A_s = -42,3 \text{ kN} \quad (3.4)$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{E_T \times A_G ((\alpha_T - \alpha_s)\Delta T - \beta_T \times \Delta u)}{\left(\frac{E_T \times A_G}{E_s} + A_s\right)} = -134,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (3.5)$$

Det henvises til *Vedlegg H – Beregning av spenntap* for utfyllende informasjon. Formelen tar ikke hensyn til kryp. Denne effekten er vanskelig å bestemme empirisk, og det er nødvendig å vite kraftfordeling fra ankerplatene til senter av dekket.

3.3.3 Kryp og relaksjon

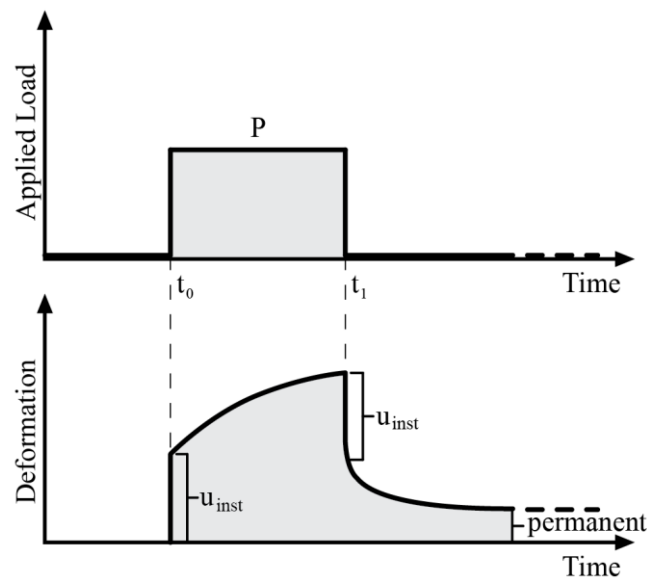
Når et system blir belastet får det en initiell deformasjon u_{inst} som blir kalkulert med middelerdi av elastisitet- og skjærmodul. Når systemet blir belastet over tid, får systemet en økende deformasjon sammensatt av laster Q og G , modifikasjonsfaktorer for deformasjon k_{def} , og faktorer ψ . I NS-EN 1995-1-1 står det:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + \Sigma u_{fin,Q_i} \quad (3.6)$$

Formelen kan utvides som følger:

$$u_{fin} = u_{inst,G}(1 + k_{def}) + u_{inst,Q_1}(1 + \psi_{2,1}k_{def}) + \Sigma u_{fin,Q_i}(\psi_{0,i} + \psi_{2,i}k_{def}) \quad (3.7)$$

Kryp er definert som den tidsavhengige deformasjonen et materiale vil ha under en konstant last. Figur 3.3 viser en kryptest med Last-tid graf og en deformasjon-tid graf under. Ved konstant last vil deformasjonen øke. Dette kalles *relaksjon*.



Figur 3.3: Krypkurve [11]

3.3.4 Knusing av treverk på tvers av fiberretning

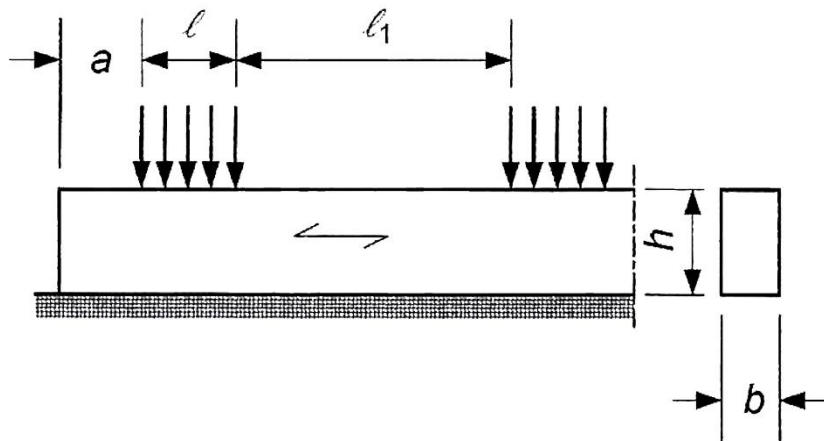
I denne oppgaven er belastningen på treverket i hovedsak på tvers av fiberretningen. Dette er et vanskelig tema siden treverket er ortotropisk. I utgangspunktet har treverk mye lavere trykkapasitet på tvers av fiberretningen enn det har langs fiberretningen. Men på grunn av «hengekøyeeffekten», kan kapasiteten økes noe, men dette varierer med belastningsarealet og flere andre kriterier. De kriterier som er gitt videre i dette delkapittelet er hentet fra NS-EN 5-1-1 [5].

Trykk vinkelrett på fiberretningen må oppfylle følgende uttrykk:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} * f_{c,90,d} \quad (3.8)$$

$$\sigma_{c,90,d} \leq \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (3.9)$$

A_{ef} i uttrykket over er effektiv kontaktflate vinkelrett på fiberretningen. Denne flaten kan utvides i forhold til den faktiske kontaktflaten. Dette er et problematisk punkt i denne oppgaven, da det kan være varierende størrelse på kontaktflaten over tid. Lengden av kontaktflaten l kan økes i hver ende med inntil 30 mm, men ikke mer enn a , l eller $l_1/2$. Se Figur 3.4:



Figur 3.4: Konstruksjonsdel hvilende på kontinuerlig opplegg [12]

«Verdien av $k_{c,90}$ bør settes lik 1,0, med mindre betingelsene i følgende avsnitt er anvendbare [12].»

«For konstruksjonsdeler som hviler på kontinuerlige opplegg, og hvor $l_1 \geq 2h$ se Figur 3.4, forutsettes følgende verdier av $k_{c,90}$ nyttet:

$$k_{c,90} = 1,25 \quad \text{for massivt bartrevirke}$$

$$k_{c,90} = 1,5 \quad \text{for limtre av bartrevirke}$$

der h er tverrsnittshøyden av konstruksjonsdelen og l er berøringslengden [12].»

3.4 Karakteristiske, dimensjonerende og midlere verdier

I oppgaven blir det benyttet ulike verdier for materialverdier. Karakteristiske verdier for materialelegenskaper er verdier som bestemmes statistisk etter anerkjente normer for materialprøving. Denne verdien tilsvarer 0,05 fraktil for underskridelse av motstanden. Det er disse verdiene som oppgis i datablader og veiledere for tilhørende materiale.

Dimensjonerende verdier for materialer blir multiplisert med partialkoeffisienter for å ivareta sikkerheten til konstruksjonen. Dimensjonerende verdier blir i oppgaven brukt ved kontroll av ulike konsepter.

Midlere verdier er gjennomsnittsverdien for materialet og blir brukt ved påvisninger av deformasjoner. I oppgaven brukes midlere verdier ved påvisning av forsøk.

4 Elementmetode

4.1 Introduksjon

Problemstillingen i oppgaven går ut på å utvikle ulike forslag, modifikasjoner og optimaliseringer av detaljer og konsepter. Dette tilsier at det kan forekomme komplekse systemer som ikke kan løses analytisk, men ved en tilnærmet numerisk metode som *elementmetoden* (*finite element method, FEM*). Kapittel 4 tar for seg grunnlaget for valg ved de ulike FEM-analysene i de påfølgende kapitlene i oppgaven, og overordnede valg for etablering av modeller.

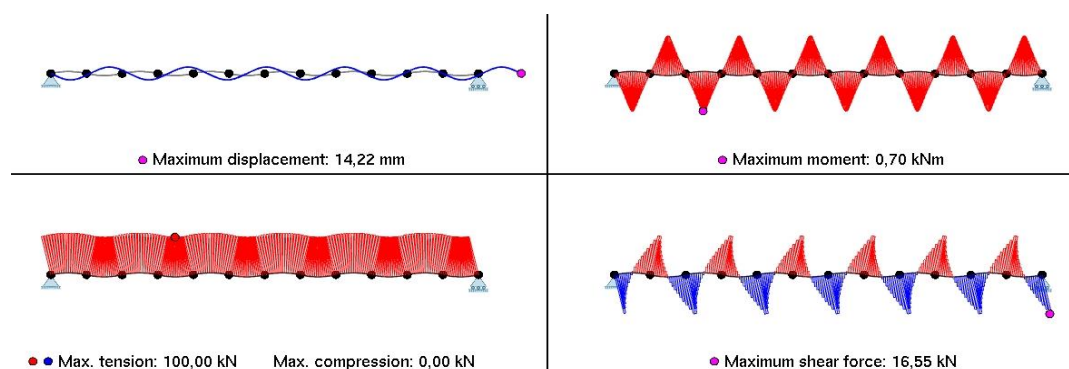
4.2 FEM prosess

Abaqus er et kraftig elementmetodeprogram. Programmet kan brukes til en rekke ulike analyser, blant annet dynamiske og statiske. I motsetning til spesialiserte FEM-program som *Autodesk Robot* eller *Strusoft FEM-design*, kan en bruker i Abaqus definere og fininnstille oppsett som mesh, elementtyper, opplagerbetingelser, kontakter, steps og mer. Bruk av Abaqus som verktøy er også et prosessmål for masteroppgaven.

Valget av FEM-programmet Abaqus er gjort på grunnlag av:

- Gratis brukerlisens ved NTNU
- Programmet er støtteprogram i tidligere studier ved NTNU
- Generelt god brukerkunnskap hos ressurspersoner ved instituttet

Ved utvikling av konsept starter prosessen med enkle kalkulasjoner for hånd og ved hjelp av FAP - *Frame Analysis Program – 2D*, heretter bare kalt FAP2D. FAP2D er et windows-basert program for statisk og dynamisk analyse av 2D rammekonstruksjoner. Figur 4.1 viser skjermdump av resultater fra en 2D-analyse.

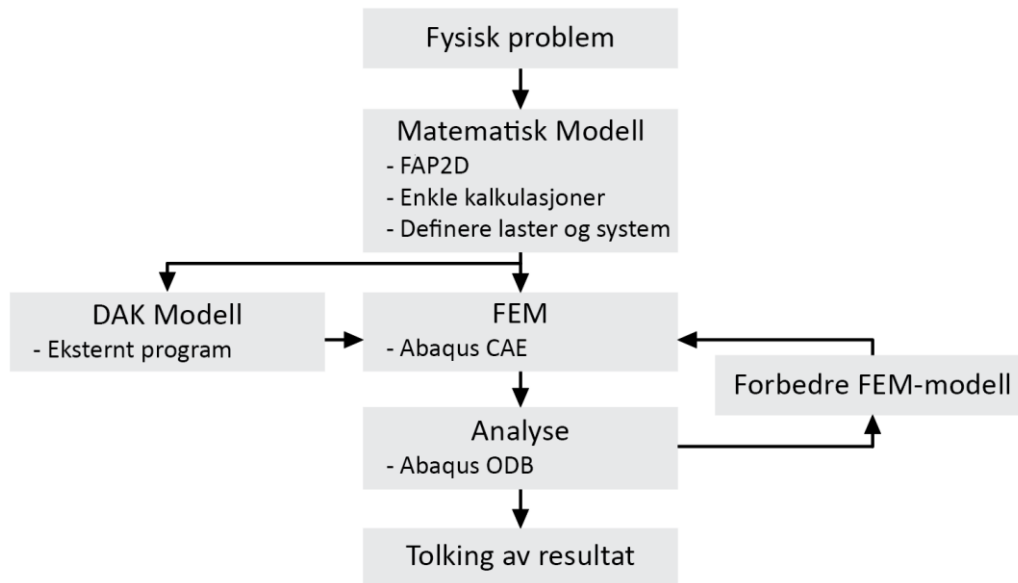


Figur 4.1: Skjermdump fra FAP2D

Programmet utvikles ved NTNU, der Kolbein Bell står for utvikling av koden (Fortran) og studenter for brukergrensesnittet [15].

Modellering av 3D-geometri skjer i Abaqus CAE eller eksterne DAK - (Data assistert konstruksjon) program som for eksempel *Autodesk Inventor* og videre importert som en solid i Abaqus. Filtypen blir da overført som en step-fil som er et ISO-sertifisert utvekslingsformat.

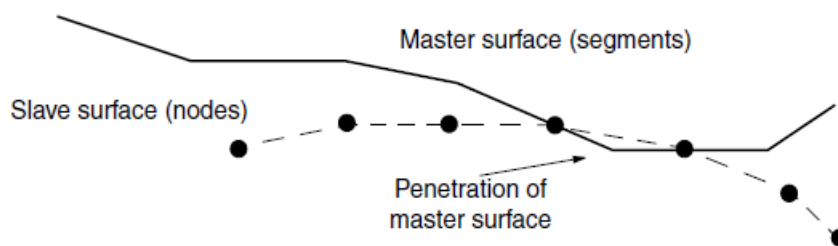
4.2.1 Flytskjema FEM prosess



Figur 4.2: Flytskjema ved FEM - analyse

4.2.2 Interaksjon mellom flater

Ved analyser er det ofte behov for interaksjon mellom ulike objekter og/eller overflater. I oppgaven blir disse kontakt-problemene definert ved overflater i Abaqus der kontakt-algoritmen består av en slave- og en masteroverflate (S/M par) [16]. Ved analysen blir det valgt ulike overflater som potensielt kan komme i kontakt med hverandre og disse danner da et S/M par. Den overflaten som tilhører materialet med høyest fasthet blir definert som master og den overflaten som knuses kalles slave. Figur 4.3 illustrerer kontakt mellom noder i FEM-analyser.



Figur 4.3: Slave/Master par [16]

Når overflater møtes, vil det dannes friksjonskrefter. Coulomb friksjon er en tilnærmet modell for friksjon og den matematiske formelen er som i formel (4.1):

$$F_f = \mu F_n \quad (4.1)$$

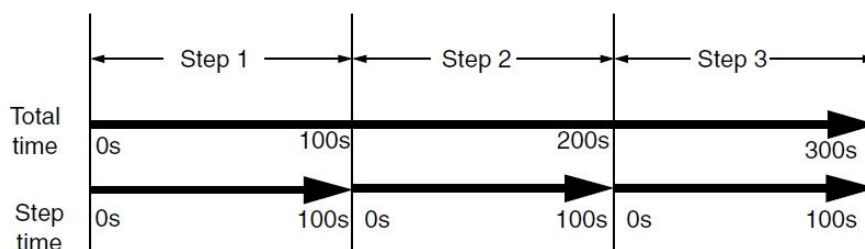
Der μ er friksjonskoeffisienten mellom materialene. De relevante kombinasjonene for tørre materialer og μ er oppgitt i Tabell 4.1.

Materialer og materialkombinasjoner		μ
Trevirke	Trevirke	0.25 - 0.5
Trevirke	Stål	0.2 - 0.6
Stål	Stål	0.5 - 0.8

Tabell 4.1: Friksjonskoeffisient μ for ulike materialkombinasjoner [17]

4.2.3 Klargjøring av modell til analyse

Proessen der analysen blir utført, kalles *steps* eller steg. Stegene representerer deformasjonene på grunn av laster over den totale tiden av analysen. I Abaqus er det ingen begrensninger for antall steg, og de er avhengig av forgjengeren. Grunnen til å ha flere steg i en analyse er at en kan definere forskjellige laster og opplagerbetingelser i ulike prosesser. Dette for å gjengi virkeligheten på best mulig måte. Dette kan representere oppspenning av SLT-dekke, samt tap av spennkraften over tid. Figur 4.4 viser tre steg der den enkelte har 100s tid, og til sammen dannes en total tid på 300s.

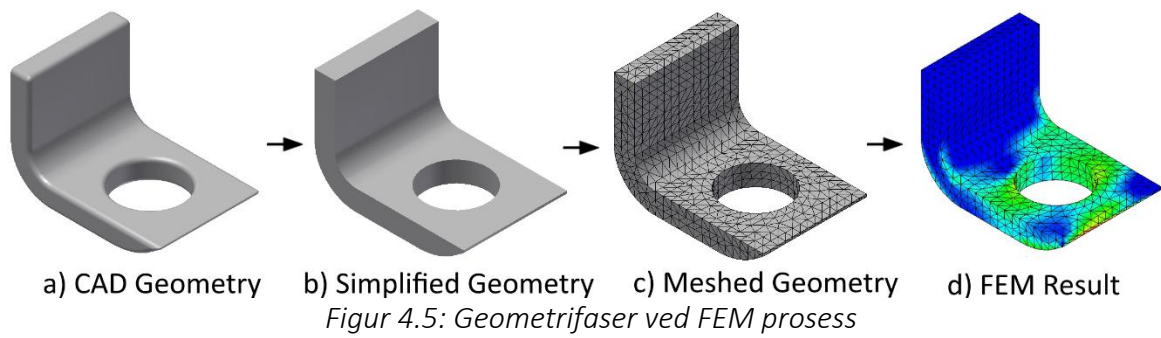


Figur 4.4: Steg og total tid for en analyse [16]

4.3 Modell og geometri

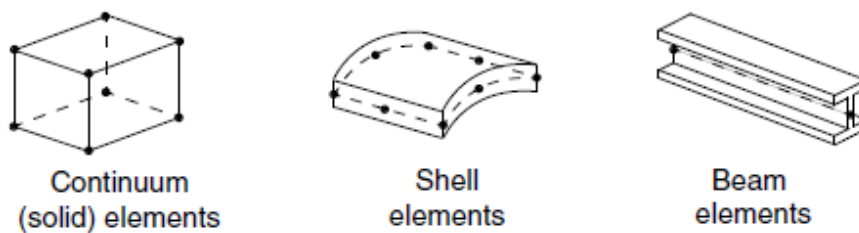
Figur 4.5 viser prosessen til en geometri. Ved FEM-analyse må det defineres en DAK geometri som blir forenklet og idealisert fra a) til b). Videre i Figur 4.5 c) blir geometri meshet med passende element-type. Til slutt vises resultatet av en analysert geometri i d).

Forenklingen skjer ved å endre små avrundinger til rette kanter og spisse kilkanter blir avrettet med en liten flate. Dette gjøres for å oppnå en renere mesh, samt unngå unødvendig CPU-tid ved modellering og analyse.



4.3.1 Elementfamilier

Det finnes et stort utvalg av elementer en kan velge ved analyser som bygger på matematiske formularer. Det er problemet som skal løses som bestemmer valg av familie, der en vil ha en optimal modell for å fremstille kreftene og ikke bruke unødvendig CPU-tid og tid ved modellering av FEM-modellen. De mest aktuelle familiene belyses i følgende kapittel. Aktuelle familier er gjengitt i Figur 4.6.



Figur 4.6: Aktuelle elementfamilier [16]

Hvert element karakteriseres av [16]:

- Familie
- Frihetsgrader
- Antall noder
- Formular
- Integrasjon

Hvert element har sitt eget unike navn i Abaqus der navnet beskriver egenskapene. Første bokstav beskriver familie. De to andre tegnene beskriver dimensjon som f.eks "2D" eller "3D". Videre har vi antall noder brukt i elementet og til slutt en bokstav som beskriver integrasjonsmetode.

4.3.1.1 Solide elementer

En stor del av modellene i oppgaven blir modellert som volumelementer (3D), med redusert integrasjon. 3D-elementer blir valgt fordi det kan representere det fysiske problemet bedre. Ulempen er større behov for CPU-tid ved analyse. Ved å bruke objekter kan en generere modeller i eksterne program og deretter importere de i Abaqus for analyse. Det som gjenstår da er å meshe objektene, velge opplagerbetingelser og sette last på modellen.

Solide elementer i Abaqus starter med bokstaven "C" for *Continuum stress/displacement elements*.

Prioritering valg - solide elementer		
n	Navn	Beskrivelse
1	C3D8R	Element i 3 dimensjoner med 8 noder med redusert integrasjon.
2	C3D10M	Element i 3 dimensjoner med 10 noder med modifisert integrasjon. Brukes der C3D8R er inkompatibel. Ofte ved sirkulære tverrsnitt
3	C3D4	Element i 3 dimensjoner med 4 noder. Brukes der C3D8R er inkompatibel. Ofte ved kiler der tykkelsen over elementet går mot null.

Tabell 4.2: Prioritering valg – solide elementer

4.3.1.2 Skallelementer

Skallelementer brukes for å modellere system med en flate med en gitt tykkelse. Denne familien egner seg godt til å representere brudekke som har lik tykkelse i to akser, og som overfører laster vinkelrett ved bøyning. Dette kan redusere et 3D-problem til et 2D-problem for en kortere CPU- og modelleringstid [18]. For momentvirkninger, skjærkrefter og nedbøyning i to plan kan det være for tidkrevende og vanskelig med håndregning, og da er en skallmodell til god hjelp for å løse problemet. I skallmodellen må en for materialet tilegne en høyde for flaten.

Skallelementer i Abaqus starter med bokstaven "S" for *Shell*. Påfølgende tall tilsier nodeantall og tilslutt bokstav(er) for integrasjon/modifisering. S4R-elementer brukes som standard for oppgaven i Abaqus som viser seg å være en pålitelig type for de fleste skallmodeller [17]. Disse bruker formular etter Mindlins teori ved tynn/medium plateteori [18]. Det finnes flere modifikasjoner av typen S4R der en kan "fange" opp lave tøyninger (Mindlin-Reissner S4RS) og vridninger i dekket (Belytschko, Wong & Chiang S4RSW) [16].

4.3.1.3 Bjelkeelementer

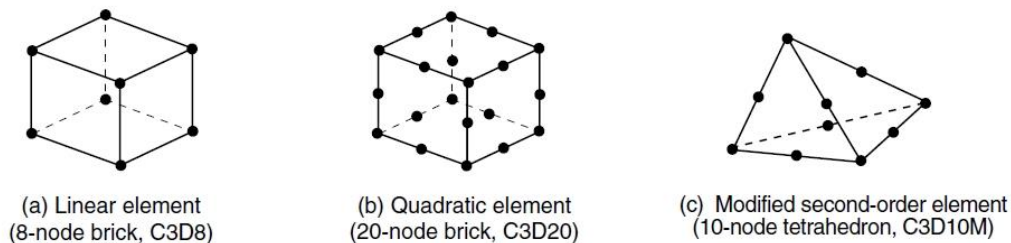
Bjelkeelementer kan forenkle videre et 2D-problem til et 1D-problem. En kan likevel lage mer komplekse modeller ved hjelp av et system med bjelkerister som lasten blir overført mellom. Ved bruk av bjelkeelementer må konstruktøren tilegne materialet flere betingelser og informasjon før analysen. Dette gjelder både tverrsnitt og bjelkeretning. Arbeidet konstruktøren legger i modellen, blir tatt inn på CPU-tid.

Bjelkeelementer starter med bokstaven "B" for *Beam* i Abaqus og påfølgende tall angir at dimensjonen bjelken er modellert i 2D eller 3D. Det siste tallet tilsier interpolasjon brukt i de matematiske formulærer (1: lineær interpolasjon, 2: kvadratisk interpolasjon, 3: Kubisk interpolasjon) [16].

4.3.2 Redusert integrasjon

Redusert integrasjon kan lede til forbedret resultat, fordi vi får et mykere element. Dessuten sparer en CPU-tid. Ulempen med redusert integrasjon er at det kan oppstå null-energimoder som er deformasjonsmønster som kan opptre uten at elementet opptar energi [18].

Figur 4.7 viser aktuelle elementer som kan brukes i oppgaven. Ved redusert integrasjon blir det lagt til en "R" på slutten av tittelen, som f.eks C3D8R for C3D8-elementet i Figur 4.7a).



Figur 4.7: Aktuelle volumelementer [16]

Ved redusert integrasjon er det bare et integrasjonspunkt i senter av elementet, hvor det ikke vil tøyas av skjær. Denne null-energimoden som er formet som timeglass[18], løses ved å ha finere mesh i Abaqus. Ved momentpåkjenning anbefales det å bruke minimum fire elementer i høyden [16]. Der det er mulig velges det derfor C3D8R elementer. Ved kompliserte geometrier velges det C3D10M elementer, der "M" står for en modifisert integrering.

4.3.3 Materialverdier

Materialverdiene for tre er som nevnt i kapittel 3 ortotropiske. Aksene er i Abaqus definert ved tall der aksene er 1 = L, 2 = R, 3 = T. Ved valg av C24 trevirke blir *engineering constants* i Abaqus valgt iht. tabell 4.3:

E1	E2	E3	ν_{12}	ν_{13}	ν_{23}	G12	G13	G23
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				[kN/mm ²]	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]
11000	370	370	0,35	0,35	0,35	690	690	65

Tabell 4.3: *Engineering Constants for Wood in Abaqus*

Densiteten settes etter EN 338 som er 350 kg/m³ for C24 kvalitet.

For stål brukes standard E-modul på 210 000 N/mm² og densitet på 7850 kg/m³.

5 Reduksjon av spenntap

Ett av hovedproblemene i et spennlaminert tredekke er spenntapet i dekket som kommer av at treverket forandrer seg over tid. I NS-EN 5-2 [36] sier Eurokoden at normal oppspenning på $1,0 \text{ N/mm}^2$ forventes å synke ned mot $0,35 \text{ N/mm}^2$. Dette tilsvarer et tap i spennkraften på 65 %. Ved å redusere dette spenntapet, vil denne konstruksjonsmetoden bli mer robust og vil kunne anvendes på flere områder. Med dagens metode kommer spenningen av at spennstaget blir utvidet i lengderetning og at treverket presses sammen med muttere og skive på spennstagene på hver side av dekket. Når treverket over tid kryper sammen, vil spennkraften i stagene avta, og dermed også friksjonskreftene mellom lamellene i dekket. Hvis det elastiske området til stagene økes, vil ikke spennkraften være like sensitiv for forandringer i treverket.

5.1 Innledning

For å forbedre fremtidige konstruksjoner av spennlaminert tredekke, og utvide mulige bruksområder, er det viktig å få på plass en løsning hvor dette spenntapet reduseres. I dag brukes det høyfaste spennstag med endeplater i stål. For å redusere spenntapet, kan vi enten forandre materialeegenskaper eller geometri. I denne oppgaven er det vurdert flere mulige løsninger. Disse er endring av selve spennstagets geometri, forskjellige former for fjærløsninger ved innfestingen i endene og bruk av gjengestag istedenfor spennstag. Endring av materialet til selve spennstaget er ikke vurdert i denne oppgaven.

Som utgangspunkt for beregningene har vi valgt å bruke et 2000 mm bredt dekke som er 200 mm høyt og som spennes opp med 100 kN trykk med 500 mm senteravstand. Dette gjør at vi kan velge en symmetriakse midt i dekket, og jobber derfor med en 1000 mm bred del av dekket.

5.2 Endre spennstagets geometri

Et forslag om å endre geometrien på selve staget til en «korketrekkegeometri» ble utforsket. Inspirasjonen til dette er kveilede telefonkabler som er meget elastiske. Ønsket med denne geometrien er at det skal kunne utvide seg mer i lengderetning innenfor det elastiske området enn et som er rett. Den nye geometrien må sammenlignes med et rett stag, hvor begge belastes opp mot maks elastisk kapasitet i stålet for samme krefter og lengder.

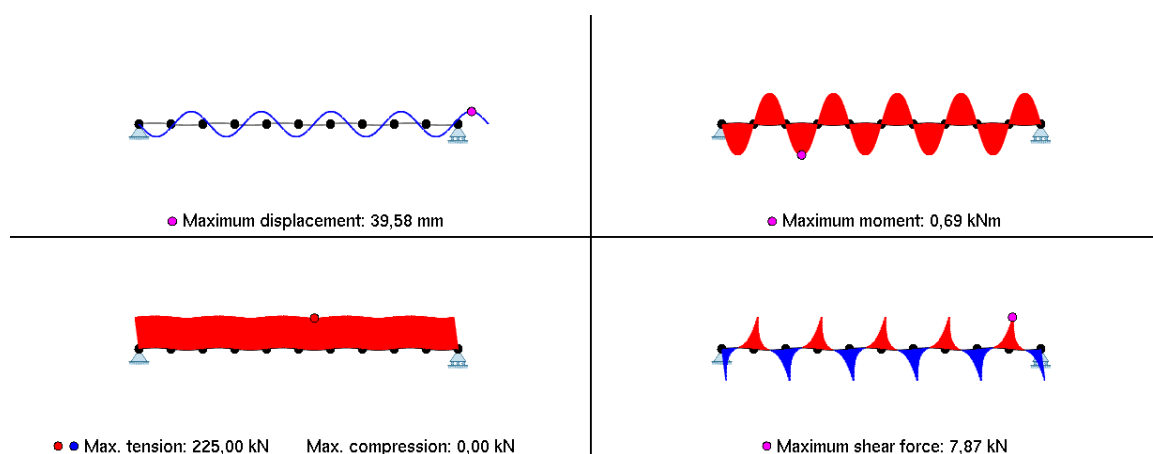
Ved arbeidet med dette alternativet er det brukt 2000 mm lengder på stagene, men det er ikke tatt hensyn til 100 kN strekk. Det eneste som er interessant i denne sammenhengen er om den elastiske deformasjonen av staget med korketrekkegeometri er større enn for et med rett geometri og samme kapasitet.

For et rett stålstag vil utvidelsen være avhengig av E-modulen og begrenset av strekkfastheten. Når det gjelder staget som er formet som en korketrekke, vil det få en

momentbelastning som resultat av normalkreftene i begge ender. Dette momentet er også begrenset av stålets strekkfasthet. Det må derfor gjøres analyser for å finne virkningen av dette.

På grunn av at stålet ikke skal ruste, er det nødvendig med galvanisering. Derfor er det ikke ønskelig med større strekkfasthet enn 900 N/mm^2 [38]. Denne løsningen må derfor ikke overskride belastning på 900 N/mm^2 i strekk, som vil føre til at stålet går i flyt og vi får ikke ønsket elastisk effekt ut av staget jfr. Figur 2.5 *Spenntap over tid*.

Løsningen ble først modellert som en sinusbølge i FAP2D. Det viste seg at vi fikk momentkrefter ytterst i buene, som sammen med normalkraften virket som begrensning til denne løsningen. Figur 5.1 viser analyse ved FAP2D med 20 mm stålstag modellert med 10 sinusbølger med amplitude på 20 mm og 225 kN horisontal last.

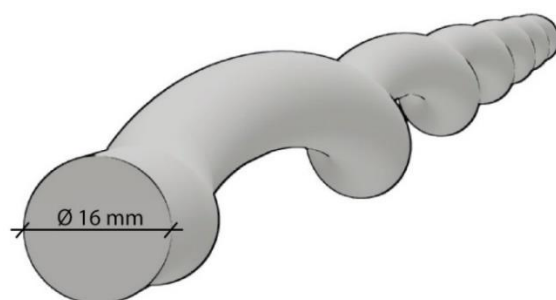


Figur 5.1: Modell av stag i FAP2D

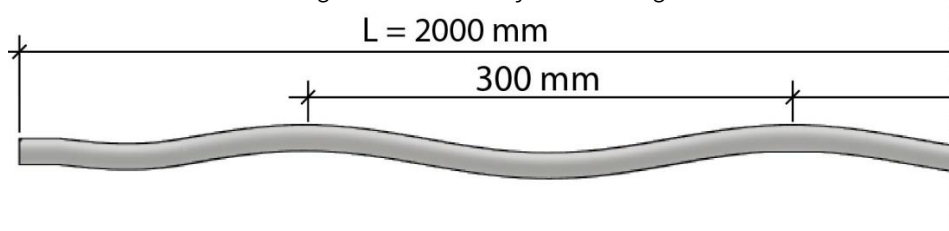
Elastisk momentkapasitet for tverrsnittet brukt i FAP2D er som følger:

$$M_{Ra} = \frac{1}{4} * \pi * r^3 * f_{yd} = 0,61 \text{ kNm} \quad (5.1)$$

I 3D vil dette punktet «ytterst i buen» tilsvare alle tverrsnitt i lengderetning. Staget ble modellert i Abaqus, og belastet opp mot maks kapasitet for stålet. For å modellere dette i Abaqus ble det tegnet en sirkel med diameter 16 mm med senter 8,5 mm fra valgt senterakse. Den ble deretter ekstrudert med et gitt antall grader og lengde for hver rotasjon. Den kveilede delen hadde total rotasjon på 2160° med 300 mm lengde på hver rotasjon. Deretter ble det modellert et endestykke i Autodesk Inventor som ble importert til Abaqus, dette medførte at enden ble i senter av staget. Totalt ble lengden 2000 mm.

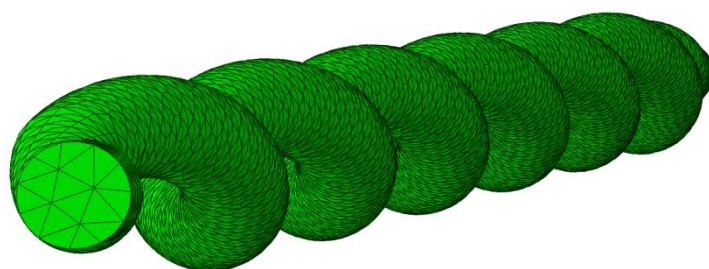


Figur 5.2: Dimensjon Stålstag



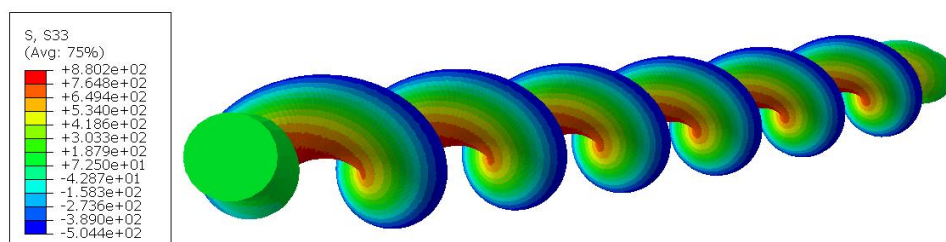
Figur 5.3: Lengde av bølge og total lengde av stag

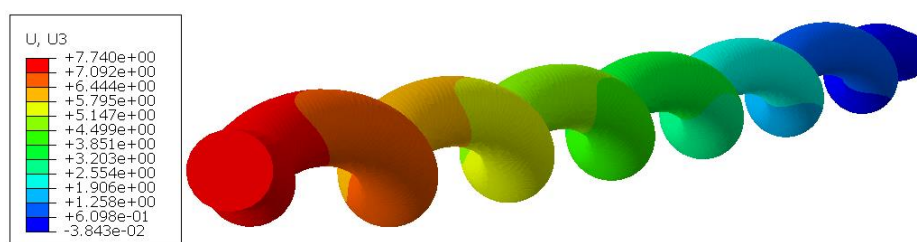
Som mesh ble det brukt 5mm global størrelse på elementene. Elementene var av typen C3D10M i Abaqus som er et 10 nodet tetrahedron element ref. Figur 5.4.



Figur 5.4: Mesh av kveilet stag

Med denne dimensjonen ble det valgt å bruke en belastning på 30 kN i strekk. Høyeste spenningen i staget ble ca. 880 N/mm^2 ref. Figur 5.5. Største forlengelse i lengderetning ble 7,74mm ref. Figur 5.6.

Figur 5.5: Spenning [N/mm²] langs aksen for kveilet stag



Figur 5.6: Forskyvning[mm] langs aksen for kveilet stag

Som forventet ble det en stor momentbelastning langs hele staget. Som følge av momentet ble det strekk i stålet på den siden som vendte inn mot senter, og trykk på siden som vendte ut fra senter.

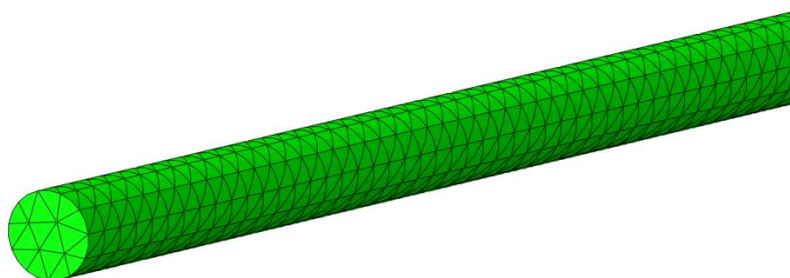
For å kunne sammenligne utvidelsen med et rett stag, må diameteren i det rette staget dimensjoneres slik at det oppnår samme belastning i stålet som det kveilede. Dimensjonen til det rette staget ble dermed beregnet ut fra spenningen i det kveilede.

$$r = \sqrt{\frac{F}{\sigma \pi}} = 3,455 \text{ mm} \quad (5.2)$$

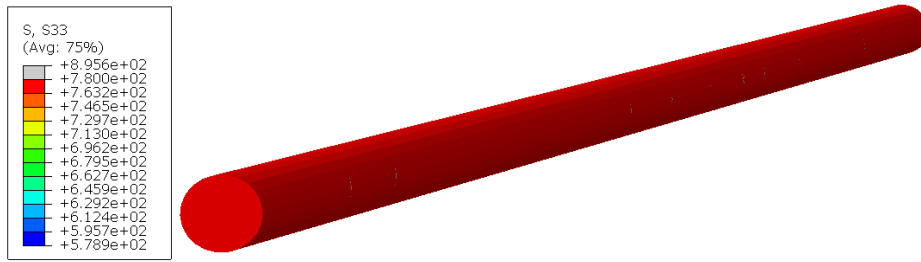
Hvor:

$F = 30 \text{ kN}$	Normalkraften som belastes
r	Radius rett stag
$\sigma = 800 \text{ N/mm}^2$	Ønsket spenning

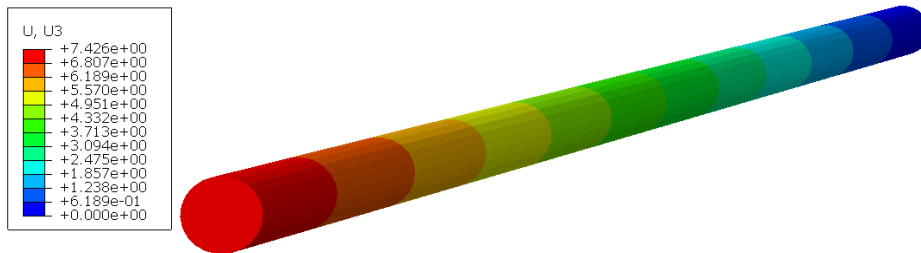
Med grunnlag i denne beregningen ble det modellert et rett stag med diameter på 7 mm og lengde på 2000 mm. Dette ble belastet med 30 kN i strekk i likhet med det kveilede. På denne modellen ble det brukt samme elementer som for det kveilede staget, men her var størrelsen på elementene 2 mm ref. Figur 5.7. Dette resulterte i noe mindre spenning i staget (ca. 780 N/mm²) ref. Figur 5.8, men også noe mindre utvidelse i lengderetning (7,42 mm) ref. Figur 5.9.



Figur 5.7: Mesh av rett stag

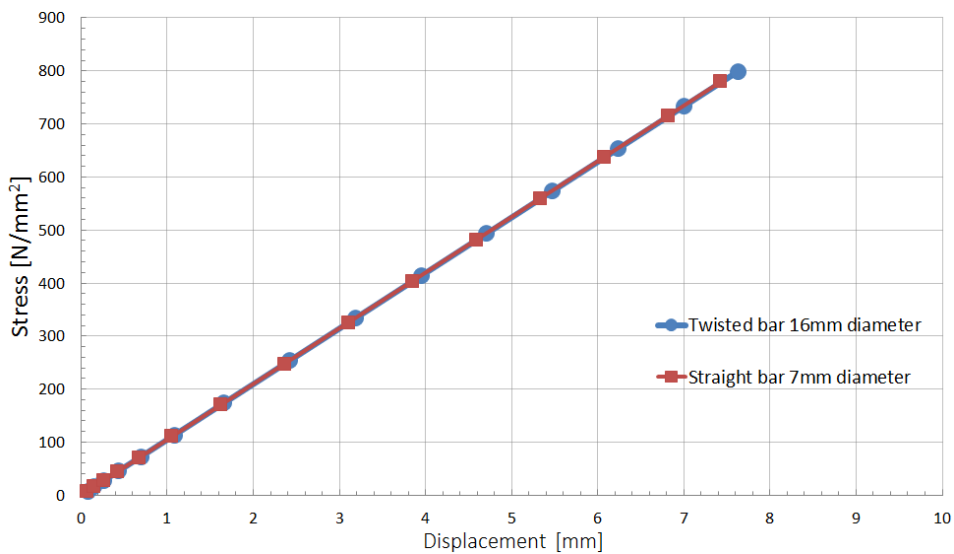


Figur 5.8: Spenning [N/mm²] i rett stag



Figur 5.9: Forskyvning [mm] i rett stag

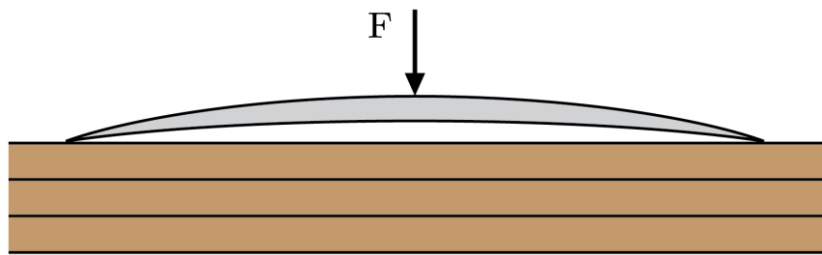
For å sammenligne utvidelse og spenning, ble verdiene for utvidelse plottet mot verdiene for maks spenning for begge stagene ref. Figur 5.10. Disse grafene ble helt like, det vil si at det kveilede staget utvidet seg akkurat like mye som det rette ved samme spenning i stålet. Med korketrekkegeometri, må tverrsnittet økes for å kunne ta momentkreftene som oppstår. Dette fører til at ønsket om større elastisk deformasjon ikke er tilstede. Det er derfor ikke noe å hente på korketrekkegeometri. Ny geometri på staget vil også føre med seg mer komplisert produksjon og mer forbruk av stål.



Figur 5.10: Spenning/Forskyvningskurve for stag

5.3 Bladfjær A

Med inspirasjon fra bladfjærer i biler, kom ideen om å lage en bladfjær på siden av tredekket. Denne skal monteres på siden av dekket istedenfor dagens løsning hvor det er montert en rund ankerplate. Ønsket resultat av dette var en utvidelse av det elastiske området for oppspenningen, og at kreftene inn på tredekket kunne bli jevnt fordelt under hele fjærens flate. Modeller for fjæren ble derfor utformet som en bue som ble tynnere utover mot endene for å redusere momentmotstanden i tverrsnittet ut mot endene ref. Figur 5.11.



Figur 5.11: Bladfjær A

Ved spenntap er det flere faktorer som spiller inn som kryp, dimensjonsforandring på grunn av temperatur i både dekket og stålet og dimensjonsforandringer i dekket på grunn av fuktinnhold. Den elastiske deformasjonen på grunn av oppspenningen blir fordelt på er elastisiteten i stålstaget og dekket. Ved dette forsøket på å redusere spenntapet, kommer bladfjæren inn som enda en elastisk deformasjon som bidrar til å øke det elastiske deformasjonsområdet for oppspenningen. Det vil si at det er enda flere «bevegelser» å fordele spenntapet på. Det vi har å jobbe med er selve deformasjonen av bladfjæren. Det er ønskelig å ha så mye deformasjon som mulig under belastningen, slik at det må større kryp til for å oppnå samme spenntap som i dag. Vi er derfor ute etter en lineær kraft-deformasjonsgraf. Et annet viktig poeng er at spennkraften blir fordelt på et tilstrekkelig stort område på treverket for å unngå knusing. Hvis den elastiske deformasjonen i hele systemet som følge av oppspenningen blir større, vil kryp og endring i fuktinnhold utgjøre en mindre faktor i den totale deformasjonen, og oppspenningskraften blir ikke like sensitiv for disse endringene.

En bladfjær vil derfor bli dimensjonert slik at den oppnår mest mulig deformasjon under belastning. For å oppnå dette er det et rektangulært tverrsnitt som gir mest mulig deformasjon med tanke på momentmotstanden i tverrsnittet.

5.3.1 Beregninger av bladfjær

Forventet deformasjon ble i første omgang estimert med vanlige bjelkeformler for en fritt opplagt bjelke med en sentrert last. Dette ble brukt som utgangspunkt for hvor buet fjæren skulle være. Ved hjelp av bjelkeformlene ble det også funnet ønsket dimensjon i senter av fjæren.

Dimensjon og utforming av bladfjæren er avhengig av kraften som virker på den og flytkapasiteten til stålet. Bladfjæren er et produkt som kan overflatebehandles før det tas i bruk. Dette gjør det mulig å bruke stål som har flytegrense opp mot 1300 N/mm² om det skulle være nødvendig. Med utgangspunkt i tredekket som er valgt som grunnlag tidligere i oppgaven blir kraften som virker midt på bladfjæren 100 kN. Senteravstand mellom spennstagene er på 500 mm, dette fører til at bladfjærene har en maks lengde på 500 mm. Høyden på dekket er 200 mm, dette begrenser bredden på bladfjærene. Dimensjonen på bladfjærene blir da $L = 500$ mm og $b = 200$ mm. Tykkelse og form på bladfjæren ble så beregnet som følger:

$$M_{Ed} = \frac{F * L}{4} = 12,5 \text{ kNm} \quad (5.3)$$

Hvor:

M_{Ed}	Moment i midten av bladfjæren ved belastning
$F = 100$ kN	Kraften som virker fra spennstaget
$L = 500$ mm	Lengden av bladfjæren

$$h = \sqrt{\frac{M_{Ed} * 6}{f_y * b}} = 16,98 \text{ mm} \quad (5.4)$$

Hvor:

h	Tykkelsen midt på bladfjæren (høyden av tverrsnittet)
M_{Ed}	Moment i midten av bladfjæren ved belastning
$f_y = 1300$ N/mm ²	Flytkapasiteten til stålet
$b = 200$ mm	Bredden av bladfjæren

Ved økende kraft vil momentarmen reduseres og behovet for høyde i tverrsnittet blir ikke like stor. Med bakgrunn av denne betraktningen og beregningene over, velges 16 mm som tykkelse midt på bladfjæren. Deretter beregnes forventet nedbøyning med valgte tverrsnitt.

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3 = 6,827 * 10^4 \text{ mm}^4 \quad (5.5)$$

$$\delta = \frac{F * L^3}{E * I} = 18,165 \text{ mm} \quad (5.6)$$

Hvor:

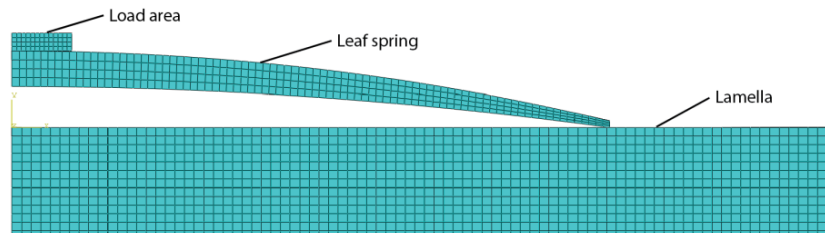
δ	Forventet nedbøyning ved gitt dimensjon av bladfjæren
$E = 210\,000\text{ N/mm}^2$	Elastisitetsmodulen til stålet
I	2. arealmoment

Disse beregningene ble brukt som utgangspunkt for den første bladfjæren. Denne ble utformet med tykkelse på 16mm i senter som ble tilnærmet lineært tynnere utover mot endene. Undersiden av fjæra ble formet som en del av en sirkel som ga en klaring ved senter på 18 mm.

5.3.2 Modellering i Abaqus

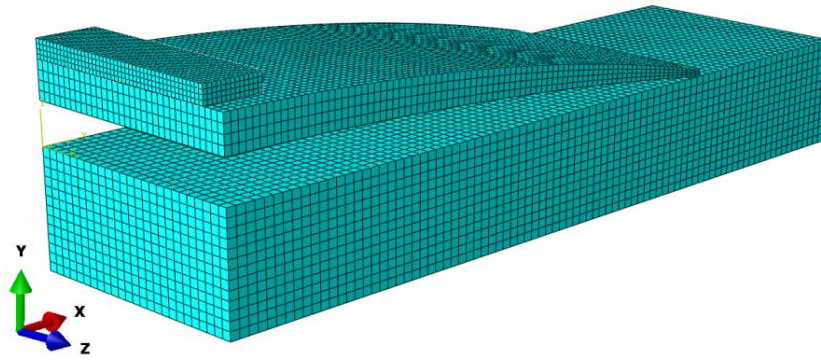
Bladfjæren ble i første omgang modellert med utgangspunkt i beregningene vist over. Dette er en modell som er symmetrisk om to akser. I Abaqus er det dermed ikke nødvendig å modellere mer enn 1/4 av modellen når det velges riktige fastlåsningsbetingelser på de nodene som ligger inn mot symmetriaksene.

Delene som ble modellert for denne analysen var bladfjær, lamell og en stålplate på toppen av bladfjæra som ble brukt som lastareal. Lasten ble også redusert fra 100 kN til 25 kN på modellen siden denne må multipliseres med fire på grunn av symmetrien. Modellen med de forskjellige delene er vist i Figur 5.12.



Figur 5.12: Deler modellert for analysen i Abaqus

Aksene i modellen er vist i Figur 5.13. I Abaqus er X-aksen akse 1, Y-aksen akse 2 og Z-aksen akse 3. Det er derfor disse tallene som blir brukt som navn på aksene når resultatene fra Abaqus vises.



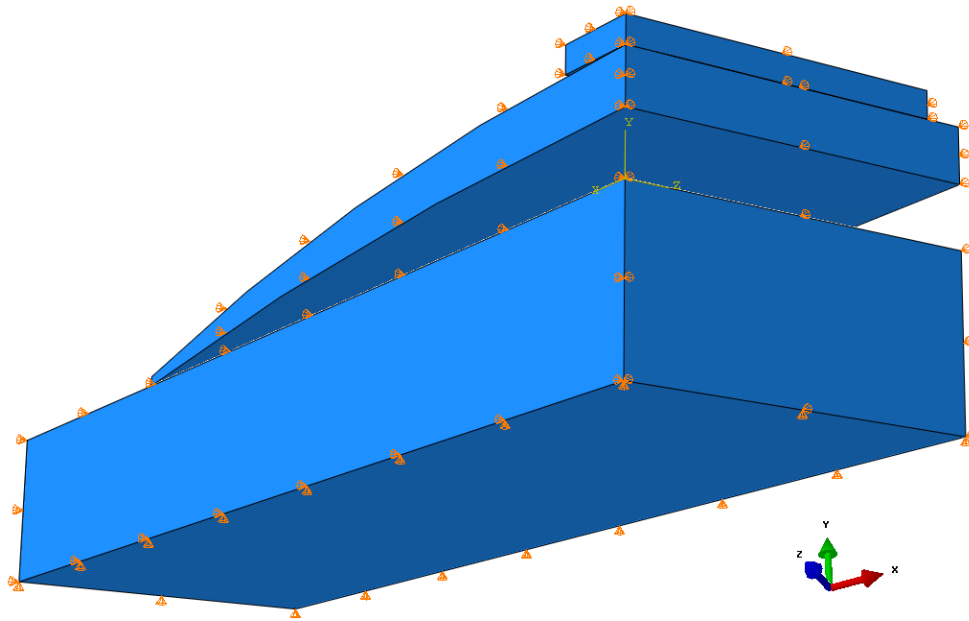
Figur 5.13: Akser brukt i analysen

Bladfjæren ble modellert ved å tegne formen på den, for så å ekstrudere denne formen ut til en bredde på 100 mm. Som materiale er det brukt stål med E-modul på $210\,000\text{ N/mm}^2$. Det er kun tatt hensyn til de elastiske egenskapene til materialet, da bladfjæren ikke skal utsettes for flyt. Flytkapasiteten til stålet begrenser hvor store spenninger vi kan tillate i bladfjæren. Fjæren ble modellert med en tykkelse på 3 mm på endene, på grunn av problemer med å få igjennom analysen når modellen gikk ut i null med så store deformasjoner. Hele modellen ble meshet med C3D8R elementer, hvor det var 4 av disse i høyden som er anbefalt når disse skal brukes i bøyning ref. kapittel 4 *Elementmetode*.

Lamellen ble modellert med dimensjonene 345 mm x 50 mm x 100 mm i henholdsvis x-, y- og z-retning. Materialet for lamellen er laget med utgangspunkt i C24 treverk, hvor det er lagt inn «Engineering Constants» under materialparametrene. Verdiene for konstantene er vist i kapittel 2.2 *Materialer og komponenter*.

Stålplaten som ble brukt som lastareal ble modellert med dimensjonene 25 mm x 90 mm x 8 mm. Denne ble kun brukt som et areal hvor lasten ble satt på.

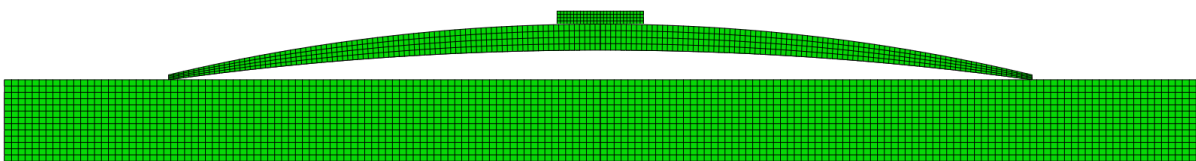
I Figur 5.14 er det vist opplagerbetingelsene inn mot symmetriplanene. I Z-Y-planet er nodene hindret fra bevegelse i X-retning. I X-Y-planet er nodene hindret fra bevegelse i Z-retning og på undersiden av lamellen er nodene hindret fra bevegelse i Y-retning. Når analysen er ferdig kan modellen speiles om planene X-Y og Z-Y slik at resultatet viser hele modellen. Det har i ettertid vist seg at disse betingelsene ikke er helt korrekte for symmetri. For å få riktige symmetriegenskaper skal rotasjon også låses i to retninger alt etter hvilket symmetriplan det er snakk om. Det er ikke forandret på de tidligste modellene i oppgaven, men vil bli gjort riktig for de senere modellene.



Figur 5.14: Opplagerbetingelser brukt for modellen

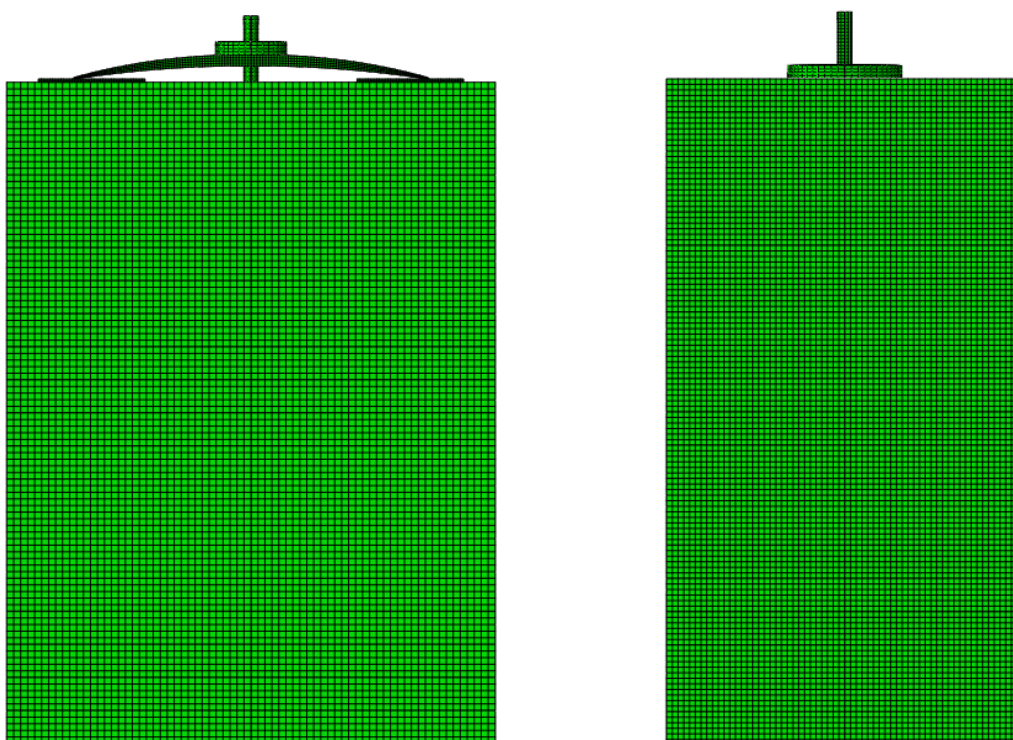
Mellom delene ble det lagt inn kontaktbetingelser. Mellom stålplaten og bladfjæren ble det valgt «Penalty» kontakt. Mellom bladfjæren og lamellen ble det også lagt inn en friksjonskoeffisient siden stålet på enden av bladfjæren beveget seg noe bortover lamellen. En friksjonskoeffisient på 0,2 ble valgt. Dette er et usikkert tall som er avhengig av materialene, om det er før bevegelsen oppstår, eller under selve bevegelsen. Det viktigste er at delene blir hindret fra å gå inn i hverandre.

I Figur 5.15 vises hele modellen med mesh sett rett fra siden når den er speilet om Z-Y-planet.



Figur 5.15: Modell og mesh for Bladfjær A

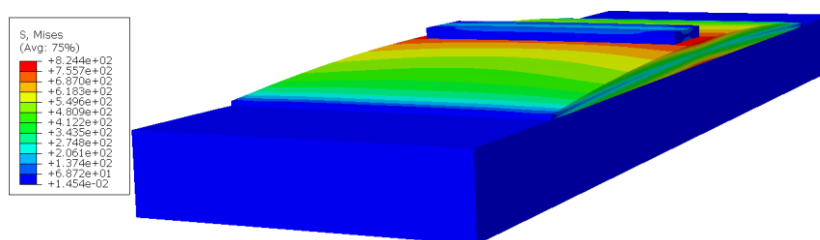
For å kontrollere bladfjærens virkning på hele systemet, ble det også laget modeller av et utsnitt av dekket både med bladfjær og tradisjonell løsning. Disse ble brukt til å undersøke effektene kryp og endring av fuktinnhold i treverket, og hvordan dette virket inn på spennkraften. Figur 5.16 viser disse modellene. Dette er også symmetrimodeller, som er symmetrisk om X-Y planet og Z-Y planet. Disse modellene har korrekte opplagerbetingelser inn mot symmetriplanene.



Figur 5.16: Modell og mesh av hele systemene. Bladgjær og tradisjonell løsnig

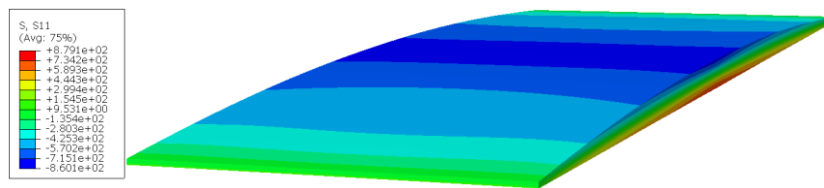
5.3.3 Resultater av analyser i Abaqus

Det ble videre utført en analyse hvor den totale bladgjæren ble presset med 100 kN trykk ned mot lamellen. Figur 5.17 viser resultatet av hele modellen i Von Mises spenninger etter analysen.

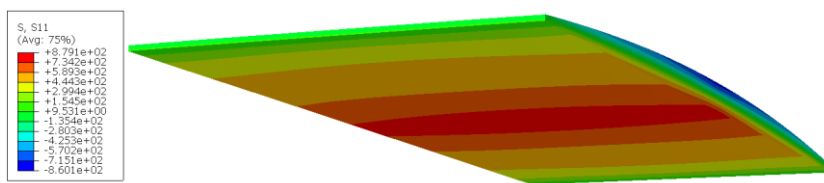


Figur 5.17: Resultater fra analysen med 100 kN kraft

Det som var av størst interesse etter analysen var spenningen som oppstod i bladgjæren og trykkfordelingen ned på lamellen. I Figur 5.18 og Figur 5.19 vises normalspenningene som oppstod i fjæren under belastning. Dette viser at bladgjærene blir utsatt for en maks spenning på ca. 880 N/mm^2 , noe som er langt lavere spenning enn det som ble beregnet for en fritt opplagt bjelke. Dette viser at det er enda større potensiale for deformasjon i bladgjæra, slik at den kan modelleres med mer krumning hvis man kun ser på spenningene i stålet.

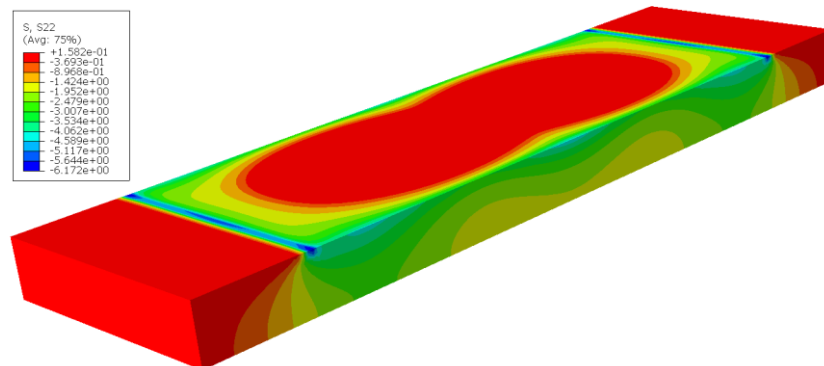


Figur 5.18: Normalspenning oversiden av bladfjær A



Figur 5.19: Normalspenning undersiden av bladfjær A

Figur 5.20 viser trykkfordelingen under bladfjæren. Dette resultatet ble ikke som ønsket. Resultatet viser relativt høye spenninger ved endene av bladfjæren, og ingen belastning midt under fjæren. Dette illustrerer at fjæren bør modelleres enda tynnere ut mot endene slik at belastningen ned på lamellen fordeles bedre.



Figur 5.20: Trykkspenninger på lamell under bladfjær A

Trykk på tvers av fiberretningen er et utfordrende og omdiskutert tema når det gjelder treverk. På grunn av «hengekøyeeffekten» kan området som belastes utvides med inntil 30 mm i begge retninger langs fiberretningen i følge NS-EN 5.2 [36]. Å finne ut hvilke verdier som kan tillates å oppnå i modellen er derfor vanskelig. Vi ser av Figur 5.20 at høyeste verdi for spenning på tvers av fiberretning er $6,1 \text{ N/mm}^2$.

Ved bruk av treverk av kvalitet C24 som er brukt som utgangspunkt i denne oppgaven, blir kapasiteten for spenninger ved klimaklasse 2 og permanent last som følger:

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 1,2 \text{ N/mm}^2 \quad (5.7)$$

Hvor:

$k_{mod} = 0,70$ Modifikasjonsfaktor. Klimaklasse 2 og permanent last

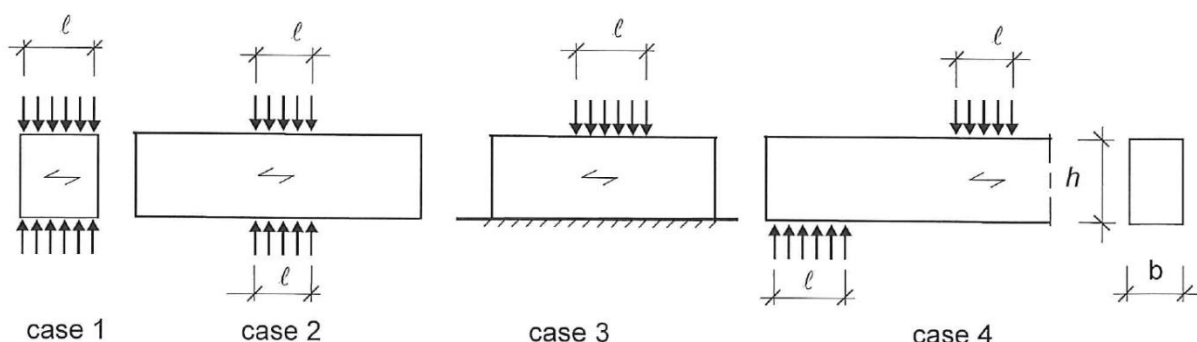
$\gamma_M = 1,25$ Materialfaktor. Konstruksjonstre

$$\sigma_{c,90,d} = k_{c,90} * f_{c,90,d} = 1,2 \text{ N/mm}^2 \quad (5.8)$$

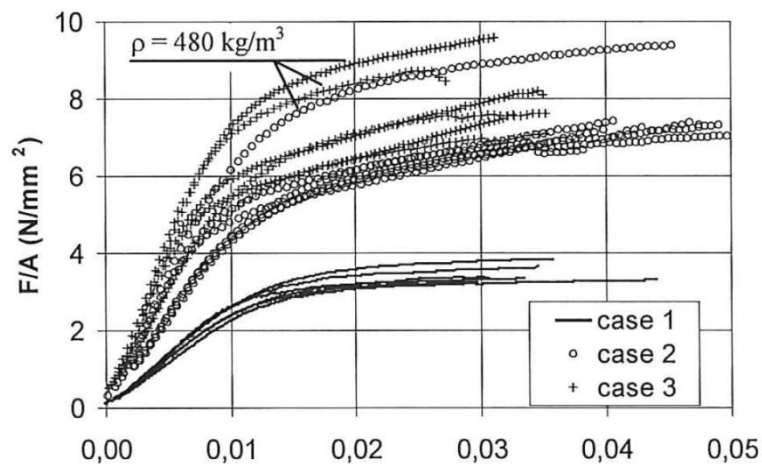
Hvor:

$$k_{c,90} = 1,0$$

Om beregningene som vist over skal brukes som grunnlag, blir det vanskelig å bruke denne løsningen, selv om det oppnås en bedre fordeling av kreftene. Figur 5.22 viser resultatet av kapasitetstester gjort på treverk av kvalitet GL36C med lastsituasjoner som vist i Figur 5.21. Limtre er i NS-EN-tabellene oppgitt med samme kapasitet i trykk på tvers av fiberretningen uavhengig av kvalitet. Denne kapasiteten er satt til $2,5 \text{ N/mm}^2$, men som vi kan se av Figur 5.22, er situasjonen ganske annerledes. Ved lastsituasjon 3 er kapasiteten omtrent doblet. Dette viser at den egentlige kapasiteten som kan utnyttes er noe høyere enn det Eurokoden tillater. Det blir spesielt vanskelig å regne på dette når lastflaten endrer seg med lasten som i vårt tilfelle med bladfjær.



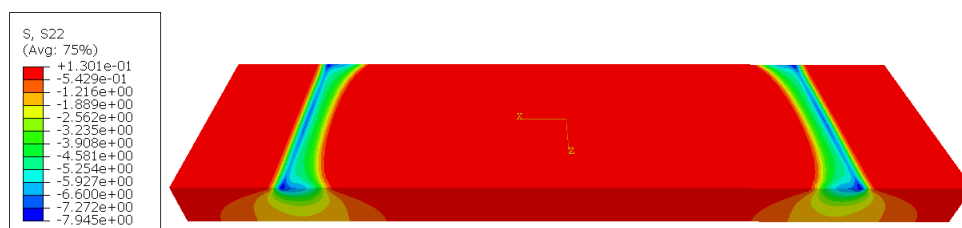
Figur 5.21: Forskjellige lastsituasjoner ved trykk vinkelrett på fiberretning [12]



Figur 5.22: Spenning-Tøyning diagram. Case 1, 2 and 3 med $h = 200$ mm [19]

Det ble modellert mange varianter av bladfjær A for å forsøke å forbedre fordelingen av kreftene på lamellen. Det viste seg at fordelingen ikke blir god før helt mot slutten av belastningen og at det krever mye krefter for de siste små deformasjonene som fordeler kreftene over overflaten. Dette gjør også at fordelingen fort blir mye dårligere ved dimensjonsendringer i treverket som medfølger tap i oppspenningskraften. Figur 5.23 viser fordelingen av trykkspenningene på trelamellen når kraften som virker på fjæren er noe redusert. Dette illustrerer at fordelingen av kreftene er dårlig, og at spenningene blir veldig høye i forhold til treets kapasitet.

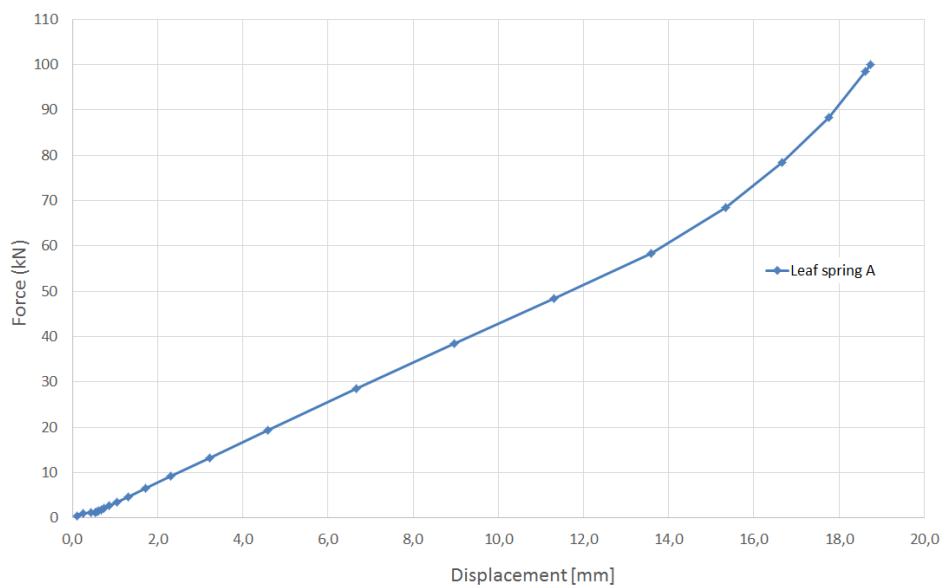
Løsningen for denne bladfjæren er derfor at den bør ha en stålplate under hver ende for å fordele kreftene på treets overflate. Dette er ikke ønskelig da det gjør konstruksjonen mer komplisert med flere løse deler. Alle deler som brukes i en slik konstruksjon må festes godt slik at de ikke faller ned. Risikoen for at noen deler faller ned øker, når antallet deler på siden av dekket øker. Det er derfor ikke ønskelig å bruke en løsning som benytter mange deler. Fallende objekter i trafikkbildet kan utgjøre en stor risiko for person- og kjøretøyskader.



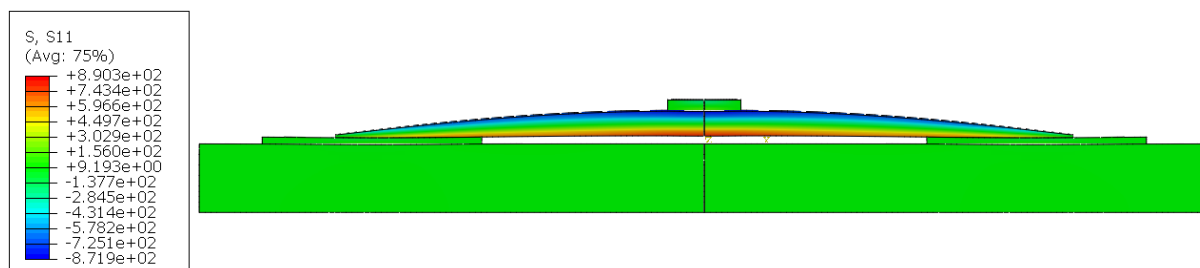
Figur 5.23: Trykkspenning på lamell under fjær ved reduksjon av kraft

I figurene under vises kraft/deformasjonsgraf, spenning i bladfjæren og trykkspenninger på lamellen for en av bladfjærene som ble modellert. Denne er veldig lik den som er brukt til slutt. Denne er 18 mm tykk i senter, men den endelige bladfjæren som er benyttet er 16 mm tykk på midten. Stålplatene under bladfjæren gir bedre fordeling av kreftene ned på lamellen

gjennom hele pålastingen enn for bladfjær uten stålplate under. Dette gjør også at hele deformasjonspotensialet til bladfjæren kan benyttes uten å ta mye hensyn til trykket som oppstår på treverket.



Figur 5.24: Kraft-forskyvning diagram for bladfjær



Figur 5.25: Bladfjær med tykkelse 18 mm i senter. Verdier viser spenninger pga. moment i fjær



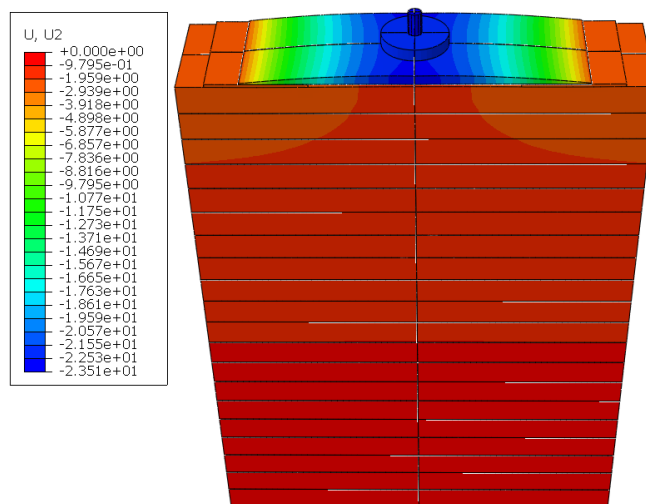
Figur 5.26: Trykkraft på lamell

En mulighet med denne løsningen er at fjæren også kan være en indikator på hvor mye kraft som virker i strekkstaget, ved at dekket er riktig oppspent når fjæren ligger flatt inn på dekket. Mellomrom mellom fjæren og dekket vil da indikere et spenntap. Dermed blir det lettere å etterstramme dekket til riktig spennkraft. Når det må legges stålplater under endene, kan ikke denne indikasjonen brukes på samme måte. Bladfjæren kan eksempelvis ha en bestemt avstand inn til treverket ved riktig oppstramming. Det er da fortsatt mulig å bruke deformasjonen i bladfjæren som en indikator på hvor mye spennkraft som er igjen i dekket.

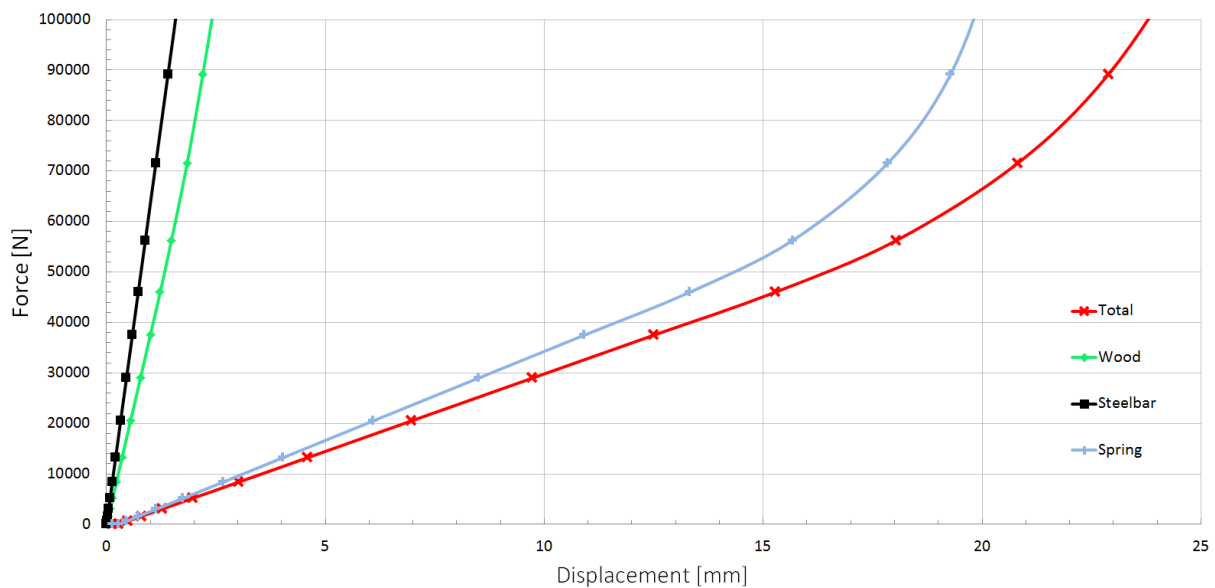
For å finne den totale effekten av å bruke en slik bladfjær, ble det laget en modell av et dekkestykke i Abaqus. Dette dekket er 2000 mm bredt og 180 mm høyt, og avstanden mellom spennstagene er 500 mm.

Spennstaget ble modellert med en diameter på 20 mm. Materialet i staget var stål med E-modul $210\,000\text{ N/mm}^2$. Denne modellen skal kun holde seg innenfor elastisk område og det ble derfor ikke definert plastiske egenskaper for materialet. Det ble også lagt til temperaturkoeffisient som ble brukt for å stramme opp spennstaget. Utgangstemperaturen ble satt til 2500, og ble kjølt ned til man fikk ønsket oppspenning på 100 kN. Sluttemperaturen som var nødvendig for å få ønsket oppspenning varierte fra modell til modell. Denne oppspenningen ble målt ved å se på reaksjonskreftene i bunnen av staget.

Figur 5.27 viser deformasjonen i hele systemet for den endelige løsningen når dekket blir strammet opp med 100 kN.



Figur 5.27: Deformasjon av systemet med full oppspenning



Figur 5.28: Kraft – forskyvning diagram av de ulike delene i systemet

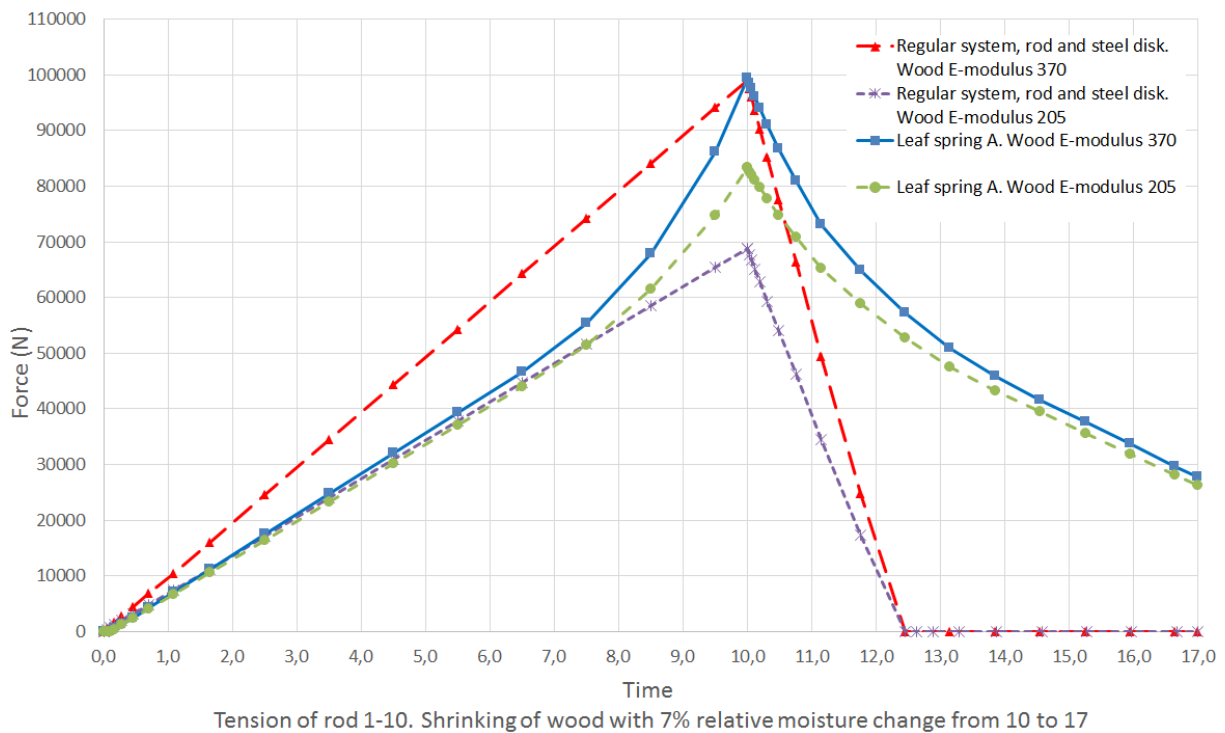
Figur 5.28 viser deformasjonen til de forskjellige delene i hele systemet. Det viser hvor mye mer deformasjon oppspenningskreftene blir fordelt på når man tar med blad fjæren i tillegg til deformasjonen som oppstår i treverket og stålstaget.

Det ble også lagt inn temperaturkoeffisient i treverket, slik at deformasjonen i treverket kunne modelleres for å etterligne tilsvarende deformasjon på grunn av fuktighetsendringer. Ved modellering av kryp, ble det valgt å bruke Eurokodens metode som er å forandre E-modulen til treverket. Dette ved å bruke en verdi k_{def} . Klimaklasse 2 og konstruksjonstre gir $k_{def}=0,8$. Dette gir en ny verdi for E-modulen til treverket i tangentiell retning. Å få dette til å endre seg i løpet av et step i Abaqus er ikke noe vi har mulighet til å gjøre, det ble derfor kjørt en ny analyse av modellene med ny E-modul uten å forandre oppspenningen i staget. Siden oppspenningen i staget er definert med temperaturendring, vil vi få lavere oppspenning i staget når vi senker E-modulen i treverket. Dette gir et resultat som tilsvarer det som vil skje ved kryp. Det vil si at et dekke som blir spent opp med kraften som er gitt ved grafen i Figur 5.29 med fullverdig E-modul, over tid vil nærme seg grafen med redusert E-modul.

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} = \frac{370}{(1 + 0,8)} = 205 \text{ N/mm}^2 \quad (5.9)$$

Hvor:

$E_{mean,fin}$	Endelig E-modul etter kryp
E_{mean}	Midlere E-modul C24 før kryp



Figur 5.29: Tap av strekkraft pga kryp og endring i fuktighet

Figur 5.29 viser grafen for resultatene av analysene som viser spenntap i oppspenningssystemene. Langs x-aksen er tid, hvor tiden fra 0-10 er oppspenning av spennstagene til ønsket oppspenning på 100 kN. Fra 10-17 er det lagt inn krymping av treverket på grunn av endring i relativ fuktighet på 7 %.

Grafene med E-modul i treverket på 370 N/mm^2 viser kreftene i spennstaget over en kort tidshorisont. Grafene med E-modul i treverket på 205 N/mm^2 viser antatt spennkraft etter lang tid ved opprinnelig oppspenning tilsvarende den som vises på grafene med E-modul på 370 N/mm^2 .

I diagrammet i Figur 5.29, kan vi se at systemet med bladfjær A gir mindre tap av oppspenningkrefter i forhold til tradisjonell. Ved oppspenning til 100 kN, vil gjenværende spennkraft etter kryp for tradisjonelt system være ca. 68 kN. For oppspenning med bladfjær A, vil gjenværende spennkraft etter kryp være ca. 83 kN. Det er en reduksjon i spennkraften på 30,5 % for tradisjonelt system, og 16,2 % reduksjon ved bruk av bladfjær A.

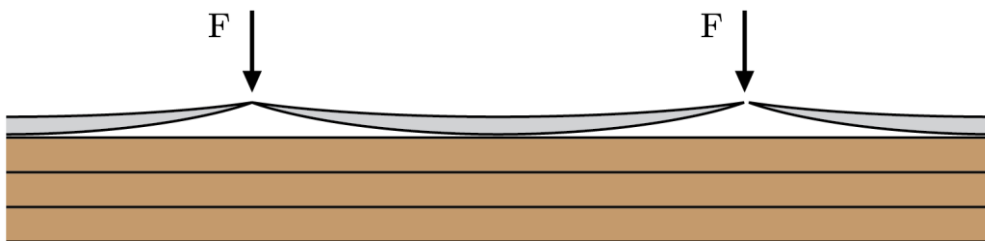
Grafen viser også resultatet av krymping av treverket på grunn av fuktighet, hvor fuktinnholdet i treverket er modellert til å bli redusert med 7 %. Vi ser av grafen at tradisjonell oppspenning blir redusert med 100 % når treverket har redusert fuktinnhold med kun 2,5 %, med bladfjær er reduksjonen i spennkraften på kun 43 %.

Denne bladfjæren gir gode resultater med tanke på spenntapet, men har noen ulemper. Blant annet er det vanskelig å få fordelt kreftene jevnt på underlaget, hullet for spennstaget er

plassert der hvor momentet i bladet er størst, og det er behov for ekstra stålplater under endene for fordeling av trykkreftene.

5.4 Bladfjær B

En løsning på mange av problemene med bladfjær A, er å snu bladfjæren andre veien. Denne løsningen kaller vi bladfjær B. Med denne bladfjæren blir det lettere å fordele kreftene på treverket, og fortsatt bevare en god deformasjon i fjæren. Dette gir også noen nye utfordringer. Der den andre bladfjæren var festet inn på spennstaget ved at staget gikk igjennom bladfjæren på midten, går denne fjæren fra stag til stag, og det må derfor lages en løsning slik at dette bladet henger fast og ikke kan falle ned ved redusert spennkraft. En illustrasjon av fjæren er vist i Figur 5.30.

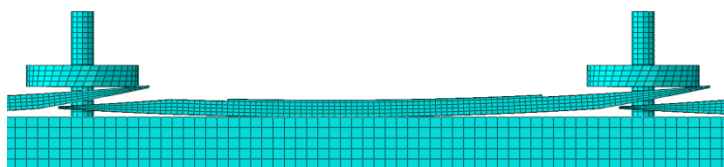


Figur 5.30: Bladfjær B

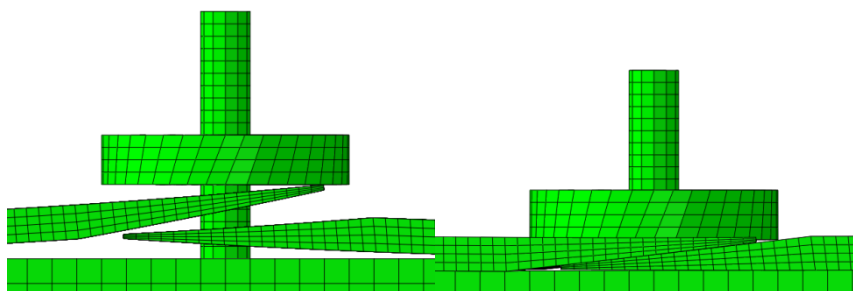
Det meste av teorien som er forklart i delkapittelet om bladfjær A er også gjeldende for denne typen. For bladfjær B gjelder de samme beregningene som ble gjort for A, disse ble brukt som grunnlag til de første modellene som ble modellert. Ut ifra den første modellen ble bladfjæren justert etter hvert for å få til de ønskede effektene med god fordeling av kreftene på treverket, og mye deformasjon i bladfjæren. På grunn av at momentarmen blir kortere etter hvert som bladet legger seg ned på lamellen, må også denne bladfjæren bli noe tynnere utover mot endene, men ikke like tynn som bladfjær A, hvor det var ønskelig at endene deformerte seg mye for å få bedre fordeling ned på treverket.

5.4.1 Modellering i Abaqus

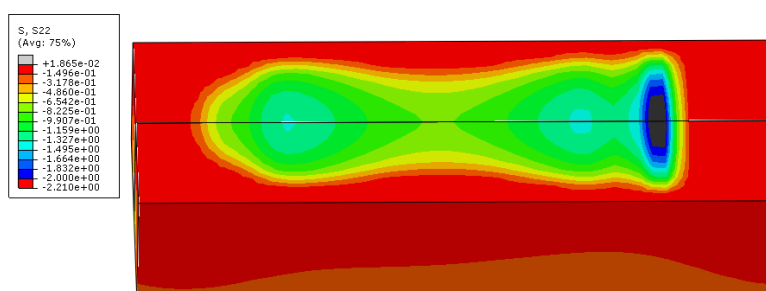
Det ble laget en modell i Abaqus hvor bladfjæren ble avtrappet som en kile i begge endene. Dette gjorde det mulig at fjærene kunne overlape hverandre. Figur 5.31 viser denne modellen. På denne måten kunne det lages hull i endene slik at alle fjærene henger på to spennstag. Dette hindrer fjærene fra å falle ned dersom spennet i et av stagen skulle opphøre. Figur 5.32 viser detaljen på endene av bladfjærene for slakk stilling og ved oppspenning. Denne modellen ble brukt for å optimalisere formen slik at kreftene ble godt fordelt ned på lamellen ved oppspenning. Analyser viste at løsningen ga god fordeling av krefter ned på treverket, som vist i Figur 5.33, og en god kraft-deformasjonsgraf. Utfordringen med modellen var at den ikke lot seg modellere symmetrisk.



Figur 5.31: Eksempel på løsning av bladfjær B

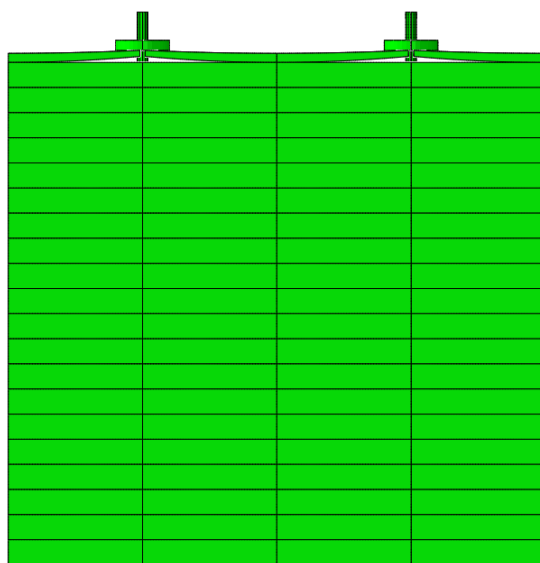


Figur 5.32: Detalj for bladende



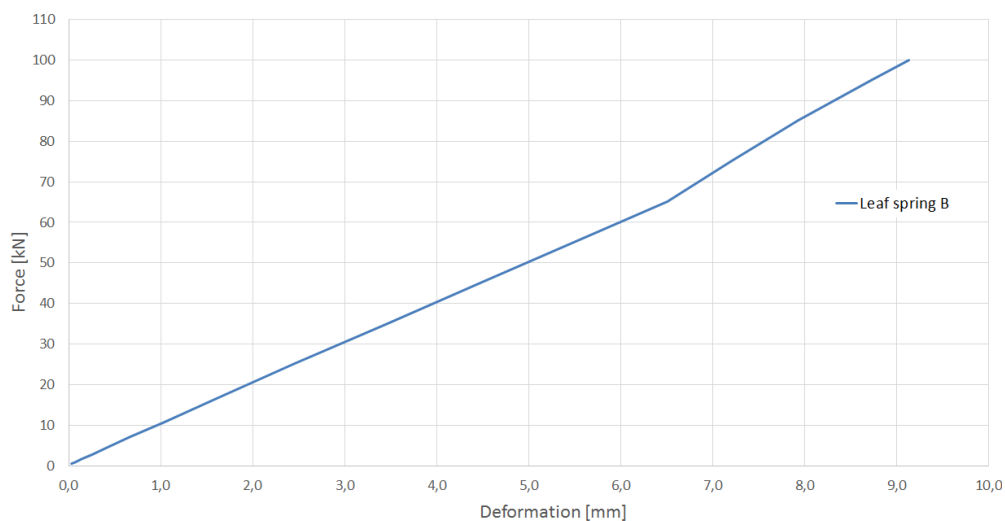
Figur 5.33: Trykkspenninger på lamell

Ved å bruke framgangsmåten med temperaturendring i spennstagene, ble oppspenningen forskjellig i stagene på grunn av asymmetri, og dermed ble resultatene for oppspenningstapet i systemet unøyaktig. Det ble derfor laget en total modell av hele systemet med en symmetrisk forenkling som er vist i Figur 5.34. Denne modellen gjorde det mulig å vise potensialet til løsningen med bladfjær B.



Figur 5.34: Det totale systemet til bladfjær B

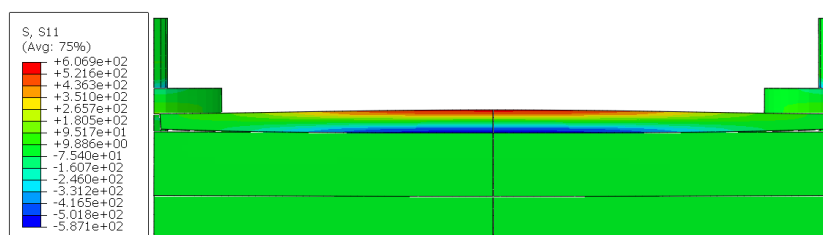
Denne bladfjæren ble designet med 18 mm tykkelse på midten, 12 mm tykkelse på kanten og 12 mm klaring fra endene og ned til treverket. Formen både på undersiden og oversiden av bladfjæren er formet som en del av en sirkel, hvor radiusen på sirklene er valgt slik at målene som er nevnt over oppfylles.



Figur 5.35: Kraft-forskyvning diagram bladfjær B

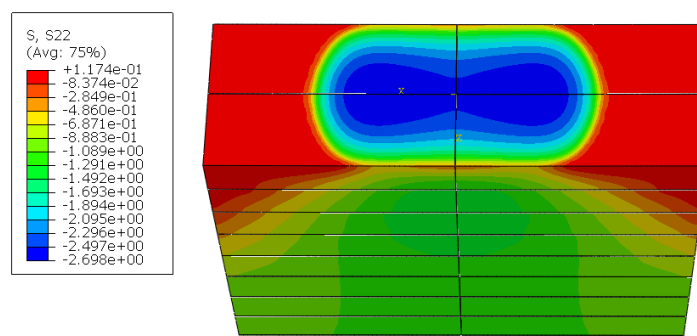
Figur 5.35 viser kraft-deformasjonsgrafene til den aktuelle bladfjæren. Denne grafen viser en god deformasjonsoppførsel av bladfjæren. Det beste for en slik graf er om den er tilnærmet lineær og at den totale deformasjonen er så høy som mulig. Denne bladfjæren har en god form på grafen, men har et potensiale til å få en høyere verdi for maks deformasjon.

Som man kan se av Figur 5.36 er ikke potensialet i stålet utnyttet. Denne blad fjæren kan derfor designes med enda mer krumning, og noe tynnere stål. Dette vil føre til mer deformasjon under belastningen og dermed enda bedre egenskaper når det kommer til reduksjon av spennkraften. Til sammenligning ble spenningene i stålet i blad fjær A på ca. 1000 N/mm^2 , i denne modellen kan vi se at det er ca. 600 N/mm^2 som er utnyttet. Det blir derfor ikke helt riktig å sammenligne disse to som den beste løsningen for hver variant.



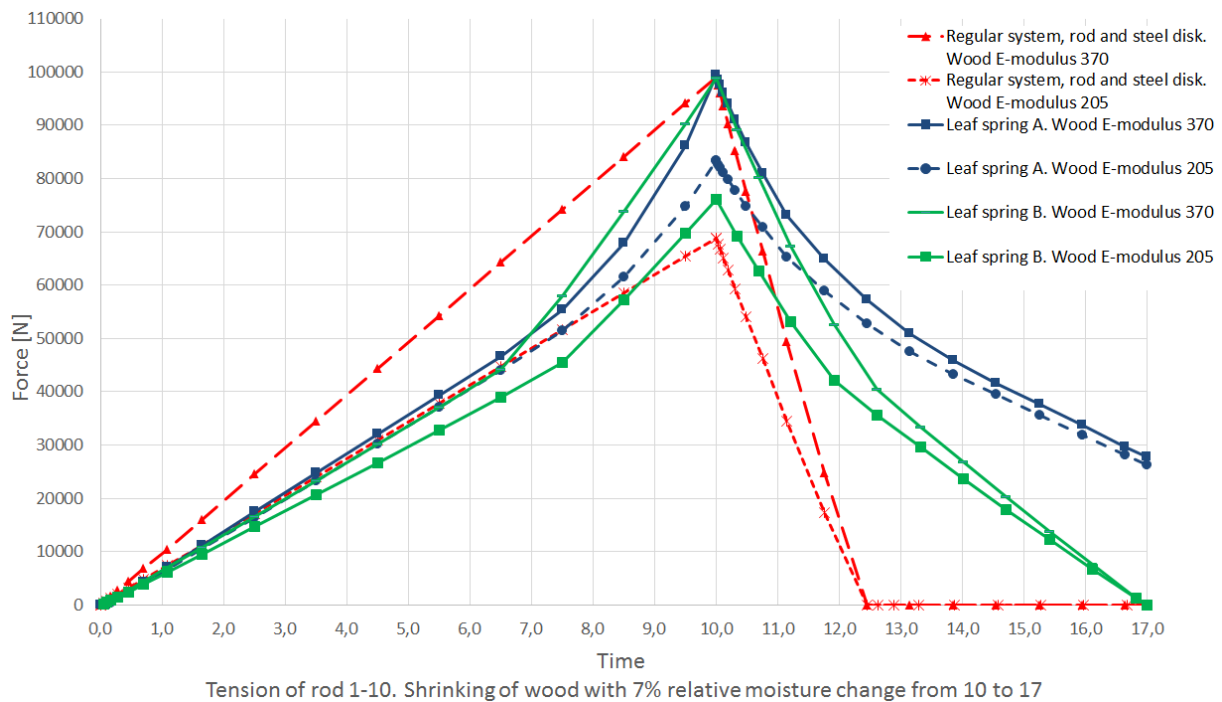
Figur 5.36: Spenning i blad fjær B pga. moment

Figur 5.37 illustrerer trykkspenningene på lamellen ved oppspenning på 100 kN. Dette viser at denne varianten av blad fjæren har gode egenskaper når det kommer til fordeling av trykkspenningene ned på treverket. Ved å benytte en tynnere blad fjær mot endene, kan også disse kreftene fordeles på et enda større område.



Figur 5.37: Trykkspenning på lameller under blad fjær B

Derne ble det kjørt analyser med forskjellige E-moduler og fuktighetsendring for denne varianten, i Figur 5.38 kan man se en sammenligning av spenntapene som forekommer i alle oppspenningssystemene.



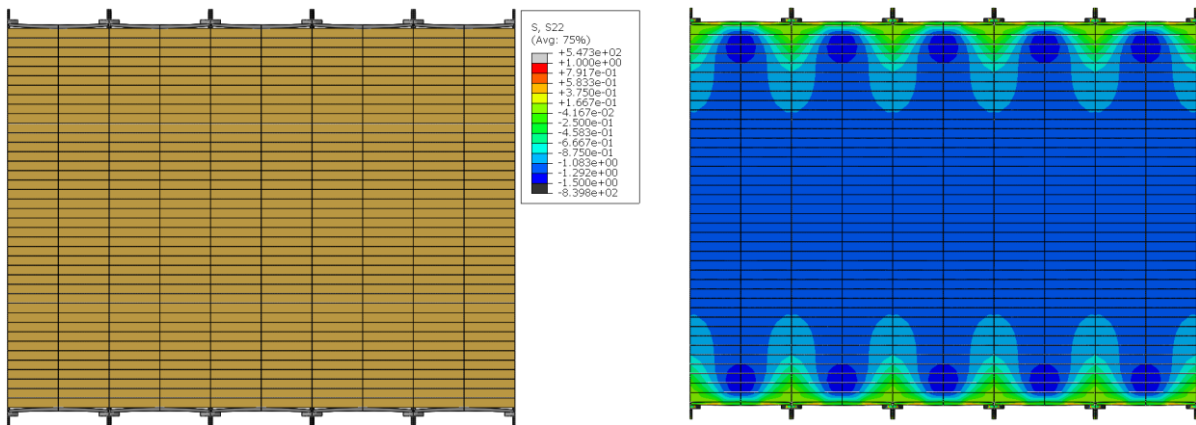
Figur 5.38: Tap av strekkraft pga. kryp og endring av fuktighet for alle systemer

Av grafen kan man lese at bladfjær B ikke har like gode egenskaper som type A, men som nevnt tidligere, kommer nok dette av at hele potensialet i type B ikke er utnyttet. Man kan se at begge variantene av bladfjærer gir mye bedre resultater enn tradisjonell oppspenning, spesielt når det kommer til variasjoner på grunn av fuktinnhold. Kryp er et vanskelig tema å behandle, og må kun sees på som et forsøk på synliggjøring av potensialet i løsningene. I grafen er det vist resultater for modellene med E-modul 370 N/mm^2 , under oppspenningsfasen, resultatene med E-modul 205 N/mm^2 viser resterende oppspenning over tid på grunn av kryp ved en opprinnelig belastning som tilsvarer kurven med E-modul 370 N/mm^2 for samme posisjon på x-aksen. Fra 10-17 er det modellert inn krymping av treverket på grunn av forandring i relativ fuktighet hvor den relative fuktigheten i treverket synker med 7 % fra 10-17.

Spennetapet ved bruk av bladfjær B etter kryp, er på 23 %. Vi kan også se at situasjonen med bladfjæren er mye bedre enn for tradisjonell oppspenning ved fuktendringer. Ved mer optimalisert design, kan man hente enda mer med dette systemet. Tradisjonell oppspenning gir som tidligere nevnt 100 % spennetap når treverket har redusert fuktinnhold med kun 2,5 %, med bladfjær B, er reduksjonen i spennkraften på ca. 55 %.

Diagrammet viser at kraften ved tradisjonelt oppspenningssystem avtar like mye som ved bruk av formel gitt tidligere i kapittel 3.3.2 og henvises videre til *Vedlegg H – Beregning av spenntap*:

$$\Delta F_s = \frac{E_T \times A_G ((\alpha_T - \alpha_s) \Delta T - \beta_T \times \Delta u)}{\left(\frac{E_T \times A_G}{E_s} + A_s\right)} * A_s = -101,8 \text{ kN} \quad (5.10)$$



Figur 5.39: Illustrasjon av hele dekket med bladgjær B og spenningsfordelingen i dekket

Figur 5.39 viser hvordan et helt dekke med bladgjær B vil se ut, og hvordan denne løsningen vil fordele kreftene i dekket. Dette dekket er 2000 mm bredt og det er 500 mm mellom spennstagene.

6 Gjengestag som festeforbindelse

En annen festemetode for laminerte dekker er å bruke gjengestag. I motsetning til spennstag, blir det to stykker gjengestag som skal ta opp kreftene. I dette kapitlet blir det gjort overslag over et tenkt dekke med et standard tverrsnitt. Det vil bli drøftet ulike problemer og forslag til løsninger til dette konseptet og beskrevet teori om gjengestag i trevirke.

6.1 Innledning

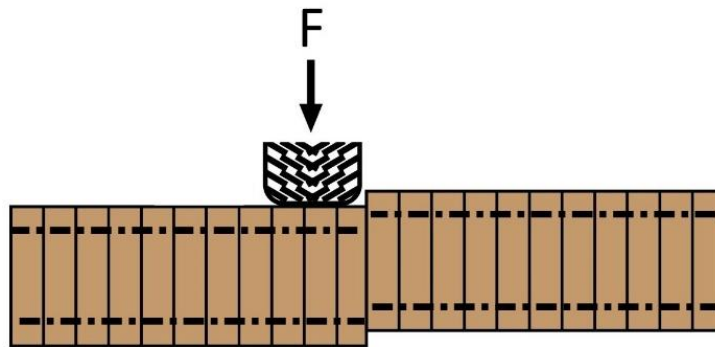
Ved bruk av spennstag vil SLT-dekke fungere som et homogent dekke. Ved bruk av gjengestag vil en også oppnå denne effekten, men da med to stag som skal ta opp kreftene.

Dekket er ikke i spenn, og kalles derfor ikke SLT-dekke her. Videre blir det brukt *dekket* eller *dekket med gjengestag*.

I motsetning til tidligere forslag har gjengestag den fordelen at den har en lav produksjonskostnad og tillater en rask montering av dekke [30]. Det vil også bli duktil bruddform som er ønskelig ved konstruksjoner. Fallende objekter i form av ankerplater ved brudd som for SLT-dekke blir eliminert, fordi gjengestag blir skrudd inn i trevirket. Dette fører også til en lettere vannbeskyttelse. En kan også plugge hullene som gjenstår etter montering, og dermed blir dekket renere og mindre komplisert. Dette gjør igjen tekniske løsninger enklere med tanke på rekkverksfeste og fuktsikring på siden.

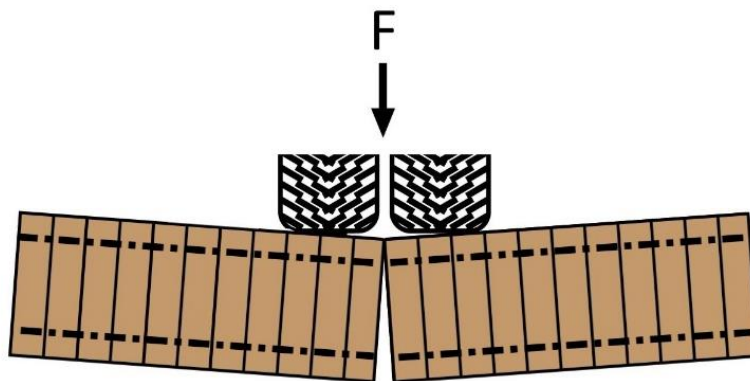
Løsningen med gjengestag åpner også for nye bruksområder. Dette kan være dekker som etasjeskillere i bygg. For SLT-dekke som etasjeskillere vil det bli problemer angående etterstramming og tetting ved endene av dekkene. For dekker med bruk av gjengestag vil begge disse problemene lukes bort.

Kritiske bruddkrefter er de samme som for SLT-dekke. Det vil være når flatene mellom lamellene beveger seg på grunn av ytre påkjenninger som f.eks ved trafikkklaster. Figur 6.1 viser kritisk situasjon for dekket med hensyn på skjær der et bildekk skaper vertikale skjærkrefter som forsøker å forskyve lamellene fra hverandre.



Figur 6.1: Skjærbrudd ved bruk av gjengestag

Figur 6.2 viser situasjonen ved momentbrudd. Gjengestagene i underkant må ta opp strekkrefter og gjengestagene i overkant må tåle trykkrefter. De vil danne et kraftpar med like store og motsatte krefter.



Figur 6.2: Momentbrudd ved bruk av gjengestag

6.2 Festemidler i trevirke

For trevirke og trekonstruksjoner er det mange typer koblinger og ledd, og de er ofte kritiske for designet. Det finnes ulike festemidler av stål og tre. I oppgaven avgrenses det til festemidler av dybelforbindelser. Dette er typene som er beskrevet i NS-EN 1995-1-1 kapittel 8.3 til 8.7 [12]. Disse kan overføre aksial- og tverrbelastninger. Det blir i dette delkapittelet presentert ulike typer for å få et overordnet bilde over hva som finnes.

NS-EN 1995-1-1 Kapittel 8.8 til 8.10 omfatter plater av spikerplater, Ring- og plateforbindelser og tannede forbindelser [12]. Disse utgår, da de ikke anses som relevante for oppgaven.

6.2.1 Ulike festemidler for trevirke

6.2.1.1 Spiker

Spiker blir brukt i mange ulike sammenhenger og har ulike dimensjoner til sitt formål. Dette kan være alt fra takteking, gulvlegging, bjelkelag, veggplater og reisverk. Festeverktøy er også ulikt fra det enkleste som hammer til mer avanserte spikerpistoler.

Spiker består vanligvis av metalltråd/kropp som har et konstant tverrsnitt over hele lengden (som sirkulær, firkantet eller rillet). Spikermateriale skal produseres med en minimum strekkfasthet på 600 N/mm^2 [20].

Diameter for kroppen på spiker varierer fra 1,9 mm til 8,0 mm. Hodet skal ikke være mindre enn $2,5d^2$ i areal, og tykkelsen på hodet skal ikke være mindre enn $0,25d$ [20]. For spiker med diameter på 1,9 mm eller 8,0 mm tilsvarer dette 9 mm^2 og 160 mm^2 i areal for hodet (eller 3,4 mm / 14,2 mm i diameter respektivt.)

6.2.1.2 Bolter

Bolter er ofte brukt i tunge trekonstruksjoner der det forekommer store limtreknutepunkt. De vanligste boltedimensjonene er i de metriske målene M10 – M24 som er varmrullet med grove gjenger. De blir brukt sammen med mutter og skive for låsing av bolt og er derfor også egnet til å ta opp aksiale laster [21]. De har glatte kropper med en ende som er gjenget for tilhørende mutter, og hode på den andre enden.

Bolter som blir brukt til trekonstruksjoner bør ha heksagonale hode og mutter for lettere sammenkobling. Bolter har en diameter på minst 6 mm og en maksimal diameter på 30 mm [20].

6.2.1.3 Dybler

Dybler kan brukes der bolter brukes. I motsetning til bolter, har de ikke hode eller er gjenget. De har et konstant og glatt sirkulært tverrsnitt med minimum diameter på 6 mm og en maksimal diameter på 30 mm. Minimum kvalitet på stålet skal ikke være mindre enn S235 [20].

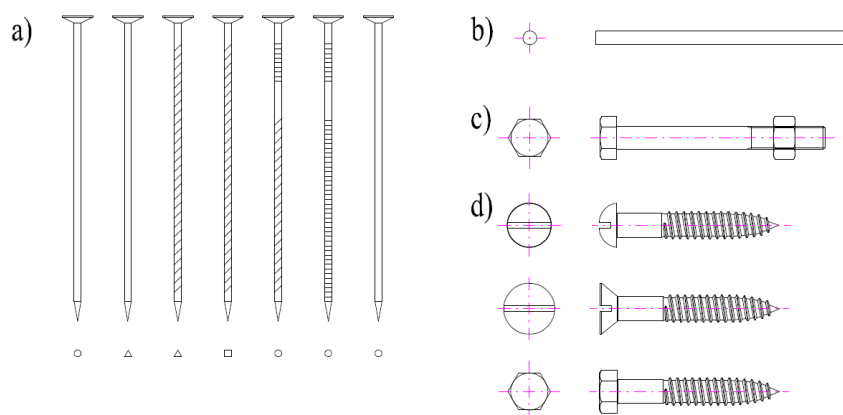
6.2.1.4 Skruer

Skruer brukes ofte istedenfor spiker i knutepunkt der det estetiske er viktig, samt ønskelig med muligheten for å løsne/etterstramme forbindelsen. Skruer brukes også der det stilles høyere krav til lastbærende kapasiteter enn det er mulig å oppnå med spiker [21].

Skruer er effektive når treverk krymper og sveller på grunn av at de er gjenget langs kroppen, og derfor velegnet til å ta tverrkrefter og uttrekkskrefter. Bolter vil være mer kostbare og mindre effektive når trevirket beveger seg [21]. I NS-EN 5-1-1 er tau-effekten for skruer fire ganger så mye som ved bruk av bolter.

Den nominelle diameter for skruer skal ikke være mindre enn 2,4 mm og ikke større enn 24 mm. Den indre diameter av kroppen skal ikke være mindre enn 60 % og ikke større enn 90 % av nominelle diameter [20].

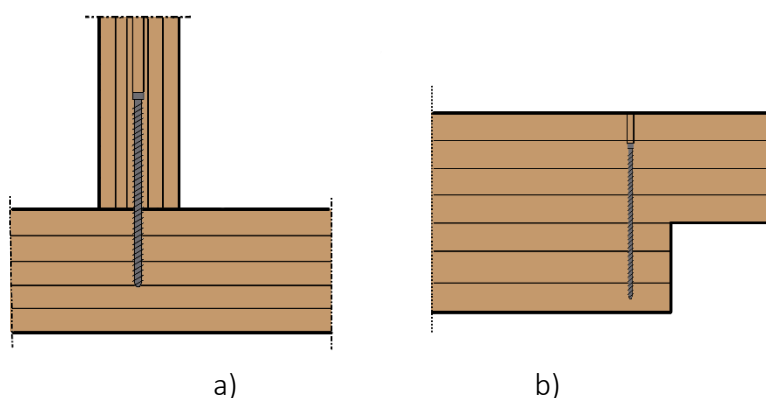
6.2.1.5 Utvalg av festemidler



Figur 6.3: Utvalg av festemidler for trevirke. a) spiker b) dybel c) bolt d) skru [22]

6.2.2 Lange gjengestag

Gjengestag er en underkategori av skruer som kan være opp til 3 meter lange [23]. Disse kan være av høyfast stål og er anvendelige for mange løsninger, blant annet som ankerfeste og forsterkninger. Figur 6.4 viser to eksempler ved bruk av lange gjengestag. 6.4a viser søyle-bjelke knutepunkt og 6.4b viser skjærforsterkning ved bjelkeende.



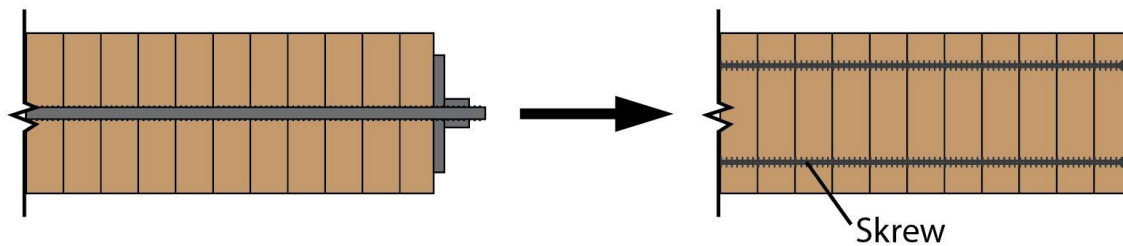
Figur 6.4: Anvendelse av gjengestag

SPAX leverer gjengestag med ytre diameter på 16 mm og lengder fra 800 mm til 2200 mm (med hode) og gjengestag uten hode på 3000 mm. Materialet er av rustfritt stål og strekkfastheten er satt til 500 N/mm² [23]. Det anbefales å forbore hull på 13 mm. Se Vedlegg A - Datablad utdrag - SPAX gjengestag for utfyllende informasjon.

SFS er en annen leverandør som leverer gjengestag uten hode med en indre diameter på 16 mm og ytre diameter på 20 mm. Lengdene er fastsatt til 3000 mm. Strekkfastheten på stålet er satt til 800 N/mm^2 [24]. Se *Vedlegg B - Datablad utdrag SFS* for utfyllende informasjon.

6.2.3 Gjengestag i dekke som løsning

Tidligere i oppgaven er det tatt utgangspunkt i spennstag og mulighetene ved å redusere spennetapet. Nå byttes spennstaget ut med to gjengestag som illustrert på Figur 6.5.



Figur 6.5: SLT-dekke med spennstag til dekke med skruer

6.3 Prosjekteringsgrunnlag

6.3.1 Grunnlag

Kapasiteten til dekket og staget blir dimensjonert etter gjeldende regelverk i Eurokodene og normaler og veiledninger fra Vegdirektoratet. Der det er manglende informasjon blir det benyttet teori, datablader og andre kilder som det refereres til.

De geometriske målene og materialer blir valgt etter rapport til K. Ekholm et.al. der de har bygget en fullskala modell av et SLT-dekke [31]. Dette for å få et sammenligningsgrunnlag.

Regelverk og normer:

- NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-1-1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
- NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster – Snølast
- NS-EN 1991-2: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1995-1-1: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1995-2: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 2: Bruer
- NS-EN 1993-1-8: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser
- Håndbok N400 – Bruerprosjektering, Eurokodeutgave (2011), heretter referert som HB400.

6.3.2 Materialelegenskaper

6.3.2.1 Gjengestag

Gjengestagene blir satt til SFS-stag med diameter på 20 mm (16 mm indre diameter) og lengde på 3000 mm. Fastheten er satt til 800 N/mm^2 . For dekker med bredde over 3000 mm antas det at gjengestagene er skjøtet av lim og opprettholder samme styrke over skjøtestykket.

6.3.2.2 Lameller

I modellen til Ekholm er det brukt limtre av kvalitet L40 etter de svenske bygningsreglene BKR. Bøyefastheten for L40 er 33 N/mm^2 [31].

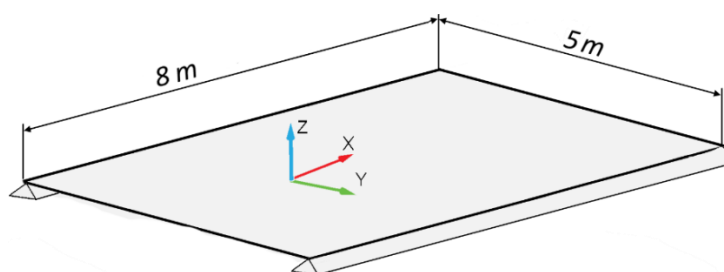
Lamellene videre i kapittel 6 og 7 blir derfor satt til GL32h kvalitet av limtre. Dette tilsvarer fasthet på 32 N/mm^2 med homogene lameller limt i høyden. Karakteristiske fasthetsklasser for trevirke er gjengitt i Tabell 6.1. Dimensjonene for lamellene blir satt til 90 mm x 270 mm. Dette er en standard og vanlig lagerført dimensjon.

$f_{m,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,90,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,90,k}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	$E_{0,mean}$ [kN/mm ²]	$E_{0,05}$ [kN/mm ²]	$E_{90,mean}$ [kN/mm ²]	G_{mean} [kN/mm ²]
32	25,6	0,5	32	2,5	3,5	14,2	11,8	0,3	0,65

Tabell 6.1: Karakteristiske fasthetsklasser for limtrebjelke GL32h

6.4 Brudekke

Dekket blir brukt som et utgangspunkt for laster med et felt der det blir fastsatt et spenn i lengderetningen (y-retning) på 5 meter og 8 meter i bredden (x-retning). Brua tenkes oppført i Trondheim kommune i Sør Trøndelag. Brua har ingen kurvaturer i horisontal- eller vertikalplanet. Brudekket oppfører seg som en enveisplate i y-retningen men på grunn av lameller og de kritiske lastsituasjonene som nevnt i kapittel 6.1, er det nødvendig å se på moment- og skjærvirkninger i x-retning.



Figur 6.6: Statisk forenklet system

Det antas i første omgang at lameller ikke skjøtes, men går over hele dekket. Buttskjøter kan redusere stivheten til dekket med 20 % og kan virke negativt for lastvirkningene. Hvis dekket er mindre enn 30 meter er vanligvis ikke buttskjøter nødvendig [31]. Dette anses å være tilstrekkelig lengde for en mindre/mellomstor bru. Figur 6.6 viser en forenkling av bruas statiske system.

6.5 Laster

En last defineres i HB400 som enhver form for påvirkning som medfører spenninger eller tøyninger i konstruksjonen. Lastene deles inn etter art og sannsynlighet for at de opptrer som [7]:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

Det blir ikke sett på deformasjonslaster og ulykkeslaster ved kontroll av dekket med gjengestag.

6.5.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som kan anses som konstante innenfor det tidsrom som betraktes. Disse omfatter egenlast, tyngde av permanent ballast og utstyr som ikke fjernes, ytre vanntrykk og jordtrykk. I oppgaven blir det ikke tatt hensyn til vanntrykk og jordtrykk da de ikke har innvirkning på dekket og dets kapasitet [7].

For trekonstruksjoner skal det tas hensyn til variasjon i densiteten som er forårsaket av varierende fuktighet i treet.

Det skal alltid regnes med vekten av belegningen i egenlasten for dekket og for bruer skal det minimum dimensjoneres for $1,5 \text{ kN/m}^2$. (60 mm) [7].

Egenlasten for limtre finnes i NS-EN 1991-1-1 T.A.3 som $\gamma = 4,2 \text{ kN/m}^3$ [26].

Egenlasten for dekket blir da per kvadratmeter:

$$g_k = g_{1,k} + g_{2,k} = 2,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (6.1)$$

Hvor:

$$g_{1,k} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast av belegning per kvadratmeter}$$

$$g_{2,k} = 4,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,27 \text{ m} = 1,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast av trevirke per kvadratmeter}$$

6.5.2 Variable laster

Det er to aktuelle variable laster for dekket: trafikklaster og naturlaster. Lastene kan også fremstå som unormale laster ved overskridelse som ulykkeslast.

6.5.2.1 Trafikklaster

Trafikklasten er lasten som skyldes kjøretøy og fotgjengere. Trafikklasten plasseres på brua i ugunstige tilfeller i begge retninger og beregnes etter regelverk i NS-EN 1991-2 [25]. For et dekke på åtte meter bredde tilsvarer dette i følge tabell 4.1 to veibaner med felt på 3 meter og resterende felt på 2 meter. Dette kan være gang og sykkelvei tilhørende bruen.

Det blir ikke sett på horisontale krefter som kan oppstå på grunn av bremsekrefter, akselerasjonskrefter, sentrifugalkrefter og tverrkrefter fra trafikklaster. For laminerte tredekker er det Last Modell 2 (LM2) som er kritisk for krefter mellom lameller. Dette tilsier en enkel aksellast. LM1 er konsentrert og jevnt distribuert last som dekker de fleste effektene ved trafikk.

For LM2 er det gitt følgende formel:

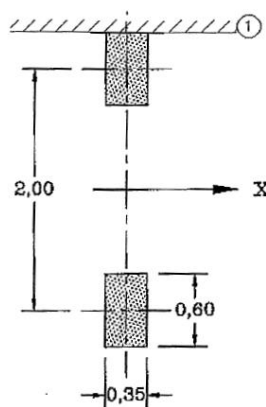
$$\beta_Q * Q_{ak} = 400 \text{ kN} \quad (6.2)$$

Hvor:

$$\beta_Q = 1 \quad \text{Faktor gitt i N.A.}$$

$$Q_{ak} = 400 \text{ kN} \quad \text{Aksellast}$$

For kritisk lastsituasjon for lamellene jfr. Figur 6.1 og Figur 6.2 vil dette gi oss to laster på 200 kN som plasseres vilkårlig som vist på Figur 6.7



Figur 6.7: Laster fra kjøretøy [25]

For et dekke kan også last fra personer være kritisk. Dette er da LM4. For design av bru med bredde med åtte meter som omfatter statiske effekter av en folkemengde samlet over hele

bruen (konservativt). Den anbefalte karakteristiske verdien settes som: $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ [25]. Totalt over bredden settes $q_{1,k} = 40 \text{ kN/m}$. Det er for dekket avsatt 2 meter bredde til gang og sykkelvei. Hvis en legger dette til grunn blir $q_{1,k} = 10 \text{ kN/m}$ på ene siden av bruen.

6.5.2.2 Naturlaster

Naturlaster er laster fra natur og det vil kun bli sett på den vertikale snølasten som er betydelig last. Horisontale laster og laster som påvirker fundament blir ikke kritiske i denne fasen. Dette er laster som vind, bølger, strøm, vann, is, temperatur, jordskjelv og skredlast.

"Snølast regnes ikke med å opptre samtidig som trafikklast på vegbruer, kaier eller gangbruer. Dersom konstruksjonsdelen kan brukes til lagringsplass for snø, eller ikke kan påregnes ryddet for snø, må lasten vurderes særskilt [7]."

Snølasten bestemmes ut fra formler i NS-EN 1 og nasjonale tillegg. For Trondheim kommune finner vi $S_{k,0} = 3,5 \text{ kN/m}^2$ [27]. Snølasten blir da som formel 6.3. Den settes videre som $q_{2,k}$ i formel 6.4 hvis hele bruen ikke er brøytet.

$$S_k = S_{k,0} = 3,5 \text{ kN/m}^2 * b = 28 \text{ kN/m} \quad (6.3)$$

6.5.3 Lastkombinasjon I bruddgrensetilstand

Lastkombinasjonen blir i henhold til standard NS-EN 1990 [28]:

$$q_{Ed1} = \xi * \gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_{1,k} + \gamma_Q * \psi_1 * q_{2,k} = 106,3 \text{ kN/m} \quad (6.4)$$

Hvor:

ξ	= 0,89 for egenvekt
γ_G	= 1,35 for ugunstig permanent last
γ_Q	= 1,50 for ugunstige variable laster
ψ_1	= 0,5. Kombinasjonsverdi for øvrige variable laster

For kombinasjonen der to stk veibaner utelukker snølast og personlaster blir lastkombinasjonen som for formel 6.5. Denne kombinasjonen er bare for feltet som ikke hører til veibanene.

$$q_{Ed1} = \xi * \gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_{1,k} + \gamma_Q * \psi_1 * q_{2,k} = 26,6 \text{ kN/m} \quad (6.5)$$

6.6 Beregninger iht. Eurokoder

Bruddgrensetilstanden (ULS) kontrolleres opp mot krav i NS-EN 5-1-1: kapittel 6 og 8. Det blir i første omgang sett på mulighetene og plassering av gjengestag i dekket. Det er også gjennomført et overslag av moment- og skjærbelastningen i begge retninger ved bruk av en enkel skallmodell i Abaqus. Dette danner grunnlag for videre FEM-analyse der det blir analysert en mer detaljert modell og påvisning ved hjelp av forsøk av teststykker.

Det vil følgende vises beregninger av relevans. Beregningene for kapittel 6.6 finnes i sin helhet i *Vedlegg C - Beregninger for dekke*.

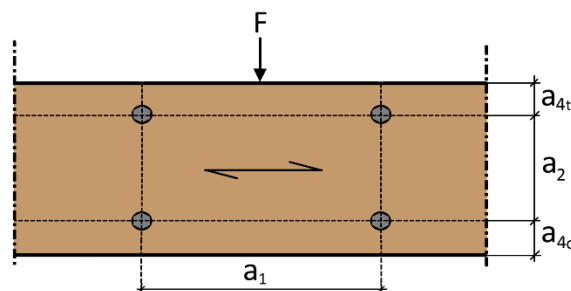
6.6.1 Hullplassering iht. NS-EN 5-1-1

Regler for plassering av hull finner en i NS-EN 5-1-1 kapittel 8.5 – *Bolteforbindelser*. Ved bruk av SFS Intecs gjengestag med en indre diameter på 16 mm og last som virker vinkelrett på fiberretningen, får en minimumsavstander som vist i Tabell 6.2.

	Formular	Min. avstander
a_1	$a + \cos(\alpha) * d$	56,8 mm
a_2	$4 * d$	64 mm
a_{4t}	$\max(2 + 2\sin(\alpha) * d, 3 * d)$	60,61 mm
a_{4c}	$3 * d$	48,0 mm

Tabell 6.2: Avstander for bolter

Bolteplasseringen er vist på Figur 6.8. Det kan være aktuelt å ha en konfigurasjon med hull som ligger i forband, men som en start blir de liggende på vertikallinje.

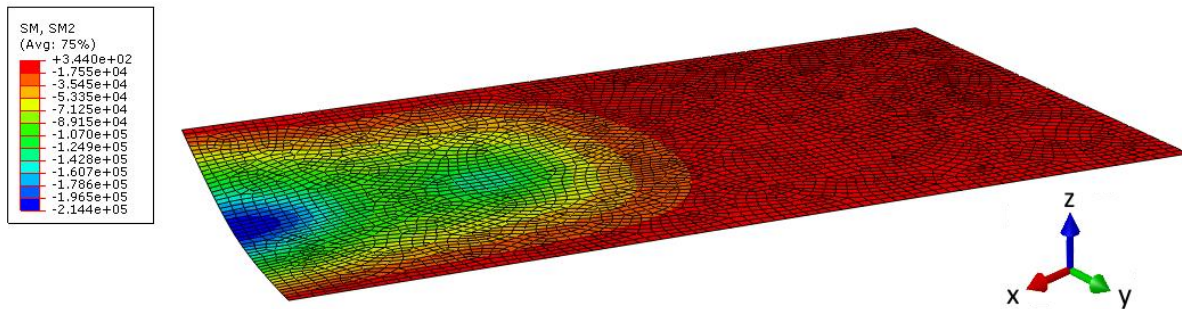


Figur 6.8: gjengestag. Plassering av hull

6.6.2 Momentkapasitet

6.6.2.1 Moment langs y-akse – sidestilt last.

Videre påvisning av dekke sjekkes etter skallteori ved Abaqus. I kapittel 7 blir modelleringsmetodikken og innstillinger videre representert. For LM2 med aksellast på 400 kN og akselavstand 100 mm unna sideende får vi moment som vist på figur under. SM2 er "section moment" som skal tas opp av tverrsnittet. Lastflater er på 600 x 600 mm med en senteravstand på 2000 mm som Ekholms modell [31].



Figur 6.9: Moment langs dekket (y-akse). Last sidestilt

Ved kapasitetsberegninger iht. NS-EN 5-1-1 får vi ved bruk av formel 6.6 en utnyttelsesgrad på 79 %:

$$\frac{M_{Ed1}}{W_y * f_{myd}} = 0,79 \quad (6.6)$$

Hvor:

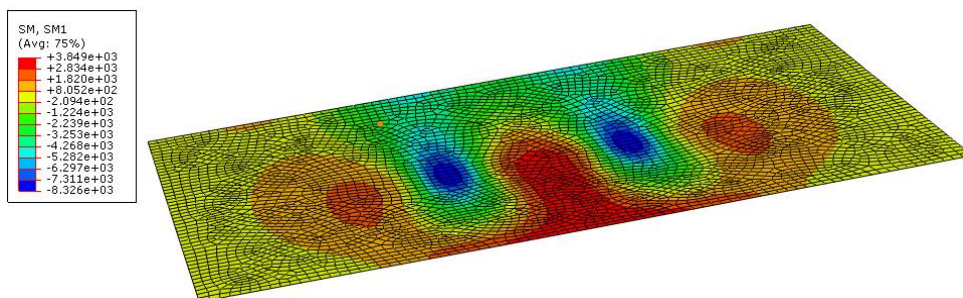
M_{Ed1} = Moment per lengdeenhet på 214 000 Nmm/mm. hentet fra abaqus

W_y = Motstandsmoment for et tverrsnitt med høyde på 270 mm og bredde på 1000 mm

f_{myd} = Bøyefasthet for GL32h inklusiv k_{mod} : 0,8 og γ_{M0} : 1,15

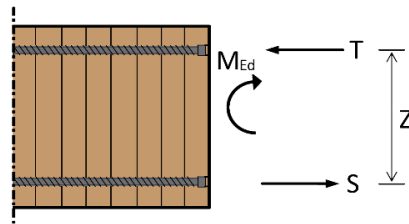
6.6.2.2 Moment langs x-akse – sentrert last.

Momentet langs bredden av dekket i x-aksen skal tas opp av gjengestagene i dekket. Resultatet fra analysen viste at når lasten var sentrert, ble det størst moment for stagene med et moment M_{Ed2} som oppgis på 8320 Nmm/mm. Figur 6.10 viser resultatet fra analysen.



Figur 6.10: Moment på tvers av dekket (x-akse). Last sentrert

Ved å velge at momentet skal tas opp av gjengestag som danner kraftpar som tidligere nevnt får en en indre momentarm Z som illustrert på Figur 6.11. Ved forenkling blir alle trykkrefter tatt opp av øvre gjengestag, og ikke fordelt over tverrsnittet.



Figur 6.11: Momentkrefter i tverrsnitt

Momentet fungerer som en stripelast på 1 meter. Dette er dog konservativ betraktning. Med tilhørende momentarm Z på 160 mm gir dette en kraft F_S på 52kN. Kraftene F_S skal tas opp av strekkapasiteten eller uttrekkskapasiteten til bolten. Strekkapasiteten for en isolert skrue $F_{t,Rd}$ blir gitt etter Tabell 3.4 i NS-EN 3-1-8 [29]. Med ett tverrsnitt på 16 mm for indre diameter blir $A_s = 201 \text{ mm}^2$ for gjengestagene.

Antall dimensjonerende gjengestag etter flytgrensen blir:

$$\frac{F_S}{F_{t,Rd}} = \frac{M_{Ed,2} * b / z}{k_2 * f_{ub} * A_s / \gamma_{M2}} = 0,45 \text{ stk} \quad (6.7)$$

Hvor:

$M_{Ed,2} = 8320 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$	Moment per lengdeenhet. Hentet fra abaqus
$b = 1000 \text{ mm}$	Lastbredde
$z = 160 \text{ mm}$	Indre momentarm mellom trykk/strekkstag iht. Figur 6.11
$k_2 = 0,9$	Faktor iht. T3.4 i NS-EN 3-1-8
$f_{ub} = 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Strekkfasthet for SFS Intecs gjengestag
$A_s = 201 \text{ mm}^2$	Areal av indre diameter på staget
$\gamma_{M2} = 1,25$	Partialfaktor for knutepunkt

Dimensjonerende uttrekkskapasitet for aksialbelastede forbindelse av skrue i trevirke er gitt i NS-EN 5-1-1 (8.38) der den forutsettes å være [12]:

$$F_{ax,Rd} = \frac{n_{ef} * f_{ax} * d * l_{ef} * k_d}{1,2 * \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} * \frac{\gamma_m}{k_{mod}} \quad (6.8)$$

Hvor:

$n_{ef} = 1$	Effektive antall skruer
$f_{ax} = 0,52 * d^{-0,5} * l_{ef}^{-0,1} * \rho_k^{0,8}$	

Karakteristisk uttrekkskapasitet i en vinkel α på fiberretningen

$d = 12 \text{ mm}$ Diameter på gjengestag

l_{ef} Den gjengede delens inntrengningsdybde

α Lastretning på fiberretning

$\gamma_m = 1,3$ Partialfaktor for knutepunkt

$k_{mod} = 0,8$ Fasthetsfaktor. Tabell 3.1 – Klimaklasse 2/ Mellomlangtidslast

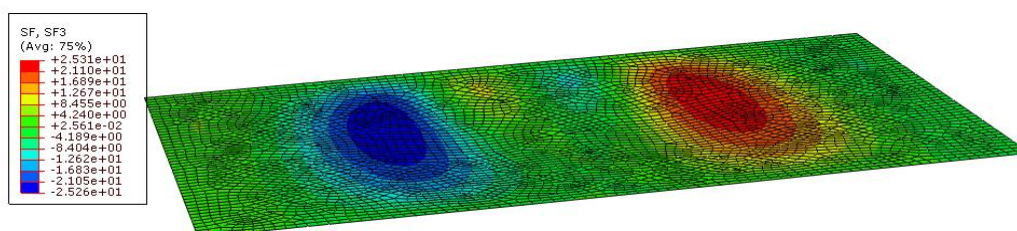
Den effektive inntrengningsdybden l_{ef} for en lamelltykkelse på 90 mm og vil gi $F_{ax,Rd} = 14,4 \text{ kN}$. Dette vil bare være aktuelt for momentet ved den ytterste lamellen når lasten er sidestilt. Skallmodellen for denne lastformen viser moment i en størrelsesorden på ca. 1300 Nmm/mm ved ytterste lamell. Dette er 1/6 av momentet brukt i formel (6.6). Ved å bruke en effektiv inntrengningsdybde l_{ef} som virker over flere lameller, vil dette stemme mer med virkeligheten. Det vil si en sentrert last som for Figur 6.10. For $l_{ef} = 360 \text{ mm}$ (4 lameller à 90 mm) vil $F_{ax,Rd} = 30,8 \text{ kN}$.

Antall dimensjonerende gjengestag etter uttrekkskapasiteten blir for $F_{ax,Rd} = 30,8 \text{ kN}$:

$$\frac{F_S}{F_{ax,Rd}} = 1,69 \text{ stk} \quad (6.9)$$

6.6.3 Skjærkapasitet

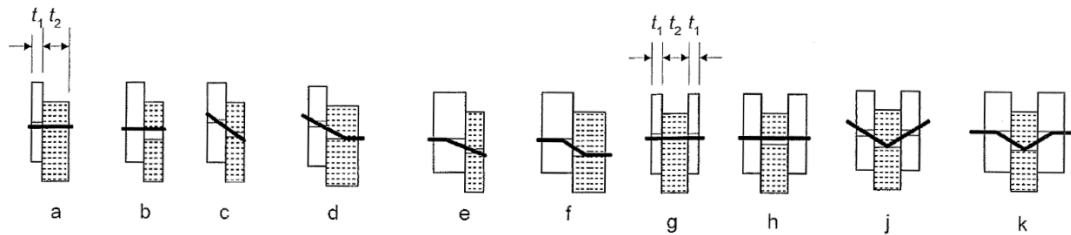
Skjærkrefter blir funnet ved samme skallmodell i Abaqus. Skjærkreftene av dekket i x-aksen skal tas opp av gjengestagene i dekket. Når lasten var sentrert, ble det størst skjær for stagene med en kraft V_{Ed1} som oppgis på 25,31 N/mm. Figur 6.12 viser resultatet fra analysen.



Figur 6.12: Skjær på tvers av dekket (x-akse). Last sentrert

SF er "section Force per unit length" og sjekkes etter kapasitet iht. Johansens flyteleddteori i NS-EN 5-1-1 (8.6) [12] som Figur 6.13 illustrerer. Det blir gjort en kontroll med utgangspunkt i største skjærkrefter gitt for LM2 (sentrert last/sidestilt last) påkjent den helt ytterste lamell

($t_1 = 90$ mm). Bruker også ett skjærplan; Bruddform a,b,d,e,f er gjeldende. Bruddform c er ikke realistisk for et gjengestag med en lengde som er ment å gå gjennom flere lameller.



Figur 6.13: Johansenbrudd [12]

Bruddform d (og e) viser seg å være dimensjonerende. Denne formen gir et flyteledd i staget, samt deformasjoner av tre hullkanter:

$$F_{v,Rd,d} = \left(1,05 \frac{f_{h,1,k} * t_1 * d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta * (1 + \beta) + \frac{4\beta * (2 + \beta) * M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * d * t_2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right) * \frac{\gamma_m}{k_{mod}} = 13,4 \text{ kN} \quad (6.10)$$

Hvor:

- $f_{h,i,k}$ karakteristisk hullkantfasthet til tredelen i.
- t_i Tykkelse på lamell i
- β Forholdstall mellom komponentenes hullkantfasthet.
- $M_{y,Rk}$ Forbindelsens karakteristiske flytemoment.

Ved å bruke en lastbredde på 1000 mm vil det bli en skjærkraft $F_{v,Ed} = 25,31$ kN.

Antall dimensjonerende gjengestag dimensjonert etter Johansens flyteleddteori blir:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd,d}} = 1,89 \text{ stk} \quad (6.11)$$

6.7 Sammendrag beregninger

Beregningene viser at konseptet med gjengestag som festemiddel har potensiale og bør undersøkes videre. To stykker SFS gjengestag per meter er nok til å opprettholde kapasiteten for et dekke. Det er heller ingen av kapasitetene som skiller seg ut ved store utslag. Dette er ved konservative kontroller, og med laster fra en forenklet FEM-modell representert som et skalldekke.

Egenvekt av dekket og belegningen ble ikke tatt med i lastmodellen som dekket ble belastet med. De vart neglisjert fordi vi ville se på de lokale moment- og skjærkreftene som oppstod på tvers i dekket.

7 Gjengestag. FEM analyse

I kapittel 7 vil konseptet med gjengestag og ulike metoder for modellering av dekket evalueres. Kapitlet er også ment som en prosess for å danne en forståelse for både virkninger som oppstår ved konseptet, og bruk av analyseverktøy.

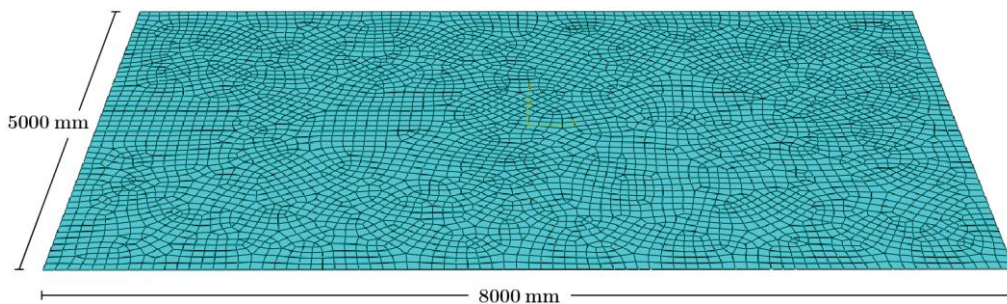
7.1 Dekke som 2D-plate

Ved å bruke skallelementer som nevnt i kapittel 4, får man en geometri som er homogent i x- og y-aksen. Dette gir en rask og relativt nøyaktig modell for påvising av momentvirkninger for dekket i kapittel 6, som brukte dimensjoner etter Ekholms modell [31] for å ha sammenlignbare data.

7.1.1 Modell og Geometri

For å kunne finne moment- og skjærkreftene som virket i brudekket, ble det modellert et dekke på 5 x 8 m. Hele dekket ble modellert i Abaqus som et skallelement med Mindlin plateløsning. Elementene S4R ble brukt, og platen ble modellert med en tykkelse på 270 mm.

Materialegenskapene til platen ble valgt slik at dekket tilsvarer et homogent tredekke av kvalitet C24. Dette representerer nok ikke virkeligheten for et dekke som er laget med gjengestag og lameller, men det er brukt for å få et utgangspunkt for å utføre beregninger. Deretter ble dekket belastet på samme måte som Ekholms dekke med 200 kN på to lastareal på 600 x 600 mm med senteravstand på 2000 mm [31].

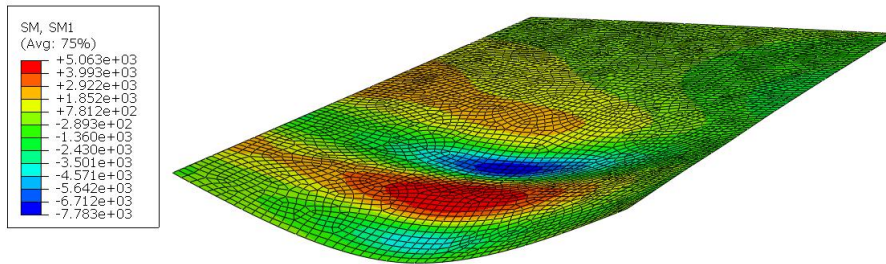


Figur 7.1: Mesh av dekket med skallelementer

7.1.2 Resultater fra analyse

Ut i fra resultatene fra analysen fant vi den høyeste momentkraften på tvers av dekket, og den høyeste skjærkraften i dekket. Dette var resultater som ble brukt til å beregne om gjengestagene i snittene mellom lamellene var i stand til å ta opp moment- og skjærkreftene som ville oppstå i et slikt dekke. Det henvises til kapittel 6.6.2 og 6.6.3 for resultater brukt i oppgaven.

Følgende viser Figur 7.2 momentfordelingen på tvers av dekket med eksentrisk lastareal.



Figur 7.2: Moment på tvers av dekket med eksentrisk lastareal

7.1.3 Oppsummering - plateanalyse

Ved å bruke plateteori ved Mindlin ble det observert at analysen gikk raskt gjennom. Tidligere modeller fra kapittel 5 har tatt lang tid å analysere på grunn av at 3D-elementer med fin mesh danner tyngre analyser. Færre frihetsgrader ved plateløsningen sammenlignet med 3D-elementer gjør jobben raskere å analysere.

Ved plateteori var det lett å tolke resultater da alle deformasjoner skjer i 2D.

Plateteori gir pålitelige resultater og ble sammenlignet med enkle modeller i FAP2D. Resultatene gir ikke noe informasjon om gjengestagene og andre indre krefter som forekommer.

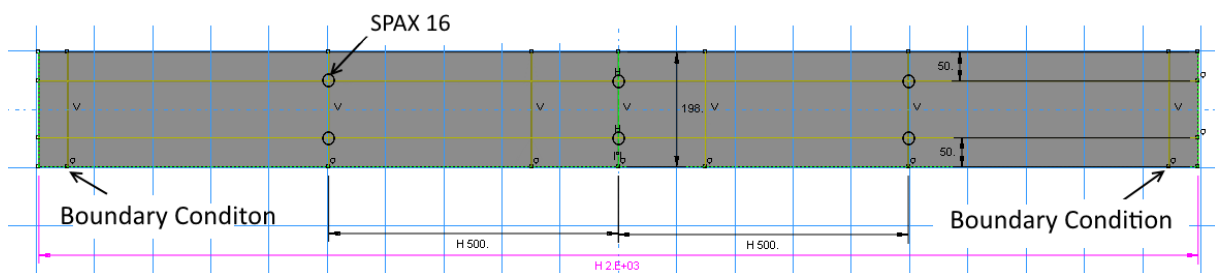
7.2 Dekke som bjelkerist

Med anbefaling fra veileder var det aktuelt å se på de indre kreftene som oppstår ved hullet av lamellene og gjengestaget. Dette kunne løses ved å modellere et stykke av dekkeplaten som en bjelkerist. Det var i første fase nok å se på effektene ved 5 lameller med en lengde på 2 m. Belastningen tilsvarer en totallast på 100 kN. Lasten vil likevel økes lineært og kan sammenlignes ved ulike tidssteg i analysen. For de neste to delkapitler vil det bli brukt 80 kN.

7.2.1 Modell og Geometri

Det ble opprettet en modell med 5 bjelker med dimensjon 48 x 198 x 2000 mm som ble belastet på lamellen i senter med en lastflate på 300 mm.

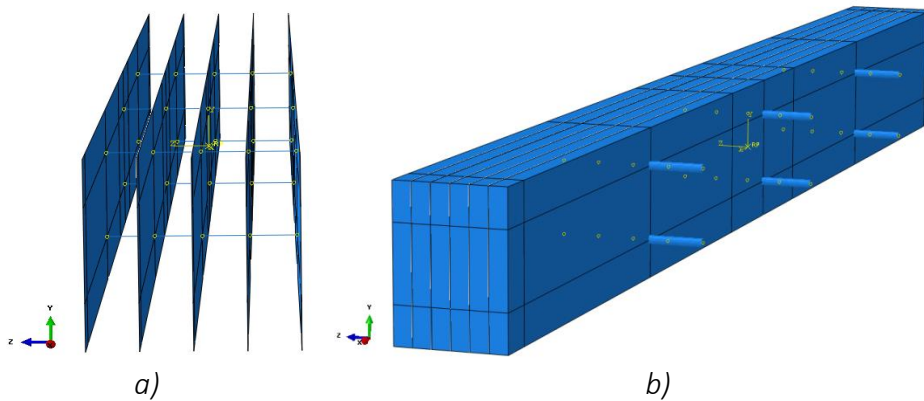
Gjengestag ble satt til SPAX16 med effektiv stagtykkelse på \varnothing 12 mm. Det ble brukt SPAX isteden for SFS for å unngå at stagene ble for stive og all deformasjon skjedde i lamellene. Figur 7.3 viser hullkonfigurasjon og plassering av opplager som er trukket inn 50 mm på hver side.



Figur 7.3: Hullkonfigurasjon for bjelkerist

Lamellene ble i første omgang modellert som bjelkeelementer, men dette ga kompliserte betingelser ved bruk av to knutepunkt i høyden. Lamellene ble derfor modellert som skallelement med partisjoner hvor senter av gjengestagene treffer som vist på Figur 7.3.

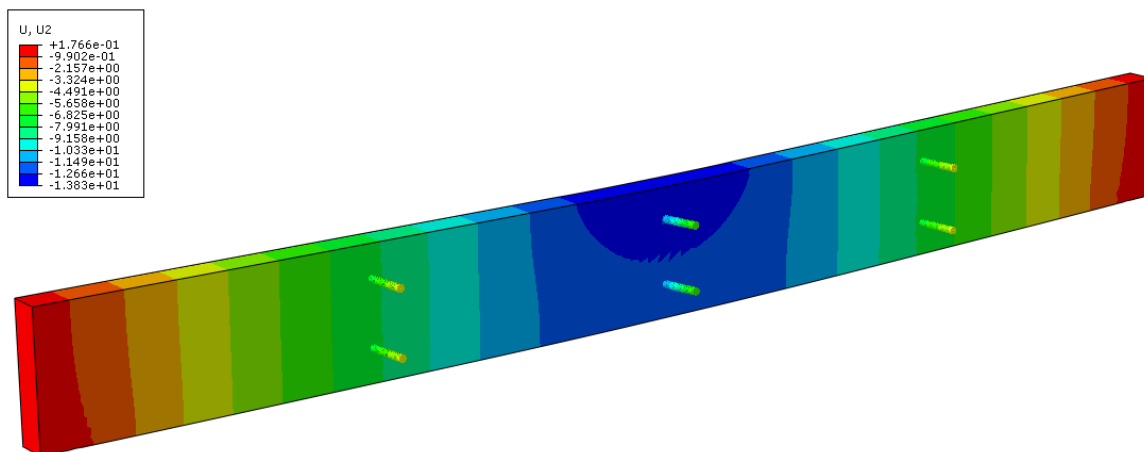
Gjengestagene ble modellert som bjelkeelementer og knyttet sammen i en komplett modell. Figur 7.4 viser den samme modellen der a) er modellen representert ved plater og bjelker uten tykkelse. For b) er modellen tilegnet tykkelsen av tverrsnittene til lamellene og gjengestagene (de to ytterste lamellene til høyre er skjult for å vise gjengestagene).



Figur 7.4: Dekke som bjelkerist

7.2.2 Resultater fra analyse

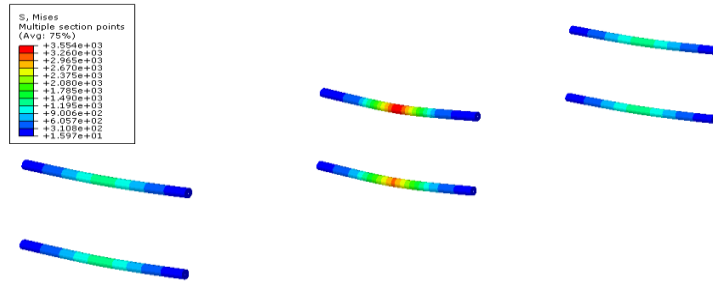
Resultatene ved 80 kN belastning viser nedbøyning av senterlamell på 13,8 mm som Figur 7.5 viser. Dette inkluderer også deformasjon av senterlamellen under lastflaten.



Figur 7.5: Nedbøyning av senterlamell

Resultater hentet fra noder i bunn av dekket viste vertikal forskyvninger 12,5 mm for senterlamell og for nabolamellene 9,6 mm. Kantlamellene hadde forskyvning på 5,7 mm.

Spenningene i gjengestagene ved 80 kN viser at den sentrerte i topp fikk størst spenning på 3554 N/mm^2 mens staget under fikk 3017 N/mm^2 spenning. Figur 7.6 viser spenningene fordelt over gjengestagene.



Figur 7.6: Spenning gjengestag

7.2.3 Oppsummering - bjelkerist

Ved bruk av bjelkerist som modell er det ingen fysisk tykkelse på lamellene, men et definert tverrsnitt. Det er derfor ingen form for kontakt mellom lamellene. Dette vil gi for store vertikale forskyvninger. Det ble heller ikke mulig å se på hullkantrykk ved lamellene.

Ved bruk av plater som lameller, ga dette en skjærkraft som en tynn "kuttflate" på stagene som vil øke spenningene. En mer korrekt modell vil isteden fordele skjærkraften mer til siden og dermed vil spenningene gå ned.

Ved å modellere dekket som bjelkerist er knutepunktene mellom lamell og gjengestag definert som punkter som analyseres over X og Y retningen. Det ble derfor ikke mulig å se på virkningene av inntrekk av gjengestag.

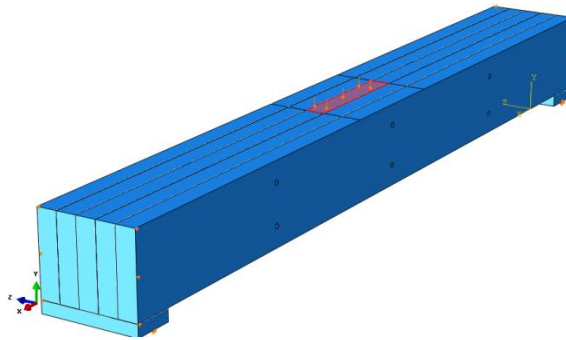
Modellen viser forskyvning av lameller og spenninger i gjengestag, men modellen anses som en grov indikasjon for konseptet.

7.3 Volumelementer

Dekket ble videre analysert ved bruk av volumelementer, med samme dimensjoner for gitterrist. Volumelementer ble valgt fordi det kan bedre representere det fysiske problemet. Ulempen er større behov for CPU-tid ved analysen.

7.3.1 Modell og Geometri

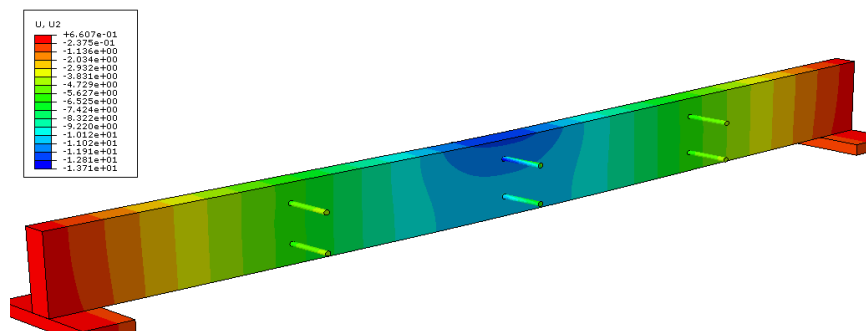
Ved å bruke volumelementer ble modellen raskt laget og lastflaten fikk en mer korrekt flate for spredning av lasten. Figur 7.7 viser sammenstillingen av modellen klar til analyse. Opplager er av dimensjon $30 \times 100 \times 240 \text{ mm}$.



Figur 7.7: Dekket av volumelementer

7.3.2 Resultater fra analyse

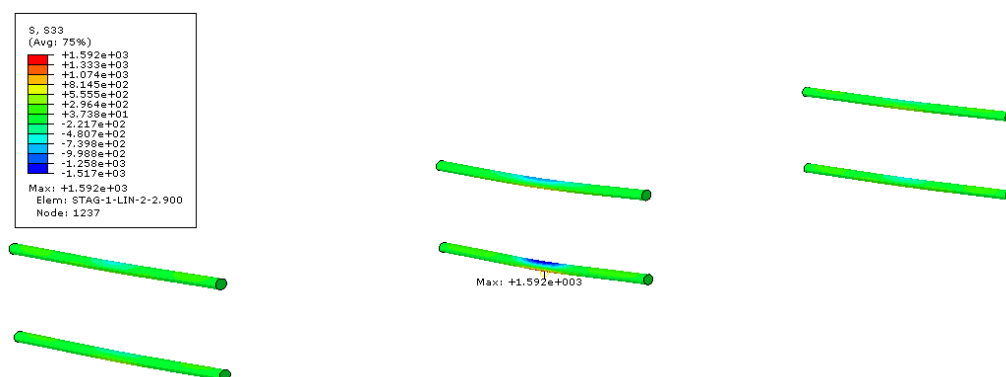
Figur 7.7 viser belastning på 80kN og har omtrent samme nedbøyning på 13,7 mm som for bjelkerist. Denne modellen inkluderer også mindre nedbøyning av gjengestagene.



Figur 7.8: Nedbøyning av senterlamell

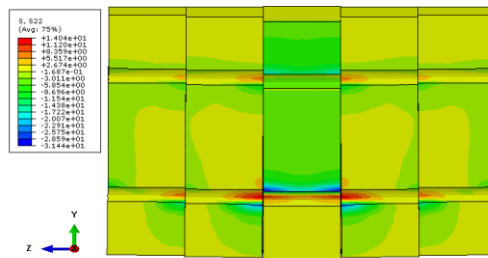
Resultater hentet fra noder i bunn av dekket viste vertikale forskyvninger 10,5 mm for senterlamell og for nabolamellene 8,5 mm. Kantlamellene hadde forskyvning på 6,9 mm.

Spenningene i gjengestagene ved 80 kN viser at det sentrerte staget i bunn fikk størst spenning på 1592 N/mm², mens staget over fikk 1000 N/mm² spenning. Figur 7.9 viser spenningene fordelt over gjengestagene.



Figur 7.9: Spenning av gjengestag

Figur 7.10 viser spenning vertikalt i snitt ved senter av bjelken. Figuren viser at spenningen øker ved hullkanten.



Figur 7.10: Snitt senter av dekket

7.3.3 Oppsummering - bruk av volumelementer

Ved bruk av volumelementer kom det frem at gjengestagene bidrar i større grad enn for bjelkeristen. Senterlamell for volumelementene får 2 mm mindre forskyvning og kantlamellene 1,2 mm mer. Dette er en effekt som også stemmer mer med virkeligheten.

Spenningene i gjengestagene blir halvert for største verdi og viser et spenningsfelt som også viser ulike verdier for strekk og trykk på et gjengestag. Dette samsvarer mer med virkeligheten, i motsetning til bjelkeristen som har gjengestag modellert som bjelkeelement.

Lamellene viser detaljert spenningsfelt langs hullet og rundt hullkanten som er kritisk ved påvisning av Johansens flyteledteori.

7.4 Diskusjon og veien videre for oppgaven

Ved analysene ble det observert flere aspekter ved konseptet etterhvert som detaljeringen økte. Det vil derfor videre fokuseres på analyser bestående av volumelementer.

Ved detaljerte modeller fikk vi også økt effekt av gjengestagene som viser at det bør gjøres forsøk for konseptet. Det er derfor nødvendig å lage flere enkle testmodeller som tar for seg de forskjellige problemområdene.

Det har frem til dette kapitlet blitt brukt ulike tredimensjoner, trekvalitet, gjengestag, hullkonfigurasjon, laster og dekkeoppsett. Det vil videre i oppgaven fokuseres på enklere rammer for å påvise konseptet.

8 Forsøk - Gjengestag

Med bakgrunn i beregningene og analysene fra kapittel 6 og 7 ble det gjort forsøk av gjengestag-konseptet. Dette kapittelet tar for seg valg av dimensjoner, geometri og beregninger som ligger til grunn for estimert bruddlast og hullkantavstander. Videre følger testprosedyre, testresultater og evaluering av resultater. Det vil følgende vises beregninger og resultater av relevans. Disse finnes i sin helhet i vedlegg der det blir spesifisert.

8.1 Valg av materialer

8.1.1 Lameller

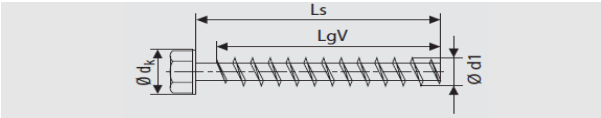
Lamellene ble valgt etter hva som var tilgjengelig i klimarommet i laboratoriet på instituttet. Rommet holder en temperatur på 20°C og relativ luftfuktighet på 60 %. Dette gjør at kvaliteten på trevirket opprettholdes. Tilgjengelige dimensjoner som ble valgt følger under i tabell 8.1.

Bredde [mm]	Høyde [mm]	Kvalitet
62	225	GL30c
90	270	GL30c
140	176	GL30c
165	270	GL30c

Tabell 8.1: Tilgjengelige dimensjoner for test

8.1.2 Gjengestag

Gjengestagene ble også valgt etter tilgjengeligheten på laboratoriet, samt Johansen beregninger hvor det ble forsøkt å utnytte kapasiteten i stålet. Dette førte til at SPAX 16 mm ble valgt.



d_k	26 mm
L_s	1600 mm
Hode	22 mm
\varnothing_{indre}	12 mm
\varnothing_{ytre}	16 mm

Tabell 8.2: SPAX 16 gjengestag

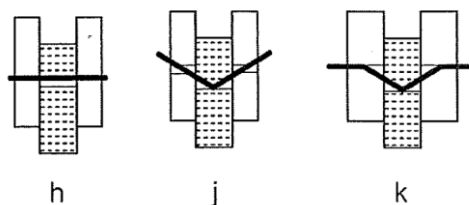
Gjengestagene har lengde på 1600 mm. For best mulig utnyttelse av disse, blir teststykkene skrudd sammen, deretter kappes utstikkende del som senere skrues i de neste stykkene.

8.1.3 Geometri av teststykkene

Ved å bruke eksisterende lameller tilgjengelig på klimarommet, ble det fokusert på flere små tester, istedenfor ett stort dekke. På denne måten kan ulike tester fokusere på ulike aspekter ved konseptet.

8.1.3.1 Skjærttest

Ved bruk av gjengestag er bruddkriteriet i NS-EN 5-1-1 kapittel 8.2 (*Tverrbelastede stavformede forbindelser*) relevant. Det var derfor nødvendig med teststykker som skulle kontrollere skjærkapasiteten for dobbeltsnittede forbindelser. Figur 8.1 illustrerer aktuelle bruddformer for dobbeltsnittede forbindelser.



Figur 8.1: Johansenbrudd h, j og k [12]

De ulike breddene skal gjøre et utvalg som spenner over et stort område og gi forskjellige bruddformer som i Figur 8.1. For å få et pålitelig resultat ble det gjort tre tester av hver dimensjon. Følgende viser forsøksmatrise for skjærtestene som ble gjort:

F	Navn tester	Dim.lameller bxhxL			Antall	Tot. bredde	Antall tester
	x=1/2/3						
	S90-62-3-x	62	225	400	3	186	3
	S90-90-3-x	90	270	400	3	270	3
	S90-140-3-x	140	177	400	3	420	3

Tabell 8.3: Forsøksmatrise Skjærtester

8.1.3.2 Momentttest

For at konseptet skal fungere i et dekke, ble det gjort momentttester tilsvarende som for skjærtestene, men her ble den totale bredden satt til å være tilnærmet en meter. Antall lameller måtte være oddetall for å få symmetri på teststykkene. Følgende viser forsøksmatrise for momentttestene som ble gjort:

F	Navn tester	Dim.lameller bxhxL			Antall	Tot. bredde	Antall tester
	M62-15-880	62	225	400	3	930	1
	M90-11-940	90	270	400	3	990	1
	M165-7-1105	165	270	400	3	1155	1

Tabell 8.4: Forsøksmatrise Momentttester

8.2 Beregninger for forsøk

Estimering av bruddlaster ble gjort ved beregninger av teststykkene iht. NS-EN 5 med utgangspunkt i uttrekkskapasiteten $F_{ax,Rk}$ og Johansenbrudd. Ved fastsatte dimensjoner på lamellene og gjengestag var det bare hullkantavstanden som var ukjent. Iflg NS-EN 5 blir belastet kant satt til 45,5 mm ved bruk av SPAX 16. I samråd med veileder ble det bestemt at hullkantavstanden skulle optimaliseres for skjær og momentvirkninger. Det antas at skjær avtar lineært ved flytting av hull ut mot sidekantene [32]. Moment vil øke lineært med kraftpar med en indre momentarm Z . Det ble også antatt at belastet kant vil være både topp og bunn.

8.2.1 Kapasitetsberegninger

For beregningene vedrørende uttrekkskapasiteten $F_{ax,Rk}$ ble det nyttet en effektiv lengde l_{ef} på halve lysåpningen av momenttestene. Denne bruddformen vises i Figur 6.2. For bestemmelse av johansenkapasiteten $F_{v,joh}$ ble tykkelsene t_1 , t_2 og l_{ef} satt til lamelltykkelsen. Dette vil gi bruddformene som tidligere vist i Figur 8.1. Resultatet av beregningene gis i tabell under. Disse finnes i sin helhet i *Vedlegg D - Estimering av bruddlast – Testoppsett*.

Dimensjon	$F_{ax,Rk}$ [kN]	$F_{v,joh}$ [kN]
M62-15-880	56,9	42,9
M90-11-940	60,4	65,1
M165-7-1105	69,9	68,1

Tabell 8.5: Kapasitet Teststykker

8.2.2 Optimalisering hullkant-avstander

Ved bruk av det analytiske programmet Maple 18 ble hullkant-avstander optimalisert. a_{4t} ble satt til 48 mm. Lysåpning l og høyde h ble satt iht. forsøksmatrisen i tabell 8.3. Ved å snu momentformel for enkel punktlast på et fritt opplagt dekke, ble den første formelen satt til:

$$P = \frac{F_{ax,Rk} * Z * 4}{l} \quad (8.1)$$

Hvor:

$z = h - 2x$	Momentarm
$F_{ax,Rk}$	Uttrekkskapasitet iht. tabell 8.5
l	Lysåpning

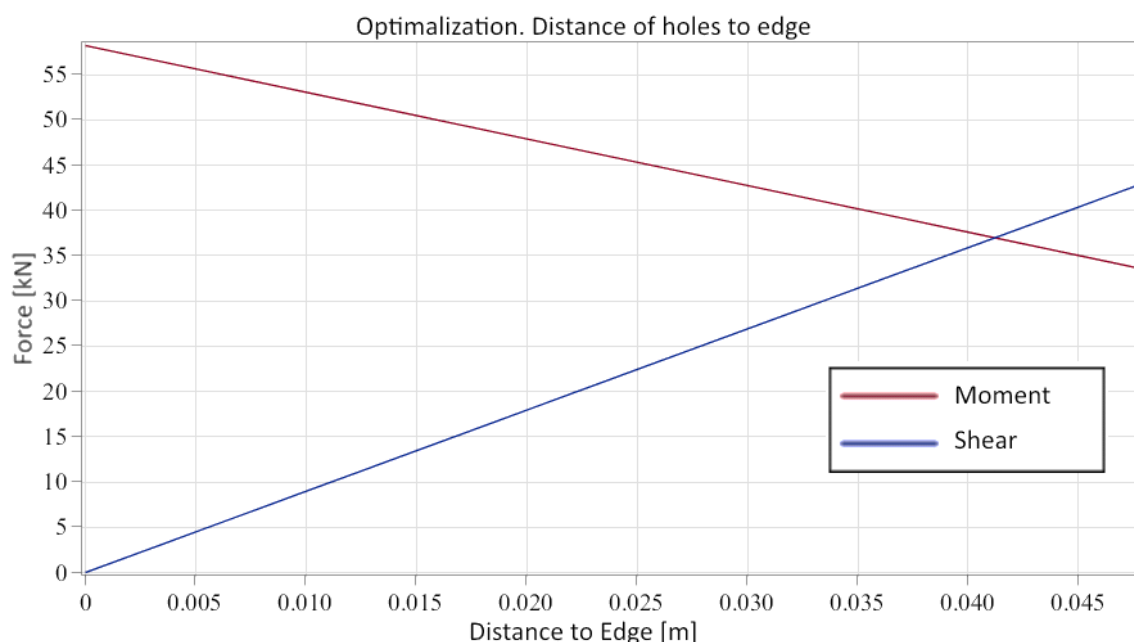
Ved å bruke Johansenkapasiteten som et ledd i skjærkraft-uttrykket fås følgende formel:

$$F_{v,Rd} = F_{v,joh} * \left(\frac{x}{a_{4t}} \right) \quad (8.2)$$

Hvor:

x	Kantavstand
$F_{v,joh}$	Johansenkapasitet iht. tabell 8.5
a_{4t}	Initiell kantavstand iht. NS-EN 5

Formlene ga oss to uttrykk med en ukjent som vist i figur under. Dette er for M90-11-940 teststykket. Disse optimaliseringene for alle momenttestene finnes i sin helhet i *Vedlegg E – Optimalisering av kantavstander*.



Figur 8.2: Optimalisering av kantavstand. 90 mm lameller

For alle optimaliseringer ga dette følgende hullkantavstander og estimerte bruddlaster:

Dimensjon	P_{optimal} [kN]	$a_{4t,\text{optimal}}$ [mm]
M62-15-880	36,88	42
M90-11-940	50,31	38
M165-7-1105	50,34	36

Tabell 8.6: Estimert bruddlast og hullkantavstander

8.3 Prosedyre

8.3.1 Underlag

Til sammen 12 tester ble utført iht. NS-ISO 6891 [33] og forboringskrav satt i NS-EN 5.

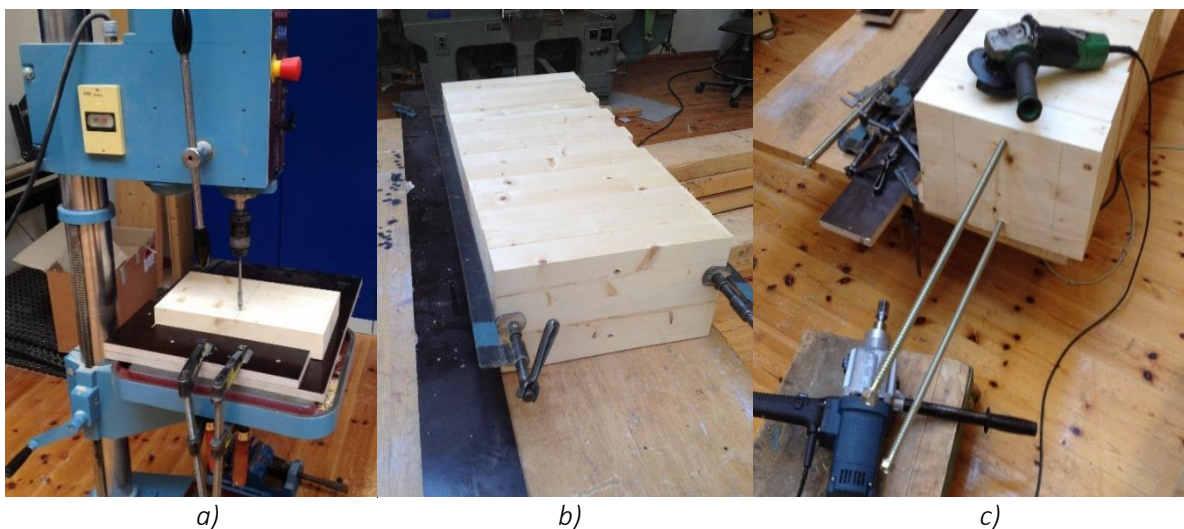
Materialer skal ligge minst mulig utenfor klimarommet ved produksjon og gjennomføring av forsøkene for å opprettholde fuktighet og kvalitet.

Tidsplan ble grovt planlagt å ta tre uker. Dvs: uke 19,20 og 21.

8.3.2 Produksjon av teststykker

Produksjon av testforbindelser stiller store krav til nøyaktighet. Dette for å oppnå gyldige resultater. Gruppen har hatt fokus på effektiv produksjon på grunn av kort tidsfrist. Stykkene ble først kappet til ca. 400 mm lengder. Årsaken til den korte lengden var lite tilgjengelig treverk på instituttet.

Hullene ble produsert etter tabell 8.6 ved hjelp av benkboremaskin med 12 mm bor (Figur 8.3a) og selvprodusert anlegg for rask produksjon. På grunn av ulike lengder på lamellene (kan ses på Figur 8.3b) ble alle lameller satt med samme hjørne inntil anlegg. Stykkene ble satt sammen med samme hjørne på en sammenstillingsbenk og tvunget sammen (Figur 8.3b). Dette ble gjort for å unngå at gjengestagene skyver lamellene fra hverandre. Det ble også unngått å bruke for stor kraft på tvingene for å unngå friksjonskrefter mellom lamellene som kan forstyrre testresultatene.



Figur 8.3: Montering og produksjon av teststykker

Ved montering av gjengestag ble det brukt boremaskin BOSCH GBM 32-4 med mutter på 22 mm (Figur 8.3c). vinkelsliper med kappskive ble brukt for å kappe resterende stag-ende til videre bruk.

8.3.3 Observasjoner gjort ved produksjon

Observasjoner av relevans:

Lengder på alle stykker: Initielt var det tenkt å bruke lamellengder på 500 mm for å være på den sikre siden og unngå splitting av lamell langs fiberretning. På grunn av manglende treverk ble denne satt til 400 mm for å kunne gjennomføre alle tester. NS-EN 5 sier at belastet ende må være større enn $7d = 84$ mm. Noen stykker ble målt med avvik på 20 mm som tilsvarer en belastet endelengde på 180 mm.

S90-62-3-1, S90-62-3-2 og S90-62-3-3: Hullkantavstanden ble i ettertid målt fra 42 mm til 48 mm. Dette på grunn av at den første boren som ble brukt var så myk at den tvang seg ut til siden av lamellen og forskjøv hele anlegget. Dette antas å ikke forstyrre resultatene av skjærtesten. På de neste testene ble det brukt en annen type bor som var av stivere sort.

M165-7-1105: Den ene lamellen har to stykk gjengestag av typen SFS 20 montert i seg. Dette var fra en tidligere test. Lamellen måtte brukes for å få gjennomført testen, men prosjektgruppen kappet lamellen, slik at de ikke kom i konflikt med SPAX gjengestagene.

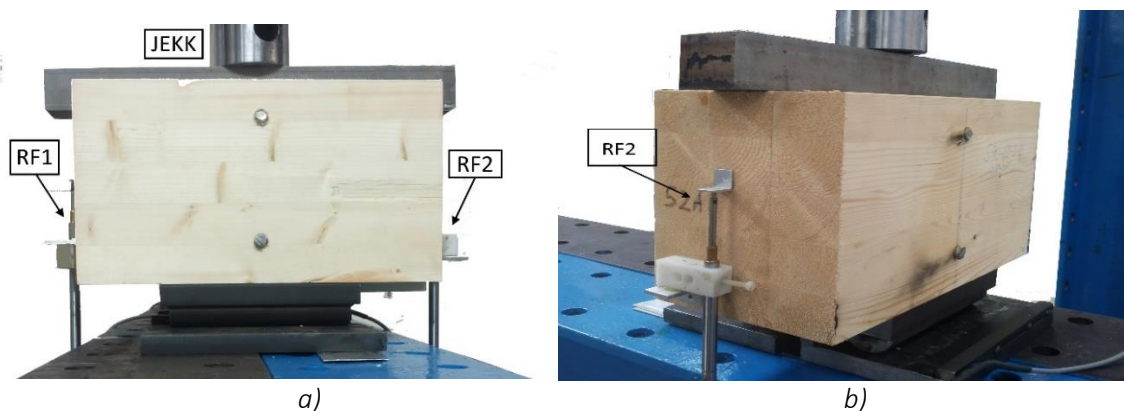
8.3.4 Beskrivelse av testoppsett

8.3.4.1 Jekk

Belastningsjekken har en kapasitet på 1000kN og har blitt satt opp til et annet forsøk av en annen prosjektgruppe. En rask modifisering var å sette to stk HEB200 bjelker under. Slik kunne vi raskt endre lysåpninger for de ulike testene. Nedbøyning og kapasitet av bjelkene ble sjekket og godkjent før bruk. Dette gikk ikke ut over målingene som ble gjort.

8.3.4.2 Skjærtester

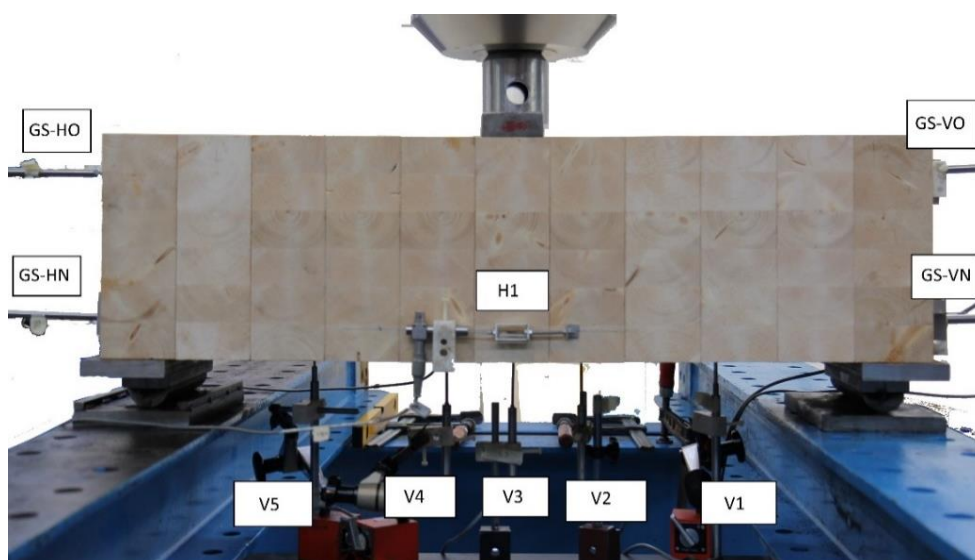
Ved skjærtestene ble oppsettene som vist på Figur 8.4. Opplager bestod av to stk rullelager med bredde på 60 mm som ble sentrert under sidelamellene. Under jekk, som ble sentrert i forhold til teststykke, ble en lastflate tilsvarende lamelltykkelse brukt for å unngå knusing av fiber.



Figur 8.4: Oppsett Skjærtester

8.3.4.3 Momenttester

Samme konfigurasjon som for skjærtestene. HEB200 bjelkene ble under momenttestene tilpasset spennet for de ulike stykkene. Rulleopplager med bredde på 60 mm ble plassert jevnt med de ytterste lamellene.



Figur 8.5: Oppsett Momenttester – M90-11-940

8.4 Belastning

8.4.1 Måleinstrument

Tabell 8.7 viser oversikten over måleinstrumenter som ble benyttet for skjærtesten. RF står for relativ forskyvning mellom den sentrerte lamellen og nabolamell. Det ble satt på en på hver side, slik at ulike skjevstillinger ble fordelt gjennomsnittlig. Figur 8.4 viser plasseringen av måleinstrumentene.

Navn	Måling	Posisjon
Jekk	Last og posisjon av jekk	Jekk
RF1	Relativ forskyvning vertikalt	Venstre side. Festes til senter- og sidelamell.
RF2	Relativ forskyvning vertikalt	Høyre side. Festes til senter- og sidelamell.

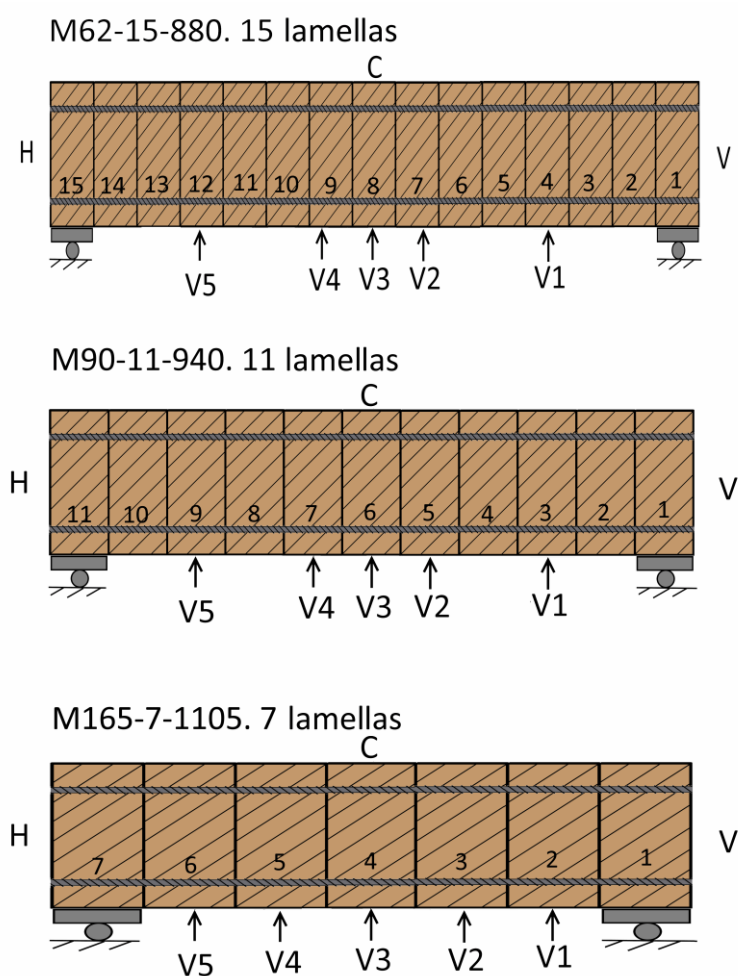
Tabell 8.7: Måleinstrument Skjærtester

Tabell 8.8 viser oversikten over måleinstrumenter som ble benyttet for momenttesten. Figur 8.5 viser plasseringen av måleinstrumentene. H1 og H2 ble satt på hver side festet på nabolamellene mot senter.

Navn	Måling	Posisjon
Jekk	Last og posisjon av jekk	Jekk
V1-V5	Forskyvning vertikalt	Under lameller
GS-HO	Inn-/Uttrekk av gjengestag	Høyre kant. Oppe
GS-HN	Inn-/Uttrekk av gjengestag	Høyre kant. Nede
GS-VO	Inn-/Uttrekk av gjengestag	Venstre kant. Oppe
GS-VN	Inn-/Uttrekk av gjengestag	Venstre kant. Nede
H1	Horisontal momentglippe senter	Høyre side senter
H2	Horisontal momentglippe senter	Venstre side senter

Tabell 8.8: Måleinstrument Momenttester

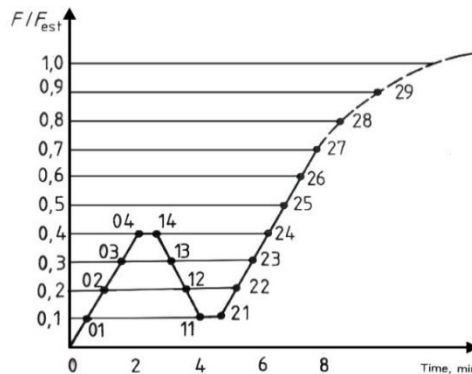
På grunn av manglende vertikale forskyvningsmålere på laboratoriet ble det gjort et utvalg av relevante lameller som ble målt ved momenttestene. Følgende Figur 8.6 viser målte lameller:



Figur 8.6: Posisjon. Vertikal forskyvning

8.4.2 Lastprosedyre

Lastprosedyren ble utført iht. NS-ISO 6891 som vist på Figur 8.7. Last skal påføres med jevn økning til det er oppnådd 40 % av estimert last. Deretter holdes lasten konstant i 30 sekund. Lasten reduseres jevnt til 10 %. Så holdes lasten konstant i 30 sekund før den økes til brudd. Lasten påføres i noen minutter etter bruddet inntreffer [33]. Pålastingshastigheten blir gitt ved forskyvning i mm/sek. Ved lastingen opp til 40 % ble hastigheten satt til 0,02 mm/sek og etter 10 % lasting til brudd ble pålastingshastigheten satt til 0,05 mm/sek.



Figur 8.7: Lastprosedyre [33]

For forsøkene vil den estimerte lasten F_{est} tilsvare den optimerte bruddlasten $P_{optimal}$ fra tabell 8.6. Følgende viser tabell 8.9 de ulike forsøkene og last iht NS-ISO 6891:

Navn	F_{est} [kN]	40% F_{est} [kN]	10% F_{est} [kN]
M62-15-880	36,88	14,75	3,68
M90-11-940	50,31	20,12	5,03
M165-7-1105	50,34	20,14	5,03
S90-62-3-x	36,88	14,75	3,69
S90-90-3-x	50,31	20,12	5,03
S90-140-3-x	65,00	26,00	6,50

Tabell 8.9: Lastprosedyre verdier

8.4.3 Framgangsmetode

Kronologisk fremgangsmåte for forsøk:

- Uthenting teststykke fra klimarom
- Sentrere teststykke og opplager på jekk
- Montere og fin-innstille måleinstrumenter
- Påføring last
- Observasjon og registrering av deformasjoner
- Legge tilbake deformert teststykke til klimarom
- Splitte teststykke for observasjon og registrering av indre deformasjoner
- Fukt- og densitetsmålinger

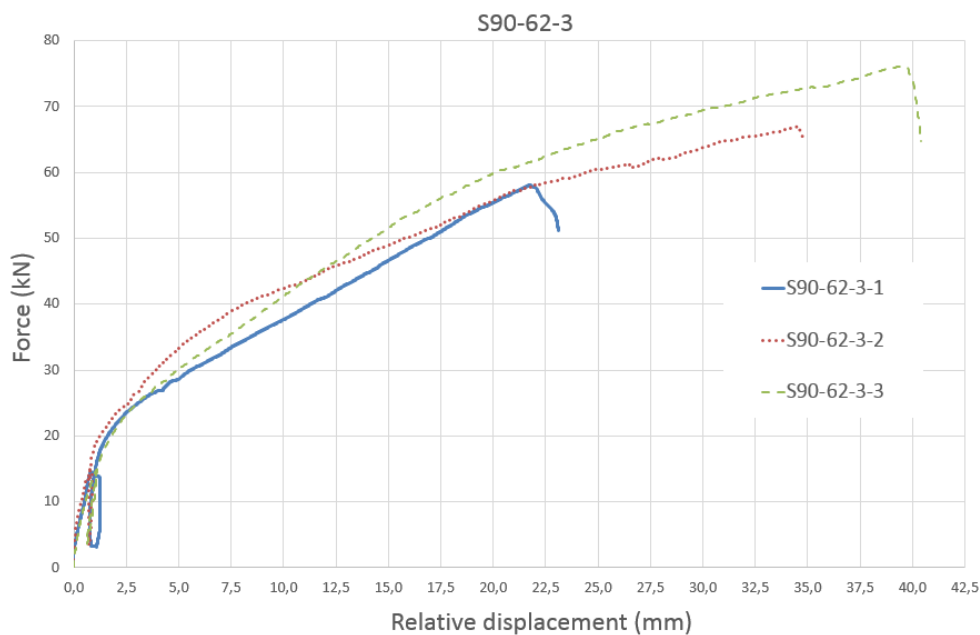
8.5 Resultater – Skjærtester

Resultatene fra skjærtestene omfatter fremstilling uthentet fra måleinstrumentene ved forsøkene. NS-ISO 6891 anbefaler at hvis den estimerte lasten viser feilmargen over 20 % bør lasten korrigeres [33]. Dette ble ikke gjort, da lastkonfigurasjonen ikke vil gi bruddform som er dimensjonerende etter Johansen. Målet med skjærtestene er at de også skal gi data til videre modifisering av FEM-modeller.

Data ble evaluert i Microsoft Excel og fremstilt grafisk ved diagram med alle tre testene sammenstilt. Relativ forskyvning er hentet fra gjennomsnittet av de to vertikale forskyvningsmålerene RF1 og RF2 fra Figur 8.4. Det henvises videre til digitale vedlegg 8.5 *Resultater – Skjærtester* for komplette data og bilder fra forsøkene vedlagt digitalt.

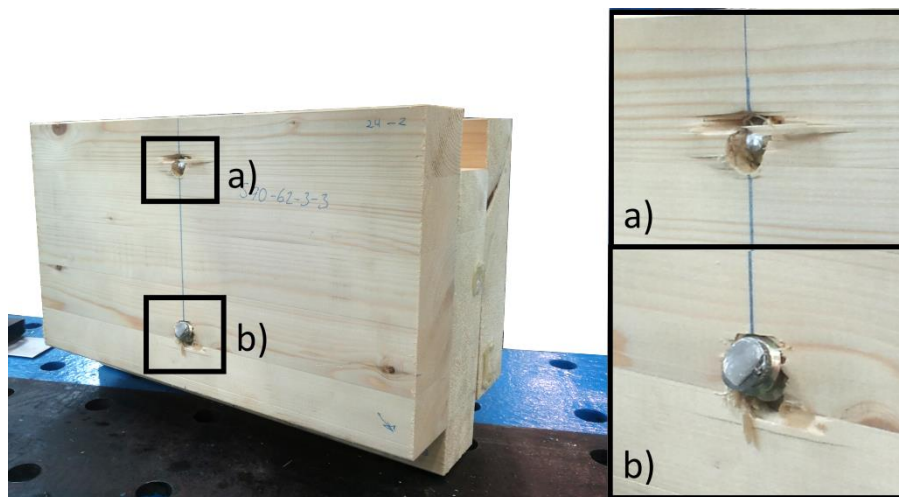
8.5.1 S90-62-3

S90-62-3-1/2/3 ble utført 12.05.2015 og diagrammet under viser kraft som funksjon av relativ forskyvning i mm. Av grafene kan det se ut som testene gikk til brudd, men dette viser avlastning når forsøket ble avbrutt. Belastningen ble avsluttet, fordi det ikke oppstod noe brudd.



Figur 8.8: S90-62-3: Kraft/Relativ forskyvning

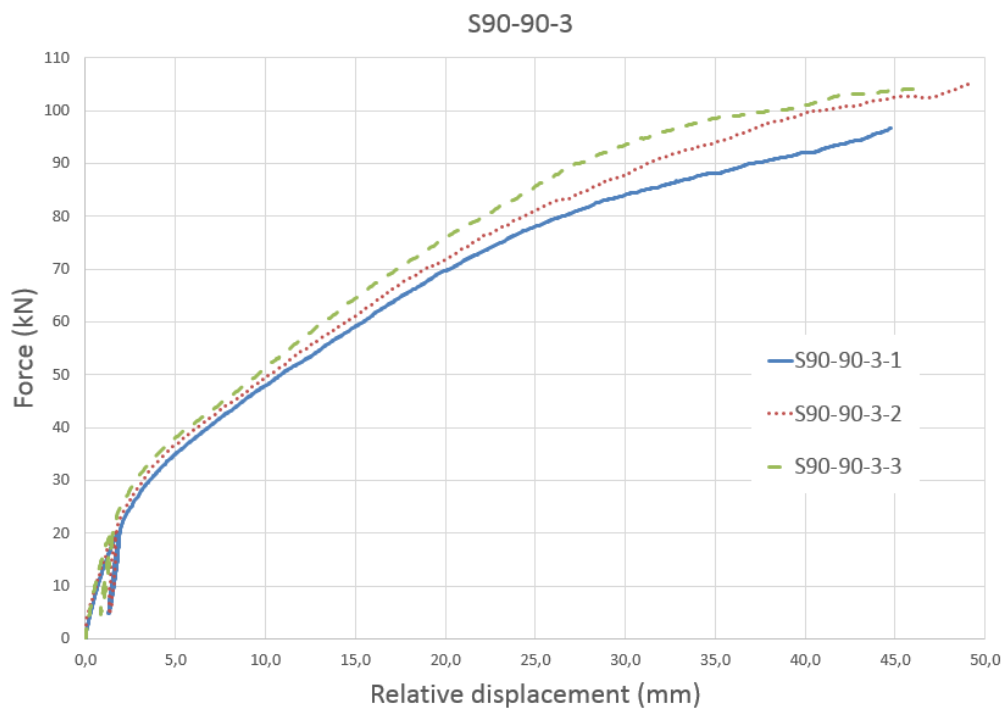
Figur 8.9 viser S90-62-3-3 som er deformert etter test. Gjengestagene har bøyd seg og blitt trukket inn i lamellene. Lastflate og oppleggsflate tillot ikke splitting av treverk langs fiberretning. Derfor fikk teststykkene så stor kapasitet. Det viktigste er likevel den relative forskyvningen ved de ulike krefter i størrelseorden opp til den estimerte bruddlasten, fordi data vil bli benyttet ved korrigerende og modifisering av FEM-modell.



Figur 8.9: S90-62-3-3: Deformert teststykke

8.5.2 S90-90-3

S90-90-3-1/2/3 ble utført 12.05.2015 og diagrammet under viser kraft som funksjon av relativ forskyvning i mm. Igjen ble det store deformasjoner.



Figur 8.10: S90-90-3: Kraft/Relativ forskyvning

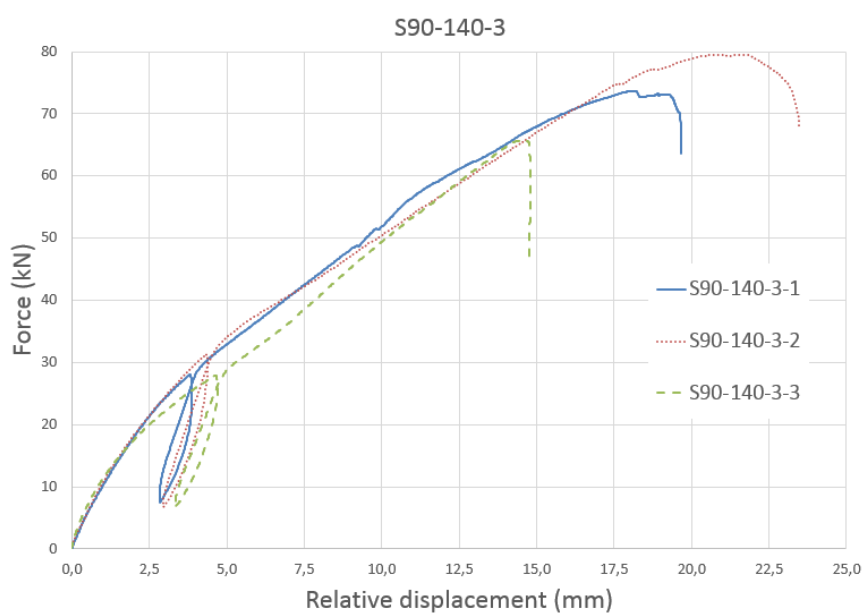
Figur 8.11 viser deformasjon av overside a) og underside b) av lamellene på test S90-90-3-3. Som tidligere nevnt observeres det at brudd forhindres av lastflate og oppleggsflate.



a) b)
Figur 8.11: S90-90-3-3: Deformasjon av teststykke

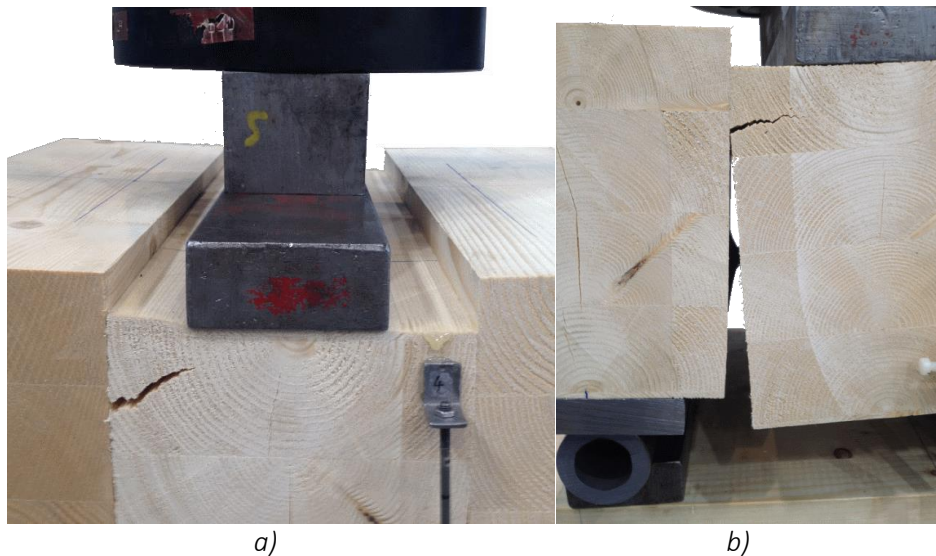
8.5.3 S90-140-3

S90-140-3-1/2/3 ble utført 20.05.2015 og diagrammet under viser kraft som funksjon av relativ forskyvning i mm. Denne testen ble bestemt i samråd med veileder i etterkant av utførte tester gjort fram til 19.05.2015. Denne ble utført på samme måte som de to tidligere skjærttestene, men med en lastflate med bredde på 85 mm og opplagerflate på 100 mm. Dette tillot et mer realistisk brudd og dermed en lavere last.



Figur 8.12: S90-140-3: Kraft/Relativ forskyvning

Figur 8.13 viser bruddformer for S90-140-3-1 (a)) og S90-140-3-3 (b)).



Figur 8.13: S90-140-3: Deformasjon av teststykke

8.5.4 Oppsummering skjærtester

Tabell 8.10 viser relativ forskyvning (RF) for alle tester målt ved estimert bruddlast F_{est} og gjennomsnittlig relativ forskyvning $RF_{mean,est}$. Det er også valgt ut en verdi på $F = 30$ kN for alle tester etter 10 % lastpause og sammenlignet nedbøying RF_{mean} for alle tester.

Navn	F_{est} [kN]	nr	RF [mm]	$RF_{mean,est}$ [mm]	F_{30} [kN]	nr	RF [mm]	$RF_{mean,30}$ [mm]
S90-62-3-x	36,88	1	10,14	8,36	30	1	6,13	5,10
		2	6,83			2	4,18	
		3	8,10			3	4,98	
S90-90-3-x	50,31	1	10,99	10,34	30	1	3,54	3,17
		2	10,37			2	3,17	
		3	9,67			3	2,79	
S90-140-3-x	65,00	1	13,98	14,17	30	1	4,29	4,67
		2	14,42			2	4,43	
		3	14,10			3	5,29	

Tabell 8.10: Oppsummering skjærtester

Tabellen viser konsekvensen av korrigering av lastflate for S90-140-3 testene. Denne testen viser større RF enn for de andre testene.

8.6 Resultater - Momenttester

Resultatene fra momenttestene omfatter fremstilling hentet fra måleinstrumentene ved forsøkene. Dette tilsvarer 13 stk målepunkt tilsvarende tabell 8.8. NS-ISO 6891 anbefaler at dersom den estimerte lasten viser feilmargin over 20 % bør lasten korrigeres [33]. Fordi det bare var mulighet for å ta en test per dimensjon, ble dette ikke gjort. Momenttestene skal gi data til videre modifisering av FEM-modeller. Det var viktig å se på inntrekk av gjengestagene samt forskyvningen vertikalt av lameller i forhold til hverandre.

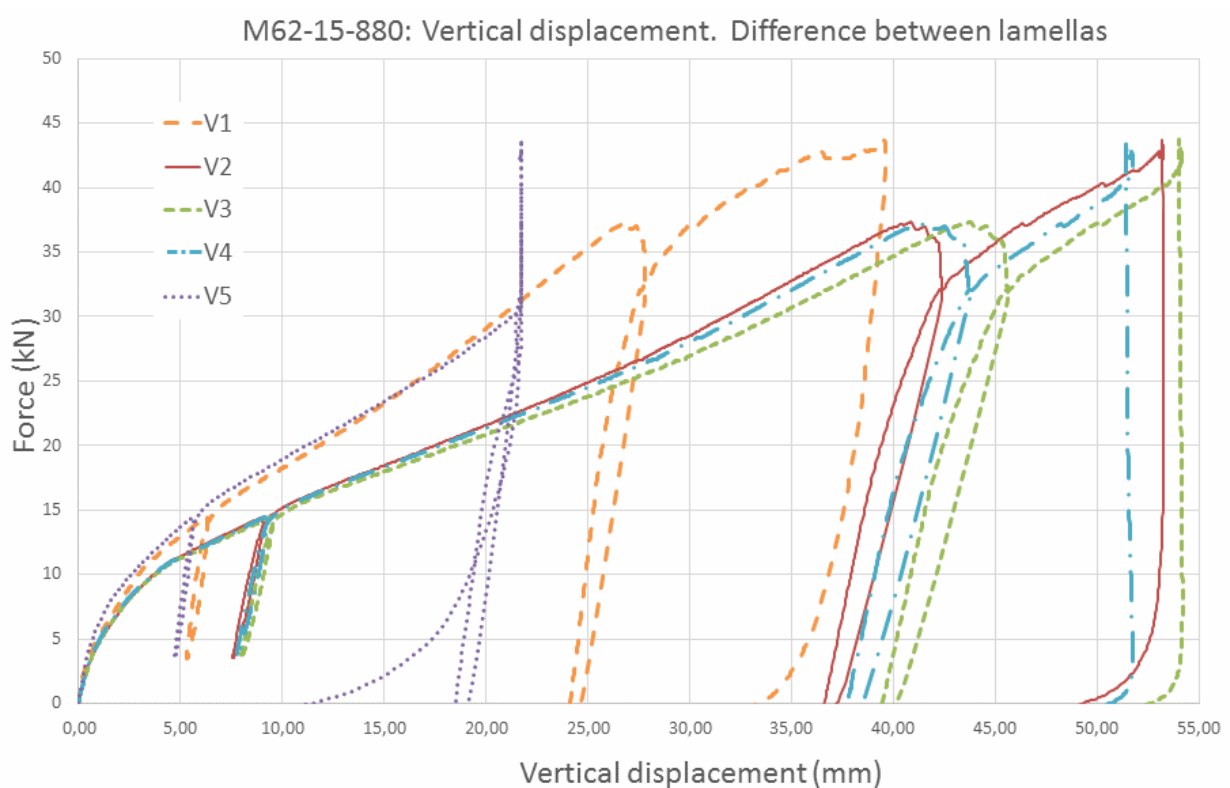
Data ble evaluert i Excel og fremstilt grafisk ved diagram med alle tre testene. Horizontal forskyvning er hentet fra gjennomsnittet av de to horisontale forskyvningsmålerene H1 og H2. Diagram for horisontal forskyvning finnes i digitalt vedlegg. Det henvises videre til digitale vedlegg: 8.6 Resultater – Momenttester for komplette data og bilder fra forsøkene.

8.6.1 M62-15-880

M62-15-880 ble utført 19.05.2015. Forsøket bestod av 15 stykk lameller med dimensjon 62 x 225 mm med GL30c kvalitet.

8.6.1.1 Vertikal forskyvning av lameller

Figur 8.14 viser vertikal forskyvning av de utvalgte lamellene iht. Figur 8.6.



Figur 8.14: M62-15-880: Vertikal forskyvning. Differanse lameller

Diagrammet viser at systemet hadde store deformasjoner. Deformasjonene var så store at jekken ikke klarte å kjøre lenger ned. Dette skjedde ved 37 kN belastning. Jekken ble derfor kjørt opp og en høyere lastflate ble satt på for videre belastning til brudd.

Instrument V5 oppnådde sitt totale måleområde ved 30 kN (20mm) og viser derfor ugyldige data etter dette punktet. Ved å ekstrapolere de gyldige målingene fra 0 til 30kN ser det ut til at V5 vil ligge litt over V1. Dette virker logisk da V1 og V5 er de ytterste posisjonene på hver side.

V3 har størst vertikal forskyvning på 54,04 mm ved bruddlast på 43,72 kN. Dette er ventet da V3 er den sentrerte måleren ved lamell nr.8 jfr. Figur 8.6.

Diagrammet viser også god symmetri på deformasjonene hvor V1 og V5 ligger i samme område. Dette gjelder også V2 og V4.

Figur 8.15 viser testoppsett før belastning a) og etter brudd b). Figuren viser også løsningen med ekstra lastflate for videre påkjenning etter 37 kN.

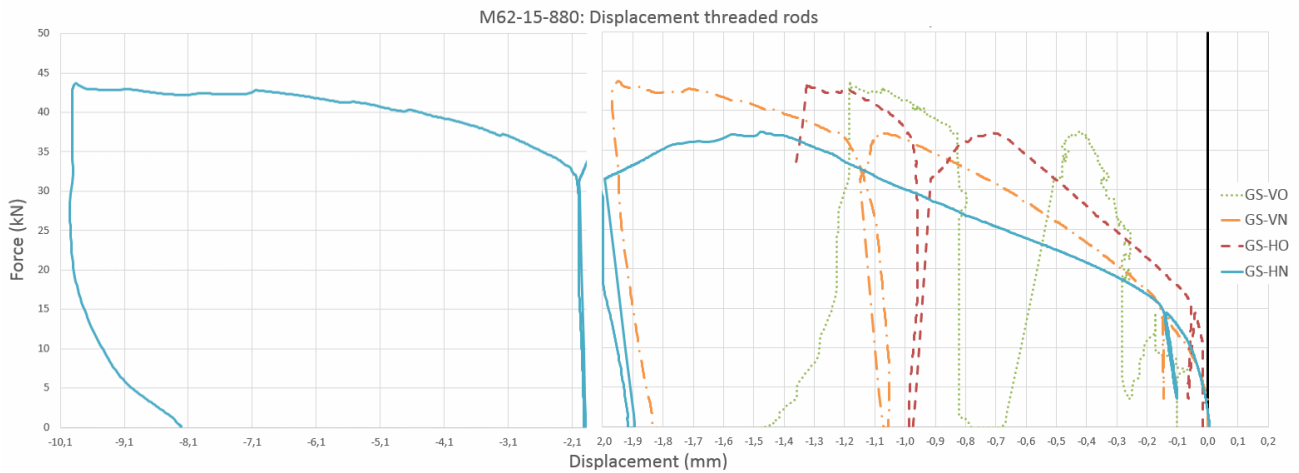
Bruddformen er skjærbrudd ved toppen av de ytterste lamellene nr.12 til 14 på høyre side jmf. Figur 8.6. På venstre side ved lamell nr.2 til 4 er det også brudd.



Figur 8.15: M62-15-880: Deformasjon av dekke

8.6.1.2 Forskyvning Gjengestag

Figur 8.16 viser forskyvning av gjengestag i henhold til Figur 8.5. Diagrammet viser både negative og positive verdier. Dette tilsier at negative verdier er inntrekk og positive verdier er uttrekk. X – verdier er splittet i to ulike inkremitter for å vise inntrekk av gjengestag nede til høyre.



Figur 8.16: M62-15-880: Forskyvning gjengestag

GS-HN viser størst inntrekk med verdi på 9,9 mm for gjengestaget. Dette kommer frem i Figur 8.17 som viser posisjonene før a) og etter brudd b)



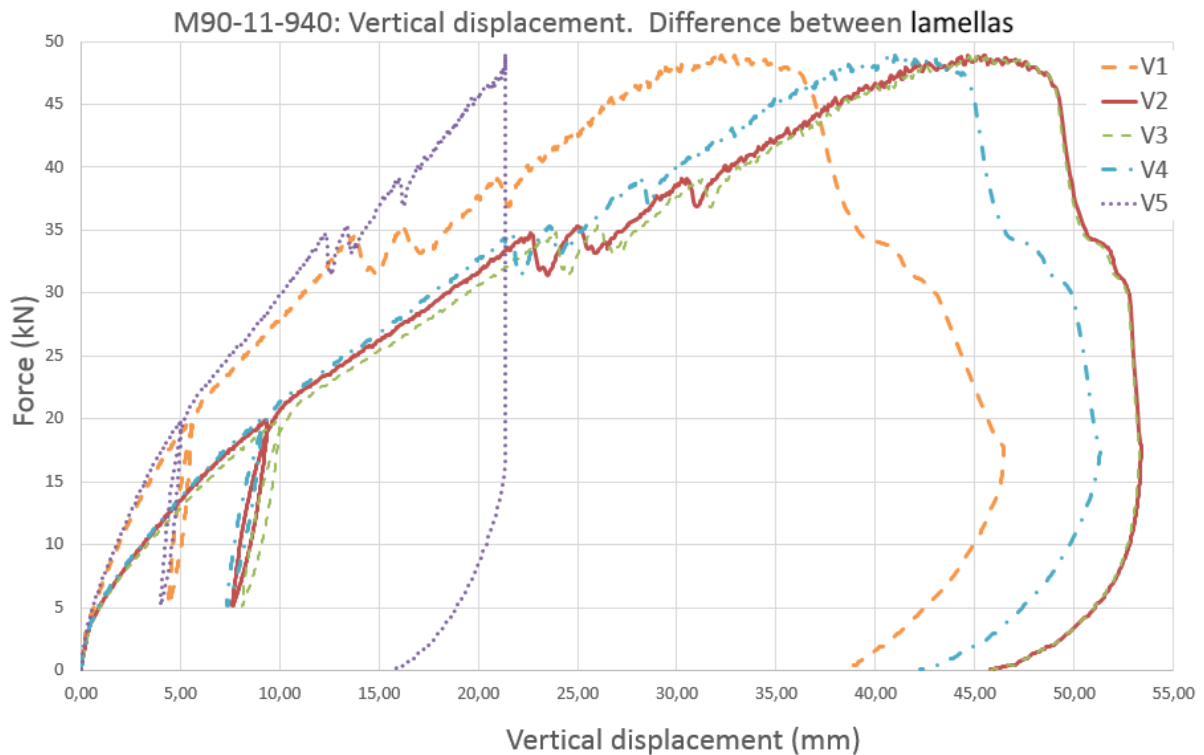
Figur 8.17: M62-15-880: Forskyvning gjengestag. Nede til høyre. GS-HN

8.6.2 M90-11-940

M90-11-940 ble utført 19.05.2015. Teststykket bestod av 11 stk lameller med dimensjon 90 x 270 mm med GL30c kvalitet.

8.6.2.1 Vertikal forskyvning av lameller

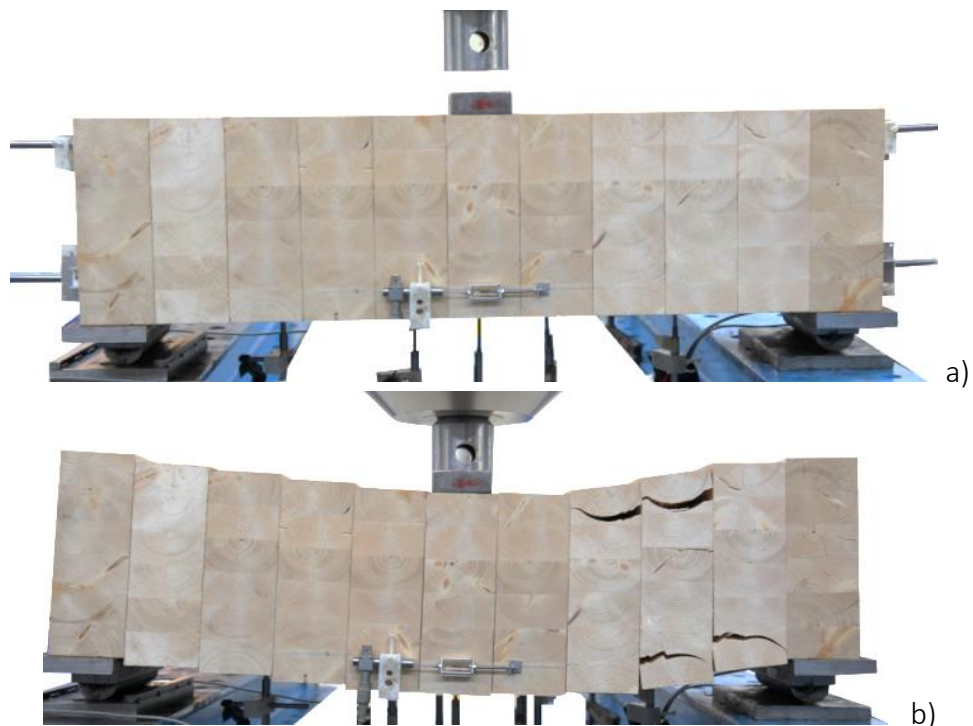
Figur 8.18 viser vertikal forskyvning av utvalgte lameller iht. Figur 8.6.



Figur 8.18: M90-11-940 : Vertikal forskyvning av lameller

V3 har største vertikal forskyvning på 45,77 mm ved bruddlast på 48,88kN. Diagrammet viser at V2 er tilnærmet lik deformasjon som tyder på en usymmetrisk deformasjon av dekket. Tilsvarende skjevhet forplanter seg utover fra V2 til V1 samt V4 til V5.

Ved 35 kN belastning inntraff første brudd. Når lasten fortsatte å øke fordelte dekket kreftene videre. Figur 8.19 viser testoppsett før belastning a) og etter brudd b).

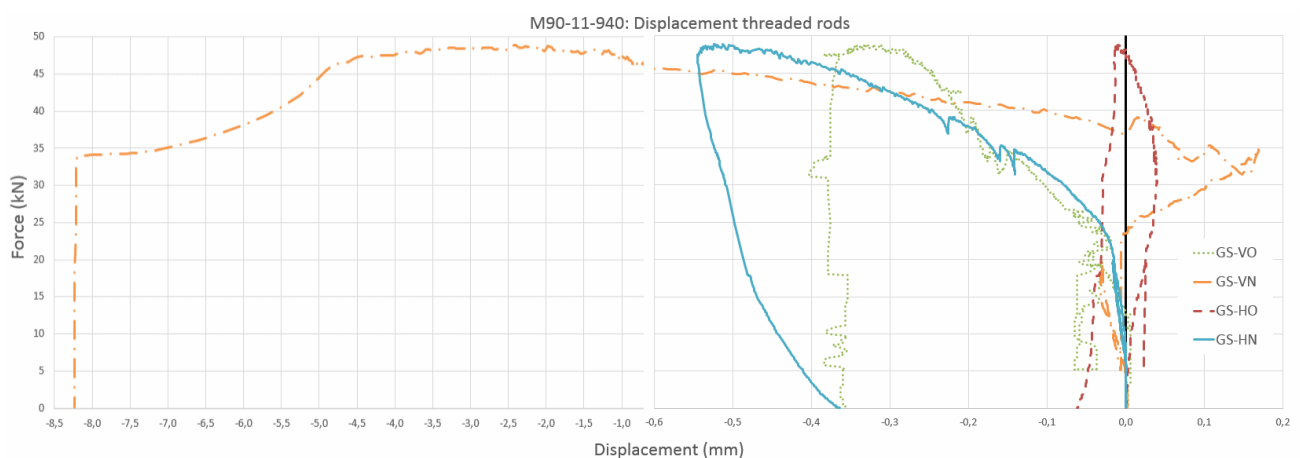


Figur 8.19: M90-11-940 : Deformasjon av dekke

I likhet med M62-15-880 oppstod det i denne testen også skjærbrudd ved de ytre lamellene. For denne testen ble det observert brudd både i topp og bunn på samme side. Dette gjenspeiles ved de usymmetriske vertikale forskyvningene V1-V5.

8.6.2.2 Forskyvning Gjengestag

Figur 8.20 viser forskyvning av gjengestag iht. Figur 8.5. Diagrammet har X – verdier som er splittet i to ulike inkremitter for å vise inntrekk av gjengestag nede til venstre.



Figur 8.20: M90-11-940: Forskyvning gjengestag

GS-VN viser størst inntrekk med verdier på 4 mm for gjengestaget ved 48,88 kN belastning. Dette kommer frem i Figur 8.21 som viser posisjonene før a) og etter brudd b):



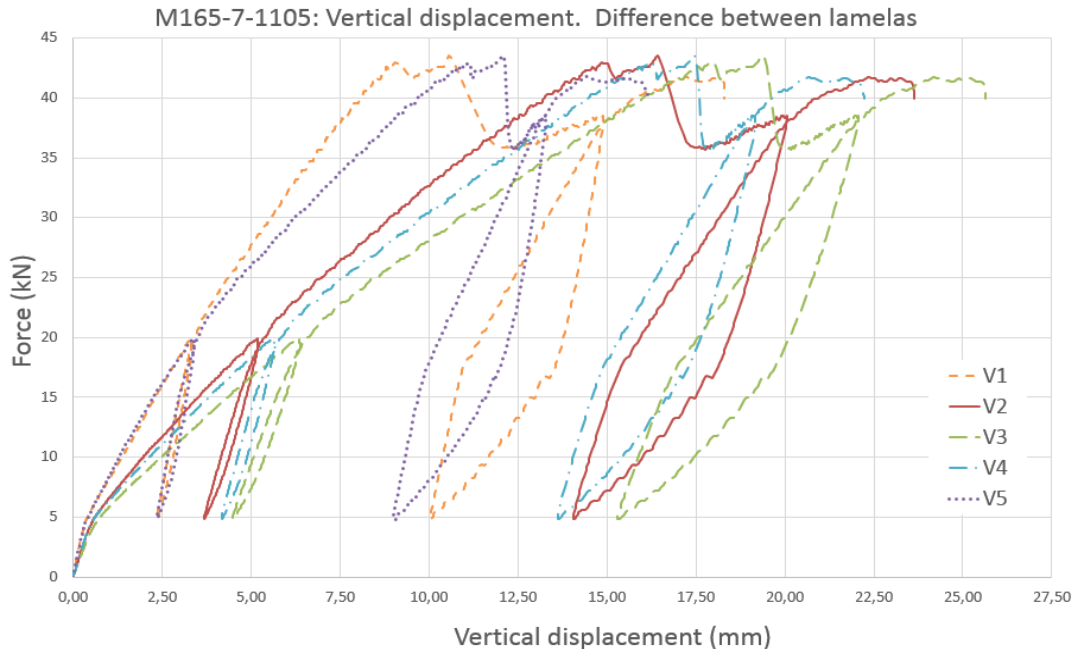
Figur 8.21: M90-11-940: Forskyvning gjengestag. Nede til venstre. GS-VN

8.6.3 M165-7-1105

M165-7-1105 ble utført 12.05.2015. Forsøket bestod av 7 stk lameller med dimensjon 165 x 270 mm med GL30c kvalitet.

8.6.3.1 Vertikal forskyvning av lameller

Figur 8.22 viser vertikal forskyvning av utvalgte lameller iht. Figur 8.6.

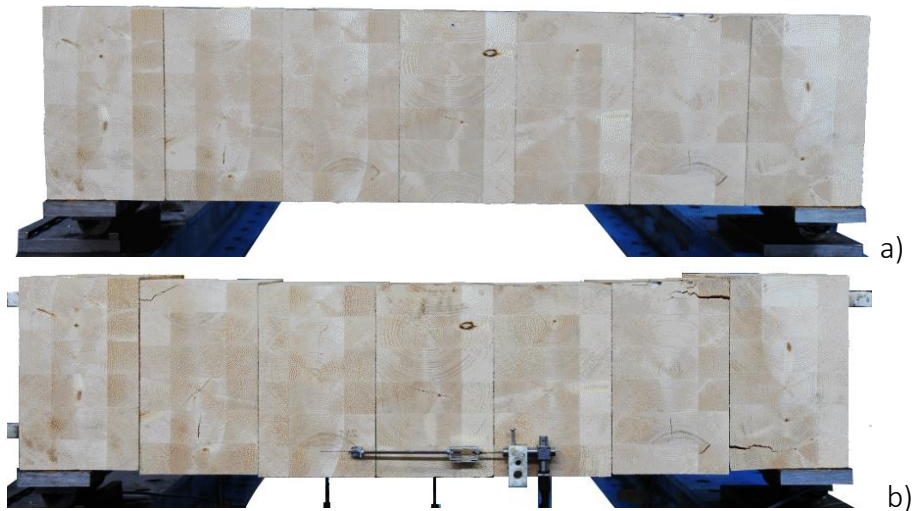


Figur 8.22: M165-7-1105: Vertikal forskyvning. Differanse lameller

V3 har største vertikal forskyvning på 19,40 mm ved bruddlast på 43,52 kN. Diagrammet viser at det er symmetrisk deformasjon av dekket.

Diagrammet viser god symmetri på deformasjonene hvor V1 og V5 ligger i samme område. Dette gjelder også V2 og V4.

Ved 43kN belastning inntraff første brudd. Når lasten fortsatte å øke viser dette at dekket fordelte kreftene videre, men i mindre grad enn M90-11-940. Det ble observert et mer direkte brudd ved mindre deformasjon enn de to andre momenttestene. Figur 8.23 viser testoppsett uten deformasjon a) og etter brudd b).

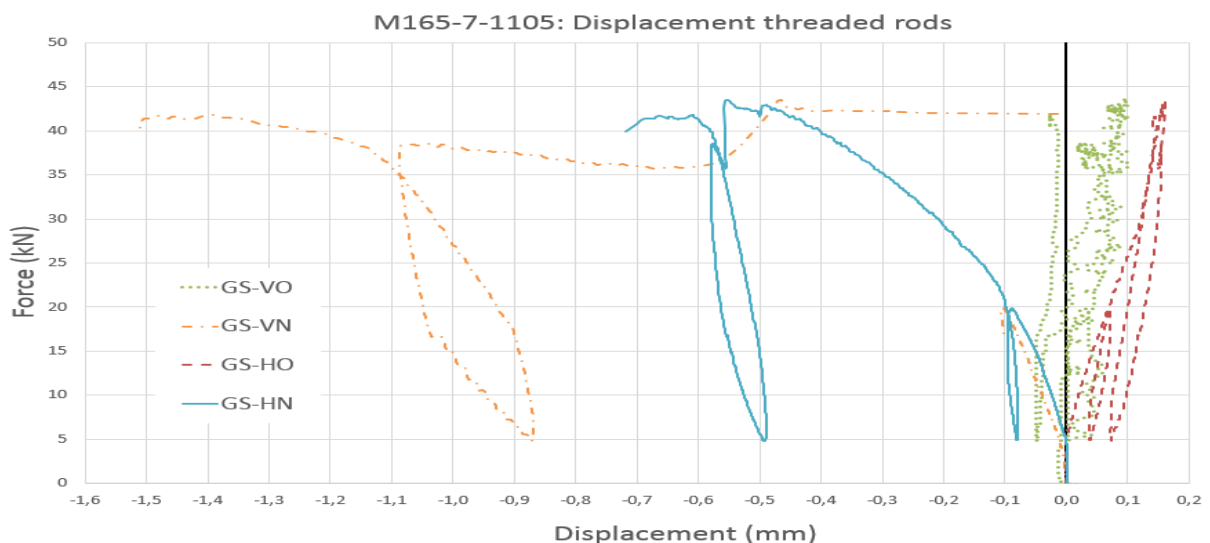


Figur 8.23: M165-7-1105 : Deformasjon av dekke

Testen viser skjærbrudd ved de ytre lamellene nr. 1, 2 og 6. Brudd både i topp og bunn på begge sider.

8.6.3.2 Forskyvning Gjengestag

Figur 8.24 viser forskyvning av gjengestag iht. Figur 8.5. Det ble ikke observert store inntrekk eller uttrekk på denne testen. Dette kommer av antall og størrelsen på lamellene, samt at skjærbruddet ikke går gjennom hele lamelltykkelsen som for de to tidligere testene.



Figur 8.24: M165-7-1105: Forskyvning gjengestag

Gjengestaget i bunn fikk lik inntrekk på begge sider (0,5 mm) ved bruddlasten, og topp fikk uttrekk på 0,1 mm. Ved tall av denne størrelsesordenen kan det komme av rotasjonen i den skjeve kappflaten. Instrumentet som målte gjengestag GS-VN sluttet å logge data midt under lastprosedyren. Den ble derfor delt opp i to grafer.

8.6.4 Oppsummering Momenttester

Tabell 8.11 viser estimert bruddlast F_{est} , observert bruddlast F_{brudd} og avviket mellom disse. Største vertikale forskyvning ved bruddlast er gitt ved V_{max} . H_{mean} er gjennomsnitt av momentglipe for de horisontale forskyvningene mellom nabolamellene til senterlamell.

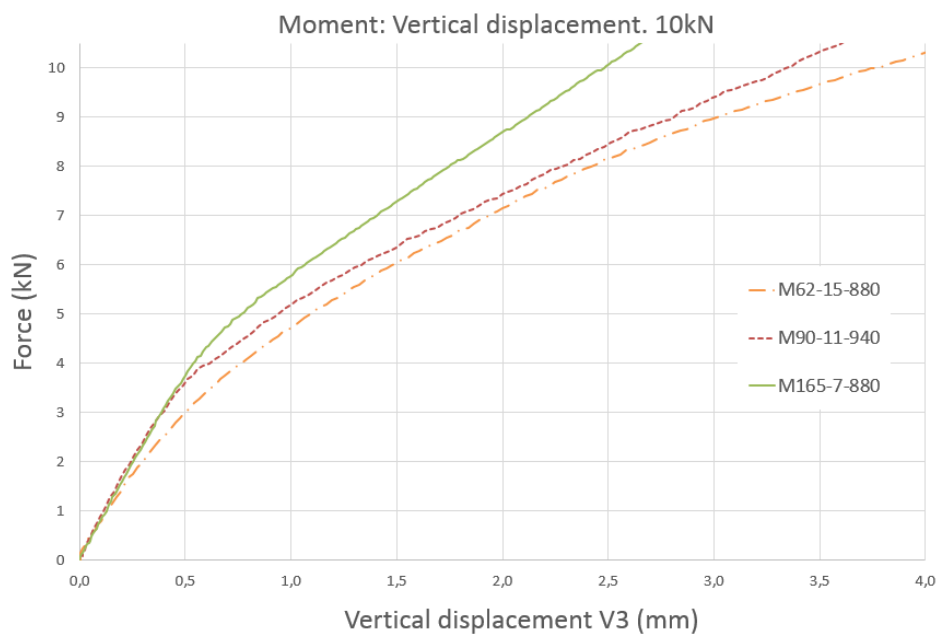
Navn	F_{est} [kN]	F_{brudd} [kN]	Avvik [%]	V_{max} [mm]	H_{mean} [mm]
M62-15-880	36,88	43,72	+15,64	54,04	1,14
M90-11-940	50,31	48,88	-2,95	45,77	0,81
M165-7-1105	50,34	43,52	-15,67	19,40	1,67

Tabell 8.11: Oppsummering Momenttester

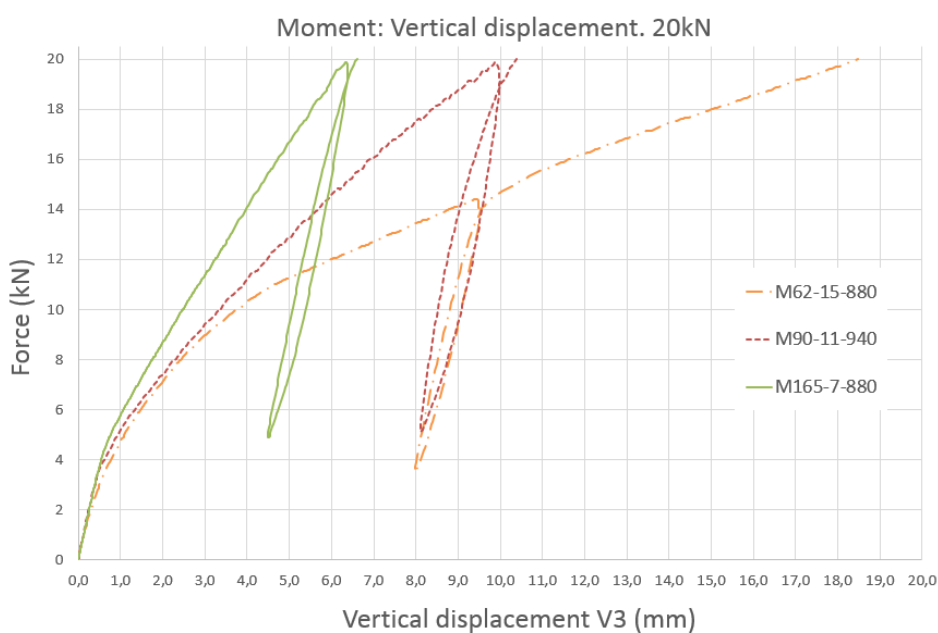
Momenttestene viste at skjærkreftene er dimensjonerende for denne løsningen.

Ved bruk av lamellbredde av større dimensjon vil den vertikale forskyvningen bli mindre. Dette kommer av mindre "slip" eller glidning pga. skjærkreftene mellom lamellene. Det er færre glideplan ved større dimensjoner.

Ved lave belastninger oppstår elastisk deformasjon som vist under ved Figur 8.25. Diagrammet viser at det er likhet i forskyvningene. Dette tilsier at deformasjonen er uavhengig av lamellbredden. Deformasjonene kommer av momentet i dekket og ikke skjærdeformasjon som inntreffer og plastisk deformasjon oppstår. Ulike faktorer som kan virke inn på unøyaktigheten mellom grafene kan være av ulik sammenpressing med tvinger ved montering av teststykkene, ulike lysåpninger for dekkene og andre ukjente aspekter. Figur 8.26 viser vertikal forskyvning ved 20 kN belastning.



Figur 8.25: Momenttester. Forskyvning V3 ved 10kN belastning



Figur 8.26: Momenttester. Forskyvning V3 ved 20kN belastning

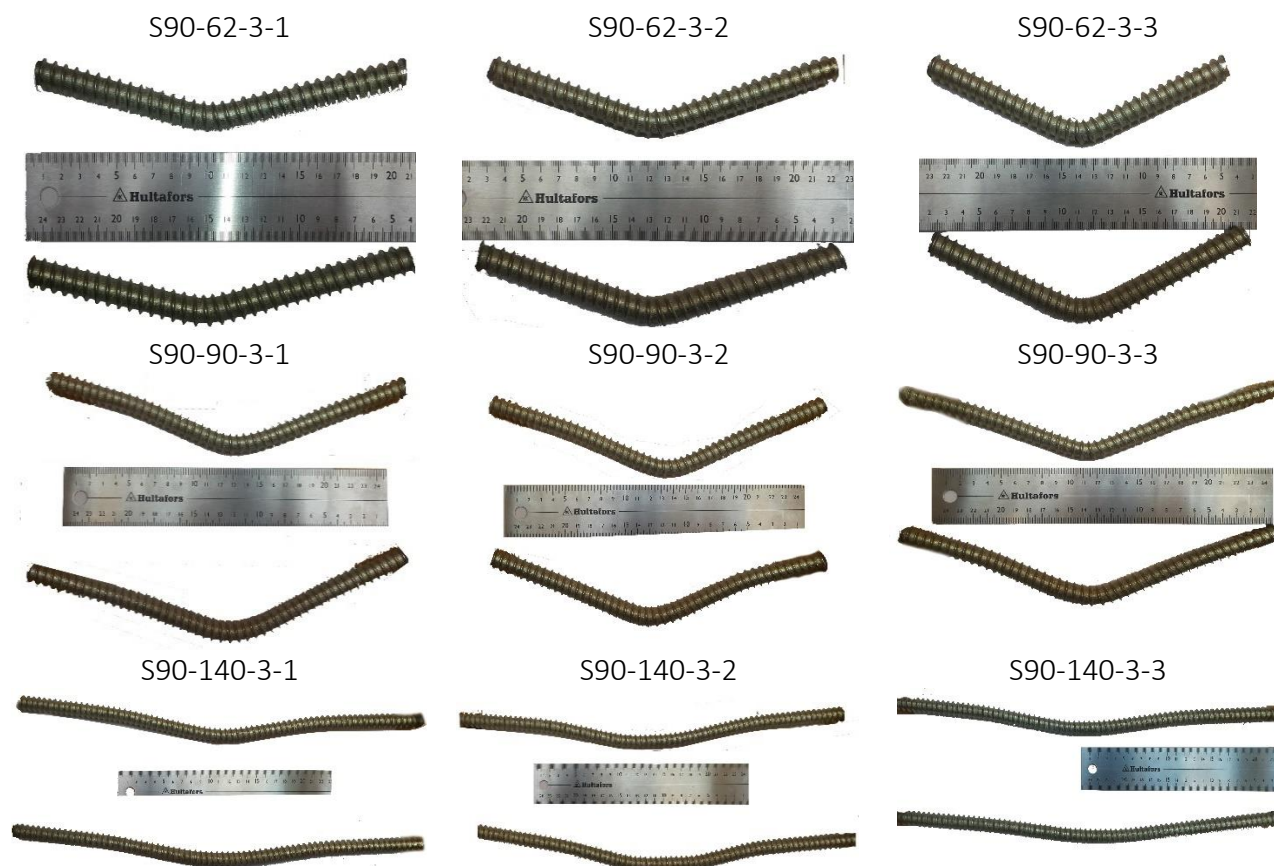
Navn	F_{brudd} [kN]	Momentkapasitet [kNm]	Skjærkapasitet [kN]
M62-15-880	43,72	9,51	21,86
M90-11-940	48,88	11,36	24,44
M165-7-1105	43,52	11,91	21,76

Tabell 8.12: Oppsummering Moment- og skjærkapasitet ved brudd

8.7 Bruddform Gjengestag

Teststykkene ble splittet etter forsøkene og bruddformen på gjengestagene ble dokumentert. Tabell 8.27 og 8.28 viser bruddformer for alle gjengestag. Øvre stag er det som ble brukt i topp og nedre er det som ble brukt i bunn av testene.

8.7.1 Skjærtester



Figur 8.27: Deformasjon Gjengestag – Skjærtester

Testene viser at det ble samme bruddform for deres respektive dimensjon. Johansen-bruddform J tilsvarer testene for S90-62-3-x. S90-90-3-x viste bruddform J med en liten form for k, men dette kommer mest sannsynlig av opplegg- og lastflatene. For S90-140-3-x er det oppnådd en blanding mellom Johansen-bruddform j og k.

Det er verdt å merke seg at for S90-140-3-2 ble det observert kvist ved nedre hull av senterlamell. Derfor ble senter av gjengestag flat.

8.7.2 Momenttester



Figur 8.28: Deformasjon Gjengestag – Momenttester

Bruddformene av gjengestagene for momenttestene viser deformasjonen på grunn av skjærbrudd ved ytre lameller. Dette hadde mest utslag ved M62-15-880 og M90-11-940.

8.8 Densitet og fuktinnhold

Ved måling av fuktinnhold og densitet ble det benyttet ISO 13061-1 [34] for fuktmåling og ISO 13061-2 [35] for densitetsmåling. Det henvises til *Vedlegg F - Densitet og Fuktighet* for komplette utregninger av densitet og fuktighet. Det henvises også til digitalt vedlegg for datablad med tilhørende formularer.

Etter testene, ble bruddstykkene kløyvd ned og saget opp i stykker til densitet/fukt-målinger. Det ble totalt laget 34 stykker med dimensjon på 25 x 25 x 25 mm.

Stykkene ble tatt ved topp og bunn av lamell så nært mulig gjengestagene med seks biter fra hver dimensjon. Det ble konkludert med at dette var et godt utvalg. Av M165-7-1105 ble det tatt fire biter da denne bare har syv lameller, og alle er fra samme bjelke.

8.8.1 Fuktinnhold

Navn	Fuktighet W [%]
M62-15-880	11,4
M90-11-940	11,2
M165-7-1105	11,6
S90-62-3-x	12,2
S90-90-3-x	12,4
S90-140-3-x	11,9

Tabell 8.13: Gjennomsnittlig fuktinnhold teststykker

8.8.2 Densitet

Navn	Densitet ρ_w [kg/m ³]
M62-15-880	435
M90-11-940	400
M165-7-1105	415
S90-62-3-x	420
S90-90-3-x	455
S90-140-3-x	455

Tabell 8.14: Gjennomsnittlig densitet teststykker

8.9 Evaluering av resultater

8.9.1 Skjærtester

Skjærtesten skulle vise kapasitetene for dobbeltsnittede forbindelser. På grunn av manglende treverk ble lengden på testene bare 400 mm. Dette gjorde at prosjektgruppen valgte en lastflate som dekket hele midterste lamell, slik at vi unngikk knusing. Dette ga en for høy kapasitet ved testene enn hva de estimerte kalkulasjonene tilsa.

Ved å bruke last- og oppleggsflater som var like brede som lamellbreddene oppstod det en mekanisme som kunne belastes mye mer enn beregnet estimat. Dette fordi brudd av lamellene ble forhindret. Dette førte også til at lamellene ble klemt sammen av gjengestagene, og det ble dannet friksjon mellom lamellene. Last- og oppleggsflatene ble endret ved S90-140-3-x som ga lavere og mer korrekte bruddlaster.

En bedre testmodell for bestemmelse av skjærkapasiteten hadde vært å ha lengre teststykker og lastet de med to lastflater ved endene. Da kunne brudd oppstått fritt ved senter av lamell.

Resultatene av skjærtestene er gyldige ved lav belastning hvor last- og oppleggsflater ikke virker inn.

Relativ forskyvning er også resultat som blir brukt videre i FEM-analyser for modifisering av modellene.

8.9.2 Momenttester

Det ble observert skjærbrudd ved endelamellene for alle testene. Dette kan hindres ved å modifisere lameller med not og fjær. Ved å hindre den relative forskyvningen mellom lamellene, vil dekket også være mindre avhengig av lamellbredde.

Det ble observert at skjærbruddet gikk gjennom hele lamellbredden hvor lamellen sprakk horisontalt i lengderetningen. Det vil si at den gikk i brudd på grunn av krefter som ga strekk på tvers av fiberretning. Ved større lengder vil dette bruddet unngås. Grunnet rask avgjørelse ved bestemmelse av forsøksstykket, ble det plukket treverk fra klimarommet, og for å kunne gjennomføre testene måtte de bli 400 mm. Ved lengre dekke kan det brukes fire opplegg på kantene av teststykket, og bruddform kan oppstå ved endelamell.

Grunnen til at det ble forskjellige bruddkrefter i de ulike modellene, virker som det i hovedsak skyldes arealet i en lamell som tar opp kreftene i strekk på tvers av fiberretning. Deformasjonen av momenttestene er mest avhengig av hvor mange skjærnitt vi har i bredden.

Det ble observert lite inntrekk/uttrekk av gjengestagene før skjærbruddet oppstod. Når de første skjærbruddene kommer, klarer testen med de smaleste lamellene å fortsatt ta opp mere krefter, dette kommer av at den omfordeler kreftene, og det blir i hovedsak momentet som tar over med tanke på kapasiteten. Total kollaps forekommer først når gjengestagene

ikke tåler mer i uttrekk, dvs. at maks momentkapasitet er oppnådd. Denne kapasiteten senkes for hver lamell som ryker i skjærbrudd, siden innfestningsdybden da reduseres pga. mindre innfesting i den lamellen som har brutt i skjær.

I følge beregningene som ble gjort av uttrekkskapasitet etter Eurokoden, skulle bruddet i skjær og moment gå samtidig. Når momentbruddet ikke går selv om skjærbrudd har oppstått og dermed innfestningsdybden også er redusert, viser dette at eurokoden mest sannsynlig underestimerer kapasiteten i uttrekk. Her er det mulig at beregninger på grunnlag av doktorgraden til Haris Stamatopoulos [30] kunne gitt mer korrekte resultater. Men dette er vanskelig å kontrollere ut ifra de testene vi nå har på grunn av de bruddene som oppstod. Det bør derfor gjøres tilsvarende tester med lameller som er lange nok til å unngå det horisontale bruddet langs lamellene.

De vertikale forskyvningene viser korrelasjon med momentdiagram med liten relativ forskyvning ved senter av teststykket og øker mot sidene. Dette kommer av at momentet gir friksjon i toppen av lamellene på grunn av trykk. Dette avtar ut mot sidene og større relativ forskyvning mellom lamellene oppstår.

Det ble observert ved M62-15-880 at stivheten i dekket øker før første brudd ved store deformasjoner. Dette kommer av at ved tynnere lamellere tillates mer deformasjoner som igjen øker effekten av uttrekkskapasiteten som vil hjelpe dekket med å trykke sammen lamellene. Dette øker friksjonskraften mellom lamellflatene som igjen øker stivheten.

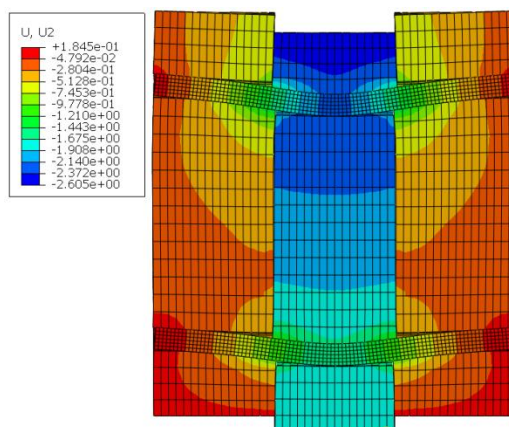
9 Erfaringer fra forsøk

Målet med å gjøre forsøk i laboratoriet er å verifisere numeriske modeller, slik at disse kan gjenskape det som skjer i virkeligheten. Korrekte numeriske modeller gjør det mulig å modellere større problemer og gjøre analyser av disse istedenfor å måtte gjøre virkelige forsøk i stor skala.

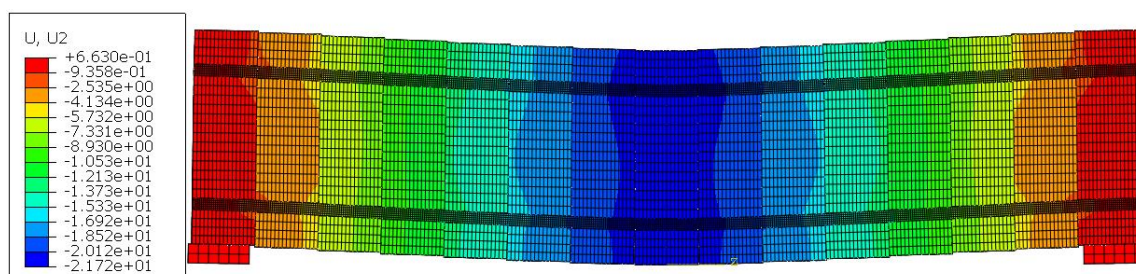
Resultatene fra forsøkene som er beskrevet i kapittel 8 ga et godt grunnlag for videre arbeid med numeriske modeller. Resultatene fra forsøkene belyste også en ny problemstilling med store skjærdeformasjoner. Følgende er arbeidet som ble gjort i etterkant av resultatene fra forsøkene beskrevet.

9.1 Sammenligning av numeriske modeller og resultat fra forsøk

Det ble modellert numeriske modeller tilsvarende de forsøkene som ble gjort i laboratoriet. I disse modellene ble det definert material- og kontakttegenskaper for alle delene. Figurene under viser hvordan modellene for forsøkene med 62mm tykke lameller er modellert. Figurene viser resultater av analysene ved deformasjon i vertikal retning under 50 kN belastning.



Figur 9.1: Vertikal forskyvning ved 50 kN belastning, skjærttest med 62 mm lameller

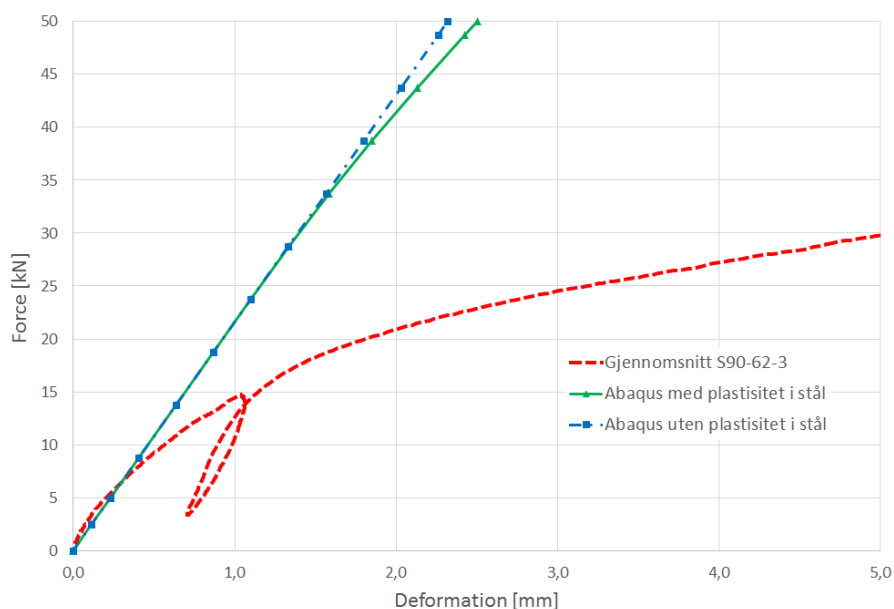


Figur 9.2: Vertikal forskyvning ved 50 kN belastning, momenttest med 62 mm lameller

Utfordringene med numeriske modeller som inneholder treverk, er at treverket kun kan modelleres elastisk uten å lage ekstern koding (*subroutine*). Dette har det ikke vært tid til å gjennomføre.

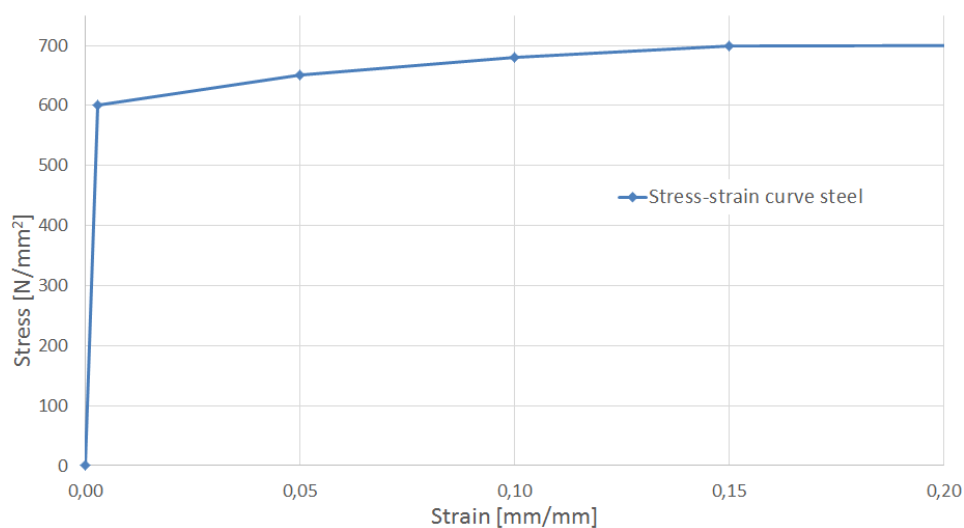
Innfesting av gjengestagene i lamellene ble modellert som runde stag med kohesjonsegenskaper i forbindelsen (*cohesion*) i uttrekksretningen mellom staget og treverket. Denne måten å definere denne kontakten på er også kun elastisk, og benytter «small sliding», noe som gjør at denne blir unøyaktig for større deformasjoner, og vil ikke oppleve noe plastisk deformasjon [16].

Den eneste egenskapen i modellen som er definert med plastisk deformasjon er stålet i gjengestagene. Figur 9.3 viser den gjennomsnittlige relative deformasjonen mellom lamellene i skjærttestene, med lameller på 62 mm bredde, og tilsvarende deformasjon for to Abaqus analyser. Den eneste forskjellen mellom analysene er at det er lagt inn plastisitet i stålet i den ene analysen.



Figur 9.3: Relativ vertikal forskyvning mellom lameller i skjærttest med 62 mm lameller

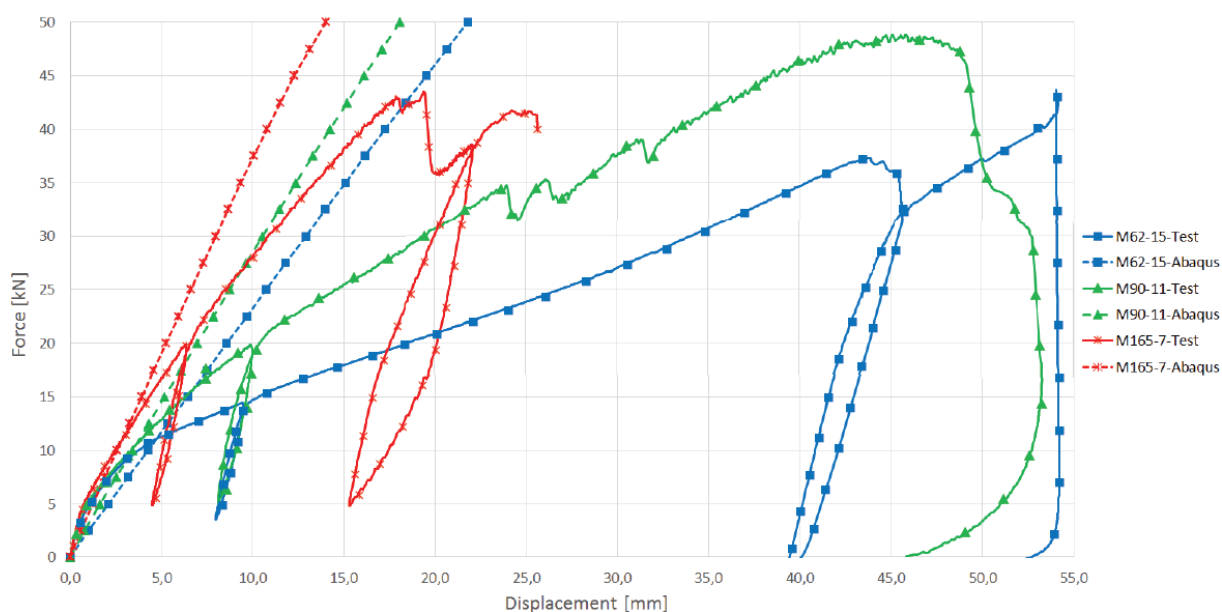
Plastisiteten som er lagt inn er vist i Figur 9.4. Denne plastisiteten er laget selv for å se hvilken effekt plastisitet i stålet hadde på modellen. Av grafen kan det sees at dette har liten betydning for resultatet så lenge trematerialet er helt elastisk. Hvis treet hadde vært plastisk, og gjenskapt større deformasjoner ved hullkantene over/under gjengestagene, ville gjengestagenes plastisitet også blitt mere relevant da det hadde blitt mer deformasjon også i gjengestagene.



Figur 9.4: Kurve for plastisitet i stålet

Av Figur 9.3 kan man se at resultatene fra Abaqusanalysen avviker fra de virkelige resultatene. Dette kommer i hovedsak av at det ikke er plastiske egenskaper i materialet for treverket. Det har derfor ikke noen hensikt å modellere et større dekke på denne måten da det også vil gi store avvik fra det som vil være virkelig oppførsel i dekket.

Det ble både gjort forsøk og laget FEM analyser av momentkapasitetene. Som vist i Figur 9.5 oppstår de samme problemene som for skjærttestene da det er skjær som står for de største deformasjonene også i momenttestene. Man kan også se at forsøkene med tykkere lameller ligger nærmere de numeriske resultatene. Dette underbygger at deformasjonen er avhengig av hvor mange skjærplan det er i teststykkene.



Figur 9.5: Kraft-forskyvningsgraf for senter av momentforsøk

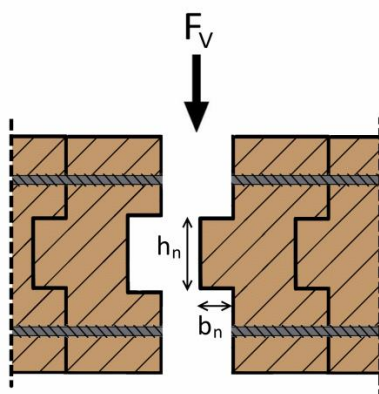
Resultatene fra Abaqus gir en tilnærmet elastisk løsning. Grafen for momenttestene viser at forsøkene i virkeligheten har større stivhet i starten enn hva de numeriske resultatene viser. Dette kan komme av noe friksjon mellom lamellene på grunn av sammenpressing ved montering. Dette fører til at den første deformasjonen i hovedsak kommer av momentet alene før glidning på grunn av skjærdeformasjon mellom lamellene forekommer.

Med en løsning hvor glidningen mellom lamellene på grunn av skjær blir hindret, vil det være mulig å lage mer korrekte numeriske modeller da en slik løsning mest sannsynlig tåler mer belastning i elastisk område.

9.2 Not og fjær

Som tidligere nevnt ble det observert store skjærdeformasjoner og skjærbrudd ved lamellene mot endene for alle momenttestene. Deformasjonene kan hindres ved å modifisere lameller med not og fjær.

Not og fjær brukes for å sammenføye to ulike trevirker og binde de sammen i en fastsatt vertikal posisjon. Noten er innhakkert og fjær er den utstikkende delen. For konseptet vil denne skjøten hindre skjærdeformasjon som oppstod ved forsøkene. Ved å hindre den relative forskyvningen mellom lamellene, vil dekket også være mindre avhengig av dimensjonsvalget, fordi dekket i større grad vil oppføre seg som et homogent dekke. Figur 9.6 viser prinsippet med not og fjær sentrert på lamellene.



Figur 9.6: Not og fjær

Det benyttes resultater fra kapittel 6 og 7 der en plate med LM2 ble brukt. Dekket har en høyde på 270 mm som tilsvarer 90 x 270 mm limtrebjelker. Det ble observert en kritisk skjærkraft F_v på 25 kN/m. For å få en størrelsesorden for nødvendig høyde og bredde for not brukes egenskaper fra Moelvns limtre GL30c [37]. Lastbredde (l_b) blir satt til 1 m.

Ved å bruke $k_{mod} = 0,8$ og $\gamma_m = 1,15$ som modifikasjonsfaktor og materialfaktor får vi nødvendig høyde (h_n):

$$h_n = \frac{F_v}{l_b * f_{r,k}} * \frac{\gamma_m}{k_{mod}} = 30,0 \text{ mm} \quad (9.1)$$

Hvor:

$$f_{r,k} = 1,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Rulleskjær kapasitet}$$

Nødvendig bredde for not bestemmes etter samme prinsipp som for høyden, men denne gang hvor lasten oppstår som trykk på lamellene.

Nødvendig bredde (b_n) for not gis ved formel 9.2:

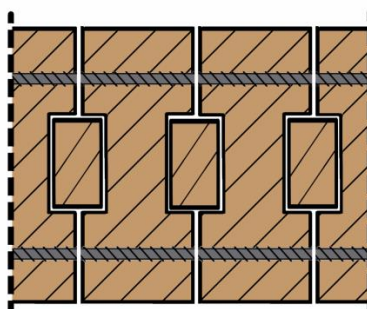
$$b_n = \frac{F_v}{l_b * f_{c,90,k}} * \frac{\gamma_m}{k_{mod}} = 14,4 \text{ mm} \quad (9.2)$$

Hvor:

$$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Trykkapasitet vinkelrett på fiberretning.}$$

Ligningene viser at størrelsene er forholdsvis lave med tanke på dimensjonene og dette er ønskelig med tanke på svinn ved fresing av not.

En annen løsning kan være å bare frese not på begge sider av lamellene, for å legge inn et mellomstykke. Dette kan videre effektivisere produksjonen av bjelkene. Figur 9.7 viser den alternative løsningen.



Figur 9.7: Not og fjær. Alternativ løsning

9.3 Sammenligning med spennlaminert dekke

Dagens løsning er å bruke oppspenning på dekket. Det er derfor naturlig å sammenligne løsningen med gjengestag opp mot denne. Videre er det gjort noen sammenligninger for skjær- og momentkapasiteten i et snitt mellom lamellene for begge løsningene. Alle beregninger er gjort med karakteristiske verdier og uten å benytte sikkerhetsfaktorer siden dette er en sammenligning av de to mulighetene.

I beregningene er det tatt utgangspunkt i et dekke av samme høyde som ble benyttet i laboratorieforsøkene. Det vil si en høyde på 270 mm og en lengde på 1000 mm, som inneholder to sett med gjengestag.

I et spennlaminert dekke er oppspenningen i begynnelsen på 1 N/mm², ifølge NS-EN 5-2 [6.1.2(6)] kan gjenværende forspenningstrykk etter lang tid antas å være større enn $\sigma_{p,min} = 0,35$ N/mm², gitt noen betingelser. I beregningene under benyttes derfor et gjenværende forspenningstrykk på $\sigma_p = 0,4$ N/mm².

Friksjonskoeffisienten μ_d er avhengig av flere parametere, hvor mye fukt det er i dekket, og hvilke materialer som er brukt. Denne spenner fra 0,17 - 0,40. Her er det valgt å bruke $\mu_d = 0,25$.

Skjærkapasitet i ett snitt, spennlaminering:

$$F_{v,red} = h * l * \mu_d * \sigma_{p,40\%} = 21,6 \text{ kN} \quad (9.3)$$

$$F_{v,full} = h * l * \mu_d * \sigma_{p,100\%} = 54 \text{ kN} \quad (9.4)$$

Hvor:

h	Tykkelsen av dekket
l	Lengden av stykket
$\sigma_{p,40\%}$	Gjenværende oppspenningskraft etter lang tid
$\sigma_{p,100\%}$	Full oppspenningskraft uten tap
μ_d	Friksjonskoeffisient

Skjærkapasitet i ett snitt, gjengestag:

Ett snitt med lengde på 1000 mm, vil i det tilfellet som er benyttet i oppgaven inneholde 4 stk. gjengestag. Ved å bruke Johansenberegning etter NS-EN 5-1-1 med 12 mm diameter på gjengestaget, 430 kg/m³ i tetthet på treverket[37], 600 N/mm² som flytkapasitet i stålet og lameller på 90mm, blir kapasiteten som følger:

$$F_{v,tot} = F_{v,Rk,k} * n = 53,2 \text{ kN} \quad (9.5)$$

Hvor:

$F_{v,Rk,k}$	Karakteristisk Johansenkapasitet i bruddform k for ett gjengestag i ett skjærplan
n	Antall gjengestag

Som vist ved tester i laboratoriet, blir deformasjonene i skjær store før bruddet kommer i Johansenberegningene. Det er derfor ønskelig å legge inn en not/fjær løsning mellom lamellene for å ta opp skjærkreftene, dette vil gi mindre deformasjon. Nødvendig dimensjon på en slik fjær for å ta opp tilsvarende krefter som ved full oppspenning blir som følger:

$$h_n = \frac{F_{v,full}}{l * f_{r,k}} = 45 \text{ mm} \quad (9.6)$$

$$b_n = \frac{F_{v,full}}{l * f_{c,90,k}} = 21,6 \text{ mm} \quad (9.7)$$

Hvor:

$f_{r,k} = 1,2 \text{ N/mm}^2$	Rulleskjær kapasitet
$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$	Trykkapasitet på tvers av fiberretning

Man ser av disse beregningene at det skal la seg gjøre å lage et dekke med gjengestag som har samme kapasitet i skjær som et oppspent tredekke.

Momentkapasitet:

I et oppspent tredekke blir momentet tatt opp ved trykk i delen av lamellen som er over spennstaget. Det kan derfor beregnes som en vanlig trebjelke med kapasitetene som treverk har i trykk på tvers av fiberretning. Momentkapasiteten for et 270 mm høyt tredekke av kvalitet GL 30c blir da:

$$M_{Rk,SLT} = \frac{1}{6} * b * h^2 * f_{c,90,k} = 30,38 \text{ kNm} \quad (9.8)$$

Hvor:

M_{Rk}	Karakteristisk momentkapasitet
$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$	Trykkkapasitet på tvers av fiberretning
$b = 1000 \text{ mm}$	Lengden av lamellsnittet
$h = 270 \text{ mm}$	Høyden av dekket

For et dekke med gjengestag, er momentkapasiteten avhengig av momentarmen mellom øverste og nederste gjengestag og strekk/trykk-kapasiteten i gjengestaget eller uttrekkskapasiteten til gjengestaget, alt etter hvilken verdi som er den laveste. For kalkulasjonene kan det antas at innfestingsdybden av gjengestagene er tilstrekkelig til at uttrekkskapasiteten overgår gjengestagets strekk/trykk-kapasitet. I et 270 mm tykt dekke med 35mm avstander fra senter gjengestag til kanten av lamell blir momentkapasiteten for en meter av dekket:

$$M_{Rk,Gj.stag} = f_{y,k} * \pi * r^2 * \left(\frac{h - (a * 2)}{1000} \right) * 2 = 27,14 \text{ kNm} \quad (9.9)$$

Hvor:

$f_{y,k} = 600 \text{ N/mm}^2$	Flytspenning i stålet [23]
$a = 35 \text{ mm}$	Avstand fra senter gjengestag til lamellkant
$r = 6 \text{ mm}$	Radius av gjengestaget

Beregningene av momentkapasitetene med de to forskjellige løsningene viser at det ikke er umulig å lage et dekke med gjengestag som har tilsvarende kapasitet som et SLT dekke.

Resultatene oppsummeres i Tabell 9.1:

1000 mm snitt av spennlaminert tredekke.	Skjærkapasitet ved 40% spennkraft	21,6 kN
	Skjærkapasitet ved 100% spennkraft	54 kN
	Momentkapasitet	30,38 kNm
1000 mm snitt av tredekke med gjengestag Ø12 mm stag og c/c 500 mm.	Skjærkapasitet Johansen	53,2 kN
	Momentkapasitet	27,14 kNm

Tabell 9.1: Skjær- og momentkapasiteter i dekker

10 Oppsummering

10.1 Generelt

Denne oppgaven har vært en utvikling av konsepter og har derfor levd sitt eget liv. Det ble brukt forskjellige dimensjoner og kvaliteter for trevirke på grunn av ulike forutsetninger ved konseptutviklingene og tilgjengelighet av materialer på laboratoriet. Dette gjorde arbeidet noe uoversiktlig underveis, men vi anser dette som detaljproblemer som ikke har store innvirkninger på resultatene.

10.2 Endring av spennstagets geometri

Ønsket med en kveilet geometri på spennstaget var å få større elastisk deformasjon i staget slik at oppspenningen ikke blir like sensitiv for deformasjoner i tredekket. Ved beregninger og simuleringer i Abaqus viste det seg at for å unngå flyt i stålet, måtte et kveilet stag økes i diameter for ikke å gå i momentbrudd i kveilene. Dette gjorde at den nye geometrien med økt tverrsnitt fikk helt lik utvidelse i lengderetning som et tilsvarende rett stag med mindre tverrsnitt. Tverrsnittene i stagene ble dimensjonert ut fra at begge stagene skulle ha samme maksimal spenning i tverrsnittet ved samme belastning i strekk. Konklusjonen ble derfor at det ikke var noe å hente ved denne løsningen.

10.3 Bladfjær A og B

Bruk av bladfjærer ved innfestingen av spennstagene har samme hensikt som endret geometri på gjengestaget. Dette er å øke det elastiske deformasjonsområdet for å hindre spenntap i dekket.

Bladfjær A var den første løsningen som ble vurdert. Det viste seg at dette ga oss utfordringer med store trykkrefter ned mot treverket ved endene av bladet. Løsningen på problemet ble å legge en stålplate mellom bladfjæren og treverket for å fordele disse kreftene. Dette førte til at løsningen inneholdt flere deler, og er på den måten en uønsket løsning. Bladfjæren viste likevel gode egenskaper når det kom til reduksjon av spenntap.

Bladfjær B var en naturlig utvikling av bladfjær A, hvor bladet ble snudd andre veien. Denne løsningen ble festet på to spennstag og vil hindres fra å falle ned ved brudd i det ene staget. Når det gjelder trykkfordelingen ned på treverket ga bladfjær B gode resultater, uten behov for ekstra fordelingsflater.

Bladfjær B ligger usymmetrisk i forhold til spennstagene som medførte utfordringer ved nøyaktigheten for spenntapet i analysen som inkluderte kryp og endring av fuktighet. Det ble derfor laget en forenklet symmetrisk modell der endekilene stoppet mot stagene for å se på

potensialet i løsningen. Det viste seg at denne bladfjæren også fungerer godt med tanke på reduksjon av spenntap.

Den forenklete modellen utnyttet ikke hele strekk- og trykkkapasitet i stålet, og ga derfor en noe dårligere effekt enn bladfjær A, men denne forskjellen blir mindre dersom designet på bladfjæren optimaliseres ut fra stålets kapasitet.

10.4 Dekke med gjengestag

En måte å unngå problemene med spenntap er å fjerne hele oppspenningen og erstatte spennstagene med gjengestag i treverket. Denne løsningen er ikke ulik strekk og trykkarmering i betong. Ved bruk av gjengestag kan hver lamell krympe og svulle for seg selv uten at vi får de store globale endringene i dekket.

Ved beregninger for skjær og momentkapasitet viste gjengestag seg som et godt alternativ til oppspenning av dekket. Både moment og skjærkapasitetene havnet i nærheten av kapasitetene ved spenndekke ved bruk av c/c 500mm.

Momentkapasiteten viste seg å være noe lavere enn momentkapasiteten i et oppspent dekke ved beregninger. Det er mulig å forbedre disse egenskapene ved bruk av større gjengestag eller tettere senteravstand.

Beregningene av SLT-dekket tok hensyn til at treverket tok opp trykkreftene i moment og at spennstaget tar strekket. Ved oppspenning vil noe av trykkapasiteten i treverket allerede være benyttet på grunn av oppspenningen, og momentkapasiteten er derfor trolig noe lavere.

Dekke med gjengestag har den fordelen at det har en lav produksjonskostnad og tillater en rask montering av dekke [30]. Det vil også bli duktil bruddform som er ønskelig ved konstruksjoner. Fallende objekter i form av ankerplater ved brudd som for SLT-dekke blir eliminert, fordi gjengestag blir skrudd inn i treverket. Dette fører også til en lettere vannbeskyttelse. En kan også plugge hullene som gjenstår etter montering, og dermed blir dekket renere og mindre komplisert. Dette gjør igjen tekniske løsninger enklere med tanke på rekkverksfeste og fuktsikring på siden.

Løsningen med gjengestag åpner også for nye bruksområder. Dette kan være dekker som etasjeskillere i bygg.

10.5 Forsøk og resultater

For å få en bedre forståelse av oppførselen til et dekke med gjengestag, ble det gjort forsøk i laboratoriet. Dette innebar skjær- og momentforsøk. Målet med dette var å få data til å kunne lage korrekte numeriske analyser av et tilsvarende dekke.

10.5.1 Skjærtester

Skjærtestene ble gjort for å finne ut hvordan dekket ville oppføre seg i skjær. Det viste seg at det tidlig ble store plastiske skjærdeformasjoner. Skjærtestene ble laget med heldekkende opplegg under de ytterste lamellene, og en heldekkende lastflate på toppen av den midterste lamellen. Dette gjorde at forsøkene ikke gikk i brudd, det oppstod en mekanisme hvor treverket bare ble mer og mer sammenpresset og det ble mer og mer deformasjon i gjengestagene. Disse testene kunne derfor belastes med store laster, og ga ingen data på når løsningen ville gått i brudd. Ved senere anledninger bør slike tester gjøres uten at opplegg og lastflate hindrer brudd i treverket over eller under gjengestagene.

10.5.2 Momenttester

Momenttestene ga resultater for hvordan dekket oppfører seg ved momentbelastning i tverretningen. Resultatene av forsøket viste at det oppstod store plastiske skjærdeformasjoner, men at løsningen hadde god momentkapasitet. Det er derfor skjærdeformasjonene som er problemet med denne løsningen.

Dette er et problem som kan løses ved en form for not og fjær mellom lamellene som tar opp skjærkreftene i dekket. På denne måten blir det mindre skjærdeformasjoner, og gjengestagene blir da kun belastet av momentet. Ved en slik løsning kan det også være at det ikke er nødvendig med like mange gjengestag i toppen av dekket, og at noen kan flyttes ned til bunnen for å øke momentkapasiteten i dekket. Dette er noe som ikke er belyst i denne oppgaven, men som kan være noe å se på i videre arbeider.

11 Videre arbeid

Under følger noen punkter med videre arbeider.

Konstante dimensjoner og kvaliteter

I videre arbeid bør det velges fastsatte dimensjoner og kvaliteter for komponentene det jobbes med.

11.1 Bladfjær

Optimalisere designet

Designet på bladfjær B bør optimaliseres for å få ut hele potensialet i løsningen.

Gjennomføre forsøk av bladfjær

Det bør gjennomføres forsøk for å verifisere den numeriske modellen.

11.2 Dekke med gjengestag

Endre plassering av gjengestag

Optimalisere plassering av gjengestag, for å hindre reduksjon av momentkapasitet langs lamellene.

Se på muligheten for å redusere antall gjengestag i topp.

Gjennomføre nye skjærtester

Det bør gjennomføres nye skjærtester hvor testlamellene er lange nok slik at opplegg og belastningsområdet ikke hindrer brudd.

Gjennomføre nye momenttester

Nye momenttester bør også gjennomføres med samme forbedringer som for skjærtestene. Unngå at opplegget hindrer brudd under nederste gjengestag på enden.

Tester for materialegenskaper i gjengestag

For å kunne lage en mer korrekt FEM modell, er det viktig å ha riktige materialegenskaper i gjengestagene. Det bør gjøres tester av disse slik at man har spenning-tøyningskurven for gjengestagene.

Bedre materialegenskaper for treverk i FEM modell

For å kunne modellere den plastiske deformasjonen som oppstår i et slikt dekke ved belastning, bør det lages tremateriale i FEM modellen som kan gjengi plastiske deformasjoner. Deformasjonen i treverket ved kanten av hullene er viktig for å få mer korrekte deformasjoner.

Bruke nye beregninger for uttrekk av gjengestagene

Momentkapasiteten bør beregnes med uttrekkskapasitet som følger Haris Stamatopoulos sin metode [30], da det kan virke som at NS-EN 5-1-1 underestimerer denne.

Unngå brudd gjennom hele lamellen i momenttester

Det bør gjøres momentforsøk med lameller som er lange nok til å unngå det bruddet som oppstod i denne oppgaven. Her ble hele lamellen splittet horisontalt igjennom ved gjengestagene, dette kan unngås ved å bruke lameller som er lange nok.

Fjerne forskyvninger på grunn av skjær

De store deformasjonene i forsøkene var i hovedsak på grunn av skjær. Dette kan reduseres ved å hindre skjærglidning mellom lamellene ved å ha not og fjær på lamellene, eller andre løsninger hvor det kan slisses inn spor i begge lamellene og legges noe mellom. Når skjærdeformasjonen elimineres, kan det være at konstruksjonen blir mer uavhengig av lamelldimensjoner i bredden. Det bør derfor gjøres tester med forskjellige bredder på lamellene med not og fjær, og hvor kantavstanden fra gjengestagene er den samme for alle dimensjonene.

12 Kilder

- [1] Csagoly, P.F. Taylor, R.J. *A development program for wood highway bridges*. Ontario, Canada. Ministry of Transportation and Communications. 1979
- [2] Ritter M. *Timber Bridges: Design, Construction, Inspection and Maintenance*. Forest Service, United States Department of Agriculture. 1990
- [3] Mufti A.A. Et Al. *Recent Advances in Bridge Engineering*, JMBT Structures Research Inc. 2008
- [4] DSI. *GEWI Threadbar System*. Hentet: 20.03.2015. Tilgjengelig fra: http://www.dywidag-norge.no/wp-content/uploads/2013/08/DSI_GEWI_Threadbar_System_EMEA.pdf
- [5] SSAB. *DOCOL, Domex, Hardox and WELDOX, - Bending of high strength steel*. Hentet: 20.03.2015. Tilgjengelig fra: http://www.ssab.com/Global/DOMEXDOCOL/Brochures/en/912en%20Dc_Dx_Hx_Wx-%20Bending%20of%20high%20strength%20steel-V2-2014_web.pdf
- [6] Statens Vegvesen. *Trebruhåndboka*. 2005
- [7] Statens Vegvesen. *Håndbok N400 – Bruprosjektering. Eurokodeutgave*. 2011
- [8] Larsen P. K., *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Trondheim: Tapir Akademiske Forlag; 2010.
- [9] NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge.
- [10] Irgens F. *Fasthetslære*. 7.utg. Trondheim: Tapir Akademiske Forlag; 2006
- [11] Bodig J., Jayne B. A., *Mechanics of Wood and wood composites*. Florida: Krieger Publishing Company; 1993.
- [12] NS-EN 1995-1-1:2004+NA:2009 *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge.
- [13] Eie J., *Trekonstruksjoner. Beregning og dimensjonering*. Bekkestua: NKI Forlaget AS; 2010
- [14] Daerga P. A., Fjellström P. A., *Field Measurement of Lusbäcken Timber Bridge, Nordic Timber Project Report*. Nordic Timber Council; 1999.
- [15] Hjelpelogg i FAP 2D program.
- [16] Dassault Systèmes, *Abaqus 6.13, Getting Started with Abaqus: Interactive Version*, 2013.
- [17] *The engineering toolbox, Friction and coefficients of friction*. Hentet den 03. april, 2015. Tilgjengelig fra: http://www.engineeringtoolbox.com/friction-coefficients-d_778.html.
- [18] Mathiesen K. M., Lecture notes – *TKT4192 FEM in Strength Analysis*, 2014.
- [19] Blass Hans Joachim og Görlacher Rainer, *Compression perpendicular to the grain*. WCTE Lahti 2004.
- [20] NS-EN 14592:2008+A1:2012 - *Trekonstruksjoner - Festemidler av dybeltype – Krav*. Standard Norge.

- [21] Larsen, H., Enjily, V. *Practical design of timber structures to Eurocode 5*. London. ICE Publishing. 2011
- [22] TEMTIS (Leonardo da Vinci project), *Handbook 2, Design of Timber Structures according to EC5*. 2008
- [23] SPAX, *European Technical Approval ETA-12/0114*. (Krever innlogging) . Hentet 07.04.2015. Tilgjengelig fra: <http://downloads.spax.com/?lang=en>
- [24] SFS, *Simple solution for lateral tensile reinforcements: WB fastening system for economical and secure reinforcements for glulam timber structures*. Hentet 07.04.2015. Tilgjengelig fra: http://www.sfsintec.biz/sfs_download/media/general_media/downloadcenter/sfs_intec_mo_et/timberwork/brosueuer_3/WB_Brochure_XX_en.pdf
- [25] NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 – *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 2: Trafikklaster på bruer*. Standard Norge.
- [26] NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 - *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*
- [27] NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 - *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster*. Standard Norge.
- [28] NS-EN 1990:2002+NA:2008 – *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge.
- [29] NS-EN 1993-1-8: 2005+NA:2009 – *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-8: Knutepunkter og forbindelse*. Standard Norge.
- [30] Stamatopoulos H., Malo K. A., *Withdrawal capacity of threaded rods embedded in timber elements*. 2015. Ph.D. avhandling. NTNU, Trondheim. 2015
- [31] Ekholm K., Crocetti R., Kliger R., *Full-scale ultimate-load test of a stress-laminated-timber bridge deck*, Rapport. ASCE Journal of Bridge Engineering, 2012
- [32] *Muntlig konsultasjon*, 28. april 2015. Malo, K. A.
- [33] NS-ISO 6891 - *Trekonstruksjoner - Mekaniske forbindelsesmidler - Generelle prinsipper for bestemmelse av styrke og deformasjonsegenskaper*, 1991. Standard Norge.
- [34] ISO 13061-1 – *Physical and mechanical properties of wood – Test methods for small clear wood specimens – Part 1: Determination of moisture content for physical and mechanical tests*, 2014 Standard Norge.
- [35] ISO 13061-2 – *Physical and mechanical properties of wood – Test methods for small clear wood specimens – Part 2: Determination of density for physical and mechanical tests*, 2014
- [36] NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 – *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer*. Standard Norge.
- [37] Moelven. *Karakteristiske fastheter. Limtre og smalt limtre*. Hentet: 20.03.2015. Tilgjengelig fra: <http://www.moelven.com/Documents/Limtre/Fastheter%20Limtre%20og%20Smalt%20Limtre%20mars%202014.pdf>
- [38] *Muntlig konsultasjon*, 17. februar 2015. Malo, K. A.

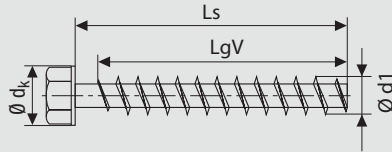
13 Vedlegg

Vedlegg A -	Datablad Utdrag – Spax Gjengestag
Vedlegg B -	Datablad utdrag SFS
Vedlegg C -	Beregninger for dekke
Vedlegg D -	Estimering av bruddlast – Testoppsett
Vedlegg E -	Optimalisering av kantavstander
Vedlegg F -	Densitet og Fuktighet
Vedlegg G -	Moelven. Fastheter Limtre og Smalt Limtre
Vedlegg H -	Beregning av spenntap

Vedlegg A Datablad utdrag - SPAX gjengestag

SPAX threaded rod

With hex head,
slide-coated



Blue zinc plated A2J

Dimensions [mm]			Packaging unit	SPAX No.
Thread Ø	Length total	Length full thread LgV	Shaft ring	
d1	Ls	LgV	[piece]	
16.0	800		SW 22 25	35616000108011
Ø d _k = 26 mm	1,000	Thread close to head	SW 22 25	35616000101011
	1,200		SW 22 25	35616000102011
	1,400		SW 22 25	35616000103011
	1,600		SW 22 25	35616000104011
	1,800		SW 22 25	35616000105011
	2,000		SW 22 25	35616000106011
	2,200		SW 22 25	35616000107011

Other lengths on request.

SPAX threaded rods

Hexagonal head SW 22 mm
Outer Ø d1 = 16 mm
Core -Ø d3 = 12 mm

What must be observed during processing:

The drill BIT can deviate in case of very narrow components and long drilled holes. If no experience is available in the factory, please check in advance.

The following machines are recommended for screwing-in:

PROTOOL DRP 32-4,
BOSCH GBM 32-4,
FEIN angle screwing machine
Mammut SCW 16-6,
MAKITA angle screwing machine DA 4301.

Shortening to desired length possible.

Use drill BITs with Ø 12–13 mm.



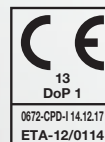
Pre-drilling



Screwing in



Ready!



$$N_{pl,k} = \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y,k} \quad [N]$$

is the characteristic value for the axial capacity in case of plastic analysis referred to the inner thread cross section.

Characteristic yield strength:

$$f_{y,k} = 1000 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \text{for SPAX screws made of carbon steel}$$

$$f_{y,k} = 500 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \text{for SPAX threaded rods and SPAX screws made of stainless steel}$$

Characteristic ideal elastic buckling load:

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} \quad [N]$$

Elastic foundation of the screw:

$$c_h = (0,19 + 0,012 \cdot d) \cdot \rho_k \cdot \left(\frac{90^\circ + \alpha}{180^\circ} \right) \quad [N/mm^2]$$

for screws in cross-laminated timber, the most unfavourable combination of α and ρ_k governs;

Modulus of elasticity:

$$E_s = 210000 \quad [N/mm^2]$$

Characteristic density:

$$\rho_k = \text{characteristic density} \quad [kg/m^3] \\ \text{for hardwoods with a maximum characteristic density of } 450 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Second moment of area: } I_s = \frac{\pi}{64} \cdot d_1^4 \quad [mm^4]$$

$$d_1 = \text{inner thread diameter} \quad [mm]$$

(d_2 in the drawings in the annex)

α = angle between screw axis and grain direction

Note: When determining design values of the compressive capacity it should be considered that $f_{ax,d}$ is to be calculated using k_{mod} and γ_M for timber according to EN 1995 while $N_{pl,d}$ is calculated using $\gamma_{M,0}$ for steel according to EN 1993.

Compression reinforcement

See annex C

Tensile reinforcement

See annex D

Shear reinforcement

See annex E

Thermal insulation material on top of rafters

See annex F

2.7 Related aspects of serviceability

2.7.1 Corrosion protection in service class 1, 2 and 3.

The SPAX screws and threaded rods are produced from carbon wire. They are brass-plated, nickel-plated bronze finished or electrogalvanised and e.g. yellow or blue chromated with thicknesses of the zinc coating from 4 – 16 μm or have a zinc flake coating with thicknesses from 10 – 20 μm .

Steel no. 1.4016, 1.4062, 1.4401, 1.4567, 1.4578, 1.4529 and 1.4539 is used for screws made from stainless steel.

Vedlegg B Datablad utdrag SFS

A strong partner in mechanical fastening with an international presence.

Fastening technology you can rely on

As a manufacturer of fastening systems SFS intec has set standards for many years based on its long experience of the market and intensive research and development work. Numerous innovations which have proved their qualities millions of times all over the world are tangible evidence of this fact. Manufacturing know-how accumulated over many years in production plants in various European countries and the USA makes SFS intec a highly qualified partner in the field of mechanical fastening technology.



Principles of calculation

Detailed planning documentation catering for a very wide range of applications ensures easy, reliable calculation.

Assured quality

The high quality standards by SFS intec's products and services are guaranteed by a dynamic quality assurance system and extensive testing in the company's own test laboratories.



For special applications our structural timberwork consultants will be pleased to assist you in selecting the most efficient and cost-effective fastening method.

If you have any questions about fastening technology, just call us.



System components	Headless threaded rod Insertion sleeve for countersinking Adapter for drivers Drilling system
Tensile strength	800 N/mm ²
Diameter	16 mm 20 mm
Thread geometry	DIN 7998
Length	3000 mm individually cut to length easy storage
Surface finish	zinc electroplated blue passivated, chromium(VI)-free

Vedlegg C Beregninger for dekke

Bruddgrensetilstand dekke med gjengestag iht. NS-EN 5-1-1 og NS-EN 3-1-8

Sjekker først jevnt fordelt last i y-retning av dekke: 5 m spennvidde

$$b := 8 \text{ m}$$

$$q := 13.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 106.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad l := 5 \text{ m} \quad M_{ED} := \frac{q \cdot l^2}{8} = 332.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$V_{ED} := \frac{q \cdot l}{2} = 266 \text{ kN}$$

spennvidde dekke: 4 meter

bredde dekke: 8 meter

høyde dekke: 270 mm

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

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$$

Bøyekapasitet:

$$\sigma_{myd} := \frac{M_{ED}}{W_y} = 3.42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærkapasitet:

$k_{cr} := 1$ $k_{cr} = 0.67$ for ST og GLULAM. Men antar 1 for hele dekket

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 8 \text{ m} \quad \tau_{ED} := \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{ED}}{b_{ef} \cdot h} = 0.18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet lameller:

GL32h $k_{mod} := 0.8$ $\gamma_{M0} := 1.15$

$$f_{myd} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M0}} = 22.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{vd} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M0}} = 2.23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.15 \ll 1 \text{ ok!}$$

$$\frac{\tau_{ED}}{f_{vd}} = 0.08 \ll 1 \text{ ok!}$$

På tvers av dekket - Linjelast

$$b := 5 \text{ m} \quad l := 8 \text{ m}$$

$$q := 13.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 66.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{ED} := \frac{q \cdot l}{2} = 266 \text{ kN}$$

$$M_{ED} := \frac{q \cdot l^2}{8} = 532 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$$

Bøyekapasitet:

$$\sigma_{myd} := \frac{M_{ED}}{W_y} = 8.76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærkapasitet:

$k_{cr} := 1$ $k_{cr} = 0.67$ for ST og GLULAM. Men antar 1 for hele dekket

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 5 \text{ m} \quad \tau_{ED} := \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{ED}}{b_{ef} \cdot h} = 0.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet lameller:

GL32h $k_{mod} := 0.8$ $\gamma_{M0} := 1.15$

$$f_{myd} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M0}} = 22.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{vd} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M0}} = 2.23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.39 < 1 \text{ ok!}$$

$$\frac{\tau_{ED}}{f_{vd}} = 0.13 \ll 1 \text{ ok!}$$

Lameller har tilstrekkelig kapasitet for moment og skjær

På tvers av dekket - LM2

sjekker to punktlaster som representerer en servicebil med akselavstand på 2 m og last på 200 kN iht. NS-EN 1991-2

Største skjærkraft er når kjøretøy står ved ende. Kreftene blir funnet ved å bruke skallteori ved Mindlin Abaqus

Men først for avskjæring av gjengestag, antar vi oppsett etter NS-EN 5-1-1 kapittel 8.5 Bolteforbindelser.

diameter blir satt til indre diameter: 16 mm etter SFS intecs datablader

NS-EN 5:Tabell 8.4 - Minste avstander

$$d := 16 \text{ mm}$$

$$a_1 := (4 + \cos(90)) \cdot d = 56.83 \text{ mm}$$

$$a_2 := 4 \cdot d = 64 \text{ mm}$$

$$a_{4t} := \max((2 + 2 \sin(90)) \cdot d, 3 \cdot d) = 60.61 \text{ mm}$$

$$a_{4c} := 3 \cdot d = 48 \text{ mm}$$

$$h_{min} := a_2 + a_{4t} + a_{4c} = 172.61 \text{ mm}$$

Videre brukes NS-EN 3.1.8 - Knutepunkter og forbindelser. Dette for å ha en grenseverdi. Generelt for skruer i stålforbindelser:

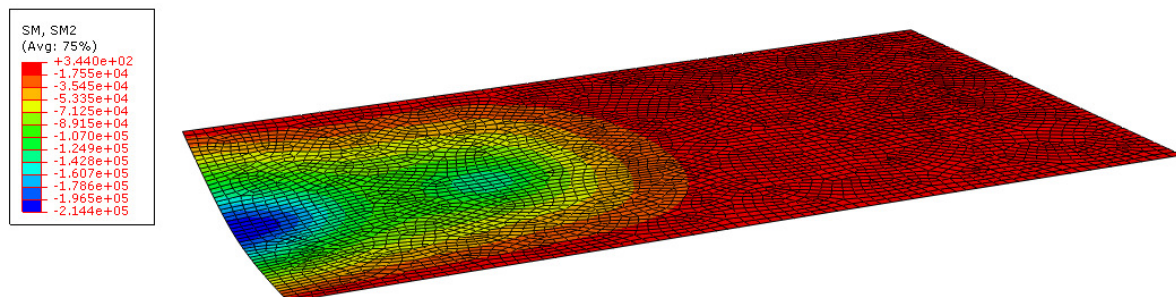
Tabell 3.1 For 8.8 skruer brukes $f_{yb} = 480 \text{ N/mm}^2$ og $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

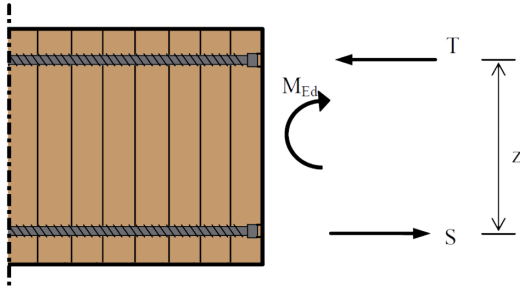
$$\alpha_V := 0.6 \quad f_{ub} := 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad A_s := \pi \cdot (8 \text{ mm})^2 \quad \gamma_{M2} := 1.25 \quad \text{NA.2.2(2)}$$

Tabell 3.4 - Dimensjonerende kapasitet for individuelle festemidler påkjent av avskjæring og/eller strekk

$$F_{V,Rd} := \frac{\alpha_V \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 77.21 \text{ kN} \quad \text{per flate}$$

Videre påvisning av dekke sjekkes etter skallteori ved Abaqus. For LM2 med akselavstand 100 mm unna sideende får vi moment som vist på figur under. SM2 er "section moment" som skal tas opp av tverrsnittet. Lastflater er på 600 x 600 mm med en senteravstand på 2000 mm.





$$M_{ED1} := 214 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad b := 1 \text{ m}$$

$$h = 270 \text{ mm}$$

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 12150000 \text{ mm}^3$$

$$W_y \cdot f_{myd} = 270.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

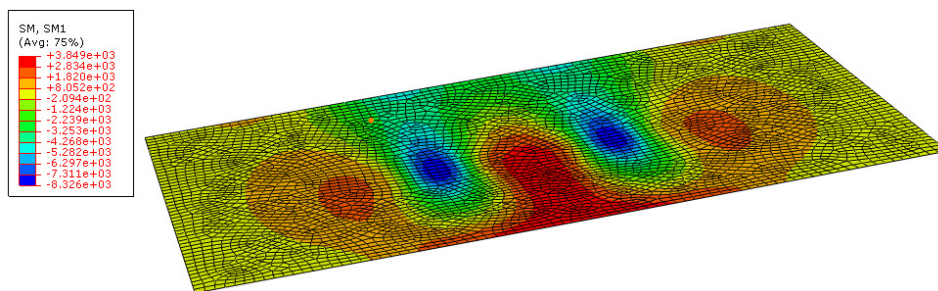
$$\frac{M_{ED1}}{W_y \cdot f_{myd}} = 0.79$$

79% utnyttelsesgrad for tverrsnitt iflg Abaqus.

Moment som kritisk last. Momentpar som har en indre momentarm på z

$$z := h - a_{4t} - a_{4c} = 161.39 \text{ mm}$$

SM1 er "section moment" som skal tas opp av gjengestag. MED2 oppgis som 8,32 Nmm/mm. Kritisk for LM2 er når last er sentrert.



$$M_{ED2} := \frac{8320 \text{ N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}}$$

Antar et tverrsnitt på 1 meter

$$M_{ED2} := M_{ED2} \cdot 1000 \text{ mm} = 8320 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$F_S := \frac{M_{ED2}}{z} = 51551.47 \text{ N}$$

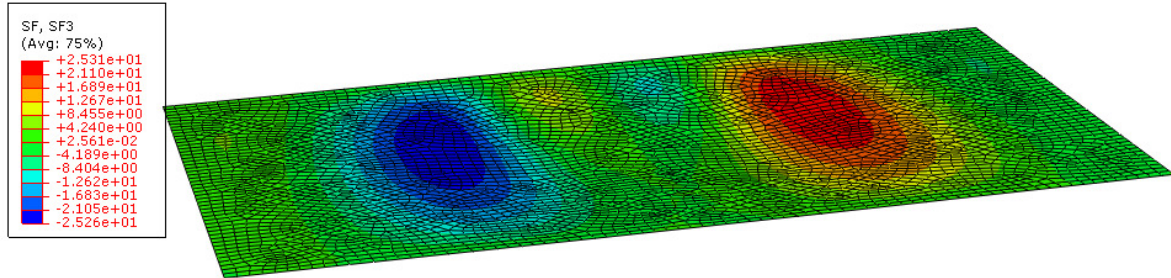
Tabell 3.4 i NS-EN 3-1-8 angir strekkapasiteten for skru

$$k_2 := 0.9$$

$$F_{t,Rd} := \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 115.81 \text{ kN}$$

$$n := \frac{F_S}{F_{t.Rd}} = 0.44513189$$

stk skruer må til for å ta opp momentet på grunn av nyttekjøretøy. Moment i stag ikke dimensjonerende. Gitt at staget har nok innfesting slik at stålets kapasitet blir dimensjonerende.



SF3 er "section Force" som er skjærkrefter som skal tas opp av gjengestag. SF3 oppgis som 25.31 N/mm. Kritisk skjær for LM2 er når last er sentrert. Skal komme fram til en senteravstand som tas opp av et fornuftig antall gjengestag.

$$F_{V.Ed} := 25.31 \frac{N}{mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 25.31 \text{ kN}$$

Sjekker videre kapasitet iht. NS-EN 5-1-1 kapittel 8

Diameter for kroppen er større enn 6 mm. Bruker reglene for bolter i EC 8.5.1. (EC5 8.7.1(4))

Tverrbelastede bolter:

$$f_{uk} := 800 \quad d := 12$$

$$M_{y.Rk} := 0.3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2.6} = 153491 \text{ Nmm}$$

$$\beta := 1 \quad \rho_k := 470 \frac{kg}{m^3}$$

$$t_1 := 552.5 \quad t_2 := t_1$$

$$f_{h.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 33.92 \frac{N}{mm^2} \quad (8.32)$$

Uttrekkskapasitet

$$n := 1 \quad n_{ef} := n^{0.9} \quad l_{ef} := t_1 \quad \gamma_{m.con} := 1.3$$

$$f_{ax} := 0.52 \cdot d^{-0.5} \cdot l_{ef}^{-0.1} \cdot \rho_k^{0.8} = 10.96 \quad k_d := \min\left(\frac{d}{8}, 1\right) = 1$$

$$F_{ax.Rk} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 69867 \text{ N} \quad F_{ax.Rd} := \frac{F_{ax.Rk} \cdot \gamma_{m.con}}{k_{mod}} \quad (8.38)$$

$F_{t.Rd} = 115.81 \text{ kN}$ -> Kan bruke hele bidraget fra Fax

$$z_m := 0.174$$

$$M_{fax} := F_{ax.Rk} \cdot z_m = 12156.9 \quad P_m := \frac{M_{fax} \cdot 4}{(t_1 \cdot 2)} = 44006.88$$

$$\frac{1000}{1000}$$

Enkeltsnittede forbindere - Tre mot tre NS-EN 8.2.2. Ser på situasjon a,b,d,e,f. situasjon c er ikke aktuell.

$$F_{v.Rk.a} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 224857.78 \text{ N} \quad F_{v.Rk.a} := f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d = 224857.78 \text{ N}$$

$$F_{v.Rk.b} := F_{v.Rk.a} = 224857.78 \text{ N}$$

$$F_{v.Rk.d} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 96458.5$$

$$F_{v.Rk.e} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 96458.5$$

$$F_{v.Rk.f} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 30320.9$$

$$F_{v.Rk.h} := 0.5 \cdot f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d = 112428.89$$

$$F_{v.Rk.j} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \left(\frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2} \right)} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 96458.47$$

$$F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 30320.92$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk.a}, F_{v.Rk.b}, F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}, F_{v.Rk.f}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.k}) = 30320.92 \quad \text{N}$$

$$\gamma_{m.con} := 1.3$$

$$F_{v.Rd} := F_{v.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{m.con}} = 18659.03 \text{ N} \quad \frac{F_{V.Ed}}{F_{v.Rd} \cdot \mathbf{N}} = 1.36$$

Vedlegg D Estimering av bruddlast

8.2.1: M62-15-880: 62 x 225 x 400 x 15stk

Tverrbelastede bolter:

$$f_{uk} := 800 \quad d := 12$$

$$M_{y.Rk} := 0.3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2.6} = 153491 \text{ Nmm} \quad (8.30)$$
$$b_{lamell} := 62 \quad b_{lysopning} := b_{lamell} \cdot 15 - 50 \quad t_1 := \frac{b_{lysopning}}{2} = 440 \quad t_2 := t_1$$

$$\beta := 1 \quad \rho_k := 470 \quad \frac{kg}{m^3}$$

Uttrekkskapasitet

$$n := 1 \quad n_{ef} := n^{0.9} \quad l_{ef} := t_1$$

$$f_{ax} := 0.52 \cdot d^{-0.5} \cdot l_{ef}^{-0.1} \cdot \rho_k^{0.8} = 11.21 \quad k_d := \min\left(\frac{d}{8}, 1\right) = 1$$

$$F_{ax.Rk} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 56922 \text{ N} \quad (8.38)$$

Johansen-ledd med en lamellbredde

$$t_1 := 62$$

$$t_2 := t_1$$

$$l_{ef} := t_1$$

$$F_{ax.Rk} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 8021$$

$$\rho_k := 400 \quad \frac{kg}{m^3}$$

$$f_{h.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 28.86 \quad \frac{N}{mm^2} \quad (8.32)$$

Enkeltsnittede forbindere - Tre mot tre NS-EN 8.2.2. Ser på situasjon a,b,d,e,f. situasjon c er ikke aktuell.

$$F_{v.Rk.a} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 21474.82$$

$$F_{v.Rk.a} := f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d = 21474.82$$

$$F_{v.Rk.b} := F_{v.Rk.a} = 21474.82$$

$$F_{v.Rk.d} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 11928.2$$

$$F_{v.Rk.e} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 11928.2$$

$$F_{v.Rk.f} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 13863.5$$

$$F_{v.Rk.h} := 0.5 \cdot f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d = 10737.41$$

$$F_{v.Rk.j} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \left(\frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2} \right)} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 11928.17$$

$$F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 13863.53$$

$$F_{v.Rk.snitt} := \min(F_{v.Rk.a}, F_{v.Rk.b}, F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}, F_{v.Rk.f}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.k}) = 10737.41 \quad N$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk.snitt} \cdot 4 = 42949.63 \quad N$$

8.2.2: M90-11-940: 90 x 270 x 400 x 11stk

Tverrbelastede bolter:

$$f_{uk} := 800 \quad d := 12$$
$$M_{y.Rk} := 0.3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2.6} = 153491 \quad Nmm \quad (8.30)$$

$$b_{lamell} := 90 \quad b_{lysopning} := b_{lamell} \cdot 11 - 50 \quad t_1 := \frac{b_{lysopning}}{2} = 470 \quad t_2 := t_1$$

$$\beta := 1 \quad \rho_k := 470 \quad \frac{kg}{m^3}$$

Uttrekkskapasitet

$$n := 1 \quad n_{ef} := n^{0.9} \quad l_{ef} := t_1$$

$$f_{ax} := 0.52 \cdot d^{-0.5} \cdot l_{ef}^{-0.1} \cdot \rho_k^{0.8} = 11.14 \quad k_d := \min\left(\frac{d}{8}, 1\right) = 1$$

$$F_{ax.Rk} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 60404 \quad N \quad (8.38)$$

Johansen-ledd med en lamellbredde

$$\rho_k := 470 \quad \frac{kg}{m^3}$$

$$f_{h.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 33.92 \quad \frac{N}{mm^2} \quad (8.32)$$

$$t_1 := 90$$

$$t_2 := t_1$$

$$l_{ef} := t_1$$

$$F_{ax.Rk} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 11567$$

Enkeltsnittede forbindere - Tre mot tre NS-EN 8.2.2. Ser på situasjon a,b,d,e,f. situasjon c er ikke aktuell.

$$F_{v.Rk.a} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 36628.42 \quad F_{v.Rk.a} := f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d = 36628.42$$

$$F_{v.Rk.b} := F_{v.Rk.a} = 36628.42$$

$$F_{v.Rk.d} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 17443.8$$

$$F_{v.Rk.e} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 17443.8$$

$$F_{v.Rk.f} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 15745.8$$

$$F_{v.Rk.h} := 0.5 \cdot f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d = 18314.21$$

$$F_{v.Rk.j} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \left(\frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2} \right)} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 17443.82$$

$$F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 15745.77$$

$$F_{v.Rk.snitt} := \min(F_{v.Rk.a}, F_{v.Rk.b}, F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}, F_{v.Rk.f}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.k}) = 15745.77 \quad N$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk.snitt} \cdot 4 = 62983.07 \quad N$$

8.2.3: M165-7-1105: 165 x 270 x 400 x 7stk

Tverrbelastede bolter:

$$f_{uk} := 800 \quad d := 12$$
$$M_{y.Rk} := 0.3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2.6} = 153491 \quad Nmm \quad (8.30)$$

$$b_{lamell} := 165 \quad b_{lysopning} := b_{lamell} \cdot 7 - 50 \quad t_1 := \frac{b_{lysopning}}{2} = 552.5 \quad t_2 := t_1$$

$$\beta := 1 \quad \rho_k := 470 \quad \frac{kg}{m^3}$$

Uttrekkskapasitet

$$n := 1 \quad n_{ef} := n^{0.9} \quad l_{ef} := t_1$$

$$f_{ax} := 0.52 \cdot d^{-0.5} \cdot l_{ef}^{-0.1} \cdot \rho_k^{0.8} = 10.96 \quad k_d := \min\left(\frac{d}{8}, 1\right) = 1$$

$$F_{ax.Rk} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 69867 \quad N \quad (8.38)$$

Johansen-ledd med en lamellbredde

$$\rho_k := 400 \quad \frac{kg}{m^3}$$

$$f_{h.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 28.86 \quad \frac{N}{mm^2} \quad (8.32)$$

$$t_1 := 165$$

$$t_2 := t_1$$

$$l_{ef} := t_1$$

$$F_{ax.Rk} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 20865$$

Enkeltsnittede forbindere - Tre mot tre NS-EN 8.2.2. Ser på situasjon a,b,d,e,f. situasjon c er ikke aktuell.

$$F_{v.Rk.a} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 57150.72$$

$$F_{v.Rk.a} := f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d = 57150.72$$

$$F_{v.Rk.b} := F_{v.Rk.a} = 57150.72$$

$$F_{v.Rk.d} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 26184.2$$

$$F_{v.Rk.e} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 26184.2$$

$$F_{v.Rk.f} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 17074.6$$

$$F_{v.Rk.h} := 0.5 \cdot f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d = 28575.36$$

$$F_{v.Rk.j} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \left(\frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2} \right)} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 26184.2$$

$$F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 17074.65$$

$$F_{v.Rk.snitt} := \min(F_{v.Rk.a}, F_{v.Rk.b}, F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}, F_{v.Rk.f}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.k}) = 17074.65 \quad N$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk.snitt} \cdot 4 = 68298.59 \quad N$$

8.2.4: S90-140-3: 140 x 177 x 400 x 3stk

Tverrbelastede bolter:

$$f_{uk} := 800 \quad d := 12$$
$$M_{y.Rk} := 0.3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2.6} = 153491 \text{ Nmm} \quad (8.30)$$

$$\beta := 1 \quad \rho_k := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$n := 1 \quad n_{ef} := n^{0.9} \quad l_{ef} := t_1$$

$$f_{ax} := 0.52 \cdot d^{-0.5} \cdot l_{ef}^{-0.1} \cdot \rho_k^{0.8} = 10.87 \quad k_d := \min\left(\frac{d}{8}, 1\right) = 1$$

$$f_{h.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 28.86 \quad \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (8.32)$$

$$t_1 := 140 \quad t_2 := t_1 \quad l_{ef} := t_1$$

$$F_{ax.Rk} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 17560 \quad (8.38)$$

$$F_{v.Rk.e} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta^2 (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 22494.3$$

$$F_{v.Rk.f} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 16248.3$$

$$F_{v.Rk.h} := 0.5 \cdot f_{h.k} \cdot t_2 \cdot d = 24245.76$$

$$F_{v.Rk.j} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \left(\frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2} \right)} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 22494.32$$

$$F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 16248.31$$

$$F_{v.Rk.snitt} := \min(F_{v.Rk.a}, F_{v.Rk.b}, F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}, F_{v.Rk.f}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.k}) = 16248.31 \text{ N}$$

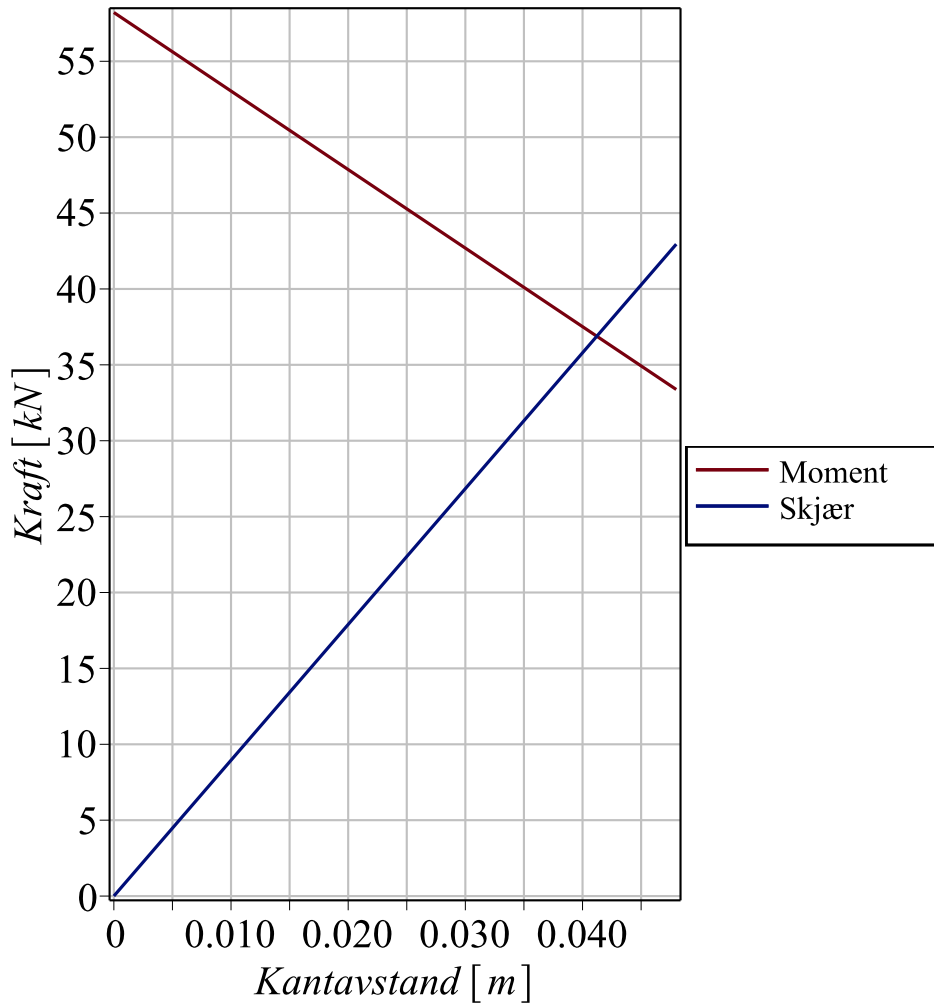
$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk.snitt} \cdot 4 = 64993.24 \text{ N}$$

Vedlegg E Optimalisering av kantavstander

▼ 62x225

```
> restart
> with(plots) :
> a4t := 0.048 :
> h := 0.225 :
> z := h - (2·x) :
> Fax := 56.92 :
> FvJoh := 42.95 :
> l := 0.88 :
> P :=  $\frac{F_{ax} \cdot z \cdot 4}{l}$  :
> Fv,Rd := FvJoh ·  $\left(\frac{x}{a_{4t}}\right)$  :
> plot([P, Fv,Rd], x = 0..0.048, legend = ["Moment", "Skjær"], size = [1300, 600], labels
= [Kantavstand [m], Kraft [kN]], labeldirections = [horizontal, vertical], legendstyle
= [location = right], size = [1000, 500], title
= "Optimalisering av kantavstand 62mm lameller", titlefont = ["ROMAN", 15], font
= [label, "ROMAN", 15], axis = [thickness = 0.5, gridlines = [colour = grey, majorlines = 1],
tickmarks = [10, subticks = 0]], axes = boxed)
```


Optimalisering av kantavstand 62mm lameller



```
> a_optimized := solve(P = F_v.Rd' x)
```

$$a_{\text{optimized}} := 0.04122060010 \quad (1.1)$$

```
> z_optimized := h - (2 · a_optimized) :
```

```
> P_optimized := 
$$\frac{F_{ax} \cdot z_{\text{optimized}}^4}{I}$$

```

$$P_{\text{optimized}} := 36.88384948 \quad (1.2)$$

▼ 90x270

```
> restart
```

```
> with(plots) :
```

```
> a4t := 0.048 :
```

```
> h := 0.270
```

h := 0.270

(2.1)

```
> z := h - (2·x) :
```

```
> Fax := 60.40 :
```

```
> FvJoh := 65.06 :
```

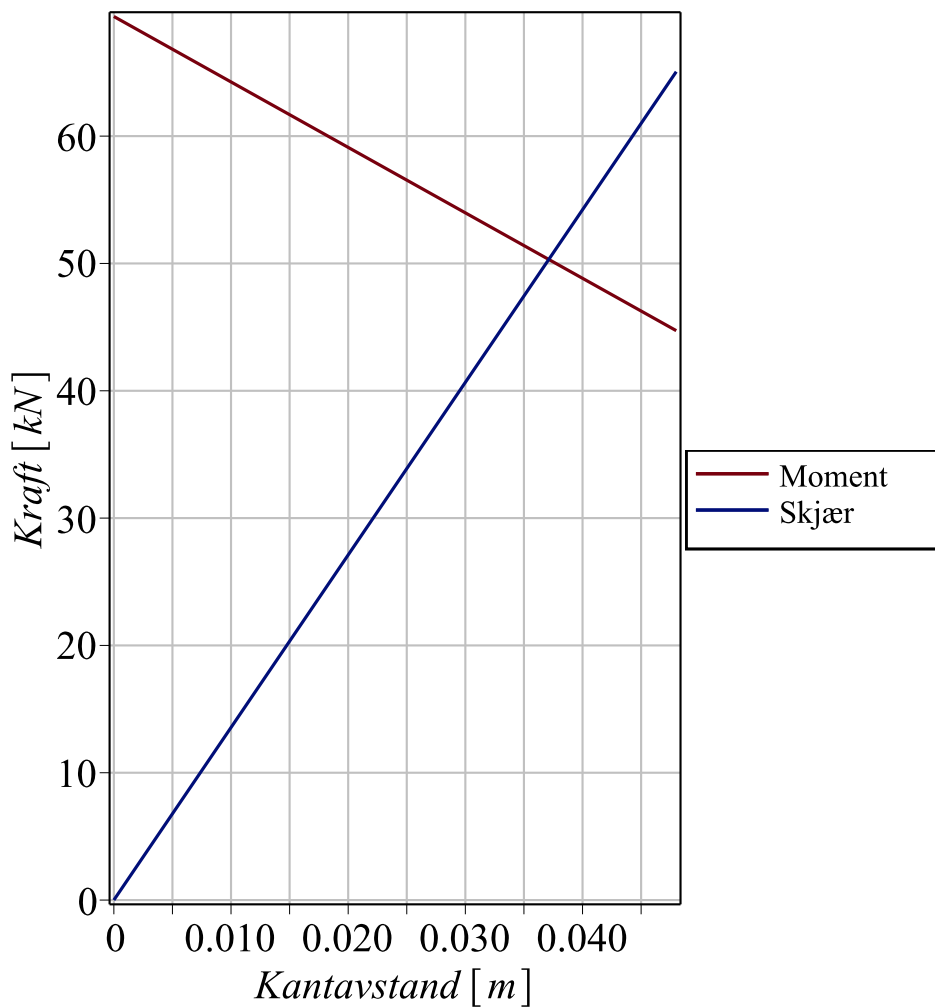
```
> l := 0.94 :
```

```
> P :=  $\frac{F_{ax} \cdot z \cdot 4}{l}$  :
```

```
> Fv.Rd := FvJoh ·  $\left( \frac{x}{a_{4t}} \right)$  :
```

```
> plot([P, Fv.Rd], x = 0..0.048, legend = ["Moment", "Skjær"], size = [1300, 600], labels  
= [Kantavstand [m], Kraft [kN]], labeldirections = [horizontal, vertical], legendstyle  
= [location = right], size = [1000, 500], title  
= "Optimalisering av kantavstand 90mm lameller", titlefont = ["ROMAN", 15], font  
= [label, "ROMAN", 15], axis = [thickness = 0.5, gridlines = [colour = grey, majorlines = 1],  
tickmarks = [10, subticks = 0]], axes = boxed)
```

Optimalisering av kantavstand 90mm lameller



```
> a_optimized := solve(P = F_v.Rd' x)
```

$$a_{\text{optimized}} := 0.03712075874 \quad (2.2)$$

```
> z_optimized := h - (2 · a_optimized) :
```

```
> P_optimized := \frac{F_{ax} \cdot z_{\text{optimized}}^4}{I}
```

$$P_{\text{optimized}} := 50.31409508 \quad (2.3)$$

▼ 165x270

```
> restart
> with(plots) :
> a_{4t} := 0.048 :
```

```
> h := 0.270
```

$h := 0.270$

(3.1)

```
> z := h - (2·x) :
```

```
> Fax := 69.87 :
```

```
> FvJoh := 68.12 :
```

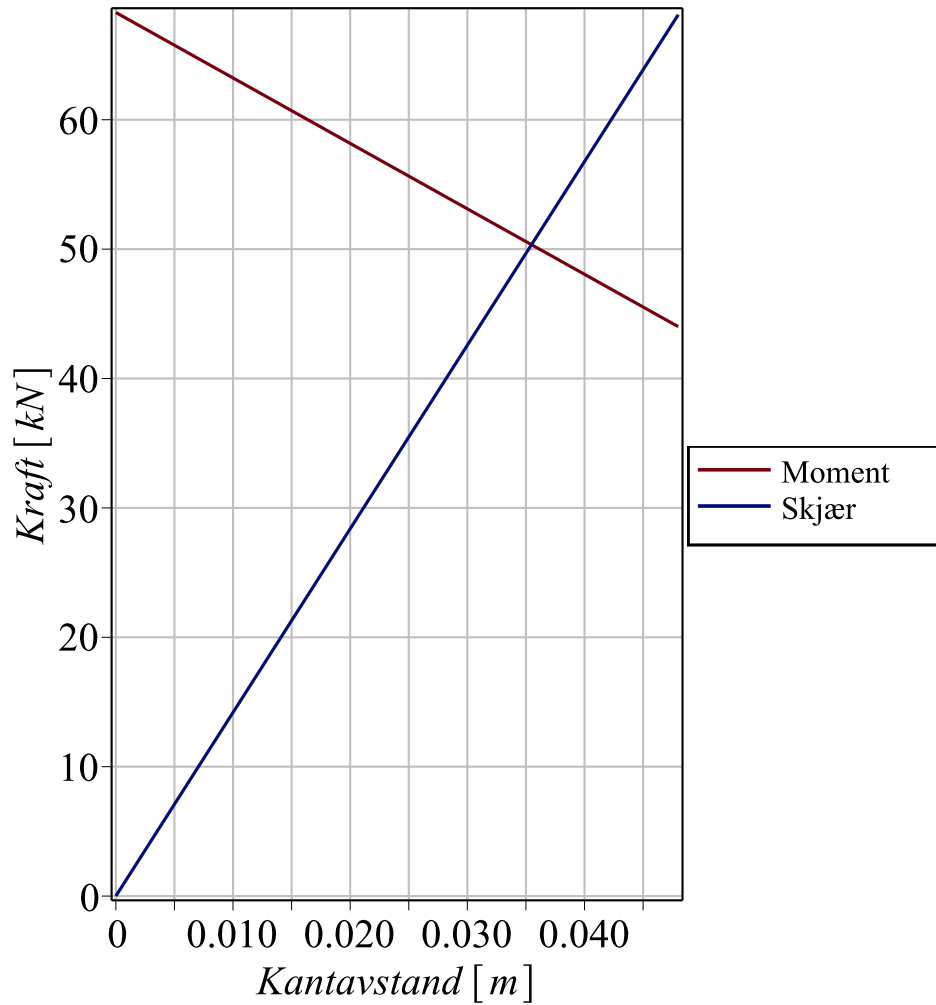
```
> l := 1.105 :
```

```
> P :=  $\frac{F_{ax} \cdot z \cdot 4}{l}$  :
```

```
> Fv.Rd := FvJoh ·  $\left( \frac{x}{a_{4t}} \right)$  :
```

```
> plot([P, Fv.Rd], x = 0 .. 0.048, legend = ["Moment", "Skjær"], size = [1300, 600], labels  
= [Kantavstand [m], Kraft [kN]], labeldirections = [horizontal, vertical], legendstyle  
= [location = right], size = [1000, 500], title  
= "Optimalisering av kantavstand 165mm lameller", titlefont = ["ROMAN", 15], font  
= [label, "ROMAN", 15], axis = [thickness = 0.5, gridlines = [colour = grey, majorlines = 1],  
tickmarks = [10, subticks = 0]], axes = boxed)
```

Optimalisering av kantavstand 165mm lameller



```
> a_optimized := solve(P = F_v.Rd' x)
```

$$a_{\text{optimized}} := 0.03547468880$$

(3.2)

```
> z_optimized := h - (2 · a_optimized) :
```

```
>
```

```
> P_optimized :=  $\frac{F_{ax} \cdot z_{\text{optimized}} \cdot 4}{l}$ 
```

$$P_{\text{optimized}} := 50.34449588$$

(3.3)

```
>
```

Vedlegg F Densitet og Fuktighet

Oddtall = Topp
Partall = Bunn

S90-62-3-x

	Element	Vekt [g]		Fuktighet W	Bredde	Høyde	Lengde	Volum	Densitet ρ_w	Densitet ρ_{12}	
		før tørk	etter tørk	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	
S90-62-3-1	1	5,67	5,05	12,28	23,80	23,50	24,90	13926,57	407,14	406,47	
	2	5,84	5,2	12,31	23,80	23,60	24,90	13985,83	417,57	416,82	
S90-62-3-2	3	7,18	6,38	12,54	24,95	25,00	24,70	15406,63	466,03	464,69	
	4	6,38	5,68	12,32	24,80	24,90	24,80	15314,50	416,60	415,81	
S90-62-3-3	5	8,17	7,28	12,23	26,70	26,70	26,50	18891,59	432,47	431,91	
	6	7,06	6,32	11,71	26,50	26,50	26,30	18469,18	382,26	382,95	
Gjennomsnittlig fuktighet W				12,23	Gjennomsnitt densitet:				420,34	densitet justert til 12% fuktighet: 419,77	

S90-90-3-x

	Element	Vekt [g]		Fuktighet W	Bredde	Høyde	Lengde	Volum	Densitet	Densitet ρ_{12}	
		før tørk	etter tørk	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	
S90-90-3-1	7	9,39	8,38	12,05	26,30	26,00	26,00	17778,80	528,16	528,03	
	8	7,89	7,08	11,44	26,40	26,20	25,80	17845,34	442,13	443,51	
S90-90-3-2	9	6,82	6,06	12,54	25,50	25,35	25,20	16289,91	418,66	417,34	
	10	7,48	6,61	13,16	25,00	25,10	25,15	15781,63	473,97	471,06	
S90-90-3-3	11	6,84	6,08	12,50	25,10	24,95	25,30	15844,00	431,71	430,48	
	12	7,24	6,42	12,77	25,40	25,35	25,30	16290,42	444,43	442,52	
Gjennomsnittlig fuktighet W				12,41	Gjennomsnitt densitet:				456,51	densitet justert til 12% fuktighet: 455,49	

S90-140-3-x

	Element	Vekt [g]		Fuktighet W	Bredde	Høyde	Lengde	Volum	Densitet	Densitet ρ_{12}	
		før tørk	etter tørk	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	
S90-140-3-1	13	8,49	7,63	11,27	26,75	26,85	26,80	19248,77	441,07	442,86	
	14	9,33	8,31	12,27	26,55	27,00	26,85	19247,42	484,74	484,05	
S90-140-3-2	15	7,48	6,71	11,48	27,10	26,80	26,80	19464,30	384,29	385,53	
	16	10,12	9,01	12,32	26,60	26,60	26,80	18962,61	533,68	532,89	
S90-140-3-3	17	8,81	7,84	12,37	26,15	25,85	26,00	17575,42	501,27	500,34	
	18	7,16	6,42	11,53	25,85	26,35	26,10	17777,95	402,75	403,88	
Gjennomsnittlig fuktighet W				11,87	Gjennomsnitt densitet:				457,97	densitet justert til 12% fuktighet: 458,26	

M62-15-880

	Element	Vekt [g]		Fuktighet W	Bredde	Høyde	Lengde	Volum	Densitet	Densitet ρ_{12}	
		før tørk	etter tørk	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	
M62-15-880	19	6,47	5,81	11,36	24,60	24,50	24,65	14856,56	435,50	437,07	
	20	8,19	7,31	12,04	24,75	26,00	26,00	16731,00	489,51	489,41	
	21	5,91	5,32	11,09	25,50	24,90	24,55	15588,02	379,14	381,27	
	22	7,52	6,74	11,57	24,65	25,90	26,00	16599,31	453,03	454,09	
	23	6,39	5,73	11,52	25,50	24,90	24,65	15651,52	408,27	409,43	
	24	7,88	7,1	10,99	25,95	25,90	25,90	17407,52	452,68	455,18	
Gjennomsnittlig fuktighet W				11,43	Gjennomsnitt densitet:				436,35	densitet justert til 12% fuktighet: 437,74	

M90-11-940

	Element	Vekt [g]		Fuktighet W	Bredde	Høyde	Lengde	Volum	Densitet	Densitet ρ_{12}	
		før tørk	etter tørk	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	
M90-11-940	25	5,34	4,81	11,02	24,70	23,60	24,65	14368,98	371,63	373,92	
	26	5,23	4,71	11,04	24,80	23,75	24,70	14548,30	359,49	361,69	
	27	5,18	4,68	10,68	23,70	24,75	24,70	14488,40	357,53	360,54	
	28	5	4,51	10,86	24,70	23,65	24,75	14457,84	345,83	348,39	
	29	7,12	6,37	11,77	24,80	23,65	24,80	14545,70	489,49	490,06	
	30	6,68	5,97	11,89	23,65	24,50	24,80	14369,74	464,87	465,13	
Gjennomsnittlig fuktighet W				11,21	Gjennomsnitt densitet:				398,14	densitet justert til 12% fuktighet: 399,95	

M165-7-1105

	Element	Vekt [g]		Fuktighet W	Bredde	Høyde	Lengde	Volum	Densitet	Densitet ρ_{12}	
		før tørk	etter tørk	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	
M165-7-1105	31	6,36	5,69	11,78	24,70	24,65	24,45	14886,50	427,23	427,78	
	32	6,4	5,75	11,30	26,90	24,20	24,30	15818,81	404,58	406,25	
	33	6,18	5,53	11,75	26,80	24,20	24,25	15727,58	392,94	393,53	
	34	6,97	6,25	11,52	26,90	24,20	24,20	15753,72	442,44	443,62	
Gjennomsnittlig fuktighet W				11,59	Gjennomsnitt densitet:				416,80	densitet justert til 12% fuktighet: 417,79	

	Egenskap/enhet		Limtre GL30C	Smalt Limtre
Bøyning	$f_{m,k}$	N/mm ²	30	28(24**)
Strekk	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	19,5	19,5
	$f_{t,90,k}$	N/mm ²	0,5	0,5
Trykk	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	24,5	24,5
	$f_{c,90,k}$	N/mm ²	2,5 (5,7*)	2,5 (5,7*)
Skjær	$f_{v,k}$	N/mm ²	3,5	3,5
Rulle skjær	$f_{r,k}$	N/mm ²	1,2	1,2
Elastisitetsmodul	$E_{0, \text{mean}}$ deformasjonsberegning	N/mm ²	13 000	12 500
	$E_{0, 05}$ stabilitetsberegning	N/mm ²	10 800	10 800
	$E_{90, \text{mean}}$ deformasjonsberegning	N/mm ²	300	300
Skjærmodul	$G_{0, \text{mean}}$	N/mm ²	650	650
Rulle skjærmodul	$G_{r, \text{mean}}$	N/mm ²	65	65
Densitet	ρ_k styrkeberegning	kg/m ³	390	390
	ρ_{mean} lastberegning	kg/m ³	430	430

Karakteristiske fasthetsverdier for styrkeklasse GL30C er i.h.t NS-EN 14080:2013 tabell 4

Karakteristiske fasthetsverdier for smalt limtre er i.h.t NS-EN 14080:2013 punkt 5.1.7 (bredde min 38mm; høyde/bredde ≤ 8)

*) skal KUN benyttes sammen med beregningsregler gitt i rapport nr. 86 fra Norsk Treteknisk Institutt (www.treteknisk.no). Dette som alternativ metode til EK5 pkt. 6.1.5.

***) smalt limtre er splittet i tre deler fra emne

For fasthetsverdier for Kerto henviser vi til gjeldende Tekniske Godkjenning:
Kerto-S TG 2142

Gode rom

Vedlegg H Beregning av spenntap

Kapittel 2

$$r := 10 \text{ mm} \quad E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{G90} := 33 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{K}} \quad \text{Thermal expansion coefficient}$$

$$\alpha_s := 11.5 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{K}} \quad \text{Thermal expansion coefficient}$$

$$\beta_{G90} := 0.2 \quad \text{Moisture expansion coefficient}$$

$$E_{G90} := 370 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{E-modulus wood}$$

$$E_T := E_{G90}$$

$$\alpha_T := \alpha_{G90}$$

$$\beta_T := \beta_{G90}$$

$$A_s := \pi \cdot r^2 = 314.159 \text{ mm}^2 \quad \text{Area steel bar}$$

$$A_G := 200 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} = (1 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\Delta T := 10 \text{ K} \quad \text{Change in temperature}$$

$$\Delta u := 1\% \quad \text{Change in moisture}$$

$$\Delta \sigma_s := \frac{E_{G90} \cdot A_G \cdot ((\alpha_{G90} - \alpha_s) \Delta T - \beta_{G90} \cdot \Delta u)}{\left(\frac{E_{G90} \cdot A_G}{E_s} + A_s \right)} = -134.69 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta F_s := \Delta \sigma_s \cdot A_s = -42.314 \text{ kN}$$

Kapittel 5

$$r := 10 \text{ mm} \quad E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{G90} := 33 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{K}} \quad \text{Thermal expansion coefficient}$$

$$\alpha_s := 11.5 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{K}} \quad \text{Thermal expansion coefficient}$$

$$\beta_{G90} := 0.2 \quad \text{Moisture expansion coefficient}$$

$$E_{G90} := 370 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{E-modulus wood}$$

$$E_T := E_{G90}$$

$$\alpha_T := \alpha_{G90}$$

$$\beta_T := \beta_{G90}$$

$$A_s := \pi \cdot r^2 = 314.159 \text{ mm}^2 \quad \text{Area steel bar}$$

$$A_G := 180 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} = (9 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\Delta T := 0 \text{ K} \quad \text{Change in temperature}$$

$$\Delta u := 2.3\% \quad \text{Change in moisture}$$

$$\Delta \sigma_s := \frac{E_{G90} \cdot A_G \cdot ((\alpha_{G90} - \alpha_s) \Delta T - \beta_{G90} \cdot \Delta u)}{\left(\frac{E_{G90} \cdot A_G}{E_s} + A_s \right)} = -324.032 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta F_s := \Delta \sigma_s \cdot A_s = -101.798 \text{ kN}$$