

# Sammenkobling av lange limtrebuer i buebroer

**Ole Christian Sveen**

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)  
Innlevert: juni 2014  
Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





# Forord

Dette er den avsluttende oppgaven etter en toårig masterstudie i bygg- og miljøteknikk ved Norges Teknisk Naturvitenskapelige Universitet i Trondheim. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk på samme universitet, og er resultatet av et 30 studiepoengers vektet arbeid som har foregått i perioden mellom januar og juni 2014.

Arbeidet med denne oppgaven har vært preget av at det har vært tidkrevende å sette seg inn i programvaren Abaqus/CAE som jeg ikke hadde erfaring med fra tidligere. Det har også oppstått en del problemer med å konvertere den eksisterende modellen. Jeg håper dette tas hensyn til ved evalueringen av oppgaven. På grunn av disse hindringene er også problemstillingen for oppgaven forandret underveis, fra å tegne og gjøre forsøk på et forslag til et ledd i broen, til heller å vurdere effekten av hele konstruksjonen, spesielt med fokus på hengerne.

Selv om arbeidet med oppgaven har bydd på noen utfordringer, har den også vært lærerik. Det har vært interessant å lære hvordan Abaqus/CAE kan brukes for å vurdere virkelige problemstillinger.

Det rettes en takk til veilederen for denne oppgaven, Kjell A. Malo ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU, som har bidratt med god hjelp. En takk for god hjelp med Abaqus rettes også til Anna W. Ostrycharczyk.

Trondheim, 24.06.2014



Ole Christian Sveen



# Sammendrag

I denne oppgaven er det sett på muligheten for å bygge lengre trebroer enn de eksisterende. Målet er å finne ut hvor mange ledd det er hensiktsmessig å dele broens bue inn i, hvor sterke disse leddene må være, og hvordan dette påvirker resten av konstruksjonen. Det er gjort FEM-analyser på en nettverksbro som spenner 100 m, det vil si 30 m lenger spenn enn den lengste trebroen i dag. Disse analysene er gjennomført ved å benytte en eksisterende numerisk modell i programmet Abaqus.

Den eksisterende modellen er blitt skalert opp med en faktor på 10. Videre er buen tilegnet et ulikt antall ledd: 2, 3 og 4. Videre er en motstand beregnet for å muliggjøre en analyse der de ulike leddene har samme styrke som buene. Dette ble brukt for å finne ut hvilken effekt hvert ledd hadde på hele konstruksjonen. Deretter er det gjort endringer i forhold til sammenkoblinger, stabilisering og hengere for å blant annet få analysen til å kjøre.

Etter en rekke analyser er resultatene fremstilt grafisk. Resultatene viser at buen med 3 ledd er betydelig svakere enn de andre buene med inndeling på henholdsvis 2 og 4 ledd. I tillegg til antallet ledd og styrken i leddet, antas det at svakheten skyldes posisjonen av leddet, det vil si at det midtre leddet befinner seg på midten av brospennet. Buen med 3 ledd har også større nedbøying, opplagerkrefter og innspenningsmomenter enn de to andre alternativene, selv med styrken i leddet lik styrken til buen. Det antas at dette kan skyldes skaleringen av modellen, ettersom det er liten forskjell mellom de tre alternativene i leddstyrke før modellene ble skalert opp.

Som forventet er alternativet med 4 ledd i buen svakere enn alternativet med 2 ledd. Det viser seg også at stivheten i hele konstruksjonen øker betydelig når tverrsnittet på hengere økes. Det kan derfor være lurt å benytte sterkere hengere enn det som er brukt i denne analysen.

# Abstract

In this thesis, the possibility of building longer timber bridges than those existing has been considered. The objective is to find out how many connections that are appropriate to use to separate the arc of the bridge into smaller parts, how strong these connections need to be, and how this will affect the construction as a whole. So-called FEM-analysis has been carried out on a network arch bridge which spans 100 m. That is 30 m more than the longest timber bridge existing today. The analysis has been conducted by using an existing numerical model in Abaqus.

The existing model has been scaled by a factor of 10. Further, the arc has been given different connections; 2, 3, and 4. A resistance is calculated to make an analysis where the connections have the same strength as the arc possible. This was used to figure out each connection affected the whole construction. Further, there has been some adjustments in connections, stabilizing and hangers, in order to make the analysis possible.

The results of the analysis have been displayed graphically. It is shown that the arc with 3 connections are much weaker than the other two options. This is assumed to be because of the number of connections, their strength of each connection, and their position. One of the connections are placed right in the middle of the bridge span. The 3 connection option has larger deflection, reaction forces and fixed end movements than the other two options, even if the strength of the connection is the same as the strength of the arc. This is assumed to be because of the scaling of the model, because there were little difference between the 3 options before the models were scaled.

As expected, the option with 4 connections in the arc is weaker than the one with two connections. It is also shown that the stiffness of the whole construction increases as the cross section of the hangers increases. It can therefore be wise to use stronger hangers than those used in this analysis.





# Innhold

1. Introduksjon .....	2
2. FEM-analyse og begreper .....	3
2.1. Part.....	4
2.2. Assembly og Instance .....	4
2.3. Mesh og elementer.....	5
3. Konvertering av eksisterende modell.....	7
3.1. Beskrivelse av eksisterende modell .....	7
3.1.1. Globalt koordinatsystem og enheter .....	7
3.1.2. Buene.....	8
3.1.3. Dekke .....	9
3.1.4. Hengere .....	10
3.1.5. T-bjelker .....	11
3.1.6. Bindere .....	11
3.1.7. Sammenkoblinger.....	11
3.1.8. Laster og randbetingelser .....	11
3.2. Introduksjon av ledd i buen .....	11
3.3. Skalering av modell .....	14
3.4. Laster .....	16
4. Gjennomføring av analyse .....	17
4.1. Videre arbeid etter konvertering.....	17
4.1.1. Motstand i leddene .....	17
4.1.2. Endring av sammenkobling mellom T-bjelker og hengere .....	17
4.1.3. Automatisk stabilisering.....	18
4.1.4. Endring av hengere.....	18

5. Resultater .....	20
5.1. Bestemmelse av antall ledd .....	20
5.2. Økt tverrsnitt i hengere .....	23
5.3. Buens avbøyning ut av planet.....	24
6. Diskusjon .....	25
6.1. Bestemmelse av antall ledd .....	25
6.2. Tverrsnitt i hengerne.....	25
6.3. Sideveis deformasjon.....	26
6.4. Feilkilder.....	26
7. Konklusjon og videre arbeid .....	27
7.1. Konklusjon.....	27
7.2. Videre arbeid .....	27
8. Bibliografi .....	29
9. Vedlegg A .....	1
10. Vedlegg B .....	3

# Figurliste

Figur 1-1.: Eksempel på nettverksbro .....	2
Figur 2-1.: Part editor .....	4
Figur 2-2.: Ferdig sammensatt assembly.....	5
Figur 2-3.: Eksempel på ferdig meshet modell .....	6
Figur 3-1.: Koordinatsystem modell .....	7
Figur 3-2.: Materialretninger buer.....	9
Figur 3-3.: Materialretninger dekke .....	10
Figur 3-4.: Hengere .....	10
Figur 3-5.: Oppdeling buer.....	13
Figur 3-6.: Sammensetting av modell .....	16
Figur 4-1.: Nedbøying .....	19
Figur 5-1.: Nedbøying i dekk, alle modellene.....	20
Figur 5-2.: Innspenningsmoment for bue om x-akse, alle modellene .....	20
Figur 5-3.: Innspenningsmoment for bue om z-akse, alle modellene .....	21
Figur 5-4.: Opplagerkraft for bue i x-retning, alle modellene.....	21
Figur 5-5.: Opplagerkraft for bue i y-retning, alle modellene.....	22
Figur 5-6.: Opplagerkraft for bue i z-retning, alle modellene .....	22
Figur 5-7.: Nedbøying, modell med 3 ledd .....	23
Figur 5-8.: Nedbøying i dekk, modeller med 2 og 4 ledd .....	23
Figur 5-9.: Bøyning ut av planet, modell med 4 ledd .....	24
Figur 8-1. Kontroll for beregning av motstand i ledd, uten ledd .....	1
Figur 8-2.: Kontroll for beregning av motstand i ledd, 2 ledd .....	1
Figur 8-3.: Kontroll for beregning av motstand i ledd, 3 ledd .....	2
Figur 8-4.: Kontroll for beregning av motstand i ledd, 4 ledd .....	2
Figur 10-1.: Analyseresultater alle modeller.....	3
Figur 10-2.: Analyseresultater, modeller med 2 og 4 ledd.....	4

# Tabelliste

Tabell 3-1.: Enheter eksisterende modell .....	8
Tabell 3-2.: Egenskaper buer .....	8
Tabell 3-3.: Egenskaper dekke .....	9
Tabell 3-4.: Egenskaper hengere .....	10
Tabell 3-5.: CGS enhetssystem (8).....	14
Tabell 3-6.: Standard SI-enheter .....	15
Tabell 5-1.: Største avbøyningsverdi for hver modell.....	24
Tabell 6-1.: Lineær analyse .....	25



# 1. Introduksjon

En nettverksbuebro defineres som en buebro med skråstilte hengestag i plan med den buen som binder buen og dekket sammen. Hengestagene skal krysse hverandre minimum to ganger. Denne måten å bygge broer på ble utviklet av Per Tveit på 1950-tallet. Den første nettverksbuebroen ble åpnet i 1963 i Steinkjer. Nettverksbuebroene er en videreutvikling av Nielsen-broen, som også har skråstilte hengere, men med hengere som krysser hverandre maksimalt en gang (1).

Figur 1-1. illustrerer et eksempel på en nettverksbro.



Figur 1-1.: Eksempel på nettverksbro

Den store fordelen med skråstilte hengere, fremfor vertikale hengere, er at de skråstilte bedre tar opp krefter som ikke er jevnt fordelt over hele dekket (2). Dette skyldes at de skråstilte hengerne sørger for at det blir mindre momenter i buen (3). Siden knekk lengden til buen vil være lik avstanden mellom hengerne, er det også mulig å bygge med mindre tverrsnitt, slik at det trengs mindre materialer. Det har lenge vært et problem at det oppstår slakk i hengerne dersom dekket ikke er tungt nok belastet. Derfor har det tidligere blitt sett på effekten som vinkelen mellom hengerne og dekket har på slakk i hengerne. Optimering av vinklene på hengerne har ført til at betydelig lettere dekke kan benyttes, noe som igjen fører til at mindre mengde materialer behøves (4).

I dag trenger nettverksbroer sideveis avstiving mot vind. Imidlertid har muligheten for at de skråstilte hengerne også skal gå på skrå ut av planet vært vurdert. Dette vil føre til en lettere konstruksjon, og mindre materialforbruk (4).

De fleste nettverksbroer som blir bygget i dag bygges med buer og hengere av stål og med dekke av betong. Imidlertid kan det også være mulig å bygge slike broer med buer og dekke laget av tre. Ved å benytte nettverksbrokonstruksjonen kan det derfor være mulig å bygge lengre trebroer enn de som eksisterer i dag. Den lengste eksisterende trafikkbelastede trebroen

er Tynset bro med et enkelt spenn på 70 meter (5). Broen som vurderes i denne oppgaven spenner 100 meter.

Dersom det skal bygges broer med så lange spenn, kan transport til byggeplassen være et problem. Det vil derfor være hensiktsmessig å kunne dele opp de lange buene i flere mindre deler, som monteres sammen på byggeplassen. Dette kan føre til svakheter i leddene, spesielt for buene, siden det er vanskelig å lage helt momentstive ledd i tre. Målet for denne oppgaven er å finne ut hvor sterke disse leddene skal være, hvilke konsekvenser de får for resten av konstruksjonen, og hvor mange ledd det vil være hensiktsmessig mulig å dele buene opp i.

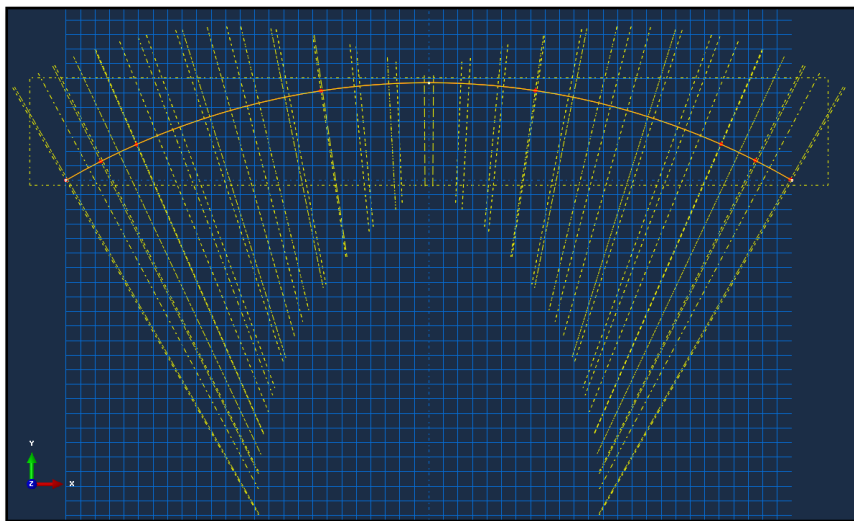
## **2. FEM-analyse og begreper**

FEM (Finite Element Method) er en numerisk beregningsteknikk som kan brukes til å finne tilnærmede løsninger på fysiske problemer. I denne oppgaven skal det gjøres FEM-analyse i

programmet Abaqus/CAE. Dette er et program som er meget fleksibelt og allsidig, og som ikke er begrenset til å kunne benyttes kun innenfor byggfaget. På grunn av at det er så fleksibelt er det ikke et veldig intuitivt program sammenliknet med mer spesialiserte programmer som Focus Konstruksjon og Robot Structural Analysis. Dette kapitlet definerer og forklarer begreper og prosesser i Abaqus som brukes senere i oppgaven.

## 2.1. Part

I resten av oppgaven er det valgt å benytte en fornorsking av det engelske ordet part, og det tilsettes norske endinger til ordet. En part i Abaqus vil si en del av konstruksjonen. Det er her alle de fysiske egenskapene til en del av konstruksjonen blir definert. Avhengig av hva slags part det er snakk om, vil det være forskjellig egenskaper som kan endres. I modellen i denne oppgaven er de aller fleste partene definert som tredimensjonale deformerbare wire-parter. Wire-parten lages ved å tegne bjelken, vaieren eller liknende i et plan, for deretter å definere et tverrsnitt og tilegne materialegenskaper for parten. Alle parter er uavhengige av hverandre, og hver part eksisterer kun i dens eget koordinatsystem. Se figur 2-1. for et eksempel på hvordan en wire-part først tegnes. Parten i figuren er buen som deles opp senere i oppgaven.



Figur 2-1.: Part editor

## 2.2. Assembly og Instance

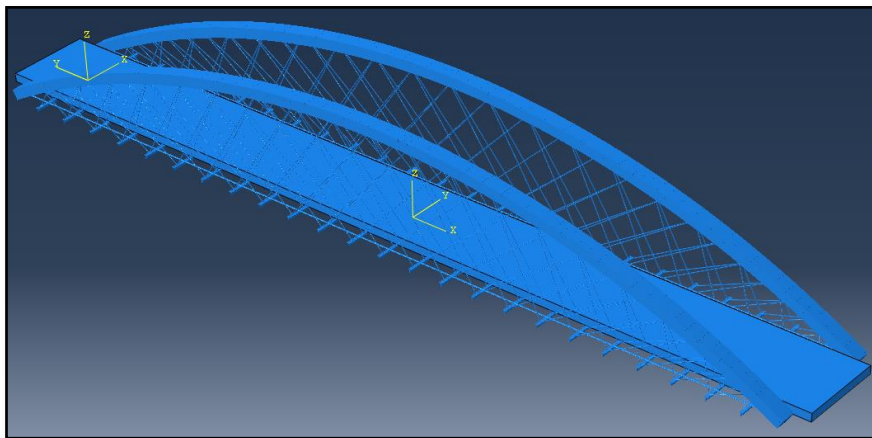
På samme måte som med part er det valgt å fornorske ordet instance videre i denne oppgaven, og tilføre norske endinger. Assembly er der de forskjellige partene settes sammen til en



helhetlig modell. For å kunne sette sammen parter er det nødvendig å lage en instance av parten. Instance kan i denne sammenhengen oversettes til eksemplar, det vil si at det lages eksemplarer av partene som kan settes sammen i assembly. På denne måten er det ikke nødvendig å lage flere like parter, ettersom det kan lages flere instanser av samme part.

Instanser kan enten lages som avhengige eller uavhengige. Dette avhenger av hvordan instansene skal bli meshet (se avsnitt 2.3. for forklaring av mesh). Dersom en instance er avhengig defineres meshet på parten, og alle avhengige instanser basert på samme part vil få det samme meshet. En uavhengig instance vil derimot meshes uavhengig av alle andre like instanser. Fordelen med en uavhengig instance er at den tillater at det gjøres flere endringer senere i analysen, som for eksempel å dele opp instansen. Fordelen med en avhengig instance er at det går mye raskere å meshe hele modellen dersom det er mange like instanser, siden det kun er nødvendig å definere et mesh. Det kreves også mindre minnebruk i analysen når det benyttes avhengige instanser (6).

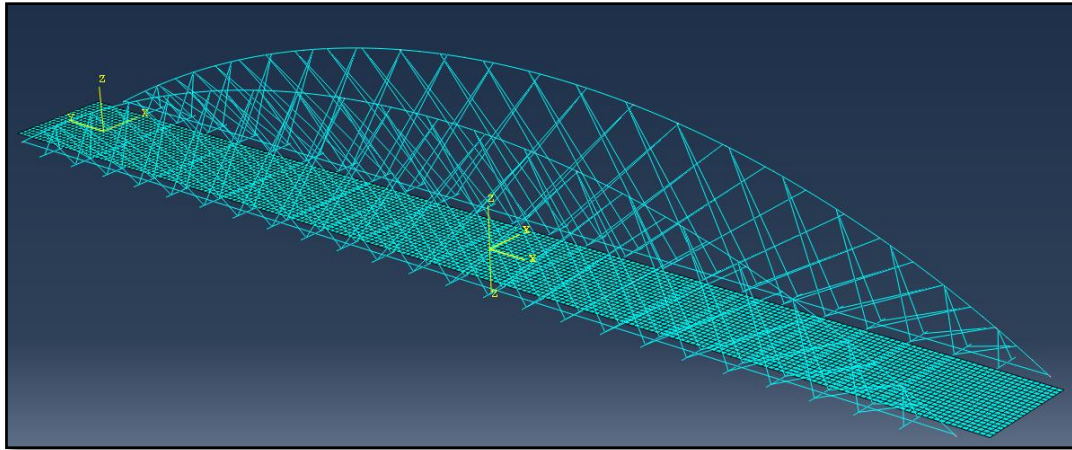
Figur 2-2. illustrerer et eksempel på et ferdig sammensatt assembly, der visning av bjelkeprofiler og dekketykkelser er blitt endret.



Figur 2-2.: Ferdig sammensatt assembly

## 2.3. Mesh og elementer

Som for tidligere beskrevne uttrykk er det valgt å fornorske ordet mesh og tilføre ordet norske endinger. Mot slutten av modelleringen må modellen deles inn i elementer før analysen kan kjøres. Når dette er gjort, kan det se ut som modellen har blitt dekket av et gitter, eller mesh, på engelsk. Figur 2-3. illustrerer et eksempel på en ferdig meshet modell.



Figur 2-3.: Eksempel på ferdig meshet modell

I denne oppgaven er det brukt to forskjellige elementtyper. Dekket er laget med skallelementer, mens resten av modellen er laget med bjelkeelementer. Bjelkeelementene som er brukt kalles B31. Dette er et tredimensjonalt lineært bjelkeelement med 2 noder som begge har 6 frihetsgrader. Skallelementet kalles S4R, og er et tredimensjonalt skallelement med 4 noder som alle har 6 frihetsgrader.

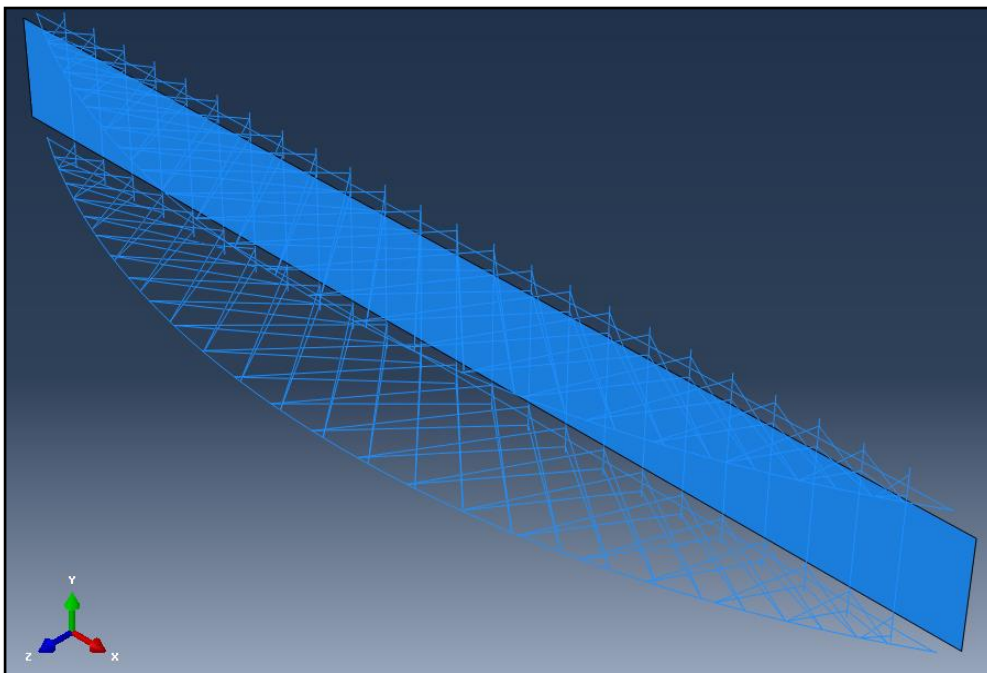
# 3. Konvertering av eksisterende modell

## 3.1. Beskrivelse av eksisterende modell

Det skal gjennomføres en numerisk simulering av en eksisterende FEM-modell av broen, der det skal introduseres ledd i buene for å finne ut hvor mange deler det er hensiktsmessig å dele buen inn i. Den eksisterende FEM-modellen er laget i Abaqus av doktorgradstudentene Anna W. Ostrycharczyk og Giulia Davarda ved NTNU.

### 3.1.1. Globalt koordinatsystem og enheter

Det globale koordinatsystemet for hele modellen defineres som vist i figur 3-1.



Figur 3-1.: Koordinatsystem modell

Modellen er laget for å kjøre ikke-lineær statisk og dynamisk analyse. Abaqus har ingen enheter innebygd i programvaren. Derfor må det defineres enheter når modellen utvikles. Den eksisterende modellen er bygget med SI (mm) enhetssystemet, som vist i tabell 3-1.

Parameter	SI (mm)
Length	mm
Force	N
Mass	Tonne
Time	s
Pressure	MPa (N/mm <sup>2</sup> )
Energy	mJ
Density	tonne/mm <sup>3</sup>

Tabell 3-1.: Enheter eksisterende modell

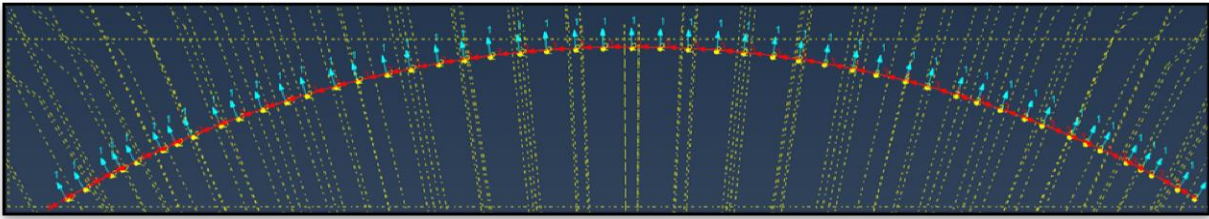
### 3.1.2. Buene

Buene spenner over 10 m og er 1,34 m høye. Tverrsnittet er 180 mm bredt og 120 mm høyt. Materialet i buene er limtre angitt med følgende egenskaper:

E1 [MPa]	E2 [MPa]	E3 [MPa]	v12	v13	v23	G12 [MPa]	G13 [MPa]	G23 [MPa]	ρ [tonne/mm <sup>3</sup> ]
13000	410	410	0,5	0,6	0,6	760	760	76	4,98286E-010

Tabell 3-2.: Egenskaper buer

Materialretningene er definert ved hjelp av lokale koordinatsystemer for hver av buene, som vist på figur 3-2.



Figur 3-2.: Materialretninger buer

Pilens retning er vinkelrett på planet til materialretningen. Buen er bygget opp av lineære bjelkeelementer med 2 noder. Elementlengden er ca. 50 mm.

### 3.1.3. Dekke

Dekket er 10 meter langt, 1 meter bredt og 98 mm tykt. Dekket er lagt over en rekke med T-bjelker som er vinkelrett på lengderetningen av dekket. Det er 400 mm mellom hver av T-bjelkene. Materialet i dekket er limtre angitt med følgende egenskaper:

E1 [MPa]	E2 [MPa]	E3 [MPa]	$\nu_{12}$	$\nu_{13}$	$\nu_{23}$	G12 [MPa]	G13 [MPa]	G23 [MPa]	$\rho$ [tonne/mm <sup>3</sup> ]
10308	165	165	0,5	0,6	0,5	660	660	58,2	5,49292E-010

Tabell 3-3.: Egenskaper dekke

Verdiene i tabell 3-3. er hentet fra målinger på en fysisk modell i laben i forbindelse med en tidligere masteroppgave (7).

Materialretningene er definert ved hjelp av et lokalt koordinatsystem for dekket, som vist i figur 3-3.



Figur 3-3.: Materialretninger dekke

Dekket er bygget opp av skallelementer med 4 noder. Elementene er ca. 50x50 mm i størrelse.

### 3.1.4. Hengere

Alle hengerne vist i figur 3-4. er hengerpar som går på skrå i hver sin retning ut av planet. De går ut fra samme punkt, og er festet i T-bjelken som ligger under dekket med en spredning på 180 mm.



Figur 3-4.: Hengere

Hengerne er sirkulære og har en radius på 3 mm. De er laget av stål med følgende egenskaper:

Young's Modulus [MPa]	Poisson's Ratio	$\rho$ [tonn/mm <sup>3</sup> ]
210000	0,3	7,85E-009

Tabell 3-4.: Egenskaper hengere

I tillegg er det angitt at hengerne ikke kan ta opp trykk. Hengerne er bygget opp av lineære bjelkeelementer med 2 noder, der hver henger fra T-bjelke til bue er ett element.

### 3.1.5. T-bjelker

Som tidligere beskrevet går det T-bjelker under dekket. Disse er 40 mm brede og høye, og har 5 mm tykke steg og flens. T-bjelkene er 1560 mm lange. De har samme materialegenskaper som hengerne, bortsett fra at de kan ta opp trykk.

### 3.1.6. Bindere

Det går bindere mellom enden på hver av buene i bueretningen. Binderne er sirkulære med en radius på 8 mm, og er ca. 9958 mm lange. Disse har samme materialegenskaper som hengerne, og kan heller ikke ta opp trykk.

### 3.1.7. Sammenkoblinger

Alle sammenkoblinger i modellen er laget med en «wire»-sammenkobling som går mellom punktene på partene/instancene som skal kobles sammen. De er deretter gitt egenskaper etter hva slags sammenkobling de er.

Hengerne er festet til buen med «weld»-sammenkoblinger, det vil si at de er fastholdt for alle rotasjoner og translasjoner i alle retninger.

Hengerne er festet til T-bjelkene med «join»-sammenkoblinger, det vil si at de er fastholdt for translasjoner, men ikke rotasjoner.

Binderne er festet til buen med «weld»-sammenkoblinger.

### 3.1.8. Laster og randbetingelser

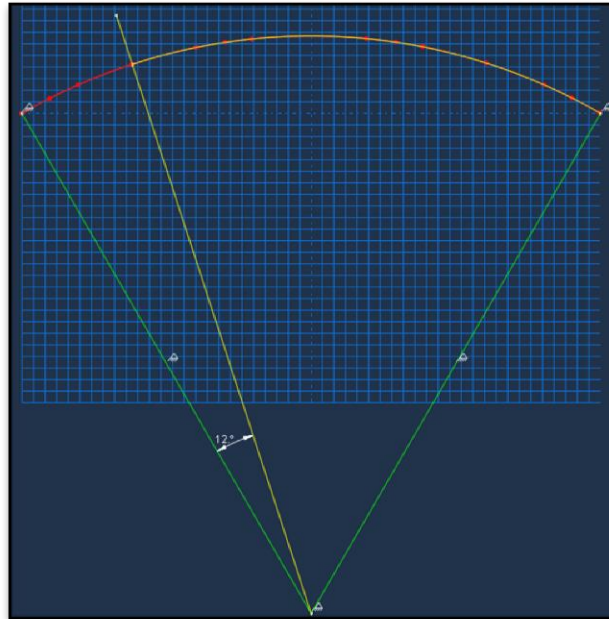
Modellen er kun lastet med egenvekt. Dekket er fritt opplagt i hver ende langs kortsiden på dekket. Buene er fastholdt for translasjon i alle retninger og for rotasjon om x- og z-akse.

## 3.2. Introduksjon av ledd i buen

For å kunne introdusere ledd i buene er det nødvendig å dele opp buene i flere buede parter, for deretter å sette inn ledd i sammenkoblingene mellom hver av partene som danner buen. I denne oppgaven er det valgt å teste 3 forskjellige modeller med ulikt antall ledd; 2, 3 og 4. Det er antatt at flere ledd enn dette ikke vil være hensiktsmessig, siden det vil bli relativt små buedeler. Da vil det ikke lenger være problemer med tanke på transport av buen.

For å oppnå modeller med oppdelte buer ble det laget 3 kopier av den eksisterende modellen, tilsvarende ulikt antall ledd som beskrevet ovenfor. Bueparten i modellen ble deretter kopiert opp i mange nok eksemplarer til å sette inn riktig antall ledd. Kopiene av buen ble delt i like lange deler, slik at det ble 3, 4 eller 5 bueparter. Oppdelingen ble utført slik figur 3-5. illustrerer.





Figur 3-5.: Oppdeling buer

Deretter ble de nye delene kontrollert og tildelt identiske materialegenskaper og -retninger som den originale buen. I assembly ble de eksisterende buene og de nye buepartene lagt til. Alle sammenkoblinger som går mellom buene og hengerne var da brutt og måtte defineres på nytt. Siden sammenkoblinger trenger et punkt å kobles til på buen, var det nødvendig å lage instanser av partene som uavhengige, slik at den kunne deles opp for å lage sammenkoblingspunkter mellom bue og henger. Sammenkoblingspunktene ble deretter laget ved manuelt å angi punkter på buen der hengeren var nærmest. Deretter måtte det lages wire-sammenkoblinger mellom alle buepunktene og hengerpunktene. Disse ble gitt samme egenskaper som de hadde med den originale buen. Dette ble gjort ved å notere nummeret som alle sammenkoblinger mellom bue og henger hadde, for så å lage nye sammenkoblinger og deretter tildele disse sammenkoblingene det samme navnet som tidligere. På den måten ville de nye sammenkoblingene få de samme egenskapene som de tidligere sammenkoblingene hadde.

For selve sammenkoblingen mellom buene er det brukt en «u-joint»-sammenkobling. Den kan rotere om to akser, og det vil også være mulig å angi motstanden mot rotasjon om disse aksene. Til slutt ble de nye buepartene meshet på samme måte som de gamle, og analyse ble kjørt.

### 3.3. Skalering av modell

Den eksisterende modellen er bare 10 000 mm lang, og er laget for en 1:10 skalamodell av en ferdig bro. I denne oppgaven skulle det utføres en simulering for en fullskala bro. Derfor var det nødvendig å skalere opp broen. Det ble vurdert 3 forskjellige metoder for å løse denne utfordringen.

Siden Abaqus virker uten enheter, ville det være mulig å anta at lengdeenheten var i cm istedenfor mm. Da ville det ikke vært behov for å skalere partene, men i stedet endre materialeegenskaper. Det finnes et enhetssystem som tar utgangspunkt i cm. Dette kalles CGS etter enhetene det bruker; centimeter, gram og sekund, se tabell 3-5.

Parameter	CGS
Length	cm
Force	dyn ( $\text{g}\cdot\text{cm}/\text{s}^2$ )
Mass	g
Time	s
Pressure	Ba ( $\text{g}/(\text{cm}\cdot\text{s}^2)$ )
Energy	erg ( $\text{g}\cdot\text{cm}^2/\text{s}^2$ )
Density	$\text{g}/\text{cm}^3$

Tabell 3-5.: CGS enhetssystem (8)

Den andre metoden som ble vurdert var å skalere opp alle partene 10 ganger, og dermed beholde alle materialeegenskapene. Dette ville føre til at det ble nødvendig å sette sammen mange av instansene til en hel modell igjen.

Den siste måten som ble vurdert var å skalere om modellen på samme måte, men istedenfor å skalere opp til mm kunne den skaleres ned til m slik at det kunne benyttes standard SI enheter, se tabell 3-6.

Parameter	SI
Length	m
Force	N
Mass	kg
Time	s
Pressure	Pa (N/m <sup>2</sup> )
Energy	J
Density	kg/m <sup>3</sup>

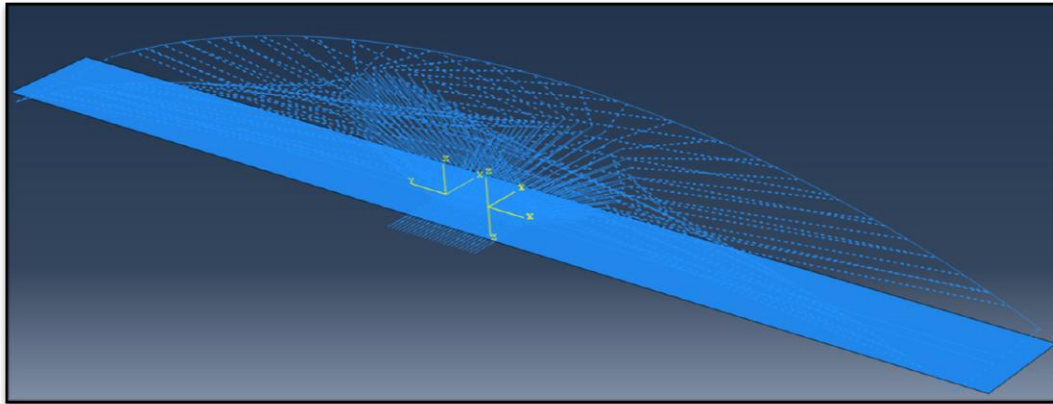
Tabell 3-6.: Standard SI-enheter

Etter å ha prøvd ut de 3 metodene ble det besluttet å benytte den andre metoden. Den første metoden introduserer et veldig uvant enhetssystem, og sjansen for at feil oppstår ble ansett som for stor. Denne metoden er derfor ikke benyttet. Etter å ha prøvd en stund på å få den tredje metoden til å fungere ble den lagt til side. Muligheten for feil både i skaleringen av modellen og endringen av enheter i materialeegenskapene ble stor, og det oppstod en del problemer med å få analysen til å kjøre.

Ved å benytte den andre metoden måtte alle partene skaleres opp 10 ganger. Dette ble gjort ved å bruke «scale»-verktøyet i «part editor». Deretter måtte også tverrsnittene skaleres opp. Siden den eksisterende modellen er laget som en 1:10-modell, ble det valgt å skalere opp med 10. Det påpekes imidlertid at dette gir et noe urealistisk tverrsnitt på T-bjelkene under dekket.

Det var også nødvendig å definere materialretningene på nytt for buene, siden materialretningene er basert på et lokalt kulekoordinatsystem for hver bue. Det er ikke mulig å flytte koordinatsystemer i Abaqus. Derfor måtte det lages et nytt koordinatsystem. Dette ble det samme koordinatsystemet som tidligere, men med koordinater som definerer systemet ganget med 10.

På grunn av måten partene er satt sammen i assembly ble det, som tidligere nevnt, nødvendig å sette sammen mye av modellen på nytt.



Figur 3-6.: Sammensetting av modell

Figur 3-6. illustrerer at selv om alle hengere osv. er feilplassert, er fortsatt wire-sammenkoblingene som sitter mellom de forskjellige instansene bundet sammen slik de skal. Derfor er det relativt lett å sette sammen igjen modellen slik den skal være. Som en kontroll er det også sjekket at koordinatene stemmer med den originale modellen.

Til slutt måtte modellen meshes på nytt siden meshet blir slettet når delene skaleres opp. Modellen ble tildelt de samme elementtypene, og elementstørrelsen ble i de fleste tilfeller kun skalert opp.

### 3.4. Laster

Den eksisterende modellen er kun lastet med egenvekt. For å få et mer realistisk lasttilfelle er modellen gitt en nyttelast på dekket og en vindlast på buene og kanten på dekket. Lasten på dekket er satt til 0,006 MPa jevnt fordelt over hele dekket. Dette er en forenkling, og overdrivelse, i forhold til eurokoden (9). Vindlasten på både buene og dekket er modellert som en linjelast vinkelrett på buen og dekket. Vindlasten er satt til 0,001 MPa. Det er ikke medregnet noen lastfaktorer, siden nedbøyningskravet kun tar hensyn til bruksgrensetilstanden.

## 4. Gjennomføring av analyse

Under analysen av den ferdig konverterte modellen oppstod det en del utfordringer med å få analysen til å kjøre ferdig. Selv med styrken i leddene satt lik styrken til buen ville ikke analysen fullføres. Det ble derfor nødvendig å gjøre en rekke forenklinger og endringer fra den originale modellen for å få kjørt analysen. Mange av feilene her skyldes antakelig at når modellen blir skalert opp blir deformasjonene mye større. Den originale modellen var heller ikke brukt med noen andre laster enn egenlast. Dette bidro antakelig også mye til problemene med å kjøre analyser. Etter hvert ble det tydelig at det ikke er meningen å gjøre så store endringer på en eksisterende modell i Abaqus, og at det kunne vært mer hensiktsmessig å bygge en ny modell fra grunnen av.

### 4.1. Videre arbeid etter konvertering

#### 4.1.1. Motstand i leddene

For å finne ut hvilken effekt leddene har på hele konstruksjonen er det nødvendig og først kunne kjøre en analyse der leddene har tilnærmet samme styrke som buene, for å ha et sammenlikningsgrunnlag. Denne motstanden er tilnærmet funnet ved hjelp av nedbøyningsformelen for en bjelke påkjent med et moment i hver ende. Siden sammenkoblingen er i ett punkt, ble  $\delta$  og  $L$  begge satt til å være 1.

$$\delta = \frac{M_0 L^2}{8EI}$$

Likningen er løst to ganger med hensyn til  $M_0$  med forskjellig  $I$  beregnet for bjelkens forskjellige retninger. Som en kontroll ble det gjort en analyse av den originale modellen og de forskjellige modellene med ulikt antall ledd før de ble skalert opp. Se vedlegg A for disse kontrollene.

#### 4.1.2. Endring av sammenkobling mellom T-bjelker og hengere

Som tidligere nevnt var sammenkoblingene mellom T-bjelkene og hengerne i den originale modellen kun fastholdt mot translasjon. Ved å gjøre dem om til «weld»-sammenkoblinger vil de også bli fastholdt mot rotasjon. Det vil gjøre konstruksjonen noe stivere. Dette er nok noe

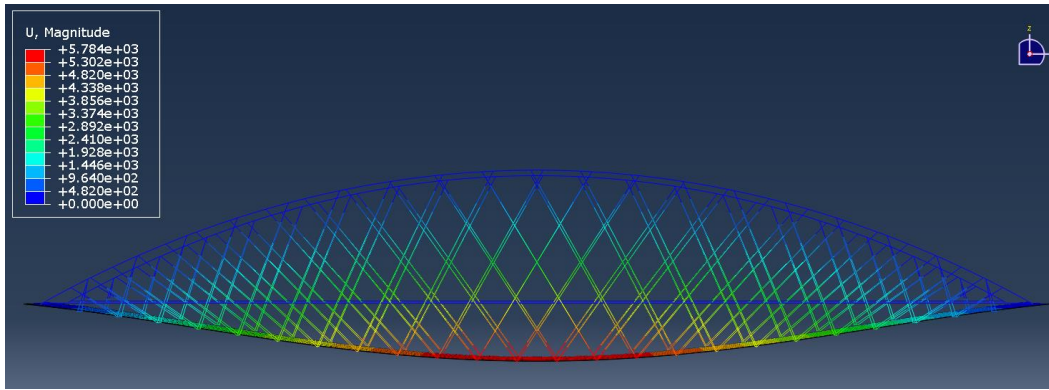
urealistisk i forhold til hvordan det vil være i virkeligheten, selv om det er relativt små momenter i hengerne. Denne endringen er nok ikke optimal, men konsekvensene av den antas å være relativt liten.

#### 4.1.3. Automatisk stabilisering

I Abaqus er det mulig å legge inn automatisk stabilisering dersom det er forventet lokale ustabiliteter. Dette kan gjøres på flere måter, men her er det valgt å bruke dempingsfaktoren fra slutten av forrige steg i analysen. Dersom det forrige steget i analysen ikke har noen dempingsfaktorer vil Abaqus bruke adaptiv stabilisering til å finne dempingsfaktorene. For at dette skal virke må det angis en faktor for den maksimale verdien av forholdet mellom energi som forsvinner i dempingen og den totale strekkenergien i inkrementet. Som standard er denne faktoren satt til 0,05. Faktoren bør være så liten som mulig, men det kan være akseptabelt med verdier opp til 1,0 (10). For å få analysene til å kjøre har denne faktoren blitt justert opp til intervallet 0,40-0,50.

#### 4.1.4. Endring av hengere

Til tross for endringene ville analysen fortsatt ikke kjøre når den var lastet med mer enn egenlast. Når det ble gjort en lineær analyse av modellen med 2 ledd viste det seg at det oppstod en nedbøyning på 5-6 meter i midten av spennet, se figur 4-1. Det antas at hele systemet vil falle sammen dersom det tas med andreordens virkninger, og deformasjonene vil bli for store til at Abaqus klarer å beregne dem. For å motvirke dette ble tverrsnittet i hengerne forsøkt økt. Da ble analysen fullført. De forskjellige modellene kjørte analysen ved litt forskjellige tverrsnitt. Det ble imidlertid valgt et nytt tverrsnitt som alle analysene ble fullført på, med en radius på 70 mm.

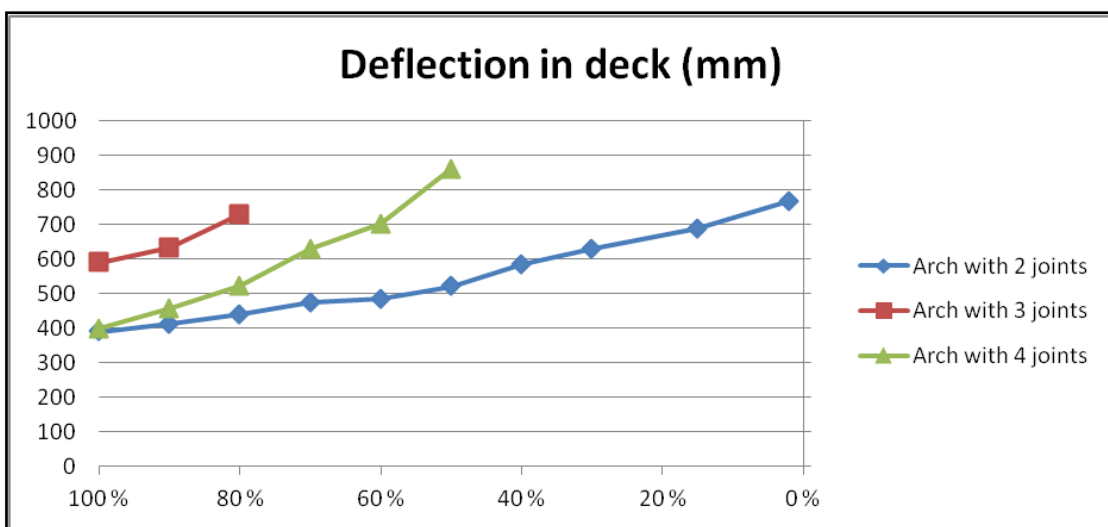


Figur 4-1.: Nedbøying

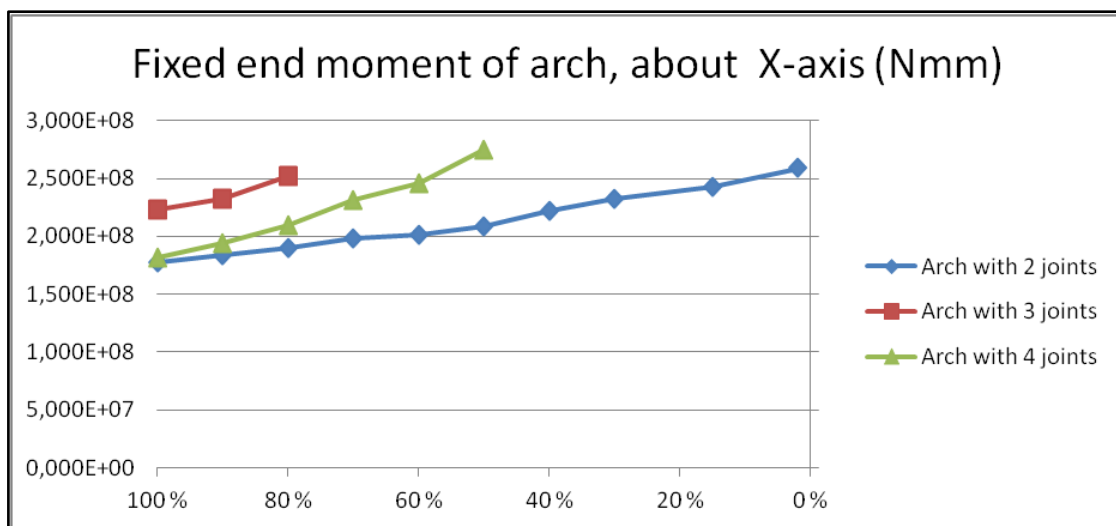
# 5. Resultater

## 5.1. Bestemmelse av antall ledd

Etter å ha kjørt en rekke analyser for hver av modellene med forskjellig styrke i leddene, ble resultatene satt inn i Excel og fremstilt grafisk. Se vedlegg B for tabeller. Grafene nedenfor viser nedbøyning i dekket, innspenningsmoment eller opplagerkraft for bue i y-aksen, og styrken til leddet angitt som prosent av styrken til buen langs x-aksen.

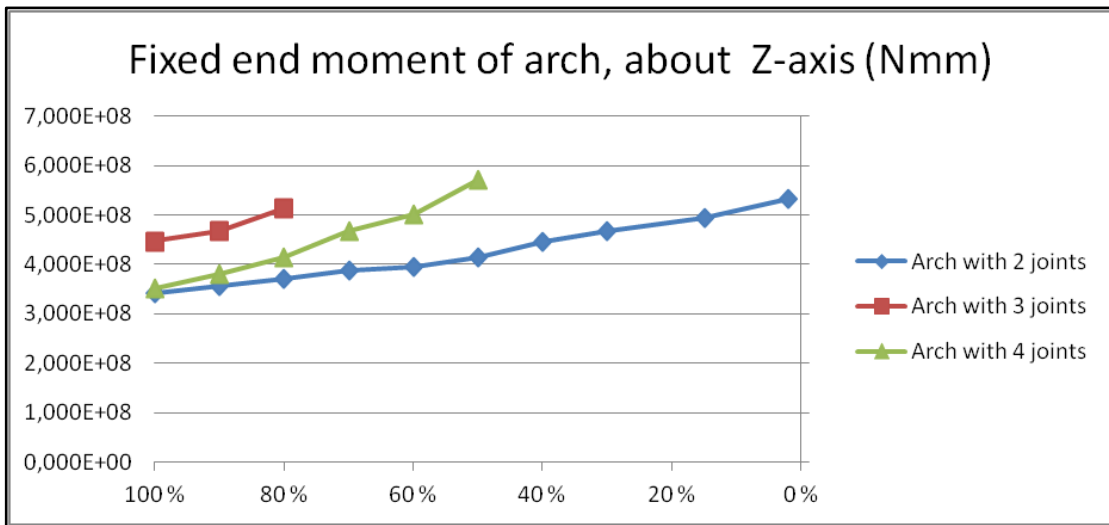


Figur 5-1.: Nedbøyning i dekk, alle modellene

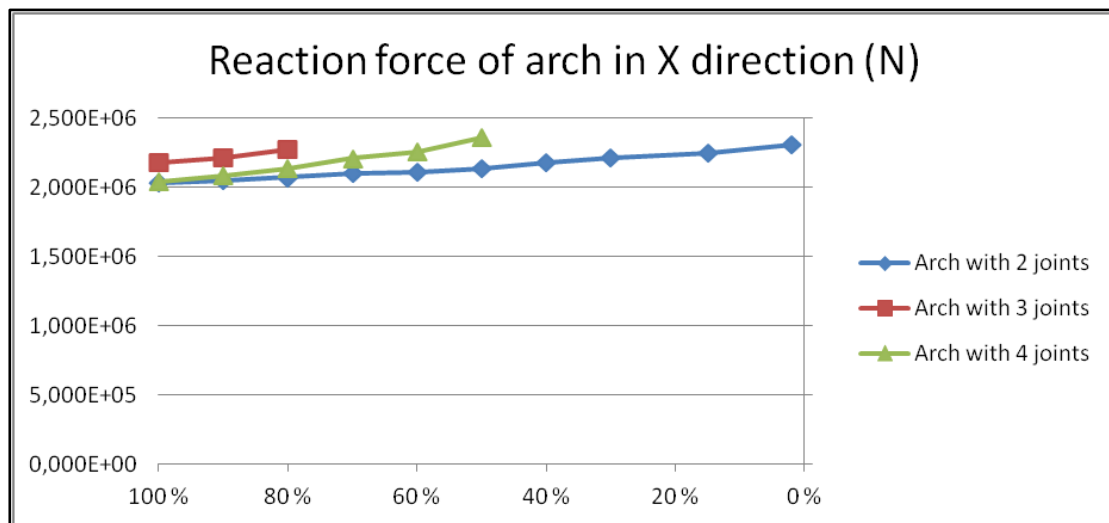


Figur 5-2.: Innspenningsmoment for bue om x-akse, alle modellene

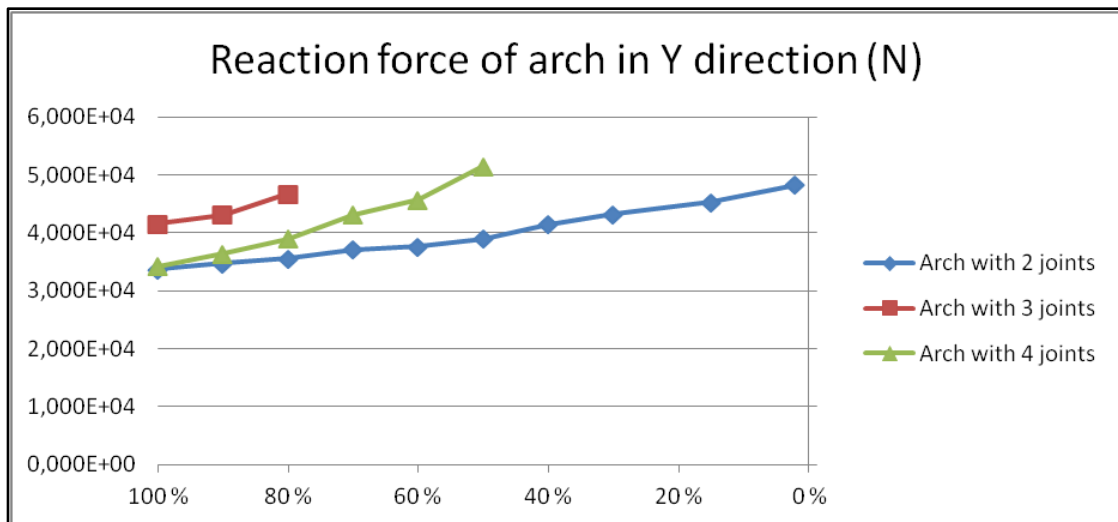




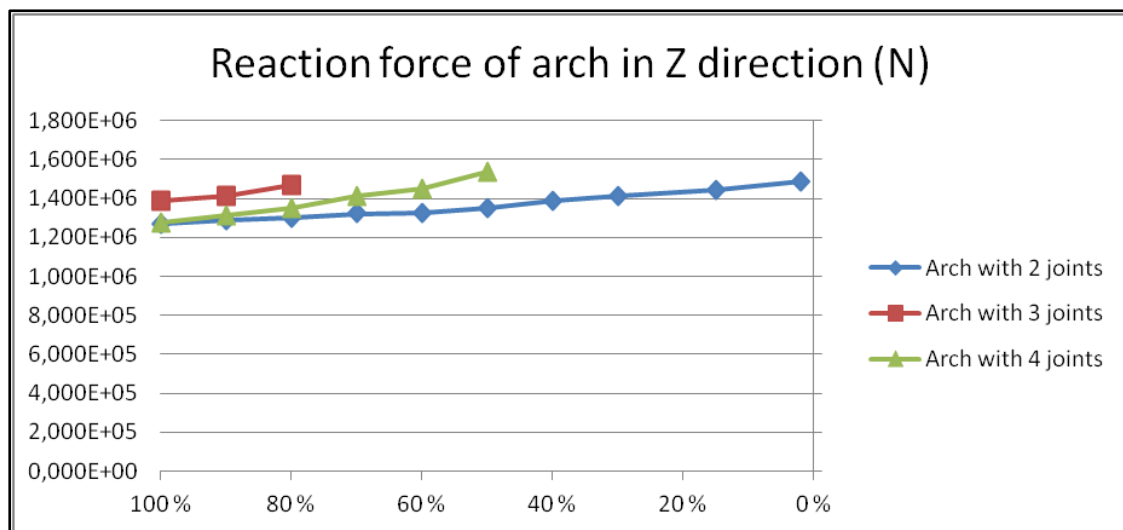
Figur 5-3.: Innspenningsmoment for bue om z-akse, alle modellene



Figur 5-4.: Opplagerkraft for bue i x-retning, alle modellene

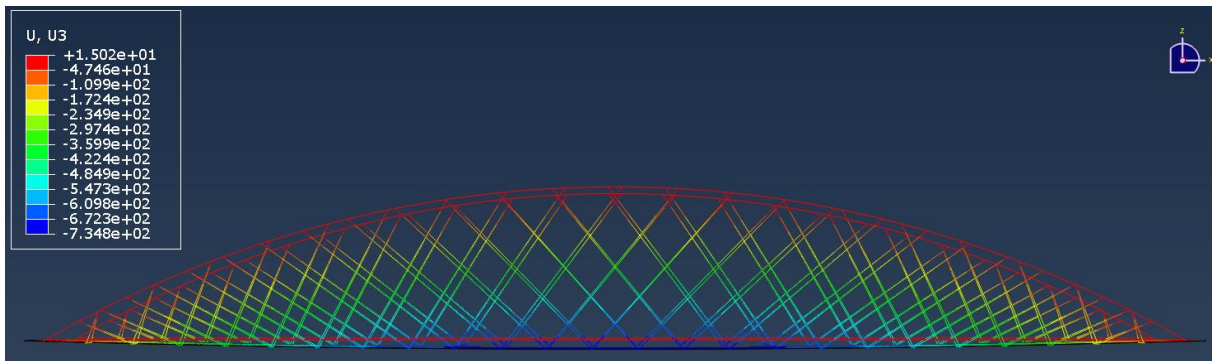


Figur 5-5.: Opplagerkraft for bue i y-retning, alle modellene



Figur 5-6.: Opplagerkraft for bue i z-retning, alle modellene

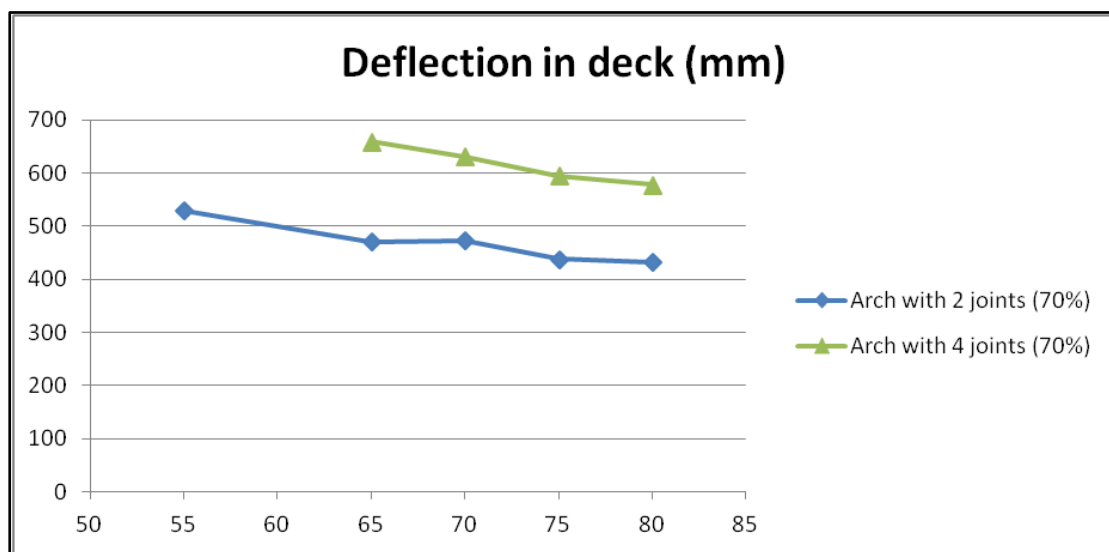
Verdiene for modellen med bue med 3 ledd viste seg raskt å være betydelig dårligere enn for de andre buene. Derfor ble det kjørt færre analyser av denne modellen. Den ble heller ikke tatt med videre i neste analysesteg. Figur 5-7. viser nedbøyningen i broen for modellen med 3 ledd, med motstanden i leddet satt til 80 % av buens motstand.



Figur 5-7.: Nedbøying, modell med 3 ledd

## 5.2. Økt tverrsnitt i hengere

Videre ble det kjørt analyser av buone med 2 og 4 ledd med forskjellig radius på hengere. Se vedlegg B for tabellverdier. Grafen i figur 5-8. viser nedbøying i dekket langs y-aksen, og radius på hengere langs x-aksen.



Figur 5-8.: Nedbøying i dekk, modeller med 2 og 4 ledd

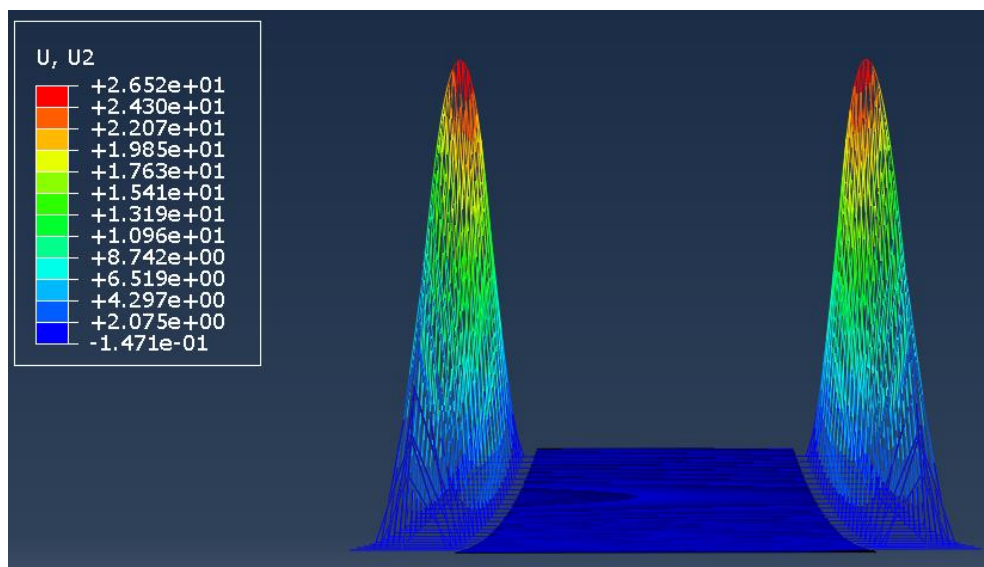
### 5.3. Buens avbøyning ut av planet

Ingen av analysene viste noen betydelig avbøyning for buen ut av planet. De største verdiene for hver av modellene er vist i tabell 5-1.

	Arch with 2 joints (2%)	Arch with 3 joints (80%)	Arch with 4 joints (50%)
Largest deflection out of plain	2,46	2,39	2,65

Tabell 5-1.: Største avbøyningsverdi for hver modell

Figur 5-9. viser at det er lite bøyning ut av planet for buen. Figuren er fra modellen med 4 ledd, der leddene har 50 % av buens motstand.



Figur 5-9.: Bøyning ut av planet, modell med 4 ledd

## 6. Diskusjon

### 6.1. Bestemmelse av antall ledd

Det ble raskt klart at posisjonen av leddet antakelig hadde vel så mye å si som antallet ledd og styrken til leddet. Buen med 3 ledd viste seg å være betydelig svakere enn de to andre. Dette skyldes nok at det midtre leddet befinner seg i midten av brospennet. Siden denne modellen raskt viste seg å være betydelig svakere enn de to andre, ble det kjørt færre analyser på denne. Et annet problem med denne modellen er at selv med 100 % motstand i leddene, har den betydelig større nedbøyning, opplagerkrefter og innspenningsmomenter enn de andre modellene. Dette skyldes antakeligvis skaleringen av modellen, siden kontrollen av leddstyrken med modellene før de ble skalert opp ikke viser noen betydelig forskjell på de forskjellige modellene når de har 100 % leddstyrke. For å finne ut hva som forårsaker denne feilen har det blitt kjørt to lineære analyser; en av modellen med 2 ledd, og en av modellen med 3 ledd.

	Arch with 2 joints	Arch with 3 joints
Deflection [mm]	3466	3472

Tabell 6-1.: Lineær analyse

I den lineære analysen er nedbøyningene tilnærmet like, men resultatet sier også noe om at differansen mellom dem blir mye større i den ikke-lineære analysen.

De to andre modellene oppfører seg mer likt hverandre, men som forventet er modellen med 4 ledd svakere enn modellen med 2 ledd. Med hensyn til nedbøyning ligger de omtrent likt på 631 mm når modellen med 2 ledd er på 30 % og modellen med 4 ledd er på 70 %.

Kreftene og momentene i opplageret til buen øker også i takt med at leddene blir svakere, spesielt øker momentene og kraften i y-retning. Dette er viktig å legge merke til dersom denne typen bro skal bygges.

### 6.2. Tverrsnitt i hengerne

Som figur 5-8 viser, øker stivheten til konstruksjonen betydelig når tverrsnittet på hengerne økes. Dersom det er ønskelig med flere ledd i konstruksjonen kan det være en ide å benytte sterkere hengere.

I den faktiske konstruksjonen er det meningen at det skal benyttes hengere med en radius på 30 mm. Målet var egentlig at det her skulle brukes forspenning av hengerne istedenfor å øke tverrsnittet for å få konstruksjonen stivere. Dessverre viste det seg problematisk å få til på tiden som var igjen etter at problemstillingen ble endret, grunnet manglende erfaring med Abaqus.

### **6.3. Sideveis deformasjon**

For denne belastningen virker ikke sideveis deformasjon å være noe betydelig problem.

### **6.4. Feilkilder**

Nedenfor beskrives noen feilkilder som kan påvirke resultatet i denne oppgaven i større eller mindre grad.

- Dempingsfaktoren nevnt i 4.1.3 er veldig stor. Denne mulige feilkilden gjør vanskelig å stole 100% på resultatene.
- Mange av problemene som har oppstått underveis i oppgavearbeidet skyldes manglende erfaring med Abaqus og at det har vært behov for å lære programmet mens det ble jobbet med oppgaven. Til tross for god hjelp fra Anna W. Ostrycharczyk underveis er det fare for det kan ha oppstått feil.
- Sammenkoblinger mellom hengere og T-bjelke, og mellom hengere og bue kan være for stive. Begge disse sammenkoblingene er angitt med fastholding mot rotasjon. Selv om dette antakelig ikke har veldig mye å si, vil det gjøre konstruksjonen noe stivere enn det den faktisk er.
- Modelleringen av ledd er i ett punkt. Det ville vært mer realistisk dersom leddet strakk seg over en distanse, slik en faktisk sammenkobling i en trekonstruksjon gjør.

# 7. Konklusjon og videre arbeid

## 7.1. Konklusjon

Det er vanskelig å dra endelige slutninger ut fra resultatene som er generert i denne oppgaven, ettersom det eksisterer usikkerheter på grunn av feilkildene. Den største usikkerheten er knyttet til effekten på dempingsfaktoren brukt i den automatiske stabiliseringen.

I resultatene er det vist at det er hensiktsmessig å dele inn buen i 3 eller 5 like lange deler, avhengig av hvor langt det er nødvendig å transportere delene. Styrken i selve sammenkoblingen er avhengig av hvor mange ledd buen har. Dersom det kun er 2 ledd kan sammenkoblingen være relativt svak i forhold til styrken i buen, helt ned i ca. 10 %, uten at det skaper ekstreme nedbøyninger. Derimot vil det være behov for en god del sterkere sammenkoblinger dersom det er 4 ledd. Dette bør aller helst ikke være under 60 % av buens styrke.

Når det settes inn ledd vil belastningen på hengerne øke. Kapasiteten på disse burde derfor økes ved hjelp av forspenning.

## 7.2. Videre arbeid

- Det bør lages en ny fullskala numerisk modell fra bunnen av som inkluderer ledd i buene. Å konvertere og skalere en eksisterende modell i Abaqus er ikke optimalt. Det er tydelig at det ikke er meningen å gjøre mange endringer på modeller i Abaqus, og at det forutsettes at man vet akkurat hva modellen skal brukes til når det jobbes med en oppgave.
- Dessverre er det ikke brukt tid på forspenning av hengere i denne oppgaven. Dette er imidlertid noe som bør vurderes i videre arbeid.
- Det bør prøves ut flere måter å modellere leddene på. Et mer realistisk alternativ vil være å sette inn en part mellom buepartene som skal kobles sammen. Da kan man angi materialeegenskapene til denne parten, og på den måten simulere en sammenkobling som går over en viss distanse.

- Det bør gjøres frekvensforsøk på bue med ledd. Denne oppgaven har ikke tatt for seg de dynamiske egenskapene til broen når det blir introdusert ledd i buen, med dette burde det sees videre på.
- Mer realistiske lasttilfeller burde etableres. Her har det blitt brukt en noe ekstremt jevnt fordelt last over hele dekket for å fremprovosere forskjeller.
- I tillegg vil aktiviteter som bygging og montering av broen i full skala være viktig i videre arbeid.
- Det bør også sees nærmere på vedlikehold og drift av broen i løpet av dens levetid.

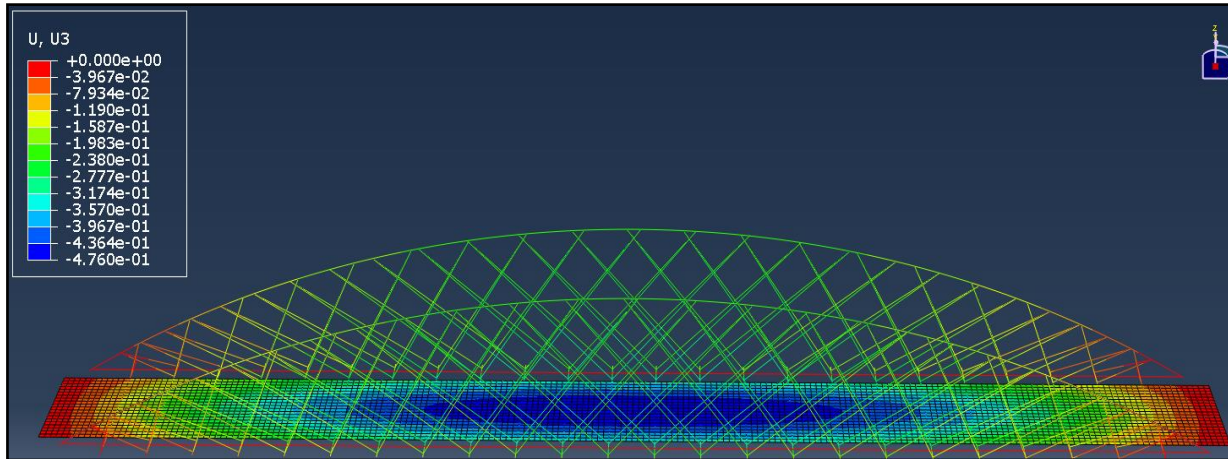


## 8. Bibliografi

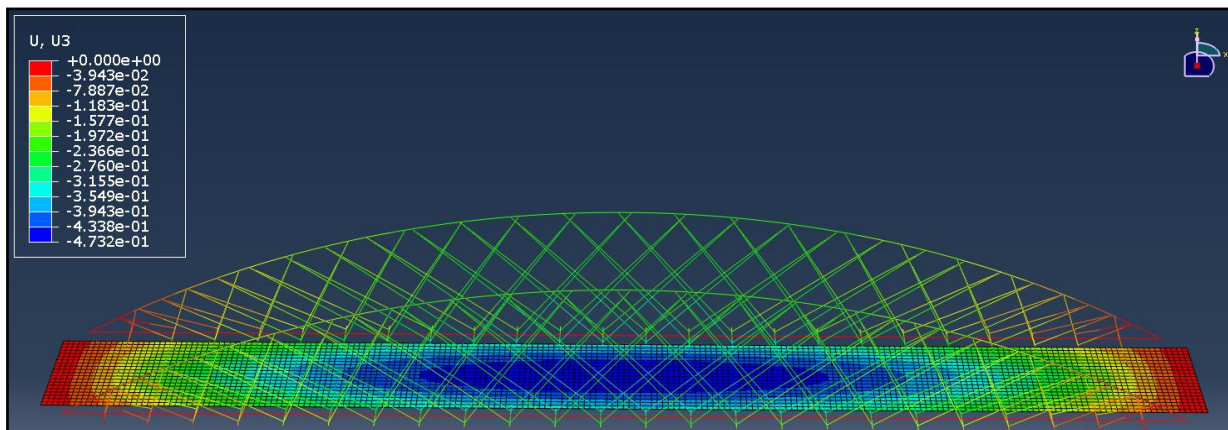
1. Tveit P. On Network Arches for Architects and Planners. In ; 2012; Trondheim.
2. Tveit P. An introduction to the Network Arch. In ; 2006; Trondheim. p. 3.
3. Bell K. Structural systems for glulam arch bridges. In Malo KA, Kleppe O, Dyken T, editors. International Conference on Timber Bridges ICTB2010; 2010; Lillehammer. p. 54.
4. Malo KA, Ostrycharczyk A, Barli R, Hakvåg I. On development of network arch bridges in timber. In International Conference on Timber Bridges; 2013; Las Vegas. p. 5-18.
5. Norconsult AS. norconsult.no. [Online]. [cited 2014 juni 21. Available from: <http://www.norconsult.no/?did=9054199&aid=9034420>.
6. Abaqus Inc. Abaqus 6.12 SIMULIA Documentation. 2012..
7. Barli R, Hakvåg I. Konseptstudie av lange buebroer i tre - Eksperimentell og numerisk modellering. Masteroppgave. Trondheim: NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk; 2013.
8. Wikipedia. wikipedia.org. [Online].; 2014 [cited 2014 juni 22. Available from: [http://en.wikipedia.org/wiki/Centimetre%E2%80%93gram%E2%80%93second\\_system\\_of\\_units](http://en.wikipedia.org/wiki/Centimetre%E2%80%93gram%E2%80%93second_system_of_units).
9. Standard Norge. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer..
- 10 Konsultasjon over mail. 2014 Mai 13. Ostrycharczyk, Anna W.



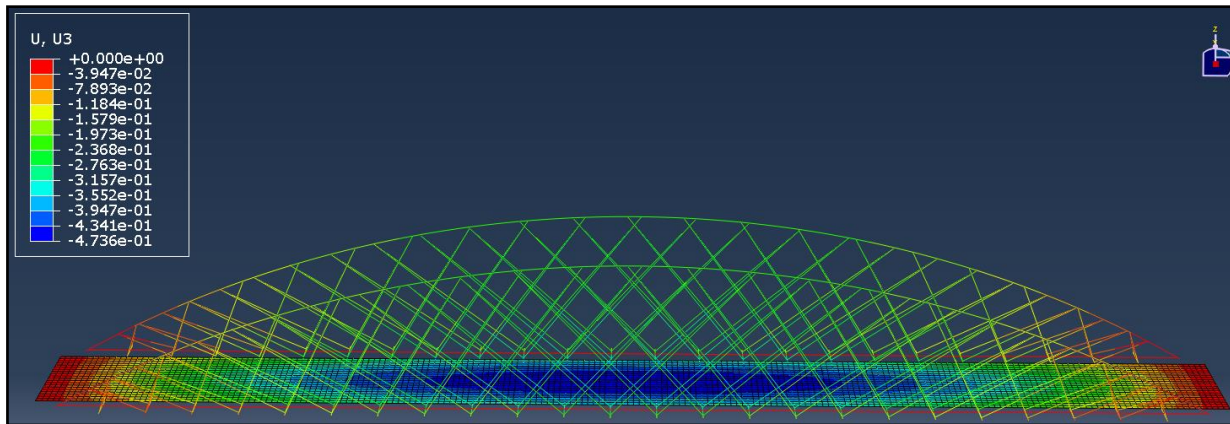
# 9. Vedlegg A



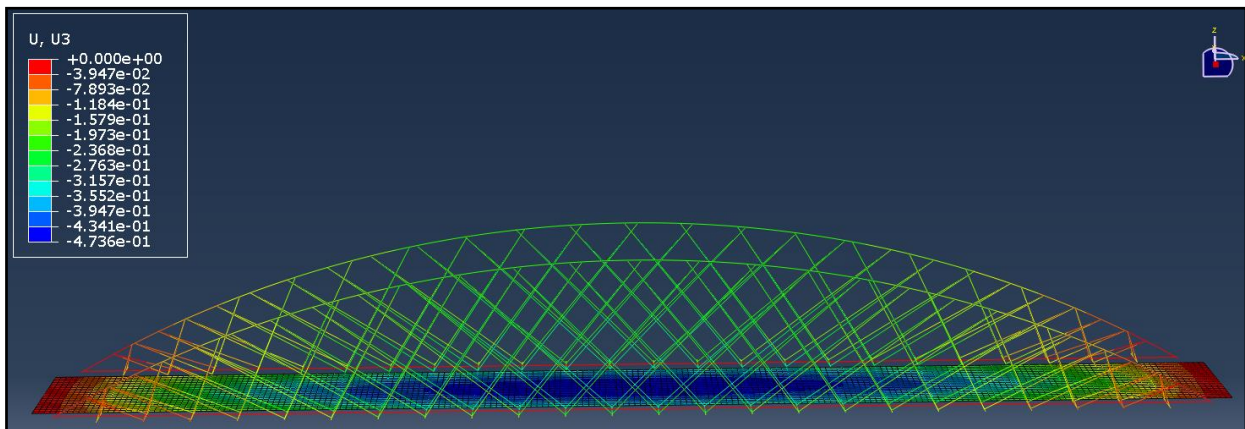
Figur 8-1. Kontroll for beregning av motstand i ledd, uten ledd



Figur 8-2.: Kontroll for beregning av motstand i ledd, 2 ledd



Figur 8-3.: Kontroll for beregning av motstand i ledd, 3 ledd



Figur 8-4.: Kontroll for beregning av motstand i ledd, 4 ledd

# 10. Vedlegg B

300=333	100 %	90 %	80 %	70 %	60 %	50 %	40 %	30 %	15 %	2 %
500=200	2,69568E+16	2,42611E+16	2,15654E+16	1,88698E+16	1,61741E+16	1,34784E+16	1,07827E+16	8,08704E+15	4,04352E+15	5,39136E+14
	6,06528E+16	5,45875E+16	4,85222E+16	4,24570E+16	3,63917E+16	3,03264E+16	2,42611E+16	1,81958E+16	9,09792E+15	1,21306E+15
	390	413	440	473	485	521	585	631	688	769
Arch with 2 joints										
Deflection in deck (mm)	1,780E+08	1,840E+08	1,904E+08	1,982E+08	2,008E+08	2,089E+08	2,223E+08	2,320E+08	2,432E+08	2,588E+08
Fixed end moment of arch, about X-axis (Nmm)	3,421E+08	3,562E+08	3,705E+08	3,883E+08	3,947E+08	4,131E+08	4,446E+08	4,674E+08	4,938E+08	5,317E+08
Reaction force of arch in X direction (N)	2,029E+06	2,050E+06	2,070E+06	2,096E+06	2,105E+06	2,132E+06	2,178E+06	2,210E+06	2,248E+06	2,304E+06
Reaction force of arch in Y direction (N)	3,369E+04	3,472E+04	3,557E+04	3,715E+04	3,760E+04	3,902E+04	4,146E+04	4,320E+04	4,526E+04	4,832E+04
Reaction force of arch in Z direction (N)	1,271E+06	1,286E+06	1,302E+06	1,323E+06	1,329E+06	1,351E+06	1,387E+06	1,413E+06	1,444E+06	1,490E+06
	590	632	730							
Arch with 3 joints										
Deflection in deck (mm)	2,232E+08	2,323E+08	2,516E+08							
Fixed end moment of arch, about X-axis (Nmm)	4,467E+08	4,680E+08	5,137E+08							
Reaction force of arch in X direction (N)	2,179E+06	2,209E+06	2,276E+06							
Reaction force of arch in Y direction (N)	4,156E+04	4,317E+04	4,678E+04							
Reaction force of arch in Z direction (N)	1,389E+06	1,413E+06	1,467E+06							
	398	456	523	631	701	860				
Arch with 4 joints										
Deflection in deck (mm)	1,815E+08	1,943E+08	2,093E+08	2,318E+08	2,460E+08	2,752E+08				
Fixed end moment of arch, about X-axis (Nmm)	3,502E+08	3,795E+08	4,139E+08	4,666E+08	5,005E+08	5,715E+08				
Reaction force of arch in X direction (N)	2,039E+06	2,082E+06	2,131E+06	2,208E+06	2,257E+06	2,362E+06				
Reaction force of arch in Y direction (N)	3,419E+04	3,699E+04	3,902E+04	4,310E+04	4,574E+04	5,153E+04				
Reaction force of arch in Z direction (N)	1,278E+06	1,311E+06	1,351E+06	1,412E+06	1,452E+06	1,538E+06				

Figur 10-1.: Analyseresultater alle modeller

		55	65	70	75	80
	Radius hangers					
	Deflection in deck (mm)	529	471	473	438	433
Arch with 2 joints (70%)	Fixed end moment of arch, about X-axis (Nmm)	2,085E+08	1,958E+08	1,982E+08	1,922E+08	1,947E+08
	Fixed end moment of arch, about Z-axis (Nmm)	3,932E+08	3,700E+08	3,883E+08	3,939E+08	4,261E+08
	Reaction force of arch in X direction (N)	1,590E+06	1,895E+06	2,096E+06	2,285E+06	2,521E+06
	Reaction force of arch in Y direction (N)	2,938E+04	3,217E+04	3,715E+04	4,233E+04	5,088E+04
	Reaction force of arch in Z direction (N)	1,006E+06	1,196E+06	1,323E+06	1,434E+06	1,575E+06
	Deflection in deck (mm)		659	631	595	578
Arch with 4 joints (70%)	Fixed end moment of arch, about X-axis (Nmm)		2,346E+08	2,318E+08	2,286E+08	2,303E+08
	Fixed end moment of arch, about Z-axis (Nmm)		4,549E+08	4,666E+08	4,850E+08	5,228E+08
	Reaction force of arch in X direction (N)		1,998E+06	2,208E+06	2,432E+06	2,692E+06
	Reaction force of arch in Y direction (N)		3,759E+04	4,310E+04	5,042E+04	6,054E+04
	Reaction force of arch in Z direction (N)		1,281E+06	1,412E+06	1,547E+06	1,703E+06

Figur 10-2.: Analyseresultater, modeller med 2 og 4 ledd