

# Konseptstudie av lange buebroer i tre.

Eksperimentell og numerisk modellering.

**Runa Barli**  
**Idun Hakvåg**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk



## MASTEROPPGAVE 2013

for

*Runa Barli og Idun Hakvåg*

### **Konseptstudie av lange buebroer i tre – Eksperimentell og numerisk modellering.**

*Conceptual Study of Long Arched Timber Bridges – Experimental and Numerical Modeling.*

Kandidatene skal utføre et konseptstudie av en lang buebro i tre. Det skal utføres numeriske modelleringer, samt lages en eksperimentell modell.

Forutsetninger:

- Broen skal ha et 100 m langt spenn.
- Utformingen skal være basert på prinsippene til en nettverksbuebro.
- Det skal ikke benyttes vindfagverk. Hengestagene på broa skal vinkles ut av planet, slik at disse utgjør den sideveise avstivingen av broa.
- Den eksperimentelle modellen skal være i skala 1:10.

Den eksperimentelle modellen skal detaljporsjekteres og bygges i laboratoriet. Det skal lages en numerisk modell av denne broen i elementprogrammet Abaqus CAE. For begge modellene skal det utføres en modal analyse, som gir en bedre forståelse for samsvaret mellom den eksperimentelle og numeriske modellen.

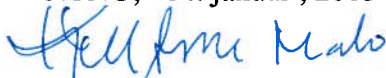
Etter samråd med veiledere kan kandidatene konsentrere sitt arbeide til spesielle deler av oppgaven, eller trekke inn andre aspekter.

Besvarelsen organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

*Veileder(e):* Kjell Arne Malo og Otto Kleppe

**Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 10. juni 2013.**

NTNU, 14. januar, 2013



Kjell Arne Malo  
faglærer





## MASTEROPPGAVE 2013

FAGOMRÅDE: Trekonstruksjoner	DATO: 05.06.2013	ANTALL SIDER: 264
------------------------------	------------------	-------------------

TITTEL:

**Konseptstudie av lange buebroer i tre.  
Eksperimentell og numerisk modellering**

Conceptual Study of Long Arched Timber Bridges.  
Experimental and Numerical Modelling.

UTFØRT AV:

Runa Barli og Idun Hakvåg



SAMMENDRAG:

Den lengste trebroen per i dag er Tynset bro med et spenn på 70 m. Det er ønskelig å se på muligheten for å bygge lengre trebuebroer enn dette. I denne masteroppgaven er det derfor sett på en 100 m lang nettverksbuebro i tre. Det er valgt å ta utgangspunkt i en bro hvor buene er i limtre, dekket i spennarmert limtre og hengestagene i rundstål.

Nettverksbuebroer tillater konstruksjonen å være svært slank. Et tverrsnitt på 1800x1200 mm ble bestemt for buene, og en høyde på 1000 mm for dekket. Det ble brukt med tverrbærere av type IPE400.

For slanke konstruksjoner vil dynamiske problemer være et sentralt tema. Hovedmålet med denne oppgaven ble følgelig å bygge en skalert modell av broen i laboratoriet, i en skala 1:10. På denne modellen ble det utført modale analyser. Resultatene ble sammenliknet med frekvenser funnet ved numeriske analyser på broa i Abaqus. Ut i fra dette ville det være mulig å si noe om hvorvidt resultatene fra numeriske analyser på broa i fullskala vil gi tilstrekkelige resultater.

Laboratoriemodellen hadde ingen utpregede frekvenser i langsgående retning. Dette er positivt med tanke på dynamisk påkjenning. Likevel samsvarte dette dårlig med resultatene fra den numeriske modellen. I tverretning av dekket ga den numeriske modellen gode resultater, som samsvarte godt med forsøkene i laboratoriet. For forsøkene utført på buen var avviket på 119% for første frekvens. Det er konkludert med at dette var grunnet uvisshet i innspenningsstivhet til buene og unøyaktig oppstrammingen av stagene i laboratoriet. Den numeriske modellen var ikke tilstrekkelig. Av den grunn ble det ikke kjørt en dynamisk analyse på fullskalamodellen, da dette ville ha gitt misvisende resultater.

FAGLÆRER: Kjell Arne Malo

VEILEDER(E): Kjell Arne Malo, Otto Kleppe

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk.



# Forord

Denne oppgaven er den avsluttende oppgaven etter en 5-årig utdanning innen konstruksjonsteknikk på NTNU i Trondheim. Oppgaven tilsvarer 21 ukers arbeid, som er vektet 30 studiepoeng for hver student. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU og bruseksjonen ved Statens Vegvesen.

Mye av tiden brukt på denne oppgaven har gått med på å detaljprosjekttere og bygge den skalerte modellen av broa i laboratoriet. Vi håper derfor dette blir vektlagt ved evaluering av oppgaven. Totalt gikk det med i underkant av 250 timer i laboratoriet for å bygge modellen.

Etttersom begge hadde lite erfaring med prosjektering av trebroer, har det gått med mye tid til å sette seg inn i dette temaet. Oppgaven har vært læringsrik og gøy, men også svært tidkrevende.

Det ønskes å rettes en spesiell takk til Otto Kleppe som har vært veilederen vår fra SVV, samt Kjell A. Malo som har vært veileder fra Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU. De har vært til stor hjelp. Det ønskes også å rette en takk til Eldar Høysæter og Tormod Dyken for hjelp startfasen.

Trondheim, 05. juni 2013

*Runa Barli og Idun Hakvåg*





# Sammendrag

Den lengste trebroen per i dag er Tynset bro med et spenn på 70 m. Det er ønskelig å se på muligheten for å bygge lengre trebuebroer enn dette. I denne masteroppgaven er det derfor sett på en 100 m lang nettverksbuebro i tre. Det er valgt å ta utgangspunkt i en bro hvor buene er i limtre, dekket i spennarmert limtre og hengestagene i rundstål.

Nettverksbuebroer tillater konstruksjonen å være svært slank. Grunnet et alternativt system til sideveis avstivning, ved å skråstille stagene ut av planet, ble det likevel nødvendig med et tverrsnitt på 1800x1200 mm for buene. Dekket ble funnet til å ha en nødvendig høyde på 1000 mm, med tverrbærere av type IPE400 for å tilfredsstillere kravene til nedbøyning i henhold til Eurokoden. Dette ble bestemt ut i fra numeriske modeller i Abaqus CAE.

For slanke konstruksjoner vil dynamiske problemer være et sentralt tema, da forholdet mellom stivhet og masse fører til lave egenfrekvenser. Hovedmålet med denne oppgaven ble følgelig å bygge en skalert modell av broen i laboratoriet, i en skala 1:10. På denne modellen skulle det utføres modale analyser, for å finne frekvensene til komponentene av broa. Videre skulle disse resultatene sammenliknes med frekvensene som ble oppnådd ved å kjøre numeriske analyser på en tilsvarende modell i Abaqus. Ut i fra dette ville det være mulig å si noe om hvorvidt resultatene fra numeriske analyser på broa i fullskala vil gi tilstrekkelige resultater.

De modale analysene på den skalerte broa viste at dekket ikke hadde noen utpregede frekvenser i langsgående retning. Dette er positivt med tanke på dynamisk påkjenning. Likevel samsvarte dette dårlig med resultatene fra den numeriske modellen. I tverretning av dekket ga den numeriske modellen gode resultater, som samsvarte godt med forsøkene i laboratoriet. For forsøkene utført på buen var avviket på 119% for første frekvens. Det er konkludert med at dette avviket kommer av at det ikke er kjørt et parameterstudie på innspenningsstivheten til buene, samt unøyaktig oppstrammingen av stagene i laboratoriet. Ut i fra dette ble bestemt at den numeriske modellen ikke var tilstrekkelig, og at det for videre arbeid må utarbeides en bedre numerisk modell. Etersom den

numeriske modellen ikke ga gode resultater, ble det ikke kjørt en dynamisk analyse på fullskalamodellen, da dette ville ha gitt misvisende resultater.

# Abstract

Tynset Bridge is the longest timber bridge build, with a 70 m long span. It is desirable to look at the possibility to build even longer timer bridges. In this master thesis it has been focused on a 100 m long network arch in timber. The basis of the thesis has been to use arches in glulam, a stress laminated timber deck and steel hangers.

The network arch opens for a slender construction. Due to an alternative bracing system with the hangers angled in the transversal direction, a cross section of 1800x1200 mm was necessary for the arches. The deck height was set to 1000 mm, with IPE400 as cross beams, to meet the requirements in the Eurocode. All conclusions were based on numerical analysis of a model in Abaqus CAE.

For slender constructions dynamical problems will be an important aspect, since the relationship between the stiffness and the mass corresponds to low natural frequencies. The main aim of the thesis has been to build a model of the bridge in the laboratory in a scale of 1:10. Modal analyses were done on the laboratory model to determine the natural frequencies of the components of the bridge. The results of these analyses were compared to numerical analyses in Abaqus on models of the bridge. This way it was possible to determine whether the model in full scale would give reasonable results.

The results from the modal analyses in the longitudinal direction of the deck showed that the deck did not have any distinctive frequencies. Thus dynamic loading in this direction would not be an issue. The results from the numerical analyses did not compare to the numerical results. In the cross direction of the deck, the numerical and experimental analyses gave small errors. The analyses for the arches gave an error of 119 % for the first frequency. It was concluded that that one of the reasons were that a parametrical study on the stiffness of the arch support, had not been performed. In addition there were an uncertainty in the tensioning of the hangers. All in all the numerical model of the bridge were not sufficient, and a better model should elaborated for further work on this bridge. There were not preformed a dynamic analysis on the numerical model of the bridge in full scale, since the results would be misleading.



# Innhold

<b>1. Introduksjon</b>	<b>1</b>
1.1. Nettverksbuebro generelt . . . . .	1
1.1.1. Fordeler med nettverksbuebro . . . . .	1
1.1.2. Nettverksbuebro i dag . . . . .	2
<b>2. Utforming av broen</b>	<b>3</b>
2.1. Utgangspunkt . . . . .	3
2.2. Hengestag . . . . .	4
2.2.1. Stagorientering . . . . .	4
2.2.1.1. Sideveis avstivning med hengestag . . . . .	4
2.2.1.2. Orientering av hengestagene i planet . . . . .	6
2.2.2. Modeller i Focus Konstruksjon . . . . .	9
2.2.2.1. Generell forklaring av modellen . . . . .	9
2.2.2.2. Analyser . . . . .	11
2.2.2.3. Resultater . . . . .	11
2.2.2.4. Diskusjon av resultater . . . . .	13
2.2.3. Modeller i Abaqus . . . . .	14
2.2.4. Kollisjon av stag . . . . .	14
2.2.5. Utmatting . . . . .	14
2.3. Buer . . . . .	14
2.3.1. Stabilitet av buer . . . . .	15
2.3.1.1. Krav til buenes utbøying ut av planet . . . . .	15
2.3.1.2. Bueopplager og innfesting av stag i bue . . . . .	16
2.3.1.3. Pilhøyde . . . . .	17
2.3.2. Numerisk modell . . . . .	17
2.3.2.1. Forklaring av modeller . . . . .	17
2.3.2.2. Analyser . . . . .	23
2.3.2.3. Resultater . . . . .	24

2.3.2.4.	Diskusjon . . . . .	24
2.4.	Dekket . . . . .	27
2.4.1.	Utformning av tredekker . . . . .	27
2.4.1.1.	Aktuelle dekker . . . . .	27
2.4.1.2.	Tverrbærere . . . . .	28
2.4.1.3.	Dekkets bidrag til stivhet . . . . .	29
2.4.1.4.	Rekkverk . . . . .	29
2.4.1.5.	Gang- og sykkelvei . . . . .	29
2.4.1.6.	Strekkbånd . . . . .	29
2.4.1.7.	Slitelag . . . . .	30
2.4.1.8.	Opplager for dekke . . . . .	30
2.4.1.9.	Krav til nedbøyning . . . . .	31
2.4.2.	Numerisk modell . . . . .	32
2.4.2.1.	Forklaring av modeller . . . . .	32
2.4.2.2.	Analysen . . . . .	36
2.4.2.3.	Resultater . . . . .	36
2.4.2.4.	Diskusjon . . . . .	37
<b>3.</b>	<b>Design av modell i laboratoriet</b>	<b>39</b>
3.1.	Bueopplager . . . . .	39
3.1.1.	Virkende krefter . . . . .	39
3.1.2.	Alternativer for design av opplager . . . . .	41
3.1.2.1.	Opplager med T-tverrsnitt . . . . .	41
3.1.2.2.	Opplager med to stålplater . . . . .	43
3.1.3.	Feste av opplager mot trebue . . . . .	45
3.2.	Dekket og dekkeopplager . . . . .	46
3.2.1.	Dimensjoner . . . . .	47
3.2.2.	Materialer . . . . .	47
3.2.3.	Tverrbærere . . . . .	47
3.2.3.1.	Feste av tverrbærere til dekket . . . . .	49
3.2.4.	Opplager for dekket . . . . .	49
3.2.5.	Oppspenning av dekket . . . . .	51
3.3.	Strekkbånd . . . . .	53
3.3.1.	Feste av strekkbånd . . . . .	54

3.4.	Stag og stagfeste . . . . .	54
3.4.1.	Virkende krefter . . . . .	54
3.4.2.	Stag . . . . .	55
3.4.3.	Innfesting av stag i tverrbærere . . . . .	57
3.4.4.	Alternativer for feste av stag i buer . . . . .	58
3.4.4.1.	Alternativ 1 - Feste med stålplater . . . . .	58
3.4.4.2.	Alternativ 2 - Feste med listestål . . . . .	60
<b>4.</b>	<b>Montering av modell i laboratoriet</b>	<b>63</b>
4.1.	Montering av dekket . . . . .	63
4.1.1.	K-bjelker . . . . .	63
4.1.2.	Tilordning av dekket . . . . .	63
4.1.3.	Oppspenning av dekket . . . . .	64
4.1.3.1.	Oppspenningsrekkefølge . . . . .	66
4.1.4.	Feste av tverrbærere . . . . .	67
4.1.5.	Strekkbånd . . . . .	67
4.1.6.	Løft og montering av dekket på opplager . . . . .	68
4.2.	Montering av bue . . . . .	70
4.2.1.	Forberedelser . . . . .	70
4.2.2.	Feste av listestål og øyeskruer . . . . .	72
4.2.3.	Feste til opplager . . . . .	73
4.2.4.	Løft og montering av buen i opplager . . . . .	74
4.3.	Montering av stag . . . . .	75
4.3.1.	Tilpassing av riktig staglengde . . . . .	75
4.3.2.	Feste av stag . . . . .	75
<b>5.</b>	<b>Forsøk i laboratoriet</b>	<b>77</b>
5.1.	Dynamisk bakgrunn . . . . .	77
5.2.	Analyse med modal hammer . . . . .	79
5.2.1.	Utstyr . . . . .	79
5.2.1.1.	Hammer . . . . .	80
5.2.1.2.	Akselerometer . . . . .	82
5.2.1.3.	Strømforsyner og signalbehandler . . . . .	82
5.2.1.4.	NI dynamisk modul og NI-ramme . . . . .	82
5.3.	LabVIEW (Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench) . . . . .	83
5.3.1.	LabVIEW: Record Impact Testing FRF data . . . . .	83

5.3.2.	LabVIEW: Modal Parameter Identification . . . . .	83
5.4.	Forsøk i laboratoriet . . . . .	85
5.4.1.	Oppspenning av dekket . . . . .	85
5.4.1.1.	Resultater . . . . .	85
5.4.2.	Forsøk på spennarmert tredekke: Stivhet ved belastning i lengde- retningen . . . . .	90
5.4.2.1.	Resultater . . . . .	90
5.4.3.	Forsøk på spennarmert tredekke: Frekvenser og svingemoder . . .	91
5.4.3.1.	Resultater . . . . .	92
5.4.4.	Forsøk på bro: Frekvenser og svingemoder . . . . .	94
5.4.4.1.	Dekket . . . . .	94
5.4.4.2.	Resultater dekket . . . . .	94
5.4.4.3.	Bue . . . . .	96
<b>6.</b>	<b>Elementteori</b>	<b>99</b>
6.1.	Elementteori til numeriske modeller . . . . .	99
<b>7.</b>	<b>Ferdig skalert numerisk modell</b>	<b>103</b>
7.1.	Skalert spennarmert brodekke . . . . .	103
7.1.1.	Geometri . . . . .	103
7.1.2.	Opplagerbetingelser . . . . .	103
7.1.3.	Materialverdier . . . . .	105
7.1.4.	Elementinndeling . . . . .	106
7.1.5.	Analyser . . . . .	106
7.1.5.1.	Parameterstudie av E-modul . . . . .	106
7.1.5.2.	Frekvensanalyse . . . . .	106
7.1.6.	Resultater . . . . .	107
7.1.6.1.	Parameterstudie på E-modul . . . . .	107
7.1.6.2.	Frekvenser . . . . .	107
7.2.	Skalert bro . . . . .	111
7.2.1.	Geometri . . . . .	111
7.2.2.	Opplagerbetingelser . . . . .	113
7.2.3.	Materialverdier . . . . .	115
7.2.4.	Elementinndeling . . . . .	116
7.2.5.	Analyse . . . . .	116
7.2.6.	Resultater . . . . .	116



<b>8. Diskusjon</b>	<b>121</b>
8.1. Diskusjon av resultater . . . . .	121
8.1.1. Forsøk på spennarmert tredekke: Stivhet ved belastning i lengderetningen . . . . .	121
8.1.2. Forsøk på spennarmert tredekke: Frekvenser og svingemoder . . .	122
8.1.2.1. Lengderetningen . . . . .	122
8.1.2.2. Torsjon i lengderetningen . . . . .	123
8.1.2.3. Tverretningen . . . . .	124
8.1.3. Forsøk på bro: Frekvenser og svingemoder . . . . .	125
8.1.3.1. Dekket i lengderetningen . . . . .	125
8.1.3.2. Dekket i tverretningen . . . . .	127
8.1.3.3. Bue i tverretning . . . . .	128
8.1.3.4. Feilkilder . . . . .	130
<b>9. Konklusjon og videre arbeid</b>	<b>133</b>
9.1. Konklusjon . . . . .	133
9.2. Videre arbeid . . . . .	134
<b>Bibliografi</b>	<b>136</b>
<b>A. Beregning av vindlast</b>	<b>141</b>
A.1. . . . .	141
<b>B. Beregning opplager bue</b>	<b>149</b>
B.1. . . . .	149
B.1.1. Alternativ 1: T-tverrsnitt . . . . .	149
B.1.2. Alternativ 2: Stålplater . . . . .	150
B.1.3. Kapasitet skrueforbindelse . . . . .	152
B.1.4. Bolteleddforbindelse . . . . .	155
B.1.4.1. Bolt . . . . .	155
B.1.4.2. Kantavstander . . . . .	156
B.1.4.3. Kapasitetsberegning bolteleddforbindelse . . . . .	156
B.1.5. Alternativ til feste for strekkbånd . . . . .	157
B.1.6. Kapasitet HUP120x120x10 . . . . .	159
B.1.7. Strekkbånd . . . . .	160

<b>C. Beregninger for dekket</b>	<b>163</b>
C.1. . . . .	163
C.1.1. Opplager for dekket . . . . .	163
C.1.1.1. Vinkelprofil . . . . .	163
C.1.1.2. Skruer . . . . .	165
C.1.1.3. HUP50x50x5 . . . . .	168
C.1.2. Oppspenning av dekket . . . . .	170
C.1.2.1. Dimensjonering av spennarmering . . . . .	171
C.1.2.2. Buttskjøter . . . . .	172
C.1.2.3. Dimensjonering av underlagsskive til spennarmering . . . . .	172
C.1.3. Forbindelse mellom dekket og T-profiler . . . . .	174
C.1.3.1. Virkende kraft . . . . .	174
C.1.3.2. Kapasitet per skrue . . . . .	175
<b>D. Beregninger for stag og stagfeste</b>	<b>179</b>
D.1. . . . .	179
D.1.1. Stagfeste i tverrbærere . . . . .	179
D.1.1.1. T-profil 30x30x4 S355 og øyeskrue AISI 316 . . . . .	179
D.1.1.2. T-profil 40x40x5 S235 . . . . .	184
D.1.2. Stagfeste i bue . . . . .	185
D.1.2.1. Alternativ 1: Plater . . . . .	185
D.1.2.2. Alternativ 2: Listestål . . . . .	192
<b>E. Resultater fra numeriske modeller av dekket</b>	<b>197</b>
E.1. . . . .	197
<b>F. Montering av buer</b>	<b>201</b>
F.1. . . . .	201
F.1.1. Knekking . . . . .	201
<b>G. Inputverdier LabVIEW</b>	<b>205</b>
G.1. . . . .	205
G.1.1. Dekket i lengderetning RHM . . . . .	205
G.1.2. Dekket i tverretning RHM . . . . .	205
G.1.3. Bue DPM . . . . .	206

<b>H. Parameterstudie av E-modul</b>	<b>209</b>
H.1. . . . .	209
<b>I. Beregning av buenes densitet</b>	<b>211</b>
I.1. . . . .	211
<b>J. Feste av tverrbærere til dekket i numeriske modeller</b>	<b>213</b>
J.1. . . . .	213
<b>K. Digitale vedlegg</b>	<b>215</b>
<b>L. Detaljtegninger</b>	<b>217</b>



# Figurer

1.1. Nettverksbuebro. . . . .	1
2.1. Skråstilling av stag ut av planet. . . . .	4
2.2. Lengde mellom stagene ut av planet. . . . .	5
2.3. Økende distanse mellom hengestagene. . . . .	7
2.4. Radielle resultanter fra buen. . . . .	8
2.5. Stagorientering med lik vinkel. . . . .	10
2.6. Stagorientering med radiell resultant. . . . .	11
2.7. Prinsippskisse bueopplager. . . . .	16
2.8. Prinsippskisse opplagerbetingelser bue. . . . .	19
2.9. Materialorientering av bue. . . . .	20
2.10. Elementer i limtrebuen. . . . .	21
2.11. Elementinndeling av buene. . . . .	22
2.12. Prinsippskisse, opplager for dekket. . . . .	31
2.13. Materialorientering dekket. . . . .	33
2.14. Inndeling av felt (NL) over brodekket. . . . .	34
2.15. Illustrasjon av lastfordeling. . . . .	34
2.16. Fordeling av aksellast. . . . .	35
3.1. Løsning med T-profil. . . . .	42
3.2. Plater til bueopplager. . . . .	43
3.3. Avstander og dimensjoner. . . . .	44
3.4. Prinsippskisse festeanordning til grunnen. . . . .	45
3.5. Prinsippskisse feste av bolt. . . . .	45
3.6. Tverrbærere i skalert modell T30x30x4. . . . .	48
3.7. Tverrbærere i skalert modell T40x40x5. . . . .	48
3.8. Avstander skruer hull T-profil. . . . .	49
3.9. Spesialdesignet vinkelprofil. . . . .	50
3.10. Sideveis fastholdning av dekket. . . . .	50

3.11. Utsnitt av skjøting dekket. . . . .	52
3.12. Ønsket underlagsskive til spennarmeringa. . . . .	53
3.13. Alternativ for feste av strekkbånd. . . . .	54
3.14. Strekkfisk M6. . . . .	56
3.15. Øyeskrue M6. . . . .	56
3.16. Prinsippskisse, feste av øyeskruer i T-profil. . . . .	57
3.17. Feste med plate. . . . .	58
3.18. Feste med listestål. . . . .	60
4.1. Tilordning av dekket. . . . .	64
4.2. Plassering av armering med strekkklapper. . . . .	65
4.3. Feste av strekkklapper. . . . .	65
4.4. Kanaler til strekkklappedninger. . . . .	65
4.5. Lastcelle og strekkklapp på armering. . . . .	66
4.6. Oppspenningsrekkefølge. . . . .	66
4.7. Feste av tverrbærere. . . . .	67
4.8. Feste av strekkbånd gjennom bolt. . . . .	68
4.9. Løsning for å få plass til strekkbånd. . . . .	68
4.10. Opplager for dekke og bue. . . . .	69
4.11. Oppmerking av vinkler i buer. . . . .	71
4.12. Feste av øyeskruer i listestålet. . . . .	71
4.13. Problematisk feste av strekkfisk. . . . .	72
4.14. Stag med strekkfisk i begge ender. . . . .	73
4.15. Skråstilling av skruer i opplager. . . . .	74
4.16. Montering av buer. . . . .	75
4.17. Bro. . . . .	76
5.1. Oppsett av utstyr for modal analyse. . . . .	80
5.2. Modal hammer. . . . .	81
5.3. Maksimumskraft og impulsvarighet for hammerhodene. . . . .	81
5.4. Kistler akselerometer. . . . .	82
5.5. Kurvetilnærming. . . . .	84
5.6. Kraft og tøyningsforhold. . . . .	89
5.7. Plassering av eksitasjonspunkt i lengderetning. . . . .	91
5.8. Plassering av eksitasjonspunkt i tverretning. . . . .	92
5.9. Svingemoder for dekket i lengderetning. . . . .	93

5.10. Svingemode 1 for dekket i tverretning. . . . .	94
5.11. Svingemoder for RHM i lengderetning. . . . .	95
5.12. Svingemode for RHM i tverretning. . . . .	96
6.1. Nullenergimoder. . . . .	100
7.1. Fastholdning vertikalt. . . . .	104
7.2. Fastholdning sideveis. . . . .	104
7.3. Fastholdning i lengderetning. . . . .	105
7.4. Svingemoder for dekket i lengderetning, S4R. . . . .	108
7.5. Svingemoder for dekket i lengderetning, C3D8R/C3D8I. . . . .	108
7.6. Svingemoder, torsjon. . . . .	109
7.7. Svingemode for dekket i tverretning. . . . .	110
7.8. Geometri i endene av buene. . . . .	111
7.9. Opplagerdetalj til buene. . . . .	112
7.10. Tverrbærere. . . . .	112
7.11. Hengestag. . . . .	113
7.12. Opplager buer. . . . .	114
7.13. Stagfeste. . . . .	114
7.14. Feste av strekkbånd. . . . .	115
7.15. Svingemoder i lengderetning. . . . .	117
7.16. Svingemode i tverretning. . . . .	118
7.17. Mode 1 i tverretning buer. . . . .	118
7.18. Mode 2 i tverretning buer. . . . .	119
7.19. Mode 3 i tverretning buer. . . . .	119
7.20. Mode 4 i tverretning buer. . . . .	120
7.21. Mode 5 i tverretning buer. . . . .	120
8.1. Bilder fra kurvetilnærming i lengderetning. . . . .	126
8.2. Bilde fra kurvetilnærming i tverretning. . . . .	127
A.1. Varierende vindlast . . . . .	147
A.2. Varierende vindtrykk . . . . .	147
B.1. Hull opplager bue. . . . .	155
B.2. Beregningsmodell for avstander. . . . .	156
B.3. Beregningsmodell for strekkbåndfeste. . . . .	158

B.4. Beregningsmodell HUP120x120x10 . . . . .	160
C.1. Beregningsmodell vinkelprofil. . . . .	163
C.2. Beregningsmodell snitt A-A. . . . .	164
C.3. Beregningsmodell skruer. . . . .	166
C.4. Opptredende krefter og avstander. . . . .	166
C.5. Valgt avstander. . . . .	168
C.6. Beregningsmodell HUP50x50x5 . . . . .	169
D.1. Beregningsmodell, stagfeste i tverrbærere. . . . .	180
D.2. Beregningsmodell, stagfeste sett ovenfra. . . . .	181
D.3. Beregningsmodell, blokkutrivning. . . . .	182
D.4. Kantavstander plater . . . . .	186
D.5. Ytre plater . . . . .	186
D.6. Indre plater . . . . .	187
D.7. Vinkler for stag. . . . .	191
D.8. Listestål. . . . .	193
D.9. Kantavstander, listestål. . . . .	194
D.10.Ytre listestål. . . . .	194
D.11.Indre listestål. . . . .	194
F.1. Forenklet system for overslagsberegninger. . . . .	202



# Tabeller

2.1. Resultater fra analysene med lik vinkel på hengestagene, pilhøyde 20 m (R = 72 500 mm). . . . .	12
2.2. Resultater fra analysene med radiell resultant, pilhøyde 20 m (R = 72 500mm). . . . .	12
2.3. Resultater fra analysene med radiell resultant, pilhøyde 14 m (R = 96 290mm) . . . . .	12
2.4. Resultater fra analyse med radiell resultant og lik avstand mellom stagene i buen, pilhøyde 14m (R = 96 290mm). . . . .	13
2.5. Maksimalt tillatt sideveis utbøyning for buer. . . . .	15
2.6. Materialdata, CE L40C. . . . .	20
2.7. Materialdata, plate. . . . .	20
2.8. Beskrivelse av ulike modeller bue. . . . .	23
2.9. Resultater fra statiske analyser bue. . . . .	24
2.10. Materialdata spennarmert dekke, CE L40C. . . . .	33
2.11. Lastverdier. . . . .	34
2.12. Beskrivelse av ulike modeller for dekket. . . . .	36
2.13. Resultater fra statiske analyser dekket. . . . .	37
3.1. Reaksjonskrefter i skalert modell med last på hele dekket. . . . .	40
3.2. Reaksjonskrefter i skalert modell med last på halve dekket. . . . .	40
3.3. Dimensjonerende krefter for design av opplagrene for buene. . . . .	41
3.4. Karakteristiske fastheter for K-bjelken i dekket. . . . .	47
3.5. Spenninger og strekkraft i stag i skalert modell. . . . .	55
5.1. Oppspenning til 2/3 spennkraft. . . . .	85
5.2. Oppspenning til full spennkraft. . . . .	86
5.3. Tøyning, strekkklapper. . . . .	88
5.4. Nedbøyning ved belastning av dekket i lengderetning. . . . .	90
5.5. Plassering av akselerometer forsøk spennarmert dekke. . . . .	92

5.6.	Resultater fra RHM-forsøk i lengderetningen av dekket. . . . .	92
5.7.	Resultater fra RHM-forsøk i tverretningen av dekket. . . . .	93
5.8.	Plassering av akselerometeret for forsøk dekket ferdig bro. . . . .	94
5.9.	Resultater fra RHM-forsøk i lengderetning. . . . .	95
5.10.	Resultater fra RHM i tverretning. . . . .	96
5.11.	Resultater fra DPM-forsøk på bue. . . . .	97
7.1.	Grunnleggende materialverdier til numerisk modell . . . . .	105
7.2.	Resultater fra parameterstudie på E-modul. . . . .	107
7.3.	Resultater fra frekvensanalyse i lengderetning. . . . .	107
7.4.	Resultater fra frekvensanalyse torsjon. . . . .	109
7.5.	Resultater fra frekvensanalyse i tverretning. . . . .	109
7.6.	Resultater fra frekvensanalyse i lengderetning. . . . .	117
7.7.	Resultat fra frekvensanalyse i tverretning. . . . .	117
7.8.	Resultater fra frekvensanalyse tverretning bue. . . . .	118
8.1.	Sammenlikning av resultater, nedbøyning. . . . .	121
8.2.	Sammenlikning av resultater, lengderetning. . . . .	123
8.3.	Sammenlikning av resultater, torsjon. . . . .	123
8.4.	Sammenlikning av resultater, tverretning. . . . .	124
8.5.	Sammenlikning av resultater, lengderetning . . . . .	127
8.6.	Sammenlikning av resultater, tverretning. . . . .	128
8.7.	Sammenlikning av resultater, bue . . . . .	129
A.1.	Grunnverdier for beregning av vindlast. . . . .	141
B.1.	Dimensjonerende krefter for design av opplager for buene. . . . .	149
B.2.	Spenninger uttrykt ved $a$ i aksial retning i overgangen mellom steg og flenser i IPE-profilet. . . . .	150
B.3.	Spenninger i stålplatene i opplageret. . . . .	151
B.4.	Aksialspenning mellom stålplate og trebue. . . . .	152
D.1.	Skruenes vinkling i buen. . . . .	189
E.1.	Modeller. . . . .	198
E.2.	Resultater. . . . .	198
H.1.	Resultater fra parameterstudie. . . . .	209

J.1. Nedbøyning av dekket . . . . .	213
-------------------------------------	-----



# 1. Introduksjon

## 1.1. Nettverksbuebro generelt

Nettverksbuebro er en buebro med skråstilte hengestag i planet, som knytter bue og dekket sammen. Stagene i en nettverksbuebro skal krysse hverandre minst to ganger [1]. Konseptet ble utviklet av Per Tveit på 1950-tallet, og har utspring fra Nielsen-broen som ble oppfunnet av Octavius F. Nielsen i 1925([2, 3]). Nielsen-broen har i likhet med nettverksbuebroen skråstilte hengestag. Forskjellen mellom disse broene er at nettverksbuebroen har stag som krysser hverandre to eller flere ganger. Nielsen-broens stag krysser hverandre 1 eller færre ganger. Stagene for den sistnevnte brotypen vil følgelig ha en større vinkel med brodekket. Likheten mellom disse brotypene fører til at nettverksbuebroer til tider blir omtalt som Nielsen-broer, blant annet Fehmarnsund bro i Tyskland [3]. Det er likevel fordeler med nettverksbuebroen som ikke Nielsen-broen har. Figur 1.1 viser en nettverksbuebro.



Figur 1.1.: Nettverksbuebro.

### 1.1.1. Fordeler med nettverksbuebro

Den største fordelen med nettverksbuebroer er at de skråstilte stagene sørger for et lavt moment i buen for asymmetrisk og konsentrerte laster([1, 3, 4]), sammenliknet med vertikale hengestag. Ettersom knekk lengden til buen er lik avstanden mellom stagene

i buen, åpner dette muligheten for en svært slank konstruksjon, og lavere forbruk av materialer. Det er også utfordringer som følger med skråstillingen til hengestagene. Når egenvekten til broen, da spesielt dekket, blir for lav i forhold til nyttelasta, kan dette føre til relaksasjon av noen av stagene. Ved relaksasjon vil knekk lengden til buen øke til avstanden mellom stagene i spenn. En brattere helning vil øke sannsynligheten for at dette forekommer. Det kan derfor dras slutningen at Nielsen-broene er enda mer utsatt for dette enn nettverksbuebroer. I tillegg vil den store vinkelen på stagene føre til et større moment i buen.

På grunn av denne relaksasjonen er det derfor en fordel å bruke tunge dekker som betong, for å opprettholde strekkraften i stagene. Det er også funnet forskjellige stagorienteringer, hvor stagene har ulik vinkel som reduserer muligheten for at dette skal skje ([1, 5, 6]). Stag og stagorientering er nærmere forklart i 2.2.

### 1.1.2. Nettverksbuebro i dag

Steinkjer og Fehmarnsund bro i Tyskland er to av de første nettverksbuebroene som har blitt bygd. Broa i Steinkjer sto ferdig i i 1964 og Fehmarnsund bro 1963. I ettertid har en rekke broer av denne typen blitt bygd. Tomoegawa bro i Japan [3], Brandanger bro [1] og Rio Arch Bridge i Spania [6] er noen av dem. De fleste som er bygd per i dag består av buer, samt kabler i stål, og dekke av betong. Nettverksbuebroen i denne oppgaven er tenkt til å være 100 m lang, med bue og dekke i limtre. Den lengste trebroen per i dag er Tynset bru på 70 m [7].

## 2. Utforming av broen

### 2.1. Utgangspunkt

Som utgangspunkt var det bestemt at broa i oppgaven skulle være en nettverksbuebro med spenn på 100 m og bredde på veibanen på 10 m. Både bue og dekket skulle bestå av limtre. Det ble bestemt at broa skulle ha strekkbånd fremfor å føre de horisontale lastene ned i fundamentene. Dette grunnet at et strekkbånd ville gjøre broa mer anvendelig, samt at det for videre arbeid vil være enklere å fjerne strekkbåndet enn det vil være å prosjektere det inn. Buen ble forenklet valgt til å ha to ledd, ett i hvert opplager. Formen ble valgt til å være sirkulær. Hvorvidt dette er den beste løsningen er satt til videre arbeid.

Det har vært vanlig å stive av bue- og nettverksbuebroer sideveis med K-fagverk. For broa i denne oppgaven skulle det sees på en alternativ løsning til dette, ved å stive av broa med skråstilte hengestag ut av planet. For å bestemme geometrien til broa utenfor dette, måtte det tas stilling til følgende

- Stagorientering i planet innenfor nettverksbuebroens grenser.
- Stagenes geometri.
- Antall buer.
- Buens tverrsnitt.
- Pilhøyde på buen.
- Tverrbærere eller ikke (antall, geometri)
- Dekkets geometriske utforming.
- Strekkbåndets geometri.
- Detaljer (opplager, festepunkt for stag, o.l)

Det måtte også bestemmes hvilke laster brua ville være utsatt for.

I det følgende blir de overstående punktene diskutert og vurdert, for å bestemme broens endelige geometri.

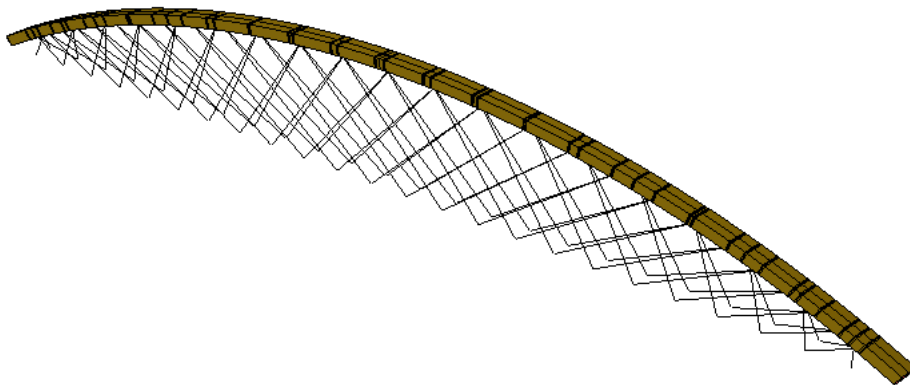
## 2.2. Hengestag

I dette avsnittet vil det bli sett nærmere på orienteringen til hengestagene på nettverksbuebroa, og hvordan denne kan optimaliseres med tanke på moment i bue og dekket, samt hvorvidt det oppstår relaksasjon i noen av stagene. Hovedfokuset på optimaliseringen har vært å gjøre momentet i buen minst mulig. Det er følgelig ikke tatt hensyn til størrelsen på stagkreftene, men lite moment og liten stagkraft henger ofte sammen [5].

### 2.2.1. Stagorientering

#### 2.2.1.1. Sideveis avstivning med hengestag

Det spesielle med stagorienteringen for nettverksbuebroa i denne oppgaven, er at det kun er hengestagene som står for den sideveise avstivningen av bro. Dette gjøres ved at hengestagene er skråstilt ut av planet som eikene i et sykkelhjul. Se figur 2.1.



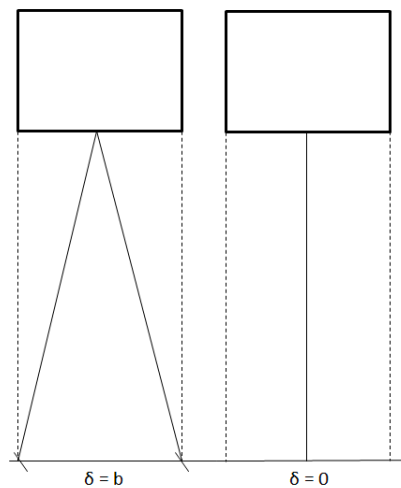
Figur 2.1.: Skråstilling av stag ut av planet.

Ved belastning av vind vil følgelig den horisontale kraftkomponenten i hengestagene, grunnet vinkelen ut av planet, ta opp denne lasta. Vanlig for bue- og nettverksbuebroer som er bygd tidligere har vært å bruke K-fagverk mellom buene, for å ta opp denne



horisontale lasta. Dette er blant annet benyttet på Tynset [7] og Flisa bro [8]. Det er også benyttet vindfagverk på Palma del Rio Arch Bridge i Spania [6], men på denne brua er hengestagene også skråstilt ut av planet ved at buene krummer innover mot hverandre mot midten av brua. Det er derfor noen likheter mellom nettverksbuebroa i Spania og nettverksbuebroa som er beskrevet i denne oppgaven. Den største geometriske forskjellen mellom disse broene er at buene i denne oppgaven ikke er skråstilt, samt at det ikke er satt inn avstivende vindfagverk mellom dem. Dette fører til utfordringer med tanke på bøyning og knekking ut av planet. I planet vil knekk lengden av buen være tilnærmet lik avstanden mellom stagene [4]. Ut av planet er ikke buen like godt fastholdt, selv med skråstilte stag, ettersom en liten vinkel på hengestagene fører til en liten horisontalkomponent. Vindfagverk er derfor brukt på andre broer for å minke denne knekk lengden.

Analysen som har blitt kjørt på en tilsvarende nettverksbuebro i tre med dekket i betong, viser at den sideveise utbøyningen av buen minker mye når skråstillingen av hengestagene går fra null til det som tilsvarer bredden av buen [9]. Se figur 2.2.



Figur 2.2.: Lengde mellom stagene ut av planet.

Når helningen blir slakere enn bredden holder utbøyningen av buen seg tilnærmet konstant. Av den grunn har det blitt valgt å ha en avstand som tilsvarer bredden på de tverrsnittene som er valgt for de ulike modellene. Selv om utbøyningen vil gå noe ned dersom skråstillingen øker utover dette, vil det være u hensiktsmessig med tanke på at delen av dekket mellom hengestagene verken kan brukes til kjørebane eller gang-og sykkelsti. Analysene som har blitt kjørt på nettverksbuebroa med dekke i betong, viser at skråstilling av hengestagene i planet kan gi tilstrekkelig avstivning av broa sideveis [9].

Ettersom dekket til broa i denne oppgaven er valgt til å være i spennarmert limtre, vil ikke dekket være like stivt som et dekke i betong. Utbøyning av dekket ut av planet er omvendt proporsjonal med både E-modul og høyde på dekket.

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = C_1 \frac{L^4}{E \frac{1}{12} h B^3} = \frac{C_2}{Eh} \quad (2.1)$$

For å få tilstrekkelig stivhet sideveis må høyden på dekket kompensere for at treet har lavere E-modul enn betong. Dekket er nærmere beskrevet i 2.4. Et lettere dekke vil også øke faren for relaksasjon av hengestagene. Dette er nærmere beskrevet i 2.2.1.2. Stivheten er også viktig med tanke på egenfrekvensene til broa. Ettersom egenfrekvensene er proporsjonale med kvadratroten til stivheten over massen, kan det sees at bidraget til stivheten fra hengestagene i tverretningen vil ha mye å si for frekvensene til broa og buen sideveis. Det er derfor blitt kjørt forsøk i laboratoriet på broa i skala 1:10, for å bestemme disse frekvensene, se 5.4. Bli frekvensene for lave, kan resonans på grunn av vind bli et problem.

### 2.2.1.2. Orientering av hengestagene i planet

Mange av buebroene i tre som er bygd per i dag har vertikale hengestag. Dette gjelder blant annet Tynset bro [7] og Hole bro i Romsdalen [10], for å nevne noen. Fordelen med vertikale hengestag er at stagkraften blir lavere enn for skråstilte stag, ved jevn belastning av dekket [1]. Når dekket blir belastet skjevt vil vertikale stag føre til mye større bøyemomenter i buen enn for en nettverksbuebro ([1, 5]). Når en buebro med vertikale hengestag blir belastet på kun deler av dekket, vil dette føre til nedbøyning av både buen og dekket. Skråstilte hengestag vil holde igjen nedbøyningen og kreftene vil fordeles mer jevnt. Av den grunn vil den påførte lasta i hovedsak tas som aksialkrefter i bue og dekket, og momentet vil være mindre. Ettersom knekk lengden i planet er tilnærmet avstanden mellom stagene, gjør dette at buene i en nettverksbuebro kan være svært slanke. Følgelig fører en skråstilling av hengestagene i planet til en reduksjon av materialer og materialkostnader. I tillegg vil en lettere konstruksjon være enklere å montere med tanke på løft og frakt.

En av de største utfordringene med nettverksbuebroer er at skråstillingen av stagene i planet kan føre til relaksasjon av hengestagene ved skjev belastning [1]. Denne relaksasjonen vil oppstå på motsatt side av den påførte lasta, og vil føre til at knekk lengden mellom stagene øker da buen ikke lenger vil bli fastholdt i disse punktene. Da dette

skjer ved delvis belastning av dekket, vil ikke aksialkrafta i buen være like stor som ved belastning på hele dekket. Det må derfor gjøres en vurdering på om relaksasjonen av ett eller flere av stagene utgjør en fare for knekking av konstruksjonen. Relaksasjon av hengestagene er typisk for jernbanebruer og lette konstruksjoner, når forholdet mellom nyttelast og permanent last er stort [6]. Dekket er som tidligere nevnt av spennarmert limtre på brua i denne oppgaven. Av den grunn et det lite egenvekt som tynger, og på den måten hindrer, relaksasjon av stagene. En optimal orientering av hengestagene for å forhindre nettopp dette vil derfor være mer utfordrende enn for et betongdekke som har høyere egenvekt.

Forholdet mellom nytte- og egenlast spiller inn på optimal vinkel for stagene [1]. For et gitt forhold mellom nytte- og egenlast vil det være én vinkel som må til for å unngå relaksasjon av hengestagene når store deler spennet er belastet. Denne vinkelen måles fra dekket. Dersom kun deler av spennet er belastet vil nødvendig vinkel på stagene være større. Ut i fra denne teorien ville det vært optimalt at hengestagene som går fra venstre mot høyre, med start i dekket, begynner med en stor vinkel. Stagene blir slakere utover i spennet. Fra høyre mot venstre blir det da motsatt.

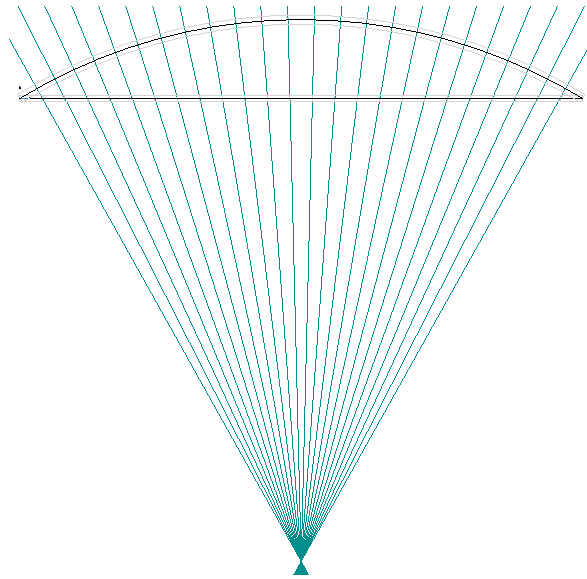


Figur 2.3.: Økende distanse mellom hengestagene.

Dette er vist i figur 2.3. Bruun og Schanack har også gjort analyser med denne orienteringen på stagene [5]. Der beskrives orienteringen ut i fra en ellipse. Det er antatt at en liten forskjell i aksialkrafta i hvert enkelt stag, samt liten maksimumskraft, vil gi den beste stagorienteringen. Da også med tanke på moment, men dette er ikke testet i disse analysene. Det konkluderes med at det er større sannsynlighet for at noen av stagene får relaksasjon ved en brattere helning. For Palma del Río Arch Bridge er denne teorien benyttet ved at hengestagene ut mot siden av brua har en lavere vinkel enn de på midten [6]. Etttersom det er stagene mot endene av brua som først vil få slakk, vil orienteringen med lavere vinkel hindre relaksasjon i hengestagene i brua.

Bruun og Schanack undersøkte videre hvordan orienteringen på stagene i planet kun-

ne optimaliseres, ved å bygge på en idé med radielle hengestag. Dersom kreftene som påføres en bue har en resultant som går gjennom origo, vil alle kreftene bli tatt som membrankrefter i buen. Følgelig oppstår det ikke moment. I liket med broer med vertikale hengestag vil en skjevbelastning av broa føre til store bøyemomenter i buen. Ved å kombinere en radiell resultant fra hengestagene med nettverksbuebroprinsippene, blir både momentet i buen samt aksialkrafta i stagene mindre enn for løsninger som tidligere var blitt prøvd [5].



Figur 2.4.: Radielle resultanter fra buen.

Figur 2.4 viser en skisse over hvordan de radielle resultantene virker. For modellene som Bruun og Schanack utførte analyser på, var avstanden mellom stagfestene i buen lik, og stagene hadde lik vinkel ut fra de radielle resultantene. Avstanden mellom stagfestene i dekket blir følgelig noe ujevn. Det er store likheter mellom denne modellen og den som er blitt undersøkt i denne oppgaven, men for nettverksbuebroa i denne oppgaven er det valgt å ha lik avstand mellom stagene i dekket. Dette vil føre til at resultanten av stagene ikke vil gå nøyaktig gjennom senteret av buen, og følgelig vil momentet bli større. Ettersom hengestagene er festet til tverrbærerne under dekket, må de ha lik avstand i dekket og noe varierende avstand i buen. Hvorfor tverrbærere blir benyttet er diskutert i 2.3.2.4.

### 2.2.2. Modeller i Focus Konstruksjon

Det ble laget fullskalamodeller av broa i Focus Konstruksjon, for å finne en god løsning for orienteringen på stagene. Det ble bestemt at stagene skulle festes i tverrbærerene, som festes til dekket med en senteravstand på 4 m. Se nærmere forklaring i 2.3.2.4. Hengestagene er derfor avhengig av å ha lik avstand mellom seg i dekket. Dette avviker fra de analysene som Bruun og Schanack gjennomførte, da disse analysene ble kjørt med lik avstand i buen. Av den grunn ble det kjørt analyser på flere mulige stagorienteringer, for å bestemme hvorvidt dette ville ha noe å si for optimal orientering av stagene. Det ble analysert to løsninger. Alternativ 1 er en løsning hvor alle stagene har lik vinkel med dekket. Alternativ 2 er basert på Bruun og Schanacks konklusjon om at radielle resultanter vil gi den beste stagorienteringen. For sammenlikning er det kjørt en analyse med lik avstand i buen. Grunnet tidsbegrensning ble det kun sett på to alternativer i denne oppgaven. Vurdering av flere alternativ er satt til videre arbeid.

#### 2.2.2.1. Generell forklaring av modellen

I analysene som ble kjørt var kun moment, maksimum aksial- og skjærkraft i buen, samt relaksasjon av stag av interesse. Modellen består av en bue med et 5 m bredt dekke, slik at modellen gjenspeiler broa med tanke på egenvekt. Bue og dekket er modellert i tre, mens stagene er i stål. Stagene er modellert med rundstål av typen Ø40. Modellen er laget i 2D, da det kun var stagorienteringen i planet som var av interesse. Det er derfor ikke tatt hensyn til skråstillingen av stagene ut av planet.

#### Opplagerbetingelser:

Modellen har blitt definert som fritt opplagt, med ledd i overgangen mellom dekket og buen.

#### Last:

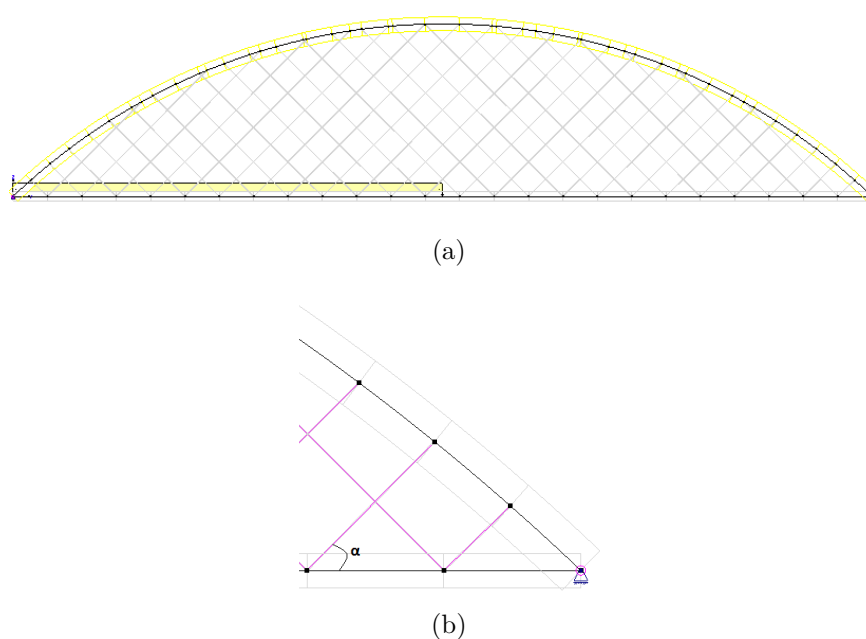
Det er ikke blitt tatt hensyn til lastfaktor i disse analysene. Modellen ble påkjent av egenvekten, samt en linjelast på 16.85 kN/m på halve dekket. Denne linjelasta er en forenkling av trafikklaster beskrevet i 2.4.2. Påkjenningen fra trafikklaster er asymmetrisk, da dette gir størst fare for relaksasjon samt større momenter. Se 2.2.1.2.

#### Pilhøyde:

Det ble kjørt analyser med pilhøyde på 20 m for begge alternativene. Det ble kjørt analyser i Abaqus for den beste stagorienteringen for denne pilhøyden i etterkant. Det

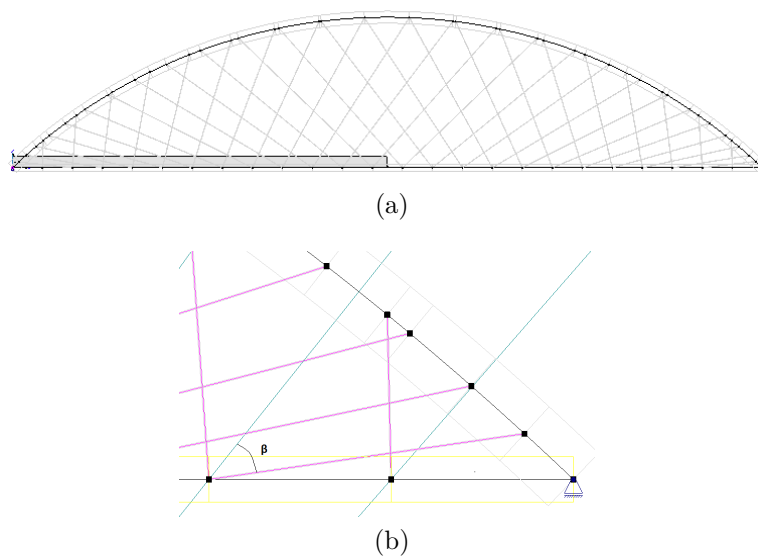
ble da konkludert med å senke pilhøyden for å minke sideveis utbøyning av buen, siden knekking ikke var et problem. Dette er nærmere beskrevet i 2.3.2.4. På grunn av dette ble det kjørt nye analyser med pilhøyde på 14 m. Disse analysene er kun kjørt for alternativ 2, da denne stagorienteringen viste seg å være den beste, se 2.2.2.4

### Alternativ 1 - Lik vinkel:



Figur 2.5.: Stagorientering med lik vinkel.

Figur 2.5 viser prinsippet over modellene med lik vinkel mellom stagene og dekket. For dette alternativet ble det kun kjørt analyser med pilhøyde på 20 m. Vinkelen,  $\alpha$  ble variert mellom 45-80°.

**Alternativ 2 - Radiell resultant:**

Figur 2.6.: Stagorientering med radiell resultant.

Figur 2.6 viser prinsippet over modellene med radiell resultant. Vinkelen,  $\beta$ , mellom stagene og resultanten ble variert mellom  $50\text{-}92.5^\circ$ .

**2.2.2.2. Analyser**

Analysene som ble kjørt var lineære.

**2.2.2.3. Resultater**

Resultatene viser maksimum N, V og M i buen for gitt vinkel og pilhøyde.

**Alternativ 1 - Lik vinkel:**

Vinkel i grader	$N_{max}$ [kN]	$V_{max}$ [kN]	$M_{max}$ [kNm]	Trykk/relaksasjon [antall stag]
45°	-3191.41	136.82	498.10	1
50°	-3136.88	166.27	402.30	2
52.5°	-2961.55	124.59	358.05	2
55°	-3175.48	131.32	348.71	2
57.5°	-2988.85	123.07	325.50	3
60°	-3196.98	129.63	333.06	4
62.5°	-3221.71	129.41	312.0	7
80°	-3387.89	195.3	670.72	12

Tabell 2.1.: Resultater fra analysene med lik vinkel på hengestagene, pilhøyde 20 m ( $R = 72\ 500$  mm).

**Alternativ 2 - Radiell resultant:**

For analysene med radiell resultant oppsto det ikke relaksasjon i noen av stagene.

Vinkel i grader	$N_{max}$ [kN]	$V_{max}$ [kN]	$M_{max}$ [kNm]
25°	-3153.86	131.90	408.09
30°	-3181.06	130.52	382.30
32.5°	-3189.84	130.82	372.01
35°	-3220.03	130.83	362.35
37.5°	-3229.10	134.60	353.22
40°	-3239.51	132.14	343.29
42.5°	-3274.60	132.42	335.92
43.75°	-3281.08	132.82	329.83
45°	-3283.83	132.84	321.50

Tabell 2.2.: Resultater fra analysene med radiell resultant, pilhøyde 20 m ( $R = 72\ 500$  mm).

Vinkel i grader	$N_{max}$ [kN]	$V_{max}$ [kN]	$M_{max}$ [kNm]
42.5°	-4224.62	130.76	436.64
43.75°	-4228.05	131.28	434.02
45°	-4274.67	131.56	429.71
46.25°	-4284.59	132.30	422.95

Tabell 2.3.: Resultater fra analysene med radiell resultant, pilhøyde 14 m ( $R = 96\ 290$  mm)



Vinkel i grader	$N_{max}$ [kN]	$V_{max}$ [kN]	$M_{max}$ [kNm]
45°	-4341.31	140.45	369.61

Tabell 2.4.: Resultater fra analyse med radiell resultant og lik avstand mellom stagene i buen, pilhøyde 14m ( $R = 96\ 290\text{mm}$ ).

#### 2.2.2.4. Diskusjon av resultater

##### Pilhøyde 20 m:

Som det fremkommer av resultatene i 2.2.2.3 gir økende vinkel for alternativ 1 mindre moment i buen fram mot  $\alpha$  på 62.5°. Økende vinkel fører også til at antall relakserte stag øker. Som nevnt tidligere vil relaksasjon av stag øke knekk lengden i buen og bør derfor unngås. For alternativ 2 minker også momentet med økende vinkel  $\beta$  mellom resultant og stag. Ved å sammenlikne resultatene fra alternativ 1 og 2 med pilhøyde 20 m, kan det sees at alternativ 1 gir det minste momentet, da med en vinkel på 62.5°. Ettersom det var flere av stagene som hadde trykk i denne modellen, kan momentet være misvisende. Alternativ 2 gir kun et moment som er 9.5 kNm større for en vinkel  $\beta$  på 45°. For denne stagorienteringen er ingen av stagene relaksert eller i trykk. Det ble derfor konkludert med at alternativ 2, med  $\beta$  lik 45°, var den beste løsningen for en pilhøyde på 20 m. I tillegg var det lite avvik mellom skjærkraft og aksialkraft for de to løsningene.

##### Pilhøyde 14 m:

Som tabell 2.3 viser, minker momentet i buen med økende  $\beta$ . Med en vinkel på 46.25° er momentet på 422.95 kN. Dette er over 100 kN høyere enn for tilnærmet lik vinkel for pilhøyde 20 m, noe som gjenspeiler hvor godt pilhøyden påvirker momentet. Det ble likevel valgt å bruke denne pilhøyden, da denne ga bedre sideveis stabilitet. Tabell 2.4 viser at momentet blir lavere dersom avstanden mellom stagfestene i buen er lik, og ikke i dekket. Som tidligere nevnt ble denne løsningen gått bort i fra, da stagene skal festes i tverrbærerene i dekket. Om dette kan løses på en annen måte, er satt til videre arbeid.

Momentet i buen minker fra  $\beta$  lik 45° til 46.25°, og det er mulig at det minker videre med økende vinkel. Likevel ble ikke dette analysert i denne oppgaven, da dette ville ha skapt svært små vinkler for de første stagene i buen. Det ble derfor enklere med tanke på montering å velge en vinkel som ikke var større enn 45°. Stagorienteringen i planet som er valgt for broa i denne oppgaven er følgelig stag med lik avstand langs dekket, tilnærmet radiell resultant, og som har en vinkel på 45° med radien. Forbedring av denne orienteringen er satt til videre arbeid.

### 2.2.3. Modeller i Abaqus

Det har blitt kjørt analyser i Abaqus hvor det har blitt variert mellom å ha 46 og 92 stag i buen. Begge modellene har lik avstand mellom stagen i dekket. For modellen med 46 stag går stagen ut til annen hver side. I modellen med 92 stag går to og to stag ut fra samme punkt i buen, til hver sin side. Se figur 2.2. Disse analysene er nærmere beskrevet i 2.3.2.

### 2.2.4. Kollisjon av stag

Dersom stagen festes i likt punkt i toppen av buen, samt i tverrbærerene, vil de kolliderer der de krysser hverandre. Dette kan løses ved å lage en ytre og en indre stagoorientering med en avstand lik diameteren på hengestagen mellom festepunktene. På den måten vil alle stagen som heller en vei ligge innenfor de som heller den andre veien. Denne løsningen er benyttet på Palma del Rio Arch Bridge i Spania [6]. Her er det også benyttet en klemmeløsning mellom wirene der de krysser hverandre, for å unngå at de slår sammen ved vindpåkjenning og vibrasjoner.

Løsningen med en indre og en ytre stagoorientering ble benyttet når den skalerte modellen av broa skulle bygges i laboratoriet. Planlegging av denne detaljen er nærmere beskrevet i 3.4.2.

### 2.2.5. Utmatting

Det er ikke tatt hensyn til utmatting av stagen i denne oppgaven, men dette er satt til videre arbeid. Det bør spesielt legges vekt på å utbedre løsningen av det siste staget mot opplagrene av buen. Her er det kun to stag med lik vinkel som er festet i tverrbærerene, i motsetning til resten av broa hvor det er festet fire og fire. Se figur 2.6b.

## 2.3. Buer

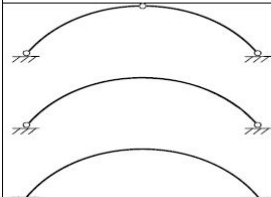
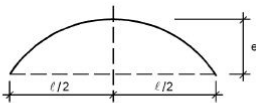
I dette avsnittet blir buen i nettverksbuebroen presentert. Teorien i første underkapittel legger grunnlaget for numeriske modeller. Resultatene fra analyser utført på modellene er beskrevet i andre underkapittel, og den endelige modellen av buen blir designet ut fra disse.

### 2.3.1. Stabilitet av buer

Buebroer er generelt slanke konstruksjoner, og derav er sideveis stabilitet en av de største utfordringene. Dette medfører at sideveis utbøyning og knekking ut av planet står i fokus. For å oppnå en større stivhet i tverretningen har buens tverrsnitt større bredde enn høyde, noe som er gunstig for bøyemomentet om en akse normalt på bueplanet. Den sideveise stabiliteten er det spesielt avhengig av graden av innspenning i bueopplagrene, i tillegg til stivheten av dekket og pillhøyde på buen. I dette avsnittet blir noe av teorien rundt dette tatt for seg, og det danner grunnlaget for hvordan de numeriske modellene er utformet.

#### 2.3.1.1. Krav til buenes utbøyning ut av planet

Spesifikke krav til sideveis utbøyning av en limtrebue er ikke å finne i verken trestandarder eller trebro- og trehåndbøker. Derimot er det gitt spesifikke krav for imperfeksjon av buer ut av planet for stålprofiler i Eurokode 3, del 2 [11]. Disse kravene baseres på buens spenn, samt dens knekkurve, se tabell 2.5.

	form på imperfeksjon (sinus eller parabel)	$e_0$ i henhold til tverrsnittets knekkurve				
		a	b	c	d	
		$\ell \leq 20 \text{ m}$	$\frac{\ell}{300}$	$\frac{\ell}{250}$	$\frac{\ell}{200}$	$\frac{\ell}{150}$
		$\ell > 20 \text{ m}$ $\ell_1 = \sqrt{20 \ell} [\text{m}]$	$\frac{\ell_1}{300}$	$\frac{\ell_1}{250}$	$\frac{\ell_1}{200}$	$\frac{\ell_1}{150}$

Tabell 2.5.: Maksimalt tillatt sideveis utbøyning for buer.

Et rektangulært massivt tverrsnitt har i følge Eurokode 3, del 1 [12] knekkurve c. Med et spenn på 100 m gir dette en tillatt sideveis utbøyning av buene på 223.6 mm. Vindlast gir buen en sideveis utbøyning som medfører at trykkreftene i buen vil gi et 2. ordens moment på grunn av denne utbøyningen. Det er derfor sett på denne utbøyningen som en imperfeksjon av buene. Da dette er det mest spesifikke kravet til sideveis utbøyning av buer, antas det at dette kravet også gjelder for treprofiler. Dette kravet legges dermed til grunnlag for nødvendig stivhet av bue, og nødvendig grad av innspenning i bueopplagrene.

### 2.3.1.2. Bueopplager og innfesting av stag i bue

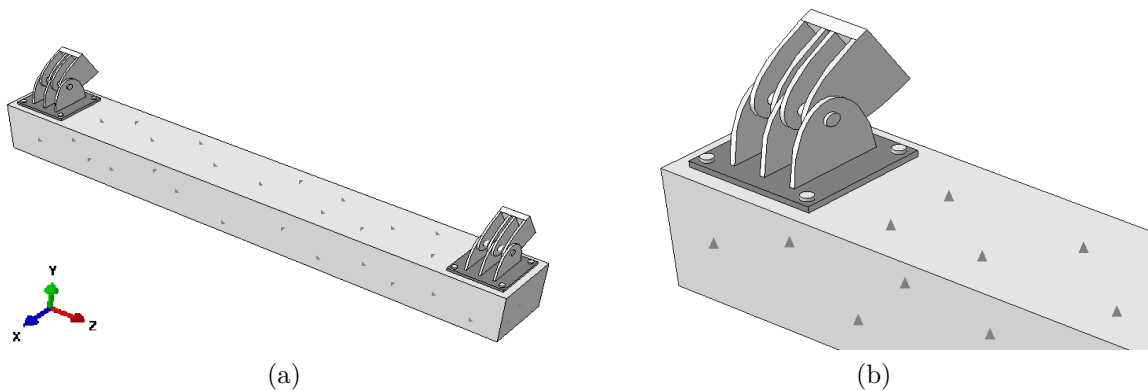
#### 1. Bueopplager:

De fleste buebroer i tre har beregningsmessig et leddet lager. Boltelager er å foretrekke, da det tillater rotasjoner i leddet rundt boltene. Den mest brukte løsningen er innslissede stålplater i kombinasjon med stavdybler av rustfritt stål i bueendene. Vanlig platetykkelse på disse platene er 8-10 mm og stavdybler med diameter mellom 10-20 mm. Flere tynne plater med tynne dybler gir en bedre fordeling av kraftoverføringen. Forbindelsen får en større kapasitet sammenlignet med en forbindelse med færre, tykkere plater og større dybler. En gunstig kombinasjon har vist seg å være plater med tykkelse 8 mm, og dybler med diameter 12 mm [13]. Dette er følgelig en mulig løsning for broen i fullskala.

Det mest ønskelige for å minke sideveis utbøying av buene er om buene er fast innspent, noe som i praksis ikke er mulig å oppnå. En konservativ antagelse for oppnåelig innspenningsstivhet vil være halvparten av stivheten til et snitt av buen med lengde lik bredden av tverrsnittet [14].

$$k = \frac{1}{2} \cdot \frac{E \cdot I}{L^3} \quad (2.2)$$

For å kontrollere rotasjonen om y-aksen, se figur 2.7, kan bueopplagene festes i hver ende av en betongbjelke som ligger på tvers av buenes lengderetning. Denne er plassert i underkant av dekkets opplager.



Figur 2.7.: Prinsippskisse bueopplager.

Mesteparten av skjærkreftene fra buen føres til bueopplagene som vertikallast [1]. Horizontallasten består av en komponent fra skjærkreftene, samt en komponent fra trykkrafta i buen. Disse tas opp, som bestemt på forhånd (se 2.1), i sirkulære strekkbånd av rundstål

som spenner mellom bueopplagrene. Dette er nærmere omtalt i 2.4. En forutsetning for bruk av strekkbånd er at opplagrene i den ene enden av buene er forskyvelig [13]. Dette gjør monteringen noe mer komplisert, men det er tatt høyde for dette i den skalerte modellen i laboratoriet, se 4.1.6.

## **2. Innfesting av stag i buene:**

En mye brukt festeanordning mellom stag og bue er innslissede plater med dybelforbindelse i øvre del av bue, og med ledd i underkant av bue. Dybelforbindelse i øvre del av bue er gunstig, da det gir mindre tverrstrekk i tverrsnittet. Ved høye tverrsnitt må slissene til platene sages fra både under- og overside av tverrsnittet dersom dybelforbindelsen ligger i øvre del av buen. Dette medfører en ekstra operasjon fordi tverrsnittet må snus, og det er tidkrevende og medfører ekstra kostnader [13]. Dette er likevel en mulig løsning for innfesting av stagene for denne broen. Det finnes flere løsninger som kan vurderes, men dette har ikke vært prioritert i denne oppgaven.

### **2.3.1.3. Pilhøyde**

Eksisterende buebroer har en pilhøyde på mellom 14-17 % av spennvidden [5]. Det har blitt utført flere numeriske tester på hvordan kreftene i buene varierer med pilhøyden. Bruun & Schanack [5] sine resultater viser at aksialkraften i buene og stagene minker ved økende pilhøyde. Større pilhøyde øker også vinkelen mellom bue og dekke ved opplagrene, noe som medfører redusert moment i buene. Det vil derfor være fordelaktig med stor pilhøyde hvis det er et avstivningssystem mellom buene, slik at sideveis stabilitet ikke er et problem. Dersom det ikke er avstivning mellom buene vil en lavere pilhøyde bedre den sideveise stabiliteten, men det må da også dimensjoneres for et større moment i buene. Det er i denne oppgaven kjørt analyser på modeller med pilhøyde på 20% og 14% av spennet. Optimalisering av denne høyden er satt til videre arbeid. Det kan også nevnes at redusert bueradius i endene av buene gir mindre bøyemoment og en konstant aksialkraft i en lengre del av buen [1], men dette er ikke vurdert i denne oppgaven.

## **2.3.2. Numerisk modell**

### **2.3.2.1. Forklaring av modeller**

Det har tidligere blitt utført studier på numeriske modeller av en nettverksbuebro med kun én bue i limtre som bæresystem ([9, 15]). Broen hadde et spenn på 100 meter, og det ble bevist at et avstivningssystem med skråstilte stag i 3 plan var tilstrekkelig

med tanke på sideveis stabilitet av buen. Se 2.2 for nærmere forklaring. I disse studiene var dekket av betong, noe som medfører at det har betraktelig større stivhet enn et tredekke. For å finne ut om en nettverksbuebro med spennarmert tredekke og én bue i limtre var en aktuell løsning, ble det laget en enkel modell av et spennarmert tredekke med tykkelse 1000 mm. Se tillegg E.1 for beskrivelse av modell og resultat. Dekket er fritt opplagret i endene i langsgående retning, og opplagret som en 7 meter lang utkragende plate fra midten av broen i tverrgående retning. Det er lagt til 2 m ekstra, da dette går med til gang- og sykkelsti. Materialeegenskapene er de samme som er vist i tabell 2.10, og trafikklasten er kun påført på én 2 meter bred stripe i dekkets lengderetning. Resultatene fra analysen viste at maksimal nedbøyning av dekket ble 618 mm, og dette er godt over nedbøyningskravet som stilles for brodekker, se 2.4.1.9. Det ble dermed nødvendig å ha to buer på hver sin side av tredekket, slik at det spenner mellom buene i tverretning. I tillegg gir også den reduserte stivheten av et tredekke, kontra et betongdekke, større sideveis utbøyning av buene.

Modellene i dette avsnittet består av hele broen, inklusive stag og dekket, men fokuset er buenes utforming og utbøyning. Modellene er modellert i Abaqus CAE med volum-elementer, med unntak av stagene som er modellert med stavelementer.

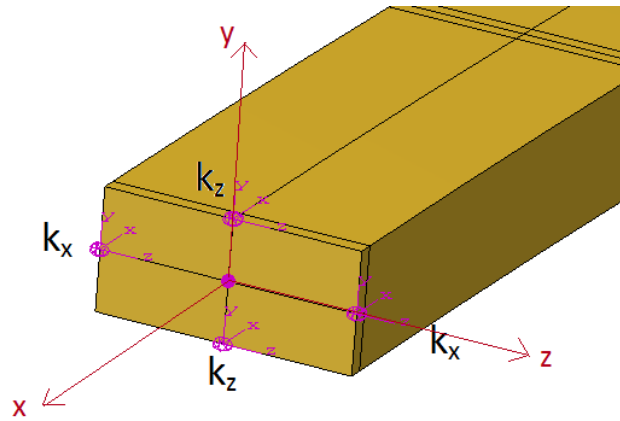
### **1. Geometri:**

Buene i de forskjellige modellene har et konstant buetverrsnitt, og de har form som en sirkelbue. I endene er buene kappet i radiell retning for å unngå unødvendige skjærkrefter, og det totale spennet er på 100 meter. Dekket har lik høyde på 1000 mm for alle analysene, men vil ha varierende bredde. For analysene der stagene er festet i dekket er bredden lik 10 m, pluss to ganger bredden på buen. I analysene hvor dekket er festet i tverrbærerne er bredden lik 10 m. Stagene har en diameter på 40 mm.

### **2. Opplagerbetingelser:**

#### **Bue:**

Som nevnt i 2.3.1.2 er det ikke mulig at buene er fast innspent. Stivheten fra betongbjelken modelleres som fjærer i endene av buene. Se figur 2.7. Disse er plassert på to punkt langs y-aksen på hver side av midten av tverrsnittet, se figur 2.8. Fjærene tar opp krefter i z-retning. I tillegg er det påsatt fjærer langs z-aksen som tar opp krefter i x-retning, og disse har samme stivhet som de førstnevnte. Fjærene øker stivheten for sideveis utbøyning av buen.



Figur 2.8.: Prinsippkisse opplagerbetingelser bue.

I midten av tverrsnittet er buene fastholdt i alle tre retninger. Figur 2.8 viser en forenklet modell med opplagerpunkt i midten av tverrsnittet og fjærer i ytterkant. I tillegg til modellene med fjærstivheter er det også laget en modell der buene er fast innspente til sammenligning. I enden av buen er det modellert en 100 mm tykk plate, med uendelig stivhet, som fordeler opplagerkreftene til limtrebuen via kontakttrykk.

### Stag og bue:

I modellen er det ikke laget en detaljert innfesting mellom stag og bue. Stagene er kun festet som wire i bestemte punkt i underkant av buen. Modellene i dette kapitlet har enten enkle eller doble stag. Med doble stag menes det at to stag fra hvert festepunkt i buen festes i dekket, med en avstand i tverretning lik bredden på buetverrsnittet. Se figur 2.2. Med enkle stag menes det at ett stag fra hvert festepunkt i buen festes til dekket. Stagene bytter da mellom å vinkles mot høyre og venstre ned mot dekket. Nedre festepunkt for stagene i modellene er enten i tredekket, eller i tverrbærerene.

### 3. Materiale:

Buen består av limtre, type CE L40C. Materialeegenskapene som er brukt Abaqus er hentet fra Moelvns tekniske informasjon om CE L40C [16], og er gjengitt i tabell 2.6. 1,2 og 3 er henholdsvis tangentiell-, radiell- og tverretning.  $E$  tilsvarer elastisitetsmodulene,  $\nu$  er tverrkontraksjonene og  $G$  tilsvarer skjærmodulene. Opplageret er modellert med en plate av et meget stivt elastisk materiale i hver ende. Dette for å modellere kontaktproblemet på best mulig måte, slik at det vil samsvare med virkeligheten. Materialeegenskapene til dette materialet er vist i tabell 2.7.

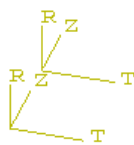
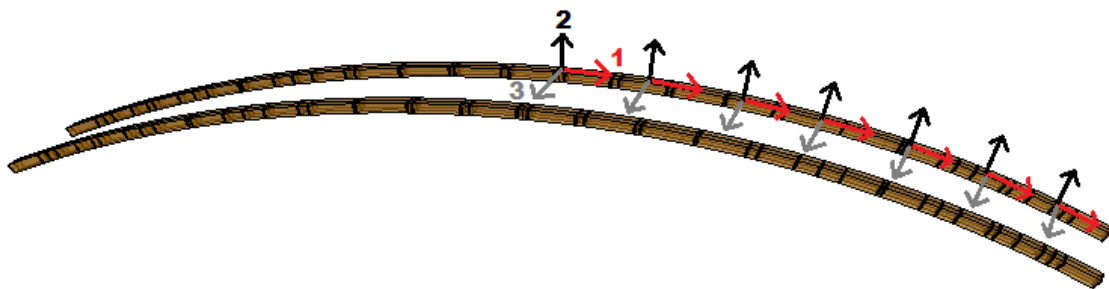
<b>E1</b> [MPa]	<b>E2</b> [MPa]	<b>E3</b> [MPa]	<b>v12</b>	<b>v13</b>	<b>v23</b>	<b>G12</b> [MPa]	<b>G13</b> [MPa]	<b>G23</b> [MPa]	<b>Densitet</b> [kg/m <sup>3</sup> ]
13 000	410	410	0.5	0.6	0.6	760	760	76	400

Tabell 2.6.: Materialdata, CE L40C.

	<b>E [MPa]</b>	<b>v</b>	<b>Densitet [kg/m<sup>3</sup>]</b>
Tabellverdi	10 000 000 000	0.3	$1 \cdot 10^{-8}$

Tabell 2.7.: Materialdata, plate.

For at limtrebuens oppførsel skal være representativ i henhold til materialeegenskapene gitt i tabell 2.6 må det defineres en lokal materialorientering. Denne tilnærmingen gjøres ved at materialet er orientert etter sylinderkoordinater, fra et datum i senter i hver av buene. Fibrenes lengderetning er følgelig i tangentiell retning til buene.



Figur 2.9.: Materialorientering av bue.



**4. Laster:**

Buene er påkjent av 3 laster:

**Egenvekt:**

En last på  $\rho \left[ \frac{g}{mm^3} \right] \cdot V \left[ mm^3 \right] \cdot 9810 \left[ \frac{mm}{s^3} \right]$  er påsatt hele modellen, inklusive dekket og stag.

**Nyttelast:**

Trafikklastene er påført dekket, se 2.4.2.1 og tas i hovedsak opp som trykk i buen.

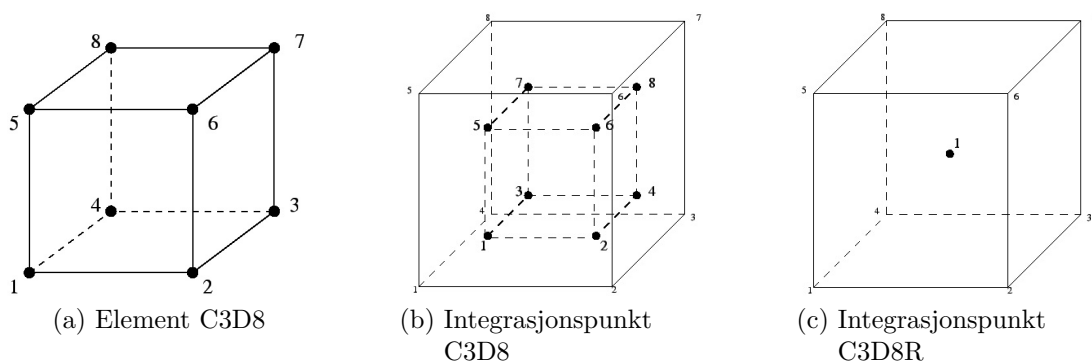
**Vindlast:**

Vindlasten er beregnet etter Eurokode 1, del 1-4 [17], se A.1. Beregningene viser at gjennomsnittlig vindtrykk ligger i underkant av  $0.001 \text{ N/mm}^2$ . Ved statistisk analyse og knekkingsanalyse er det derfor konservativt påført et statistisk vindtrykk på  $0.001 \text{ N/mm}^2$  i tverretning.

I alle analysene som er kjørt i forbindelse med dette kapittelet er det ikke tatt hensyn til lastfaktorer, da utbøyningskravet går på bruksgrensetilstanden. Det er heller ikke tatt hensyn til lastfaktorer i knekkingsanalysene i dette kapittelet.

**5. Elementinndeling:**

I Abaqus er det mulig å bruke volumelementer med full eller redusert integrasjon. Elementene som er brukt i buen er kvadratiske C3D8R- (continuum stress/displacement, C, three dimensional, 3D, 8-noded, 8, reduced integration, R) og C3D8- (full integrasjon) elementer, se figur 2.10 [18]. Elementstørrelsen er på 200 mm.

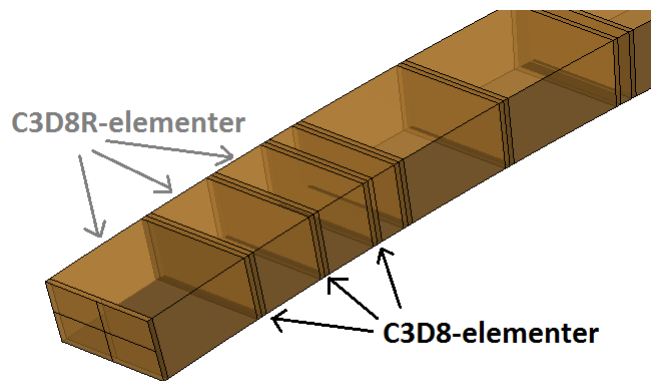


Figur 2.10.: Elementer i limtrebuen.

Volumelementer med full integrasjon gir en stivere tilnærming enn det faktiske tilfellet på

grunn av skjærlåsing. Volumelementer med redusert integrasjon gir en bedre tilnærming med tanke på stivhet, men problemer med nullenergimoder kan oppstå. Dette er nærmere forklart i 6.1.

Tidligere modeller har vist at å modellere buene med kun C3D8R-elementer medfører stor virtuell tøyingsenergi, forårsaket av nullenergimoder [9]. Det er da spesielt i området der stagene er festet under buene. En metode som har vist seg å være effektiv er å modellere områdene rundt stagfestene med C3D8-elementer, mens resten av buen modelleres med C3D8R-elementer [15]. Derav holdes både CPU-tiden og virtuell tøyingsenergi på et akseptabelt nivå. I tillegg blir ikke buen for stivt representert, noe som ville vært tilfelle om hele buen hadde blitt modellert med C3D8-elementer, og skjær- og volumlåsing hadde oppstått. Buene modelleres derfor med C3D8-elementer i vertikale 100 mm tykke plater på hver side av hvert festepunkt mellom stag og bue, mens de resterende delene av buene modelleres med C3D8R-elementer, se figur 2.11.



Figur 2.11.: Elementinndeling av buene.

### Modeller:

Det har blitt laget 9 modeller. I tabell 2.8 beskrives kort de ulike modellene i forhold til geometri og opplagerbetingelser, og resultatene i underkapittel 2.3.2.3 er i henhold til modellene beskrevet her. Fjærstivheter større enn 50 000 N/mm er beregnet etter likning 2.2 i 2.3.1.2. Nyttelasten på dekket på Modell 1 - 6, er kun den jevnt fordelte trafikklasten. I Modell 7 - 9, er også aksellasten inkludert.

Modeller	Tverrsnitt [mm <sup>2</sup> ]	Pil- høyde [m]	Stag	Tverr- bærere	Fjær- stivhet i opplager [N/mm]	Tverr- stiver mellom buene
Modell 1	2000x1600	20	Doble stag, festet i tredekket	-	50 000	-
Modell 2	2000x1600	20	Doble stag, festet i tredekket	IPE400, c/c 8 m	50 000	-
Modell 3	2000x1600	20	Doble stag, festet i tredekket	IPE400, c/c 8 m	∞	-
Modell 4	2000x1600	20	Doble stag, festet i tredekket	-	554 667	-
Modell 5	2000x1600	14	Doble stag, festet i tredekket	-	554 667	-
Modell 6	1800x1200	14	Doble stag, festet i tredekket	-	288 889	-
Modell 7	1800x1200	14	Enkle stag, festet i tredekket	-	288 889	-
Modell 8	1800x1200	14	Enkle stag, festet i tredekket	-	288 889	Rundstål, Ø250
Modell 9	1800x1200	14	Doble stag, festet i IPE400	IPE400, c/c 4 m	288 889	-

Tabell 2.8.: Beskrivelse av ulike modeller bue.

### 2.3.2.2. Analyser

Analysene som er utført på disse modellene er statisk analyse og knekkingsanalyse. Fokus på disse analysene i startfasen, er for å finne forskyvning av buene og hvilke knekkfaktorer buene har.

#### 1. Statisk analyse:

I denne analysen er alle lastene påført under samme delanalyse; statisk generell analyse.

Det er både kjørt lineære og ikkelineære analyser. Opplagerbetingelsene, som beskrevet i 2.3.2.1 og i tabell 2.8, er påført som initialbetingelser.

## 2. Knekkingsanalyse:

Opplagerbetingelsene er som for den statiske analysen påført som initialbetingelser. Deretter er egenlasten påført i første delanalyse som er en generell statistisk analyse. Dette er gjort for å kunne ha muligheten til å skalere opp nyttelastene, da uten egenvekten, for å kunne bestemme ved hvilken påkjenning konstruksjonen vil knekke. Dette er forøvrig ikke gjort i denne oppgaven, men er satt til videre arbeid. Siste delanalyse er knekkingsanalysen, der de resterende lastene er påført. For knekkingsanalysen kjørt på modell 4 ble ikke tverrbærerene med i analysen. Dette grunnet at analysen ikke kunne kjøres når disse var festet til dekket med skruer (fasteners). I modell 9 er tverrbærerene fusjonert med dekket, og analysen kunne kjøres med tverrbærere.

### 2.3.2.3. Resultater

Modell	Analyseform	Maksimal utbøyning av buene	Laveste knekkfaktor
Modell 1	Lineær	360 mm	31.27
Modell 1	Ikkelineær	395.1 mm	30.87
Modell 2	Lineær	248.4 mm	-
Modell 2	Ikkelineær	271 mm	-
Modell 3	Ikkelineær	87.2 mm	56.53
Modell 4	Ikkelineær	186.3 mm	50.80
Modell 5	Ikkelineær	149.4 mm	48.46
Modell 6	Ikkelineær	191 mm	25.38
Modell 7	Ikkelineær	207 mm	-
Modell 8	Ikkelineær	91.5 mm	-
Modell 9	Ikkelineær	219.2 mm	11.75

Tabell 2.9.: Resultater fra statiske analyser bue.

### 2.3.2.4. Diskusjon

Som tabell 2.9 viser er det ikke kjørt knekkingsanalyser for alle modellene. Dette med grunnlag i at knekkfaktorene er såpass høye, samt for å spare tid og harddiskplass.

### Fjærstivhet i opplager:

Innspenningsstivheten til opplageret vil ha mye å si for utbøyningen av buen. Dette fremkommer godt ved å sammenlikne resultatene fra de ikkelineære analysene utført på

modell 2 og 3. Disse modellene er identiske, sett bort i fra at modell 2 har en fjærstivhet på 50 000 N/mm og modell 3 er fast innspent. En fjærstivhet på 50 000 N/mm er noe lavt for dette tverrsnittet ut i fra likning 2.2, samt at fast innspent er for stivt. Disse modellene kan derfor kun gi en indikasjon på hvor mye dette har å si for utbøyningen av buen. Ut i fra tabell 2.9 sees det at modell 2 bøyer ut 183.8 mm mer enn den fast innspente modellen 3.

For et tverrsnitt på 2000x1600 mm vil det være mulig å oppnå en innspenningsstivhet på 554 667 N/mm som brukt i modell 5. Denne har en utbøyning på 149.4 mm, noe som er godt innenfor kravene til utbøyning av buen på 223.6 mm, se 2.3.1.1. For denne modellen er pilhøyden på 14 m, i motsetning til modell 1 - 4 som har pilhøyde på 20 m. Dersom tverrsnittet minkes til 1800x1200 mm for denne pilhøyden, se modell 6, vil det være noe vanskeligere å få spent inn tverrsnittet. Det er antatt at fjærstivheten minst kan settes lik 288 889 N/mm. Utbøyningen av buen er likevel innenfor kravene, da den kun er på 191 mm.

**Pilhøyde:**

Modell 4 og 5 er helt like, sett bort i fra pilhøyden. Modell 4 har en pilhøyde på 20 m og modell 5 på 14 m. Som det fremkommer av resultatene er differansen på utbøyningen av buen på 36.9 mm. Altså har pilhøyden en del å si for utbøyningen av buen. Sammenliknes knekkfaktoren for de samme modellene er differansen liten, og det kan antas at pilhøyden da har lite å si for denne faktoren. Begge modellene har en høy knekkfaktor som ligger på rundt 50. Av den grunn var det ønskelig å gå ned i tverrsnittstørrelsen på buen, slik at knekkfaktoren ble lavere og materiale ble spart.

Modell 6 har tverrsnitt på 1800x1200 mm med tilhørende fjærstivhet. Denne modellen har samme pilhøyde og utforming av stagene som modell 5. Modell 6 har en vesentlig lavere knekkfaktor på 25.38. Utbøyningen på 191 mm er likevel innenfor kravene til utbøyning på buen. Om dette tverrsnittet skulle ha blitt brukt for en pilhøyde på 20 m, ville dette gitt en økning i utbøyningen på minst 36.7 mm. Dette begrunnet i at 36.7 mm var differansen mellom modell 4 og 5, med henholdsvis pilhøyde på 20 og 14 m. Disse har større tverrsnitt og bedre innspenning enn modell 6. Ut i fra dette kan det sees at en pilhøyde på 20 m på modell 6 ville ha gitt en utbøyning større enn maksimumskravet til utbøyningen på buen. Av den grunn ble det valgt å gå ned i pilhøyde til 14 m for å tilfredsstille kravene til utbøyning på buene, samtidig som et tverrsnitt på 1800x1200 mm ga en lavere knekkfaktor for buene.

**Tverrsnitt:**

Innspenningsstivheten i opplageret til buen er som tidligere nevnt avhengig av tverrsnittet til buen. Fjærstivheten ble derfor endret i modell 5 og 6 hvor det ble kjørt analyser for å bestemme nødvendig tverrsnitt av buen. Som diskutert under avsnittet om fjærstivhet er modell 5, med tverrsnitt 2000x1600 mm, godt innenfor utbøyingskravene til buen. Ved å gå ned til tverrsnitt 1800x1200 mm blir utbøyningen nærmere maksimumskravet, men det overskrides ikke. Det er derfor valgt å bruke et tverrsnitt på 1800x1200 mm for den endelige modellen. Se også avsnittet for pilhøyde for nærmere forklaring.

**Enkle eller doble stag:**

Resultatene fra Modell 6 og Modell 7, hvor alt bortsett fra antall stag er likt, viser at antall stag ikke har så mye å si for buens utbøyning. Her er forskjellen på 16 mm. Enkle stag vil derimot føre til en stor økning i nedbøyningen av dekket. Se tabell 2.12 og tabell 2.13, for de analysene som ble kjørt på dekket. Det ble derfor valgt å bruke doble stag. Enkle stag vil i tillegg føre til større stagkraft, som vil gjøre at utformingen av festepunktet til buen vil bli mer komplisert.

**Tverrbærere eller ikke:**

Som resultatene fra modell 6 tilsier er utbøyning på buen på 191 mm. Dette er innenfor kravene til utbøyning av buen. For denne modellen er hengestagene festet direkte i dekket. Det ble vurdert om dette var en mulig løsning for feste av stagene. Etersom dette ville ha ført til et stagfestefeste som måtte ha gått inn i tredekket på oversiden, ville festet ha ført til problemer med fukt. Den enkleste måten å løse dette på var derfor å innføre tverrstivere under dekket og følgelig feste hengestagene i disse. Dekket blir da 10 m bredt, med tverrbærere som stikker ut litt lenger en selve buen på hver side. Her festes hengestagene, og fuktproblemer unngås. En eventuelt gang- og sykkelvei kan plasseres på utsiden. Tverrbærerne er valgt til å ha en senteravstand på 4 m. Dette er tilfelle i Modell 9. Som resultatene i tabell 2.9 viser er kravet til utbøyning tilfredsstillt, og prinsippene i denne modellen er de som vil brukes i den endelige modellen.

**Effekt av tverrstiver:**

Ved å sammenlikne resultatene fra modell 7 og 8, kommer det godt frem at tverrstivere mellom buene midt på bruene vil ha mye å si for utbøyningen av buene. Et eventuelt K-fagverk vil derfor ha stor innvirkning på utbøyningen av buene. Det var ikke ønskelig å innføre tverrstivere i buen i denne oppgaven, men sammenlikningen av disse analysene

viser hvor mye kun én tverrstiver hjelper på den sideveise stabiliteten til buene, dersom skråstilling av stagene ut av planet viser seg å ikke være tilstrekkelig.

## 2.4. Dekket

I dette avsnittet blir det vurdert utforming og nødvendig høyde på dekket. Det blir også foreslått mulige løsninger for detaljer i forbindelse med dekket. Disse detaljene er kun forslag, og ikke endelige for brua. Hvordan disse detaljene løses er satt til videre arbeid.

### 2.4.1. Utforming av tredekker

#### 2.4.1.1. Aktuelle dekker

Det finnes mange typer tredekker som brukes til forskjellige broer, eksempelvis borddekker, krysslagte borddekker, spikerlaminerte dekker og tverrspente dekker [10]. De tre førstnevnte er best egnet for gangbroer og for mindre vegbroer. Den aktuelle dekkeformen for broen i denne oppgaven, vil derfor være tverrspent dekke. Tverrspente dekker kan bygges opp med massivt tverrsnitt, T-tverrsnitt eller som kassetverrsnitt [10]. Forspente T-tverrsnitt brukes til broer med medium til langt spenn. For vegbroer er dette rundt 10 meter. Design og produksjon av dekker med T-tverrsnitt er naturlig nok mer komplisert enn for et massivt tverrsnitt. Kassetverrsnitt, med I-formede celler, kan ha relativt lav høyde i forhold til spennet, og bygger ikke mer i høyden enn det som trengs for stål- eller betongbroer. Forspente dekker med kassetverrsnitt brukes til broer med lengre spenn, og for vegbroer er dette rundt 15-25 meter. Dekker med kassetverrsnitt kan være vanskelig å vedlikeholde, med tanke på at hulrommene er vanskelig å komme til, og det er lite oversiktlig [19]. Både for T-tverrsnitt og kassetverrsnitt er overføring av skjærkrefter mellom steg og plate et problem, samt deformasjoner fra asymmetriske laster [20]. Nettverksbuebroen i denne oppgaven har forholdsvis langt spenn, og med de påførte trafikklastene medfører dette både asymmetrisk last og store skjærkrefter i dekket. Det er dessuten ikke noe poeng i å minke mengden materiale, og følgelig massen til dekket for nettverksbuebroen, da hele broen har såpass lav vekt. Den lave vekten av dekket kan føre til relaksasjon av hengestagene. Det vil derfor bli brukt et brodekke med forspent massivt tverrsnitt for broen i denne oppgaven.

Tverrspente dekker med massivt tverrsnitt består av plank på høykant som er klemt sammen av oppspente gjengestenger av stål. Trykkraft og friksjon mellom lamellene gjør at et tverrspent dekke fungerer som en massiv plate. Plankene skjøtes og lengden på

dekket er ubegrenset. Regler for skjøting av tverrspente dekker er beskrevet i EC5 del 2. Det finnes i hovedsak to typer tverrspente dekker med massivt tverrsnitt; limtreplanker og lameller av justert skurlast. Limtreplankene sages til planker med passende tykkelse og bredde, og det kan derfor lages tverrspente dekker med mye større tykkelse med limtre enn med justert skurlast. Limtreplanker er dessuten mer formstabile enn justert skurlast, og vil følgelig ta mindre plass før oppspenning [13].

Spennenheter kan være enten spenntau eller spennstenger, ofte med et forankringsystem bestående av en plate som fordeler kraften over et kontaktareal mot dekket. En mutter som fordeler kraften fra stangen til platen. Det mest gunstige er å benytte helgjengede stenger og muttere, da dette gir minst låsetap. Det er likevel behov for etteroppspenning, og dette gjøres normalt hvert 15. år. Det er derfor viktig at det er plass på utsiden av dekket slik at jekken, som trengs til både oppspenningen og etteroppspenningen, får plass. En klarering på 0.5 meter er tilstrekkelig [13]. Hvis avstanden er mindre medfører det at oppspenningen tar lengre tid, da den må utføres i flere trinn. Oppspenningen skal uansett skje gradvis slik at dekket ikke vrir seg. Oppspenningskraften bestemmes ut fra at hele dekket skal ha en spenning på 1.0 MPa i tverretning [21]. Kraften er da avhengig av antall stag som er valgt. Her må underlagsskiven til spennarmeringa dimensjoneres etter trykk vinkelrett på fiberretningen, slik at treet ikke knuses under oppspenning [22]. Senteravstand for spennenhetene varierer mellom 0.5 meter og 0.8 meter [13].

#### **2.4.1.2. Tverrbærere**

Et tverrspent dekke med massivt tverrsnitt har tilstrekkelig stivhet i begge hovedretningene til å utgjøre hovedbæring for mindre broer. For større broer er det derimot ofte behov for tverrbærere som overfører kreftene fra dekket til hovedkonstruksjonen [10]. Ofte er spennvidden på tvers av dekkets lengderetning stor, og tverrbærerne må kunne ta opp store momenter og skjærkrefter. Tverrbærere av stål har vist seg å være bedre egnet enn tverrbærere i tre, mest på grunn av trets lave skjærkapasitet [8]. Hvis trebjelker skal benyttes blir de derfor ofte uhensiktsmessige høye, og derav uøkonomiske. Når tverrsnittet på tverrbærerne, og eventuelt høyden på dekket blir stort, er dette ofte løst ved å gjøre dekket tynnere mot kantene hvor spenningene ikke er så store. På den måten utformes dekket mer aerodynamisk, og påkjenningen av vinden fører ikke til like store sideveise utbøyninger. Det har ikke blitt sett på dette i denne oppgaven. Med tanke på at høyden på dekket blir valgt til 1000 mm, er dette noe som bør vurderes for videre arbeid.



### 2.4.1.3. Dekkets bidrag til stivhet

Dekkets geometri har mye å si for broas stivhet, og hvordan det oppfører seg ved belastning. For belastning i lengderetningen av dekket, da i form av trafikklast og egenvekt, vil deformasjonen være omvendt proporsjonal med  $h^3$  for dekket. Ettersom tre har en vesentlig lavere E-modul enn betong, som vanligvis blir benyttet som dekke i trafikkbroer, må et tredekke veie opp for dette med et større tverrsnitt. For utbøyning i tverretningen, vil bredden av dekket være en av de viktigste faktorene for stivheten. Her er utbøyningen omvendt proporsjonal med bredden i tredje. Dette kan sees fra formelen for bøyedeformasjon

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{qL^3}{EI}$$

### 2.4.1.4. Rekkverk

Rekkverksnormalen krever at det skal benyttes rekkverk på alle broer. Den vanligste måten å feste rekkverk på trebroer er å feste rekkverkstolper på tverrbærerne. Dette gjøres fordi det er vanskelig å få tilstrekkelig innspenning i selve dekket [13]. Det blir ikke gått noe videre inn på dimensjonering av rekkverk i denne oppgaven, men det er ønskelig at dette skal kunne gjøres i videre arbeid, og det tas derfor hensyn til nødvendig avstand mellom rekkverkstolper. Det er tiltenkt at rekkverkstolpene festes på tverrbærerne. For at føringskinnene ikke skal trenge å ha relativt stort tverrsnitt bør tverrbærerne ha en senteravstand på mindre enn 5 meter [13]. På denne broen vil senteravstanden være 4 meter, så dette skal ikke være et fremtidig problem.

### 2.4.1.5. Gang- og sykkelvei

Det er tiltenkt at tverrbærerne er lange nok til at gang- og sykkelveg kan legges på utsiden av hver bue. Det er ikke gått noe i dybden rundt krav og utforminger til dette i denne oppgaven. Dette er et tema for videre arbeid.

### 2.4.1.6. Strekkbånd

Både tre og stål er i prinsippet aktuelle materialer til bruk i strekkbånd. Strekkbånd i tre er bedre egnet til mindre konstruksjoner, der horisontalkreftene som skal tas opp er relativt små. Ved større krefter og større konstruksjoner må det brukes strekkbånd av stål. For at strekkbånd i stål skal ha en begrenset forlengelse brukes det normalt å gjøre beregninger med en karakteristisk fasthet på 350 MPa, selv om stålet har høyere fastet. Hvis strekkbåndet skal ta opp store krefter er H-profil eller kanalprofil aktuelt. Runde

stenger trenger hyppigere understøttelser for at det ikke skal henge for mye [13]. Dette grunnet at rundstålet vil ha lavere 2. arealmoment om denne akselen enn et H-profil. For broen i denne oppgaven kan både rundstål og H-profil benyttes, da det er mulig å ha understøttelser hver 4 m i tverrbærerene.

#### **2.4.1.7. Slitelag**

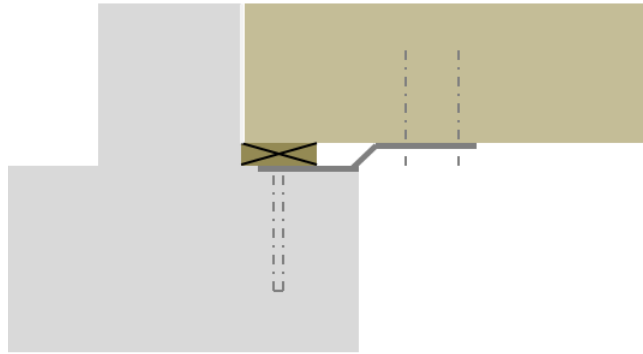
For vegbruer med høy årlig døgntrafikk, ÅDT, blir slitasjen på dekket for stor til at et slitelag av tre er anbefalt. Nettverksbuebroen i denne oppgaven er tiltenkt en forholdsvis høy ÅDT, da dette vil gjøre den mer anvendelig for flere situasjoner. Asphalt vil derfor være mest aktuelt som slitelag. For vegbruer med slitelag av asphalt er det internasjonalt et krav at dekket skal være i betong. I Norge anses tverrspente tredekker for å ha tilstrekkelig stivhet til at asfalten ikke sprekker, og kan derfor brukes i kombinasjon med slitelag av asphalt. Det benyttes vanligvis samme type asphalt som tilstøtende veger på brodekket. Med et spenn på 100 meter og en ÅDT større enn 2000 medfører dette en tykkelse på slitelaget på 100 mm, og en slitelagsvekt på  $2.5 \text{ kN/m}^2$  ([23], [13]).

Slitelag er viktig også for fuktbeskyttelse av tredekket. Asfalten alene danner ikke et vanntett sjikt. Det er nødvendig med fuktisolasjon i form av membran mellom asfalten og treet, for eksempel Topeka 4S. Topeka legges ut i varm flytende tilstand, noe som gjør at trevirket blir oppvarmet og fuktighet vil kunne fordampe gjennom den flytende membranen. Dette minsker sjansen for blemmer og blærer i membranen når varm asphalt legges på. Topeka blir dessuten ikke like hard og sprø som asfalten og følger trevirkets fukt- og temperaturbevegelser. Asfalten, som i motsetning til membranen blir hard i kaldt vær, kan sprekke opp. En eventuell løsning for å unngå dette er å legge inn bevegelsesfuger med en viss senteravstand [13]. Løsningen med Topeka og asphalt er blant annet brukt på Flisa bro [8].

I denne oppgaven er det ikke tatt hensyn til vekten av et slitelag i de numeriske modellene, og dette er noe som bør sees nærmere på i videre arbeider.

#### **2.4.1.8. Opplager for dekke**

En måte å utforme opplageret til dekket på er å legge opp dekket på en tresville som er boltet fast i opplageret. I enden av dekket er det støpt en bakvegg av betong på opplageret. På denne måten overføres bremsekrefter i lengderetningen til fundamentet via direkte trykk mot bakveggen.



Figur 2.12.: Prinsippskisse, opplager for dekket.

Denne løsningen er blant annet brukt for Tynset bro. For at dekket skal kunne ta opp laster på tvers av lengderetningen, som vindlaster, må dekket også være fastholdt sideveis. Dette kan gjøres ved et vinkelprofil i stål eller en støpt sidevegg i betong. Hvis en betongvegg skal brukes må den støpes etter at dekket er forspent, da dekkets bredde vil minke etter forspenningen [13].

Denne type løsning er forsøkt tilnærmet i laboratoriemodellen i denne oppgaven, se 3.2.4 for nærmere beskrivelse av dette.

#### 2.4.1.9. Krav til nedbøyning

Nedbøyningskravet for broer med tredekke er gitt i Eurokode 5, del 2 [21]. Siden asfaltbelegg ikke er tatt hensyn til i de numeriske modellene i denne oppgaven, fås heller ikke noe ekstra stivhetsbidrag i dekket av den grunn. Det blir derfor ikke sett på nedbøyningskravet for tredekker med asfaltbelegg, men det blir heller valgt å se på det generelle nedbøyningskravet for vegbroer med tredekke:

$$w \leq \frac{l}{350} \quad (2.3)$$

hvor  $l$  = spennvidde

Med en bredde på dekket på 10 meter kan maksimal nedbøyning være 28.6 mm i tverretning, og 285.7 mm i lengderetning. For denne broen vil tverretning være kritisk da avstanden mellom hengestagene er på 4 m i lengderetningen av dekket, mens i tverretning er avstanden på 10 m. Dette fører til høyere bøyemomenter i tverretning.

## 2.4.2. Numerisk modell

### 2.4.2.1. Forklaring av modeller

Modellene i dette avsnittet består av hele broen, inklusive stag og buer, men fokuset er dekkets utforming og nedbøyning. Orienteringen av stagene er beskrevet i 2.2, hvor det ble valgt å ha stag med radiell resultant med en vinkel  $45^\circ$  fra radien. Buene ble bestemt til å ha tverrsnitt lik  $1800 \times 1200$  mm, samt pilløyde på 14 m. Dette ble diskutert i 2.3. Modellene består av volumelementer, med unntak av stagene. Strekkbånd er neglisjert i disse numeriske modellene, og det er heller ikke modellert gang- og sykkelvei på utsiden av begge buene.

#### 1. Geometri:

Dekket i modellen spenner mellom buene, og har derfor et spenn i lengderetning på 100 meter. I modellene der dekket har tverrbærere har dekket en bredde på 10 meter. I modellen der stagene er festet direkte i tredekket er dekkets bredde lik avstanden mellom ytterkanten av buene. Se tabell 2.12 for forklaring av modellene. Høyden på dekket ble bestemt etter testing av flere typer numeriske modeller av kun dekket for seg selv. Resultatene er vist i E.1, tabell E.2.

#### 2. Opplagerbetingelser:

Dekket er fastholdt i alle retninger i den ene enden, og det kan rotere fritt om alle akser. I den andre enden kan dekket bevege seg i lengderetning, som følge av temperatur- og fuktendringer. Her har det også fri rotasjon. Stagene er enten festet i dekket eller i tverrbærerne, se tabell 2.12 for beskrivelser. Tverrbærerne er fusjonert med dekket for de aktuelle modellene. Det har også blitt laget modeller der tverrbærerne er festet med skruer til dekket. Basert på nedbøyningsresultater fra modeller med fusjonerte tverrbærere, og modeller der tverrbærerne var festet med skruer, var det ikke store forskjeller. Se J.1 for nærmere beskrivelser og resultater. Det ble derfor valgt å fusjonere tverrbærerne med dekket da det ga mindre komplikasjoner for stagfeste i modellene.

#### 3. Materiale:

Dekket består av limtre, type CE L40C. Materialeegenskapene som er brukt i Abaqus er hentet fra Moelvns tekniske informasjon om CE L40C [16]. For et spennlaminert dekke (limt og laminert) gjelder følgende forholdstall angitt i Eurokode 5, del 2 [21]:

$$\frac{E2}{E1} = \frac{E3}{E1} = 0.03 \quad (2.4)$$

$$\frac{G_{12}}{E_1} = \frac{G_{13}}{E_1} = 0.06 \quad (2.5)$$

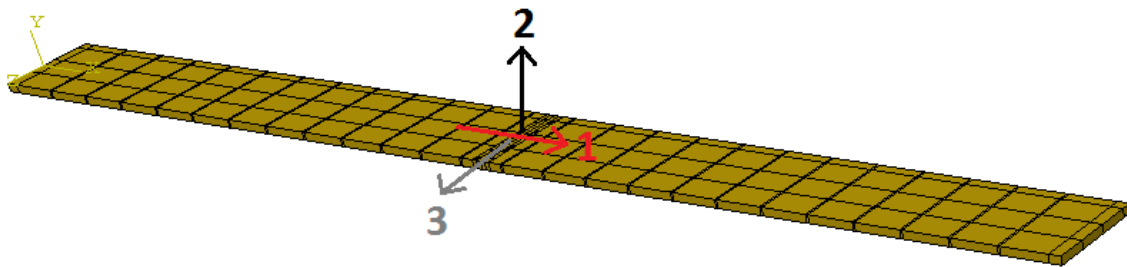
$$\frac{G_{23}}{G_{12}} = 0.15 \quad (2.6)$$

Materialverdiene er gitt i tabell 2.10. 1,2 og 3 er henholdsvis i lengderetning, vertikal- og tverretning. E tilsvarer elastisitetsmodulene, v er tverrkontraksjonene og G tilsvarer skjærmodulene.

E1 [MPa]	E2 [MPa]	E3 [MPa]	v12	v13	v23	G12 [MPa]	G13 [MPa]	G23 [MPa]	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]
13000	390	390	0.5	0.6	0.6	760	760	114	400

Tabell 2.10.: Materialdata spennarmert dekke, CE L40C.

Materialorienteringen, se figur 2.13, er orientert etter globalt aksesystem.



Figur 2.13.: Materialorientering dekket.

#### 4. Laster:

##### Egenvekt:

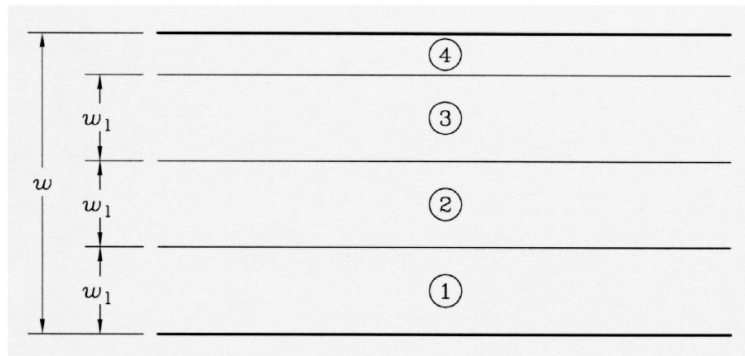
En last på  $\rho \left[ \frac{g}{mm^3} \right] \cdot V \left[ mm^3 \right] \cdot 9810 \left[ \frac{mm}{s^3} \right]$  er påsatt hele modellen, inklusive buer og stag.

##### Nyttelast:

Trafikklastene som er påført dekket er basert på en av metodene beskrevet i Eurokode 1, del 2. Lastsituasjonen som benyttes er LM1 og denne brukes til generell dimensjonering. LM1 angir inndeling av bredde og antall felt med nyttelast, samt verdiene som skal brukes. I tillegg angir metoden plassering og verdier av punktlaster fra kjøretøy.

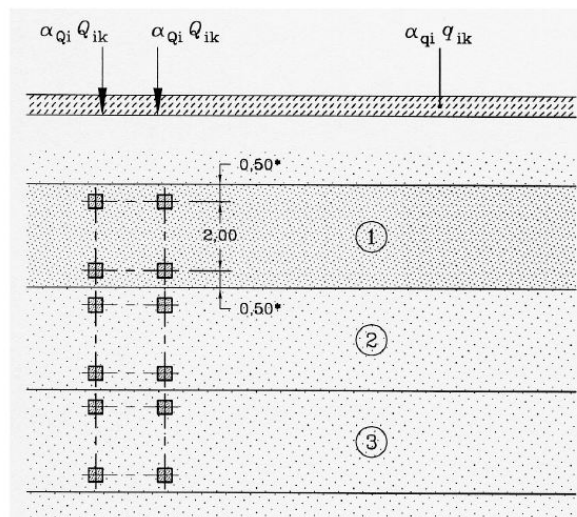
Den totale bredden på veibanen er på 10 meter. Metoden tar utgangspunkt i denne bredden, og ikke bredden på hvert kjørefelt. Bredden betegnes som  $w$ . Antall felt som

skal belastes som kjørefelt, referert til som NL (National Lane), er 3 felt. Hvert av disse feltene har en bredde på 3 meter ( $w_1 = w_2 = w_3 = 3 \text{ meter}$ ), se figur 2.14. Gjenværende bredde er da på 1 meter.



Figur 2.14.: Inndeling av felt (NL) over brodekket.

Lastfordelingen er illustrert i figur 2.15, og verdiene på de konsentrerte lastene og de jevnt fordelte lastene er gitt i tabell 2.11.

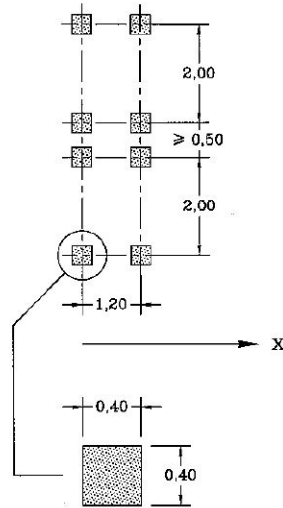


Figur 2.15.: Illustrasjon av lastfordeling.

Felt: NL (National Lane)	Punktlast, $\alpha_{Qi} Q_{ik}$ [kN]	Jevnt fordelt last, $\alpha_{qi} q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
NL1	300	5.4
NL2	200	2.5
NL3	100	2.5
Resterende areal	-	2.5

Tabell 2.11.: Lastverdier.

I metoden som er brukt skal det kun tas hensyn til ett kjøretøy per NL, og vekten skal fordeles likt på begge hjulene over et areal på  $0.4 \times 0.4$  meter, se figur 2.16. Dette tilsvarer et trykk på  $0.5 \cdot Q_{ik} / 0.4^2$  [kN/m<sup>2</sup>] på de fire flatene.



Figur 2.16.: Fordeling av aksellast.

På gang- og sykkelvei skal det påføres en last på  $2.5 \text{ kN/m}^2$  samtidig som trafikklasten virker. I tillegg skal det påføres punktlast på  $10 \text{ kN}$  over et areal på  $0.1 \times 0.1$  meter. Som nevnt tidligere er gang- og sykkelveg neglisjert i modellen og det er derfor ikke tatt hensyn til disse lastene. Det bør tas hensyn til i videre arbeid.

Bremsekrefter og akselerasjonskrefter er begrenset til  $900 \text{ kN}$  over bredden av broen. Det er ikke påsatt noen horisontallast på overflaten av dekket i de numeriske modellene i denne oppgaven.

Snølast er også neglisjert i modellene. Bremsekrefter, akselerasjonskrefter, samt snølast bør tas hensyn til i videre arbeid.

### Vindlast:

Dekket ble påkjent av vindtrykk i tverretning med en verdi på  $0.001 \text{ MPa}$ . Buene ble også belastet med samme vindtrykk, se 2.4.2.1.

I alle analysene som er kjørt i forbindelse med dette kapittelet er det ikke tatt hensyn til lastfaktorer, da nedbøyningskravet går på bruksgrensetilstanden.

### 5. Elementinndeling:

Hele brodekket er modellert med C3D8R elementer med en elementstørrelse på 200 mm. Se 6.1 for nærmere forklaring av elementtypen. Som for buene, vil C3D8R elementer i tredekket gi stor virtuell tøyingsenergi i områdene der stagene festes i tredekket. Det er ikke gjort noe for å bedre dette i de numeriske modellene for dekket, i motsetning til buene. Dette gjelder kun for modell 1, se 2.12.

### 6. Modeller:

Modell	Dekke- tverrsnitt [mm <sup>2</sup> ]	Bue- tverrsnitt [mm <sup>2</sup> ]	Pil- høyde buer [m]	Tverr- bærere	Stag
Modell 1	14600x1000	1800x1200	14	-	Doble stag, festet i tredekket
Modell 2	10000x500	1800x1200	14	IPE400, c/c 4 m	Doble stag, festet i IPE400
Modell 3	10000x1000	1800x1200	14	IPE400, c/c 4 m	Doble stag, festet i IPE400

Tabell 2.12.: Beskrivelse av ulike modeller for dekket.

#### 2.4.2.2. Analyser

Analysene som er utført på disse modellene er statiske analyser. Fokus for analysene er å finne nedbøyningen av dekket. I den statiske analysen er alle lastene påført under samme delanalyse; statisk generell analyse. Det er både kjørt lineære og ikkelineære analyser. Opplagerbetingelsene, som beskrevet i avsnitt 2.4.2.1, er påført som initialbetingelser før den generelle statiske delanalysen, men har samme virkning gjennom hele den totale analysen.

#### 2.4.2.3. Resultater

Resultatene fra analysene er vist i tabell 2.13. Nedbøyning 1, er nedbøyningen midt på dekket, både i lengde- og tverretning. Nedbøyning 2, er nedbøyningen midt på i lengderetning, men på le side av dekket. Dette er nærmest NL1 med tanke på trafikklasten. Nedbøyning 3, er nedbøyning midt på i lengderetning, men på lo side av dekket. Dette er nærmest NL3 og restfeltet.



Modell	Analyseform	Nedbøyning 1	Nedbøyning 2	Nedbøyning 3	Relativ nedbøyning
Modell 1	Ikkelineær	96.7 mm	31.7 mm	30.9 mm	66.8 mm
Modell 2	Ikkelineær	365 mm	323.5 mm	258.9 mm	106.1 mm
Modell 3	Ikkelineær	99 mm	89.2 mm	72.2 mm	26.8 mm

Tabell 2.13.: Resultater fra statiske analyser dekket.

#### 2.4.2.4. Diskusjon

Det er antatt at kravet til nedbøyning i tverretningen er tilfredsstillt dersom den relative nedbøyningen er mindre enn kravet på 28.6 mm. Den relative nedbøyningen blir beregnet ut i fra forskjellen i nedbøyningen mellom nedbøyning 1, samt den minste av nedbøyning 2 og 3.

##### Tverrbærere:

Som det fremkommer av resultatene for modell 1, vil ikke et dekke uten tverrstivere være stivt nok med tanke på nedbøyningskravet i EC5 del 2. For det samme tverrsnittet på dekket med tverrbærere er nedbøyningen lav nok. Løsningen med feste av hengestagene i tverrbærerne er også bedre med tanke på fukt. Se 2.3.2.4.

##### Høyde:

Det ble valgt å prøve en høyde på 500 mm, da tverrstivere ville gi et ekstra bidrag til stivhet. Som det fremkommer av resultatene for modell 2 er den relative nedbøyningen langt over kravet. I tillegg var den sideveise utbøyningen av den mest belastede buen på 824.1 mm for denne høyden på dekket. Dette gjenspeiler hvor mye dekkets stivhet har å si for broens totale stivhet.

For modell 3 er nedbøyningskravet tilfredsstillt. Det er også kravene for buen. Dette fremkommer i resultatene i tabell 2.9, hvor modell 3 i dette avsnittet er den samme som modell 9 i avsnittet for buen.

På grunnlag av dette vil prinsippet i modell 3 bli bruk i den endelige numeriske modellen. Stagene festes i IPE400 profiler med c/c 4 meter.



## 3. Design av modell i laboratoriet

På grunnlag av bestemmelsene som ble gjort med tanke på utforming av broen i kapittel 2, skal det lages en skalert modell i en skala 1:10 i laboratoriet. Denne modellen skal samsvare så godt som mulig med den tenkte broa i fullskala, med unntak av opplagrene og festepunktene av stagene. Disse ble forenklet i den skalerte modellen, ettersom mange av disse detaljene ikke lar seg skalere ned. Dette ville i tillegg ha blitt svært tidkrevende. I det følgende blir dimensjonering, design og utforming av den skalerte modellen forklart.

### 3.1. Bueopplager

#### 3.1.1. Virkende krefter

Fra fullskalamodellen i Abaqus ble reaksjonskreftene i bueopplagrene funnet, slik at det leddede opplageret i den skalerte modellen kunne dimensjoneres ut fra disse. Lastene i den numeriske modellen ble påført med lastfaktorer,  $\gamma_G = 1.2$  på egenvekt og  $\gamma_P = 1.5$  for nyttelast, for å vurdere opplageret i bruddgrensetilstanden. Spenningene i treet skal være like, både for fullskala- og den skalerte modellen. Trykkspenningen er avhengig av areal, og det er i hovedsak spenninger av denne typen i bueopplageret. Når laboratoriemodellen er i skala 1:10, vil følgelig 1:100 av reaksjonskreftene i fullskala gi et godt estimat på reaksjonskreftene i skalert modell. De skalerte kreftene er vist i tabell 3.1, her med trafikklast på hele dekket. Buen som står plassert ved le side av dekket er definert som Bue 1. Buen som står ved lo side av dekket er definert som Bue 2. Reaksjonskreftene i bueopplagrene endres noe med- og uten fjærstivheter i opplageret, og det ble kjørt analyser for begge tilfeller. Deretter ble de mest konservative reaksjonskreftene valgt til dimensjoneringen. Tabell 3.1 viser reaksjonskreftene i buens lokale aksesystem for last på hele dekket.  $F_1$  er i buens tangentielle retning,  $F_2$  er i buens radielle retning og  $F_3$  er i tverretning.

<b>Bue1</b>	<b>F<sub>1</sub> [kN]</b>	<b>F<sub>2</sub> [kN]</b>	<b>F<sub>3</sub> [kN]</b>	<b>Bue1</b>	<b>F<sub>1</sub> [kN]</b>	<b>F<sub>2</sub> [kN]</b>	<b>F<sub>3</sub> [kN]</b>
x = 0	64.3	-1.75	-0.78	x = 0	65.5	-2.0	0.22
x = 100 m	65.5	-2.16	0.77	x = 100 m	66.8	-2.43	-0.24
<b>Bue2</b>				<b>Bue2</b>			
x = 0	71.5	-1.96	0.78	x = 0	71.2	-2.3	-1.6
x = 100 m	72.5	-2.38	-0.76	x = 100 m	71.7	-2.65	-1.73

(a) Med opplagerstivhet.

(b) Uten opplagerstivhet.

Tabell 3.1.: Reaksjonskrefter i skalert modell med last på hele dekket.

Ettersom en skjevbelastet bro vil gi en resultant som ikke går gjennom sentrum på buen, vil dette kunne gi en skjevere fordeling på reaksjonskreftene i buene. Det ble derfor gjort en analyse på om lastsituasjonen med last på halve dekket, for å se om dette ville være dimensjonerende for opplageret. De skalerte reaksjonskreftene med last på halve dekket er vist i tabell 3.2.

<b>Bue1</b>	<b>F<sub>1</sub> [kN]</b>	<b>F<sub>2</sub> [kN]</b>	<b>F<sub>3</sub> [kN]</b>	<b>Bue1</b>	<b>F<sub>1</sub> [kN]</b>	<b>F<sub>2</sub> [kN]</b>	<b>F<sub>3</sub> [kN]</b>
x = 0	58,4	-1.20	-0.90	x = 0	60.1	-1.48	-0.17
x = 100 m	51.9	-2.06	-0.40	x = 100 m	53.1	-2.17	-0.08
<b>Bue 2</b>				<b>Bue 2</b>			
x = 0	63.4	-1.30	0.88	x = 0	62.2	-1.55	-1.75
x = 100 m	55.0	-2.38	-0.54	x = 100 m	56.7	-2.82	1.39

(a) Med opplagerstivhet.

(b) Uten opplagerstivhet.

Tabell 3.2.: Reaksjonskrefter i skalert modell med last på halve dekket.

Resultatene fra tabell 3.1 og tabell 3.2 viser at den største trykkraften vil oppstå i bue 2 ved x = 100 m, med last på hele dekket og opplagerstivhet.

$$V_{Ed} = \sqrt{(F_2)^2 + (F_3)^2} \quad (3.1)$$

Den resulterende skjærkraften i opplageret vil være definert ved likning 3.1. Ved å sammenlikne denne for de fire tilfellene for alle opplagrene, vil lasttilfellet med last på hele dekket være dimensjonerende for skjærkraften. Men denne vil bli større uten opplagerstivhet. Ettersom det er skjærkraften som vil gi moment i opplagerdetaljen, er det valgt å bruke kreftene fra Bue 2 i x = 100 m uten fjærstivhet, for dimensjonering av opplagrene til buene. Kraftene som er brukt i videre design av opplageret til buene er vist i tabell 3.3.

$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed,2}$ [kN]	$V_{Ed,3}$ [kN]	$V_{Ed}$
71.7	2.65	1.73	3.2

Tabell 3.3.: Dimensjonerende krefter for design av opplagrene for buene.

Her er  $V_{Ed}$  beregnet ut fra formel 3.1.

### 3.1.2. Alternativer for design av opplager

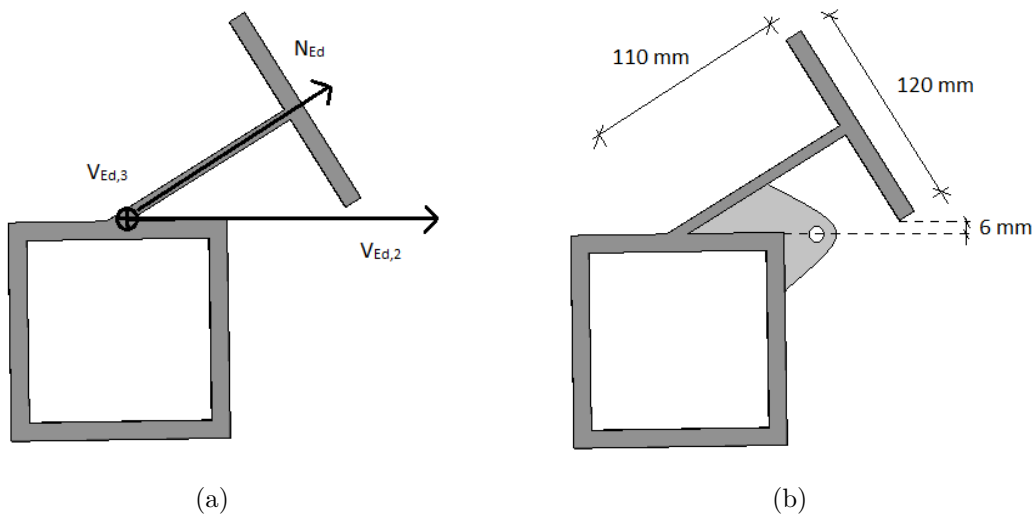
Det ble vurdert to mulige utforminger av bueopplagrene. For begge alternativene ble det vurdert en løsning hvor leddene skulle festes i et hulprofil som går på tvers av dekket ved opplageret for buene. På den måten er hulprofilet opplager for dekket, samt at det bidrar til stivhet mellom buene. Denne løsningen har mange likheter med løsningen vist i figur 2.7, med tverrgående betongbjelke.

Krav til utformingen av leddet var at det skulle tåle de dimensjonerende kreftene, og strekkbåndet skulle kunne festes i det. Leddet skulle i tillegg ikke ta for stor plass i tverretning. Dette grunnet en avstand på 5 cm mellom enden på buen og starten på dekket. Se detaljtegning i tillegg L. Strekkbåndet måtte kunne treffe senterlinjen i leddet slik at eksentrisitetsmomenter ble unngått.

Alternativ 1 var å feste en  $\frac{1}{2}$  IPE 240 som ble skrudd fast i buene og sveist fast i det tversgående hulprofilet. Alternativ 2 var to plater som utgjorde et dobbelt T-tverrsnitt mellom bue og hulprofilet. Begge løsningene er nærmere forklart i 3.1.2.1 og 3.1.2.2.

#### 3.1.2.1. Opplager med T-tverrsnitt

Ett av alternativene som ble vurdert var å feste en  $\frac{1}{2}$  IPE 240 i enden av buen. Steget på profilet skrånstilles i retning av buen, og sveises fast i hulprofilet. En skisse av den tenkte løsningen er vist i figur 3.1.



Figur 3.1.: Løsning med T-profil.

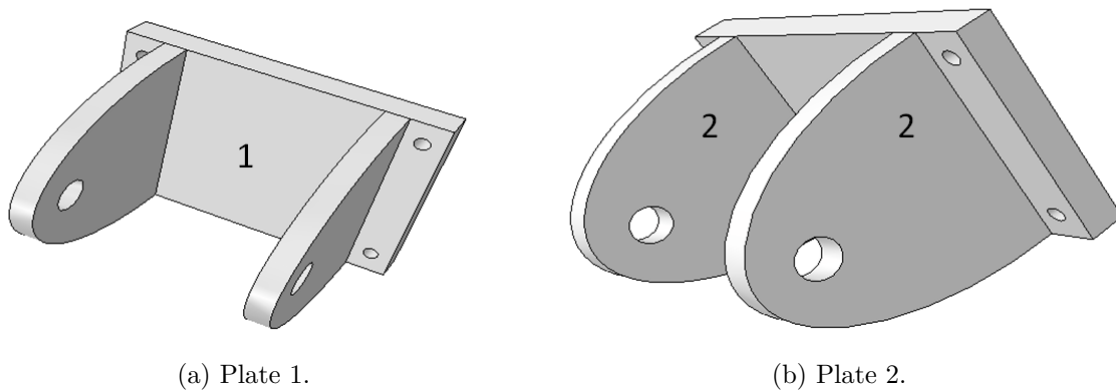
Det kritiske punktet i dette leddet vil være i overgangen mellom steg og flenser på T-profilet. Her vil det oppstå store trykkrefter på grunn av et lite areal, bøyepenninger på grunn av moment fra  $V_{Ed,2}$  og  $V_{Ed,3}$ , samt skjærspenninger fra skjærkreftene. Beregningene viser at lengden på steget, a, må være mindre eller lik 116 mm for at steget ikke skal flyte. Se B.1 for beregninger.

Ut i fra beregningene som er gjort kan det konkluderes med at dette alternativet har tilstrekkelig kapasitet. Videre måtte det også sjekkes om denne løsningen var praktisk med tanke på montering i laboratoriet. a ble satt til å være 110 mm, og dette gir løsningen som vist i figur 3.1.

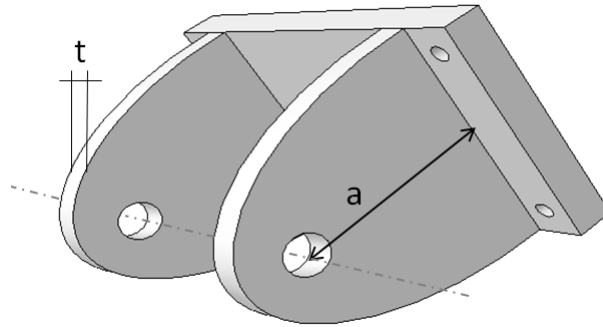
Som figur 3.1 viser, er avstanden mellom underkanten på profilet og senterlinjen på strekkbåndet på 6 mm. Med tanke på at strekkbåndet må være av typen  $\text{Ø}16$ , vil dette gi en alt for trang løsning. Se 3.3. I tillegg må festepunktet til strekkbåndet sveises fast i underkant av IPE-profilet. Dette er øret som stikker ut av profilet. Ut i fra figuren kan det sees at dette bli vanskelig å få til med tanke på plassen. Buene må også festes til T-profilene før det sveises fast i hulprofilene. Også dette vil bli vanskelig med tanke på sveis. Av den grunn ble det konkludert med at denne løsningen for opplager av bue var lite praktisk. Det ble utarbeidet et nytt alternativ som er beskrevet i neste seksjon 3.1.2.2.

### 3.1.2.2. Opplager med to stålplater

Ettersom det første alternativet ble noe ugunstig med tanke på montering, ble det utarbeidet et nytt alternativ. Denne løsningen tok utgangspunkt i opplageret til buene for tidligere trebuebroer som har blitt bygd. Den mest brukte metoden er innslissede stålplater i lengderetningen av buen [13]. Siden de dimensjonerende kreftene for brua i denne oppgaven ikke er så store, se tabell 3.3, ble denne løsningen modifisert noe. I stedet for å slisse platene inn i buen, ble det valgt en løsning hvor to plater ble sveiset fast til en tverrliggende stålplate, som festes til buen via skruer. Dette er vist i figur 3.2. Platen med skruenhull til feste mot bue, blir heretter referert til som plate 1. De andre platene som skal festes til grunnen blir referert til som plate 2. Hele sammensetningen vist i figur 3.2 blir referert til som detalj 1. Denne løsningen vil ha en mindre kapasitet enn en tilsvarende løsning med innslissede plater, men da de virkende kreftene på opplageret er små, vil denne løsningen være tilstrekkelig. Dimensjonering av skruene er nærmere beskrevet i 3.1.3, og beregningene for hele detaljen er gitt i B.1. Minimumskravet til kantavstandene er noe overskredet, men plate 1 med tykkelse på 10 mm har likevel tilstrekkelig hullkanttrykk.



Figur 3.2.: Plater til bueopplager.



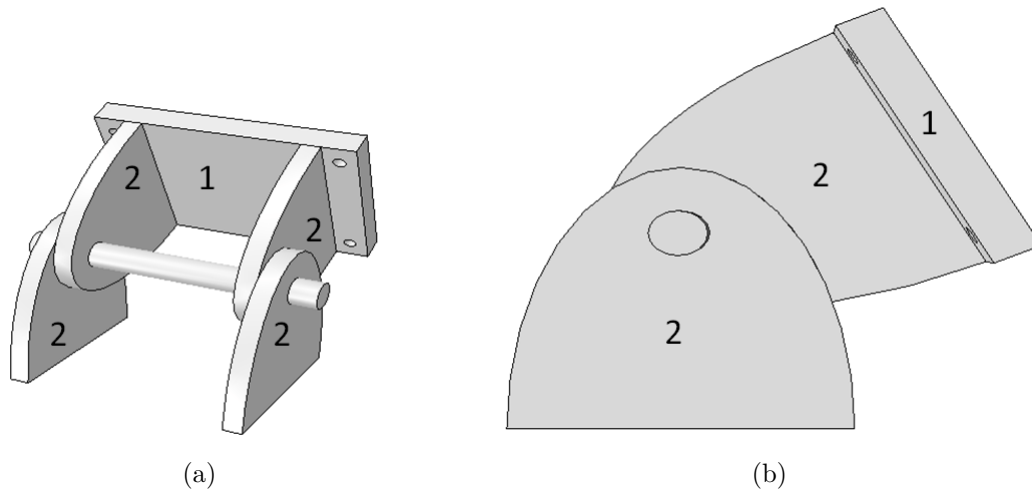
Figur 3.3.: Avstander og dimensjoner.

Momentet i overgangen mellom stål og tre vil være avhengig av lengden fra senteret av opplageret. En kortere lengde vil gi mindre moment. Lengden ble derfor dimensjonert minst mulig, noe som resulterte i  $a = 70\text{mm}$ , se figur 3.3. Med å bruke tykkelse på platene av type 2 på  $t = 10\text{ mm}$ , ga dette en Mises-spenning i overgangen mellom steg og flens på  $129.6\text{ MPa}$ . Se B.1 for beregninger. Dette er lavere enn kapasiteten på  $338\text{ MPa}$ . Platene av type 2 er derfor noe overdimensjonert med tanke på kapasiteten, og kunne ha vært tynnere. Tykkelsen på  $10\text{ mm}$  ble likevel beholdt med tanke på opplagerets stivhet sideveis.

#### **Feste av bueopplager til grunnen:**

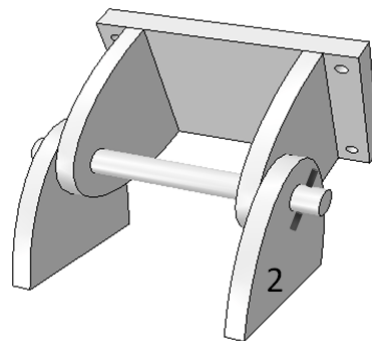
Feste av detalj 1 til grunnen er løst med en bolteforbindelse, der to tilsvarende plater av type 2 plasseres på utsiden av detalj 1. Disse er sveist fast til et HUP120x120x10 som legges i tverrgående retning i begge endene av broen. En prinsippskisse på dette, uten hulprofilet, er vist i figur 3.4. Kapasitetsberegninger for hulprofilet er gitt i B.1. Hulprofilet festes til bakken via friksjon gjennom en klemmeløsning. Før montering av strekkbåndet må begge opplagrene holdes fast, da det er denne komponenten som skal ta horisontalkreftene i opplageret. Etter montering av strekkbåndet, må det ene opplageret ha muligheten til å forflytte seg i lengderetningen av broa for at strekkbåndet skal fungere. Klemmeløsningen må da løsnes på den ene siden. Hvordan dette ble gjort er vist i figur 4.10.





Figur 3.4.: Prinsippskisse festeordning til grunnen.

For å gjøre ting enklest mulig ble alle stålplatene av type 2 dimensjonert likt. Beregninger for kantavstander er gitt i B.1. Bolten som forbinder detalj 1 med grunnen har en diameter på 30 mm, og kapasitetsberegninger for bolteforbindelsen er også gitt i B.1. Bolten har en gjennomgående delvis gjenget skrue på hver utside av plate 2, se figur 3.5. Denne skruen har diameter på 6 mm, og festes med mutter slik at den ikke sklir ut.



Figur 3.5.: Prinsippskisse feste av bolt.

### 3.1.3. Feste av opplager mot trebue

For å bestemme nødvendig antall skruer mellom stålplatene og enden av buen, ble det først bestemt om det var trykk over hele kontaktflata. Dette ble gjort for å bestemme om skruene kun skulle dimensjoneres for skjær, eller om det ble ekstra strekk i skruene på grunn av momentet. Ut i fra beregningene i B.1, kan det konkluderes med at det kun

virker trykk på kontaktflata og skruene vil følgelig kun dimensjoneres for den virkende skjærkrafta. De vil også virke stabiliserende for eventuelle rystninger.

Det ble valgt å bruke lange skråstilte skruer, SPAX: Fully threaded with flat countersunk, med ytre diameter,  $d = 10$  mm. Lengden på disse skruene er på 300 mm, og det er valgt å bruke en inntrengningsdybde på 290 mm ettersom stålplate 1 er 10 mm tykk. Ved å skråstille skruene i opplagrene vil skjærkreftene tas som strekk i skruene. Siden det virker skjær i to retninger i opplagrene, ble det nødvendig å skråstille disse i to plan. Det er valgt å skråstille skruene med  $15^\circ$  i bredden av buen og minimum  $8^\circ$  i høyden(y-retning). Skruene har noe varierende vinkel i y-retning, da dette var nødvendig for at skruene ikke skulle krasje. Hvordan skruene er vinklet er vist i figur 4.15. Siden skruene er lange vil strekkbrudd i skruen være dimensjonerende for kapasiteten på forbindelsen. Dette kan sees ut i fra beregningene gjort på forbindelsen, se B.1.

Skruene i opplageret må føres gjennom stålplaten og inn i enden av buen. Ettersom skruene har forskjellig vinkel i y-retning, samt at alle er skråstilt i to plan, ble det gått bort i fra å skråstille hullene i stålplaten. Det ble valgt å øke diameteren på hullet til 13 mm, slik at skruene kunne skråstilles uten å berøre stålet.

For detaljtegning av forbindelsen se tillegg L.

## 3.2. Dekket og dekkeopplager

I likhet med dimensjonene for buene ble dekket i den skalerte modellen skalert i en skala 1:10. I fullskala har dekket en høyde på 1 m, noe som tilsier at limtre må brukes for å kunne oppnå denne høyden. I den skalerte modellen skulle dekkhøyden ha vært 10 cm. Det hadde derfor vært mulig å bygge dekket i heltre, men ettersom det ikke var nødvendig å kjøpe materiale dersom K-bjelker ble brukt, ble det valgt å bruke dette. K-bjelken er en bjelke som består av sammenlimte lameller av gran eller furu [24], og har høyder som varierer mellom 200 - 300 mm. K-bjelkene som var tilgjengelige for dette prosjektet hadde høyde på 300 mm. Grunnet begrenset mengde med K-bjelker ble det nødvendig å dele de opp i 3 bjelkeelement over høyden. Se 4.1.1 for nærmere beskrivelse. Dette resulterte i en dekkhøyde på 9.8 cm. I det følgende vil det bli forklart tilnærminger og beregninger som er gjort for dekket på modellen i laboratoriet.

### 3.2.1. Dimensjoner

Dekket i den skalerte modellen er 98 mm høyt og 1 m bredt. Spennet på brodekket er på 10 m, og det er i tillegg lagt til 15 cm på hver ende av dekket til opplageret. Den totale lengden på dekket er følgelig 10.3 m.

### 3.2.2. Materialer

#### 1. Dekket:

I motsetning til brua i fullskala som har dekke i spennarmert limtre av typen GL36c, er det brukt spennarmerte K-bjelker i den skalerte modellen. Denne bjelken har noe lavere karakteristiske fastheter enn GL36C. Fasthetene til K-bjelken er oppgitt i tabell 3.4 [24].

$f_{m,k}$ [MPa]	$f_{t,0,k}$ [MPa]	$f_{t,90,k}$ [MPa]	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$f_{c,90,k}$ [MPa]	$f_{v,k}$ [MPa]	$E_{0,mean}$ [MPa]	$E_{0,05}$ [MPa]	$E_{90,mean}$ [MPa]	$G_{0,mean}$ [MPa]
24	14	0.4	21	2.5	3.5	11 000	74 00	370	690

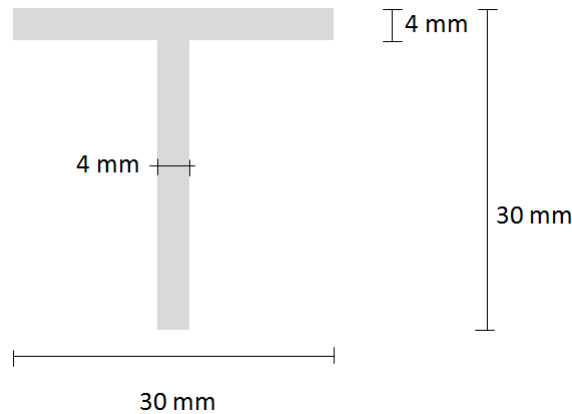
Tabell 3.4.: Karakteristiske fastheter for K-bjelken i dekket.

#### 2. Tverrbærere:

Tverrbærerne er av stål kvalitet S235, se det kommende avsnitt.

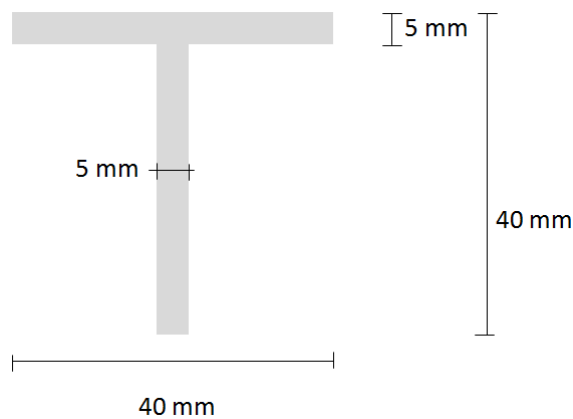
### 3.2.3. Tverrbærere

I fullskalamodellen består tverrbærerne av IPE400. Siden broen skaleres ned 1:10 i laboratoriet vil dette medføre tverrbærere av IPE40. Dette finnes ikke som standardprofiler hos stålleverandørene, og derfor må tverrbærerne i den skalerte modellen modifiseres. Tverrbærerne er mest påkjent av bøyning om sterk akse, og derfor må profilet som brukes i den skalerte modellen ha tilnærmet lik stivhet om sterk akse som et skalert IPE400. Det skalerte profilet, IPE40, har et annet arealmoment om sterk akse på  $231.3 \cdot 10^6 / 10^4 = 0.02313 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$  [25]. Etter å ha sjekket ulike profiler hos forskjellige stålleverandører, ble det tiltenkt et T-profil av S355 kvalitet med dimensjoner som vist i figur 3.6. Dette profilet har et annet arealmoment om sterk akse på  $0.0186 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$  [26]. Denne løsningen er konservativ i forhold til fullskalamodellen. Siden dette var et standardisert profil, og for å ikke pålegge noen ekstra kostnader med spesialproduksjon, ble det i utgangspunktet valgt å bruke dette. Kapasitetsberegninger for dette T-profilet er gitt i C.1.



Figur 3.6.: Tverrbærere i skalert modell T30x30x4.

Grunnet problemer med anskaffelse av enkelte deler som skulle brukes i modellen, se 3.4.2 for nærmere forklaring, måtte T-profilene som var tiltenkt som tverrbærere økes dimensjon til 40x40x5. Dette profilet er vist i figur 3.7. Disse T-profilene har et annet arealmoment om sterk akse på  $0.0556 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ , og en stålqualität på S235 [26].



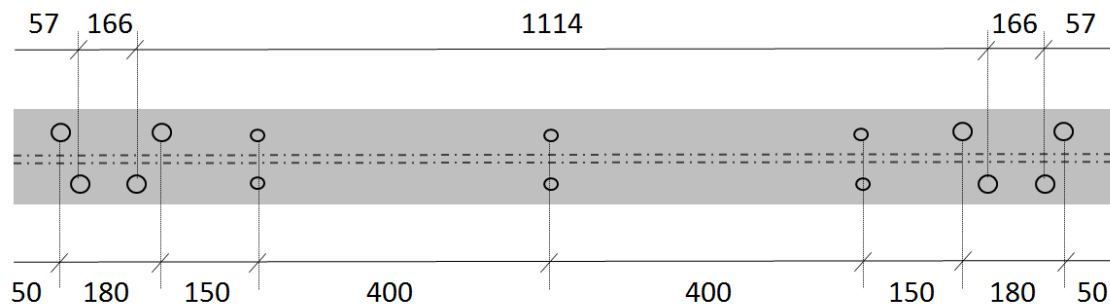
Figur 3.7.: Tverrbærere i skalert modell T40x40x5.

Det er noe uheldig at bøyestivheten om sterk akse på de skalerte tverrbærerne er stivere enn et skalert IPE400, da alle komponentene i den skalerte broen er dimensjonert fra spenninger hentet fra numerisk fullskalamodell. Hovedfokuset i denne oppgaven er å ha samsvar mellom modell i laboratoriet og numerisk modell, for å kunne si noe om påliteligheten til fullskalamodellen. Den skalerte numeriske modellen blir derfor modellert med T-profil 40x40x5 mm. Kapasitetsberegninger for dette T-profilen er også gitt i C.1. T-profilene har en lengde på 1560 mm. Mellom innerkant av buene er avstanden 1100

mm, hvorav 1000 mm går til dekket. De ytterlige 50 mm kommer fra nedskalering av fullskalamodellen, der oppspenningsjekkene må ha en klarering på 0.5 m. Det er likevel mulig å etteroppspenne dekket i skalert modell. I tillegg har T-profilene 50 mm slingringsmonn på hver ende.

### 3.2.3.1. Feste av tverrbærere til dekket

Tverrbærerne må festes til dekket slik at det virker som én enhet ved belastning. Trafikklast, samt andre laster i broens lengderetning, vil tas opp som kontaktrykk mellom dekket og tverrbærerne. Vindlasten, som virker i dekkets tverretning, vil gi et skjærbidrag mellom dekket og tverrbærerne som forbindelsen må dimensjoneres for. Kapasitetsberegninger for dette er gitt i C.1. Beregningen viser at én skrue har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp skjærkraften fra vind. Disse beregningene er gjort for en treskrue med delvis glatt skaft som har en lengde på 45 mm. Indre og ytre diameter er på henholdsvis 2.84 og 4.5 mm. Det er ønskelig å feste T-profilene med flere skruer slik at større stivhet mellom de to komponentene oppnås. Derfor blir T-profilene festet med 6 skruer, 3 i hver flens. Skruene festes i samme snitt i lengderetningen av dekket. Avstandene mellom hullene er vist i figur 3.8. Alle skruene er plassert midt på flensene i lengderetning av T-profilene.



Figur 3.8.: Avstander skruenhull T-profil.

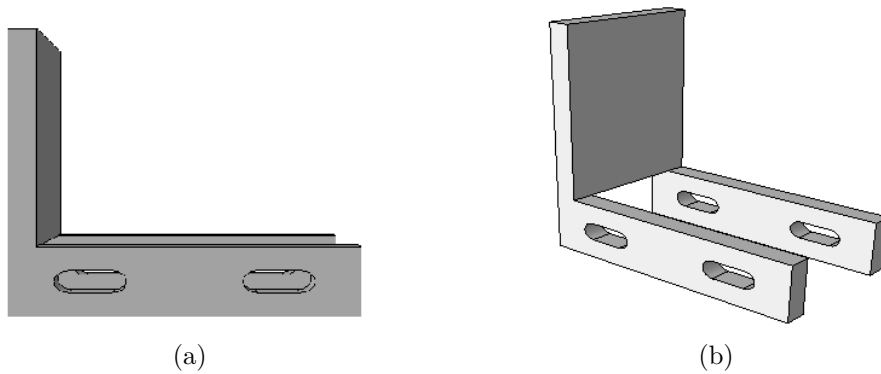
### 3.2.4. Opplager for dekket

Som beskrevet i 2.3.1.2 og 2.4.1.8 er det ønskelig å ha et dekkeopplager som kan bidra til økt innspenningsstivhet i buene. Det har blitt utarbeidet én løsning som er representativ for dette.

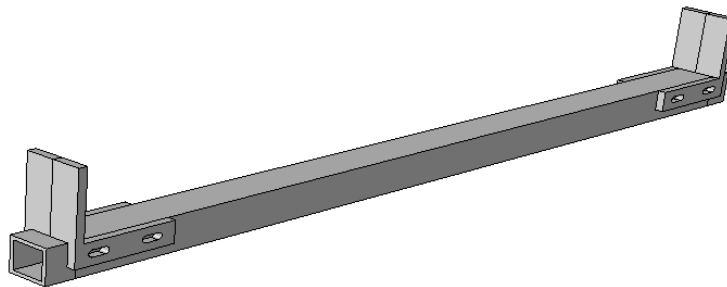
Dekket blir lagt opp i hver ende på et HUP50x50x5 som er lengre enn dekkets bredde. Kapasitetsberegninger for hulprofilet finnes i C.1. Dette hulprofilet er sveiset fast i et HUP120x120x10, som er en del av bueopplagene, og som bidrar til sideveis stivhet

for buene. Dette hulprofilet har en lengde på 2.6 m og ligger i hele broens tverretning. Hvordan dette er festet til grunnen med to tvinger er beskrevet i 3.1.2.2.

Dekket må fastholdes sideveis i opplageret, da det i virkeligheten vil være påkjent av vind i denne retningen. Dette er løst med et spesialdesignet vinkelprofil som vist i detaljtegning i tillegg L, samt i figur 3.9 - 3.10.



Figur 3.9.: Spesialdesignet vinkelprofil.



Figur 3.10.: Sideveis fastholdning av dekket.

Det spesialdesignede vinkelprofilet må være justerbart siden forspenningen av dekket fører til at dekkets bredde minker. Dette er løst med avlange hull i profilet slik at det kan slakkes og skrues fast igjen etter oppspenning av dekket. Eller ved eventuell etteroppspenning i videre arbeid. Beregninger for vinkelprofilet finnes i C.1. I laboratoriemodellen er det tiltenkt at vinkelprofilet skrues så stramt mot dekket at det er tilstrekkelig fastholdt også i tverretning.

I HUP50x50x5 må det tas hull slik at det spesialdesignede vinkelprofilet kan skrues fast. Hulprofilet har en lengde på 1080 mm, og dekket er 1000 mm bredt. Hullene i hulprofilet

bores i avstander på 47.5 mm og 112.5 mm fra profilets ender. På denne måten blir vinkelprofilene mest mulig justerbar, se beregningsmodell i C.1.

Det negative med opplagerdesignet for dekket er at vinkelprofilet ligger i direkte kontakt med dekket. Dette er ugunstig med tanke på fukt. Et alternativ for å løse dette er å feste det ytterste oppspenningsstaget i dekket i det spesialdesignede vinkelprofilet. Dermed kunne stangen penetrert vinkelprofilet og blitt festet med en mutter på utsiden. Dette gir mulighet for en avstand mellom stålet og treet slik at fuktfellen unngås. Justering i forhold til dekkets bredde etter oppspenning ville fremdeles ha vært mulig. Det negative med denne løsningen er at dekket blir fastholdt i lengderetning i begge ender. Selv om opplageret ikke er fastholdt i lengderetning på den ene siden, men kun står på friksjon mot underlaget, vil det oppstå tvangsspenninger. Dette dersom dekket utvides i lengderetning. Hvis tøyningene i strekkbåndet blir store, slik at horisontalkreftene går i dekket istedet for strekkbåndene, vil dekket oppføre seg som strekkbånd. En forbedret løsning av opplageret settes til videre arbeid.

Dekket i modellen er som nevnt 10.3 meter langt. Begge hulprofilene er plassert sentrisk i forhold til bueopplagrene, se tillegg L. Dette medfører at dekket spenner 10090 mm mellom innerkantene av det minste hulprofilet, og har et utstikk fra ytterkant av de minste hulprofilene på 55 mm.

### 3.2.5. Oppspenning av dekket

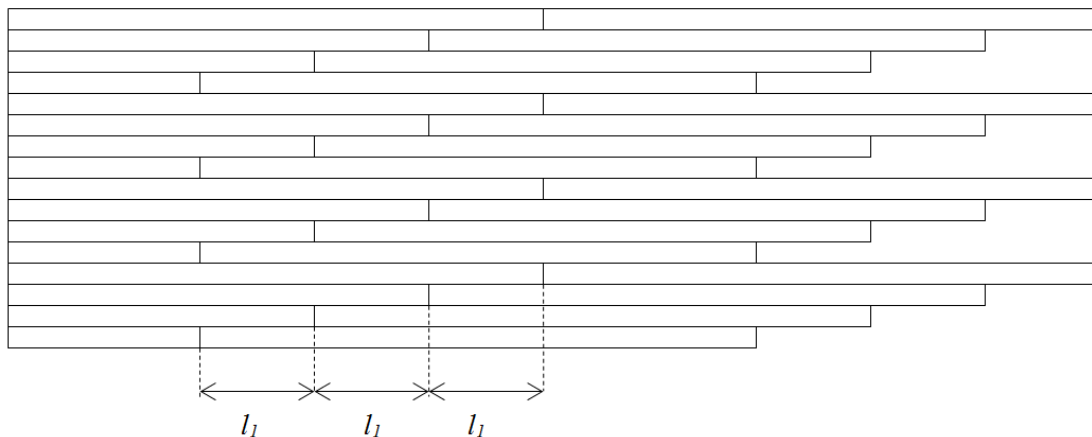
Vanlig oppspenningslengde for spennarmert tredekke er 0.5 - 0.8 m [13]. Selv om broa er skalert ned i en skala 1:10 vil det ikke være naturlig å gjøre dette for oppspenningslengden, da denne er uavhengig av størrelse på brua.

Det ble først valg å ha en avstand på 0.5 m mellom oppspenningsstagene, og nødvendig stagdiameter ble dimensjonert etter dette. Se C.1. Eurokode 5 del 2 punkt 6.1.2(6) sier at oppspenningstrykket skal være på 1.0 MPa, og at det kan antas å ha blitt redusert til 0.35 MPa etter lang tid. Med en senteravstand på 0.5 m og en dekkelengde på 10.3 m, vil dette tilsvare 20 armeringsjern med en kraft på 51.5 kN i hver. Denne kraften krever en radius per stag på minimum 8.47 mm for at stålet ikke skal flyte, gitt at armeringen har stålkvalitet 4.4. Det er derfor valgt å bruke armeringsstag av typen Ø20.

Eurokode 5 del 2 stiller krav til antall buttskjøter i et spennarmert tredekke. Det kan kun være én buttskjøt per lengde  $l_1$ , på hver fjerde tilstøtende lamell. For en senteravstand mellom spennarmeringa på 0.5 m vil  $l_1$  være lik 1000 mm. Dette krever at hver

lamell har lengde på 4 m mellom skjøtene. Se vedlegg C.1 for beregninger. Da det ble satt opp en skjøteplan for dekket ble det innsett at den utstikkende delen av spennarmeringen ville krasje med hengestagenes festepunkt i tverrbærerne. Avstanden mellom hengestagenes festepunkt er på 0.4 m. Ettersom det var enklere å endre senteravstanden på spennarmeringen enn festepunktet på hengestagene, ble  $c/c$  til armeringen endret til 0.4 m. Dette gir en oppspenningskraft per gjengestang lik 41.2 kN. For denne krafta vil gjengestenger med  $\text{Ø}18$  være tilstrekkelig, men stengene dimensjonert for en senteravstand på 0.5 m var allerede bestilt opp. Det har derfor blitt benyttet gjengestenger med  $\text{Ø}20$  i modellen, selv om disse er noe overdimensjonert.

Ved å endre senteravstanden til spennarmeringa slik at den var lik festepunktet til hengestagene, kunne disse to komponentene plasseres slik at de fikk en avstand på 0.2 m i mellom seg. Første og siste armering ble plassert 350 mm fra kanten av dekket. K-bjelkene som var tilgjengelige i laboratoriet hadde i utgangspunktet en lengde på 4 meter. K-bjelkene var egentlig tiltenkt et annet formål, og hadde av den grunn store sirkulære hull nær den ene enden. For å unngå å få et redusert tverrsnitt i lamellene som følge av disse hullene, ble det det valgt å benytte en maksimumslengde på 3.25 m. Denne lengden fører til at hver lamell må skjøtes 3 ganger over spennet, og følgelig består hver lamell av 4 bjelkeelementer. Avstanden mellom skjøtene i tilstøtende lameller ble satt til å være  $l_1 = 0.8$  m. Dette tilfredsstiller kravene etter Eurokode 5 Del 5. Se beregninger på dette i C.1. Figur 3.11 viser et utsnitt av hvordan skjøtingen av lamellene i dekket må utføres.



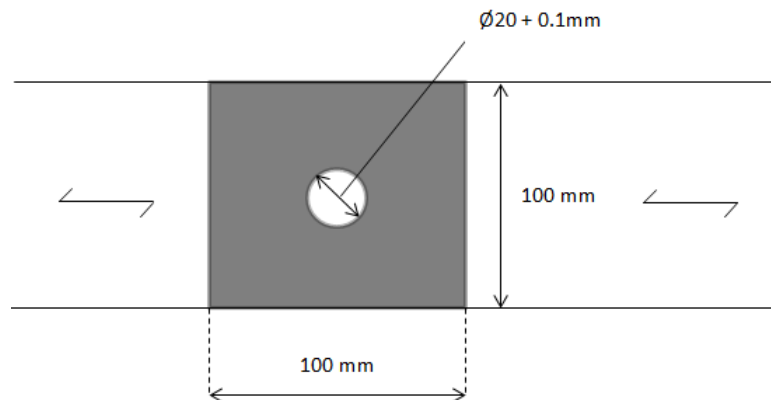
Figur 3.11.: Utsnitt av skjøting dekket.

Dette mønsteret repeteres i bredden med 28 lameller totalt, og i lengderetning til 10.3 meter er oppnådd. Se tillegg L for komplett skjøteplan. Denne viser også hvor hullene



til gjengestengene er plassert.

Dimensjonene på underlagsskivene er bestemt etter Eurokode 5 Del 1 for trykk vinkelrett på fiberretningen, med en senteravstand mellom armeringen på 0.4 m. For platene vil oppspenningskraften umiddelbart etter oppspenning være dimensjonerende. Den reduserte kraften i stagene etter lang tid, som kan ses på som en permanent last, vil ikke være dimensjonerende. Platene er bestemt til å ha dimensjonene 100 x 100 x 6 mm, se C.1. Tykkelsen er bestemt etter minimumskravet til underlagsskiver for en bolt med diameter 20 mm, som gir  $t = 0.3d = 6$  mm. Ønsket underlagsskive til oppspenningen av dekket er vist i figur 3.12. Ved bestilling viste det seg at disse platene hadde størrelse på hullet tilpasset M30 bolter. Dette ga for liten kontaktflate mellom mutteren til spennarmeringen (M20) og platen. Det ble derfor valgt å bruke ekstra plater med dimensjon 60x60x5 mm som en underlagsskive for M20-mutteren. Hullene i disse platene var tilpasset denne størrelsen. De små platene ble ved montering lagt i mellom den store underlagsskiven og mutteren til armeringsstengene. Monteringen av dekket er nærmere beskrevet i 4.1. Alle beregningene for oppspenningen av dekket er gitt i C.1.



Figur 3.12.: Ønsket underlagsskive til spennarmeringa.

### 3.3. Strekkbånd

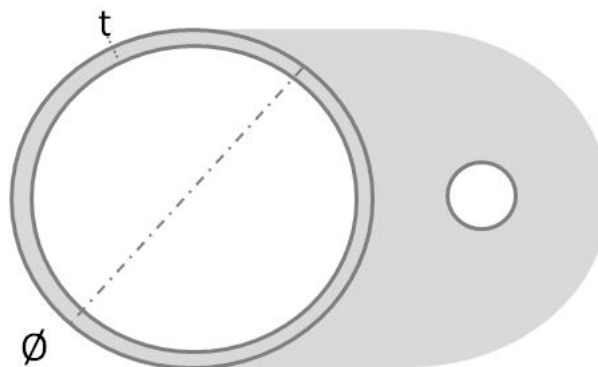
Det er som nevnt i 2.1 valg å bruke strekkbånd for å ta opp horisontalkreftene i opplageret. På den måten er det mulig å bruke mindre fundamenter, og det stilles ikke så store krav til grunnens kapasitet. I laboratoriet er dette også hensiktsmessig da broa kan legges opp på gulvet uten horisontal fastholdning. Strekkbåndet er valgt til å være

sirkulært, siden de horisontale lastene i opplageret er små. Når det kommer til dimensjonering av strekkbåndet er det viktig at det har nok kapasitet til å tåle den horisontale krafta. Det er også viktig at det også ikke er utnyttet så mye at det vil føre til store forlengelser av strekkbåndet. For å unngå slike forlengelser er det normalt å kun utnytte karakteristisk fasthet til 350 MPa for strekkbåndet [13].

Beregningene i B.1 viser at strekkbåndet må ha en radius på minimum 7.73 mm for å kunne ta opp den horisontale krafta på 63.18 kN i opplageret. Det er derfor benyttet rundstål av typen Ø16 til strekkbåndene.

### 3.3.1. Feste av strekkbånd

Det har blitt utarbeidet et alternativ til feste av strekkbånd. Strekkbåndet festes til et øre som er sveiset fast til en hylse. Hylsen skal tres utenpå bolten som kobler buene sammen med opplageret til dekket. Løsningen er vist i figur . Beregninger for denne løsningen er gitt i B.1. Denne løsningen ble satt til side, og en annen løsning ble valgt i laboratoriet. Se 4.1.5.



Figur 3.13.: Alternativ for feste av strekkbånd.

## 3.4. Stag og stagfeste

### 3.4.1. Virkende krefter

Fra fullskalamodellen i Abaqus ble maksimal spenning i stagene funnet for å dimensjonere festeanordningen mellom buene og stagene, samt mellom tverrbærerne og stagene.

Lastene på broen ble påført med lastfaktorer  $\gamma_G = 1.2$  for egenlast, og  $\gamma_p = 1.5$  for nytte-  
last. Den største stagkraften er skalert ned i 1:100, da aksialspenninger er avhengig av  
areal. Hengestagene i skalert modell har en diameter på 4 mm.

Det ble kjørt analyser med last på hele og halve dekket.

Lasttilfelle	Maksimal spenning i stag [MPa]	Strekraft [kN]
Last på hele dekket	141.3	1.80
Last på halve dekket	160.0	2.01

Tabell 3.5.: Spenninger og strekkraft i stag i skalert modell.

Resultatene i tabell 3.5 viser at det er størst spenning i stagene når broen er skjevbelas-  
tet. Staget som er mest belastet er et av stagene midt på broen. Ved dimensjonering er  
det konservativt brukt aksialkraften i tabellen for alle stagfestene. Når treskruene i stag-  
festet er vinklet i samme vinkel som stagene, vil de bli belastet med samme strekkraft.  
Kapasiteten til forbindelsen vil være bestemt av uttrekkskapasiteten til skruene.

Dersom skruene har en annen helning enn stagene vil strekkraften i skruene bli større  
enn kraften i stagene. Dette grunnet at en skjærkraftkomponent i overgangen mellom  
stag og skruer fører til et stort bidrag i aksialretningen av skruene. Dette er det tatt  
høyde for ved utforming og dimensjonering av alternativer til stagfeste.

Ved bestilling av strekkfisk, som var nødvendig for montering av stagene, var det kun  
mulig å få tak i strekkfisk av typen M6. Dette førte til at stagene også fikk en diameter  
på 6 mm, i stedet for den tiltenkte diameteren på 4 mm. Denne økningen i areal vil kun  
føre til at spenningene i stagene blir noe lavere, men dette vil ikke ha innvirkning på  
stagkreftene. Verdiene i tabell 3.5 er derfor brukt for videre dimensjonering. Strekkfiskens  
funksjonalitet er nærmere beskrevet i det følgende.

### 3.4.2. Stag

Stagene skal festes både i buene og i tverrbærerne. De aktuelle løsningene for feste av stag  
baseres på at stagene er gjenget i begge ender, slik at de kan skrus fast i strekkfisker som  
festes til bue og tverrbærer. To alternative løsninger for innfestning i buene er beskrevet i  
3.4.4, og løsningen for feste i tverrbærerne er beskrevet i 3.4.3. For å slippe å gjenge begge  
endene av stagene i verkstedet ble det valgt å bruke helgjengede stag. Strekkfiskene som  
benyttes må passe med stagdiameteren, samt at de må ha en kapasitet på minimum 2  
kN. En strekkfisk som har tilstrekkelig kapasitet er vist i figur 3.14 [27].



Figur 3.14.: Strekkfisk M6.

Strekkfisken har en utvendig diameter på den gjengede delen på 6 mm. Ved montering fjernes den høyregjengede delen på strekkfisken, og erstattes med gjengestaget. Det festes strekkfisk i begge ender på hengestagene. Den venstregjengede delen forblir værende slik at stagene kan justeres til riktig lengde i laboratoriet.

Gjengestagene som benyttes er av stål kvalitet 4.6, og har dermed flyt- og bruddspenning på  $f_y = 240$  MPa og  $f_{u,b} = 400$  MPa [28]. Disse har tilstrekkelig kapasitet ettersom spenningen i stagene er lavere enn 160 MPa, se tabell 3.5. Strekkfisken tåler 700 kg ved strekkbelastning. Dette tilsvarer 6.87 kN, og strekkfisken har følgelig tilstrekkelig kapasitet.

Strekkfisken festes til bue og tverrbærer via en øyeskrue. Øyeskruen som skulle blitt brukt er av stål kvalitet AISI 316, og har flyt- og bruddspenning på  $f_y = 240$  MPa og  $f_{u,b} = 550$  MPa [29]. Denne er vist i figur 3.15 (a) [30].



Figur 3.15.: Øyeskrue M6.

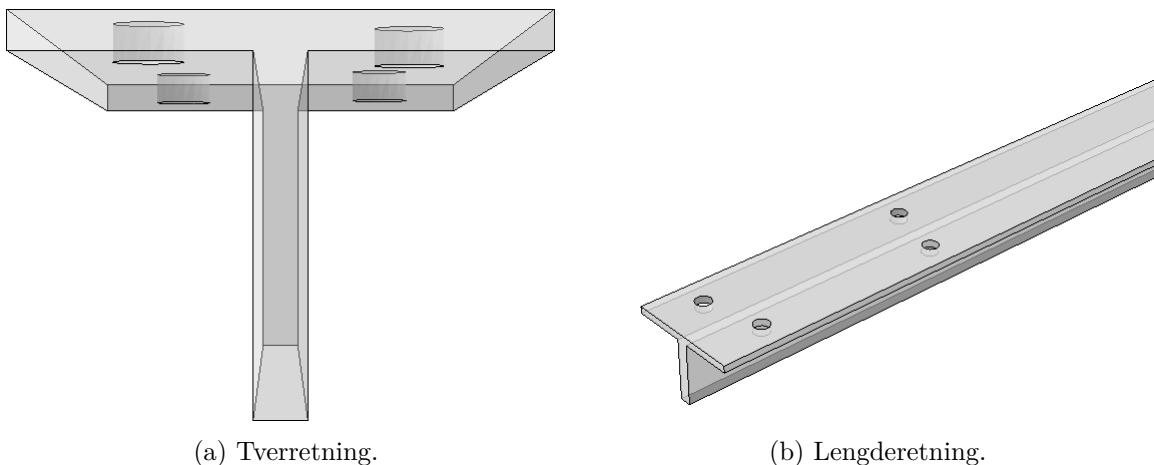
Kapasitetsberegninger for denne øyeskruen er gitt i D.1. På grunn av problemer med leverandøren var det ikke mulig å få tak i disse øyeskrueene. Øyeskruen vist i figur 3.15 (b) [31] ble derfor bestilt opp. Begge skruene har metriske gjenger med ytre diameter lik 6 mm. Øyeskruen i figur 3.15 (b) tåler en belastning på 1360 kg og har dermed tilstrekkelig kapasitet. Det har ikke blitt utført noen nye beregninger på denne skruen, siden den er av bedre kvalitet enn den som var tiltenkt. På grunn av underlagsskiven til

denne øyeskruen måtte T-profilets dimensjoner økes. Det tiltenkte T-profilet (30x30x4 mm) ga ikke nok rom for feste av underlagsskivene, og dermed ble tverrbærerne endret til T-profil med dimensjonene 40x40x5 mm.

Etter å ha bestilt både T-profilet og øyeskruene, endte det likevel opp med at øyeskruen i figur 3.15 (a) ble benyttet. Dette grunnet at leverandøren ikke hadde mulighet til å skaffe øyeskrue (b) likevel, men de kunne skaffe tilstrekkelig øyeskruer av type (a). Bestillingen av T-profilene ble ikke endret tilbake til 30x30x4 mm. Festeordning for øyeskruene i tverrbærerne og i buen er beskrevet i de kommende underkapitlene.

### 3.4.3. Innfesting av stag i tverrbærere

Øyeskruene festes til tverrbærerne gjennom hull i flensene på T-profilet. Aksialkraften fra stagene tas dermed opp i T-profilets flenser som kontakttrykk mellom underlagsskive og flens. Hvordan hullene bores er vist i figur 3.16. For at stagene som har helning fra venstre mot høyre ikke skal krasje i stagene som har helning fra høyre mot venstre, kan ikke hullene i T-profilets lengderetning være symmetriske om stegets akse. Det er derfor definert et ytre og et indre stagsett. Se 2.2.4. Det ytre stagsettet har en avstand mellom festepunktene i T-profilets lengderetning lik bredden av buene, på 180 mm. Det indre stagsettet er forskjøvet med en avstand lik diameteren til stagene i forhold til festepunktene til det ytre stagsettet. Se figur 3.16 (b). Beregninger av kantavstander, kapasiteten til T-profilet, samt øyeskruene er gitt i D.1.



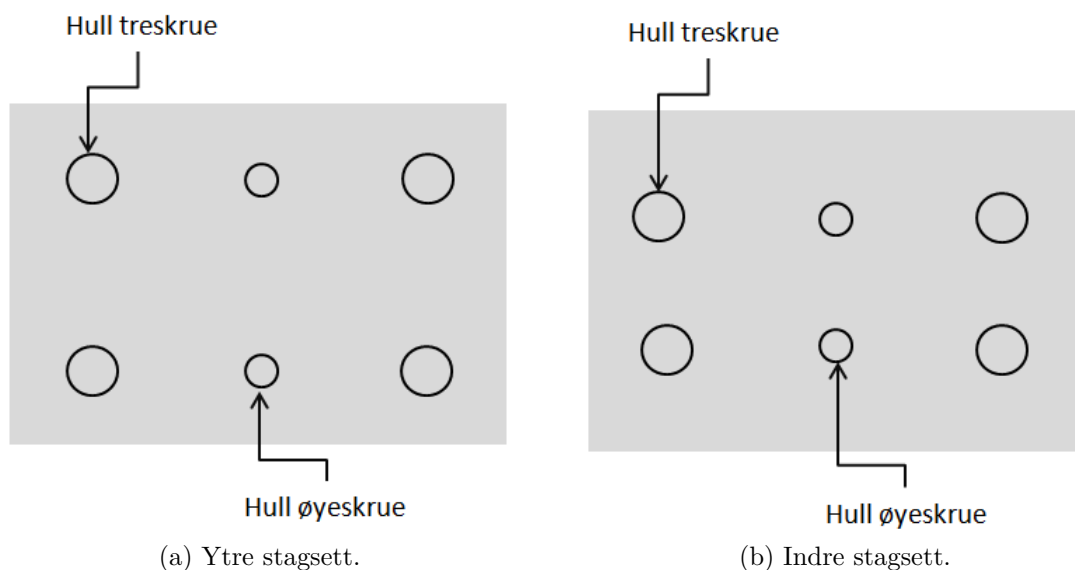
Figur 3.16.: Prinsippskisse, feste av øyeskruer i T-profil.

### 3.4.4. Alternativer for feste av stag i buer

Det har blitt utarbeidet to løsninger for feste av øyeskruene i buene. Den første løsningen innebærer å bruke øyeskruene som en gjennomgående bolt i stålplater, som festes på baksiden med mutter. Platene skrues inn i buene med treskruer. I den andre løsningen skrues øyeskruene inn gjengede hull i et listestål, som igjen er festet til buene med treskruer.

#### 3.4.4.1. Alternativ 1 - Feste med stålplater

I denne løsningen er det tenkt at platene festes tangentielt med buene. Platene festes med en liten avstand mellom stålet og buene, slik at det ikke oppstår fuktproblem mellom stålet og treet. På denne måten kan øyeskruene festes på oversiden av platen med mutter og underlagsskive. I hver plate festes to stag, som er vinklet likt i broens lengderetning, se figur 3.17. Noen av stagene har festepunkt nært hverandre. Det ble derfor nødvendig å lage detaljer hvor fire stag kunne festes i samme plate. Det ble utarbeidet tre ulike plater av denne typen. Detaljtegningene for disse finnes i tillegg L.



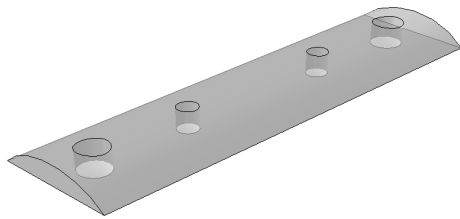
Figur 3.17.: Feste med plate.

For å gjøre festeanordningen så lik som mulig for alle punktene, ble det valgt å feste alle platene med fire skruer med en ytre diameter lik 8 mm. Skruene ble vinklet innover mot platens senter, slik at forbindelsen kunne ta opp skjær i begge retninger i planet. Vinkelen på skruene ble satt til  $15^\circ$  fra den radielle akselen på buen. Dette gjør at forbindelsen ikke

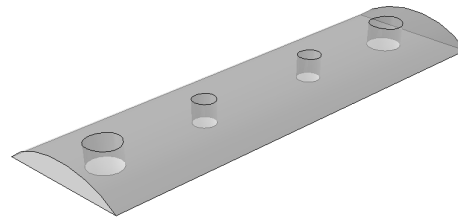
vil være avhengig av om hengestagene er vinklet mot høyre eller mot venstre i bueplanet. Skruene og hengestagene vil ha ulik vinkel, og dette vil føre til at skruene vil få større strekkraft enn stagene. Stagene virker ikke i radiell retning på buen, og når skruene ikke er vinklet i samme retning vil dette føre til en skjærkraftkomponent i overgangen mellom stag og skruer. Denne skjærkrafta vil gi en større strekkresultant i skruene enn i stagene. Se tillegg D.1 for beregninger på dette alternativet for innfesting av stagene.

Det ble konkludert med at denne festeløsningen ikke var optimal for den skalerte brua. Dette var det flere grunner til. Forbindelsen har fire skruer, men det er kun to av disse som er nødvendige, da to skruer har tilstrekkelig kapasitet for de virkende kreftene. Skjærkrafta vil kun gi strekk i to av skruene. I tillegg fører skråstillingen av skruene til at hullene i platen må bores med vinkel. To av skruene må også vinkles i to plan for å ikke krasje med hverandre. Dette kan bli noe vanskelig å få til i laboratoriet. Skruene vil også bli påkjent med en større kraft enn selve stagene. På grunn av dette ble det utarbeidet en alternativ løsning med færre skruer. Denne løsningen ble lettere med tanke på montering.

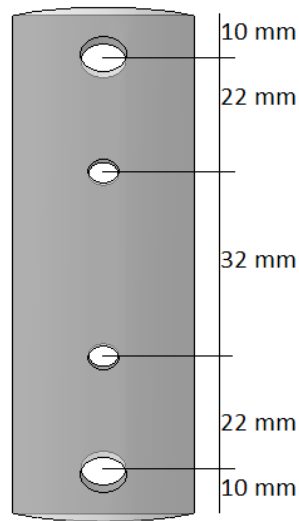
## 3.4.4.2. Alternativ 2 - Feste med listestål



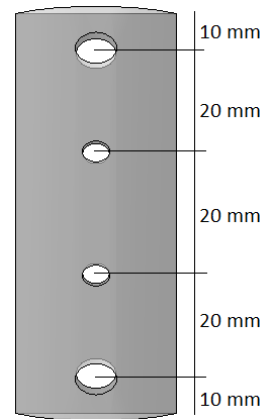
(a) Listestål med ytre stagsett.



(b) Listestål med indre stagsett.



(c) Listestål med ytre stagsett.



(d) Listestål med indre stagsett.

Figur 3.18.: Feste med listestål.

Figur 3.18 viser det andre alternativet som ble utarbeidet. Her er de indre hullene til øyeskruene, og de ytre for treskruene som festes i buen. Listestålet er festet på tvers av buens lengderetning, og har en høyde på 6.5 mm, og bredde på 25 mm. Se D.1 for beregningene på denne festeanordningen.

Listestålet festes med den krumme delen inn mot buen. På den måten blir kontaktflaten mellom stål og tre svært liten og det unngås problemer med fukt. I tillegg tillater den krumme delen at listestålet roteres i ønsket retning, slik at skruene kan bores inn med ønsket vinkel. Dette gjør det enklere å feste treskruene for hvert enkelt festepunkt i forskjellig retning, slik at alle skruene kan festes i buen med samme vinkel som hengestagene uten at skrueshullene vinkles. I motsetning til alternativ 1, gir dette lik kraft i skruer



og stag. Forskjellig vinkel på skruene ville ha blitt problematisk for plateløsningen, da ulik vinkel i alle festepunktene ville ha ført til at hullene i platene måtte ha blitt boret med ulik vinkel.

Uttrekkskapasiteten til treskruene vil være dimensjonerende i forbindelsen. For én skrue vil den dimensjonerende uttrekkskapasiteten være på 8.68 kN, som vil være tilstrekkelig ettersom den største stagkrafta vil være på 2.01 kN.

Et annet kritisk punkt for løsningen med listestål er de gjengede hullene. Gjengene må kunne ta opp kraften fra et stag alene. Beregningene i D.1 viser at gjengene har tilstrekkelig kapasitet.



## 4. Montering av modell i laboratoriet

Det ble totalt brukt i underkant av 250 timer i laboratoriet for å lage modellen. I det følgende blir det forklart kort hvordan brua ble montert. Noen av løsningene beskrevet i kapittel 3 ble modifisert grunnet problemer som oppsto under montering.

### 4.1. Montering av dekket

#### 4.1.1. K-bjelker

Dekket er som tidligere nevnt laget av K-bjelker. Disse bjelkene har tykkelse 36 mm og høyde 300 mm. De lengste bjelkene hadde en lengde på 3250 mm. Det var på forhånd bestemt at ønskelig høyde på dekket skulle være på 100 mm, da høyden på dekket i fullskala er på 1 m. Det var et begrenset antall av disse i laboratoriet, og det ble nødvendig å kløyve bjelkene i 3 over høyden. Når bjelkene klyves vil noe av høyden gå bort på grunn av tykkelsen på sagbladet, og høyden ble følgelig redusert til 98 mm. K-bjelken har lavere materialfastheter i midten av tverrsnittet, noe som fører til at deler av det spennarmerte tverrsnittet vil tåle mindre. Det ble likevel valgt å gjøre det på denne måten, grunnet tidsbegrensninger.

Etter at bjelkene var kløyvd i riktig høyde, samt kappet i riktig lengde, ble det tatt ett og ett hull med søylebor etter skjøteskjemaet. Se tillegg L. Dette utgjør totalt 700 hull.

#### 4.1.2. Tilordning av dekket

Lamellene ble lagt opp i henhold til beskrivelsen i 3.2.5. Det ble lagt ut flere opplagerpunkt i form av treplanker rett på gulvet, slik at det var rom for å legge løftereimen til kranen under hele dekket til slutt. Deretter ble hver lamell systematisk plassert fra den ene enden til den andre, slik som mønsteret i tillegg L viser. Gjengestengene ble tredd gjennom hullene fortløpende.



(a)

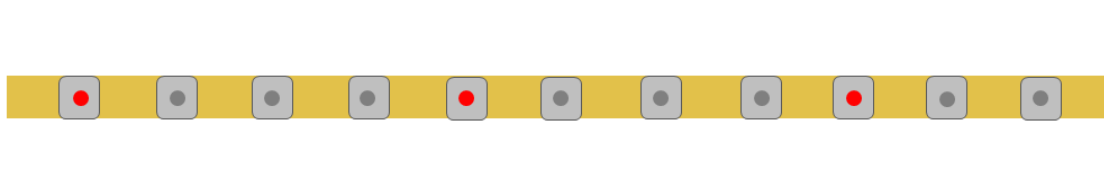


(b)

Figur 4.1.: Tilordning av dekket.

### 4.1.3. Oppspenning av dekket

Med tanke på videre arbeid er det ønskelig å ha en formening om hvilke krefter som virker i spennarmeringen til en hver tid. Utvalgte armeringsjern ble derfor utstyrt med strekkklapper og lastceller. Det var kun 2 lastceller tilgjengelig for dette formålet. Armeringsstangen i midten av dekket samt armering nummer 5 fra den ene enden, ble utstyrt med lastceller. I tillegg ble armeringsstangen i midten av dekket også utstyrt med en strekkklapp, se figur 4.5. Seks andre armeringsstag ble også utstyrt med strekkklapper. Disse er markert med rødt i figur 4.2, og gjelder for hvert fjerde stag. Disse gjengestengene ble slipt plane over et lite område der det ble limt på en strekkklapp, se figur 4.3. Strekkklappene som ble brukt er av type FLA-6-11 og har en Gauge-faktor på 2.1. Ved å gjøre dette kan data fra strekkklapper og lastceller brukes for å finne ut hvor mye spennarmeringen har relaxert over tid. Dette med tanke på etteroppspenning og videre arbeider med dette prosjektet. I tillegg ble dataene brukt som en sikkerhetssjekk under oppspenningen.



Figur 4.2.: Plassering av armering med strekkklapper.



Figur 4.3.: Feste av strekkklapper.

Der strekkarmeringen var utstyrt med strekkklapp ble det slisset ut en kanal i endelamellen, slik at ledningen til strekkfisken ikke skulle bli skadet av stålplatene under oppspenning. Dette er vist i figur 4.4. Strekkklappene ble beskyttet på og i området rundt festet på stengene med elastisk teip, for å hindre strekk i overgangen mellom strekkklapp og ledning.

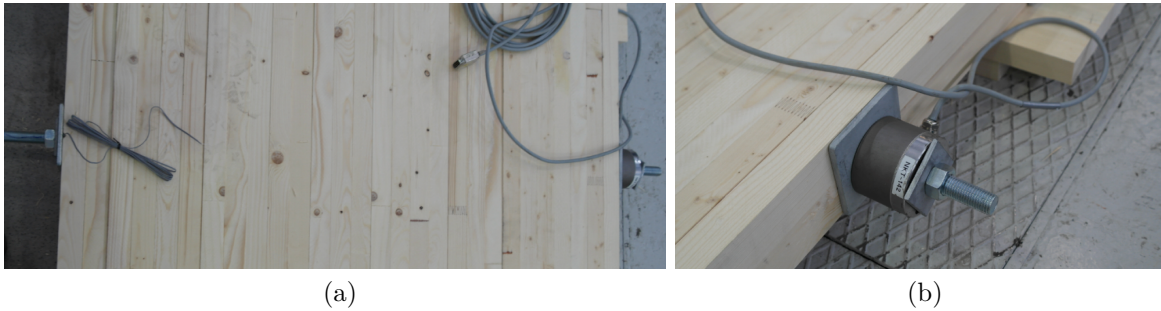


(a)



(b)

Figur 4.4.: Kanaler til strekkklappledninger.



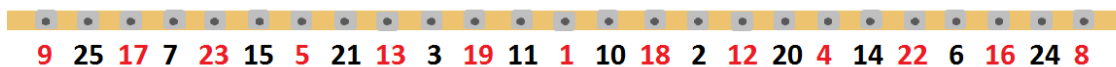
Figur 4.5.: Lastcelle og strekklapp på armering.

Oppspenning av spennenehetene ble gjort med en hydraulisk huljekk. Det vil si en jekk som tres på stangen og forankres med en mutter på utsiden av jekken. Ut i fra nødvendig spennkraft, stempelareal og indre friksjon i jekken beregnes tilhørende oljetrykk som under oppspenning kan leses av på et manometer. Jekken støtter seg mot ankerplaten og gir mulighet for å dreie mutteren [13].

Før oppspenningen ble foretatt, ble spennarmeringen strammet for hånd, slik at lammellene ikke skulle bevege seg under oppspenningen. Deretter ble oppspenningsjekken kalibrert. En faktor på 0.477 måtte multipliseres med trykket fra jekken for at oppspenningskraften kunne beregnes. Det ble laget en funksjon i LabVIEW som viste oppspenningskraften i hvert stag etter hvert som de ble forspent.

#### 4.1.3.1. Oppspenningsrekkefølge

Dersom spennarmeringen blir spent opp til full kraft med en gang, vil dette føre til vridninger og at dekket blir skjevt om lengdeaksen [13]. Dette ble løst i laboratoriet ved at spennarmeringen ble oppspent til 2/3 av oppspenningskraften etter rekkefølgen vist i figur 4.6.



Figur 4.6.: Oppspenningsrekkefølge.

Etter at alle armeringsstengene var spent opp til 2/3 av spennkraft, ble stengene spent opp til full kraft, 41.2kN, etter samme rekkefølge. Data fra oppspenningen finnes som digitalt vedlegg. I tillegg er relevant data for videre arbeid vist i 5.4.1.

#### 4.1.4. Feste av tverrbærere

Tverrbærerne ble skrudd fast til dekket før dekket ble rotert rundt, og lagt opp på dekkets opplager. Se figur 4.7. På forhånd var det boret hull i T-profilene til både øyeskruer, samt hull til treskruene som skulle festes i dekket. Plasseringen av disse hullene er vist i figur 3.8.

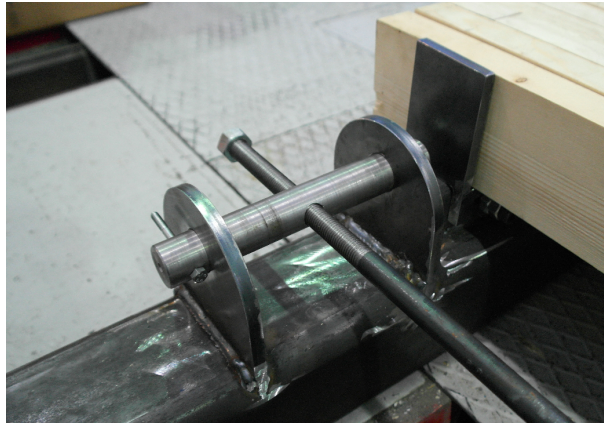


Figur 4.7.: Feste av tverrbærere.

#### 4.1.5. Strekkbånd

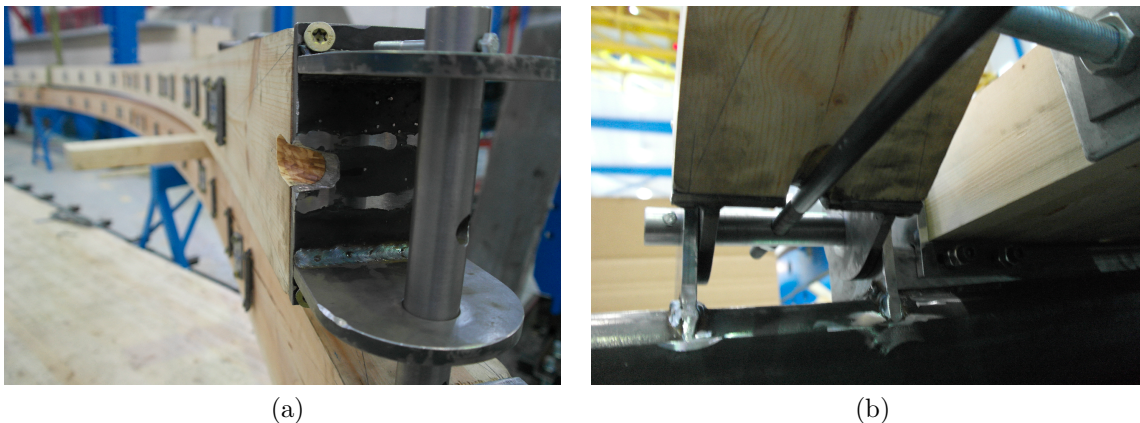
Siden rundstål med diameter på 16 mm kun kom i 6 meters lengde, måtte strekkbåndet skjøtes til en lengde på 10.2 meter, som er litt lenger enn dekkets spenn. Dette ble gjort ved at det ble dreid hylser som passet til rundstålet, og sveiset sammen til en enhet. Før strekkbåndet ble sveiset sammen, ble de ytterste delene gjenget. Dette for å kunne stramme det opp tilstrekkelig med mutter.

Strekkbåndet ble montert etter at buene var satt på plass i opplageret. Dette kommer av det blir festet gjennom bolten til bueopplageret. Figur 4.8 viser hvordan strekkbåndet festes i opplageret. Her før buene er montert.



Figur 4.8.: Feste av strekkbånd gjennom bolt.

Det ble oppdaget under montering at det ikke var tatt høyde for at strekkbåndet skulle få plass under buen og inn i bolten som vist i figur 4.8. Denne feilen fremkommer godt i detaljtegning i tillegg L. Problemet ble løst ved å fjerne noe av stålplaten i opplageret til buen, samt deler av treet i buen. Se figur 4.9.



Figur 4.9.: Løsning for å få plass til strekkbånd.

#### 4.1.6. Løft og montering av dekket på opplager

Dekket ble løftet på opplagrene med kran. Avstanden mellom hulprofilene var målt opp på forhånd. Ved senking av dekket ble det målt riktig utstikk av dekket fra opplager med målebånd. Vinkelprofilet som holder dekket fast i tverretning, var plassert i en bred posisjon slik at dekket enkelt kunne plasseres på hulprofilene. Se figur 4.10. Etter at dekket var plassert ble disse strammet til rundt dekket og skrudd fast. For å unngå



stor nedbøyning av dekket i monteringsfasen ble det lagt planker som fungerte som midlertidige opplager under dekket. Disse ble fjernet etter at hengestagene var montert.



Figur 4.10.: Opplager for dekke og bue.

Figur 4.10 viser løsningen for hvordan opplagrene holdes fast i lengderetningen av dekket. Under montering ble begge opplagrene holdt fast på denne måten for å forhindre forskyvning. Etter montering av strekkbåndene ble fastholdningen av opplagrene fjernet fra den ene siden, slik at strekkbåndet kunne ta opp horisontalkreftene.

Vinkelprofilene for sideveis fastholding av dekket ble bestilt opp og spesialprodusert. Da denne detaljen skulle festes fast i hulprofilene, ble det brudd i sveisen på den ene vinkelen. Det er gjort beregninger på denne detaljen, se C.1, som tilsier at detaljen skal tåle mer enn belastningen den er utsatt for. Bruddet kan derfor ha kommet av dårlig utført sveis, eller at detaljen er utformet dårlig slik at det er vanskelig å få laget en god sveis. Stålvinklene kan av den grunn være en svakhet med konstruksjonen. Hvorvidt denne bør utbedres er satt til videre arbeid.

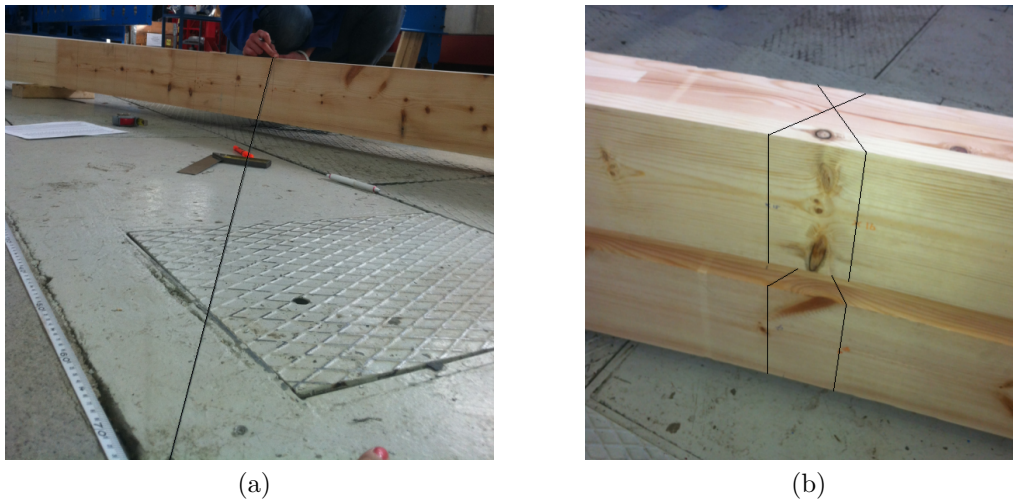
## 4.2. Montering av bue

### 4.2.1. Forberedelser

#### **Opptegning av vinkler og festepunkt for hengestag:**

Som beskrevet i 2.2 vil det kun være to og to stag i buen som har lik vinkel. Det var planlagt å feste skruene for festepunktet i samme vinkel som stagen, da dette ga lik strekkraft i skruer og stag. Dette er nærmere beskrevet i 3.4.4.2. Det var derfor nødvendig med en enkel og effektiv måte å tegne opp disse vinklene på buen. Selv om metoden som ble valgt ikke gir de mest nøyaktige resultatene, var den effektiv og krevde lite utstyr.

Det første som ble gjort var å merke opp punktene der stagen skulle festes i buene. Dette ble gjort på halvparten av den ene buen. Punktene ble nummerert 1-23, og inndelt i ytre og indre stagfeste i henhold til planleggingen av listestålet. Koordinatene ble hentet fra Abaqus-modellen og finnes som digitalt vedlegg til oppgaven. Deretter ble punktene kopiert til den andre buen. Buene ble lagt kant i kant oppå hverandre, og strekene ble forlenget over på den andre buen. Videre ble den øverste buen snudd 180 grader, og på nytt lagt kant i kant med buen under. Begge buene fikk påtegnet festepunkter til listeprofilene, symmetrisk om buenes midtpunkt. Disse punktene ble da kalt 24-46. Til slutt ble vinklene som treskruene skulle skrues inn med påtegnet. Dette ble først gjort for den ene buen. En tråd ble ført fra festepunktet og ned til punktet i T-profilen der staget skal festes i dekket. Også koordinatene for dekket ble hentet fra Abaqus-modellen. Riktig avstand ble funnet ved hjelp av et målebånd som lå i underkant av buen i samme avstand som dekket kom til å ligge. Tråden ble så forlenget til buen, slik at riktig vinkel kunne tegnes direkte på buen. Når dette var gjort for alle punktene ble den andre buen igjen lagt oppå den første, slik at vinklene kunne kopieres til denne buen. På denne måten blir festepunktene til buene mest mulig like, men det er likevel en mulighet til at dette kan være bidrag til feilkilder mellom modell i laboratoriet og numerisk modell i Abaqus. Figur 4.11 viser hvordan vinklene ble tegnet på buen.

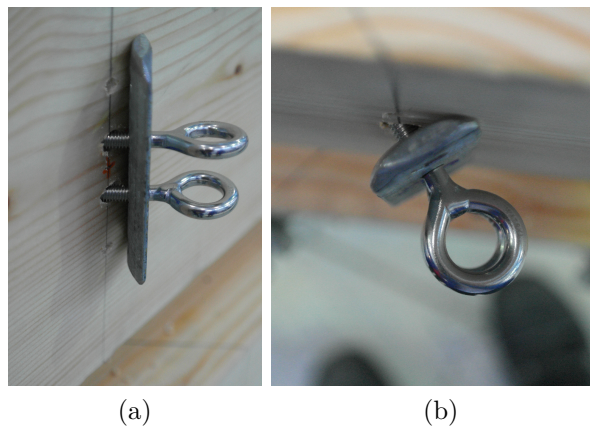


Figur 4.11.: Oppmerking av vinkler i buer.

**Forboring av hull til tre- og øyeskruer:**

Det ble forboret hull til treskruene slik at det skulle bli lettere å skru de inn med riktig vinkel i buene. Hullene til forboringen hadde diameter på 4 mm. Disse ble da boret i den vinkelen som var påtegnet buene, og som er forklart i avsnittet over.

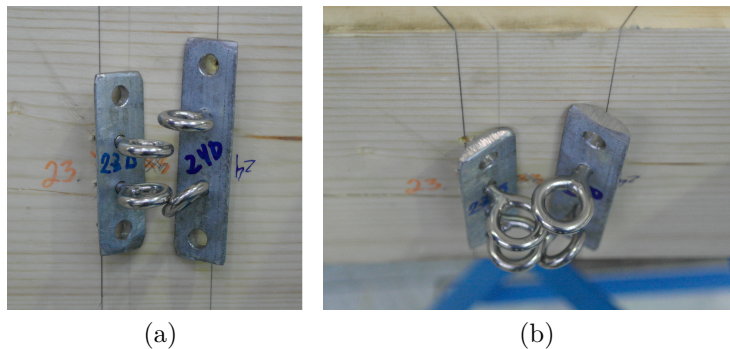
Det ble i tillegg boret hull til øyeskruene med diameter på 6.1 mm. Øyeskruene festes ikke i buene, men dette ble gjort for å få øyet nærmest mulig listestålet. Derav unngås momenter i forbindelsen. Figur 4.12 viser hvordan øyeskruene er festet i listestålet, og at den utstikkende delen må føres inn i treet.



Figur 4.12.: Feste av øyeskruer i listestålet.

### 4.2.2. Feste av listestål og øyeskruer

Festeanordningen med listestål ble laget i laboratoriet, ved å kutte stålet i ønsket lengde. Det ble så å boret hull til tre- og øyeskruene. Hullet til øyeskruen ble gjenget opp, slik at øyeskruene lot seg feste. Dette er nærmere beskrevet i 3.4.4.2. For å få festet listestålet til buen ble øyeskruene først skrudd fast til listestålet gjennom de gjengede hullene. Deretter ble listestålet med øyeskruer plassert i buen ved at den utstikkende delen av øyeskruen ble plassert i de forborede hullene til øyeskruene. Etter å ha festet listestålet med øyeskruer ble det innsett at det ville bli et problem med feste av strekkfisker til buen. På disse stedene er listestålene vinklet mot hverandre, og har liten avstand mellom seg. Se figur 4.13. Det var i planleggingsfasen kun tatt hensyn til stagenes diameter. Strekkfiskene er tykkere enn stagenes, og dette fører følgelig til en kollisjon. I etterkant sees det at avstanden mellom disse punktene burde vært større, slik at indre og ytre orientering av stagenes ville ha ligget lengre fra hverandre.



Figur 4.13.: Problematisk feste av strekkfisk.

På grunn av dette ble det valgt å feste stagenes direkte i listestålet gjennom de gjengede hullene. Dette er noe uheldig med tanke på at stagenes ikke bare skal vinkles i broens lengderetning, men også i tverretningen. Listestålet er skråstilt i riktig vinkel i lengderetning. Siden hullene ikke er vinklet i tverretning vil stagenes få ekstra påkjenning i denne retningen, og de må tvinges til å bøye i riktig retning. Vinkelen i tverretning er liten for de lengste stagenes, og dette vil ikke være et stort problem. For stagenes nærmest opplaget til buen vil vinkelen være stor grunnet den korte lengden på stagenes. Disse stagenes ble montert med strekkfisk i begge ender for å unngå denne bøyningen av stagenes. Se figur 4.14. Her var ikke kollisjon et problem.

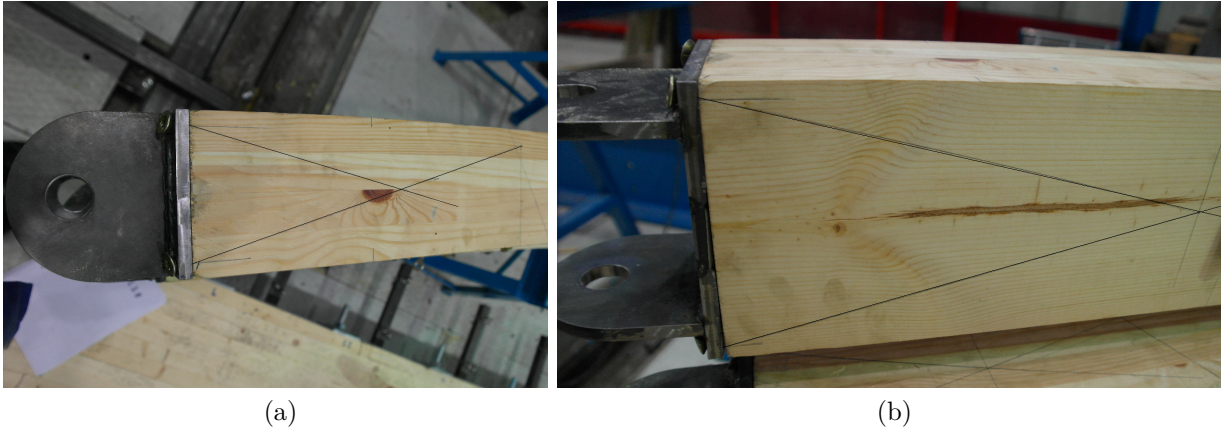


Figur 4.14.: Stag med strekkfisk i begge ender.

### 4.2.3. Feste til opplager

Det var i utgangspunktet tiltenkt å bruke skruer med  $\text{Ø}10$  og lengde 400 mm, for å feste opplagrene til buen. Disse skruene ville ha kommet ut av buen, og måtte ha blitt kappet med vinkelsliper. Det ble gjort en ny beregning på disse skruene for å se om en kortere inntrengningsdybde ville gi tilstrekkelig kapasitet. Se tillegg B.1. Kapasiteten var tilstrekkelig for en inntrengningsdybde på 290 mm, og det ble valgt å bruke 300 mm lange skruer. Denne lengden ville ikke gi etterarbeid med kapping av skruene.

Skruene ble som planlagt skråstilt i 2 plan. De ble vinklet  $15^\circ$  med fiberretningen i bredden av buen, og rundt  $8^\circ$  i høyderetningen av buen. For nærmere beskrivelse se 3.1.3. For å få denne skråstillingen ble først vinklene tegnet opp på buene, se figur 4.15. Disse skisseringene ble brukt til å bore skruene inn med håndbor på øyemål. Dette ble løst ved at én boret samt sørget for at boren ble vinklet riktig i den ene retningen, mens den andre sørget for at vinklingen var riktig i den andre. Av den grunn kan vinklingen avvike en del fra de beregnede verdiene, og er en feilkilde i modellen. Dessverre var dette den eneste måten dette kunne gjøres på i laboratoriet. Før skruene ble skrudd inn, ble det forboret hull med  $\text{Ø}5$ .



(a) (b)  
Figur 4.15.: Skråstilling av skruer i opplager.

Ståldetaljen til bueopplageret var en bestillingsdel, se detaljtegning i tillegg L. Da denne detaljen ble mottatt viste det seg at den ikke var laget i samsvar med detaljtegningen, og at endeplata var for liten til å passe buens bredde. Dette ble løst ved å kutte detaljen i to, for så å sveise inn en plate i samme tykkelse slik at riktig bredde ble oppnådd.

#### 4.2.4. Løft og montering av buen i opplager

Buene ble løftet opp én og én i opplagrene med kran. Kranen var festet til buen med en stropp midt på buen. Dette gjorde det enkelt å vippe buen i ønsket retning, og følgelig enklere å få ned i opplageret. Den ene enden av buen plassertes først i det ene opplageret og ble festet med bolt. Deretter ble motsatt ende av buen ført ned i det andre opplageret og festet. For å unngå at opplagrene ble belastet med horisontalkraft før strekkbåndet var montert, ble buen holdt oppe av kрана til strekkbåndet var strammet tilstrekkelig. Figur 4.16 viser en bue ferdig montert, etter at strekkbåndet er festet. Som det fremkommer av bildet er løftereimen til kрана slakk. Reimen til kрана ble festet der det midterste listestålet er plassert, og disse ble derfor festet etter at buene var reist.



Figur 4.16.: Montering av buer.

Etter at broen er ferdigmontert vil knekk lengden på buen være tilnærmet lik avstanden mellom stagene. Under montering derimot, vil knekk lengden til buen bære lik buelengden. Det ble derfor gjort et grovt overslag på om dette ville bli et problem når krana slapp buen. Ut i fra beregningene i F.1, kommer det frem at dette ikke ville være tilfellet. Stagene ble av den grunn montert etter at krana hadde sluppet buen.

## 4.3. Montering av stag

### 4.3.1. Tilpassing av riktig staglengde

På grunn av øyeskrue og strekkfisk var det vanskelig å forutsi nøyaktig lengde på hvert enkelt stag ut i fra modellene i Abaqus. Riktig lengde på alle stag ble derfor bestemt på laboratoriet ved å trekke et målebånd mellom festepunktene. Etter at stagene var kappet i riktig lengde ble de suksessivt skrudd opp i listestålet og festet i øyeskruene.

### 4.3.2. Feste av stag

Mens stagene ble montert var dekket holdt oppe i ønsket høyde med gaffeljekk midt på dekket. Én på hver side av bredden. For å unngå at buen ble belastet skjevt under montering av stagene, ble to og to stag montert på hver sin ende av buen, til de møttes på midten.



(a) Montering av stag.



(b) Ferdig bro.

Figur 4.17.: Bro.

Det samme ble gjort ved oppstramming stagene. Stagene skal forøvrig ikke spennes opp, men justeres til riktig lengde ved hjelp av strekkfiskene. Gaffeljekkene, samt de midlertidige opplagrene under dekket, ble fjernet etter at stagene var strammet opp. Figur 4.17 (b) viser bilde av den ferdige brua.



# 5. Forsøk i laboratoriet

## 5.1. Dynamisk bakgrunn

Siden broen i denne oppgaven er slank og har lav vekt, er det viktig å undersøke konstruksjonens dynamiske oppførsel. Faktorene som er avgjørende for den dynamiske oppførselen er systemets stivhet, massen (størrelsesorden og fordeling), lastintensiteten og demping [32]. Systemets frekvenser finnes ved å løse den generelle dynamiske likevektslikningen ved å betrakte systemets udedempede frie svingninger. Det kan ut fra dette ses at frekvensene er proporsjonal med kvadratroten av stivheten over massen.

$$f \propto \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Demping finnes sted i alle konstruksjoner og bidrar til å redusere systemets svingninger. Dempingen skyldes energidissipasjon i materialet og til omgivelsene, samt friksjon i forbindelsen mellom elementer i konstruksjonen. Et systems demping er vanskelig å anslå på forhånd. Som oftest bestemmes dempingen enten erfaringsmessig eller ved målinger av konstruksjonen, eller lignende konstruksjoner [32]. For brokonstruksjoner angir Eurokode 1, tabell F2 et dempingsforhold i systemet på 0.04 og 0.06-0.12 for henholdsvis samvirkebro og trebro.

I laboratoriet blir det utført modale analyser på både dekket og den ene buen. Modal analyse er en lineær metode som beskriver et system i form av egenfrekvens, demping og svingemoder [33]. Det finnes flere måter å utføre modale analyser på. I denne oppgaven utføres de modale analysene ved å utsette bestemte punkt på konstruksjonen med en eksitasjonskraft, ved hjelp av en modal hammer. Den påførte kraften og systemets respons måles samtidig gjennom en piezoelektronisk lastcelle og en vibrasjonsensor. Deretter blir de målte tidsavhengige dataene transformert fra tidsdomenet til frekvensdomenet, ved bruk av en innebygd hurtig Fouriertransformasjonsalgoritme (FFT). Dataene som fås fra dette er en frekvensresponsfunksjon (FRF). FRFen angir forholdet mellom systemets respons (output),  $\mathbf{X}$ , på grunn av eksitasjonskraften, og påført eksitasjonskraft (input),

$\mathbf{F}$ , [34]. For et system med flere frihetsgrader uttrykkes dette ved:

$$[\mathbf{H}(\omega)] = \frac{\mathbf{X}(\omega)}{\mathbf{F}(\omega)}$$

der  $[\mathbf{H}(\omega)]$  er FRF-matrisen med dimensjoner  $N \times N$ .  $N$  er antall frihetsgrader.

FRF-matrisen avhenger av systemets stivhet, masse og demping. Med bakgrunn i den generelle dynamiske likevektslikningen, samt partikulærløsningen av denne, sees det at FRFen er en kompleks funksjon, med en imaginær og en reell del. Derav er også FRF-matrisen kompleks. Det er amplitudene i den imaginære delen av FRFen som bestemmer systemets svingemoder [34]. Det er kun mulig å bestemme svingemodene når konstruksjonen blir eksitert på flere enn ett punkt, se også 5.2. Ved påført eksitasjonskraft i kun ett punkt er det bare ett diagonalelement i FRF-matrisen som er ulik null. Derav er det bare frekvens og demping som kan hentes fra en slik analyse. Ved påført eksitasjonskraft i flere punkt, noe som gir flere frihetsgrader, blir radene i FRF-matrisen bestemt og svingemodene kan dermed bestemmes.

Frekvenser, svingemoder og dempingsrate blir i denne oppgaven bestemt ved kurvetilnærming av FRF, se også avsnitt 5.3. Bredden av kurvenes amplitude er et mål på modal demping [33], der hver egenfrekvens, samt eventuelt svingemode, blir tilgitt en egen dempingsrate. Bredden på amplitudene for en og samme frekvens i hver FRF måling bør være lik [33].

Ved kurvetilnærming blir dempingsraten fremstilt høyere enn det faktiske tilfellet. Dette kommer av vektfunksjoner kalt "vinduer". Vinduene gjør at de samlede dataene i tidsdomenet tilfredsstiller periodisitetskravene til FFTen bedre, ved å tilføre en kunstig demping slik at strukturens respons dør ut før opptakstiden er ferdig. Dette minker forvrenging av data under transformasjonen, også kalt lekkasje, og fører til en nedsatt nøyaktighet i FRFenes amplituder. Den får dermed innvirkning på dempingen [34]. Dette er hovedsaklig et problem for konstruksjoner med liten demping, da den kunstige tilførte dempingen kan være større enn konstruksjonens faktiske demping. Det er likevel bedre å få en mindre nøyaktig demping enn å unngå bruk av vinduer, og derav at data blir forvrengt. Om mulig bør det unngås å bruke vinduer slik at FRFene gir mer nøyaktige resultater.

Som nevnt tidligere er en modal analyse lineær. Dette betyr at det må antas at systemet som testes har lineær oppførsel, slik at responsen alltid er proporsjonal med eksitasjonskraften som påføres. Generelt vil konstruksjoner oppføre seg lineært ved små deforma-

sjoner. Det forutsettes at konstruksjonen ikke begynner å vibrere før eksitasjonskraften påføres, og at vibrasjonene vil avta og dø ut etter eksitasjonskraften er fjernet. Det antas også at konstruksjonen er tidsuavhengig, noe som tilsier at egenskapene til konstruksjonen ikke varierer med tiden, eller med ulike forhold som eksempelvis variasjon i temperatur eller luftfuktighet [35].

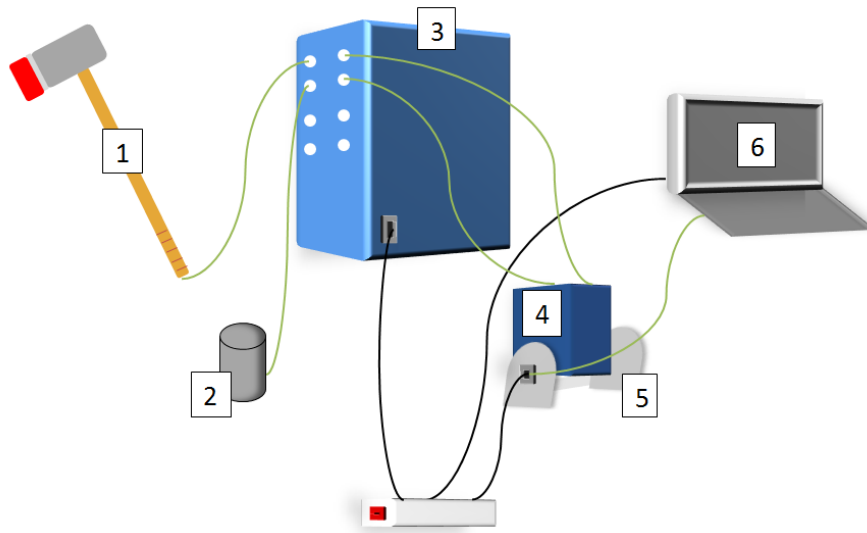
## 5.2. Analyse med modal hammer

Som nevnt innledningsvis kan analysen med modal hammer utføres ved å påføre eksitasjonskraft i ett eller i flere punkt. En vibrasjonssensor måler påført kraft og systemets respons. Plasseringen av vibrasjonssensoren, som ofte benevnes som et akselerometer, må ikke være i et nullpunkt for en av konstruksjonens svingemoder. Hvis dette forekommer kan data gå tapt. Dette skjer fordi akselerometeret er avhengig av forflytning. Akselerometeret må i tillegg ha den nødvendige dynamiske rekkevidden, frekvensområdet og følsomheten som kreves for den spesifikke analysen [36].

Analysen der eksitasjonskraften påføres i ett punkt betegnes som “Driving Point Method” (DPM). Metoden ved å eksitere flere punkt betegnes “Roving Hammer Method” (RHM). DPM er naturlig nok en raskere metode enn RHM, men siden DPM ikke angir svingemodene er RHM brukt der det er mulig i denne oppgaven. RHM er brukt på dekket, mens DPM er brukt på den ene buen. Grunnen til dette er forklart i 5.3.

### 5.2.1. Utstyr

Utstyret som er nødvendig for å gjennomføre modal analyse med modal hammer er selve hammeren, et akselerometer, National Instrument (NI) Dynamisk modul, NI-ramme, strømforsyner og signalmikser. I tillegg er det behov for en datamaskin med programmet LabVIEW 2010. Oppsettet av delene er vist i figur 5.1 , og utstyret er kort forklart hver for seg i kommende avsnitt [37].



Figur 5.1.: Oppsett av utstyr for modal analyse.

1. Modal hammer, Heavy Duty Type 8210/8208
2. Akselerometer, 8703A50M5
3. Strømforsyning, Type 5134
4. NI dynamisk modul, Type 9234
5. NI ramme, NI cDAQ-9174
6. Datamaskin, LabVIEW 2010: Record Impact Testing FRF data

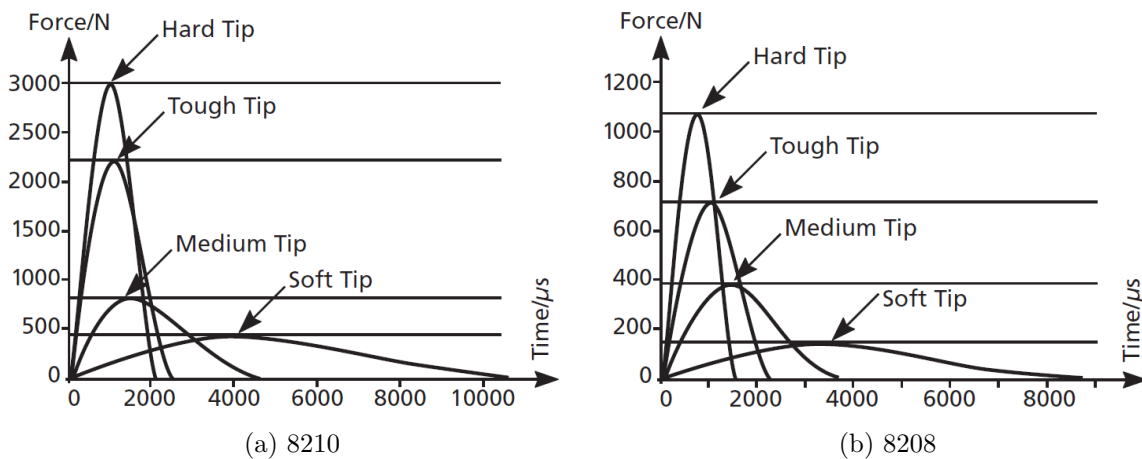
#### 5.2.1.1. Hammer

Eksitasjonen påføres ved hammerslag, og eksitasjonskraften er dermed en funksjon av vekten til hammeren og slag hastigheten. Siden det er vanskelig å kontrollere slag hastigheten bør hammerens vekt velges i henhold til ønsket støtkraft [37]. Hammeren er utstyrt med en innebygd piezoelektronisk lastcelle som måler påført kraft og impulsvarigheten. Til de modale analysene var to hammere, med ulik størrelse og ulik vekt, tilgjengelige. Disse er av type 8208 og type 8210. Hammerhodet til type 8210 veier 5.44 kg og brukes ofte for å eksitere store konstruksjoner som bygninger, broer og skip. Hammerhodet til type 8208 veier 1.36 kg og brukes for å eksitere konstruksjoner som rørledninger, lagertanker og betongstøpegods [38]. Bilde av hammere er vist i figur 5.2 [38].



Figur 5.2.: Modal hammer.

Når hammeren eksiterer konstruksjonen blir flere moder eksitert samtidig. Amplituden for de forskjellige modene kan kontrolleres til en viss grad, ved å variere stivheten til hammerens hode. Hammeren er utstyrt med fire ulike hoder med varierende stivhet, alle med samme vekt. Dette gjelder både for type 8208 og 8210. Hodenes stivhet velges i henhold til frekvensene av interesse. Et stivt hammerhode vil medføre en kort impulsvarighet. En kort impulsvarighet vil eksitere høye frekvenser, mens en lang impulsvarighet vil eksitere lave frekvenser. Hvis de lavere frekvensene er av interesse, noe som er tilfelle for trekonstruksjoner, bør det brukes et mykt hammerhode for å oppnå en lengre impulsvarighet [37]. Dette er illustrert for både type 8208 og 8210 i figur 5.3 [38].



Figur 5.3.: Maksimumskraft og impulsvarighet for hammerhodene.

### 5.2.1.2. Akselerometer

Akselerometeret som brukes for å måle systemets respons er av type Kistler 8703A50M5, se figur 5.4 [39]. Akselerometeret er et piezoelektronisk akselerometer med en følsomhet på 100 mV/g. Det måler en frekvensrespons fra 0.5 Hz til 10 000 Hz, og veier 8.8 gram. Akselerometeret festes til konstruksjonen med en skrue, der skruens hode har et gjenget hull hvor akselerometeret plasseres. Kistler 8703A50M5 er et enaksialt akselerometer, noe som vil si at det kun har en måleretning. Måleretningen er i akselerometeres høyde [39]. Dette medfører at akselerometeret må stå vendt i ulike retninger ved målinger i tverretning og lengderetning av dekket.



Figur 5.4.: Kistler akselerometer.

### 5.2.1.3. Strømforsyner og signalbehandler

Den primære hensikten til strømforsyningen er å gi magnetiseringseffekt og signalbehandling for lav vekselstrømmotstand [37]. Strømforskyneren har flere BNC (Bayonet Neill–Concelman) koblingspunkt, både input og output, som henholdsvis koaksialkabelen til hammerens skaft og koaksialkabelen til akselerometeret kobles til. Nye koaksialkabler festes til de tilhørende koblingspunktene, og disse kobles igjen til NI modulen som er plassert i NI-rammen. Se figur 5.1.

### 5.2.1.4. NI dynamisk modul og NI-ramme

NI dynamisk modul, type NI 9234, har 4 BNC koblingspunkt. Kun de to første koblingspunktene brukes. Det er viktig at koaksialkablene fra strømforskyneren kobles slik at hammeren er knyttet til det første koblingspunktet, og akselerometeret til det andre [37]. NI-modulens analoge inputkanaler er forsynet med NI-rammen gjennom en 50  $\Omega$  motstandskomponent. Inputsignalet i hver kanal er bufret, behandlet, og deretter utvalgt av en 24-bits delta-sigma ADC (Analog to Digital Converter) [40]. Kort sagt digitaliseres analoge signaler samtidig i denne prosessen. De digitale dataene overføres så til en datamaskin gjennom en USB-kabel.

## 5.3. LabVIEW (Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench)

LabVIEW er et program som er ideelt for alle type målinger. I denne oppgaven er det brukt to ferdige kodete vi-filer, som er tilgjengelig via Institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU. Disse vi-filene er Record Impact Testing FRF data og Modal Parameter Identification.

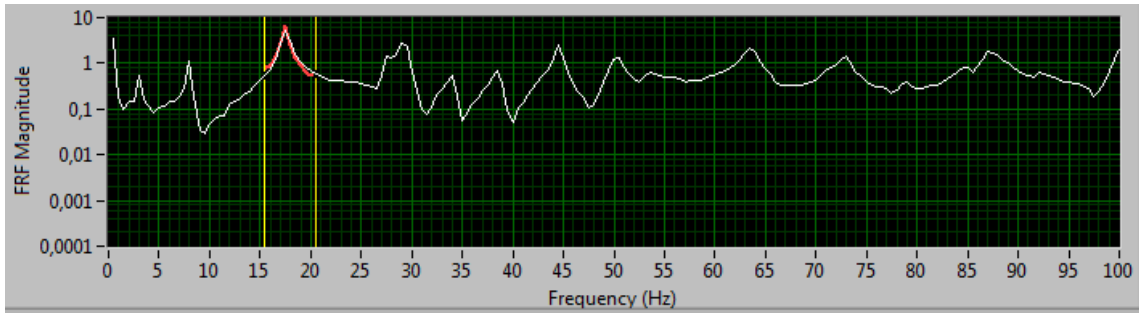
### 5.3.1. LabVIEW: Record Impact Testing FRF data

Denne filen lager en gjennomsnitt-FRF for hvert punkt som blir eksitert fra rådataene som skaffes under forsøket. Punktene som skal eksiteres må angis i et eget koordinat-system i programmet før forsøkene kjøres. Et datum i to plan må først spesifiseres, og deretter må antall punkt som skal eksiteres i hvert av disse planene angis. Det er kun mulig å angi en fast avstand mellom punktene i begge plan. Dette gjør at det ikke er mulig å kjøre RHM på buene grunnet kurvaturen. Det er derfor brukt DPM på den ene buen. På dekket brukes RHM.

En annen ting som må spesifiseres, som også er nevnt innledningsvis, er hvilket vindu som skal brukes for å minke forvrenging av data under FFTen. Det er mulig å velge blant flere vinduer, men det vil ikke bli gått noe nærmere i detalj på dette i denne oppgaven. Det er her brukt et rektangulært vindu. Dette tilsvarer et ufiltrert vindu, eller intet vindu. Dette vinduet kan brukes når alle signalene er registrert i et og samme forsøk [34], noe som er tilfellet for forsøkene i laboratoriet i denne oppgaven. Det er denne type vindu som gir minst forvrenging av data, og de målte dempingsratene skal dermed gi en mer nøyaktig tilnærming.

### 5.3.2. LabVIEW: Modal Parameter Identification

Denne filen brukes for å ekstrahere frekvens, modal dempingsrate og eventuelle svingemoder fra gjennomsnitt-FRFen som ble laget i Record Impact Testing FRF data. Dette gjøres via kurvetilnærminger, se figur 5.5.



Figur 5.5.: Kurvetilnærming.



## 5.4. Forsøk i laboratoriet

### 5.4.1. Oppspenning av dekket

Som nevnt i kapittel 4.1.3 ble først all spennarmering spent opp til 2/3 av spennkraften i en bestemt rekkefølge. Deretter ble spennarmeringen spent opp til full spennkraft. Målinger av verdier på strekkklapper, hydraulisk jekk og lastceller ble foretatt for hver oppspenning. En komplett oversikt over data fra målingene finnes i digitalt vedlegg: Data fra oppspenning. En oppsummert oversikt er vist i tabell 5.1 og tabell 5.2.

#### 5.4.1.1. Resultater

##### Oppspenning til 2/3 spennkraft (27.5 kN):

Stangnr.	Trykk [Bar]	Tøyning [ $\mu m/m$ ]	Lastcelle [kN]	Last fra trykk [kN]
1	-56.34	-1911.30	27.33	-26.87
2	-55.20	-	-	-26.33
3	-55.68	-	-	-26.56
4	-55.80	-	-	-26.62
5	-55.62	-	-	-26.53
6	-55.56	-	-	-26.50
7	-56.34	-	-	-26.87
8	-56.88	-2440.00	-	-27.13
9	-56.76	-1608.70	-	-27.07
10	-58.20	-	-	-27.76
11	-55.68	-	-	-26.56
12	-55.92	-1774.40	-	-26.67
13	-58.62	-1884.60	-	-27.96
14	-55.92	-	30.48	-26.67
15	-54.54	-	-	-26.02
16	-55.38	-	-	-26.42
17	-55.56	-	-	-26.50
18	-55.26	-	-	-26.36
19	-55.68	-	-	-26.56
20	-55.56	-	-	-26.50
21	-54.60	-	-	-26.04
22	-55.02	-1774.40	-	-26.24
23	-55.20	-1781.50	-	-26.33
24	-56.28	-	-	-26.85
25	-54.96	-	-	-26.22

Tabell 5.1.: Oppspenning til 2/3 spennkraft.

**Oppspenning til full spennkraft (41.2 kN):**

Stangnr.	Trykk [Bar]	Tøyning [ $\mu m/m$ ]	Lastcelle [kN]	Last fra trykk [kN]
1	-87.48	-1601.80	41.73	-41.73
1	-109.08	-1394.10	51.12	-52.03
2	-106.74	-	-	-50.91
3	-109.14	-	-	-52.06
4	-108.48	-	-	-51.74
5	-106.68	-	-	-50.89
6	-108.06	-	-	-51.54
7	-107.22	-	-	-51.14
8	-108.72	-1767.10	-	-51.86
9	-106.38	-1055.10	-	-50.74
10	-107.88	-	-	-51.46
11	-108.18	-	-	-51.60
12	-107.04	-1275.00	-	-51.06
13	-110.28	-1207.30	-	-52.60
14	-108.78	-	54.36	-51.89
15	-106.68	-	-	-50.89
16	-109.86	-	-	-52.40
17	-106.62	-	-	-50.86
18	-106.80	-	-	-50.94
19	-113.22	-	-	-54.01
20	-108.60	-	-	-51.80
21	-104.04	-	-	-49.63
22	-105.42	-975.77	-	-50.29
23	-103.74	-1129.40	-	-49.48
24	-103.44	-	-	-49.34
25	-99.36	-	-	-47.39

Tabell 5.2.: Oppspenning til full spennkraft.

Fra den første oppspenningen til full oppspenningskraft (stang 1 i tabell 5.2) viser resultatene at lastcellen og kraften fra oppspenningsjekken har noe avvik. Dataene i digitalt vedlegg viser at lastcellen faller til en kraft på 35.34 kN like etter oppspenning. Dette kommer av at det trolig er en liten glippe mellom mutter og underlagskive etter tilstramming for hånd. Det var ikke plass til å stramme til med noe annet. Følgelig oppstår et tap i spennkraft på alle gjengestengene. Dette vises i forskjellen på endt oppspenningskraft fra 2/3 av oppspenningen til startverdien på full oppspenningskraft.

For å unngå at oppspenningskrafta ble for liten på grunn av dette tapet, ble det derfor stang 1, som er utstyrt med både lastcelle og strekkklapp, spent opp til lastcellen viste

41.2 kN etter stramming av mutter. Dette tilsvarte en kraft på 52 kN i jekken, noe som vil si at tapet var på 10.8 kN. De resterende stengene ble følgelig spent opp til jekken viste 52 kN, for så feste mutteren, slik at krafta i staget ble stor nok..

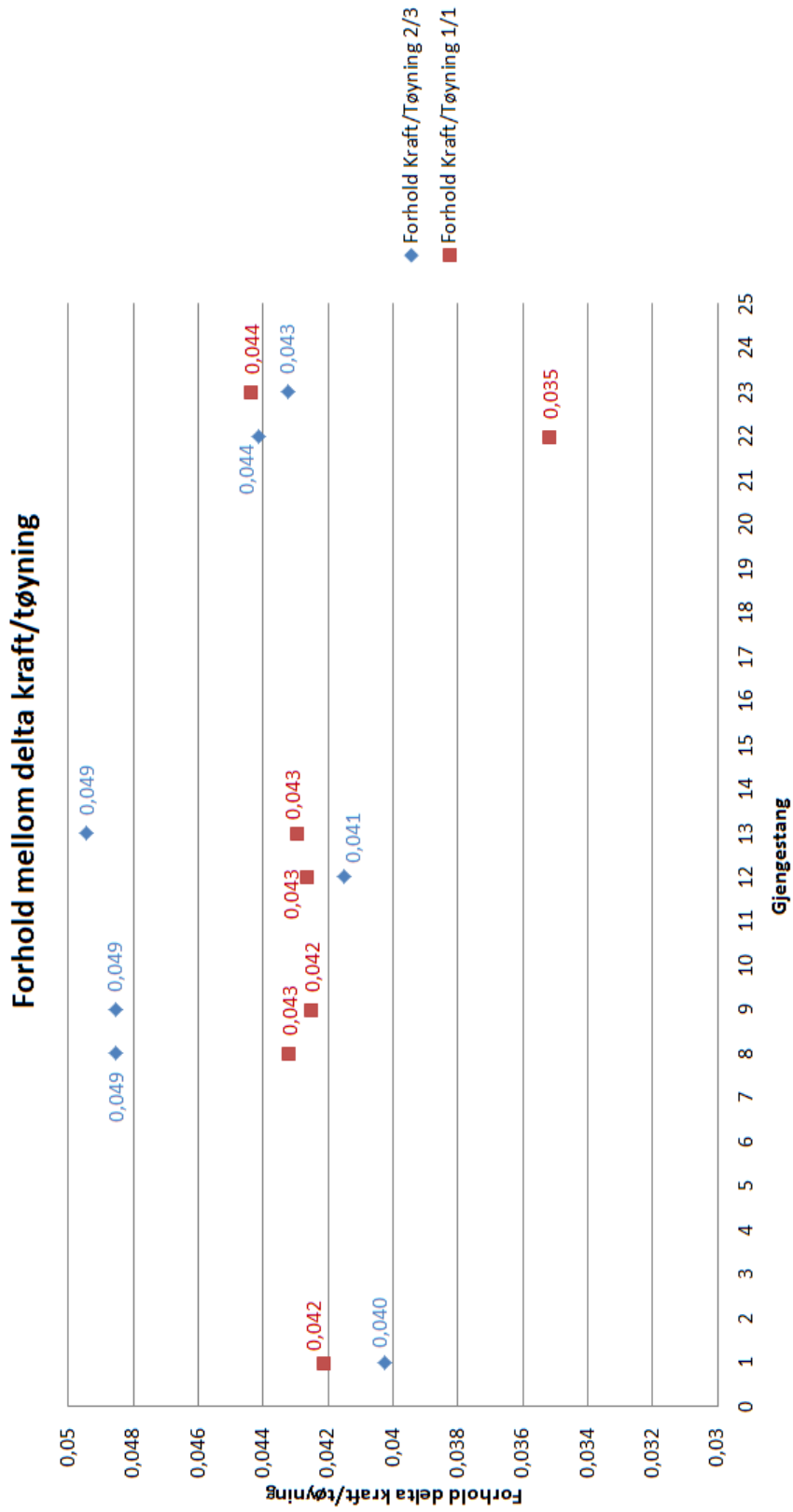
Som det fremgår av resultatene i tabell 5.1 og 5.2 varierer oppspenningskraften noe. Det var vanskelig å få nøyaktige verdier med håndjekken, og dette er helt klart et stort bidrag til feilkilder.

Som resultatene for tøyningene i tabell 5.1 og tabell 5.2 viser, varierer tøyningen noe. Dette kommer på grunn av unøyaktighet i oppspenningen. Oppstrammingen for hånd og med skiftnøkkel før oppspenningen med håndjekken har også en betydning.

Tabell 5.3 viser initialtøyning for streklappene, tøyning etter 2/3 av oppspenning, initialtøyning før full oppspenning, tøyning ved maksimal oppspenning, samt tilhørende krefter. Figur 5.6 viser et plot over forholdet mellom forskjell i tøyning og forskjell i kraft, og følgelig motstanden i streklappene. Disse dataene er til bruk i videre arbeider for etteroppspenning av dekket.

Stag	Initialtøyning 2/3	Tøyning 2/3	$\Delta\varepsilon$ 2/3	Initialtøyning 1/1	Tøyning 1/1	$\Delta\varepsilon$ 1/1	Initial- kraft [kN] 2/3	Kraft [kN] 2/3	$\Delta F$ 2/3	Initial- kraft [kN] 1/1	Kraft[kN] $\Delta F$ 1/1
1	-2510.2	-1911.3	598.9	-1786.1	-1394.1	392.0	3.180	27.3	24.1	34.56	51.1
8	-2883.0	-2440.0	443.0	-2600.7	-1767.1	833.6	0.172	27.1	21.5	15.86	51.9
9	-2162.7	-1608.7	554.0	-1850.5	-1055.1	795.4	0.143	27.1	26.9	16.89	50.7
12	-2357.7	-1774.4	583.3	-2072.9	-1275.0	797.9	2.461	26.7	24.2	17.09	51.1
13	-2446.9	-1884.6	562.3	-2083.2	-1207.3	875.9	0.143	28.0	27.8	15.03	52.6
22	-2368.2	-1774.4	593.8	-2084.8	-975.8	1109.0	0.0572	26.2	26.2	11.30	50.3
23	-2248.5	-1781.5	467.0	-1954.7	-1129.4	825.3	6.125	26.3	20.2	12.88	49.5
											16.5
											36.0
											33.8
											34.0
											37.6
											39.0
											36.6

Tabell 5.3.: Tøyning, strekkklapper.



Figur 5.6.: Kraft og tøyningsforhold.

## 5.4.2. Forsøk på spennarmert tredekke: Stivhet ved belastning i lengderetningen

Egenfrekvensene til dekket vil være avhengig av stivheten. Av den grunn ble det kjørt forsøk på nedbøyningen av dekket for å bestemme den virkelige stivheten. Ettersom 2. arealmoment er bestemt av geometrien til bro og dekket, ble stivheten skalert med E-modulen. På den måten ble inputverdiene i Abaqus mer nøyaktig for de analysene som ble kjørt. Forsøkene ble kjørt etter oppspenningen av dekket, for å få verdier for K-bjelkene og armeringsjernene som en enhet. Nedbøyningen av dekket om svak akse ble målt uten tverrbærerne.

Det spennarmerte dekket uten T-profiler ble lagt opp på opplagrene til selve broa, se figur 4.10. Avstanden mellom midten av dekket og gulvet i nedbøyd tilstand, samt avstanden mellom overkant opplager og gulv ble sammenliknet for å finne nedbøyningen. Før målingen ble gjort ble vekten til dekket målt med kran til å være 560 kg. Krana måler kun hver hele 10 kg. Denne verdien ble videre benyttet til analyse kjørt i Abaqus, hvor massetettheten til treet ble justert etter vekta i laboratoriet, slik at ekstra vekt fra spennarmering ble jevnt fordelt utover dekket. Utover dette ble standard verdier for K-bjelken [24] med reduserte verdier etter EC5 del 2 for spennarmert dekke benyttet. Se kapittel 7.1 og tabell 7.1 for nærmere forklaringer rundt dette. Teoretisk nedbøyning ble også beregnet ut i fra nedbøyningsformelen:

$$w = \frac{5}{384} \frac{gL^4}{EI}$$

der

$$g = 0.5444 \text{ N/mm}$$

$$L = 10090 \text{ mm}$$

$$E = 11000 \text{ MPa}$$

$$I = 1010 \cdot 98^3 / 12 \text{ mm}^4$$

### 5.4.2.1. Resultater

Målt nedbøyning [cm]	Teoretisk nedbøyning [cm]
8.80	8.43

Tabell 5.4.: Nedbøyning ved belastning av dekket i lengderetning.

### 5.4.3. Forsøk på spennarmert tredekke: Frekvenser og svingemoder

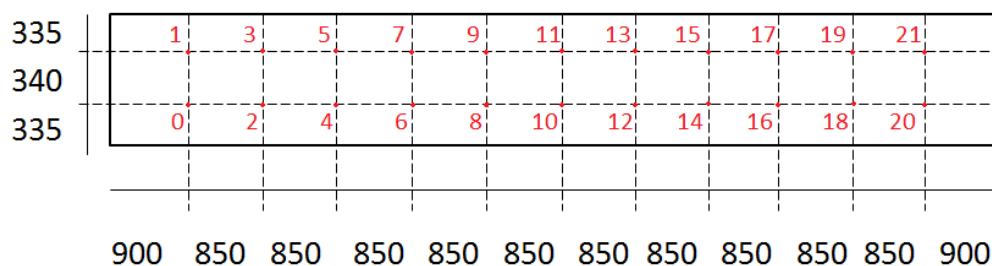
Dekket ble testet alene med modal hammer med RHM, som beskrevet i 5.2, for å finne de laveste egenfrekvensene og svingemodene. Hammeren som ble brukt til disse forsøkene var av typen 8208, som er den minste av de to nevnt i 5.2.1.1. Her ble det kjørt fire analyser, to i lengderetningen av dekket og to på tvers av dekket. De samme forsøkene ble kjørt for den ferdige brua. Ved å sammenlikne disse resultatene kan det sies noe om innvirkningen av overkonstruksjonen på svingemodene til dekket. Da spesielt med tanke på den sideveise avstivningen av brua.

Akselerometeret ble i begge analysene festet i nærheten av senterpunktet på dekket. Dette grunnet at midten av dekket er et kjent nullpunkt for blant annet svingemode 2 for dekket. Ved å plassere akselerometeret litt til siden for dette punktet, unngås det å miste nødvendig informasjon. Dette er nærmere beskrevet i 5.2,.

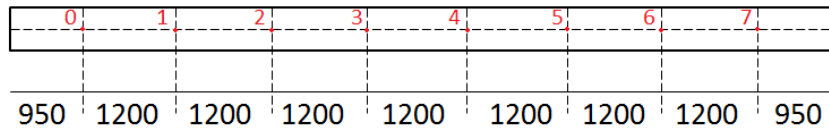
I utgangspunktet var det i tillegg planlagt å kjøre forsøk på dekket etter T-profilene var montert på. Det burde også blitt gjort forsøk med andre inputpunkter. Grunnet tidsbegrensninger lot ikke dette seg gjøre, og dette får derfor bli til videre arbeid. Dekket lar seg lett demontere, dersom strekkfiskene i T-profilene løsnes.

Under analysen ble dekket lagt opp på opplagrene. Se figur 4.10. Sideveis ble dekket fastholdt på samme måte som den ferdige broen. Dette for å gjøre forsøkene mellom den ferdige broen og dekket så like som mulig.

Det ble valgt å ha 22 inputpunkt i lengderetningen, to og to i bredden. For tverretningen ble det slått i 8 punkt. Plasseringen av disse punktene er vist i figur 5.7 og figur 5.8, hvor alle mål er i mm. Akselerometerets plassering varierte for forsøkene, se tabell 5.5.



Figur 5.7.: Plassering av eksitasjonspunkt i lengderetning.



Figur 5.8.: Plassering av eksitasjonspunkt i tverretning.

Forsøk	X [cm]	Z [cm]	Forsøk	X [cm]	Y [cm]	Kommentar
1	500	45.0	1	46.5	49.0	Motsatt side av slagene.
2	465	44.5	2	46.5	49.0	Samme side som slagene.

(a) Lengderetning.

(b) Tverretning.

Tabell 5.5.: Plassering av akselerometer forsøk spennarmert dekke.

Plasseringen for akselerometeret i lengderetning var på samme side som slagene for begge forsøkene. Avstanden fra midten varierte da plassering 1 ga noe dårlige resultater. Dette er trolig grunnet at plasseringen ble for nære en nullnode, samt at akselerometeret sto noe skjevt. Det er derfor resultatene for plassering 2 som er vist i det kommende avsnittet.

Plassering 2 ga best resultater i tverretning. Det er derfor disse resultatene som er bearbeidet og brukt videre.

En komplett oversikt over inputverdier i LabVIEW: Record Impact Testing FRF data er gitt i vedlegg G.1.

### 5.4.3.1. Resultater

#### Lengderetning:

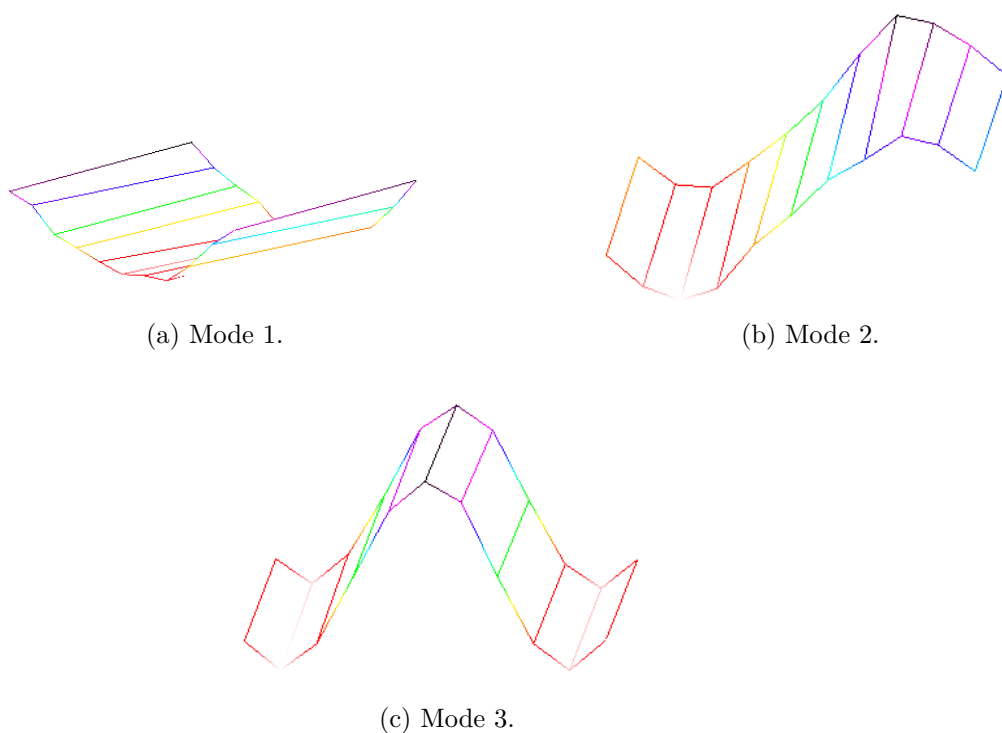
Tabell 5.6 viser resultatene fra forsøket i lengderetningen av dekket etter kurvetilnærminger i LabVIEW.

Mode	Frekvens [Hz]	Demping [%]
1	3.02	4.23
2	8.05	0.63
3	17.49	0.95

Tabell 5.6.: Resultater fra RHM-forsøk i lengderetningen av dekket.



Dette gir svingemodene vist i figur 5.9.



Figur 5.9.: Svingemoder for dekket i lengderetning.

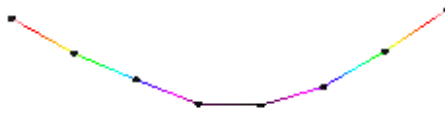
**Tverretning:**

Tabell 5.7 viser resultatene fra forsøket i tverretningen av dekket etter kurvetilnærminger i LabVIEW.

Mode	Frekvens [Hz]	Demping [%]
1	17.79	2.39

Tabell 5.7.: Resultater fra RHM-forsøk i tverretningen av dekket.

Disse resultatene gir svingemodene vist i figur 5.10.



(a) Mode 1.

Figur 5.10.: Svingemode 1 for dekket i tverretning.

#### 5.4.4. Forsøk på bro: Frekvenser og svingemoder

##### 5.4.4.1. Dekket

Etter at broen var montert ble tilsvarende forsøk kjørt på dekket på den ferdige brua. Inputpunktene for disse forsøkene ble satt lik de som ble brukt i forsøkene for dekket alene. Se figur 5.7 og figur 5.8. Akselerometeret hadde ulik plassering i de to forsøkene som ble gjort i lengderetning. Plasseringen ble ikke endret i tverretning. Tabell 5.8 viser koordinatene til akselerometeret.

Forsøk	X [cm]	Y [cm]
1	465	44.5
2	485	44.5

(a) Lengderetning.

Forsøk	X [cm]	Y [cm]
1	465	49.0
2	465	49.0

(b) Tverretning.

Tabell 5.8.: Plassering av akselerometeret for forsøk dekket ferdig bro.

Det første forsøket i lengderetning ble utført med en liten hammer, 8208. Det andre forsøket ble utført med en stor hammer, 8210, og ga noe bedre resultater enn det første. Det er derfor data fra dette forsøket som er presentert videre. I tverretning ble det brukt liten hammer, da det ikke var mulig å komme til med den store hammeren mellom stagene.

##### 5.4.4.2. Resultater dekket

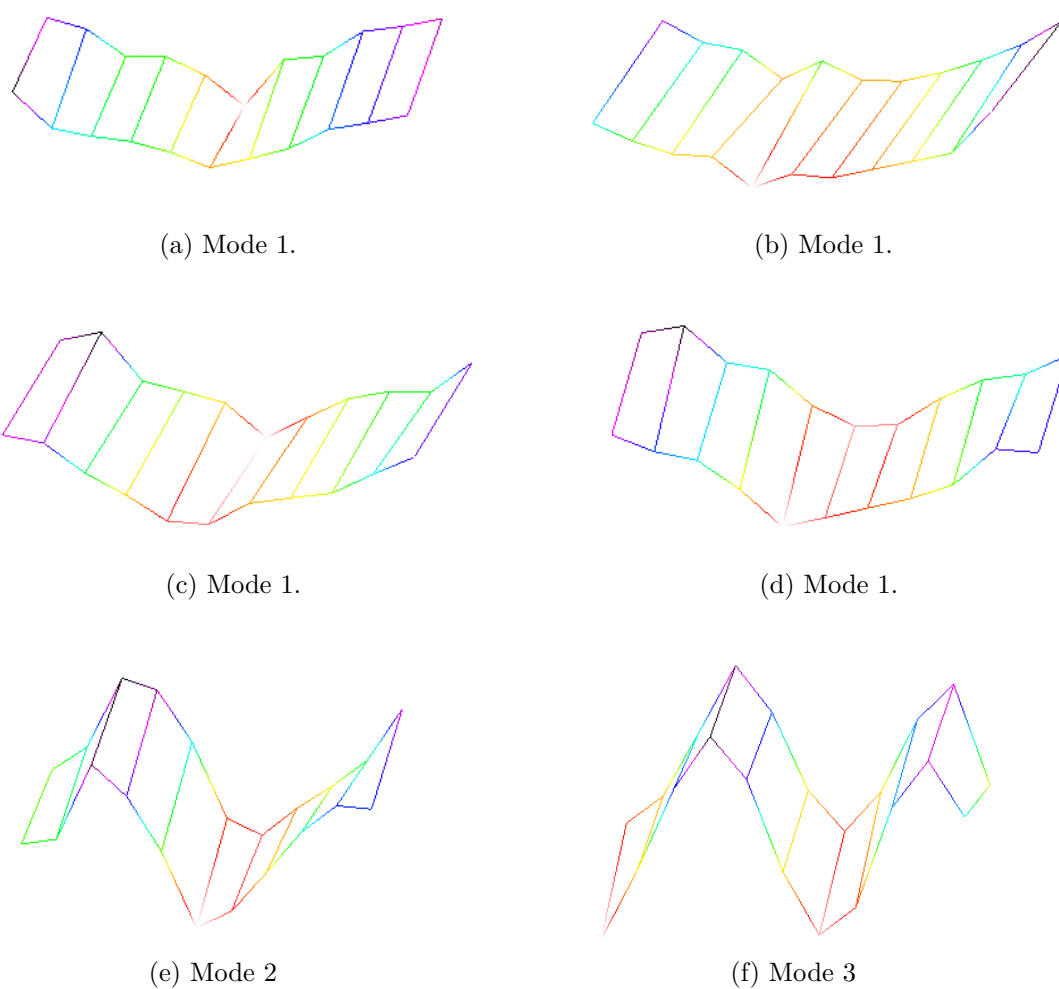
###### Lengderetning:

Tabell 5.9 viser resultatene for dekket i lengderetning.

Mode	Frekvens [Hz]	Demping [%]
1 (a)	12.07	2.37
1 (b)	15.45	1.64
1 (c)	17.86	2.39
1 (d)	18.07	2.59
2	28.54	1.08
3	43.48	4.96

Tabell 5.9.: Resultater fra RHM-forsøk i lengderetning.

Dette gir svingemoder som vist i figur 5.11.



Figur 5.11.: Svingemoder for RHM i lengderetning.

Som tabell 5.9 og figur 5.11 viser er det flere frekvenser som kan tilhøre svingemode

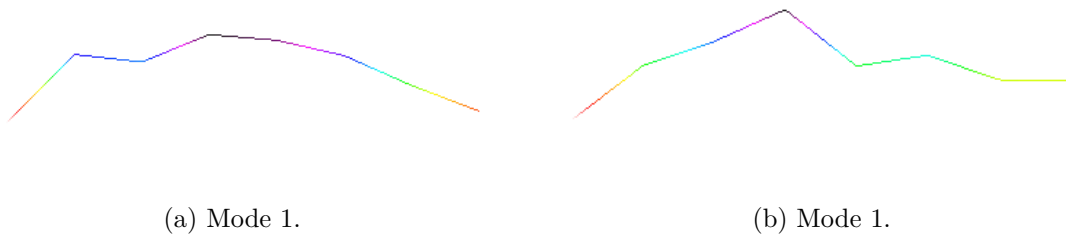
1. Kurvene fra analysen i laboratoriet har ikke tydelige topper, og dette gjør at det er vanskelig å hente ut gode data. Dette er nærmere diskutert i 8.1.3.

### Tverretning:

Mode	Frekvens [Hz]	Demping [%]
1 (a)	15.92	1.47
1 (b)	16.49	0.46

Tabell 5.10.: Resultater fra RHM i tverretning.

Dette gir svingemode som vist i figur 5.12.



Figur 5.12.: Svingemode for RHM i tverretning.

Av samme årsak som nevnt over er det også tatt med to egenfrekvenser med tilhørende svingemoder for dekket på den ferdige broa i tverretning.

#### 5.4.4.3. Bue

En av buene ble testet med DPM. Det ble i dette forsøket brukt liten hammer, type 8208. Punktet som ble eksitert var i midten av den ene buen. Akselerometeret var forskjøvet noe til siden. Forsøket ble kjørt i tverretning, da det er sideveis stabilitet som er av interesse. Det ble kun kjørt modal analyse på buen etter at broen var ferdig montert. Det sees i ettertid at det burde blitt utført modal analyse også på buen alene.

En komplett oversikt over inputverdier i LabVIEW: Record Impact Testing FRF data er gitt i vedlegg G.1.

**Resultater:**

Mode	Frekvens [Hz]	Demping [%]
1	6.06	4.58
2	32.08	4.68
3	81.63	1.52

Tabell 5.11.: Resultater fra DPM-forsøk på bue.



## 6. Elementteori

For at de numeriske modellene av broen og dens respons skal samsvare med virkeligheten, er det vesentlig å forstå elementenes oppbygging og egenskaper i Abaqus. I det følgende blir noen av elementene forklart nærmere.

### 6.1. Elementteori til numeriske modeller

I Abaqus kan det hovedsaklig velges mellom å bruke tre forskjellige elementtyper; volumelement, skallelement og bjelkeelement. Hver av disse elementtypene er beskrevet noe nærmere i de kommende avsnitt, med tanke på hvilke hensikter de har.

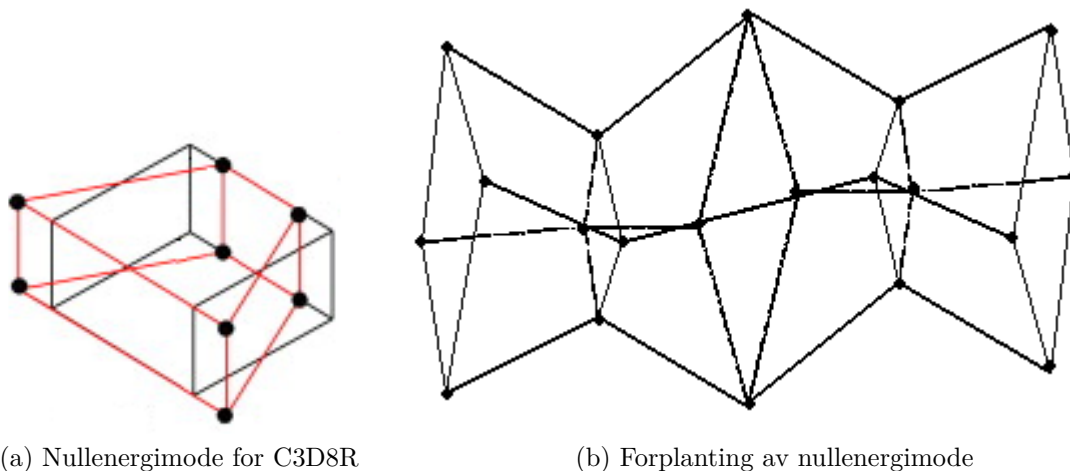
#### **Volumelement:**

Abaqus benytter enten volumelementer med full- eller redusert integrasjon. Ved full integrasjon er antall integrasjonspunkt det antallet som er nødvendig for å integrere uttrykket for virtuelt arbeid eksakt. Ved redusert integrasjon er antall integrasjonspunkt det antallet som er nødvendig for å integrere tøyningene eksakt. Følgelig er dette en orden lavere enn ved full integrasjon [41].

Fullt integrerte volumelementer bør ikke brukes i problemer der bøyning er dominerende, fordi de gir en for stiv tilnærming [42]. Dette er fordi det oppstår skjærlåsing i elementene. Låsingen skjer ved at elementene må ta skjær i de numeriske integrasjonspunktene, for å respondere med en passende kinematisk oppførsel som tilsvarer bøyningen. Elementene blir dermed låst, og responsen blir stivere enn den er i virkeligheten [41].

I volumelementer med redusert integrasjon oppstår ikke problemet med skjærlåsing. Tøyninger og spenninger blir beregnet i de punktene som gir optimal nøyaktighet. Problemet med volumelementer med redusert integrasjon er at det kan oppstå nullenergimoder. Dette kommer av at deformasjoner som ikke forårsaker tøyninger i integrasjonspunktet ikke registreres, se figur 6.1 (a). Disse kan forplante seg fra element til element, figur 6.1 (b). Resultatet blir unaturlige deformasjoner, og følgelig unøyaktige løsninger. Dette

kommer visuelt til syne i resultatene, samt at det kan sees at den virtuelle tøyingsenergien for modellen har en verdi ulik null. Denne effekten kan reduseres ved bruk av kontroll av nullenergimoder i Abaqus. Ved standardinnstillingene på denne kontrollen (Stiffness Hourglass control) får elementene tilført en kunstig stivhet assosiert med nullenergimodene, slik at modene reduseres [41]. Det kan også løses ved å benytte seg av flere elementer over høyden. Minst 4 elementer over høyden bør benyttes. Dette tilsvarer 4 integrasjonspunkt. Ved bruk av volumelementer med redusert integrasjon bør den virtuelle tøyingsenergien være liten,  $< 1 \%$ , relativt til den indre energien [42].



Figur 6.1.: Nullenergimoder.

### Inkompatible moder:

Ved å legge til inkompatible moder til et lineært volumelement elimineres skjærlåsing. Elementer med denne effekten er godt egnet for problemer der bøyning dominerer [41]. Forskyvningsresponsen for volumelementer med redusert integrasjon og forbedret nullenergikontroll, sammenlignet volumelementer med inkompatible moder, avviker ikke i særlig grad fra hverandre. Dette fordi de begge er basert på den samme antatte tøyingsformuleringen.

Tverrgående skjærspenninger i et volumelement forsvinner vanligvis ikke på frie overflater av konstruksjonen, og de er ofte diskontinuerlige i overgangen mellom sjiktene. Denne ufullkommenheten kan være tilstede selv om mange elementer er brukt i høyden [41].

Følgende situasjoner krever volumelementer [41]:

- Hvis tverrgående skjærpåvirkning er dominerende



- Hvis normalspenninger ikke kan ignoreres
- Hvis nøyaktig mellomsjiktspenninger er nødvendige,- som f.eks nær lokaliserte områder med kompleks geometri eller last

Skall- og bjelkeelementer er spesielt egnet for modellering av konstruksjoner med slank geometri, og volumelementer bør kun brukes hvis bjelke- eller skallelementer ikke er det mest praktiske å bruke. Dette kommer blant annet av CPU-tid. I tillegg tas det ikke høyde for membrankrefter i volumelementer[42], i motsetning til skallelementer.

**Skallelement:**

Skallelementer er egnet for å modellere konstruksjonsdeler med en skall-lignende oppførsel. Det vil si at tykkelsen på delen er betydelig mindre enn de andre dimensjonene [41]. Skallelementer har hovedsaklig stivhet i planet, men har også noe stivhet ut av planet selv om det ikke er fullt representert [43]. Bruk av skallelementer for bøyning ut av planet bør i hovedsak kun benyttes for tynne konstruksjoner [41].

Skallelementer med redusert integrasjon gir en god tilnærming for bøyning i planet ved bruk av forbedret nullenergikontroll. Elementer med full integrasjon trenger ikke nullenergikontroll i bøyning og membranrespons. Membrankinematikken for fullt integrerte elementer baseres på en antatt tøyingsformulering som gir nøyaktige løsninger for bøyning i planet. I likhet med volumelementer gir også fullt integrerte skallelementer en tilnærming som er for stiv for bøyning i planet.

**Bjelkeelement:**

Bjelkeelement tilnærmer et tredimensjonalt volumelement med en linjemodell. Bjelkeelementer representerer stivhet både i- og ut av planet [43], og modellerer bøyning, torsjon og aksialkrefter godt [42].



# 7. Ferdig skalert numerisk modell

## 7.1. Skalert spennarmert brodekke

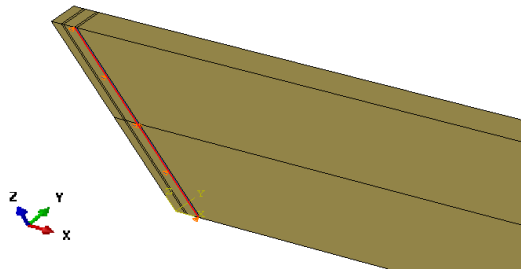
Denne numeriske modellen er en forenklet modell av dekket i laboratoriet. Modellen er ikke inklusive gjengestengene, underlagsskivene og muttere. Det ble utført et parameterstudie på dekkets stivhet med tanke på nedbøyning i lengderetning på grunn av egenvekt. I tillegg ble det kjørt frekvensanalyse for å finne frekvenser og svingemoder til dekket, både i lengde- og i tverretning.

### 7.1.1. Geometri

Dekket har en total lengde på 10.3 meter. Bredden på dekket ble satt lik bredden på modellen av dekket i laboratoriet, og er lik 1.01 meter. Høyden på dekket er 98 mm.

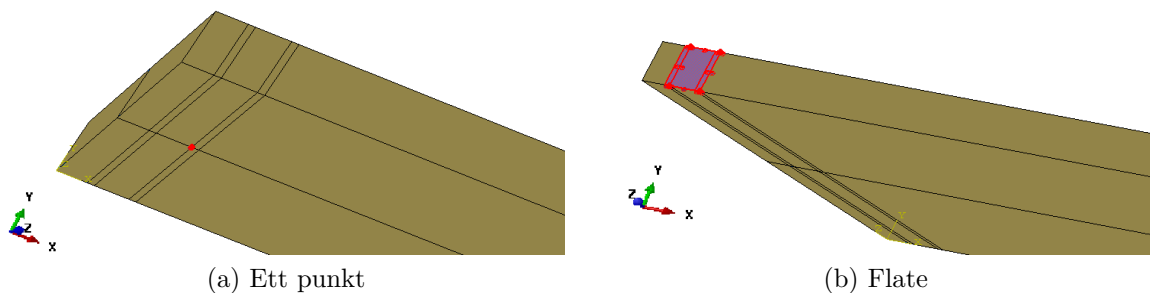
### 7.1.2. Opplagerbetingelser

Dekket i laboratoriet er opplagt på stålprofiler, HUP50x50x5, i hver ende. I den numeriske modellen er dekket fastholdt i y-retning (se figur 7.1) over en linje på hver ende. Denne tilsvarer opplageret på hulprofilene i laboratoriemodellen. Fastholdningen er satt til å virke i en avstand fra enden av dekket på 105 mm, noe som tilsvarer at dekket spenner mellom innerkant av hulprofilene. Det frie spennet til dekket er da på 10090 mm. Grunnen til at det er valgt å fastholde dekket over en linje, og ikke en flate tilsvarende arealet av hulprofilene, er at dekket vil heve seg fra profilene i bakkant som følge av nedbøyningen på grunn av dekkets egenvekt. Dette er også grunnen til at spennet er målt fra kanten av hulprofilene, og ikke midt på.



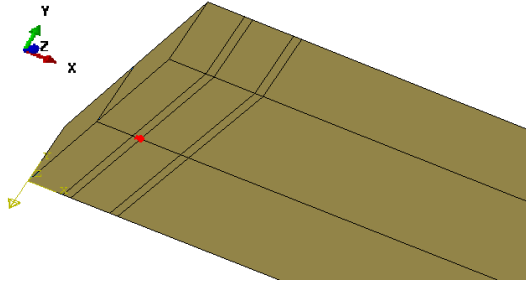
Figur 7.1.: Fastholdning vertikalt.

Dekket i den numeriske modellen er fastholdt i z-retning i ett punkt midt på dekket i tverretning. Fastholdningen er plassert i en avstand på 105 mm fra endene, og ligger derfor i samme akse som opplagerbetingelsen i y-retning. Se figur 7.2 (a). Dette simulerer den sideveise fastholdningen i laboriemodellen. Fastholdningen er valg som et punkt for at rotasjon om y-aksen skal kunne skje fritt. Dersom fastholdningen ble gjort over en flate, som vist i figur 7.2 (b), ville rotasjonstivheten om y-aksen blitt stivere enn den er i virkeligheten.



Figur 7.2.: Fastholdning sideveis.

I x-retning er dekket fri til å bevege seg på begge ender under den generelle delanalysen, slik at nedbøyningen fra egenvekt blir simulert riktig. Denne randbetingelsen gjelder for både parameterstudiet og frekvensanalysen. Se 7.1.5. For frekvensanalysen er det i tillegg, etter den generelle analysen, laget et “dummy-step”. I denne analysen blir dekket fastholdt i x-retning i daværende posisjon, etter nedbøyning fra egenvekt. Fastholdningen er satt til å virke i begge endene av dekket i ett punkt i ytterkant av hulprofilene, 55 mm fra endene av dekket. Det er da tatt høyde for at dekket glir noe innover på profilene under den generelle analysen. Se figur 7.3. Grunnen til at det er fastholdt i kun ett punkt, og ikke linje, er at dekket har mulighet til å rotere om y-aksen.



Figur 7.3.: Fastholdning i lengderetning.

### 7.1.3. Materialverdier

Materialverdiene det ble tatt utgangspunkt i, er materialverdiene for K-bjelken (se 3.2.2) i kombinasjon med faktorene for spennarmert tredekke etter EC5-2. I den skalerte modellen er ikke de samme faktorene som beskrevet i 2.4 brukt. Dekket i laboriemodellen er kun spennlaminert, saget, og faktorene blir følgende [21]:

$$\frac{E2}{E1} = \frac{E3}{E1} = 0.015 \quad (7.1)$$

$$\frac{G12}{E1} = \frac{G13}{E1} = 0.06 \quad (7.2)$$

$$\frac{G23}{G12} = 0.08 \quad (7.3)$$

Verdier for tredekket er vist i tabell 7.1.

E1 [MPa]	E2 [MPa]	E3 [MPa]	v12	v13	v23	G12 [MPa]	G13 [MPa]	G23 [MPa]	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]
11000	165	165	0.5	0.6	0.6	660	660	52.8	549

Tabell 7.1.: Grunnleggende materialverdier til numerisk modell

Verdiene i tabell 7.1 er et utgangspunkt for den numeriske modellen. E-modulen endres i parameterstudiet for å finne opptredende verdi i laboriet, se 7.1.6.1. Siden den numeriske modellen av det spennlaminerte dekket ikke inneholder alle detaljer, som armeringsjern, plater og muttere, er densiteten i tabell 7.1 endret fra K-bjelkens opprinnelige verdi. Vekten på dekket i laboriet er på 560 kg, noe som tilsier at densiteten i den numeriske modellen må økes til 549 kg/m<sup>3</sup>.

### 7.1.4. Elementinndeling

For å sjekke elementenes innvirkning på de numeriske resultatene har modellen av dekket blitt modellert med volumelementene C3D8 (full integrasjon), C3D8R (reduisert integrasjon) og C3D8I (inkompatible moder). Alle er førsteordens elementer. Dekket med C3D8R-elementer har forbedret nullenergikontroll. Alle modellene med volumelementer har 8 elementer over dekkets tykkelse. Størrelsen på elementene er satt til 50 mm både i bredde og lengde.

Siden dekket har en skallignende oppførsel har det også blitt modellert med skallelementer av type S4R. Dette er et førsteordens skallelement med redusert integrasjon. Dekket er i denne analysen et plant problem, og membrankrefter vil ha innvirkning på dekkets dynamiske oppførsel. Derfor vil skallelementer være godt egnet. Elementene har 5 integrasjonspunkt (Simpson) over tykkelsen, og elementstørrelsen er satt til 50 mm.

### 7.1.5. Analyser

#### 7.1.5.1. Parameterstudie av E-modul

I disse analysene er det kun kjørt en ikke-lineær generelt statisk analyse, der gravitasjon blir påført modellen av dekket. Dekket er kun opplagret i y- og z-retning som forklart under 7.1.2.

#### 7.1.5.2. Frekvensanalyse

Denne analysen består av 3 delanalyser. Opplageret i y- og z-retning er definert som en initialbetingelse. Den første delanalysen er en ikke-lineær generell statisk analyse, der gravitasjon påføres modellen. Dette er likt som for parameterstudiet. Den neste delanalysen, et såkalt “dummy-step”, er også en ikke-lineær statisk generell analyse. Her blir dekket fastholdt i x-retning i nedbøyd posisjon. Deretter kommer den siste delanalysen som er frekvensanalysen. På grunn av ikke-lineære generelle analyser blir dekkets nedbøyde tilstand tatt høyde for i frekvensanalysen, og randbetingelsene vedvarer også gjennom denne analysen. Frekvensanalysen er utført med Lanczos’ algoritme, og de 5 første frekvensene med tilhørende svingemoder blir etterspurt.

## 7.1.6. Resultater

### 7.1.6.1. Parameterstudie på E-modul

Alle resultatene fra parameterstudiet finnes i H.1. I tabell 7.2 fremlegges kun resultatene med E-modulen som ga best resultat. Som det fremkommer av tabellen er ulike elementer brukt i modellene.

Modell-type	Elementer	E-modul, numerisk modell	Nedbøyning, numerisk
Skall	S4R	10 308 MPa	88.0029 mm
Volum	C3D8R	10 308 MPa	88.0258 mm
Volum	C3D8I	10 308 MPa	88.0257 mm
Volum	C3D8	10 308 MPa	87.1315 mm

Tabell 7.2.: Resultater fra parameterstudie på E-modul.

Resultatene i tabell 7.2 og H.1 tilsier at E-modulen til dekket er 10 308 MPa. Følgelig har dekket en E-modul med avvik på 6.3% fra teoretisk verdi (11 000 MPa). E-modul på 10 308 MPa brukes videre i frekvensanalysen, og resultatet er vist i det kommende avsnitt. Tabell 7.2 viser også at C3D8-elementer gir en stivere tilnærming med tanke på nedbøyning. Dette stemmer overens med det som er diskutert i 6.1. Modellen med C3D8-elementer er derfor utelukket fra videre analyser.

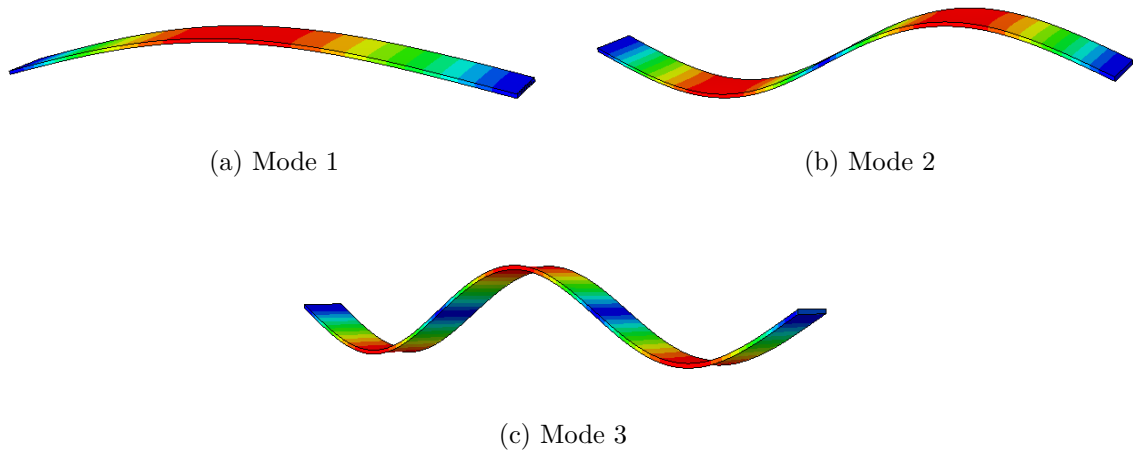
### 7.1.6.2. Frekvenser

#### Lengderetning:

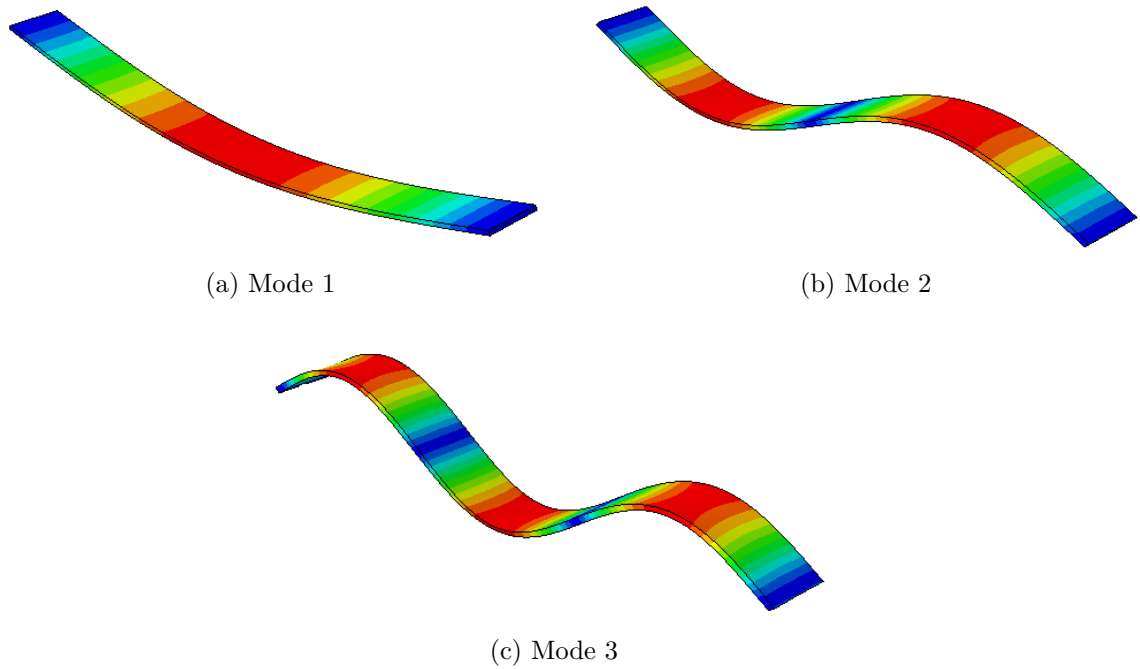
Resultater fra analyse i lengderetning av dekket er vist i tabell 7.3 og tilhørende moder er vist i figur 7.4-7.5.

Mode	S4R Frekvens [Hz]	C3D8R Frekvens [Hz]	C3D8I Frekvens [Hz]
1	3.19	1.96	1.96
2	7.54	7.54	7.54
3	16.92	17.23	17.23

Tabell 7.3.: Resultater fra frekvensanalyse i lengderetning.



Figur 7.4.: Svingemoder for dekket i lengderetning, S4R.



Figur 7.5.: Svingemoder for dekket i lengderetning, C3D8R/C3D8I.

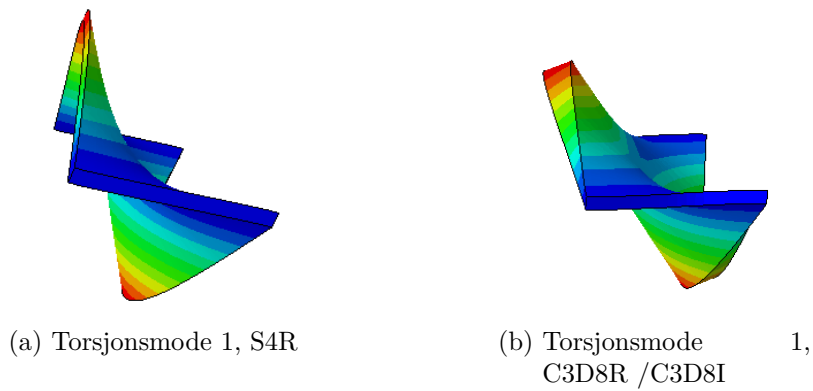


**Torsjon:**

Resultater fra torsjonsmoder er vist i tabell 7.4 og svingemodene er vist i figur 7.6.

Mode	S4R Frekvens [Hz]	C3D8R Frekvens [Hz]	C3D8I Frekvens [Hz]
1	9.87	9.68	9.75

Tabell 7.4.: Resultater fra frekvensanalyse torsjon.



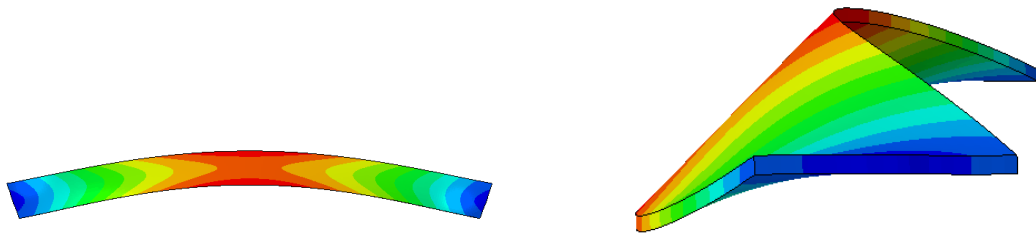
Figur 7.6.: Svingemoder, torsjon.

**Tverretning:**

Resultater fra analyse i tverretning er vist i tabell 7.5 og svingemodene er vist i figur 7.7.

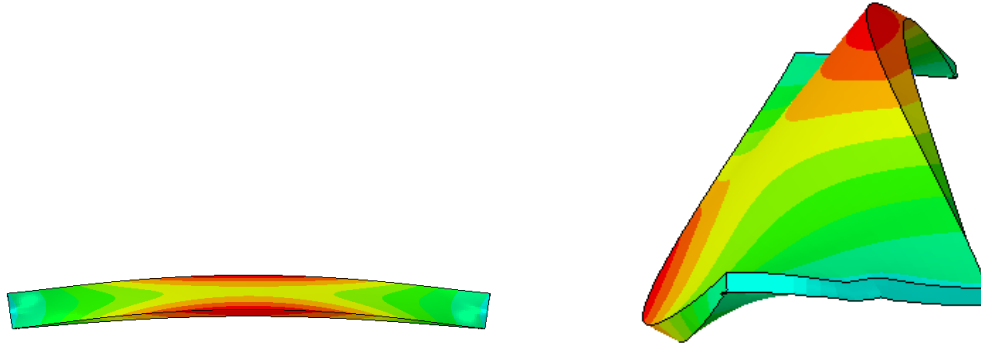
Mode	S4R Frekvens [Hz]	C3D8R Frekvens [Hz]	C3D8I Frekvens [Hz]
1	18.18	13.85	14.92

Tabell 7.5.: Resultater fra frekvensanalyse i tverretning.



(a) Mode 1, S4R

(b) Mode 1, annen vinkel, S4R



(c) Mode 1, C3D8R/C3D8I

(d) Mode 1, annen vinkel, C3D8R/C3D8I

Figur 7.7.: Svingemode for dekket i tverretning.

De numeriske resultatene er sammenlignet med resultatene fra modal analyse i laboratoriet og diskutert i 8.1.2.

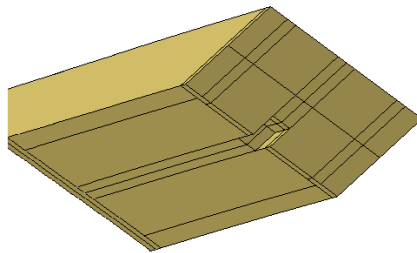
## 7.2. Skalert bro

Denne modellen er laget i henhold til beskrivelsene i kapittel 3. Stålplater og skruer for feste av stag i buene er ikke tatt med i modellen. Opplagerdetaljen til buene er inkludert. Delen av opplageret bestående av hulprofiler er ikke inkludert. Det er kjørt frekvensanalyse på broen i lengde- og tverretning.

### 7.2.1. Geometri

#### Buer:

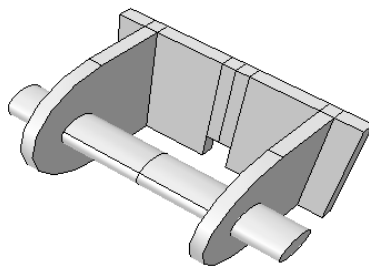
Buene har et konstant tverrsnitt på 180x120 mm og har form som en sirkelbue. Senterradien er på 9629 mm og de spenner 10 meter. Dette tilsvarer en pilhøyde på 1.4 m. I endene er buene kappet i radiell retning. Det har blitt laget et kvadratisk kutt i endene av buene på 28 mm i høyden, 20 mm i bredden og 30 mm i dybden. Kuttet er en tilnærming på tilsvarende kutt i laboratoriet. Se figur 7.8.



Figur 7.8.: Geometri i endene av buene.

#### Opplagerdetalj til buene:

Opplageret for buene har geometri i henhold til detaljtegninger av opplageret i tillegg L. Et rektangulært kutt med samme dimensjoner som nevnt over ble laget i hele detaljens tykkelse. Se figur 7.9.



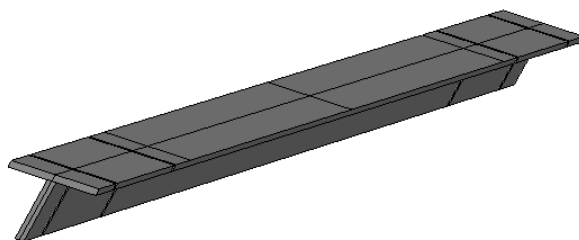
Figur 7.9.: Opplagerdetalj til buene.

**Dekket:**

Dekkets geometri er den samme som beskrevet over, 7.1.1.

**Tverrbærere:**

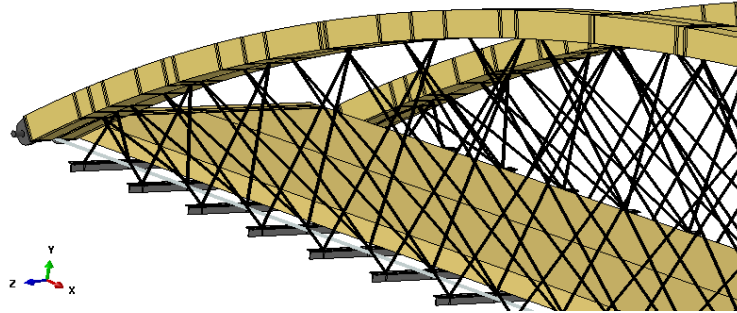
T-profilene har dimensjoner på 40x40x5 mm, som beskrevet i 3.2.3, og er vist i figur 7.10.



Figur 7.10.: Tverrbærere.

**Stag:**

Hengestagene har ulik lengde, og de har en diameter på 6 mm. Det er totalt 92 stag per bue.



Figur 7.11.: Hengestag.

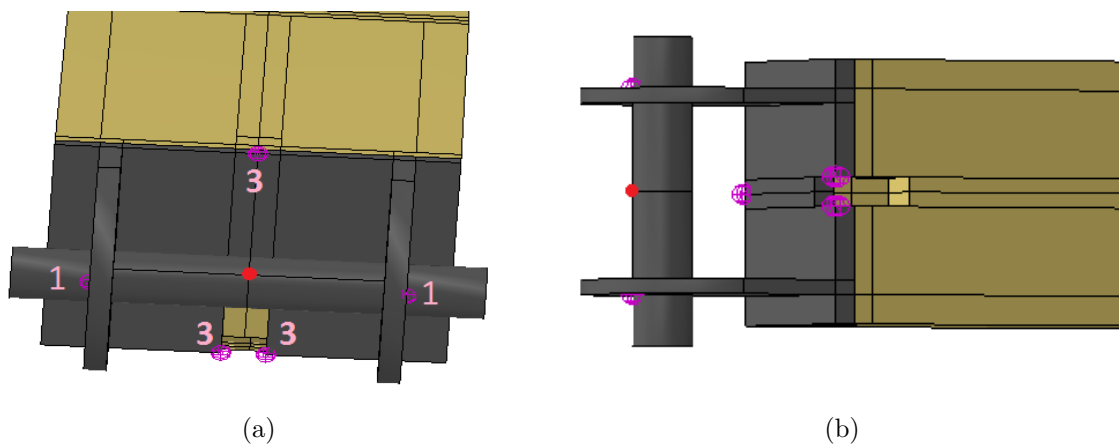
**Strekkbånd:**

Strekkbåndet har diameter på 16 mm og spenner mellom boltene i opplagrene til buene.

**7.2.2. Opplagerbetingelser****Buer:**

Opplagerdetaljen i stål er fusjonert til endene av buene, på samme måte som tverrbærerne er fusjonert til dekket. Deretter er det påsatt fjærstivheter i endene av opplagerdetaljene som tar krefter i lengde- og tverretning, slik at buene får en gitt stivhet mot utbøyning sideveis. Disse er markert med 1 og 3 i figur 7.12 (a). Punktet markert 1 er aksielle fjærer, mens 3 er torsjonsfjærer. Innspenningsstivheten er satt til å være 28 889 N/mm, i henhold til likning 2.2. I tillegg er buene fastholdt i ett punkt midt på boltene. Dette punktet er markert med rødt i figuren. I den ene enden av buene er dette punktet fastholdt i lengderetning, tverretning og vertikalt. I den andre enden av buene er punktet fastholdt i tverretning og vertikalt, slik at strekkbåndets funksjonalitet skal være virkende.

I forbindelse med innspenningsstivheten i bueopplagrene sees det i ettetid at det burde blitt kjørt frekvensanalyse i laboratoriet på buene alene. Et parameterstudie kunne følgelig ha kartlagt innspenningsstivheten til buene. Dette bør gjøres i videre arbeid.



Figur 7.12.: Opplager buer.

**Dekket:**

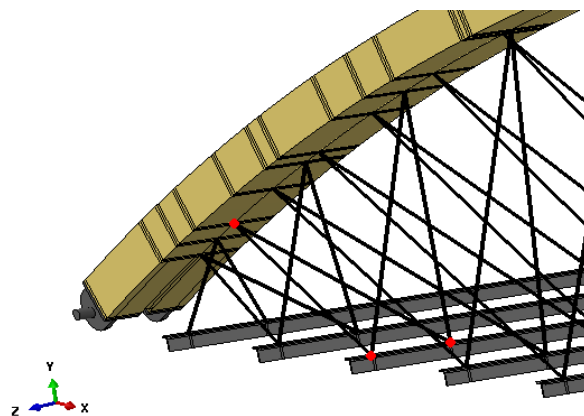
Dekket opplagerbetingelser er som beskrevet i 7.1.2, med unntak av fastholdning i x-retning. Dekket er i denne modellen fastholdt i x-retning i samme plassering som modellen av kun dekket, men opplagerbetingelsen virker som en initialbetingelse i denne modellen. Dette er fordi dekket ikke har en like stor bevegelse i x-retning, da stagene og buen holder dekket oppe.

**Tverrbærere:**

Tverrbærerne er fusjonert med dekket i modellen i Abaqus.

**Stag:**

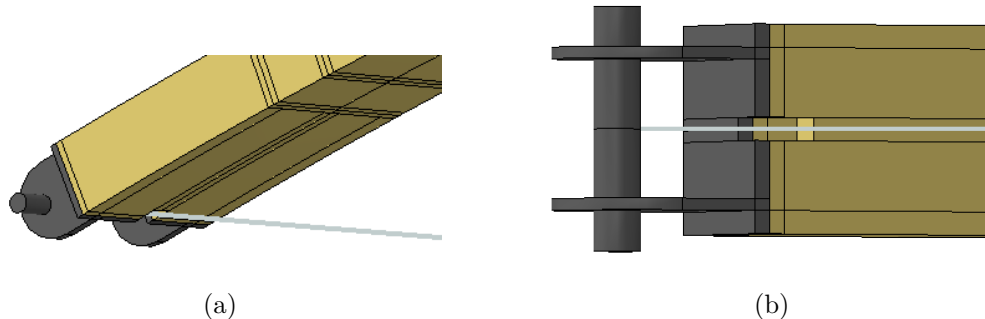
Stagene er festet som wire i buene og i tverrbærerne, se figur 7.13.



Figur 7.13.: Stagfeste.

**Strekkbånd:**

Strekkbåndene er festet som wire i midten av boltene i opplagrene til buene, se figur 7.14.



Figur 7.14.: Feste av strekkbånd.

**7.2.3. Materialverdier****Buer:**

Vekten på en bue i laboratoriet er på 120 kg, noe som tilsier at densiteten i den numeriske modellen må økes til  $498 \text{ kg/m}^3$ . Beregninger av densitet finnes i I.1. Materialverdiene til buene er de samme som vist i tabell 2.6 med unntak av densiteten. Materialorienteringen til buene er gjort på samme måte som beskrevet i 2.3.2.1.

**Dekket:**

Dekket har materialverdier som beskrevet i tabell 7.1, med unntak av  $E1$  som er endret til  $10\,308 \text{ MPa}$  etter parameterstudiet.

**Tverrbærere og opplagerdetalj til buene:**

Begge disse delene er laget av massivstål, og har en densitet på  $7850 \text{ kg/m}^3$ . Elastisitetmodulen er på  $210\,000 \text{ MPa}$ , og tverrkontraksjonen på 0.3.

**Stag og strekkbånd:**

Stagene og strekkbåndene er også av massivstål, med samme materialegenskaper som tverrbærerne og opplagerdetaljene. I Abaqus kan disse komponentene kun ta strekkref-ter, slik at knekking av stagene ikke skal forekomme. Dette vil ikke være i overensstem-melse med laboratoriemodellen, da stagene vil kunne ta noe trykk.

### 7.2.4. Elementinndeling

Det valgt å bruke volumelementer på alle delene, bortsett fra stag og strekkbånd, i den numeriske modellen for den skalerte broen. Hvorfor det brukes volumelementer, i stedet for skall- og bjelkeelementer, er nærmere diskutert i 8.1.3.

**Bue:**

Buen består av C3D8- og C3D8R-elementer som beskrevet i 2.3.2. Buen har 14 elementer i høyden og 12 elementer i bredden. De reduserte elementene har forbedret nullenergi-kontroll.

**Dekke, tverrbærere og opplagerdetalj:**

Dekket består av C3D8R-elementer, med 8 elementer over høyden. Både bredden og lengden på elementene er på 50 mm. Tverrbærerne består av C3D8R-elementer, og bue-opplagrene består av C3D8-elementer. Begge komponentene har elementstørrelse 20 mm.

**Stag og strekkbånd:**

Stag og strekkbånd består av T3D2 (truss, T, three dimensional, 3D, two nodes, 2)-elementer, og hvert stag består av ett element av denne typen. Stavelementene kan kun overføre aksialkrefter, og kun strekk i dette tilfellet.

### 7.2.5. Analyse

Analysen består av 2 delanalyser. Alle opplagerbetingelser er definert som en initialbetingelse. Den første delanalysen er en ikke-lineær generell statisk analyse, der gravitasjon påføres modellen. Deretter kommer den andre delanalysen som er frekvensanalysen. Frekvensanalysen er utført med Lanczos' algoritme, og de 5 første frekvensene med tilhørende svingemoder blir etterspurt.

### 7.2.6. Resultater

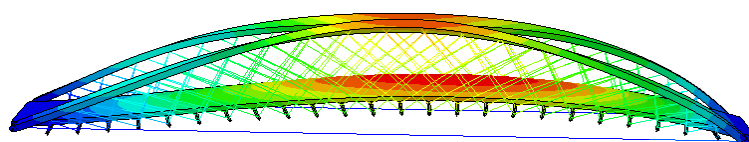
**Lengderetning av dekket:**

Resultater fra analyse i lengderetning av dekket er vist i tabell 7.6 og tilhørende moder er vist i figur 7.15.

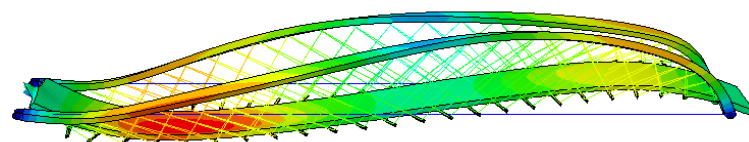


Mode	Frekvens [Hz]
1	26.45
2	24.67
3	42.23

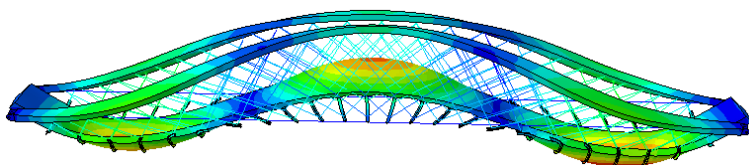
Tabell 7.6.: Resultater fra frekvensanalyse i lengderetning.



(a) Mode 1.



(b) Mode 2.



(c) Mode 3.

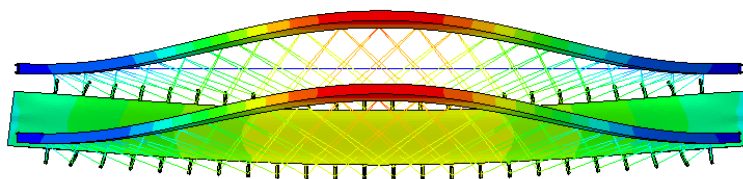
Figur 7.15.: Svingemoder i lengderetning.

**Tverretning av dekket:**

Resultater fra analyse i tverretning av dekket er vist i tabell 7.7 og tilhørende mode er vist i figur 7.16.

Mode	Frekvens [Hz]
1	15.91

Tabell 7.7.: Resultat fra frekvensanalyse i tverretning.



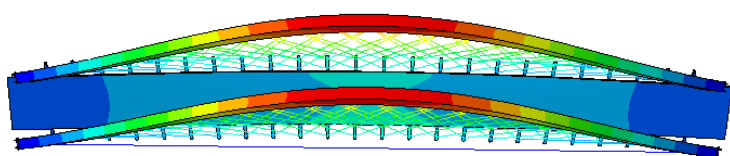
Figur 7.16.: Svingemode i tverretning.

**Bue:**

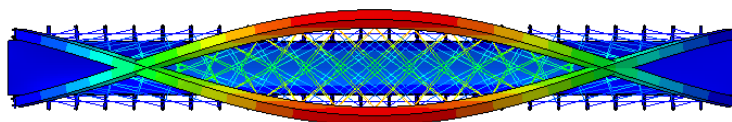
Resultater fra analyse av buene i tverretning er vist i tabell 7.8 og tilhørende moder er vist i figur 7.17-7.21.

Mode	Frekvens [Hz]
1 (a)	8.66
1 (b)	9.29
2 (a)	16.83
2 (b)	16.86
3 (a)	32.18
3 (b)	32.59
4 (a)	53.19
4 (b)	54.39
5	82.13

Tabell 7.8.: Resultater fra frekvensanalyse tverretning bue.

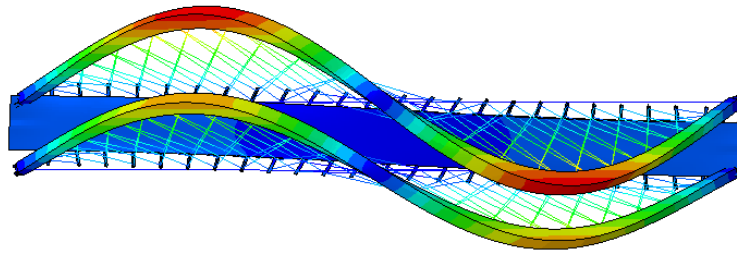


(a)

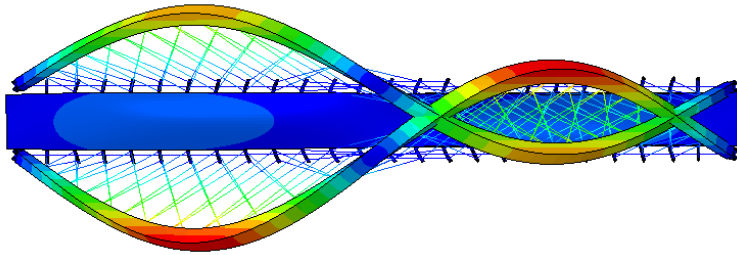


(b)

Figur 7.17.: Mode 1 i tverretning buer.

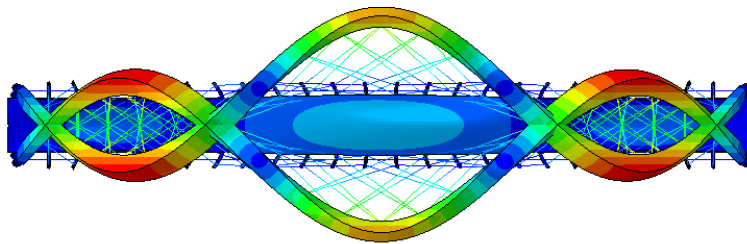


(a)

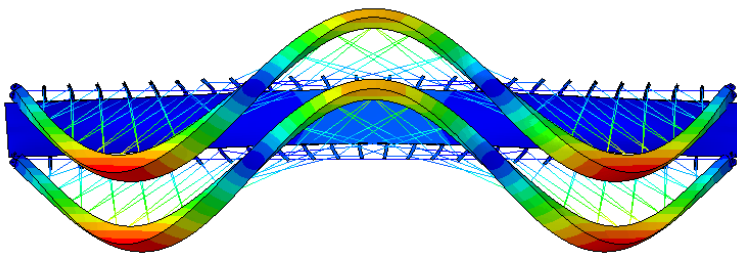


(b)

Figur 7.18.: Mode 2 i tverretning buer.

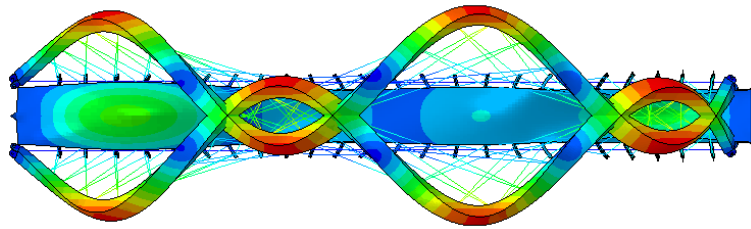


(a)

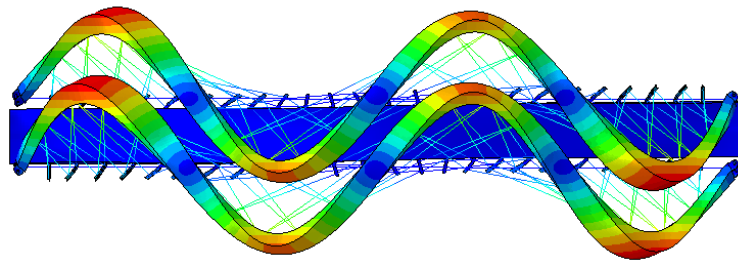


(b)

Figur 7.19.: Mode 3 i tverretning buer.

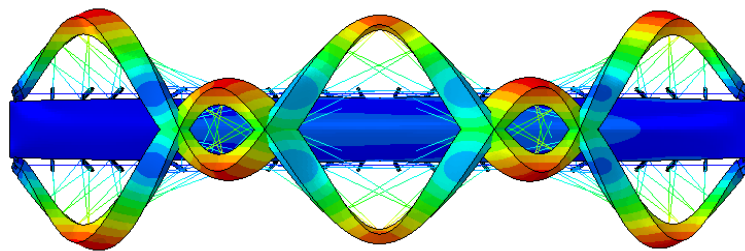


(a)



(b)

Figur 7.20.: Mode 4 i tverretning buer.



Figur 7.21.: Mode 5 i tverretning buer.

De numeriske resultatene er sammenlignet med resultatene fra modal analyse i laboratoriet og diskutert i 8.1.3.

## 8. Diskusjon

### 8.1. Diskusjon av resultater

#### 8.1.1. Forsøk på spennarmert tredekke: Stivhet ved belastning i lengderetningen

En sammenlikning av målte og numeriske resultater er gitt i tabell 8.1.

Målt nedbøyning [mm]	Teoretisk nedbøyning E-modul: 11 00 MPa [mm]	Teoretisk nedbøyning E-modul: 10 308 MPa [mm]	Nedbøyning fra numerisk modell [mm]	Avvik [%] målt -teoretisk	Avvik [%] målt-numerisk
88.00	84.30	89.99	88.032-88.0029	4.20	0.036-0.0033

Tabell 8.1.: Sammenlikning av resultater, nedbøyning.

Som vist i tabell 8.1 er den teoretiske nedbøyningen 3.7 mm mindre enn den målte nedbøyningen i laboratoriet. Ved beregning av teoretisk nedbøyning ble det benyttet den oppgitte E-modulen for K-bjelken, som er 11 000 MPa. Det er da kun benyttet formelen for bøyedeformasjon. Det ble antatt at avviket kunne komme av to årsaker. Den første er at skjærdeformasjon ikke ble tatt hensyn til. Den andre er at dekket vil ha lavere E-modul grunnet skjøting av K-bjelkene i både lengde- og tverretning. Hele dekket blir sett på som en massiv plate i de teoretiske beregningene. I virkeligheten består dekket av lameller og buttskjøter, noe som vil føre til svakheter i dekket. I følge EC 5 del 2 vil skjøtene føre til en reduksjon av effektivt areal, og da også annet arealmoment. Med redusert 2. arealmoment vil også stivheten bli mindre. Spennarmeringen vil likevel medføre at dekket oppfører seg som en enhet. I tillegg vil gjengestagene i seg selv bidra til økt stivhet på dekket, da stål har betraktelig større E-modul enn tre.

Parameterstudiet på redusert stivhet i Abaqus viser at en E-modul på 10 308 MPa gir tilnærmet lik numerisk nedbøyning som den målte verdien. Elementene i Abaqus tar

hensyn til både bøye- og skjærdeformasjoner. Benyttes  $E = 10\,308$  MPa i den teoretiske nedbøyningsformelen blir nedbøyningen 1.99 mm for høy. Ut i fra dette kan det sees at skjærdeformasjon ikke er den største feilkilden, da nedbøyningen blir for stor. Feilen kommer følgelig mest sannsynlig av valg av elementtype, og antall elementer i numerisk modell. E-modulen fra parameterstudiet er likevel benyttet videre, da den gir riktig nedbøyning for elementtypene og inndelingen som er valgt.

**Feilkilder:**

- **Kran:** Krana som måler vekten måler kun hver hele 10 kg. Målingene som er gjort for vekt er derfor noe grov, og vil spille inn på frekvensene som blir bestemt i Abaqus. Dette kommer av at densiteten er justert etter den målte massen i laboratoriet i de numeriske modellene.
- **Initiell krumning på dekket:** Det ble ikke sjekket om dekket hadde en initiell krumning før nedbøyningen ble målt. Den målte verdien i laboratoriet kan derfor avvike noe fra den virkelige nedbøyningen.
- **Opplagerbetingelser:** Hvordan opplagerbetingelsene er definert har mye å si for nedbøyningen. Det er viktig at dekket får rotere fritt om de aksene som det har mulighet til å rotere om. Blir dekket holdt fast for mye vil det få for stiv oppførsel. Ettersom opplagerbetingelsene i de numeriske modellene kun er en tilnærming av hvordan det er lagt opp i laboratoriet, er dette en mulig feilkilde.

**8.1.2. Forsøk på spennarmert tredekke: Frekvenser og svingemoder****8.1.2.1. Lengderetningen**

Det var i utgangspunktet kun laget modell av dekket med volumelementer av typen C3D8R. Som det fremkommer av resultatene i tabell 7.3 gir volumelementer av denne typen for lave frekvenser i forhold til laboratorieresultatene. Elementtypen gir en feil på 35.13 % fra den virkelige frekvensen for første svingemode. Det ble antatt at denne feilen var grunnet at volumelementer ikke kan simulere membrankrefter. Membrankrefter tilfører dekket økt stivhet, og derfor blir modellene med volumelementer ikke stivt nok representert. Dekket vil ha membrankrefter grunnet nedbøyningen av egenvekten. Det ble derfor laget en modell med skallelement for å se effekten av dette. Resultatene fra denne analysen er sammenliknet med resultatene fra forsøket i laboratoriet i tabell 8.2.

Mode	Demping fra forsøk [%]	Frekvens fra forsøk [Hz]	Frekvens numerisk (S4R) [Hz]	Avvik [%]
1	4.23	3.02	3.19	5.76
2	0.63	8.05	7.54	6.33
3	0.95	17.49	16.92	3.26

Tabell 8.2.: Sammenlikning av resultater, lengderetning.

Som vist tabell 8.2 gir skallelementene et godt estimat på frekvensene i lengderetning på dekket. Det kan derfor konkluderes med at membrankreftene vil ha mye å si for frekvensene til dekket alene, da volumelementene ikke klarer å estimere disse godt nok.

### Feilkilder:

- **Elementtype:** Som diskutert over har valg av elementtype mye å si for resultatet fra de numeriske modellene. Dersom elementet ikke tar høyde for en viktig del av problemet, for eksempel membrankrefter, vil resultatene være misvisende. Dette er tilfellet for analysene med volumelement.
- **Tilnærminger gjort i numerisk modell:** Det er gjort tilnærminger ved modellering av dekket i Abaqus. Spennarmeringen er som sagt ikke modellert inn, men tatt med i form av vekt og stivhet for E1. Tilnærmingene som ble gjort med opplagerbetingelsene er også en mulig feilkilde i forsøkene.

#### 8.1.2.2. Torsjon i lengderetningen

En sammenlikning av målte og numeriske resultater er gitt i tabell 8.3.

Mode	Demping fra forsøk [%]	Frekvens fra forsøk [Hz]	Frekvens numerisk (S4R) [Hz]	Avvik [%]
1	-	-	9.87	-

Tabell 8.3.: Sammenlikning av resultater, torsjon.

Akselerometeret kun måler respons i en retning. Dermed fås kun torsjonsmode i enten tverretning eller lengderetning, avhengig av akselerometerets plassering. Ut i fra tabellen kan det sees at torsjonsmode 1 i lengderetning ikke har blitt registrert av akselerometeret. Dette kan komme av at akselerometeret er plassert for nært en nullmode. Dette skal

likevel ikke være tilfelle, da svingemode 2 i lengderetning har samme nullpunkt som den første torsjonsmoden, og akselerometeret burde derfor ha målt responsen i den første torsjonsmoden.

### Feilkilder:

De samme feilkildene som nevnt over gjelder, samt:

- **Plassering av akselerometer:** Som tidligere nevnt vil plassering av akselerometeret i en nullnode føre til at data ikke blir registrert. Dette er en mulig feilkilde til at akselerometeret ikke har funnet torsjonsmode 1 for dekket.
- **Plassering av punkt:** Plassering av eksitasjonspunktene spiller inn på de dataene som akselerometeret måler. Responsen til dekket vil være større lenger ut mot kanten av dekket, og ved å slå på disse punktene ville det blitt lettere å registrere torsjonsmodene for akselerometeret.

### 8.1.2.3. Tverretningen

Mode	Demping fra forsøk [%]	Frekvens fra forsøk [Hz]	Frekvens numerisk (S4R) [Hz]	Avvik [%]
1	2.39	17.79	18.18	2.19

Tabell 8.4.: Sammenligning av resultater, tverretning.

For tverretning er også skallelement den elementtypen som gir best resultater. Resultatene fra laboratoriet og analysen i Abaqus med S4R-elementer er sammenliknet i tabell 8.4. Som det fremkommer av tabellen er det kun et avvik på 2.19 % mellom analysen i Abaqus og resultatene fra RHM-forsøkene i laboratoriet, noe som er en svært bra tilnærming. For volumelementene C3D8R er første frekvens på 13.85 Hz, se tabell 7.5. Dette tilsvarer et avvik på 22.16 %, hvor modellen i laboratoriet er stivere enn modellen i Abaqus. Avviket er likevel lavere enn i lengderetningen. Dette kan komme av at det er flere elementer i tverretning enn det er i høyderetningen på dekket. At avviket likevel er stort, kommer nok i hovedsak av samme grunn som avviket for volumelementer i lengderetningen, at denne elementtypen ikke tar høyde for membrankrefter. Dette gjenspeiles i avviket for skallelementer på kun 2.19 %.



Avviket vist i tabell 8.4 kan, som tidligere nevnt, også komme av tilnærmingene som er gjort ved modellering av systemet i Abaqus. Opplagerbetingelsene vil også ha mye å si for frekvensen til dekket, og kan også spille inn på avviket.

**Feilkilder:**

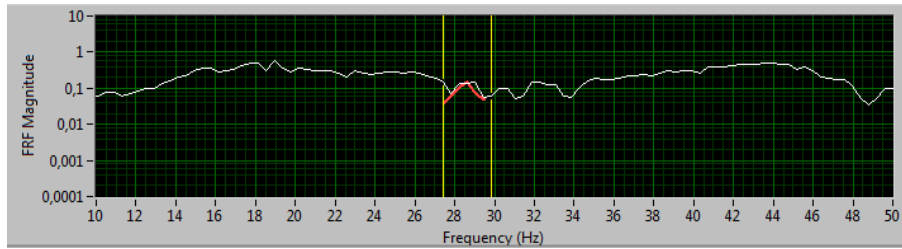
De samme feilkildene gjelder for RHM-forsøkene i tverretning, som for lengderetningen.

**8.1.3. Forsøk på bro: Frekvenser og svingemoder**

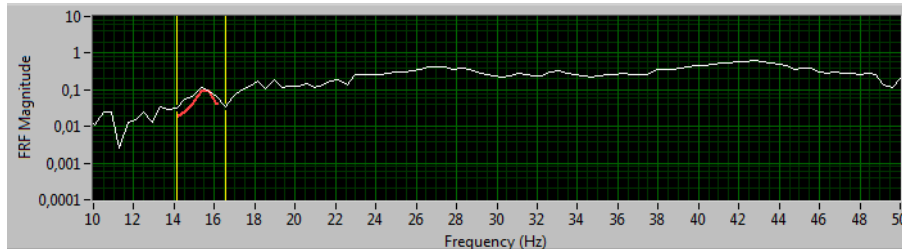
Den numeriske modellen av hele broen var allerede modellert i volumelementer før det viste seg at dette ga en dårlig tilnærming fra forsøkene på kun dekket. Siden det er en tidkrevende prosess å modellere hele brua numerisk, med tanke på de forenklingene som må gjøres og hvilke som passer best for dette problemet, ble det valgt å bruke den numeriske modellen som allerede var laget og som er beskrevet i 7.2. Siden dekket holdes oppe av stag og buer, har broen tilnærmet lik null initialnedbøyning når frekvensanalysen i laboratoriet kjøres. Dermed får ikke membrankrefter like stor betydning. Det ble derfor antatt at modellen ville gi mindre avvik enn for dekket alene. Utbedring av den numeriske modellen er satt til videre arbeid.

**8.1.3.1. Dekket i lengderetningen**

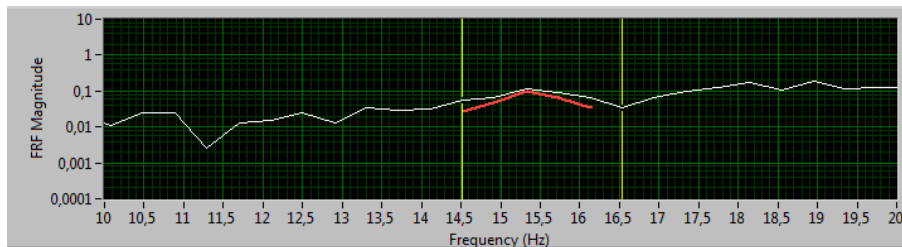
RHM-forsøkene som ble kjørt i laboratoriet ga data som var svært vanskelig å prosessere. Som det fremkommer av figur 8.1 var det få definerte topper som ga en tydelig frekvens ved kurvetilnærmingen i LabVIEW. Dette gjorde at det var vanskelig å få gode resultater fra analysene. En årsak til utydelige kurver kan være at broen er et kompleks system, med blanding av flere materialer. Dette er forøvrigt en bra ved påkjenning av dynamiske laster, siden broen ikke har noen utpregede frekvenser.



(a)



(b)



(c) Innsnevret frekvenser som gir utslag på svingemode 1

Figur 8.1.: Bilder fra kurvetilnærming i lengderetning.

Tabell 5.9 og figur 5.11 viser at der var flere frekvenser som ga moder som kunne likne på svingemode 1. Kurvetilnærmingen for frekvensene som gir svingemode 1 er vist i figur 8.1 (c). Det kommer tydelig frem at det ikke er noen utpregede frekvenser, og at kurvetilnærmingen ikke er god.

For andre og tredje svingemode var det derimot kun én definert frekvens for hver av modene. 2. frekvens ga kun utslag på FRFen i kurvetilnærmingen på to av de 22 punktene som ble eksitert, mens 3. frekvens kun ga utslag i FRFen på ett punkt. Dette gjør at det kan ligge noe usikkerheter også i disse to verdiene.

I tabell 8.5 er frekvensene fra laboratoriet og de numeriske analysene sammenliknet. Det kommer frem at 3. frekvens er svært lik for modellene, med kun et avvik på 2.87 %. For mode 2 og 3 er frekvensene fra laboratoriet høyere enn de som ble funnet numerisk, mens for svingemode 1 gjelder det motsatte. Avviket mellom modal analyse og numerisk modell for de to første frekvensene er vesentlig høyere enn for den tredje.

Mode	Demping fra forsøk[%]	Frekvens fra forsøk [Hz]	Frekvens numerisk [Hz]	Avvik [%]
1	2.37	12.07	26.45	119.13
1	1.64	15.45	26.45	71.20
1	2.39	17.86	26.45	48.10
1	2.59	18.07	26.45	46.38
2	1.80	28.54	24.67	13.56
3	4.96	43.48	42.23	2.87

Tabell 8.5.: Sammenlikning av resultater, lengderetning

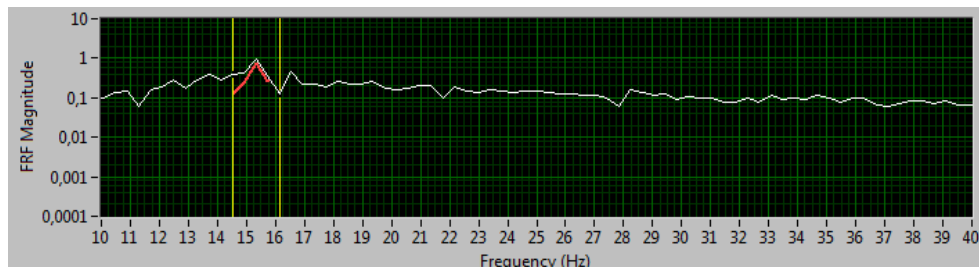
Legg merke til at frekvensen for svingemode 1 er høyere enn frekvensen til svingemode 2 for den numeriske modellen.

Som nevnt i 5.1 ligger vanligvis konstruksjonsdempingen for samvirke- og trebroer på 4-12 %. Resultatene fra modal analyse viser at dempingen er noe lavere, med unntak av mode 3. Dette kan komme av dårlig kurvetilnærming, da dempingen er avhengig av bredde på kurvens amplitude. Dette gjelder også for dekket i tverretning, se tabell 8.6.

Det er vanskelig å konkludere med noe basert på dataene som ble funnet i laboratoriet. Dette kan tyde på at dekket ikke har noen utpreget frekvens i lengderetning, og følgelig ikke vil få et problem med resonans. For videre arbeid burde det gjøres flere forsøk på dette, og eventuelt bruke annet utstyr for å teste om det gir bedre resultater.

### 8.1.3.2. Dekket i tverretningen

Problemerkene med kurvetilnærming for forsøkene og analysene i lengderetningen var også et problem for tverretningen, men ikke i like stor grad. Dette kan ses i figur 8.2. I tillegg var det vanskelig å komme til med hammeren i tverretningen, da stagene er festet i T-profilene som ligger i underkant av dekket. Dette medførte at det var vanskelig å treffe eksitasjonspunktene enkelte steder.



Figur 8.2.: Bilde fra kurvetilnærming i tverretning.

En sammenlikning av resultatene for svingemode 1 i tverretning er gitt i tabell 8.6.

Mode	Demping fra forsøk [%]	Frekvens fra forsøk [Hz]	Frekvens numerisk [Hz]	Avvik [%]
1	1.47	15.92	15.91	0.063
1	0.46	16.49	15.91	3.52

Tabell 8.6.: Sammenlikning av resultater, tverretning.

I tverretning, som i lengderetning, er det også her to ulike frekvenser som gir svingemode 1.

Resultatene i tabell 8.6 viser at den første frekvensen i tverretning er lavere enn i broens lengderetning. Dette kommer av at dekket er mer utsatt for svingning i tverretning, da stagene bidrar til større stivhet i lengderetning. Som nevnt tidligere var det lettere å tilnærme kurvene ved modal analyse i tverretning. Det kan derfor dras den slutningen at frekvensene er mer utpreget i tverretning enn i lengderetning.

Avviket mellom numerisk og laboratorieverdi er lavt. Det kan derfor antas at volum-elementer gir tilstrekkelig tilnærming i denne retningen. Dette kan komme av at membrankrefter ikke er like opptredende i denne retningen, samt at data fra forsøkene var lettere å prosessere.

### 8.1.3.3. Bue i tverretning

Buenes frekvenser var mye tydeligere fremstilt i FRFen enn de var for forsøkene på dekket. For buen ble det kun kjørt forsøk med DPM, da annet ikke var mulig. Følgelig kan ikke svingemodene fremstilles. Av den grunn kan ikke frekvensene knyttes opp mot en spesifikk mode, og sammenlikningen med de numeriske analysene blir derfor mer problematisk. For forsøkene som ble kjørt på dekket med RHM, var det mulig å se om en frekvens som ga en topp i kurvetilnæringsgrafene, ga en ren svingemode, og ikke støy i animasjonen av svingemodene i LabVIEW. På den måten kunne data som var misvisende siles ut. For DPM er ikke dette mulig, og de oppnådde frekvensene fra laboratoriet kan følgelig være misvisende. Et punkt til videre arbeid er å programmere selv i LabVIEW, i stedet for å bruke en ferdigprogrammert kode til parameterfremstillingen. Da kan koordinater for en kurveformet komponent legges inn, og derav et forsøk med RHM utføres på buen.

Analysene kjørt i Abaqus gir to ulike frekvenser for hver svingemode på buene for broa, se tabell 7.8. For den ene frekvensen svinger buene symmetrisk om midten av dekket, og for den andre frekvensen svinger buene parallelt. Dette kan sees i figur 7.17-7.21. De to frekvensene for samme svingemode på buene i numerisk modell er nære i størrelse. I sammenlikningen mellom forsøkene i laboratoriet og de numeriske analysene, vist i tabell 8.7, er frekvensen fra analysen i Abaqus som ligger nærmest forsøket i laboratoriet sammenliknet. Dette er nødvendigvis ikke tilfellet og er noe som bør sees nærmere på i videre arbeid.

Mode	Demping fra forsøk[%]	Frekvens fra forsøk [Hz]	Frekvens numerisk [Hz]	Avvik [%]
1	4.58	6.06	8.66	42.90
2	-	Nullpunkt?	16.82	-
3	4.68	32.08	32.18	0.31
4	-	Nullpunkt?	53.19	-
5	1.52	81.63	82.13	0.61

Tabell 8.7.: Sammenlikning av resultater, bue

Som det fremkommer av tabell 8.7 er det store avvik mellom resultatene fra DPM som ble kjørt i laboratoriet, og analysene som ble kjørt i Abaqus. Her er det flere faktorer som spiller inn. Sammenlikningen viser at det er et sprang mellom første og andre frekvens funnet i laboratoriet. Første frekvens ligger på 6.06 Hz, mens andre frekvens ligger på 32.08 Hz. Sprangene mellom de ulike frekvensene i Abaqus er ikke like store. Her ligger den første på 8.66 Hz og den andre på nesten det dobbelte. Grunnen til dette kan være at akselerometeret ikke har registrert frekvensen i mellom disse. Dette ser også ut til å være tilfellet for svingemode 4 fra de modale analysene i laboratoriet. Ettersom begge disse svingemodene har nullpunkt i midten av buen kan det tyde på at dette stemmer, da akselerometerets plassering var nær midten av buen. Nullpunktet for svingemode 2 og 4 kan også ha blitt forskjøvet i laboratoriemodellen på grunn av ulik grad av oppstramming i stagene.

frekvensene for buen i de numeriske analysene er svært avhengig av innspenningsstivheten til buen. Det ble kun kjørt forsøk på buen i laboratoriet etter at hengestagene ble montert. Derfor kunne ikke innspenningsstivheten til buene alene bestemmes, siden hengestagene bidrar til stivhet sideveis. I ettertid kan det sees at dette burde ha blitt gjort. Fra disse resultatene kunne innspenningsstivheten ha blitt bestemt mer nøyaktig, og ikke ved en antakelse slik det er gjort i de numeriske modellene som er presentert her.

Innspenningsstivheten kunne også ha blitt bestemt ut fra et forsøk med en kjent påført kraft og målt sideveis utbøyning. Grunnet tidsbergrensinger må dette settes til videre arbeid.

Stivheten til buene er i tillegg til innspenningsstivheten avhengig av bidraget fra hengestagene. Stagene i de numeriske modellene ble modellert med en eksakt lengde. Som nevnt tidligere ble oppstramming av hengestag i laboratoriet gjort for hånd. Det var svært vanskelig å stramme alle stagene likt i laboratoriet med det utstyret som var tilgjengelig. Mange av stagene virket derfor til tider slakke, men ved gjentatt oppstramming løftet dekket seg fra opplagrene. Stagene ble derfor slakket systematisk helt til dekket var i full kontakt med opplagrene igjen. Det er av den grunn usikkerhet i hvor stor grad stagene bidrar til buenes stivhet sideveis. Dette er en sannsynligvis en feilkilde mellom de numeriske analysene og forsøkene kjørt i Abaqus.

Avviket kan også skyldes valg av elementer i numeriske modeller, men for buen er de numeriske frekvensene høyere enn de som ble funnet i laboratoriet. Volumelementer burde i utgangspunktet gi for lave frekvenser, da de ikke kan simulere membrankrefter. Årsaken burde derfor ligge i oppstramming av stagene, som nevnt tidligere.

Når det gjelder dempingen målt ved DPM for buene viser resultatene at dempingsraten ligger i antatt område etter Eurokode 1, se 5.1, for mode 1 og 3. Mode 5 har derimot en lavere dempingsrate enn vanlig. Dette kan komme av dårlig kurvetilnærming, da dempingen er avhengig av bredde på kurvens amplitude.

#### 8.1.3.4. Feilkilder

Følgende gjelder for både dekket i lengde- og tverretning.

- **Komplekst system:** For systemer med høy demping eller høy modal densitet viser ikke FRF rene karakteristiske moder. Svingemodene for slike system kan ikke sies å være ukoblede, og responsen ved enhver frekvens er en kombinasjon av flere moder. Komplekse system kan likevel beskrives ved bruk av et sett av adskilte moder, men teknikken nødvendig for å bestemme de modale parameterne er mer komplisert [35].
- **Antall eksitasjonspunkt:** Dersom flere punkt eksiteres blir svingemodene fremstilt nøyaktigere i resultatene. Det kunne ha blitt brukt flere punkt i analysene, og punktene kunne for eksempel ha blitt plassert lengre ut mot dekkets ytterkanter.

Dette skal likevel ikke ha noe å si for hvor tydelige FRFene til hvert enkelt punkt blir.

- **Oppstramming av stagene:** Som nevnt tidligere.
- **Elementtype i numerisk modell:** Som nevnt tidligere.
- **Plassering av akselerometer:** Som nevnt tidligere.
- **Kurvetilnærming:** Grunnet små amplituder på FRFen i LabVIEW ble kurvetilnærmingen svært vanskelig. Frekvensene og dempingen som ble funnet kan derfor være misvisende.
- **Unøyaktighet ved eksitasjon:** Det var vanskelig å treffe enkelte av eksitasjonspunktene i tverretningen, noe som kan ha ført til at akselerometeret ikke registrerte eksitasjonen godt nok. Det var også vanskelig å unngå å berøre stagene like etter eksiteringen. Dette kan ha medført unøyaktigheter i resultatene fra laboratoriet.
- **Vinduer:** Vinduene i FFT kan bidra til unøyaktigheter. Siden analysene ble kjørt med rektangulært vindu, kan lekkasje ha forekommet. Det er likevel ikke noe som tyder på dette sett ut i fra FRFene.





## 9. Konklusjon og videre arbeid

### 9.1. Konklusjon

Ut i fra resultatene kan det konkluderes med at dekket ikke har noen utpreget frekvens i lengderetningen av brua. Det vil derfor ikke bli et problem med resonans ved påkjenning av dynamiske laster i denne retningen. Dette på grunnlag av forsøkene gjort på modellen i laboratoriet. Resultatene fra laboratoriet stemmer ikke overens med den numeriske modellen som ble laget av brua, og det burde derfor lages en bedre numerisk modell av denne for videre arbeid.

Frekvensene funnet i tverretningen av modellen i laboratoriet stemmer godt overens med egenfrekvensene funnet ved numerisk analyse. Grunnen til dette er nok at svingemodene i denne retningen er mer definert, enn lengderetningen. Dette da stagene ikke bidrar like mye til stivheten i denne retningen. Hvorvidt dette kan bli et problem med tanke på resonans for brua i fullskala er ikke funnet i denne oppgaven. Det ville vært misvisende å kjøre dynamiske analyser på denne modellen, da den numeriske modellen viste seg å ikke være tilstrekkelig.

Det ble ikke oppnådd gode resultater for frekvensene på buene i den numeriske modellen. Grunnen til dette er blant annet at det ikke ble kjørt forsøk for å bestemme innspenningsstivheten til buene, som vil ha mye å si for buenes frekvens. I tillegg var oppstramming av stagene i laboratoriet vanskelig med de verktøyene som var tilgjengelig. De store forskjellene i resultatene kan også være en følge av usikkerheten i oppstrammingen.

Det var buene som ga mest utpreget frekvens i laboratoriet, samt at buene er komponentene med lavest frekvens for brua. Av den grunn vil det være denne delen av brua, skalert og i fullskala, som er mest utsatt for resonans med tanke på vind.

Basert på resultatene oppnådd fra modal analyse i laboratoriet kan det konkluderes med at den skalerte broen har gode dynamiske egenskaper. Det kan likevel ikke konkluderes med noe for broen i fullskala, da resultatene fra den numeriske modellen ikke samsvarer

med resultatene fra modellen i laboratoriet. Dermed kan det ikke sies at den numeriske fullskalamodellen er representativ med tanke på dynamiske egenskaper. Nedbøyningene for fullskalamodellen bør likevel være representative, da nedbøyningen for de numeriske skalerte modellene av dekket med både volum- og skallelement ga like verdier. Disse samsvarer med de målte verdiene fra laboratoriet.

Det gjenstår fremdeles mye arbeid for å kunne bestemme om denne utformingen av en 100 meter lang trebro lar seg gjøre i virkeligheten.

## 9.2. Videre arbeid

I det følgende kommer noen av de viktigste punktene for videre arbeid.

### **Lage en tilstrekkelig numerisk modell av broa:**

For å få bedre resultater for den numeriske modellen i Abaqus sammenliknet med forsøkene i laboratoriet, må det utarbeides en bedre modell. Det burde undersøkes hva slags elementer som er best egnet for de ulike komponentene.

### **Oppspenning av stagene på modellen i laboratoriet:**

Hengestagene på modellen i laboratoriet bør spennes opp på en bedre måte enn det som har blitt gjort i denne oppgaven.

### **Innspenningsstivhet på buene:**

Innspenningsstivheten for buene i laboratoriet er en parameter som bør bestemmes.

### **Sideveis stabilitet:**

Effekten av skråstillingen til stagene ut av planet bør sjekkes. Dette for å bestemme om broa er tilstrekkelig avstivet sideveis.

### **Gang- og sykkelvei:**

Hva vekten og belastningen fra gang- og sykkelvei har å si for de virkende kreftene i broa.

### **Snølast og akselerasjonslast:**

Ettersom det ikke er sett på lastene fra snø og akselerasjon, bør dette vurderes videre.

**Slitelag:**

Som nevnt i oppgaven er det ikke tatt hensyn til vekten fra et slitelag på det spennlaminte dekket. Dette bør sees på videre.

**Ledd i buen:**

Den tenkte broa på 100 m er for lang til at buene kan produseres i en del. Effekten av ledd i buen bør bestemmes.

**FDV:**

Hvordan brua skal vedlikeholdes er viktig for å kunne gjøre det mulig å bygge en slik bro.

**Videre optimalisering av stagorienteringen i og ut av planet:**

Stagorienteringen i og ut av planet til laboriemodellen, er kun optimalisert til en viss grad. Det er mulig at dette lar seg gjøre på en bedre måte. Antall stag bør også vurderes.

**Detaljer på broen i fullskala:**

Det er kommet med mulige løsninger for opplageret til buene, dekket, samt feste av hengestag og liknende i denne oppgaven. Detaljprosjekteringen av broa i fullskala er satt til videre arbeid.

**Montering av broen i fullskala:**

Hvordan broen kan monteres i fullskala har det ikke blitt sett på, og dette er noe som må evalueres.

**Optimalisering av pilhøyde:**

Optimalisering av pilhøyde har ikke vært et av hovedfokusene for denne oppgaven. Dette er en parameter som kan sees på i videre arbeid.

**Forbedring av detaljer på modell i laboriet:**

Det må vurderes om detaljene som er benyttet i laboriet kan løses på en bedre måte. Da spesielt med tanke på stagfeste i bue.

**Flere frekvensforsøk:**

Flere frekvensforsøk bør kjøres for å se om det er mulig å få bedre data på frekvensene til broa.

**Resonans ved vindlast:**

Det må kjøres dynamiske analyser på en tilstrekkelig numerisk fullmodell for broen, for å bestemme om det er fare for resonans på grunn av vindlast.

**Statiske forsøk av bro i laboratoriet:**

Det har ikke blitt utført noen statiske forsøk på laboratoriemodellen. Utbøyning av buene fra en statisk kraft bør undersøkes. I tillegg til nedbøyning av dekket når det er belastet med andre laster enn broens egenvekt.

# Bibliografi

- [1] Tveit P. *The Network Arch*, 2011.
- [2] Tveit P. *An Introduction to the Network Arch*, 2006.
- [3] Troyano L. F. *Bridge Engineering - A Global Perspective*. Thomas Telford Publishing, 2003.
- [4] Bell K. Structural systems for glulam arch bridges. *International Conference on Timber Bridges (ITCB2010)*, 1:49–66, 2010.
- [5] Bruun B. and Schanack F. *Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards*, Masteroppgave, Høgskolen i Agder, 2003.
- [6] Millanes F., Ortega M.I, and Carnerero A. Palma del Rio Arch Bridge, Córdoba, Spain. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*, 20:338–342, 2010.
- [7] Tynset Bru, Norconsult. Hentet den 22. mars, 2013. Tilgjengelig fra: <http://www.norconsult.no/?did=9054199&aid=9034420>.
- [8] Ekeberg P. K. and Søyland K. Flisa Bridge, Norway - A record breaking timber bridge. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*, 158:1–7, 2005.
- [9] Jørstad A. *Numerisk studie av limtrebue*, 2011.
- [10] Solli K. H. Broer i tre. *FOKUS på tre*, 12:1–8, 2007.
- [11] NS-EN 1993-2:2006+NA:2009 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer. Standard Norge.
- [12] NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Standard Norge.

- [13] Statens Vegvesen. *Trebruhåndboken*, 2005.
- [14] *Muntlig konsultasjon*, 27. februar 2013. Malo, K. A.
- [15] Barli R. *Undersøkelse av nettverksbuebro - geometrisk instabilitet og dynamisk oppførsel*, 2012.
- [16] Moelven. *Karakteristiske Fastheter Limtre og Smalt Limtre*, 2012.
- [17] NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster. Standard Norge.
- [18] Eight-node brick element, Massachusetts Institute of Technology. Hentet den 28. februar, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://web.mit.edu>.
- [19] *Muntlig konsultasjon*, 28 januar 2013. Kleppe, O. Høysæter, E. Dyken, T. (SVV).
- [20] Pousette A., Jacobsson P., Gustafsson M., Horttanainen J., and Dahl K. Stress Laminated Bridge Decks. *Nordic Timber Bridge Projects*, 2:1–26, 2002.
- [21] NS-EN 1995-2:2004+NA2010 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 2: Bruer. Standard Norge.
- [22] NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Standard Norge.
- [23] Statens Vegvesen. *Håndbok 145: Brudekker Fuktisolering og slitelag*, 1997.
- [24] SINTEF Byggforsk. *Teknisk godkjenning Nr. 2365*, 2012.
- [25] Larsen P. K., Clausen A. H., and Aalberg A. *Stållkonstruksjoner, Profiler og formler*. Tapir Akademiske Forlagk, 2003.
- [26] Produktkatalog, Smith Stål AS. Hentet den 24. april, 2013. Tilgjengelig fra:  
[www.smithstal.no](http://www.smithstal.no).
- [27] Varer: Rustfri strekkfisk, Albert E. Olsen. Hentet den 24. april, 2013. Tilgjengelig fra:  
[www.aeo.no](http://www.aeo.no).
- [28] Larsen P. K. *Dimensjonering av stållkonstruksjoner*. Tapir Akademiske Forlag, 2010.

- [29] AISI Type 316 Stainless Steel, ASM. Hentet den 17. april, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://asm.matweb.com/search/SpecificMaterial.asp?bassnum=MQ316J>.
- [30] Produktker: Øyeskrue, Biltema Norge AS. Hentet den 17. april, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://www.biltema.no/no/Bat/Monteringsdeler/Beslag/Oyeskrue-25300/>.
- [31] Båtutstyr, FLAK AS. Hentet den 24. april, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://www.flak.no>.
- [32] Bergan P. G., Larsen P. K., and Mollestad E. *Svingning av konstruksjoner*. Tapir Akademiske Forlag, 1993.
- [33] Theoretical and Experimental Modal Analysis, Indian Institute of Technology. Hentet den 21. mai, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://www.iitr.ac.in/outreach/web/CIRCIS/PG/AVN/TEMA/Theoretical>
- [34] Experimental Modal Analysis, University of Massachusetts Lowell. Hentet den 21. mai, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://sdasl.uml.edu>.
- [35] Structural Testing: Part 2 - Modal Analysis and Simulation, Brüel & Kjær. Hentet den 22. mai, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://www.avt-sa.com/education/Structural>
- [36] Modal Analysis in NI LabVIEW, National Instruments. Hentet den 22. mai, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://www.ni.com/white-paper/8276/en>.
- [37] Labonnote N. *Modal hammer for dummies*, 2012.
- [38] Brüel & Kjær. *Product Data: Heavy Duty Impact Hammers - Types 8207, 8208, 8210*, 2013.
- [39] measure. analyze. innovate. Accelerometers: Product Information, KISTLER. Hentet den 23. mai, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://www.technovolt.ro/cataloge/kistler/ACCELEROMETRE.pdf>.
- [40] Operating Instrucions and Specifications: NI 9234, National Instruments. Hentet den 23. mai, 2013. Tilgjengelig fra:  
<http://www.ni.com/pdf/manuals/374238c.pdf>.

- [41] Abaqus Inc. *Abaqus 6.11 SIMULIA Documentation*, 2011.
- [42] Numerical Methods in Solid Mechanics: Element Selection Criteria, Isfahan University of Technology. Hentet den 19. mai, 2013. Tilgjengelig fra: <http://mashayekhi.iut.ac.ir/sites/mashayekhi.iut.ac.ir/files//u32/presentation10.pdf>.
- [43] He K. and Zhu W. D. Detection of Damage in Lightning Masts & Loosening of Bolted Connections in Structures Using Changes in Natural Frequencies. *Structural Dynamic, Volum 3: Proceedings of the 28th IMAC, A conference on structural Dynamics, 2010*, 3:63–79, 2010.
- [44] Strømmen E. N. *Theory of Bridge Aerodynamics*. Springer, 2010.
- [45] NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser. Standard Norge.
- [46] Hopp J. and Alexander S. *Betongelementboken bind B: Avstivning og kraftoverføring*. Betongelementforeningen, 2005.
- [47] Produktkatalog, Harstad Trading AS. Hentet den 17. april, 2013. Tilgjengelig fra: <http://www.harstadtrading.no>.



# Tillegg A.

## Beregning av vindlast

### A.1.

Den dynamiske vindlasten består av et statisk bidrag og et turbulensbidrag. Beregningene for å finne ut hvordan vindlasten varierer med tiden, gjøres i henhold til prosedyren beskrevet i Eurokode 1 del 1-4, tillegg B1 og Theory of Bridge Aerodynamics [44].

For å finne grunnverdier til beregningen tas det utgangspunkt i at broen befinner seg i kystnært område, og derav har terrengruhetskategorinummer I. Parametre for denne kategorien er gitt i tabell A.1. Videre antas det en referansevindhastighet,  $V_{b,0}$  på 22 m/s.

Ruhetslengde	Terrengruhetsfaktor	Minimumshøyde
$z_0[\text{m}]$	$k_T$	$z_{min}[\text{m}]$
0.01	0.17	2

Tabell A.1.: Grunnverdier for beregning av vindlast.

For å angi høyden,  $z$ , fra vannoverflaten opp til midten av brodekket antas det en verdi på 30 meter, slik at det er mulig for eventuell båttrafikk å passere under broen. For vindlast på buene er det konservativt tatt utgangspunkt i høyden over vannoverflaten der toppunktet av buene ligger (44 meter). Vindlasta er beregnet for pilhøyde 14 m, men er også benyttet for modellene med pilhøyde på 20 m, da modellene lettere kunne sammenliknes med lik påkjenning.

Den gjennomsnittlige vindkaststørrelsen,  $L$ , beregnes i Eurokode 1 etter formel (A.1).

$$L(z) = L_T \cdot \left(\frac{z}{z_T}\right)^\alpha \quad \text{for } z \geq z_{min} \quad (\text{A.1})$$

$L_T = \text{referanselengdeskala} = 300 \text{ m}$

$z_T = \text{referansehøyde} = 200 \text{ m}$

$$\alpha = 0.67 + 0.05 \cdot \ln(z_0) \quad (\text{A.2})$$

Dimensjonsløs frekvens,  $f_L$ , beregnes etter formel (A.3), og midlere vindhastighet,  $V_m$ , beregnes etter formel (A.4).

$$f_L(z) = \frac{f \cdot L(z)}{V_m(z)} \quad (\text{A.3})$$

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b \quad (\text{A.4})$$

$C_0 = \text{terrengruhetsfaktor, forenklet satt lik 1}$

Ruhetsfaktoren,  $C_r$ , settes lik,

$$C_r = k_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (\text{A.5})$$

og basisvindhastigheten finnes fra formel (A.6).

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} \quad (\text{A.6})$$

$c_{dir} = \text{nivåfaktor, forenklet satt lik 1}$

$c_{season} = \text{årstidsfaktor, forenklet satt lik 1}$

Fordelingen av vinden i frekvensdomenet beregnes fra den dimensjonsløse spektrale tetthetsfunksjonen gitt i formel (A.7).

$$\frac{f \cdot S_n(f)}{\sigma_n^2} = \frac{A_n \cdot f_L(z)}{(1 + 1.5 \cdot A_n \cdot f_L(z))^{\frac{5}{3}}} \quad (\text{A.7})$$

$S_n(f) = \text{det ensidige variansspektrumet}$

Indeksen  $n = u, v$  eller  $w$  angir vindturbulensens retning, der  $u$  – retning er normalt på broens lengderetning,  $v$  – retning er i broens lengderetning og  $w$  – retning er vertikalretning.

Standardavviket,  $\sigma_n$ , er gitt i formel (A.8), og avhenger av turbulensintensiteten,  $I_n$ , og middelvindhastigheten.

$$\sigma_n^2 = I_n^2 \cdot V_m^2(z) \quad (\text{A.8})$$

For å operere i tidsdomenet, må det frekvensavhengige ensidige variansspektrumet divideres på  $2\pi$ .

$$S_n(\omega) = \frac{1}{2\pi} \cdot S_n(f) \quad (\text{A.9})$$

Turbulensbidragene er gitt i formel (A.10).

$$\begin{aligned} u(t) \\ v(t) \\ w(t) \end{aligned} = \sum_{k=1}^K \sqrt{2 \cdot S_n(\omega_k) \cdot \Delta\omega_k} \cdot \cos(\omega_k \cdot t - \varphi_k) \quad (\text{A.10})$$

$\varphi$  = fasevinkel, sett til en tilfeldig vinkel mellom 0 og  $2\pi$

Den totale vindlasten i  $u$ -retning fås så ved å legge sammen det statiske bidraget (som kun gir bidrag i denne retningen) og det varierende bidraget:

$$U(t) = V_m + u(t) \quad (\text{A.11})$$

De resterende vindlastene, der den statiske vindlasten ikke gir bidrag, blir dermed:

$$V(t) = v(t) \quad (\text{A.12})$$

$$W(t) = w(t) \quad (\text{A.13})$$

For å finne vindtrykket tas det utgangspunkt i Bernoullis likning (A.14).

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U^2 \quad (\text{A.14})$$

Med den tilnærmingen at  $u^2(t)$ ,  $v^2(t)$  og  $w^2(t)$  er neglisjerbare, fås kun et vindtrykk i  $u$ -retning uttrykt ved:

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 + \rho \cdot V_m \cdot u(t) \quad (\text{A.15})$$

Utrekningen av vindlasten er gjort i programmet MatLab, og scriptet er som følger:

```

clear all; close all; clc
z=30;           %m      %eller 44 meter
Vr=22;         %m/s     %NS-EN 1991-1-4: Tabell NA.4(901.1)
Kt=0.17;      %NS-EN 1991-1-4: NA.4.3.2
z0=0.01;      %NS-EN 1991-1-4: NA.4.3.2
zt=200;       %m      %NS-EN 1991-1-4: Tillegg B.1
Lt=300;       %m      %NS-EN 1991-1-4: Tillegg B.1
alfa=0.67+(0.05*log(z0)); %NS-EN 1991-1-4: Tillegg B.1

vm=Kt*log(z/z0)*Vr; %NS-EN 1991-1-4: 4.3
Lu=Lt*(z/zt)^alfa; %NS-EN 1991-1-4: Tillegg B.1

zmin=2;       %NS-EN1991-1-4: NA.4.3.2
Lv=Lu/4;      %For en tilnærming i homogent terreng, ikke for
               nært grunnen, kan disse verdiene for Lv og Lw
               antas.
Lw=Lu/12;     %Strømmen, Einar N., Theory of Bridge Aerodynamics kap. 3

Iu=1/log(z/z0); %NS-EN 1991-1-4: Tillegg B.1
Iv=0.75*Iu;   %I homogent terreng til en høyde på 200 meter
               og ikke for nært bakken er Iv tilnærmet lik
               3/4*Iu. Strømmen, Einar N., Theory of Bridge
               Aerodynamics kap. 3
Iw=0.5*Iu;    %I homogent terreng til en høyde på 200 meter
               og ikke for nært bakken er Iv tilnærmet lik
               1/2*Iu. Strømmen, Einar N., Theory of Bridge
               Aerodynamics kap. 3
Au=6.8;       %Angitt i formelen i NS-EN 1991-1-4: Tillegg B.1
               + gitt i Strømmen, Einar N., Theory of Bridge
               Aerodynamics
Av=9.4;       % Strømmen, Einar N., Theory of Bridge Aerodynamics
Aw=9.4;       % Strømmen, Einar N., Theory of Bridge Aerodynamics

sigmauNom=Iu*vm; %NS-EN 1991-1-4: 4.4
sigmavNom=Iv*vm; %NS-EN 1991-1-4: 4.4
sigmawNom=Iw*vm; %NS-EN 1991-1-4: 4.4

```

```

omegamin=0;           %Valgt verdi
omegamax=20;         %Valgt verdi
domega=0.01;         %Valgt verdi
Omega=omegamin:domega:omegamax;
N=length(Omega);
dOmega=domega*ones(size(Omega));

dt=0.1;              %Valgt verdi tilsvarende størrelsen av
                    %tidsinkrementet i dynamisk analyse i Abaqus
T=0:dt:(10*60)      %Valgt varighet for illustrasjon av vindens variasjon over tid
u=zeros(size(T));
v=zeros(size(T));
w=zeros(size(T));

                    %Su,Sv og Sw i tidsdomene:
Su=(1/(2*pi))*(Iu^2)*vm*Au*Lu*ones(size(Omega))./((1+1.5*Au*Lu*Omega/(2*pi*vm)).^(5/3));
Sv=(1/(2*pi))*(Iv^2)*vm*Av*Lv*ones(size(Omega))./((1+1.5*Av*Lv*Omega/(2*pi*vm)).^(5/3));
Sw=(1/(2*pi))*(Iw^2)*vm*Aw*Lw*ones(size(Omega))./((1+1.5*Aw*Lw*Omega/(2*pi*vm)).^(5/3));

for i=1:N
omegai=Omega(i);
domegai=dOmega(i);
phii=2*pi*rand;     %Fasevinkel mellom 0 og 2*pi radianer
Sui=Su(i);
Svi=Sv(i);
Swi=Sw(i);
u=u+sqrt(2*Sui*domegai)*cos(omegai*T-phii) %Turbulensbidrag i ulike retninger
v=v+sqrt(2*Svi*domegai)*cos(omegai*T-phii)
w=w+sqrt(2*Swi*domegai)*cos(omegai*T-phii)
end

```

```

U=vm+u;
Uretn=U;           %Total vindlast i u-retning
vretn=v;           %Total vindlast i v-retning
wretn=w;           %Total vindlast i w-retning

figure
                    subplot(3,1,1);
plot(T,U)
title('Varierende vindlast')
xlabel('Tid [sek]')
ylabel('U [m/s]')
                    subplot(3,1,2);
plot(T,v)
xlabel('Tid [sek]')
ylabel('v [m/s]')
                    subplot(3,1,3);
plot(T,w)
xlabel('Tid [sek]')
ylabel('w [m/s]')

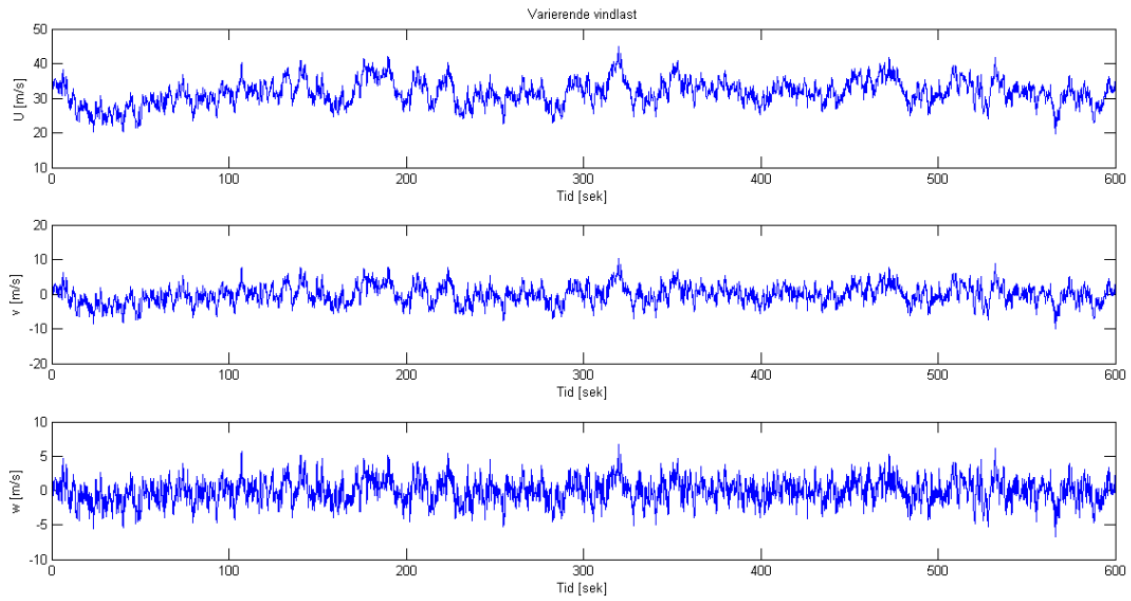
rho=1.25;           %kg/m3           %NS-EN 1991-1-4: NA.4.5
qUtot=(0.5*rho*(vm)^2+rho*vm*u)/(1000*1000); %N/mm2
qU=[T(1:(60/0.1+1)); qUtot(1:(60/0.1+1))]; %Analysen i Abaqus sees på over
                                                en tidsperiode på 60 sekund,
                                                dt=0.1

fileID=fopen('qUtot.txt','w');           %Skriver informasjon til en
                                                .txt-fil som kan leses av Abaqus

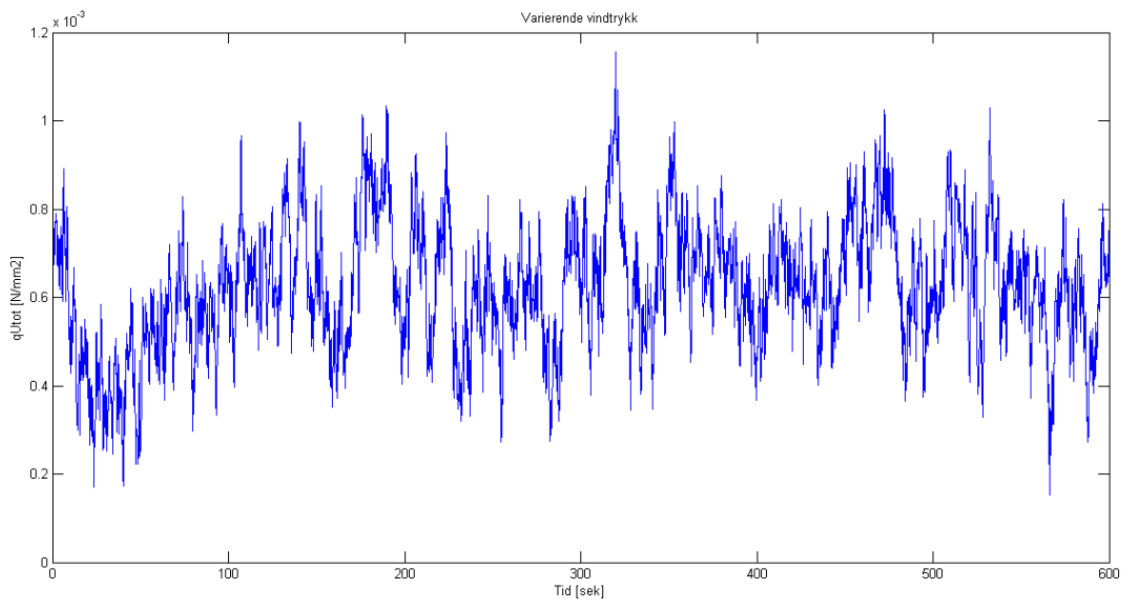
fprintf(fileID,'%6s %12s\r\n','T','q');
fprintf(fileID,'%6.4f %12.8f\r\n',qU);
fclose(fileID);

figure
plot(T,qUtot)
title('Varierende vindtrykk')
xlabel('Tid [sek]')
ylabel('qUtot [N/mm2]')

```



Figur A.1.: Varierende vindlast



Figur A.2.: Varierende vindtrykk





# Tillegg B.

## Beregning opplager bue

### B.1.

#### B.1.1. Alternativ 1: T-tverrsnitt

Det kritiske snittet i T-tverrsnittet vil være i overgangen mellom steg og flenser. Her vil det oppstå store trykkrefter på grunn av et lite areal, bøyespenning på grunn av moment fra  $V_{Ed,1}$  og  $V_{Ed,2}$ , samt skjærspenninger fra skjærkreftene. Finner maksimum lengde på steget ved hjelp av normalspenningen og skjærspenningene på grunn av reaksjonskreftene.

$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed,2}$ [kN]	$V_{Ed,3}$ [kN]	$V_{Ed}$
71.7	2.65	1.73	3.2

Tabell B.1.: Dimensjonerende krefter for design av opplager for buene.

Den aksielle spenninga vil være bestemt av formel B.1.

$$\sigma_N = \sigma_{N,1} + \sigma_{M,2} + \sigma_{M,3} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{V_{Ed,2} a}{I_2} \frac{t}{2} + \frac{V_{Ed,3} a}{I_3} \frac{b}{2} \quad (\text{B.1})$$

Hvor

A Arealet på stegets tverrsnitt

$I_2$  stegets 2. arealmoment for bøyning om z-aksen

$I_3$  stegets 2. arealmoment for bøyning om y-aksen

a lengden på steget

- t tykkelsen på steget  
 b bredden på buen / lengden av 1/2-IPE-profilet

Dette gir resultatene:

A [mm <sup>2</sup> ]	I <sub>2</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>3</sub> [mm <sup>4</sup> ]	σ <sub>N,1</sub> [MPa]	σ <sub>M,2</sub> [MPa]	σ <sub>M,3</sub> [MPa]	σ <sub>N</sub> [MPa]
1116	3 574.9	3·10 <sup>6</sup>	64.2	2.3a	0.05a	64.2 + 2.35a

Tabell B.2.: Spenninger uttrykt ved a i aksial retning i overgangen mellom steg og flenser i IPE-profilet.

Skjærspenningen vil være gitt ved:

$$\tau_{Ed} = \frac{3 V_{Ed}}{2 A} = 4.3 \text{ MPa} \quad (\text{B.2})$$

Setter spenningene inn i von Mises-flytekriterium:

$$\sigma_m = \sqrt{(\sigma_N)^2 + 3(\tau_{Ed})^2} \leq f_d \quad (\text{B.3})$$

Hvor

$$\sigma_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{355}{1.05} = 338 \text{ MPa}$$

EC 3 Del 1-1, NA. 6.1

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

B.3 løses med hensyn på a. Dette gir:

$$a \leq 116 \text{ mm}$$

## B.1.2. Alternativ 2: Stålplater

### Kapasitet plate 2:

I dette alternativet vil det kritiske punktet ligge i overgangen mellom plate 1 og plate 2, se figur 3.2 i 3.1. Bruker formel B.1 for å bestemme aksialspenningen i stålplatene, samt B.2 for skjærspenning. Dette gir resultatene for a = 70 mm:

A [mm <sup>2</sup> ]	I <sub>2</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>3</sub> [mm <sup>4</sup> ]	σ <sub>N,1</sub> [MPa]	σ <sub>M,2</sub> [MPa]	σ <sub>M,3</sub> [MPa]	σ <sub>N</sub> [MPa]	τ <sub>Ed</sub> [MPa]
1200	2.88 · 10 <sup>6</sup>	2 · 10 <sup>4</sup>	29.88	39.58	60.00	129.46	2.00

Tabell B.3.: Spenninger i stålplatene i opplageret.

Setter resultatene inn i Mises-flytekriterium B.3:

$$\sigma_m = \sqrt{129.46^2 + 3 \cdot 2^2} = 129.5 \text{ MPa} \leq f_d = 338 \text{ MPa} \text{ OK}$$

### Skjærkapasitet plate 1:

EC 3 del 1-1, 6.2.6 (2) gir følgende plastisk skjærkapasitet for tverrsnittet:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.4})$$

Stålet er av S355 kvalitet, og  $f_y = 355$  MPa blir gjeldende.  $\gamma_{M0}$  er i henhold til NA.6.1 lik 1.05. Skjærarealet blir lik  $t \cdot (b - 2 \cdot d_0)$ . Bredden,  $b$ , er lik høyden til buene som er 120 mm. Platen har en tykkelse på  $t = 10$  mm. Skruene har en ytre diameter på 10 mm, og hull diameteren,  $d_0$ , er 13 mm.

$$A_v = 10 \cdot (120 - 2 \cdot 13) = 940 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{940 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1.05} = 183.5 \text{ kN} > V_{Ed} \text{ OK}$$

### Hullkantrykk, plate 1:

Hullene må testes for hullkantrykk etter Eurokode 3, del 1-8. Skruens hode har en diameter på 18.6 mm. Følgelig blir minste avstand fra senter skruehull til kanten av platen lik 10.7 mm i retning av buens bredde. Avstand fra senter hull til ytterkant plate i buens høyde ble valgt til 13 mm.

$$e_1 = 10.7 \text{ mm}$$

$$e_2 = 13 \text{ mm}$$

$$p_1 = 158.6 \text{ mm}$$

$$p_2 = 94 \text{ mm}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (\text{B.5})$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{u,b}}{f_u} \text{ eller } 1.0 \\ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \end{array} \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \\ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \\ 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \alpha_b = 0.35$$

$$\Rightarrow k_1 = 1.9$$

$$F_{b,Rd} = \frac{0.35 \cdot 1.9 \cdot 510 \cdot 10 \cdot 10}{1.25} = 27.1 \text{ kN} \Rightarrow OK.$$

Da hullkantkapasiteten er stor i forhold til opptredende krefter vil det ikke være nødvendig å sjekke blokkutrivning for platen. Skjærarealet vil være stort på grunn av platens tykkelse, og følgelig vil ikke blokkutrivning inntreffe.

### B.1.3. Kapasitet skrueforbindelse

#### Kontaktflaten mellom stål og tre:

Nødvendig antall skruer er avhengig av hvorvidt det er trykkspenning på hele kontaktflaten mellom stål og tre. Aksialspenningen i det kritiske punktet ble bestemt ut i fra

$$\sigma_N = \sigma_{N,1} + \sigma_{M,2} + \sigma_{M,3} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{V_{Ed,2a} h}{I_2} \frac{h}{2} + \frac{V_{Ed,3a} b}{I_3} \frac{b}{2} \quad (\text{B.6})$$

Hvor

b Bredden på buetverrsnittet

h Høyden på buetverrsnittet

De øvrige parameterne er beskrevet i B.1.1. Dette ga resultatene:

A [mm <sup>2</sup> ]	I <sub>2</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>3</sub> [mm <sup>4</sup> ]	σ <sub>N,1</sub> [MPa]	σ <sub>M,2</sub> [MPa]	σ <sub>M,3</sub> [MPa]	σ <sub>N</sub> [MPa]
21 600	25.92 · 10 <sup>6</sup>	58.32 · 10 <sup>6</sup>	-3.32	0.31	0.12	-2.89

Tabell B.4.: Aksialspenning mellom stålplate og trebue.

Det vil kun virke trykk i kontaktflata mellom stålplata og enden på buen.

**Kapasitet skruerforbindelse:**

Det virker en skjærkraft i i både y- og z-retning som forbindelsen må være dimensjonert for. Ved å skråstille skruene i begge disse retningene vil all skjærkraften kunne tas som strekkraft i skruene. Det er valgt å bruke skruer med følgende verdier

- $d_i$  Indre diameter på skruen. Denne er på 6 mm.
- $d_y$  Ytre diameter på skruen. Denne er på 10 mm.
- $l_{ef}$  Inntrengningsdybden på skruen. Settes lik 290mm, da skruelengden er på 300 mm.

EC5 del 1, 8.7.2(4):

$$6 \text{ mm} \leq d \leq 12 \text{ mm} \implies \text{OK.}$$

$$0.6 \leq d_1/d \leq 0.75 \implies \text{OK.}$$

Uttrekkskapasiteten kan forutsettes å være

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax} l_{ef} k_d}{1.2 \cos^2(\alpha) + \sin^2(\alpha)}$$

$$f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8} = 0.52 \cdot 10^{-0.5} \cdot 290^{-0.1} \cdot 400^{0.8} = 11.26 \text{ MPa}$$

To og to skruer virker sammen for hver komponent av skjærkrafta. To vil være i trykk og kan derfor sees bort i fra. Dette gir

$$n_{ef} = 2^{0.9} = 1.87$$

$$k_d = \min \left\{ \begin{array}{l} d/8 = 10/8 \\ 1.0 \end{array} \right\} = 1.0$$

Skråstillingen i z-retning er satt til  $15^\circ$ . I y-retning må vinkelen variere noe for å unngå at skruene krasjer. Den minste vinkelen i denne retningen er  $8^\circ$ . Ettersom lav vinkel vil gi mindre kapasitet for skjær, er denne benyttet i beregningene.

Z-retning:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{1.87 \cdot 11.26 \cdot 10 \cdot 290 \cdot 1.0}{1.2 \cos^2(15^\circ) + \sin^2(15^\circ)} = 51.46 \text{ kN}$$

EC 5 del 1, Tabell NA.2.2:

Trafikklast på broer regnes som korttidslast, og vindlast som øyeblikkslast. Under særskilte forhold skal vindlasten regnes som korttidslast.

EC 5 del 1, Tabell 3.1:

Korttidslast:  $k_{mod} = 0.9$

Øyeblikkslast:  $k_{mod} = 1.1$

Ettersom en lavere  $k_{mod}$  gir lavere kapasitet er det valgt å tenke på vindlasta som en korttidslast. For alle beregninger i det følgende blir  $k_{mod} = 0.9$  brukt for kapasitetsberegninger på treet, om ikke annet blir nevnt.

EC 5 del 1, 2.4.3(1):

$$F_{ax,\alpha,Rd} = k_{mod} \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{\gamma_M} = 0.9 \cdot \frac{51.46}{1.3} = 35.63 \text{ kN}$$

Y-retning:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{1.87 \cdot 11.26 \cdot 10 \cdot 290 \cdot 1.0}{1.2 \cos^2(8^\circ) + \sin^2(8^\circ)} = 51.05 \text{ kN}$$

EC 5 del 1, 2.4.3(1):

$$F_{ax,\alpha,Rd} = k_{mod} \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{\gamma_M} = 0.9 \cdot \frac{51.05}{1.3} = 35.34 \text{ kN}$$

EC 5 del 1, 8.7.2(1):

Skruens strekkfasthet kan være dimensjonerende. Denne må derfor sjekkes.

EC 3 del 1-8, Tabell 3.4:

Strekkapasiteten til en skrue er gitt ved formel D.3. Treskruene som er brukt er ikke senkskrue. Dette gir  $k_2 = 0.9$ .

For denne skruen vil arealet,  $A_s$  være gitt av

$$A_s = \frac{\pi d_i^2}{4} = \frac{\pi \cdot 6^2}{4} = 28.27 \text{ mm}^2$$

EC3, del 1-1, NA.2.2 angir  $\gamma_{M2} = 1.25$ . Satt inn i formel D.3 gir dette strekkapasiteten for to skruer lik

$$F_{t,Rd,skruer} = 2 \frac{k_2 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 28.27}{1.25} = 32.57 \text{ kN}$$

⇒ Strekkbrudd i skruene vil være dimensjonerende.

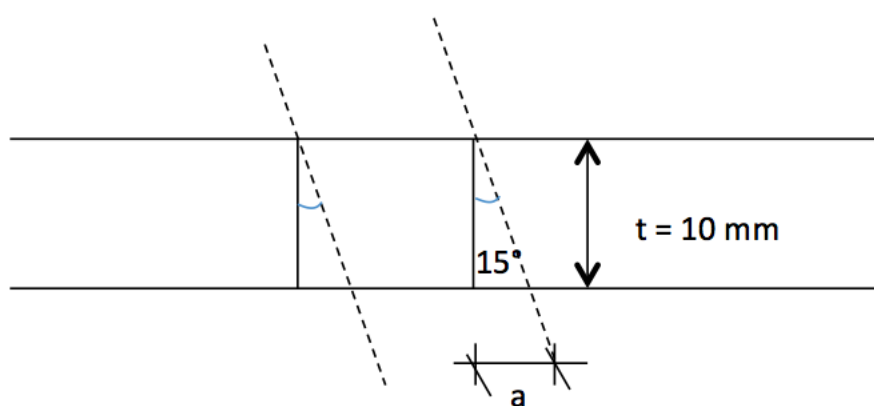
Dimensjonerende strekkraft i den mest påkjente skruen vil være gitt ved

$$S_{d,Skruer} = \frac{1}{2} \left( \frac{V_{Ed,2}}{\sin(15^\circ)} + \frac{V_{Ed,3}}{\sin(8^\circ)} \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{2.65}{\sin(15^\circ)} + \frac{1.73}{\sin(8^\circ)} \right) = 11.33 \text{ kN} \leq \frac{F_{t,Rd,skruer}}{2} = 16.29 \text{ kN}$$

⇒ Forbindelsen har tilstrekkelig kapasitet.

### Hull i stålplater:

Hullet i stålplata må være stort nok til at skruen kan skrånstilles i to plan uten å treffe stålplata. En vinkel på  $15^\circ$  vil kreve større hull enn en vinkel på  $8^\circ$ .  $15^\circ$  er derfor brukt i beregningene.



Figur B.1.: Hull opplager bue.

$$a = 10 \tan(15^\circ) = 2.68 \text{ mm}$$

Hullet må derfor økes med mer enn 2.68 mm for at skruene kan skrånstilles. Velger et hull på 13 mm.

## B.1.4. Bolteleddforbindelse

### B.1.4.1. Bolt

Fra modellen i Abaqus fås dimensjonerende kraft på bolten på 62.7 kN fra strekkbåndet. EC3 del 1-1, 6.2.6 gir plastisk skjærkapasitet:

$$V_{pl} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.7})$$

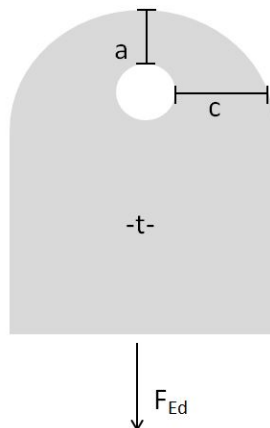
EC3 del 1-1, NA.2.2 angir  $\gamma_{M1} = 1.05$ .

Med en diameter på 30 mm blir den plastiske skjærkapasiteten lik:

$$V_{pl} = \frac{\pi \cdot 15^2 \cdot (355/\sqrt{3})}{1.05} = 138 \text{ kN} > 62.7 \text{ kN}$$

#### B.1.4.2. Kantavstander

Kraften fordeles på 2 plater, noe som medfører at  $F_{Ed} = 71.7/2 = 35.85 \text{ kN}$ .



Figur B.2.: Beregningsmodell for avstander.

EC3 del 1-8, tabell 3.9 angir krav til avstander i henhold til figur B.2:

$$a \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} \quad (\text{B.8})$$

$$c \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} \quad (\text{B.9})$$

$$a \geq \frac{35850 \cdot 1.05}{2 \cdot 10 \cdot 355} + \frac{2 \cdot 30.1}{3} = 25.4 \text{ mm}$$

$$c \geq \frac{35850 \cdot 1.05}{2 \cdot 10 \cdot 355} + \frac{30.1}{3} = 15.3 \text{ mm}$$

Se detaljtegninger i tillegg L for endelige avstander og utforming.

#### B.1.4.3. Kapasitetsberegning bolteleddforbindelse

Det gjennomføres kapasitetsberegning for bolten og platen etter EC3 del 1-8, tabell 3.10.



**Avskjæringskapasitet:**

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{u,b}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{B.10})$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 15^2 \cdot \pi \cdot 800}{1.25} = 271.4 \text{ kN}$$

**Kapasitet for hullkantrykk:**

$$F_{b,Rd} = \frac{1.5 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.11})$$

$$F_{b,Rd} = \frac{1.5 \cdot 10 \cdot 30 \cdot 355}{1.05} = 152.1 \text{ kN}$$

**Boltens momentkapasitet:**

$$M_{Rd} = \frac{1.5 \cdot W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.12})$$

$$M_{Rd} = \frac{1.5 \cdot \pi \cdot 15^3 \cdot 640}{4 \cdot 1.05} = 2.4 \text{ kNm}$$

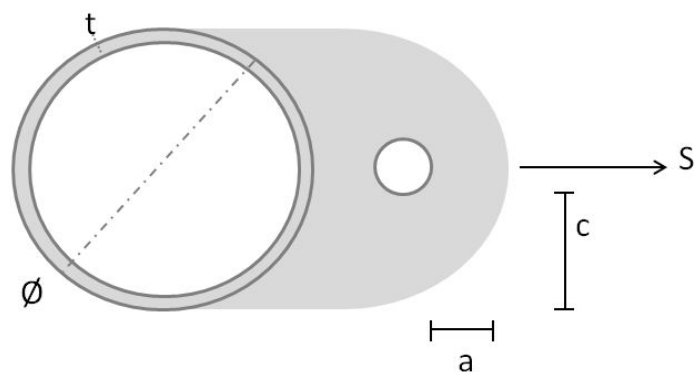
**Kombinert avskjærings- og momentkapasitet for bolten:**

$$\left[ \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1.0 \quad (\text{B.13})$$

⇒ Kapasiteten til bolteleddforbindelsen er ok.

**B.1.5. Alternativ til feste for strekkbånd**

Det er tiltenkt at strekkbåndet festes til et "øre" som er sveiset fast på et rørprofil som tres utenpå bolten i opplageret, jfr. figur B.3. Festeordningen vil være en for hylse med wire som festes i hver ende av strekkbåndet, og wirene tres gjennom øret og strammes. Reaksjonskraften i horisontal retning (merket S i Figur B.3) fra modellen i Abaqus er på 62.7 kN. Strekkbåndet festes gjennom et hull i øret som har en diameter på 10 mm.



Figur B.3.: Beregningsmodell for strekkbåndfeste.

**Dimensjonering av rørtykkelse:**

Røret må kunne ta opp skjærkreftene fra horisontalkraften,  $S$ , og indre diameter må være større enn 15.5 mm. EC3 del 1-1, 6.2.6 gir plastisk skjærkapasitet:

$$V_{pl} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.14})$$

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi} \quad (\text{B.15})$$

$$A = \pi (r_y^2 - r_i^2) \quad (\text{B.16})$$

En indre diameter på 35 mm og rørtykkelse på 5 mm medfører en skjærkapasitet på:

$$V_{pl} = \frac{2 \cdot \pi (22.5^2 - 17.5^2)}{\pi} \cdot \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 78.1 \text{ kN} > 62.7 \text{ kN}$$

Et rør med ytre diameter lik 45 mm, og indre diameter lik 35 mm, vil derfor bli valgt.

**Kantavstander:**

Kantavstandene på øret beregnes etter reglene for bolteleddforbindelser i EC3 del 1-8, tabell 3.9 [45].

$$a \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} \quad (\text{B.17})$$

$$c \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} \quad (\text{B.18})$$

$$a \geq \frac{62700 \cdot 1.05}{2 \cdot 10 \cdot 355} + \frac{2 \cdot 10}{3} = 16 \text{ mm}$$

$$c \geq \frac{62700 \cdot 1.05}{2 \cdot 10 \cdot 355} + \frac{10}{3} = 12.6 \text{ mm}$$

### Dimensjonering av platetykkelse:

Horisontalkraften tas opp som en strekkspenning i platen. Nettoarealet til platen vil være,

$$A_n = 2 \cdot t \cdot c \quad (\text{B.19})$$

$$A_n = 2 \cdot t \cdot 12.6$$

$$\frac{S}{A_n} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{B.20})$$

$$\frac{62700}{25.2t} \leq \frac{355}{1.05}$$

$$\Rightarrow t \geq 7.36 \text{ mm}$$

Bruker derfor en plate med tykkelse 10 mm.

### B.1.6. Kapasitet HUP120x120x10

Fra modellen i Abaqus fås en resulterende vertikalkraft i opplageret til buen på 34.9 kN (markert N i Figur B.4). Det er tiltenkt å bruke en HUP120x120x10 mm som skal kunne ta opp denne kraften.



Figur B.4.: Beregningsmodell HUP120x120x10

Opptredende skjærspenning er gitt ved:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S'}{I \cdot t} \quad (\text{B.21})$$

Geometriske egenskaper HUP120x120x10 [25]:

$$S' = \frac{W_{pl}}{2} = \frac{173000}{2} = 86500 \text{ mm}^3$$

$$I = 8.70 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Dette gir følgende opptredende skjærspenning:

$$\tau_{Ed} = \frac{34900 \cdot 86500}{8.70 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10} = 17.3 \text{ MPa}$$

Kravet til skjær er gitt i EC3 del 1-1, 6.2.6:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \leq 1.0 \quad (\text{B.22})$$

$$\frac{17.3}{355 / \sqrt{3} \cdot 1.05} = 0.09 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

### B.1.7. Strekkbånd

Aksialspenningen i strekkbåndet vil være bestemt av

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{N_{Ed}}{\pi r^2} = \frac{62.7 \cdot 10^3}{\pi r^2} \quad (\text{B.23})$$

Virkende kraft i strekkbåndet er beregnet ut i fra reaksjonskreftene i opplageret på buen, se tabell B.1. Buen har en vinkel som er tilnærmet  $31.3^\circ$ , og ved å dekomponere kreftene til globalt aksesystem, kan den horisontale komponenten bestemmes. Strekkbåndet må kunne ta denne krafta. Kapasiteten til strekkbåndet er bestemt av

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{350}{1.05} = 333.3 \text{ MPa} \quad (\text{B.24})$$

Ved å kombinere B.23 og B.24, finnes nødvendig dimensjon på strekkbåndet

$$r \geq 7.74 \text{ mm}$$

Ø16 er det nærmeste i dimensjon. Velger derfor Ø16.



# Tillegg C.

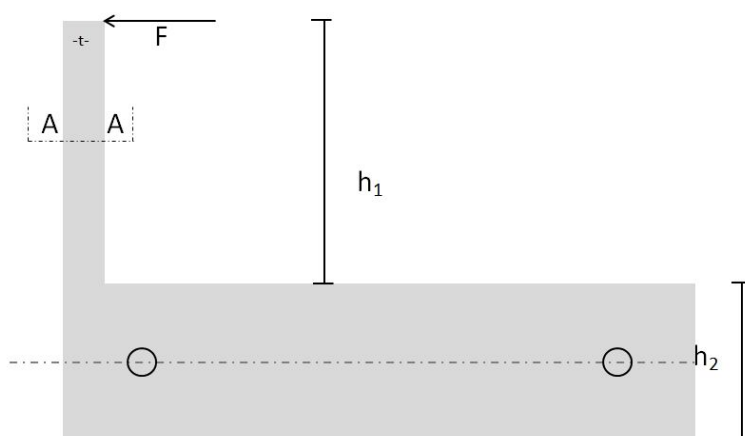
## Beregninger for dekket

### C.1.

#### C.1.1. Opplager for dekket

##### C.1.1.1. Vinkelprofil

Fra modellen av broen i Abaqus fås en resulterende kraft i tverretning på dekket ved opplager på 4.67 kN (markert F i figur C.1). Denne er konservativt satt til å virke i toppen av brodekket, noe som gir  $h_1 = 100$  mm. I C.1.1.2 er det gjort beregninger på kantavstander i stålet som medfører at  $h_2 = 32$  mm. Stålplaten (forenklet og konservativt tilnærmet til  $(h_1 + h_2) \cdot t$  i figur C.1) må tåle bidraget fra F som skjærkraft, samt eksentrisitetetsmomentet som oppstår om svak akse.



Figur C.1.: Beregningsmodell vinkelprofil.

**Skjær:**

EC 3 del 1-1, 6.2.6 (2) gir følgende plastisk skjærkapasitet for tverrsnittet:

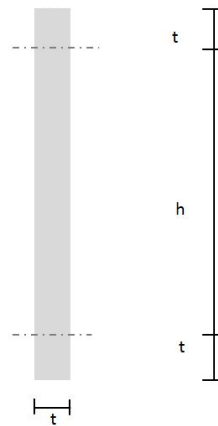
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (\text{C.1})$$

Stålet er av S355 kvalitet, og  $f_y = 355 \text{ MPa}$  blir gjeldende.  $\gamma_{M0}$  er i henhold til NA.6.1 lik 1.05. Skjærarealet blir i henhold til figur C.2 lik  $t \cdot (2 \cdot t + h)$ . Høyden  $h$  er lik bredden til en HUP50x50x10 = 50 mm. En tykkelse på  $t = 10 \text{ mm}$  er brukt videre i beregningene.

$$A_v = 10 \cdot (2 \cdot 10 + 50) = 700 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{700 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1.05} = 136.6 \text{ kN}$$

Siden  $V_{Ed} = F = 4.67 \text{ kN} < \frac{1}{2} \cdot V_{pl,Rd}$  kan det ses bort fra dens bidrag i henhold til EC 3 del 1-1, 6.2.6.



Figur C.2.: Beregningsmodell snitt A-A.

**Bøyespennning:**

Eksentrisitetsmomentet til tverrsnittet beskrevet i forbindelse med Figur C.1 vil være lik:



$$M = F \cdot \left( h_1 + h_2 - \frac{h_1 + h_2}{2} \right) = 4670 \cdot (132 - 66) \cdot 10^{-6} = 0.308 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

Annet arealmoment om svak akse i henhold til figur C.2 blir følgende:

$$I = \frac{t^3 \cdot (h + 2 \cdot t)}{12} = \frac{10^3 \cdot (50 + 2 \cdot 10)}{12} = 5833.33 \text{ mm}^4$$

Og bøyespenningen:

$$\sigma_M = \frac{M}{I} \cdot z \quad (\text{C.2})$$

$$\text{der } z = \frac{t}{2}$$

Innsatte verdier i likning C.2 gir:

$$\sigma_M = \frac{0.308 \cdot 10^6 \cdot \frac{10}{2}}{5833.33} = 264 \text{ MPa}$$

### Konklusjon:

Siden bidraget fra skjærkraften kan neglisjeres blir gjeldende krav for flyt i stålet:

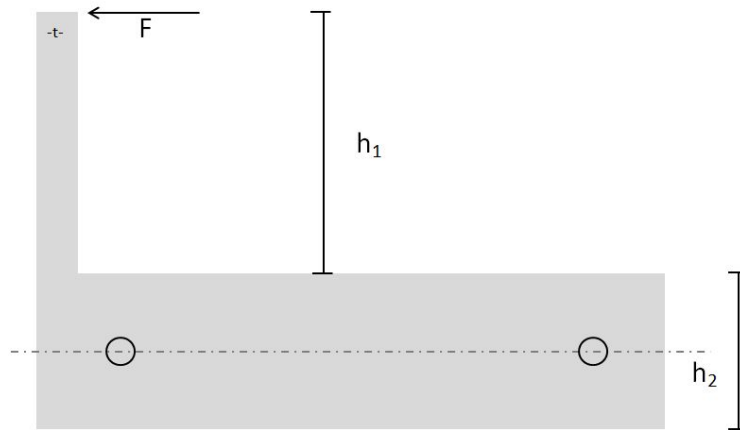
$$\sigma_M \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{C.3})$$

I henhold til EC3 del 1-1, NA.2.2 er  $\gamma_{M1} = 1.05$ , og kravet er dermed tilfredsstilt. Platene utføres med en tykkelse på 10 mm. Dette medfører også at platene (dobbeltsnittet forbindelse) med skruehull i figur C.1 har tykkelse 10 mm.

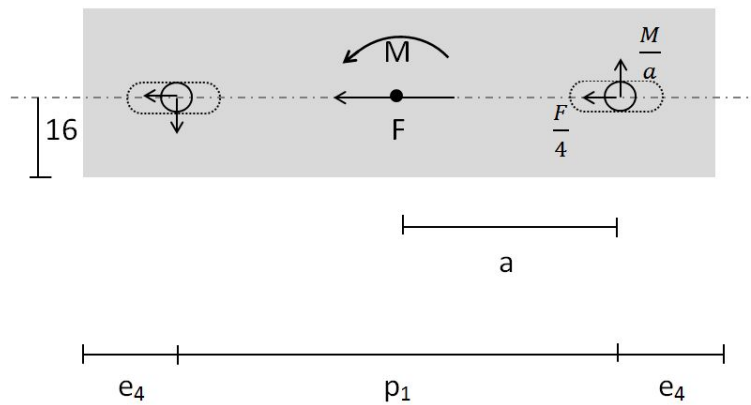
#### C.1.1.2. Skruer

Også i denne beregningen er resultantkraften satt til å virke i toppen av ståltverrsnittet. Dette gir kraftfordelinger på skruene som vist i figur C.4. Det må være avlange hull i stålet slik at profilet kan tilpasses bredden på dekket etter oppspenning.

Det er ønskelig å ha så små dimensjoner på platen som mulig, og derfor er nødvendige kantavstander satt som utgangspunkt for bredde ( $h_2$  i figur C.3). Siden forbindelsen er dobbeltsnittet vil F fordeles på 4 steder som vist i figur C.4.



Figur C.3.: Beregningsmodell skruer.



Figur C.4.: Opptredende krefter og avstander.

Det er tatt utgangspunkt i en M10 med kvalitet 8.8 i beregningene, noe som gir følgende verdier:

$$d = 10 \text{ mm}$$

$$d_0 = 10 + 0.1 \text{ mm}$$

$$f_{u,b} = 800 \text{ MPa}$$

$$f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$A = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 5^2 = 25\pi$$

#### Kantavstander:

EC3 del 1-8 Tabell 3.3 gir krav til kantavstander for avlange hull:

$$e_4 = 1.5 \cdot d_0 = 1.5 \cdot 10.1 = 15.15 \approx 16 \text{ mm}$$

$$e_3 = 1.5 \cdot d_0 = 1.5 \cdot 10.1 = 15.15 \approx 16 \text{ mm}$$

$$p_1 = 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 10.1 = 22.22 \approx 23 \text{ mm}$$

Basert på dette settes  $h_2 = 32$  mm.  $p_1$  bestemmes på grunnlag av nødvendig avstand mellom hullene for at kapasiteten til skruene eller platen ikke overskrides.

EC3 del 1-1, NA.2.2 angir  $\gamma_{M2} = 1.25$ , og kapasitetsberegninger er gjort i henhold til EC3 del 1-8, Tabell 3.4 :

#### Avskjæringskapasitet pr. snitt:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{u,b} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (\text{C.4})$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 25\pi}{1.25} = 30.2 \text{ kN}$$

#### Kapasitet for hullkanttrykk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (\text{C.5})$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{u,b}}{f_u} \text{ eller } 1.0 \\ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{e_4}{3 \cdot d_0} \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \end{array} \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \\ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \cdot \frac{e_3}{d_0} - 1.7 \end{array} \right\}$$

Merknad: For avlange hull er kapasiteten redusert med en faktor på 0.6 i likning D.2. Sett bort fra det siste kravet (det er bevist at dette gir en høyere  $\alpha_b$  verdi senere) gir dette  $\alpha_b = 0.528$  og  $k_1 = 2.5$ . Kapasitet for hullkanttrykk fra formel D.2 blir derfor:

$$F_{b,Rd} = 0.6 \cdot \frac{2.5 \cdot 0.528 \cdot 510 \cdot 10 \cdot 10}{1.25} = 32.3 \text{ kN}$$

Det som vil være dimensjonerende er avskjæringskapasiteten pr. snitt. Den totale skjærkraften på skruen avhenger av momentarmen,  $a$ , se figur C.4. Det virkende momentet for det ene snittet vil komme fra halvparten av kraften,  $F$ . Dette vil fordeles på to skruer..

$$F_{v,res}^2 = \left(\frac{F}{4}\right)^2 + \left(\frac{M}{a}\right)^2$$

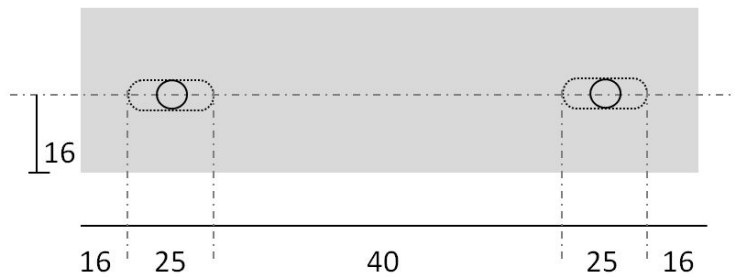
Kravet som må tilfredsstilles er da:

$$F_{v,Res} \leq F_{v,Rd}$$

$$\left(\frac{4670}{4}\right)^2 + \left(\frac{\frac{4670}{2} \cdot 116}{a}\right)^2 \leq 30200^2$$

$$\implies a \geq 9 \text{ mm}$$

Valg av avstander er vist i figur C.5, og alle krav om kantavstander er tilfredsstillt.

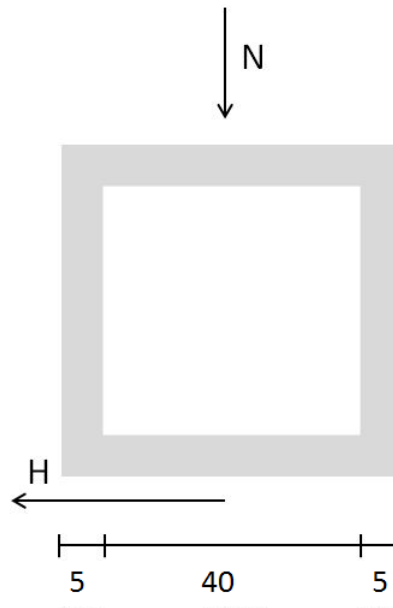


Figur C.5.: Valgt avstander.

Tilbake til  $\alpha_b$  verdiene, så gir en  $p_1$  avstand på 50 mm (minste tenkelig avstand mellom senter av skruene)  $\alpha_b = 1.4$ , noe som er høyere enn den brukte verdien på 0.528.

### C.1.1.3. HUP50x50x5

Fra modellen i Abaqus fås en resulterende vertikalkraft ved opplageret til dekket på 4.64 kN (markert N i figur C.6). Det er tiltenkt å bruke en HUP50x50x5 mm som skal kunne ta opp denne kraften.



Figur C.6.: Beregningsmodell HUP50x50x5

Siden dette hulprofilet er sveiset til en underliggende HUP120x120x10 vil det oppstå friksjonskrefter mellom disse. Denne er gitt ved

$$H = N \cdot \mu$$

Øvre grense for friksjonen mellom to deler av stål er gitt som  $\mu = 0.6$  [46]. Dette gir  $H = 2.8$  kN. Etersom  $H$  er mindre enn  $N$ , sjekkes hulprofilet for skjær på grunn av  $N$  over halve arealet. Forenklet

$$\tau_{Ed} = \frac{3 V_{Ed}}{2 A_v} \quad (\text{C.6})$$

Geometriske egenskaper HUP50x50x5 [25]:

$$A_v = 2 \cdot t \cdot h = 2 \cdot 5 \cdot 50 = 500 \text{ mm}^2$$

Dette gir følgende opptredende skjærspenning

$$\tau_{Ed} = \frac{3 \cdot 4640}{2 \cdot 500} = 13.92 \text{ MPa}$$

FE

Kravet til skjær er gitt i EC3 del 1-1, 6.2.6 [12]:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \leq 1.0 \quad (\text{C.7})$$

$$\frac{13.92}{355/\sqrt{3} \cdot 1.05} = 0.07 \leq 1.0 \quad OK$$

### C.1.2. Oppspenning av dekket

**c/c 0.5 m:**

EC5 del 2, 6.1.2(6):

Oppspenningstrykket i hele dekket skal være lik  $\sigma_{dekket} = 1 \text{ MPa}$ .

Dette tilsvarer en kraft på

$$N_{d,tot} = \sigma_{dekket} A \quad (\text{C.8})$$

Arealet for dekket i tverretningen er gitt ved

$$A = Lh = 10300 \cdot 100 = 1.03 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Satt inn i C.8 gir dette en total oppspenningskraft for hele dekket på

$$N_{d,tot} = 1 \cdot 1030000 = 1030 \text{ kN}$$

Denne krafta må fordeles på antall forspente stag. Avstanden mellom stagen skal være på 0.5 m og brua har en lengde på 10.3 m. Dette gir et antall gitt ved

$$n = \frac{L}{c/c} - 1 = \frac{10.3}{0.5} - 1 = 19.6 \Rightarrow 20 \text{ stag}$$

Fordeles den totale krafta på n får vi oppspenningskraft per spennarmering

$$N_d = \frac{1030}{20} = 51.5 \text{ kN}$$

**c/c 0.4 m:**

En mindre senteravstand fører til en økning i nødvendig antall spennarmeringsstag

$$n = \frac{L}{c/c} - 1 = \frac{10.3}{0.4} - 1 = 24.75 \Rightarrow 25 \text{ stag}$$

Dette gir en oppspenningskraft per stag lik

$$N_d = \frac{1030}{25} = 41.2 \text{ kN}$$

**C.1.2.1. Dimensjonering av spennarmering****c/c 0.5 m:**

Ved oppspenning av gjengestagene skal ikke stålet flyte. Gjengestagene som finnes i 2 meters lengder er av stålqualität 4.6. Dette medfører at de har en bruddgrense på  $f_{u,b} = 400$  MPa, og en flytegrense på  $f_y = 240$  MPa [28]. Siden stålet spennes opp til den eksakte oppspenningskraften som er nødvendig ( $N_d$ ), er det ikke noe usikkerheter rundt dette og lastfaktor benyttes ikke i beregningen. Kravet som må tilfredsstilles er:

$$\frac{N_d}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{C.9})$$

$$\frac{51500}{\pi \cdot r^2} \leq \frac{240}{1.05}$$

$$\Rightarrow r \geq 8.47 \text{ mm}$$

Standarddimensjoner på gjengestagene gjør at 2 meters lange Ø20 stag vil bli brukt.

**c/c 0.4 m:**

Nødvendig radius på spennarmeringa vil være gitt ved

$$\frac{41200}{\pi \cdot r^2} \leq \frac{240}{1.05}$$

$$\Rightarrow r \geq 7.57 \text{ mm}$$

For denne c/c er Ø18 tilstrekkelig.

**C.1.2.2. Buttskjøter**

EC5 del 2, 6.1.2(10):

Det bør ikke være mer enn en buttskjøt for hver fjerde lamell innen for  $l_1$ . Hvor

$$l_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2d \\ 30t \\ 1.2 \text{ m} \end{array} \right\} \quad (\text{C.10})$$

Hvor

$d$  avstanden mellom forspenningsenhetene

$t$  tykkelsen på lamellene i forspenningsretningen

For K-bjelken er  $t = 36 \text{ mm}$ .

**c/c 0.5 m:**

For c/c 0.5m blir C.10 gitt ved

$$l_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2d = 1000 \text{ mm} \\ 30t = 1080 \text{ mm} \\ 1.2 \text{ m} \end{array} \right\} = 1000 \text{ mm}$$

**c/c 0.4 m:**

For c/c 0.4 m blir C.10 gitt ved

$$l_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2d = 800 \text{ mm} \\ 30t = 1080 \text{ mm} \\ 1.2 \text{ m} \end{array} \right\} = 800 \text{ mm}$$

**C.1.2.3. Dimensjonering av underlagsskive til spennarmering**

EC5 del 1, 6.1.5(1):

For trykk vinkelrett på fiberretningen skal følgende være oppfylt

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (\text{C.11})$$



der

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (\text{C.12})$$

$A_{ef}$  vil være begrenset av høyden på dekket, samt berøringslengden  $l$  som kan økes med 30 mm i hver ende. Høyden på dekket er 98 mm.

EC5 del 1, 6.1.5(4):

Hver spennarmering kan sees på som et enkeltopplegg, hvor  $l_1 \geq 2h$  og  $l \leq 400 \text{ mm}$ , samt at dekket er i limtre av bartrevirke, derfor settes  $k_{c,90} = 1.75$ .

EC5 del 2, 2.3.1.2(2):

Forspenningkrefter umiddelbart etter oppspenning som virker vinkelrett på fiberretningen kan betraktes som korttidslaster. Ut i fra dette kan  $k_{mod}$  settes lik 0.9.

EC1 del 1-6, 4.4(3):

Oppspenningskraften etter lang tid kan sees på som en permanent last. Ut i fra dette kan  $k_{mod}$  settes lik 0.6.

EC5 del 2, 6.1.2(6):

Oppspenningskrafta i et spennarmert limtredekke kan antas å være 0.35 MPa etter lang tid.

Det må bestemmes hvilket av tilfellene som er dimensjonerende. Setter C.12 inn i C.11 og omrokkerer litt. Dette gir

$$A_{ef} \geq \frac{F_{c,90,d}}{k_{c,90} f_{c90d}} = \frac{\frac{\sigma A_{dekket}}{n}}{k_{c,90} k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M}} = C_1 \frac{\sigma}{k_{mod}}$$

For langtidslast gir dette

$$\frac{\sigma_{lang}}{k_{mod}} = \frac{0.35}{0.6} = 0.58$$

For korttidslast

$$\frac{\sigma_{kort}}{k_{mod}} = \frac{1}{0.9} = 1.11$$

Korttidslasten vil gi det største arealet,  $A_{ef}$  og vil derfor være dimensjonerende.

EC5 del 1, 2.4.1(1):

Kapasiteten til dekket vinkelrett på fiberretningen blir følgelig gitt ved

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = \frac{0.9 \cdot 2.5}{1.15} = 1.96 \text{ MPa} \quad (\text{C.13})$$

Ettersom  $f_{c,90,k} = 2.5$  MPa og  $\gamma_M = 1.15$  for for K-bjelken [24].

Platene som kan bestilles opp er kvadratiske,  $b=h$ . Kombineres C.11 og C.12 gir dette

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{N_d}{h(b+60)} = \frac{51500}{h(h+60)} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} = 1.75 \cdot 1.96 = 3.43 \text{ MPa}$$

Likningen løses for  $h$

$$h \geq 96.15 \text{ mm}$$

EC5 del 2, 10.4.3(2):

Underlagsskiven må ha en sidelengde på minst  $3d = 3 \times 20 = 60$  mm  $\implies$  OK!

Underlagsskiven må ha en tykkelse på minst  $0.3d = 6$  mm.

Velger derfor å bruke en underlagsskive med dimensjonene  $100 \times 100 \times 6$  mm.

$$l_1 = 500 - 100 = 400 \geq 2 \cdot h = 200 \implies \text{OK!}$$

### C.1.3. Forbindelse mellom dekket og T-profiler

#### C.1.3.1. Virkende kraft

Skruene i forbindelsen mellom dekket og T-profilene må holde igjen for den skjærkrafta som virker i mellom disse to komponentene. Trafikklast vil bli tatt som trykk mellom disse. Skjærkrafta vil i hovedsak bestå av bidrag fra vindlasta som virker på dekket. Forenklet er det derfor antatt at skjærkrafta mellom dekket og T-profiler er gitt ved:

$$V_{Ed} = \gamma_p \sigma_{vind} A$$

Hvor

$\gamma_p$  er lastfaktor for korttidslast gitt ved 1.5

$\sigma_{vind}$  er virkende trykk fra vinden på siden av dekket. Denne er gitt ved  $1.0 \text{ N/m}^2$

$A$  er arealet av dekket som hvert T-profil tar opp last fra.

Ettersom c/c mellom hvert av T-profilene 400 mm og høyden på dekket er 98 mm gir dette et areal på

$$A = 0.4 \cdot 0.098 = 0.0392 \text{ m}^2 \approx 0.04 \text{ m}^2$$

Dette gir en dimensjonerende skjærkraft for forbindelsen gitt ved

$$V_{Ed} = 1.5 \cdot 1.0 \cdot 0.04 = 0.06 \text{ kN}$$

### C.1.3.2. Kapasitet per skrue

Valgt skrue:

$d_y$  Ytre diameter av skruen. Målt til 4.5 mm.

$d_i$  Indre diameter. Målt til 2.84 mm.

$l$  lengde av skaftet. Målt til 45 mm.

Skruene skal gjennom flensen på T-profilet før de trenger inn i dekket. Flensene har en tykkelse på 5 mm. Dette gir en inntrengningsdybde per skrue gitt ved:

$$l_{ef} = l - t = 45 - 5 = 40 \text{ mm}$$

EC5 del 1, 8.7.1(3):

Skruen har ikke delvis glatt skaft. Bruker en  $d_{ef} = 1.1d_i = 3.12 \text{ mm}$ .

8.7.1(5):

Skruen har mindre effektiv diameter enn 6 mm, bruker reglene i 8.3.1.

8.3.1:

$$M_{Y,Rk} = 0.3f_u d_{ef}^{2.6} = 0.3 \cdot 800 \cdot 3.12 = 4623.96 \text{ Nmm}$$

Uten forboring:

$$f_{h,k} = 0.082\rho_k d_{ef}^{-0.3} = 0.082 \cdot 380 \cdot 3.12^{-0.3} = 22.15 \text{ MPa}$$

8.2.3(1):

$t = 5 \text{ mm} > d_{ef} = 3.12 \text{ mm} \implies$  Enkeltsnittet tykk stålplate.

Skjærkapasiteten vil være gitt ved (8.10):

$$F_{v,Rk} = \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,k}td_{ef} & \text{bruddform (c)} \\ f_{h,k}td \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{hk}d_{ef}t^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{bruddform (d)} \\ 2.3\sqrt{M_{y,Rk}f_{h,k}d_{ef}} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{bruddform (e)} \end{array} \right\}$$

Bruddform (c):

$$f_{h,k}td_{ef} = 22.15 \cdot 40 \cdot 3.12 = 2.76 \text{ kN}$$

Bruddform (d):

$$f_{h,k}td \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{hk}d_{ef}t^2}} - 1 \right] = 22.15 \cdot 40 \cdot 3.12 \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot 4623.96}{22.15 \cdot 3.12 \cdot 40^2}} - 1 \right] = 1.31 \text{ kN}$$

Taueffekten:

EC5 del 1, 8.7.2(4):

Den karakteristiske uttrekkskapasiteten til en skrue vil være gitt ved

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef}f_{ax}d_{ef}k_d}{1.2\cos^2(\alpha) + \sin^2(\alpha)}$$

Regner kapasitet for 1 skrue, setter  $n_{ef} = 1$ .

EC5 del 1, formel (8.39):

$$f_{ax,k} = 0.52d^{-0.5}l_{ef}^{-0.1}\rho_k^{0.8} = 0.52 \cdot 4.5^{-0.5} \cdot 40^{-0.1}380^{0.8} = 19.63 \text{ MPa}$$

For K-bjelken er densiteten gitt ved [24]  $\rho_k = 380 \text{ MPa}$ .

$$k_d = \min \left\{ \begin{array}{l} d/8 = 4.5/8 = 0.56 \\ 1.0 \end{array} \right\} = 0.56$$

$\alpha$  er vinkelen mellom skrueaksen og fiberretningen. I denne forbindelsen vil den være  $90^\circ$ . Dette gir en uttrekkskapasitet lik

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{1 \cdot 19.63 \cdot 4.5 \cdot 40 \cdot 0.56}{1.2\cos^2(90) + \sin^2(90)} = 1.99 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{ax,Rk}}{4} = \frac{1.99}{4} = 0.50 \text{ kN} < 1.31 \text{ kN}$$

$\implies$  Bidrag fra taueffekten er på 0.50 kN.

Dette gir

$$f_{h,kt}d \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{hk}d_{ef}t^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1.31 + 0.50 = 1.81 \text{ kN}$$

Bruddform (e):

$$2.3\sqrt{M_{y,Rk}f_{h,k}d_{ef}} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 2.3\sqrt{4623.96 \cdot 22.15 \cdot 3.12} + 500 = 1.80 \text{ kN}$$

Skjærkapasiteten blir følgende

$$F_{v,Rk} = \min \{(c), (d), (e)\} = 1.80 \text{ kN}$$

Dimensjonerende

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0.9 \frac{1.80}{1.3} = 1.25 \text{ kN}$$

EC3 del 1-8, Tabell 3.4:

Sjekker om skjærbrudd i skrue vil være dimensjonerende. Dimensjonerende kapasitet vil være gitt ved

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot \frac{\pi \cdot 2.84^2}{4}}{1.25} = 2.43 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  Ikke dimensjonerende!  $F_{v,Rd} = 1.25 \text{ kN}$

T-profilene ble bestemt til å festes med 6 skruer, selv om det holder med en. Grunnen til dette er for å få tilstrekkelig stivhet mellom disse to komponentene. Dette gir en sikkerhetsfaktor på 125 med tanke på virkende skjærkraft.



# Tillegg D.

## Beregninger for stag og stagfeste

### D.1.

I disse beregningene for feste av stagene er det tatt utgangspunkt i det staget fra modellen i Abaqus som er verst belastet. Dette staget har en spenning på 160 MPa, og med et tverrsnitt i modellen på stagene på Ø4 gir dette en kraft i staget på 2 kN. Alle festepunkt, både i bue og dekket, dimensjoneres for denne kraften.

#### D.1.1. Stagfeste i tverrbærere

##### D.1.1.1. T-profil 30x30x4 S355 og øyeskrue AISI 316

Øyeskruen som stagene skal festes i er en M6 skrue med stål kvalitet AISI 316 [30], noe som gir en skruediameter,  $d = 6$  mm, og et skruehull,  $d_0 = 6.1$  mm. AISI 316 har brudd- og flytspenning på  $f_{u,b} = 550$  MPa og  $f_y = 240$  MPa [29]. Beregningene er utført etter Eurokode 3, del 1-8 [45]. T-profilet som brukes som tverrbærere har dimensjoner  $t = 4$  mm,  $b = 30$  mm og  $h = 30$  mm, se figur D.1. T-profilet er av S355 kvalitet og har derfor bruddfasthet,  $f_u = 510$  MPa [25]. Det festes ett stag i hver øyeskrue.

#### Kantavstander:

Kantavstandene er beregnet etter EC3, del 1-8, Tabell 3.3.

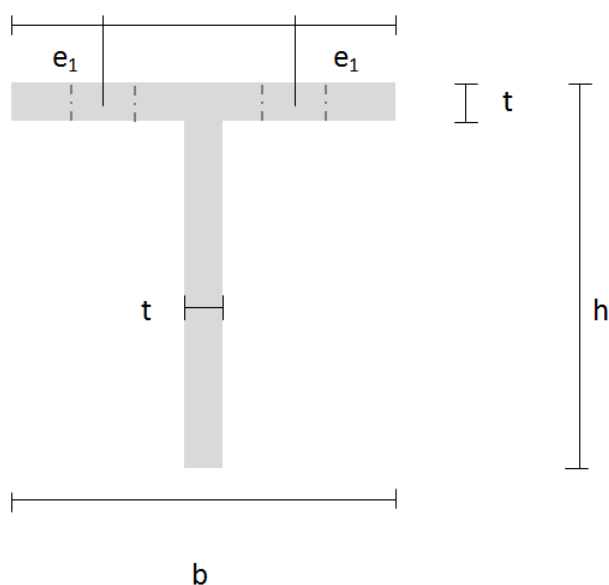
$$e_1 = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 6.1 = 7.32 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 6.1 = 7.32 \text{ mm}$$

$$p_1 = 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 6.1 = 13.42 \text{ mm}$$

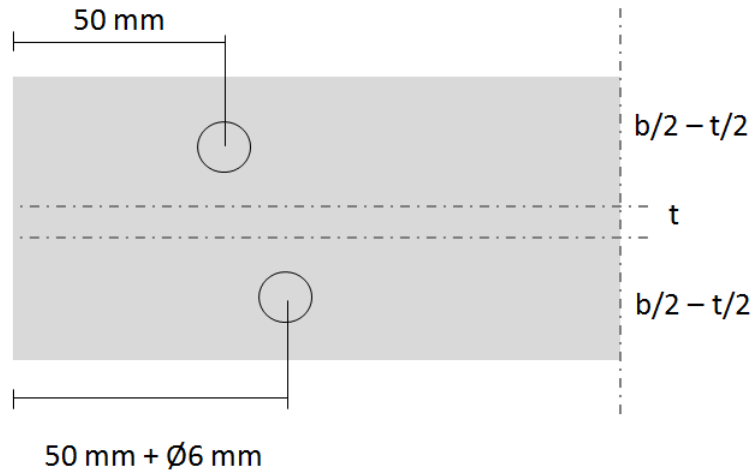
$$p_2 = 2.4 \cdot d_0 = 2.4 \cdot 6.1 = 14.64 \text{ mm}$$

$p_1$  er avstanden mellom de to skruehullene i figur D.1. Den er uansett større enn kravet, men det tas ikke høyde for denne grunnet at T-profilets steg bidrar til avstivning mellom de. Plassbegrensninger gjør at  $e_1$  settes lik 7 mm. Det bevises senere at kapasitet for hullkanttrykk likevel er tilfredsstillende.  $e_2$  er avstanden fra kanten av T-profilet og til senter av skruehull, og denne er på 50 mm, se figur D.2. Denne avstanden er allerede gitt, da T-profilet har en utstikkende del på 50 mm på utsiden av begge buene. Som vist i figur D.2 er et av de to hullene forskjøvet innover med en avstand lik boltediameteren (og også stagdiameteren på stagene i modellen i laboratoriet). Dette er gjort for at stagene ikke skal krasje. Momentet på grunn av dette neglisjeres, da dette vil være lite. Figur D.2 er symmetrisk på den andre enden av T-profilet.  $p_2$  er avstanden mellom skruehullene i samme plan som vist i figur D.2, og denne er også gitt lik 180 mm, som er samme avstand som bredden til buene.



Figur D.1.: Beregningsmodell, stagfeste i tverrbærere.





Figur D.2.: Beregningsmodell, stagfeste sett ovenfra.

**Avskjæringskapasitet:**

EC3, del 1-8, Tabell 3.4:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (D.1)$$

EC3, del 1-1, NA.2.2 angir  $\gamma_{M2} = 1.25$ . Antar videre at diameteren til øyeskruen uten gjenger er 2.5 mm.

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 550 \cdot 2.5^2 \pi}{1.25} = 5.2 \text{ kN}$$

**Kapasitet for hullkantrykk:**

EC3, del 1-8, Tabell 3.4:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (D.2)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{u,b}}{f_u} \text{ eller } 1.0 \\ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \end{array} \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \\ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \\ 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \end{array} \right\}$$

Med  $e_1 = 7$  mm gir dette  $\alpha_b = 0.4$ , og med  $p_2 = 180$  mm og  $e_2 = 50$  mm gir dette  $k_1 = 2.5$ .

$$F_{b,Rd} = \frac{0.4 \cdot 2.5 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 4}{1.25} = 9.79 \text{ kN} \quad OK$$

### Strekkapasitet:

EC3, del 1-8, Tabell 3.4:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (D.3)$$

der  $k_2 = 0.9$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot 550 \cdot 2.5^2 \pi}{1.25} = 7.78 \text{ kN}$$

### Kombinert avskjæring og strekk:

EC3, del 1-8, Tabell 3.4:

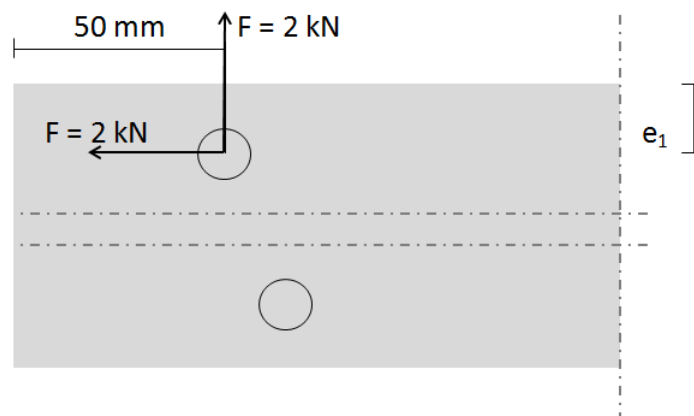
$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (D.4)$$

Konservativt velges  $F_{v,Ed} = F_{t,Ed} = 2$  kN for å påvise tilstrekkelig kapasitet.

$$\frac{2000}{5200} + \frac{2000}{1.4 \cdot 7780} = 0.57 \leq 1.0 \quad OK$$

### Blokkutrivning:

Antar en konservativ lastfordeling som vist i figur D.3.



Figur D.3.: Beregningsmodell, blokkutrivning.

EC3, del 1-8, 3.10.2:

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (D.5)$$

der  $A_{nt}$  er netto areal påkjent av strekk

der  $A_{nv}$  er netto areal påkjent av skjær

EC3 del 1-1, NA.2.2 [12] angir  $\gamma_{M1} = 1.05$ .

Det mest konservative vil være å bruke et nettoareal påkjent av strekk på;

$$A_{nt} = \left( e_1 - \frac{d_0}{2} \right) \cdot t = \left( 7 - \frac{6.1}{2} \right) \cdot 4 = 15.8 \text{ mm}^2$$

og et nettoareal påkjent av skjær på;

$$A_{nv} = \left( e_2 - \frac{d_0}{2} \right) \cdot t = \left( 50 - \frac{6.1}{2} \right) \cdot 4 = 187.8 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{510 \cdot 15.8}{1.25} + \frac{355 \cdot 187.8}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 43.1 \text{ kN} \quad OK$$

### Dimensjonering av underlagsskive:

Antar konservativt at underlagsskivene er av samme stål kvalitet som de tilhørende øyeskruene, og følgelig har en flytspenning på 240 MPa.

$$\frac{F}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (D.6)$$

$$A = \pi \cdot (r_y^2 - r_i^2) = \pi \cdot (r_y^2 - 3.05^2)$$

$$\frac{2000}{\pi \cdot (r_y^2 - 3.05^2)} \leq \frac{240}{1.05}$$

$$\implies r_y = 3.48 \text{ mm}$$

Dette vil ikke være noe problem, men plassbegrensninger tilsier at underlagsskive og mutter ikke kan ha større ytre radius enn 6 mm.

### Forenklet kapasitetsberegning av T-profilen alene:

Ettersom det vil være samvirke mellom dekket og tverrbærere, er det ikke gjort noen kapasitetsberegninger på bøyepeningen for T-profilene for hånd. Det er antatt at den numeriske modellen i Abaqus gir riktige bøyepening for tverrbærerne under dekket.

Det er gått ut i fra at spenningene i skalert og fullskalamodell er like. Midt under dekket vil bøyepeningene i tverrbærerene være størst. Her er den ut i fra Abaqus funnet til å være 230 MPa. Da inklusive lastfaktorer. Bøyepeninger er avhengig av 2. arealmoment. Skaleres følgelig tverrbærernes 2. arealmoment i skalert modell etter dette, vil opptredende spenninger i fullskala og skalert modell være like.

2. arealmoment for T-profilene 30x30x4 mm er noe lavere enn  $1/10^4$  av IPE400 som er brukt i fullskala. Forskjellen mellom motstandsmomentene er på 0.8. Justeres opptredende spenning fra fullskalamodellen etter dette, fås en spenning i T-profilet på 286.7 MPa. T-profilene har følgelig god nok kapasitet, da de har bøyefasthet på 338 MPa.

For skjærkapasiteten til tverrbærerene er det vanskelig å få noe fornuftig ut av modellen i Abaqus, da stagene kun er festet i 1 node. Dette gir for store spenninger enn i virkeligheten, hvor kraften vil være fordelt over et areal. Det er av den grunn gjort noen forenklede håndberegninger på skjærkapasiteten til profilet. Det er fire hengestag som er festet i hver ende på profilene. Konservativt gir dette en opptredende skjærkraft gitt ved

$$V_{Ed} = 4 \cdot 2010 = 8040 \text{ N}$$

Skjærkraften tas av T-profilets steg. Plastisk skjærkapasitet er gitt ved:

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \cdot A_{steg} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot 26 \cdot 4 = 20300 \text{ N} > V_{Ed}$$

T-profilet har tilstrekkelig skjærkraftkapasitet.

#### D.1.1.2. T-profil 40x40x5 S235

##### Kantavstander:

Siden den nye øyeskruen kan belastes med 1360 kg, blir det ikke foretatt nye beregninger på avskjæringskapasitet, strekkapasitet og en kombinasjon av disse.

##### Kapasitet for hullkantrykk:

Samme verdier for  $\alpha_b$  og  $k_1$  som brukt for T-profilet 30x30x4 brukes konservativt også her.

$$F_{b,Rd} = \frac{0.4 \cdot 2.5 \cdot 360 \cdot 6 \cdot 4}{1.25} = 6.91 \text{ kN} \quad OK$$

Siden kantavstandene er større for dette profilet, samt at blokkutrivningskapasiteten for T-profil 30x30x4 mm er såpass stor, blir det ikke foretatt nye beregninger på blokkutrivning. Underlagsskive blir det heller ikke utført nye beregninger på, siden underlagsskiven som følger med den nye øyeskruen er mye større enn nødvendig underlagsskive beregnet fra formel D.6.

### Forenklet kapasitetsberegning av T-profilet alene:

Profilet vil ha lavere spenninger, enn funnet i Abaqus på 230 MPa. Dette kommer av at 2. arealmoment for dette T-profilet er over dobbelt så stort som den skalerte verdien for IPE400. Spenningene vil følgelig være halvparten så stor, og en kapasitet på 235 MPa vil være tilstrekkelig.

Plastisk skjærkraftkapasitet:

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \cdot A_{steg} = \frac{235}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot 35 \cdot 5 = 22613 \text{ N} > V_{Ed}$$

Også dette T-profilet har tilstrekkelig skjærkraftkapasitet.

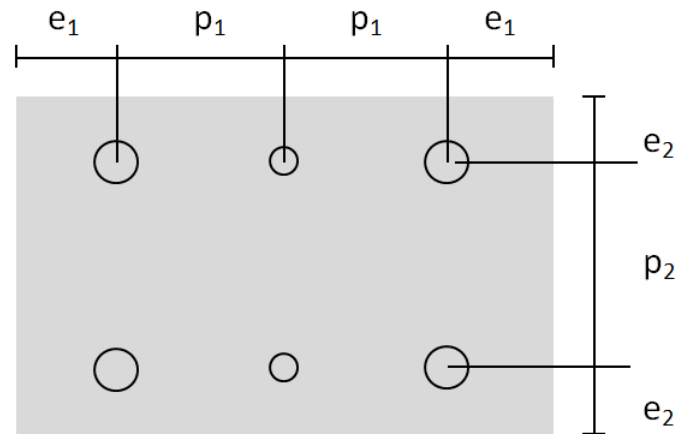
## D.1.2. Stagfeste i bue

### D.1.2.1. Alternativ 1: Plater

Plater S355 kvalitet.

### Kantavstander:

Platene dimensjoneres med minsteavstander etter Eurokode 3, del 1-8, Tabell 3.3, med  $d_0 = 8.1$  mm for alle hull, selv om hullene til øyeskruene er på 6.1 mm.



Figur D.4.: Kantavstander plater

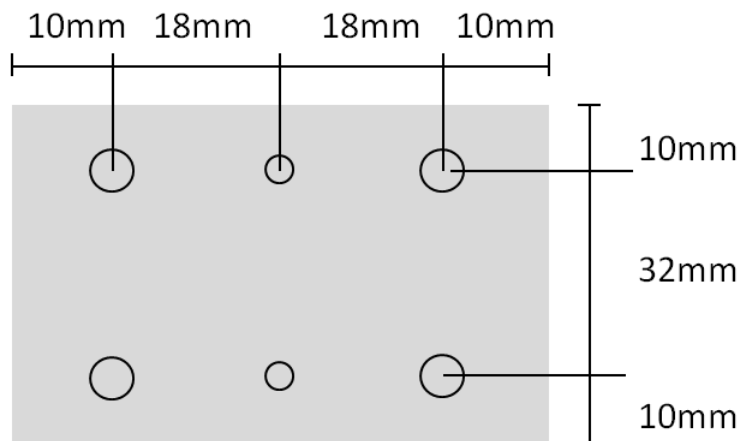
$$e_1 = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 8.1 = 9.72 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 8.1 = 9.72 \text{ mm}$$

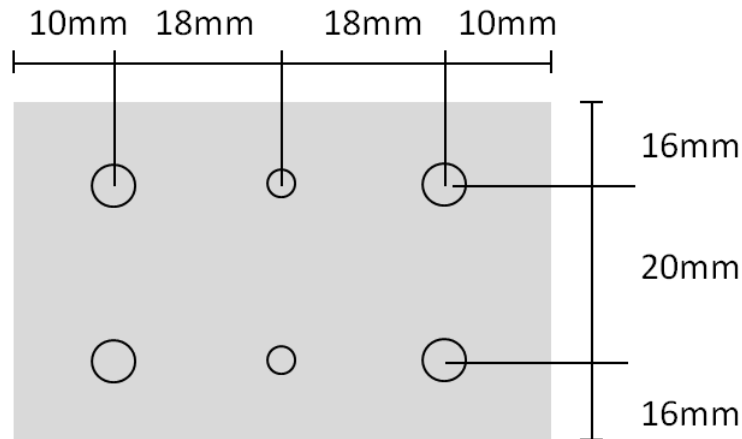
$$p_1 = 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 8.1 = 17.82 \text{ mm}$$

$$p_2 = 2.4 \cdot d_0 = 2.4 \cdot 8.1 = 19.44 \text{ mm}$$

**Plate, ytre stag:**



Figur D.5.: Ytre plater

**Plate, indre stag:**

Figur D.6.: Indre plater

**Doble plater:**

Disse platene innfrir kravene til minsteavstandene. Det er kun en ekstra avstand mellom de to doble skruer til øyeskruene, og denne avstanden er i henhold til Fokus- og Abaqus modellen og er større enn minsteavstanden,  $p_1$ . Bredden på platene er lik de andre på 52 mm.

Øyeskruene har tilstrekkelig kapasitet for avskjæring og strekkapasitet, som vist under delkapittel D.1.1.

**Platenes skjærkapasitet:**

Platenes tykkelse,  $t = 5$  mm. Virkende skjærkraft er satt til å være 2 ganger stagkrafta, da det er festet 2 stag i hver plate.

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{A_{net}} \leq \tau_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (D.7)$$

$$A_{net} = (52 - (2 \cdot d_0)) \cdot t = (52 - 16.2) \cdot 5 = 179 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{3 \cdot 4000}{2 \cdot 179} = 33.5 \text{ MPa} \leq \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 195.2 \text{ MPa}$$

**Kapasitet for hullkanttrykk:**

Se formel D.2.

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{u,b}}{f_u} \text{ eller } 1.0 \\ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \end{array} \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \\ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \\ 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \alpha_b = 0.41$$

$$\Rightarrow k_1 = 1.76$$

Konservativt brukes  $d=6$  mm i beregningen:

$$F_{b,Rd} = \frac{0.41 \cdot 1.76 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 5}{1.25} = 8.8 \text{ kN} \quad OK$$

**Blokkutrivning:**

Se forøvrig formel D.5.  $d_0$  settes konservativt lik 8.1 mm.

Det mest konservative vil være å bruke et nettoareal påkjent av strekk på;

$$A_{nt} = (p_2 - d_0) \cdot t = (32 - 8.1) \cdot 5 = 119.5 \text{ mm}^2$$

og et nettoareal påkjent av skjær på;

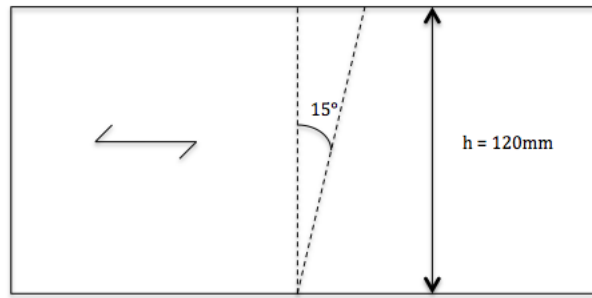
$$A_{nv} = 2 \cdot (2 \cdot p_1 - 2 \cdot d_0) \cdot t + \left( e_1 - \frac{d_0}{2} \right) \cdot t = 2 \cdot (2 \cdot 18 - 2 \cdot 8.1) \cdot 5 + \left( 10 - \frac{8.1}{2} \right) \cdot 5 = 227.75 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{510 \cdot 119.5}{1.25} + \frac{355 \cdot 227.75}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 93.2 \text{ kN} \quad OK$$

**Kapasitet skruerforbindelse i bue:**

Skruene settes i en vinkel på  $15^\circ$  med aksene som ligger vinkelrett på fiberretningen. Se figur D.1. Ved å skråstille skruene vil skjærkrafta som virker bli tatt som strekkraft i skruene. Kapasiteten til forbindelsen vil da være bestemt av enten uttrekkskapasiteten, eller strekkmotstanden til skruene.





Tabell D.1.: Skruenes vinkling i buen.

Med tanke på at høyden på buen er 120 mm, gir dette en maks inntrengningsdybde gitt ved

$$l_{ef} = \frac{120}{\cos(15^\circ)} = 124.2 \text{ mm}$$

$l_{ef}$  settes til 124 mm. Det ble valgt en skrue med gjenger langs hele skaftet og  $d = 8\text{mm}$ . Disse har en indre diameter  $d_i = 4.9\text{ mm}$ . Alle platene var tenkt til å festes likt med 4 skruer som pekte innover med vinkel som vist i figur D.1. Det vil si at kun 2 av skruene vil være effektive for skjær, da det er kun to av dem som da vil ta skjærkrafta som strekk.

### Uttrekkskapasitet:

EC5 del 1, 8.7.2(4):

Den karakteristiske uttrekkskapasiteten til en skrue vil være gitt ved

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax} d l_{ef} k_d}{1.2 \cos^2(\alpha) + \sin^2(\alpha)} \quad (\text{D.8})$$

EC5 del 1, 8.7.2(8):

Effektivt antall skruer er gitt ved  $n^{0.9}$ , hvor  $n$  er antall skruer som virker sammen i forbindelsen. Etersom det kun vil være to skruer som virker i strekk på grunn av skjær vil dette gi

$$n_{ef} = 2^{0.9} = 1.87$$

EC5 del 1, formel (8.39):

$$f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8} = 0.52 \cdot 8^{-0.5} \cdot 124^{-0.1} \cdot 400^{0.8} = 13.70 \text{ MPa}$$

For buen er densiteten gitt ved  $\rho_k = 400$  MPa.

$$k_d = \min \left\{ \begin{array}{l} d/8 = 8/8 = 1.0 \\ 1.0 \end{array} \right\} = 1.0$$

$\alpha$  er vinkelen mellom skrueaksen og fiberretningen. I denne forbindelsen vil den være gitt ved

$$\alpha = 90 - 15 = 75^\circ$$

Disse tallene inn i formel D.8

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{1.87 \cdot 13.70 \cdot 8 \cdot 124 \cdot 1.0}{1.2 \cos^2(75^\circ) + \sin^2(75^\circ)} = 25.08 \text{ kN}$$

EC 5 del 1, 2.4.3(1)

Dette gir en dimensjonerende kapasitet for forbindelsen gitt ved

$$F_{ax,\alpha,Rd} = k_{mod} \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{\gamma_M} = 0.9 \cdot \frac{25.98}{1.3} = 17.36 \text{ kN}$$

Ettersom EC 5 del 1, Tabell NA.2.3 setter  $\gamma_M = 1.3$  for forbindelser.

### Strekkbrudd i skrue:

EC 5 del 1, 8.7.2(1):

Skruens strekkfasthet kan være dimensjonerende. Denne må derfor sjekkes.

EC 3 del 1-8, Tabell 3.4:

Strekkapasiteten til en skrue er gitt ved formel D.3. Treskruene som er brukt er ikke senkskrue. Dette gir  $k_2 = 0.9$ .

For denne skruen vil arealet,  $A_s$  være gitt av

$$A_s = \frac{\pi d_i^2}{4} = \frac{\pi \cdot 4.9^2}{4} = 18.86 \text{ mm}^2$$

EC3, del 1-1, NA.2.2 angir  $\gamma_{M2} = 1.25$ . Satt inn i formel D.3 gir dette strekkapasiteten per skrue

$$F_{t,Rd,skrue} = \frac{k_2 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 18.86}{1.25} = 10.86 \text{ kN}$$

$\implies$  Vil ikke være dimensjonerende da uttrekkskapasiteten for to skruer er på 17.36 kN.

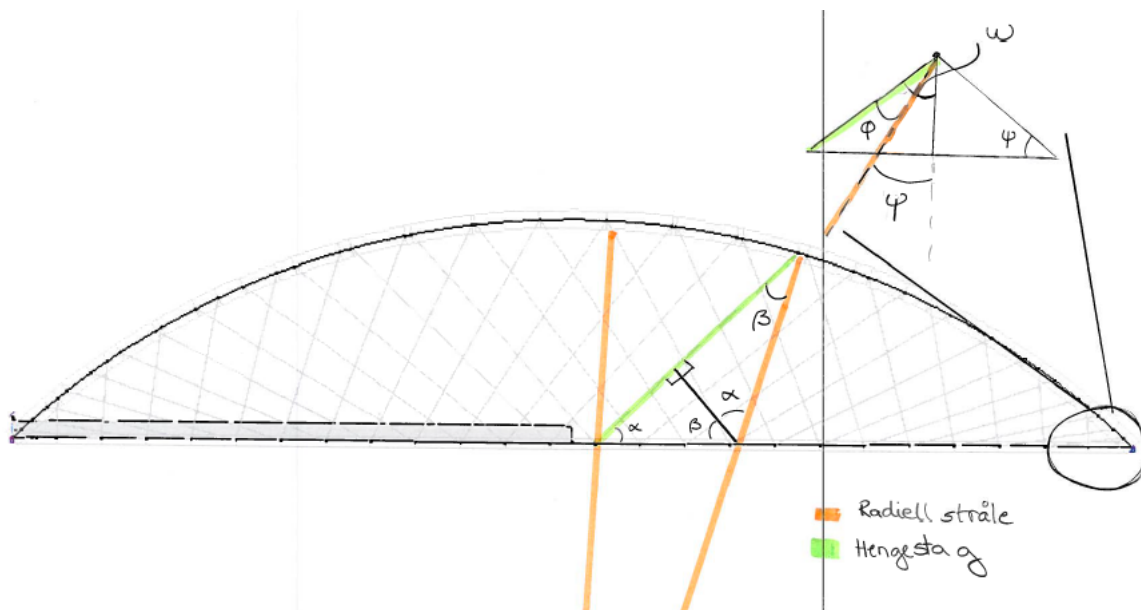
**Virkende krefter:****Ut av planet:**

Dimensjonerende lastsituasjon for aksialkrafta i stagene er med trafikklaster på halve dekket. Da er  $N_d = 2.0$  kN, se 3.4.1.

Skjærkrafta i planet vil være bestemt av vinkelen til hengestagene ut av planet. Etersom skruene ikke er vinklet ut av planet, vil denne skjærkrafta gå på skjærkapasiteten til forbindelsen. I planet vil derimot skjærkrafta bli tatt som strekk i skruene grunnet vinkling. Stagene er festet to og to i samme punktet på buen. Disse stagene er vinklet ut i fra punktet i hver sin retning og har tilnærmet lik kraft. Dette fører til at skjærkreftene ut av planet vil være tilnærmet lik null, ettersom skjærkreftene fra stagene vil motvirke hverandre. Derfor neglisjeres denne krafta for forbindelsen.

**I planet:**

For å bestemme hvorvidt forbindelsen har tilstrekkelig kapasitet i planet, må vinkelen hengestagene treffer platene bestemmes. Ut i fra denne vinkelen kan den totale strekkrafta i skruene bestemmes. Hengestagene i brua er skråstilt i en vinkel på  $45^\circ$  ut i fra radielle linjer fra sentrum på buen, se figur D.7.



Figur D.7.: Vinkler for stag.

Stagkrafta,  $N_d$  kan dekomponeres i strekk og skjær i forbindelsen

$$V_{Ed} = N_d \sin \varphi$$

$$S_{Ed} = N_d \cos \varphi$$

Ut i fra figur D.1 kan det sees at dette gir følgende strekkraft i skruene

$$S_{Skruer} = \frac{V_{Ed}}{\sin(15^\circ)} + \frac{S_{Ed}}{\cos(15^\circ)} = 3.86N_d \sin(\beta) + 1.04N_d \cos(\beta)$$

Følelig vil størrelsen på skjærkrafta være kritisk for strekkrafta i skruen. Figur D.7 viser hvordan stagene vil treffe buen.  $\alpha$  vil minke mot endene av buen, noe som fører til at  $\beta$  vil bli større. Der  $\beta$  er størst, vil skjærkrafta være størst. Dette vil følgelig være mot endene av buen. Bestemmer  $\varphi$

$$\omega = \arctan\left(\frac{4513}{1834.8}\right) = 67.9^\circ$$

$$\psi = \arctan\left(\frac{1834.8}{3487}\right) = 27.8^\circ$$

$$\varphi \leq \omega - \psi = 40.1^\circ$$

$$S_{Skruer} \leq 3.86N_d \sin(40.1^\circ) + 1.04N_d \cos(40.1^\circ) = 2.49N_d + 0.80N_d$$

For platene som er festepunkt for to stag, vil stagene være vinklet likt. Dette gir

$$N_d = 2 \cdot 2.01 = 4.02 \text{ kN}$$

$$S_{Skruer} = 4.02(2.49 + 0.8) = 13.23 \text{ kN}$$

For plater hvor fire stag er festet, vil skjærkraften utjevnes av at stagene er vinklet motsatt. For disse vil virkende kraft være  $4 \cdot 2.01 = 8.04 \text{ kN}$  som er mindre enn kapasiteten for 4 skruer i strekk.

#### D.1.2.2. Alternativ 2: Listestål

Listestålet roteres etter stagene slik at både øyeskruer og treskruer tar opp krefter som strekk.

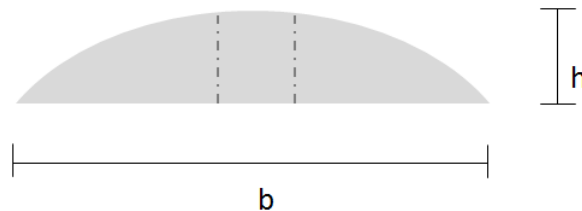
**Dimensjonering av nødvendig tykkelse:**

Skjærspenningen mellom det gjengede hullet og øyeskruen blir dimensjonerende. Skjærarealet må være stort nok til å kunne ta opp aksialkraften som virker på øyeskruen. Normal gjengestigning på M6 skruer er 1 mm [47]. Hvis det gjengede hullet sees på som en firkant, fås et areal på:

$$A = \pi \cdot d \cdot h$$

Hvis det deretter antas at arealet som tar skjær er halvparten av gjengestigningen vil det effektive skjærarealet bli:

$$A_{eff,V} = \pi \cdot d \cdot \frac{h}{2}$$



Figur D.8.: Listestål.

Listestålet er av kvalitet S235, og har flytspenning,  $f_y$ , på 235 MPa og en bruddfasthet,  $f_u$ , på 360 MPa. Kriteriet som må være oppfylt blir dermed:

$$\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{A_{eff,V}} \quad (D.9)$$

der  $V =$  aksialkraft i øyeskruen

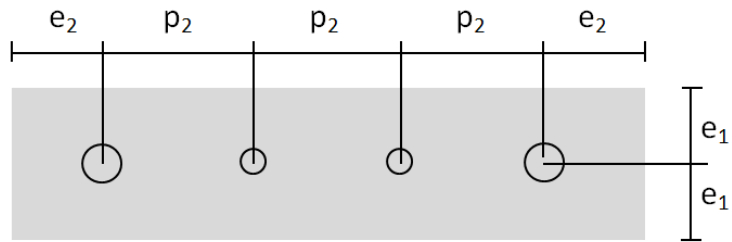
$$\frac{235}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{2000}{\pi \cdot 6 \cdot \frac{h}{2}}$$

$$\implies h \geq 2.46 \text{ mm}$$

Dette medfører at listeprofilet med høyde 6.5 mm og bredde 25 mm kan benyttes. Det gjengede hullet bores midt i tverrsnittet, og vil derfor ha en gjenget høyde på ca 4 mm.

**Kantavstander:**

Platene dimensjoneres med minsteavstander etter Eurokode 3, del 1-8, Tabell 3.3, med  $d_0 = 8.1$  mm for alle hull, selv om hullene til øyeskruene er på 6.1 mm.

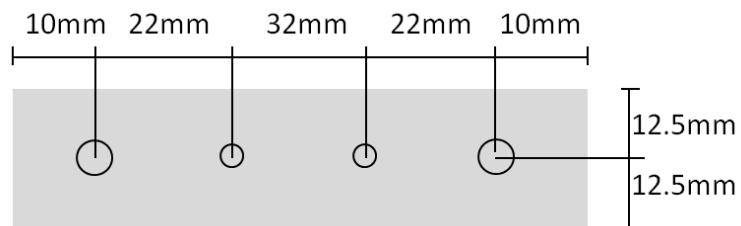


Figur D.9.: Kantavstander, listestål.

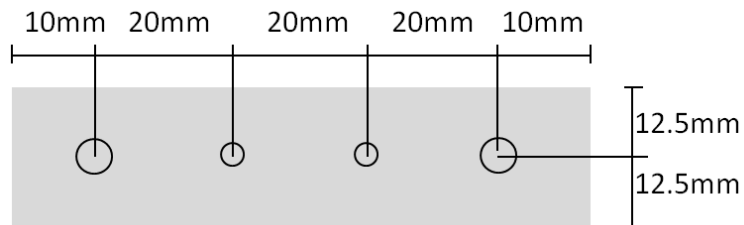
$$e_1 = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 8.1 = 9.72 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 8.1 = 9.72 \text{ mm}$$

$$p_2 = 2.4 \cdot d_0 = 2.4 \cdot 8.1 = 19.44 \text{ mm}$$

**Listestål, ytre stag:**

Figur D.10.: Ytre listestål.

**Listestål, indre stag:**

Figur D.11.: Indre listestål.

**Kapasitet for hullkanttrykk:**

Se formel D.2.

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{u,b}}{f_u} \text{ eller } 1.0 \\ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \end{array} \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \\ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \\ 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \alpha_b = 0.51$$

$$\Rightarrow k_1 = 1.76$$

Siden profilet er en del av en sirkel brukes gjennomsnittlig tykkelse,  $t = 3.25$  mm. Bruker konservativt  $d = 6$  mm.

$$F_{b,Rd} = \frac{0.51 \cdot 1.76 \cdot 360 \cdot 6 \cdot 3.25}{1.25} = 5 \text{ kN} \quad OK$$

Øyeskruene har tilstrekkelig strekkapasitet, som vist under delkapittel D.1.1.

**Listestålets kapasitet:**

Aksialkraften fra staget vil tas opp som skjær i listestålet. Profilet har gjennomsnittlige tykkelse  $t = 3.25$  mm. Ser på mest kritiske plass med skruehull på 8.1 mm. Virkende skjærkraft er satt til å være 2 ganger stagkrafta, da det er festet 2 stag i hver plate.

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{A_{net}} \leq \tau_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (D.10)$$

$$A_{net} = (b - d_0) \cdot t = (25 - 8.1) \cdot 3.25 = 54.9 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{3 \cdot 4000}{2 \cdot 54.9} = 109.3 \text{ MPa} \leq \frac{235}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 129.2 \text{ MPa}$$

**Skruer:**

Som vist for alternativ 1, vil kapasiteten til en skrue i strekk(uttrekkskapasiteten er dimensjonerende) være gitt ved

$$F_{ax,Rd} = 8.68 \text{ kN}$$

Dette er mindre enn den virkende krafta på 2.1 kN, og kapasiteten der derfor tilstrekkelig.  
Se tillegg L for detaljtegninger av dette alternativet.



## **Tillegg E.**

# **Resultater fra numeriske modeller av dekket**

### **E.1.**

Alle modellene er modellert som et halvt dekke, og følgende er kun 50 m av dekket er modellert. Forklaring av modellene er gitt i tabell E.1.

Modell	Tykkelse	Bredde	Lastpåkjenning	Opplagerbetingelser	Tverrbærere
1	1 m	7 m	Egenlast + 0.0054 MPa trafikklast på 2 meters bred stripe	Fritt opplagt i ene enden, symmetriske randbetingelser om midten (50 m), utkraget i tverretning (7 m)	-
2	1 m	10 m	Egenlast + jevnt fordelt trafikklast (ikke aksellast) etter EC1, del 2	Fritt opplagt i ene enden, symmetriske randbetingelser om midten (50 m), fritt opplagt hver 4. meter (stag)	-
3	0.5 m	10 m	Egenlast + jevnt fordelt trafikklast (ikke aksellast) etter EC1, del 2	Fritt opplagt i ene enden, symmetriske randbetingelser om midten (50 m), fritt opplagt hver 4. meter (stag)	IPE400, C/C 4 m
4	0.3 m	10 m	Egenlast + jevnt fordelt trafikklast (ikke aksellast) etter EC1, del 2	Fritt opplagt i ene enden, symmetriske randbetingelser om midten (50 m), fritt opplagt hver 4. meter (stag)	IPE400, C/C 4 m

Tabell E.1.: Modeller.

Modell	Nedbøyning
1	618 mm
2	164.3 mm
3	15.2 mm
4	22 mm

Tabell E.2.: Resultater.

Nedbøyningen i resultatene er midt på dekket, både i dekkets lengderetning og tverretning. Som resultatene i tabell E.2 viser skulle et dekke med tykkelse 300 mm tilfredsstillende nedbøyningskravet for dekket. Dette gjelder når dekket er fritt opplagt hver 4. meter, der stagene egentlig er festet. Modellene av dekket er derfor ikke helt riktig representert, og det skulle heller blitt brukt fjærer med en viss stivhet som opplagerpunkt i modellene av dekket. Dette gjenspeiler seg i modellene av hele broen, der nedbøyningen av dekket er større. Dette kommer av at dekket bøyes ned der stagene er festet til dekket, eller tverrbærerne. Selv om nedbøyningen av dekket er tilfredsstillende i disse modellene, så spiller

også dekkets stivhet en rolle for utbøyingen av buene. Dette må det tas høyde for, og den nødvendige stivheten fra dekket fører til at en tykkelse på dekket på 1 m er nødvendig, i samordning med tverrstivere av IPE400.



# Tillegg F.

## Montering av buer

### F.1.

#### F.1.1. Knekking

For buen gjelder

$\rho_{mean}$  Massetetthet for lastberegning. Settes lik  $470\text{kg/m}^3$ [16].

$l_{kr}$  Knekk lengde for buen. Settes lik buelengden  $10.51\text{ m}$ .

Egenvekten til buen er gitt ved

$$g_{Ed} = \gamma_g \rho_{mean} A g = 1.2 \cdot 470 \cdot 0.18 \cdot 0.12 \cdot 9.81 = 0.12 \text{ kN/m}$$

Slankheten til buen vil være gitt ved

$$\lambda_y = \frac{l_{kr}}{i} = \frac{l_{kr} \sqrt{12}}{h} = \frac{10510 \sqrt{12}}{120} = 303.4$$

EC5 del 1, 6.3.2(1):

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{303.4}{\pi} \sqrt{\frac{25.4}{10500}} = 4.75$$

EC5 del 1, 6.3.2(3):

Spenningsene må tilfredsstille

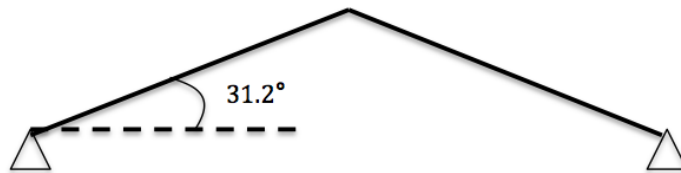
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$k_y = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.5(1 + 0.1(4.75 - 0.3) + 4.75^2) = 12.00$$

ettersom  $\beta_c$  er 0.1 for limtre.

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{12.00 + \sqrt{12.00^2 - 4.75^2}} = 0.043$$

Finner virkende spenninger ved å forenkle systemet. Se figur F.1.



Figur F.1.: Forenklet system for overslagsberegninger.

$$g_{\perp} = \frac{S}{L} g_{Ed} = 0.13 \text{ kN/m}$$

Antar at halvparten av trykkrafta virker i hvert av opplagrene.

$$N_{max} = g_{\perp} \frac{L}{2} \sin(31.2^{\circ}) = 0.35 \text{ kN}$$

Dette gir maksimal spenning fra trykk på

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{0.35 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = 0.6 \frac{25.4}{1.15} = 13.25 \text{ kN}$$

$k_{mod}$  på 0.6 er benyttet, da egenlast er definert som en langtidslast.

Forenkler for å finne momentet

$$M = \frac{q_{\perp} S^2}{8} = 1.79 \text{ kNm}$$

Dette tilsvarer en bøyespennning på  $\sigma_{cod} = 4.16 \text{ MPa}$ . Dimensjonerende bøyekapasitet er gitt ved

$$f_{m,d} = 0.6 \frac{30.8}{1.15} = 16.07 \text{ MPa}$$

Dette gir

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0.016}{0.043 \cdot 13.25} + \frac{4.16}{16.07} = 0.29 < 1$$

Knekking av buene vil ikke bli et problem under montering.





# Tillegg G.

## Inputverdier LabVIEW

### G.1.

#### G.1.1. Dekket i lengderetning RHM

Grid X/Original X (origo) = 0

Grid X/Num of grid (antall målepunkt) = 11

Grid X/Grid size (avstand mellom målepunkt) = 0,85

Grid Y/Original Y (origo) = 0

Grid Y/Num of grid (antall målepunkt) = 2

Grid Y/Grid size (avstand mellom målepunkt) = 0,34

Hammer, sensitivitet: 0.2655 mV/N

Akselerometer, sensitivitet: 100 mV/g

Sampling rate: 1024

Block size: 4096

Trigger source: Hammer

Pre-trigger: 20

Level: 2

Window type: Rektangel

Average mode: Lineær

Average count: 3

#### G.1.2. Dekket i tverretning RHM

Grid X/Original X (origo) = 0

Grid X/Num of grid (antall målepunkt) = 8  
Grid X/Grid zize (avstand mellom målepunkt) = 1,2  
Grid Y/Original Y (origo) = 0  
Grid Y/Num of grid (antall målepunkt) = 1  
Grid Y/Grid zize (avstand mellom målepunkt) = 0

Hammer, sensitivitet: 0.2655 mV/N  
Akselerometer, sensitivitet: 100 mV/g

Sampling rate: 1024  
Block size: 4096  
Trigger source: Hammer  
Pre-trigger: 20  
Level: 2

Window type: Rektangel  
Average mode: Lineær  
Average count: 3

### **G.1.3. Bue DPM**

Grid X/Original X (origo) = 0  
Grid X/Num of grid (antall målepunkt) = 1  
Grid X/Grid zize (avstand mellom målepunkt) = 0  
Grid Y/Original Y (origo) = 0  
Grid Y/Num of grid (antall målepunkt) = 1  
Grid Y/Grid zize (avstand mellom målepunkt) = 0

Hammer, sensitivitet: 0.2655 mV/N  
Akselerometer, sensitivitet: 100 mV/g

Sampling rate: 1024  
Block size: 4096  
Trigger source: Hammer  
Pre-trigger: 20  
Level: 2

Window type: Rektangel  
Average mode: Lineær

Average count: 3



# Tillegg H.

## Parameterstudie av E-modul

### H.1.

Alle resultatene vist i tabell H.1 er fra modellen med skallelement, S4R. Opplagerbetingelser er i henhold til de beskrevet i 7.1.2. Anslag på verdi for E-modulen ble valgt ut fra prosentforskjell mellom teoretisk nedbøyning med initialverdi på E-modul (11 000 MPa) og faktisk nedbøyning fra egenvekt i laboratoriet. Avviket var på 5.7 %.

E-modul [MPa]	Nedbøyning
11 000	82.4806
10 375	87.4361
10 350	87.6467
10 330	87.816
10 310	87.9859
<b>10 308</b>	<b>88.0029</b>
10 305	88.0285
10 303	88.0455
10 302	88.0540
10 300	88.0711

Tabell H.1.: Resultater fra parameterstudie.



# Tillegg I.

## Beregning av buenes densitet

### I.1.

Buene ble veid til 120 kg i laboratoriet med kran. Da var allerede opplageret av stål skrudd fast til buene. For inputverdier i Abaqus er det ønskelig at listestålet, samt treskruene, er inkludert i buenes densitet for å få mest mulig like resultater. Opplagrene av stål er med i Abaqus-modellen, så det er ønskelig å ta bort vekten fra disse ved beregning av buenes densitet.

Volumet av ståldetaljen til bueopplageret fra numerisk modellering av detaljen i Abaqus er:

$$V_{opplagerdetalj} = 434960.1871 \text{ mm}^3$$

$$\rho_{stål} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

⇒

$$Vekt \text{ opplager} = 3.4144 \text{ kg}$$

Dette gir en vekt av buen på 113.17 kg. Buens volum (Abaqus) er

$$V_{bue} = 227118768 \text{ mm}^3$$

noe som gir en inputverdi på buenes densitet på 498.3  $\text{kg/m}^3$ .





## Tillegg J.

# Feste av tverrbærere til dekket i numeriske modeller

### J.1.

I disse modellene har dekket en tykkelse på 300 mm, og tverrbærerne består av IPE400-stålprofiler. Grunnen til at dekket er tynt i disse modellene er at analysene ble kjørt i en tidlig startfase. Dekket er 100 meter langt og 10 meter bredt. Både IPE400 og dekket er modellert med volumelementer. Nedbøyningsresultater fra en generell statistisk analyse der dekket er belastet med trafikklast og egenvekt er vist i tabell J.1. Det er brukt volumelementer av type C3D8R i begge modellene, med størrelse på 100 mm.

I modellen der tverrbærerne er festet med skruer til dekket ble dette simulert ved å lage et forbindelseselement med frihetsgrader tilsvarende et kombinert bjelke- og stavelement med 6 frihetsgrader. Disse ble så knyttet til dekket via festepunkt gjennom hver flens på tverrbærerne. Forbindelseselementene ble deretter definert som adskilte forbindere.

Modell	Nedbøyning
Tverrbærere festet med skruer/bolter	21.7595 mm
Tverrbærere fusjonert med dekket	22.2081 mm

Tabell J.1.: Nedbøyning av dekket

Siden resultatene i tabell J.1 viser at nedbøyningen er mindre hvis tverrbærerne er festet med skruer i Abaqus, ble det konservativt (med tanke på nedbøyning) valgt å fusjonere tverrbærerne og dekket i de andre modellene. Dette gjorde at det ble lettere å feste stagen til tverrbærerne i modellene, og det førte til en del tidsbesparelser.



# Tillegg K.

## Digitale vedlegg

Det digitale vedlegget inneholder:

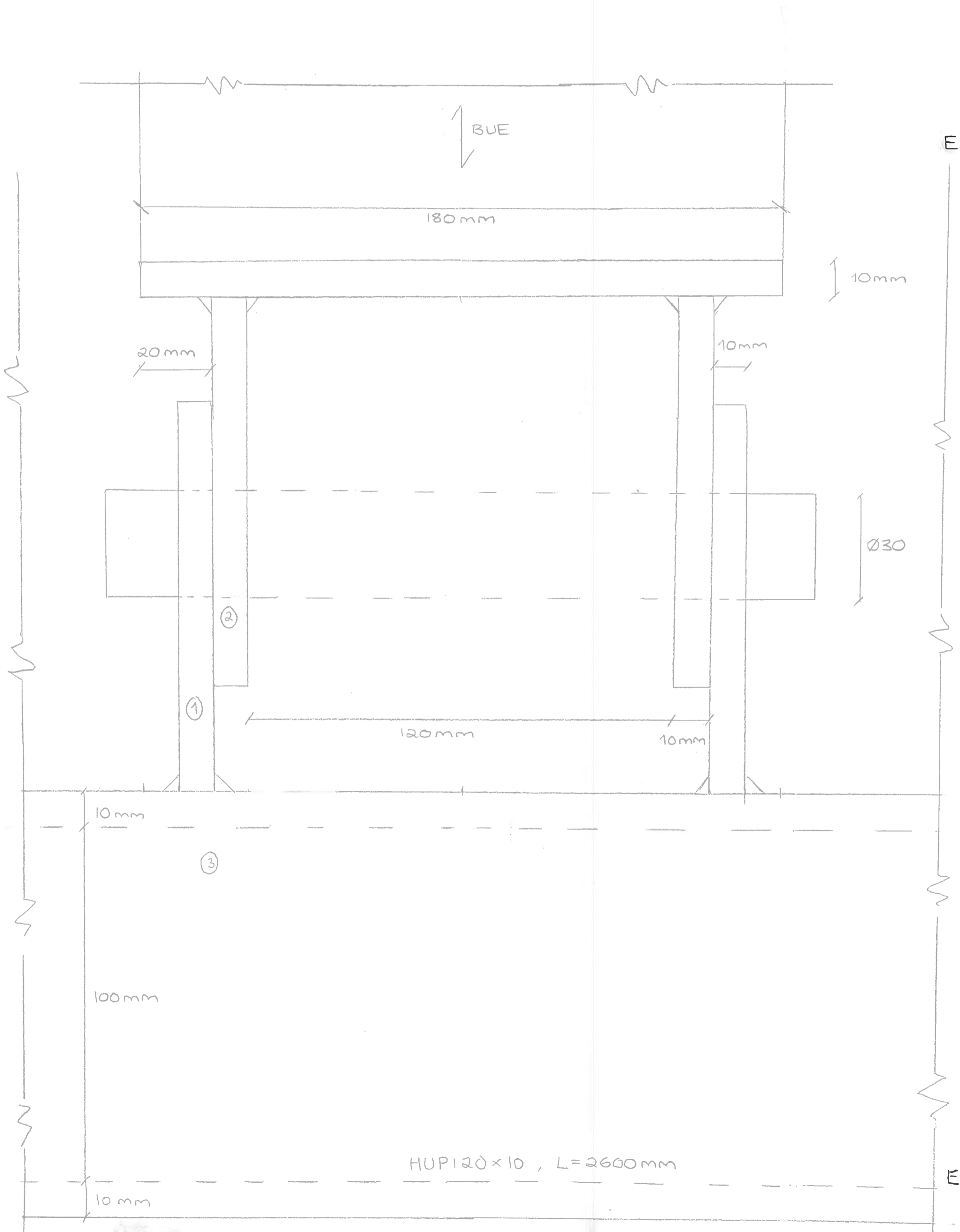
- Input-filer fra modeller i Abaqus
- Koordinater til feste av stag i buer
- Data fra oppspenning
- Filer fra modal analyse
- Detaljtegninger



**Tillegg L.**

**Detaljtegninger**

Str.	Material
A3	S355, CE 40L
Skala	
1:1	



NTNU

Masteroppgave, 2013

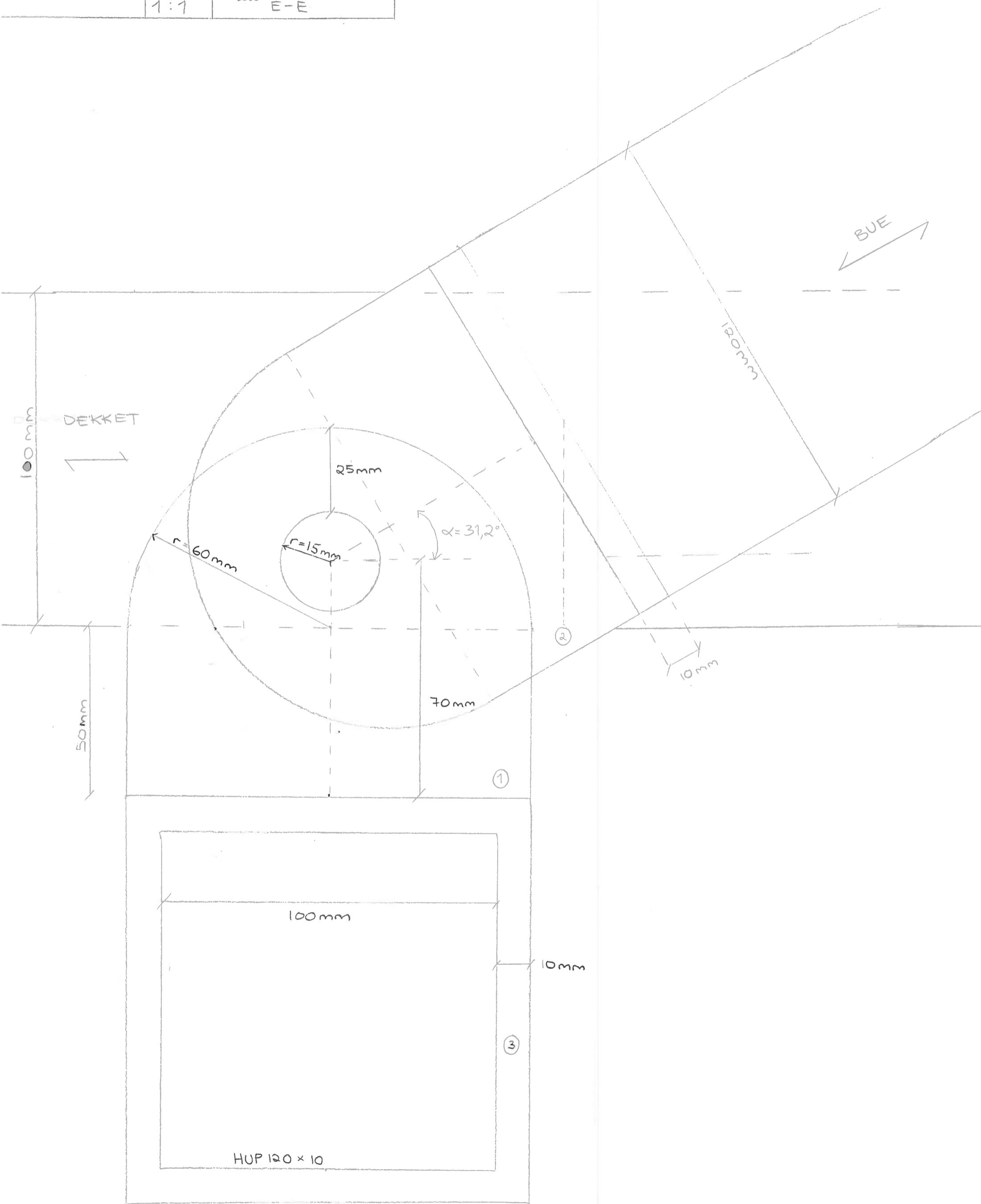
Dato 06.04

Opplagerdetalj Bue

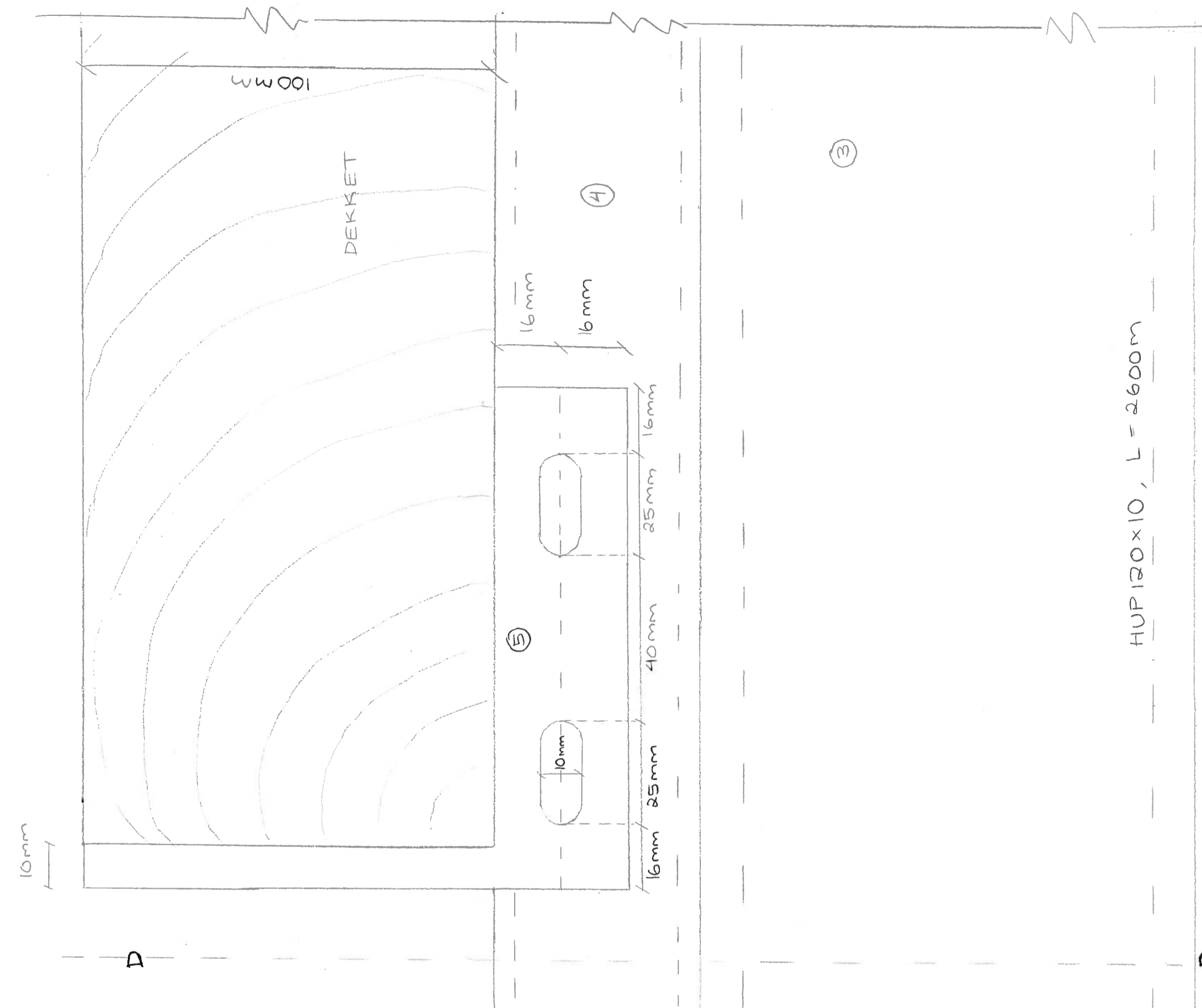
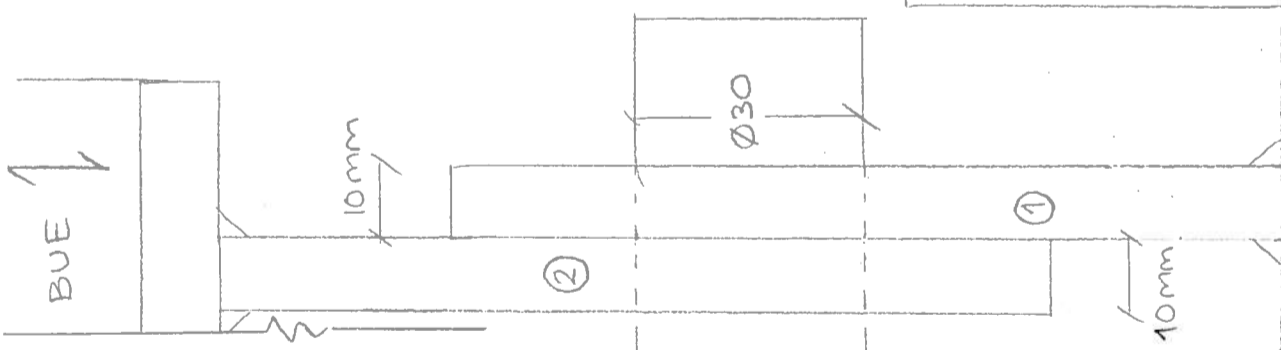
Prinsipp tegning

1.1

Str.	Material
A3	S355, CE40L
Skala	Snitt
1:1	E-E



Dato	06.04
Prinsipp tegning	2
Oppgavedetalj	Dekket ①②③④⑤
Str.	A3
Material	S355, CE 40L
Skala	1:1

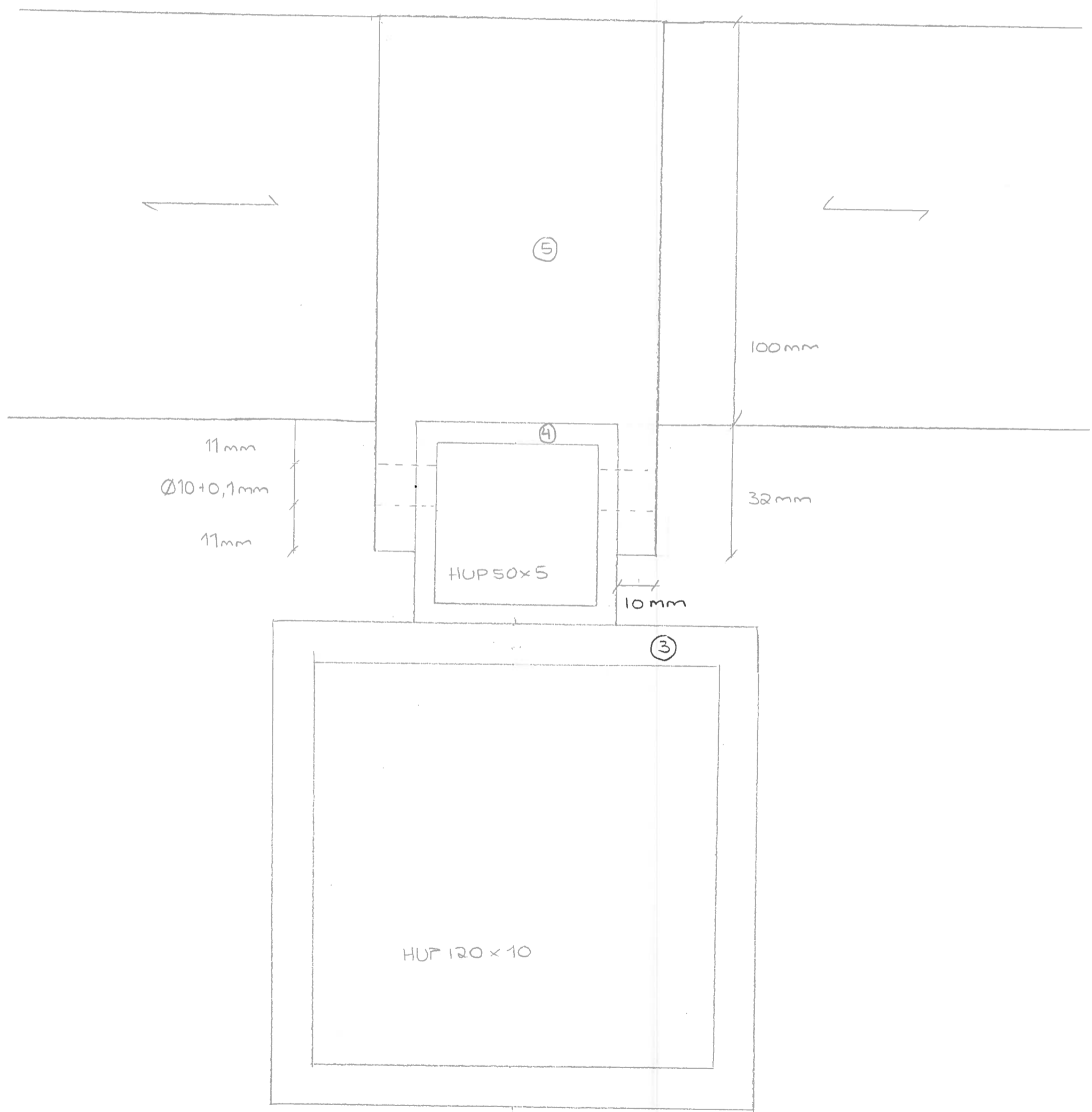


HUP 120x10, L = 2600m

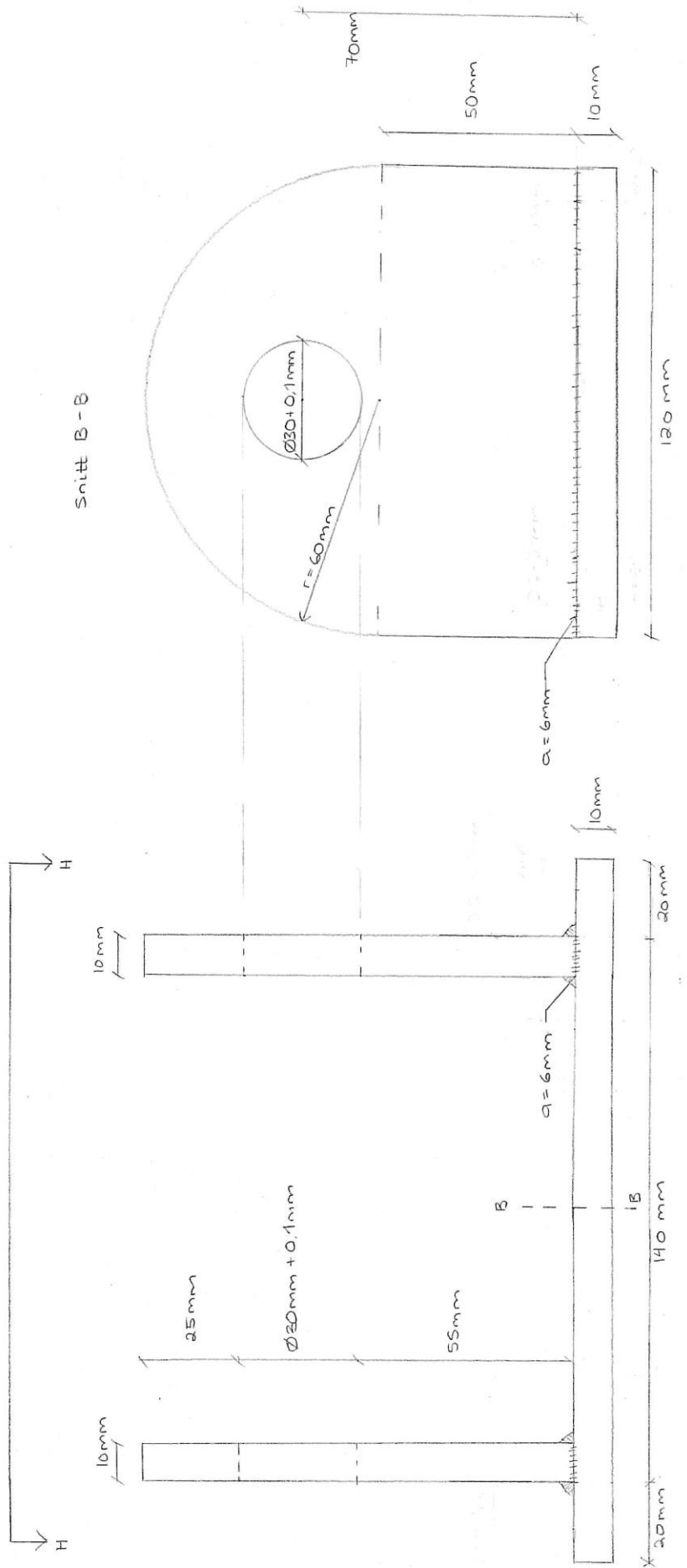


# NTNU Masteroppgave, 2013

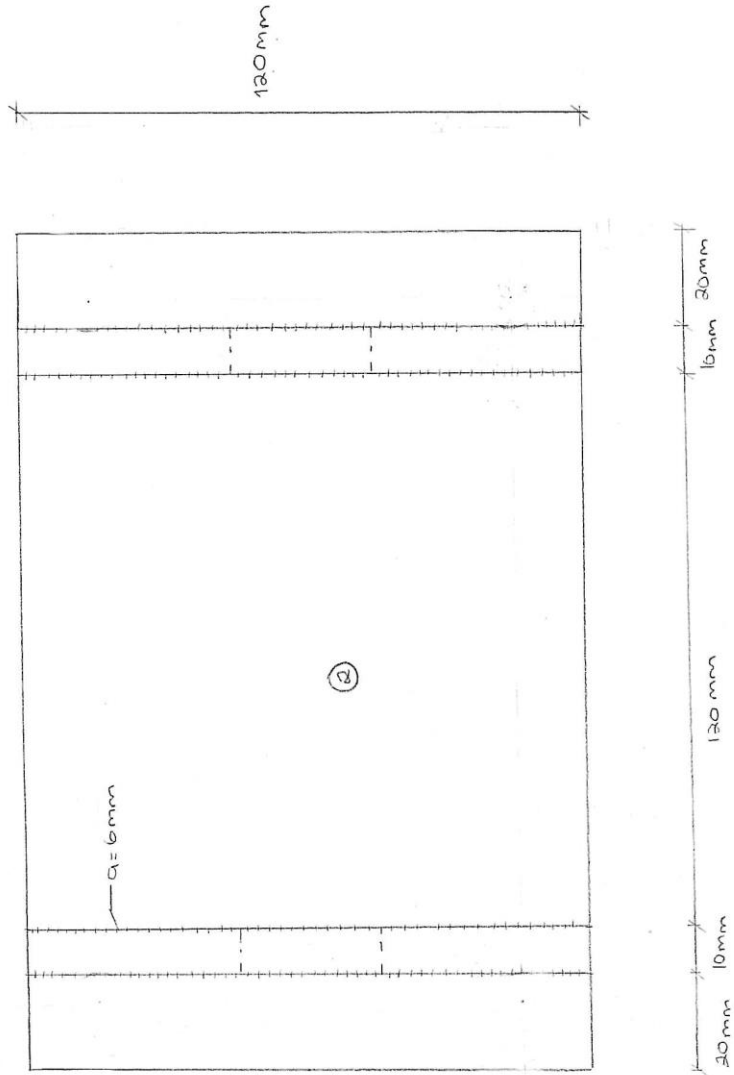
Dato	08.04	Opplagerdetalj, Dekket ③ ④ ⑤	
Prinsipptegning 2.2	Str. A3	Material S355, CE40L	
	Skala 1:1	Snitt D-D	



NTNU		Masteroppgave, 2013	
Date	07.04	Oppgaverdetalj, Bue	
Tegning 1		Str. A3	Material: S355
		Skala 1:1	



NTNU		Masteroppgave, 2013	
Dato	08.04	Opplager detalj, Bue	
Tegning 1.1		②	
Str.	A3	Material	S355
Skala	1:1	snitt	H-H



Dato 07.04

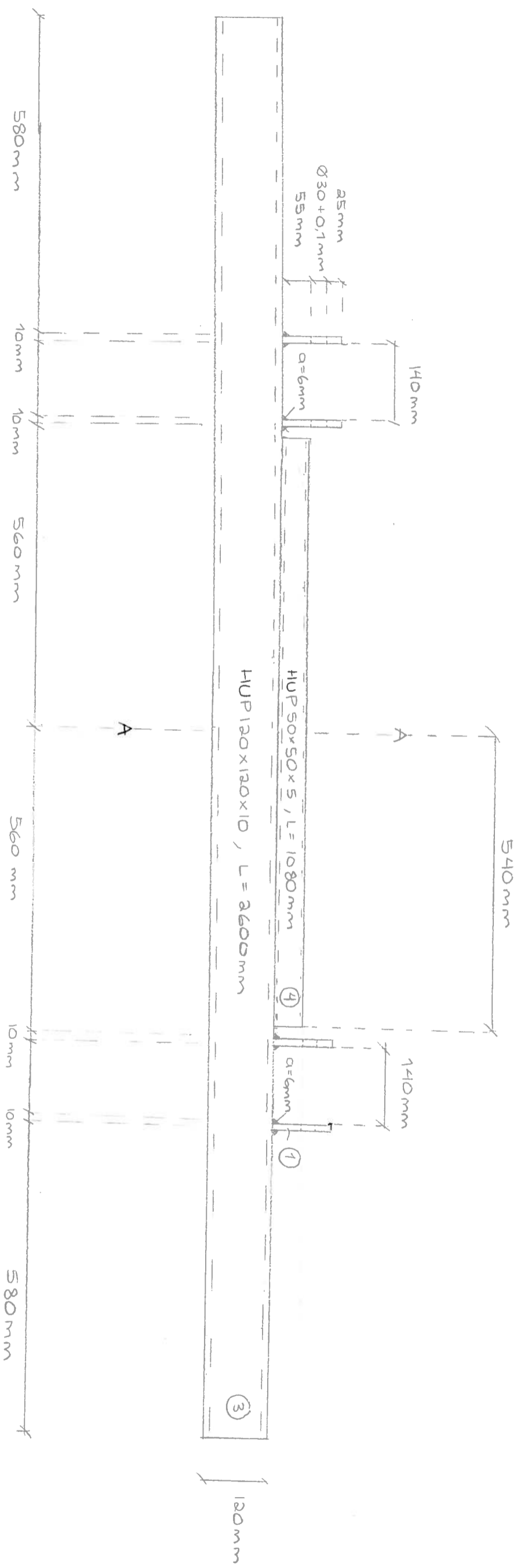
Tegning 2

Opplyggedetail Bue

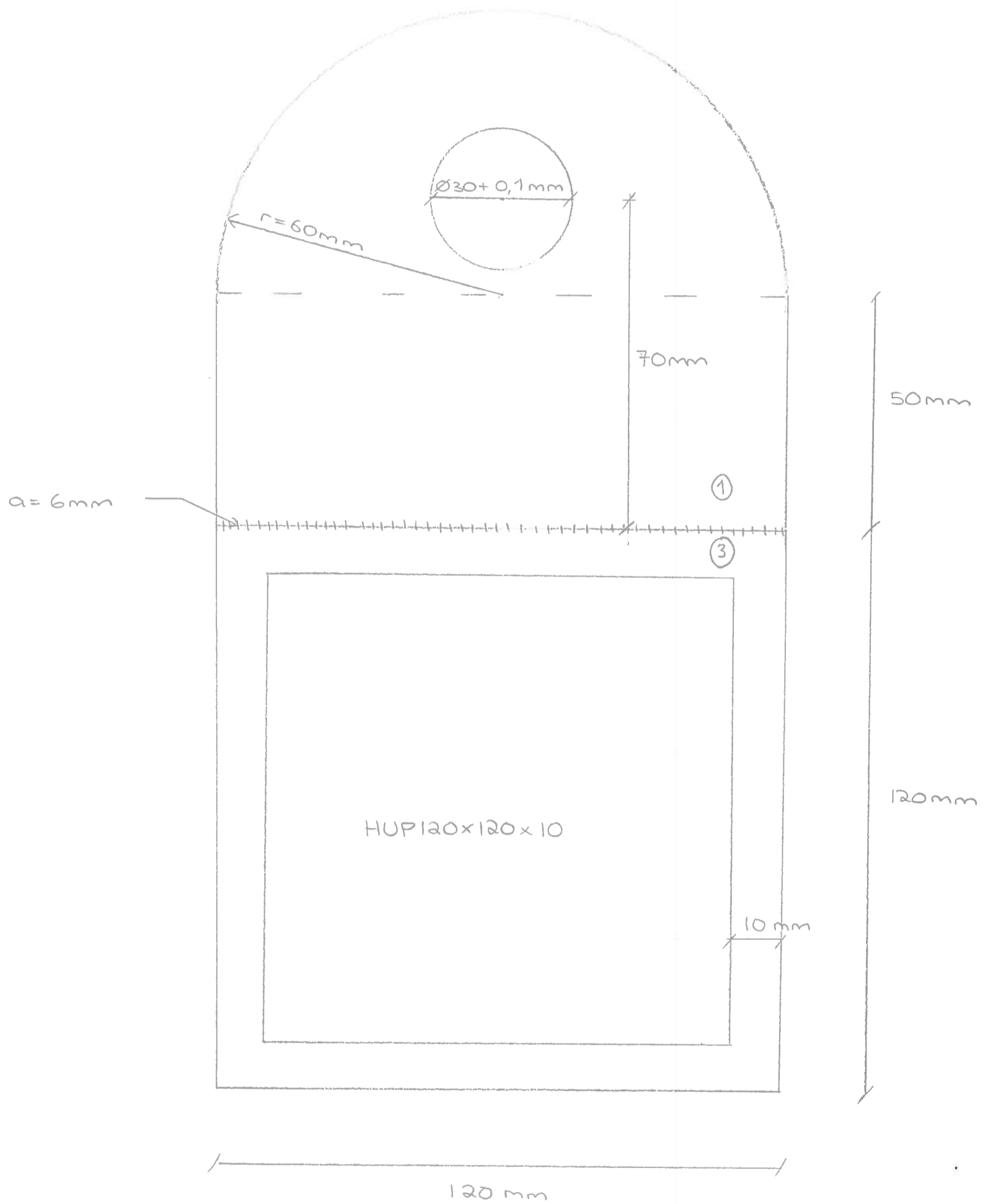
① & ③ & ④

Str. A3  
Material S355

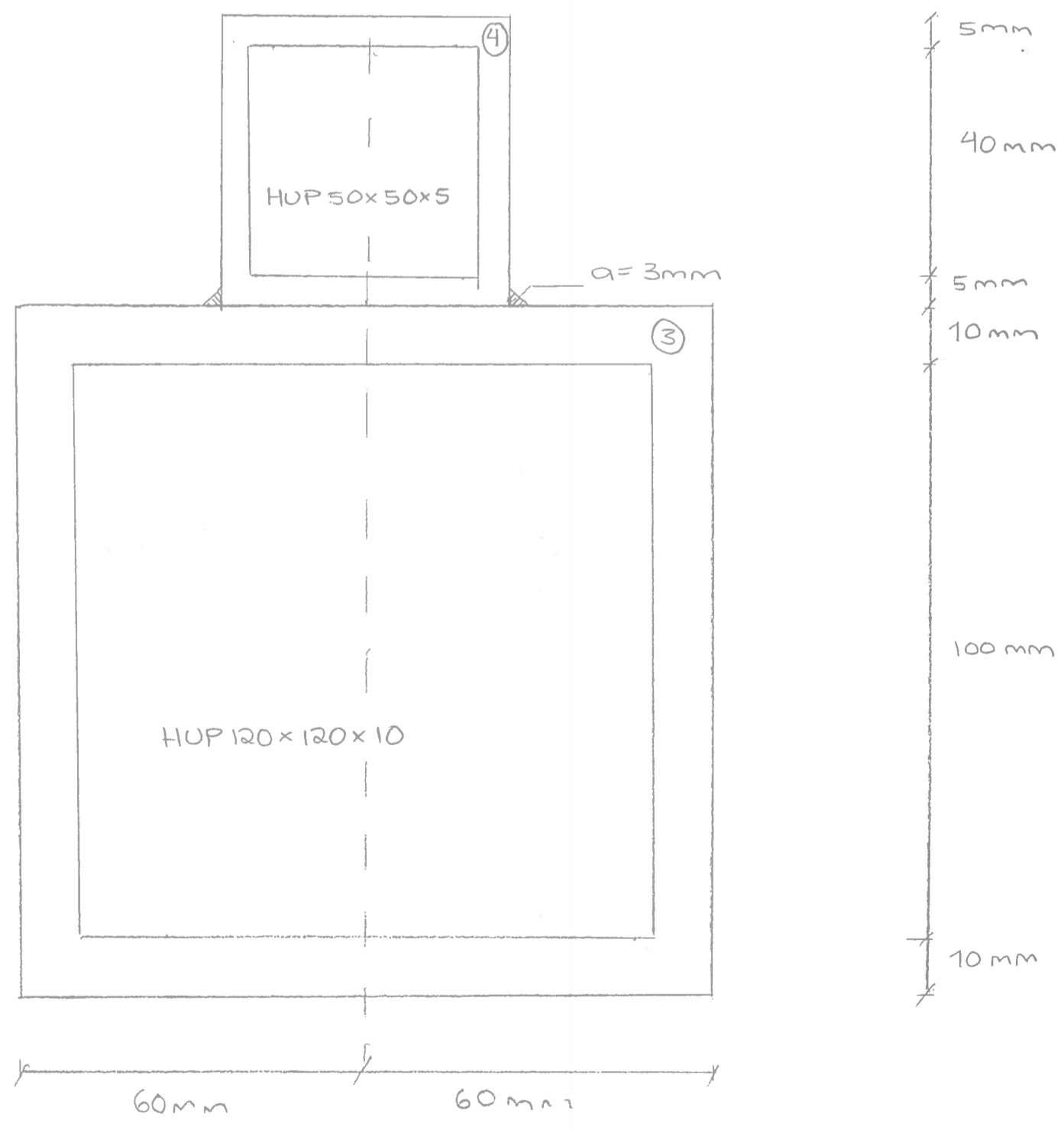
Skala 1:8



VTNU		Masteroppgave, 2013	
ato	07.04	Opplagerdetalj, Bue	
tegning 2.1		① & ③	
Str.	A3	Material	S355
Skala	1:1	Snitt	A-A



NTNU		Masteroppgave, 2013	
ato	08.04	Opplagerdetalj, Bue	
egning 2.2		③ & ④	
Str.	A3	Material	S355
Skala	1:1	Snitt	A-A



Dato 08.04

Oppgaverdetalj, Dekket

Tegning 3

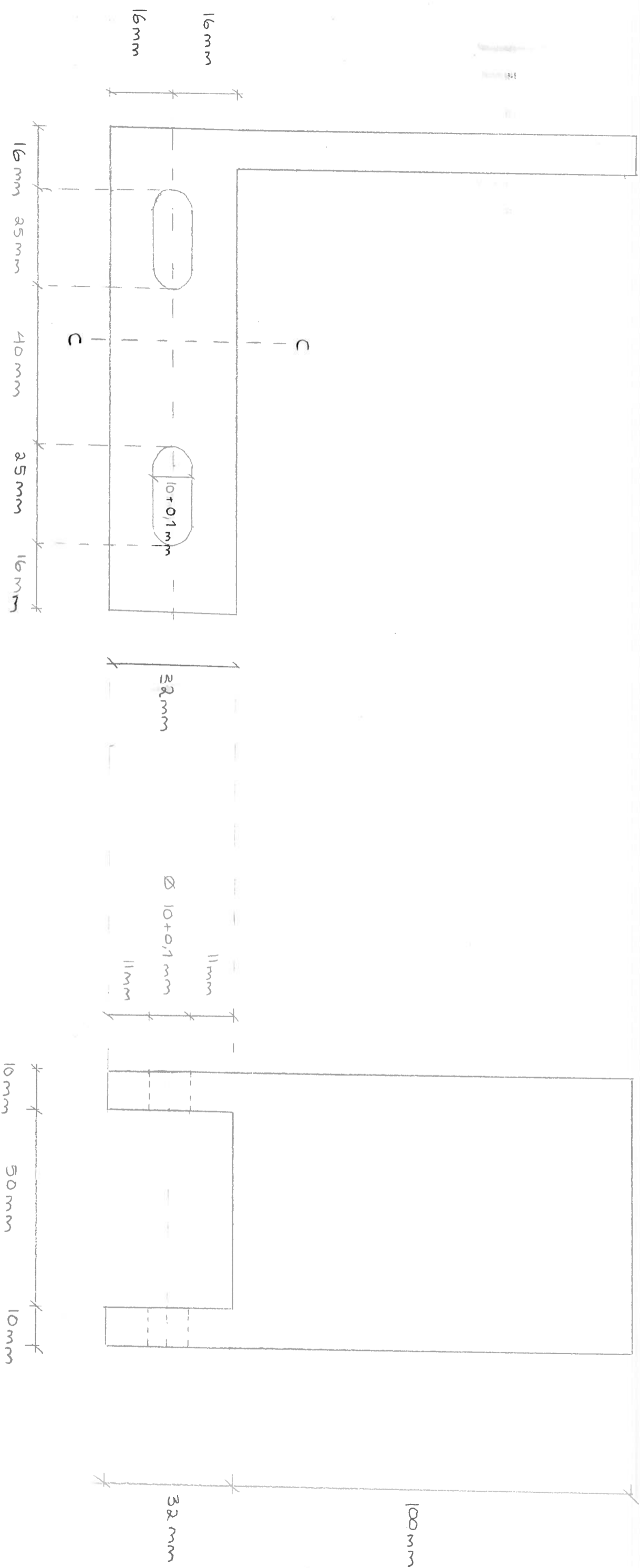
⑤

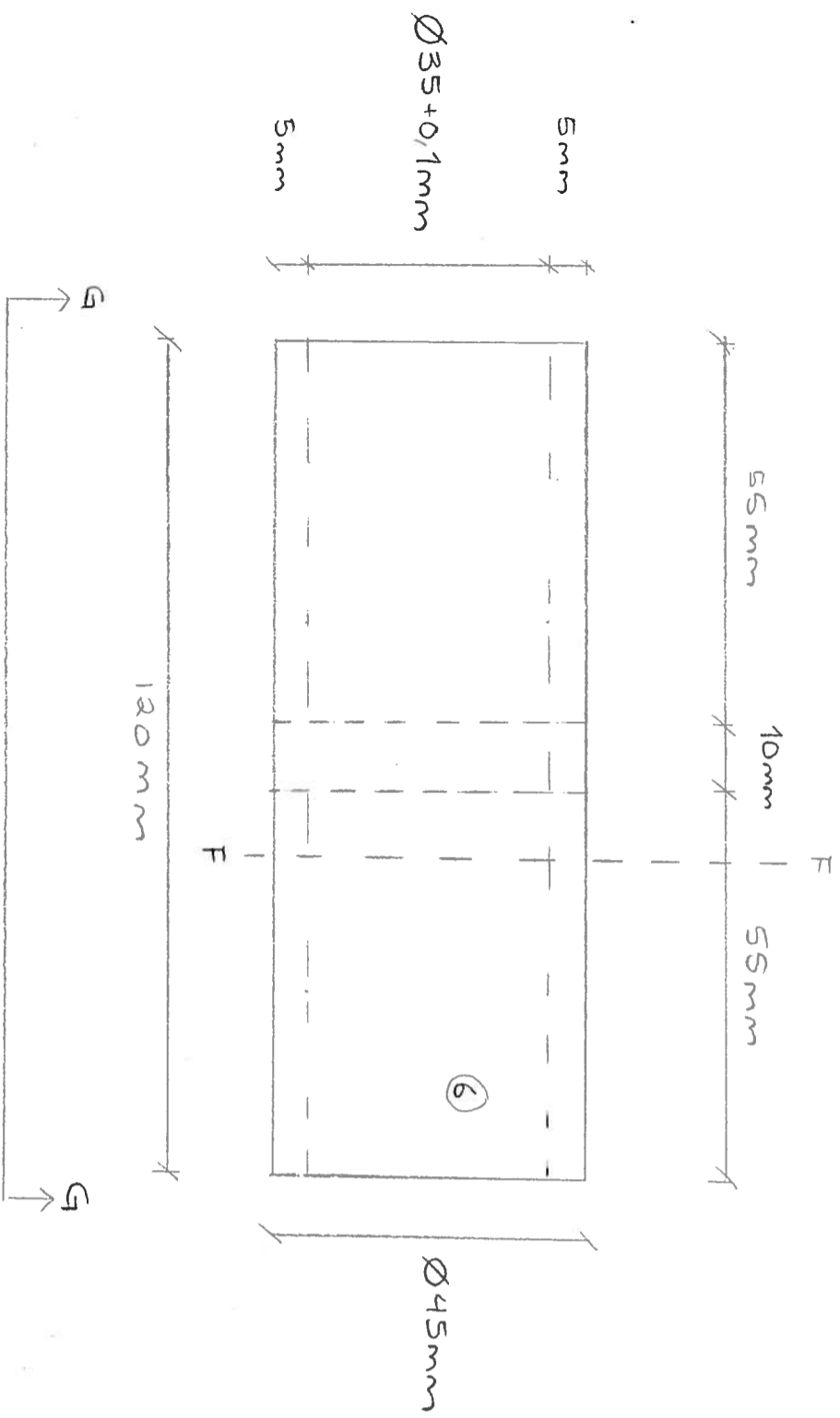
Str. A3 Material 5355

Skala 1:1

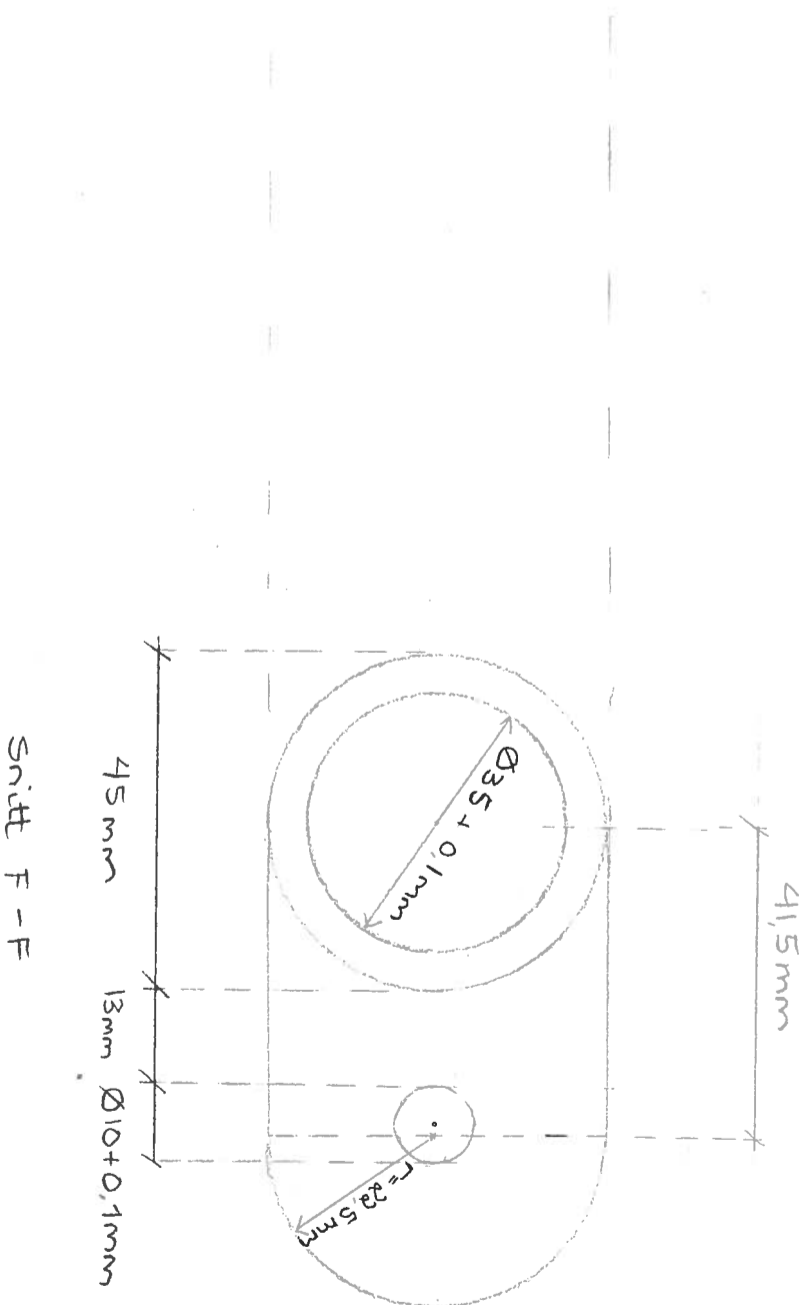
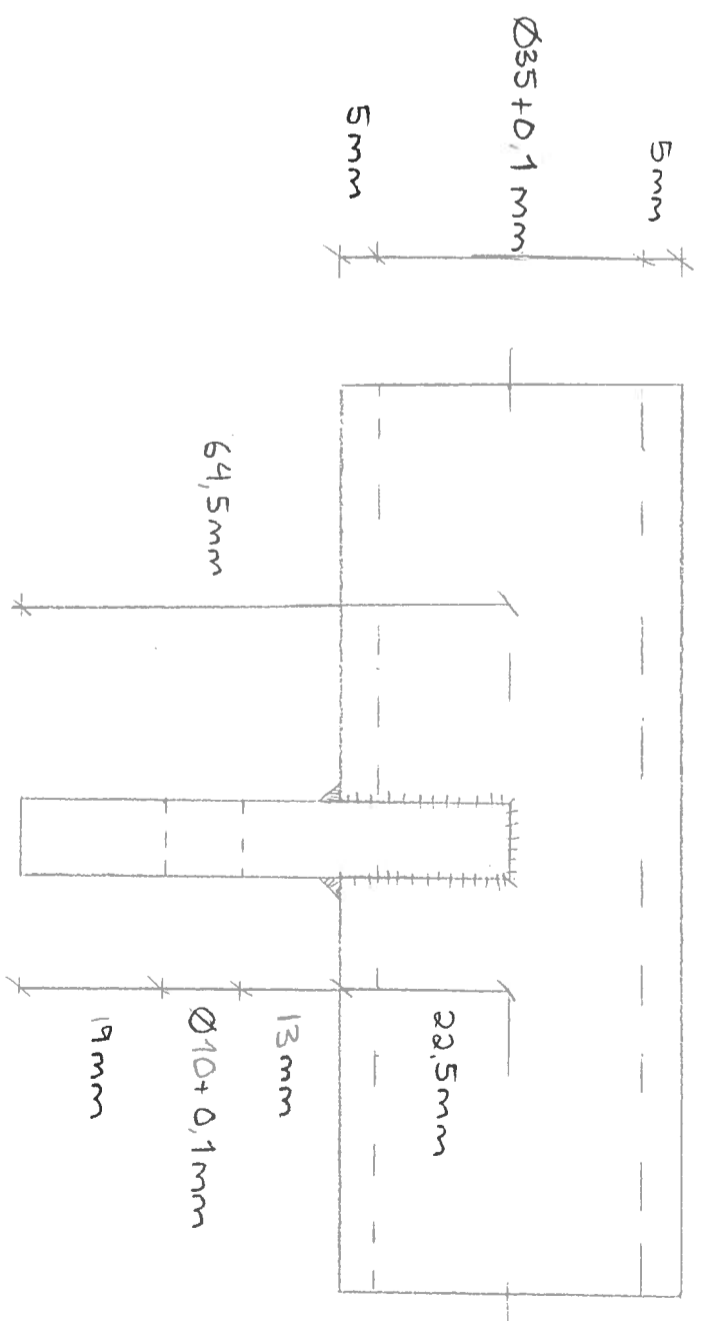
Snitt C-C

10mm





Snitt G-G



Snitt F-F

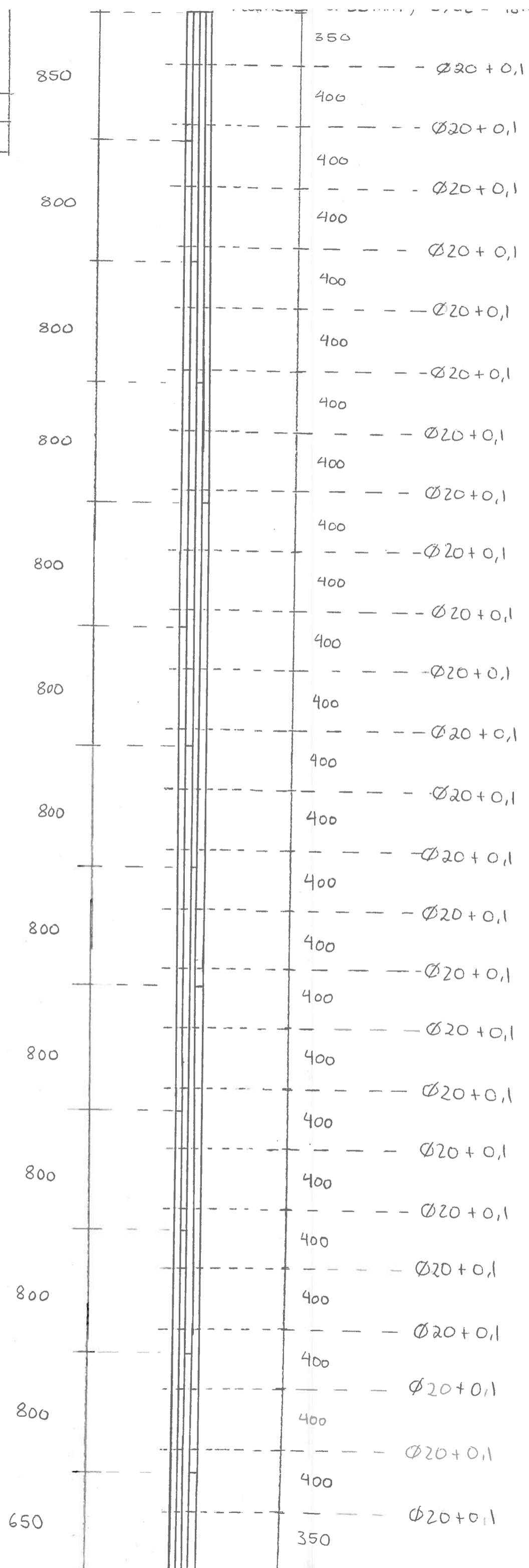


Dato 22.04.13

Mål: mm

Str. A3 Skala 1:25

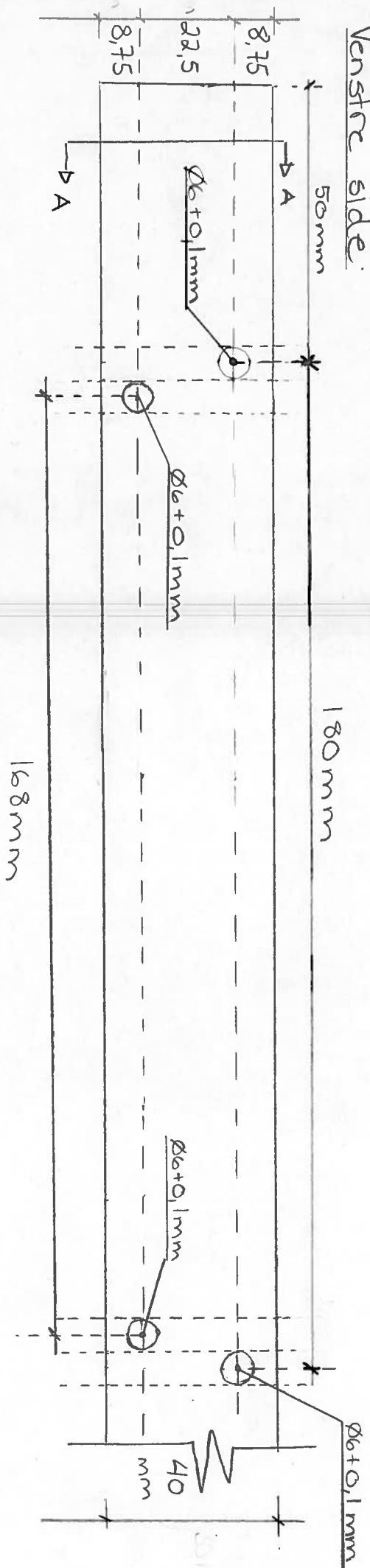
Ant. 7stk



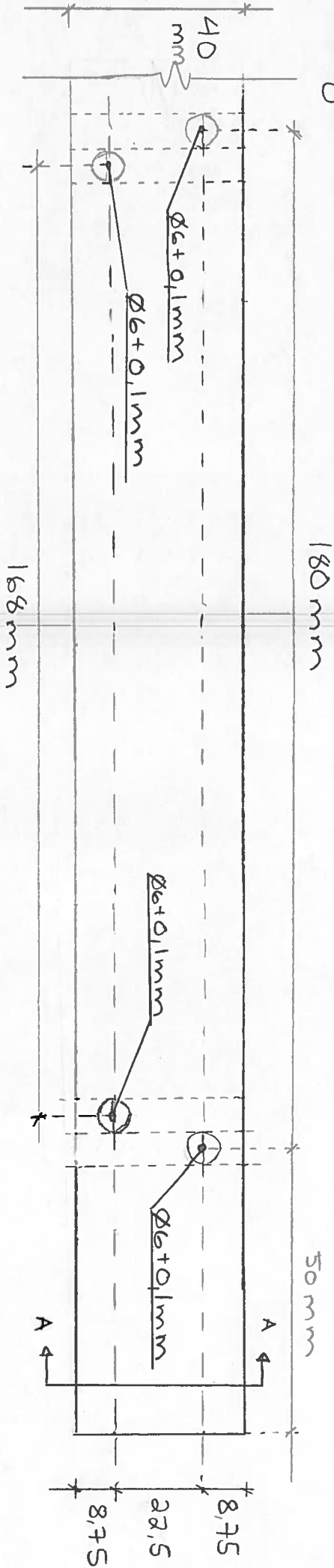
# HULL T-PROFILER:

Skisse

Venster side:



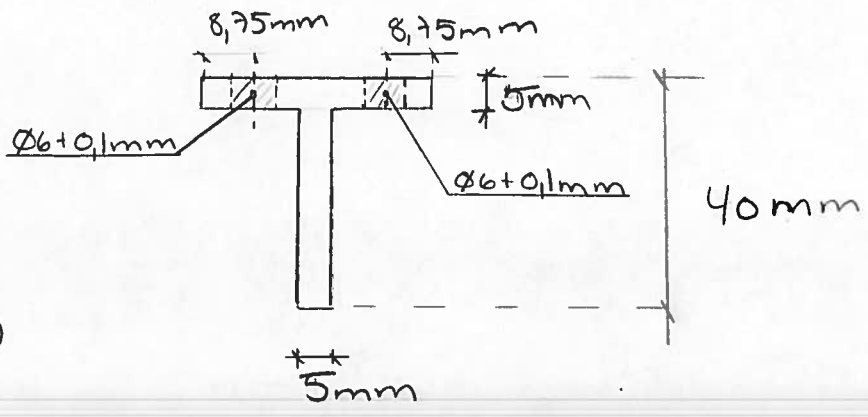
Hejre side:



# HULL T-PROFILER:

Begge sider:

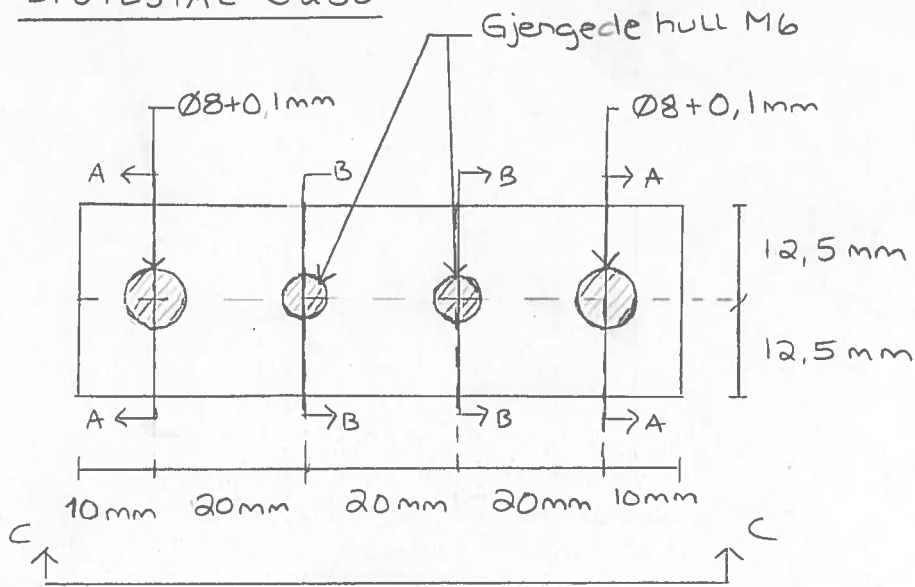
Snitt A-A:



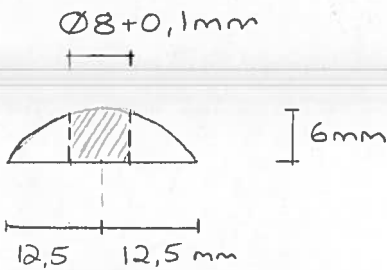
Skala 1:1  
Str. A4

LISTESTÅL S235

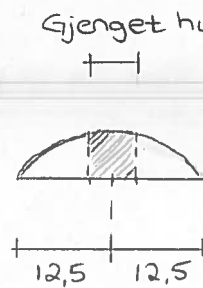
Navn: Indre  
Ant. 46 stk



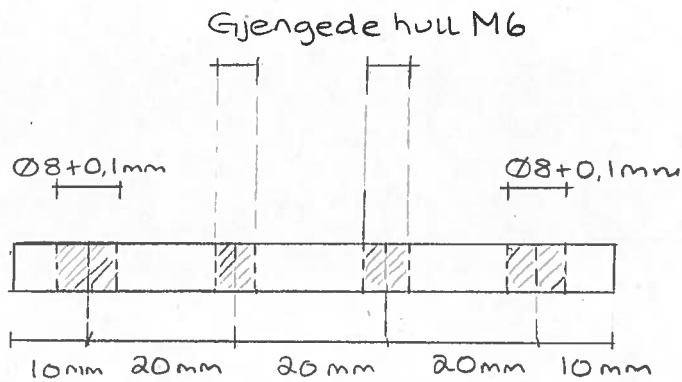
Snitt A-A:



Snitt B-B (gjengede hull)



Snitt C-C:



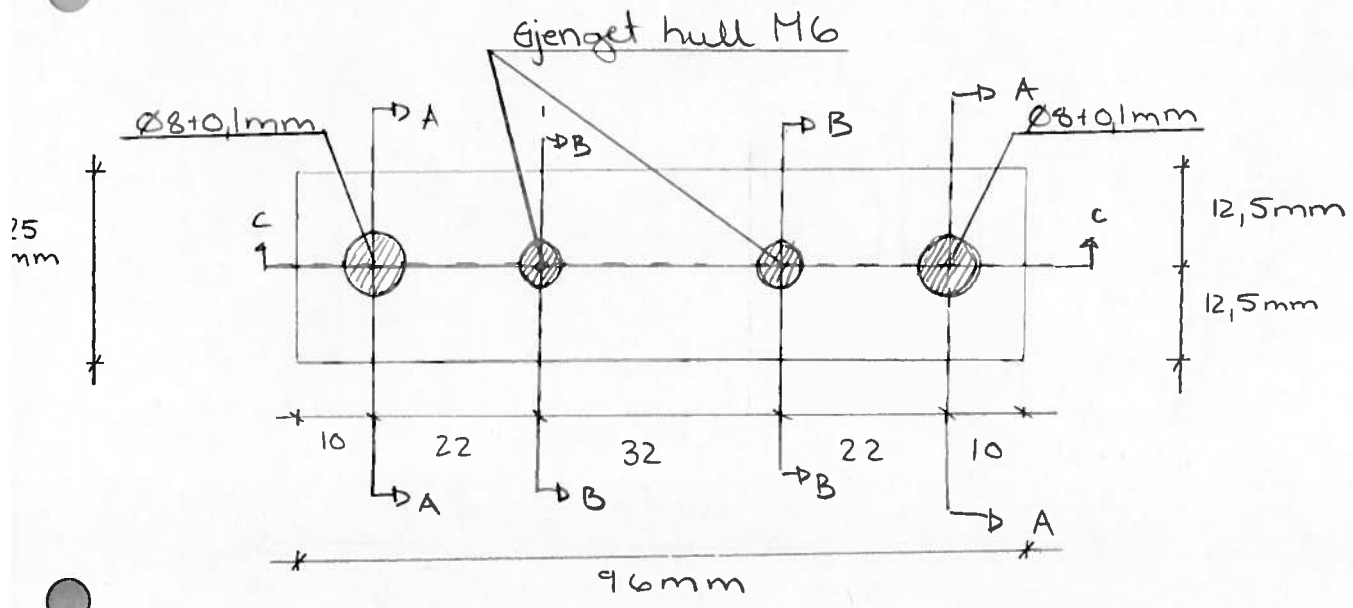
LISTESTÅL S235

Skala 1:1

Str. A4

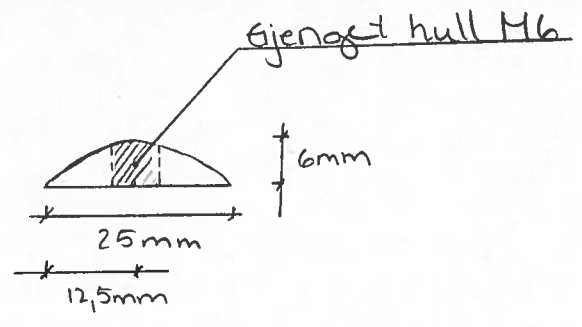
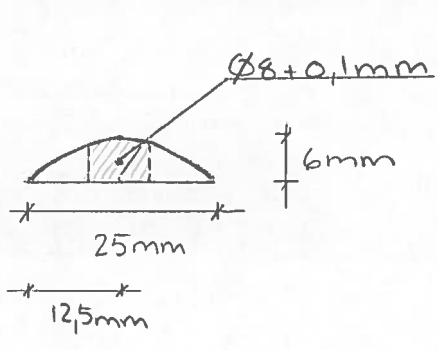
Navn: Ytre

Antall: 46 stk

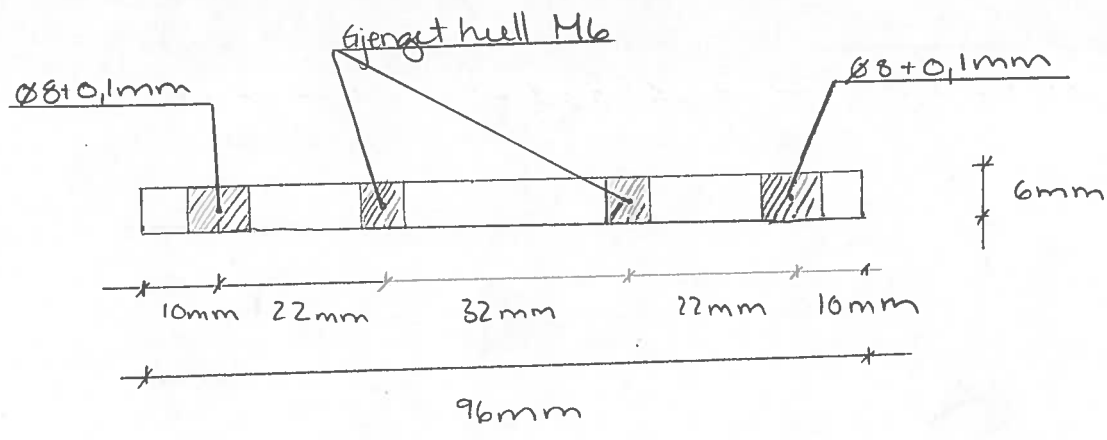


Snitt A-A

Snitt B-B



Snitt C-C:

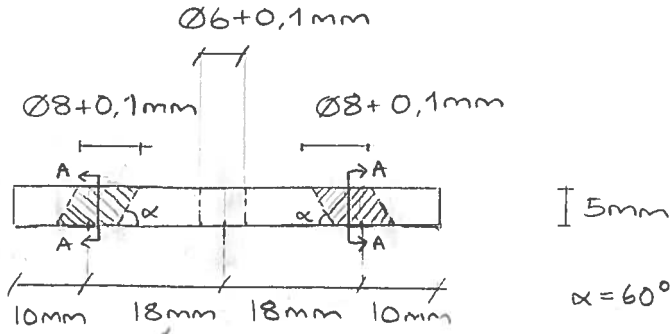


STÅLPLATER S355

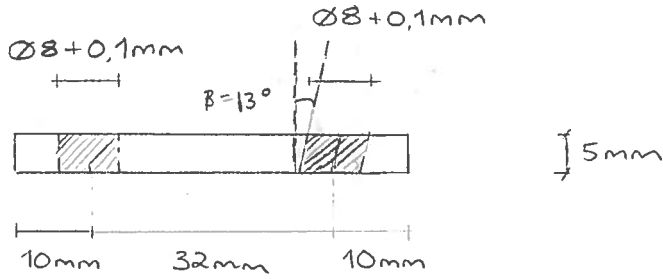
Navn: Type 1; Ytre  
Ant. 34 stk

Skala 1:1  
Str. A4

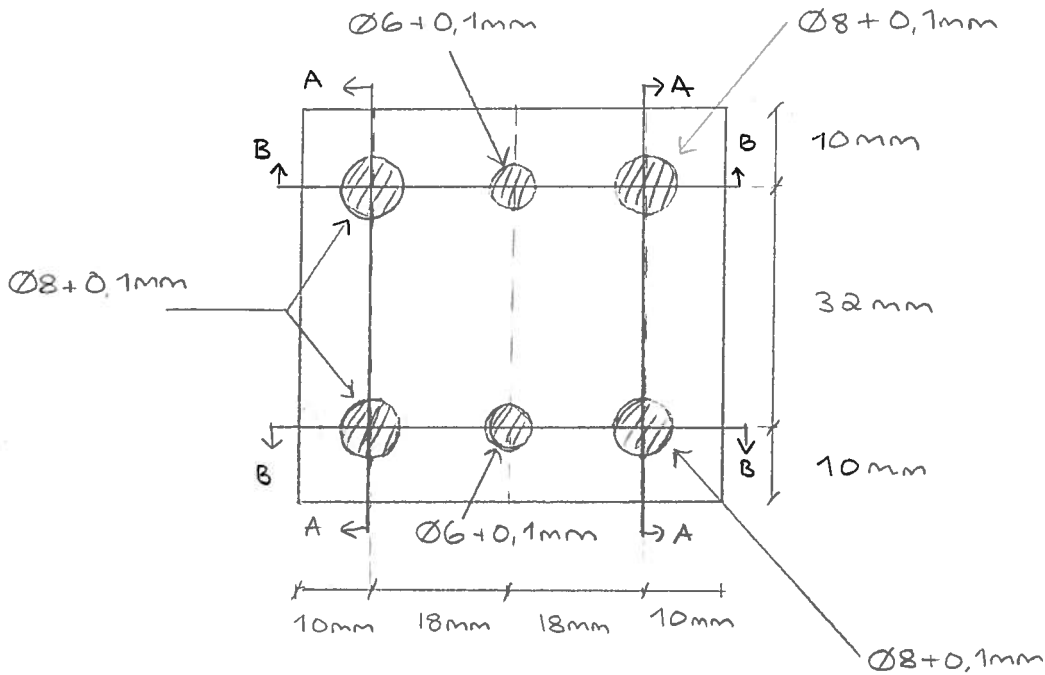
Snitt B-B:



Snitt A-A:



(merknad: hull  $\varnothing 6+0,1\text{mm}$  skal ikke vinkles)



Stålplater S 355

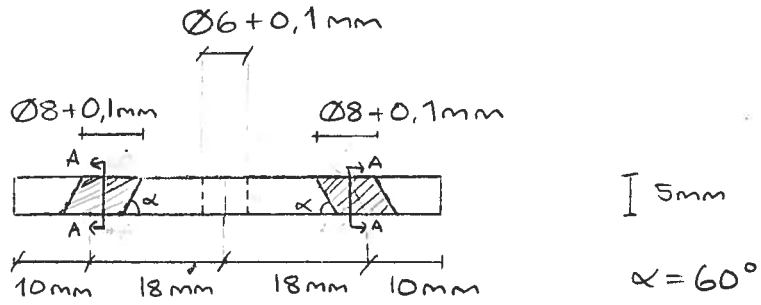
Navn: Type 2, - Indre

Skala 1:1

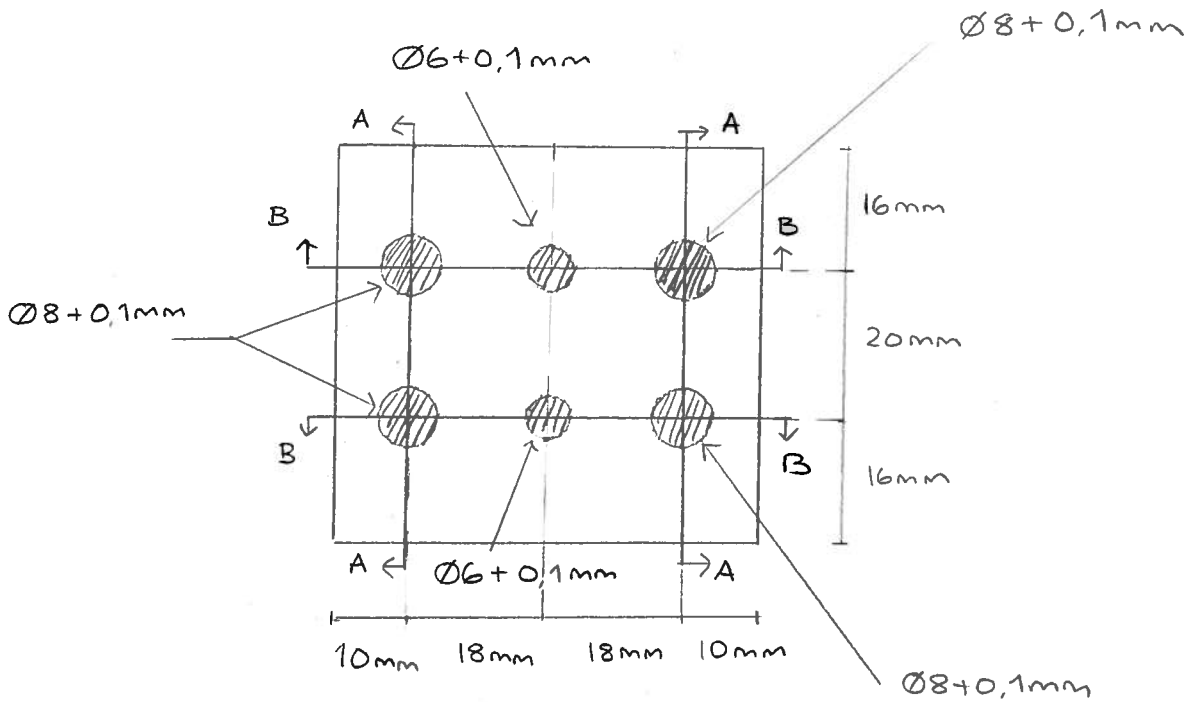
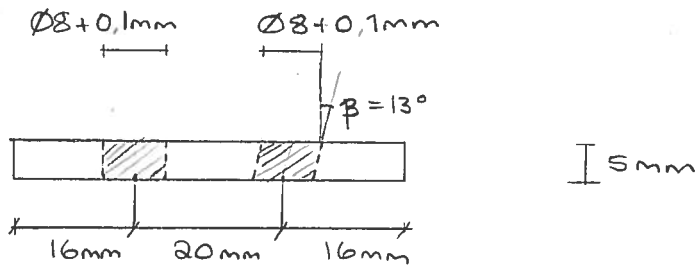
Ant. 34 stk

Str. A4

Snitt B-B:



Snitt A-A: (merknaed: hull  $\text{Ø}6+0,1\text{ mm}$  skal ikke vinkles)



Merk!

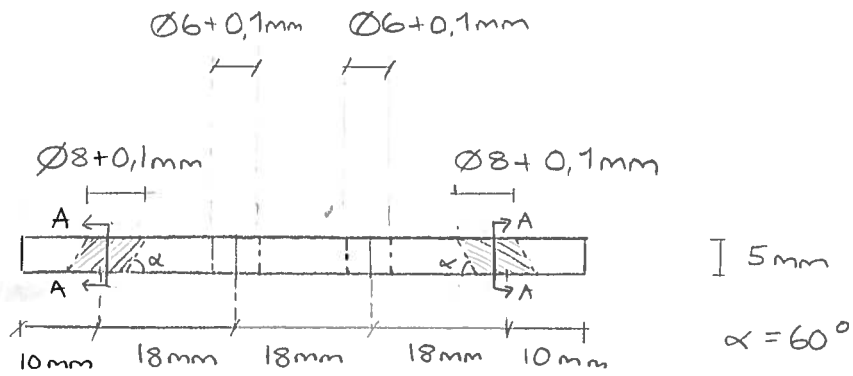
# Stålplater S355

Navn: Dobbel 1

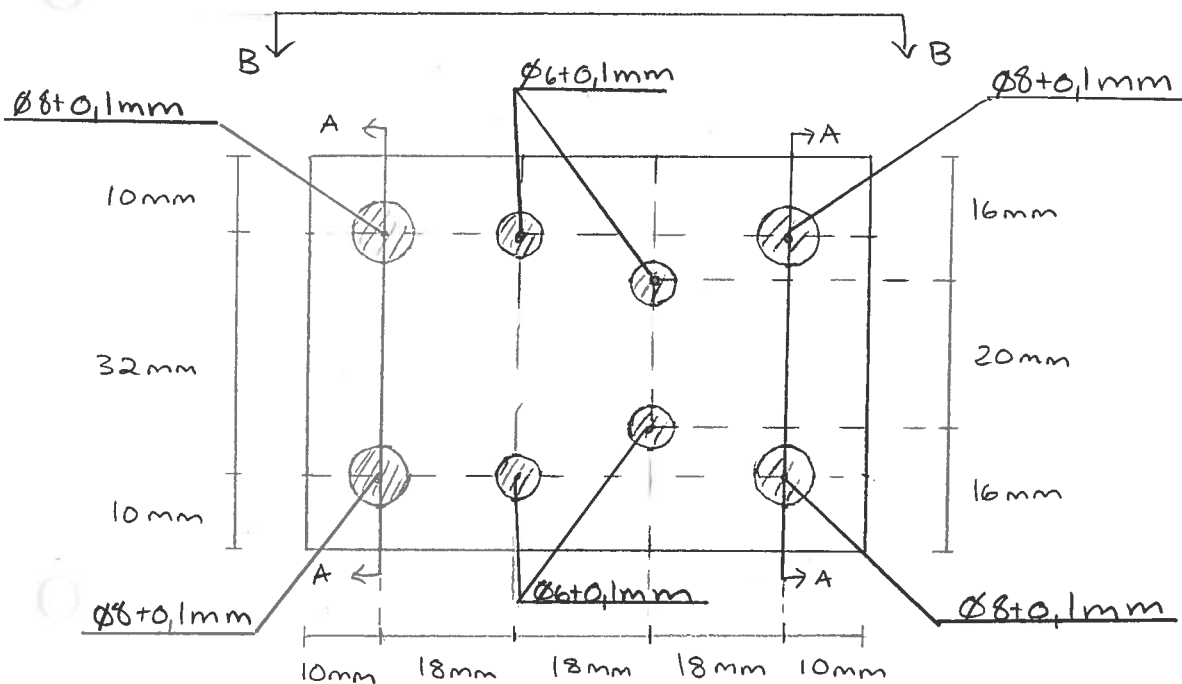
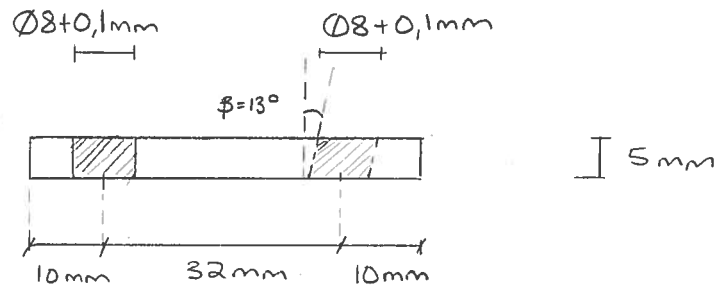
Skala 1:1  
Str. A4

Ant. 4 stk

Snitt B-B:



Snitt A-A: (merknad: hull  $\text{Ø}6+0,1\text{mm}$  skal ikke vinkles)





# Stålplater S355

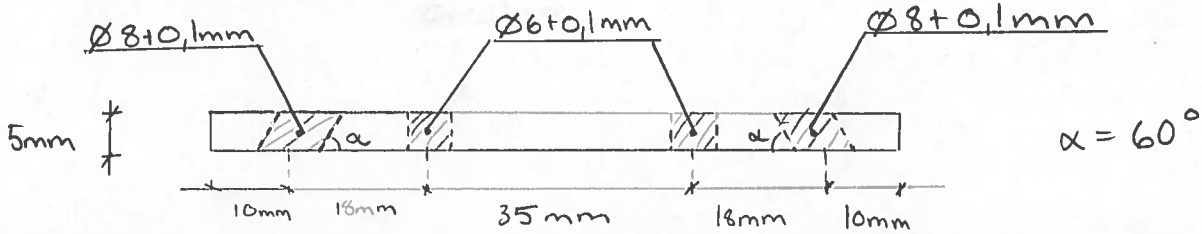
Navn: Dobbelt 2

Skala 1:1

Antall: 4stk

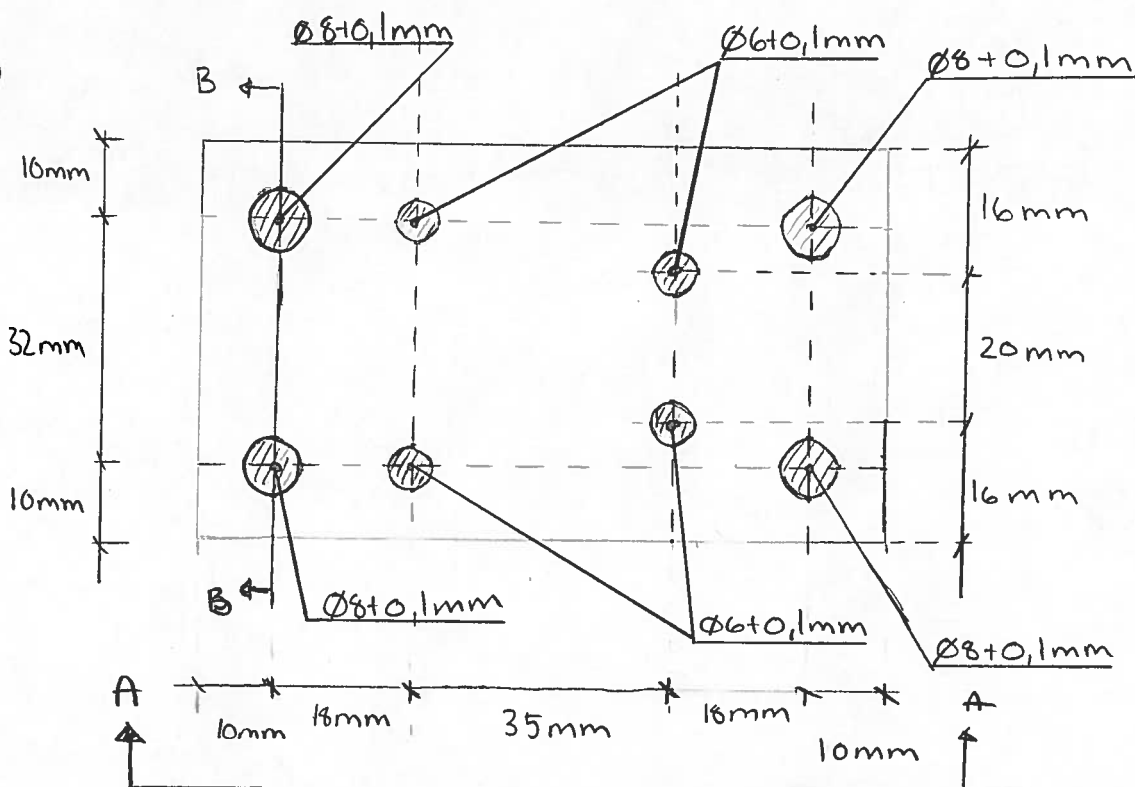
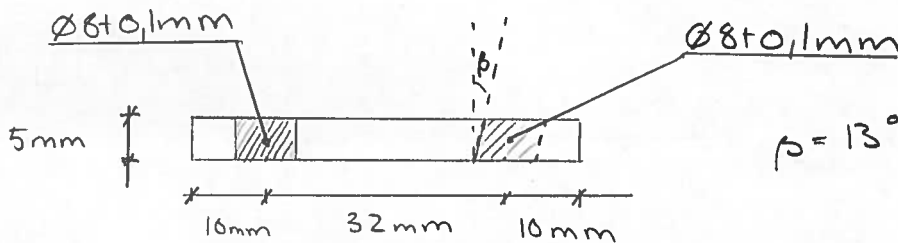
Str A4

## SNITT A-A



## SNITT B-B

(Merk: hull av typer  $\varnothing 6 \pm 0,1 \text{ mm}$  skal ikke vinkles)



# Stålplater S355

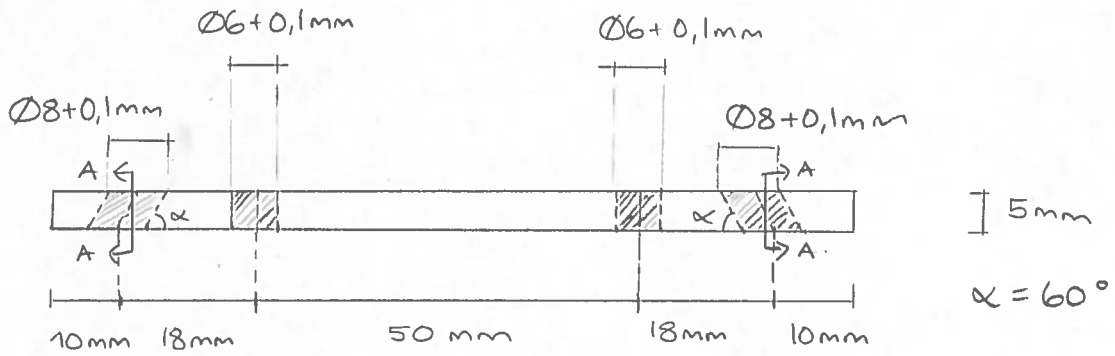
Navn: Dobbel 3

Skala 1:1

Ant. 4 stk

Str. A4

Snitt B-B:



Snitt A-A: (merknaad: hull  $\varnothing 6+1\text{mm}$  skal ikke vinkles)

