

Prosjektering av nettverksbuebru i tre over Orkla

Silje Borge Hovi
Elen Katrine Skjerve

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Oppgavetekst

Målet med oppgaven er å prosjektere en gangbru av typen nettverksbuebru over Orkla. Det skal ikke være vindfagverk mellom buene, sideveis stabilitet skal sørges for ved å skråstille hengestagene ut av planet. Buen og dekket skal utføres i limtre, dekket skal være tverrspent og det skal være tverrbærere under dekket. Fundamentene og landkarene skal ikke dimensjoneres og det er kun statiske laster som skal tas med i beregningene. For å finne snittkreftene i brua på grunn av de ulike lastkombinasjonene skal en modell av brua, laget av Anna W. Ostrycharczyk, i FEM-programmet Abaqus benyttes.

Forord

Denne oppgaven er skrevet som masteroppgave i 10. semester ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Tekniske Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng og avslutter masterstudiet ved Bygg- og miljøteknikk. Det har vært en utfordrende og lærerik oppgave og vi har opparbeidet oss verdifull erfaring vi kan ta med inn i arbeidslivet. En stor del av tiden ble brukt til å sette seg inn i Abaqus, håndbøker og standarder samt kjøre analyser i Abaqus. Vi vil takke veilederen vår Kjell A. Malo for god oppfølging og Anna W. Ostrycharczyk for god hjelp med Abaqus.

Trondheim, juni 2015

Elen Katrine Skjerve

Silje Borge Hovi

Abstract

A few years ago a master thesis was completed, where a 100 meters long network arch bridge without a wind truss were designed and a 10 meters long model was built in the laboratory. NTNU wanted to build a full-scale version of this type of bridge. Orkdal municipality have been trying to build more with wood and therefor they wanted to build a few pedestrian bridges in wood. A cooperation was formed with Orkdal municipality and a suitable building site was found. The building site was chosen to be at Grønøra beside a concrete bridge for cars over the river Orkla. The pedestrian bridge is 180 meters long and it was decided that three spans of 60 meters with a rise of 9 meters was a good solution.

The design was performed for one span since all three spans are the same. To find the section forces in the bridge from the different load combinations a model of one span in the FEM-program Abaqus was used. The model was made by Anna W Ostrycharczyk and the loads in the different load combinations were added into the model. To check if the section forces were inside the requirements in the Eurocodes they were taken out from Abaqus and put into a spreadsheet with the different controls. Jobs, with different dimensions of the transverse beams, the arch, the deck, the tie and the hangers, were analysed in Abaqus to find the necessary dimensions. A problem was detected with the Abaqus model, it gave some of the hangers a lot of compression, in reality the hanger want have any compression. To fix this the hangers in compression were removed from the model, for one load combination, this fixed the problem, but for some of the others there were instabilities in the model.

The arch was determined to have a width of 825 mm and a height of 450 mm. The transverse beams were decided to be made of pipes with a diameter of 273 mm and a wall thickness of 12 mm. The hangers and the tension tie were determined to be made in round steel with a diameter of respectively 45 mm and 70 mm. In plane, the hangers were chosen to have an angle of 35 degrees and to make the bridge laterally stable the hangers will be declined out of plane. It was decided that there will be four tension ties, two under each arch.

The plan is that the three spans are erected on the shore and then lifted into place in one or two parts depending on the size of the crane.

Sammendrag

Det har tidligere blitt skrevet en masteroppgave ved NTNU hvor en 100 meter lang nettverksbuebru i tre uten vindfagverk mellom buene ble dimensjonert og en 10 meter lang modell ble bygget i laboratoriet. Fra NTNUs side var det ønskelig å få en bygget en fullskala versjon av denne typen nettverksbuebru. Orkdal kommune hadde en tresatsing gående og hadde derfor ønske om å få bygget gangbruer i tre. Det ble derfor inngått et samarbeid med Orkdal kommune og det ble bestemt et aktuelt byggested, hvor det var ønskelig at det skulle bygges en gangbru i tre i nær fremtid. Byggestedet ble valgt til Grønøra ved siden av en eksisterende bilbru i betong over elven Orkla. Brulengden til gangbrua ble på totalt 180 meter og det ble bestemt at den skulle deles opp i tre spenn på 60 meter med en pilhøyde på 9 meter. Dekket og buen skulle være i limtre, det skulle være strekkbånd under buene og tverrbærere under dekket.

Det ble tatt utgangspunkt i et spenn til dimensjoneringen av brua. For å bestemme snittkreftene i bruspenntet påkjent av ulike lastkombinasjoner ble en modell av et spenn, i FEM-programmet Abaqus, benyttet. Denne modellen ble laget av Anna W Ostrycharczyk og lastene i de ulike lastkombinasjonene ble påført modellen. Snittkreftene ble tatt ut fra Abaqus og ført inn i et regneark hvor de ble kontrollert i forhold til de aktuelle Eurokodene. Ved å kjøre analyser med ulike dimensjoner på tverrbærerne, buene, hengestagene, dekket og strekkbåndet ble de nødvendige dimensjonene bestemt. Det oppsto et problem med Abaqusmodellen, den påførte hengestagene ganske store trykkrefter, noe de ikke vil få i virkeligheten. Dette ble forsøkt å ordne ved å fjerne hengestagene i trykk, for en av lastkombinasjonene gikk det greit, men for noen av de andre ble det ustabiliteter i modellen.

Buen ble bestemt til å ha en bredde på 825 mm og en høyde på 450 mm. Tverrbærerne ble bestemt til være sirkulære rør med diameter 273 mm og tykkelse 12 mm. Hengestagene og strekkbåndene ble bestemt til å være rundstål med en diameter på henholdsvis 45 mm og 70 mm. I planet ble vinkelen til hengestagene valgt til 35 grader og for å sørge for sideveis stabilitet har de en helning ut av planet. Det ble bestemt at det skal være totalt 4 strekkbånd, 2 under hver bue.

De tre spennene er tenkt montert på land og deretter heist på plass i en del eller to deler.

Innholdsfortegnelse

| | |
|--|-----|
| Oppgavetekst | i |
| Forord | iii |
| Abstract | v |
| Sammendrag | vii |
| 1 Introduksjon | 1 |
| 1.1 Bakgrunn | 1 |
| 1.2 Eksisterende nettverksbuebruer | 3 |
| 2 Teori | 7 |
| 3 Utforming | 9 |
| 3.1 Forutsetninger | 9 |
| 3.1.1 Generelle forutsetninger | 9 |
| 3.1.2 Fra kommunen | 9 |
| 3.1.3 Fysiske forutsetninger | 10 |
| 3.1.4 Miljømessige forutsetninger | 10 |
| 3.2 Estetikk | 11 |
| 3.2.1 Antall spenn | 11 |
| 3.2.2 Like eller ulike spenn | 12 |
| 3.2.3 Pilhøyde | 13 |
| 3.2.4 Orientering av hengestagene i planet | 13 |
| 3.2.5 Dimensjoner | 13 |
| 4 Numerisk modell | 15 |
| 4.1 Numerisk modell av et bruspenne | 15 |
| 4.2 Laster og snittkrefter | 16 |
| 4.2.1 Bruddgrensetilstand | 17 |
| 4.2.2 Bruksgrensetilstand | 18 |
| 4.2.3 Tjenestekjøretøy | 19 |
| 4.3 Hengestag med trykk | 20 |
| 4.4 Opplagerreaksjoner | 21 |
| 5 Laster | 23 |
| 5.1 Egenlast | 23 |
| 5.2 Vindlast | 23 |
| 5.3 Trafikklast | 24 |

| | | |
|-------|---|----|
| 5.4 | Temperaturlast | 27 |
| 5.5 | Jordskjelvlast | 28 |
| 5.6 | Kombinasjon av laster | 29 |
| 6 | Kapasitetskontroll og kontroll i bruksgrensetilstand | 31 |
| 6.1 | Bestemmelse av dimensjoner | 31 |
| 6.2 | Kontroll i bruddgrensetilstand | 32 |
| 6.3 | Kontroll i bruksgrensetilstand | 32 |
| 7 | Bue | 33 |
| 7.1 | Stabilitet av buene | 33 |
| 7.2 | Dimensjonen til buen | 33 |
| 7.3 | Innfesting av bueopplageret | 37 |
| 7.4 | Pilhøyde | 39 |
| 7.5 | Kapasitetskontroller | 39 |
| 7.5.1 | Skjær og torsjon | 39 |
| 7.5.2 | Kombinert bøyning og aksialt trykk | 40 |
| 7.5.3 | Bøyespenning og strekkspenning vinkelrett på fiberretning i krum bjelke | 40 |
| 7.6 | Brukgrensetilstand | 40 |
| 7.7 | Konstruktiv beskyttelse av bue | 41 |
| 8 | Dekke | 43 |
| 8.1 | Belegning | 43 |
| 8.2 | Konstruktiv beskyttelse av dekket | 43 |
| 8.3 | Rekkverk | 45 |
| 8.4 | Dimensjonering | 45 |
| 8.4.1 | Langsgående retning | 46 |
| 8.4.2 | Tverretning | 47 |
| 8.4.3 | Spennkraft | 47 |
| 8.4.4 | Lokal dimensjonering av punktlast | 48 |
| 8.5 | Dekkeopplager | 48 |
| 8.6 | Brukgrensetilstand | 50 |
| 9 | Stål | 53 |
| 9.1 | Hengestagene | 53 |
| 9.1.1 | Tverrsnitt | 53 |
| 9.1.2 | Hengestag med trykk | 54 |

| | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|-----|
| 9.1.3 | Innfesting..... | 56 |
| 9.1.4 | Orientering ut av planet..... | 58 |
| 9.1.5 | Orientering i planet..... | 59 |
| 9.2 | Strekkbånd | 62 |
| 9.3 | Tverrbærer | 65 |
| 10 | Montering | 71 |
| 11 | Svingning av gangbrua..... | 75 |
| 12 | Oppsummering | 79 |
| 13 | Konklusjon og videre arbeid | 81 |
| 14 | Bibliografi | 83 |
| Vedlegg A – Vindlast | | |
| A.1 | | 85 |
| Vedlegg B- Bue | | |
| B.1 | | 88 |
| B.2 | | 91 |
| B.3 | | 99 |
| B.4 | | 101 |
| B.5 | | 103 |
| Vedlegg C- Dekket | | |
| C.1 | | 108 |
| C.2 | | 109 |
| C.3 | | 111 |
| C.4 | | 112 |
| C.5 | | 114 |
| Vedlegg D- Stål | | |
| D.1 | | 115 |
| D.2 | | 116 |
| D.3 | | 118 |
| D.4 | | 122 |
| D.5 | | 124 |
| Vedlegg E – Digitale vedlegg..... | | |
| | | 126 |

Figur- og tabelliste

| | |
|---|----|
| Figur 1.1 – Eksisterende bilbru | 1 |
| Figur 1.2 – 10 meter lang modell av nettverksbuebru..... | 2 |
| Figur 1.3 - Håkkadalsbrua over Steinkjernelva [2] | 3 |
| Figur 1.4 – Bolstadstraumen bru [3] | 3 |
| Figur 1.5 - Brandangersundet bru[4]..... | 4 |
| Figur 1.6 - Steien bru [6]..... | 4 |
| Figur 1.7 - Nettverksbuebru med skråstilte buer over Dziwna i Polen [7] | 5 |
| Figur 2.1 - Eksempel på O.F. Nielsen bru, Castelmoron bru i Frankrike [8]..... | 7 |
| Figur 2.2 – Influenslinjer til bøyemomentet i buen for buebru med vertikale hengestag og en med skråstilte hengestag [1]..... | 8 |
| Figur 3.1 - Plassering av gangbru..... | 9 |
| Figur 3.2 – Oversikt over løsmasser i området ved byggested [18]..... | 10 |
| Tabell 3.1 -CO ₂ -utslipp for forskjellige byggematerialer..... | 11 |
| Figur 3.3 - Forslag til utforming med 6 spenn | 12 |
| Figur 3.4 – Nettverksbuebrua med tre like spenn | 13 |
| Figur 3.5 – Ulik vinkel på hengestagene i planet..... | 14 |
| Figur 4.1 - Parameterne som kan endres før modellen bygges | 15 |
| Figur 4.2 - Modell av brua i Abaqus med vindlast og personlast | 16 |
| Figur 4.3 - Momentene om akse 2 med lastkombinasjonen med dominerende personlast..... | 18 |
| Figur 4.4 - Deformasjon av brua med personlast og dominerende vindlast ganget med 70.... | 19 |
| Figur 4.5 - Moment om akse 2 i dekkemodellen med egenlast, vertikal vindlast og dominerende last fra tjenestekjøretøy | 19 |
| Figur 4.6 - Opplager S og opplager E | 21 |
| Tabell 5.1 - Vindlaster på brua..... | 23 |
| Figur 5.1 - Tabell 5.1 fra NS-EN 1991-2, definisjon av lastgrupper | 24 |
| Figur 5.2 - Figur 5.2 fra NS-EN 1991-2, vertikal last fra tjenestekjøretøyet..... | 25 |
| Figur 5.3 - Plassering av tjenestekjøretøy i Abaqusmodellen av brua | 26 |
| Figur 5.4 - Plassering av tjenestekjøretøyet med akselen med mest last midt på det midtre feltet i dekkemodellen i Abaqus | 26 |
| Figur 5.5 - Plassering av tjenestekjøretøyet med hele tjenestekjøretøyet på det midtre feltet i dekkemodellen i Abaqus | 27 |
| Figur 5.6 - Maksimumstemperatur fra figur NA.A1 i NS-EN 1991-1-5 | 28 |

| | |
|---|----|
| Figur 5.7 - Minimumstemperatur fra figur NA.A1 i NS-EN 1991-1-5..... | 28 |
| Tabell 5.2 - Lastkombinasjoner for bruddgrensetilstand | 29 |
| Tabell 5.3 - Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand | 30 |
| Tabell 7.1 - Utnyttelse av bue i forhold til buedimensjon..... | 34 |
| Figur 7.1 - Knekkform 1 | 35 |
| Figur 7.2 - Knekkform 2 | 35 |
| Figur 7.3 - Knekkform 3 | 36 |
| Figur 7.4 - Knekkform 4 | 36 |
| Figur 7.5 - Plasseringen til minimums- og maksimumsverdiene til snittkreftene..... | 37 |
| Figur 7.6 – Bueopplager..... | 38 |
| Figur 7.7 - Gjengestang | 39 |
| Tabell 7.2 - Utbøyning av bue..... | 40 |
| Figur 8.1 - Beskyttelse av sidekant dekke og spennsystem med trepanel [32]..... | 44 |
| Figur 8.2 - Mulig endekant av dekket fra boken Träbroer [32] | 44 |
| Figur 8.3 - Dekkemodell fra Abaqus med store lokale spenninger..... | 46 |
| Tabell 8.1 - Forskjell i snittkraft mellom felt og over tverrbærer | 46 |
| Figur 8.4 - Plassering av spennstål..... | 48 |
| Figur 8.5 - Enkelt opplegg på betong [32] | 49 |
| Figur 8.6 - Forslag til opplagerdetalj av dekket | 50 |
| Tabell 8.2 – Nedbøyning av dekket i bruksgrensetilstand | 51 |
| Figur 9.1 - Abaqusmodellen av brua før hengestagene i trykk ble fjernet..... | 54 |
| Figur 9.2 - Abaqusmodellen av brua etter hengestagene i trykk ble fjernet | 54 |
| Tabell 9.1 - Strekk i hengere med og uten trykk i hengere | 55 |
| Tabell 9.2 - Snittkrefter i tverrbærere med og uten trykk i hengere..... | 55 |
| Tabell 9.3 - Snittkrefter i buen med og uten trykk i hengere | 55 |
| Figur 9.3 - Hengestagene ut av planet og dekomponering av strekkraften i de..... | 58 |
| Figur 9.4 - Radielle linjer fra midtpunktet av sirkelen buen er en del av til tverrbærerne..... | 59 |
| Tabell 9.4 - Maksimale snittkrefter bue | 60 |
| Tabell 9.5 - Maksimale snittkrefter tverrbærer | 61 |
| Tabell 9.6 - Maksimale strekkrefter | 61 |
| Tabell 9.7 - Sammenligning av utnyttelse av bue ved ulike ståltverrsnitt | 62 |
| Figur 9.5 - Fretheim bru [40] | 64 |
| Figur 9.6 - Tverrsnitt tverrbærer | 65 |
| Tabell 9.8 - Kapasitet av tverrbærer | 66 |

| | |
|---|----|
| Tabell 9.9 - Utnyttelse av bue med varierende dimensjon av tverrbærere..... | 67 |
| Figur 9.7 - Plassering av maksimums- og minimumspunktene til snittkreftene i tverrbærerne | 68 |
| Figur 9.8 - Innfesting av tverrbærere til dekket | 69 |
| Tabell 10.1 - Vekt av brua (et spenn)..... | 71 |
| Figur 10.1 – Mobilkran [42]..... | 72 |
| Figur 10.2 - Kart over byggested..... | 73 |
| Figur 11.1 - 1. egenfrekvens: 1,7396 Hz..... | 75 |
| Figur 11.2 - 2. egenfrekvens: 1,8738 Hz..... | 75 |
| Figur 11.3 - 3. egenfrekvens: 3,1519 Hz..... | 76 |
| Figur 11.4 - 4. egenfrekvens: 3,2463 Hz..... | 76 |
| Figur 11.5 - 5. egenfrekvens: 3,3493 Hz..... | 77 |
| Figur 11.6 - 6. egenfrekvens: 3,7173 Hz..... | 77 |

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Orkdal kommune ønsker å bygge en gangbru over Orkla ved siden av en eksisterende bilbru av betong, se Figur 1.1.



Figur 1.1 – Eksisterende bilbru

De ønsker at den nye gangbrua skal utformes i tre på grunn av en pågående tresatsing i kommunen. I 2013 ble det skrevet en masteroppgave ved instituttet for konstruksjonsteknikk ved NTNU hvor en nettverksbuebru på 100 meter ble prosjektert og en 10 meter lang modell av denne ble bygget, se Figur 1.2.



Figur 1.2 – 10 meter lang modell av nettverksbuebru

En nettverksbuebru er en buebru hvor noen av hengestagene krysser andre hengestag minst to ganger [1]. Det som er spesielt med nettverksbuebrua i den masteroppgaven er at istedenfor vindfagverk mellom buene opprettholdes sideveis stabilitet ved å skråstille hengestagene ut av planet. NTNU ønsker at en fullskala versjon av denne typen nettverksbuebru skal bygges og det ble derfor foreslått av veilederen på denne oppgaven, Kjell A. Malo, at gangbrua over Orkla skal være en nettverksbuebru. Den skal ha skråstilte hengestag ut av planet istedenfor vindfagverk og dekket og buene skal utformes i limtre. En annen forutsetning er at treet ikke skal impregneres, fuktskader skal forhindres med konstruktiv beskyttelse.

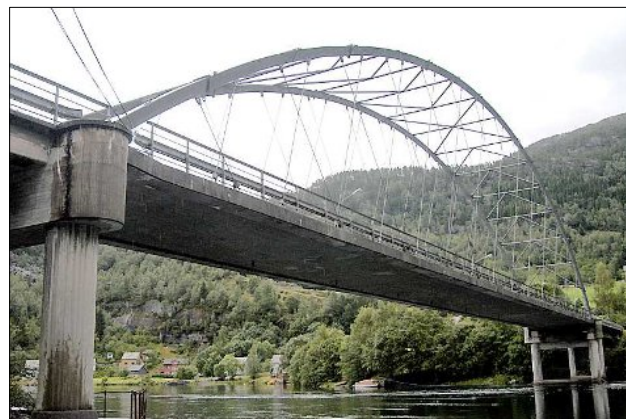
1.2 Eksisterende nettverksbuebruer

Den første nettverksbuebrua som ble bygget i Norge er Håkkadalsbrua over Steinkjernelva, den ble åpnet i 1963, se Figur 1.3 [2]. Brua er konstruert av Per Tveit og har et hovedspenn på 79,75 meter. Buene er forbundet med vindfagverk.



Figur 1.3 - Håkkadalsbrua over Steinkjernelva [2]

Den andre nettverksbuebrua som ble bygget i Norge er Boldstadstraumen bru i Vaksdal kommune, denne ble også åpnet i 1963, se Figur 1.4 [3]. Den har et hovedspenn på 84 meter og er konstruert av Per Tveit. Buene er forbundet med vindfagverk.



Figur 1.4 – Boldstadstraumen bru [3]

Den lengste nettverksbuebrua i Norge er Brandangersundet bru i Gulen kommune med et hovedspenn på 220 meter, se Figur 1.5 [4]. Den ble åpnet i 2010 og buene er forbundet med et vindfagverk [5].



Figur 1.5 - Brandangersundet bru[4]

Det bygges en nettverksbuebru over Glomma i Alvdal, Steien bru, som skal stå ferdig i 2016. Den vil få limtrebuer, vindfagverk og et hovedspenn på 89 meter, se Figur 1.6 [6].



Figur 1.6 - Steien bru [6]

Det har blitt eller holder på å bli bygget nettverksbuebruer i Østerrike, Tsjekkia, Slovakia, Serbia, Polen, Belgia, Luxemburg, Norge, Tyskland, Spania, Ungarn, Romania, Russland, New Zealand, Argentina, Chile, Australia, Kina, Taiwan, Filipinene, Japan, Abu Dhabi, USA, Solomon Islands og Bahrain [1]. De fleste nettverksbuebruene som er bygget i dag har vindfagverk mellom buene og hengestagene har ingen vinkel ut av planet. Det er noen nettverksbuebruer som har buer som er skråstilte ut av planet slik at hengestagene også blir skråstilte ut av planet, men det er fortsatt en forsterkning mellom buene, et eksempel er en nettverksbuebru over Dziwna i Polen, se Figur 1.7 [7]. De fleste eksisterende

nettverksbuebruene er bygget i stål, betong eller stål og betong, men for eksempel Steien bru bygges med en bue i limtre.



Figur 1.7 - Nettverksbuebru med skråstilte buer over Dziwna i Polen [7]

2 Teori

En nettverksbuebru er en buebru med skråstilte hengestag hvor de fleste hengestag krysser andre hengestag minimum to ganger [1]. Denne brutypen ble utviklet av Per Tveit på 50-tallet, da han skrev sin mastergrad som var basert på O. F. Nielsenbrua, se Figur 2.1[8].

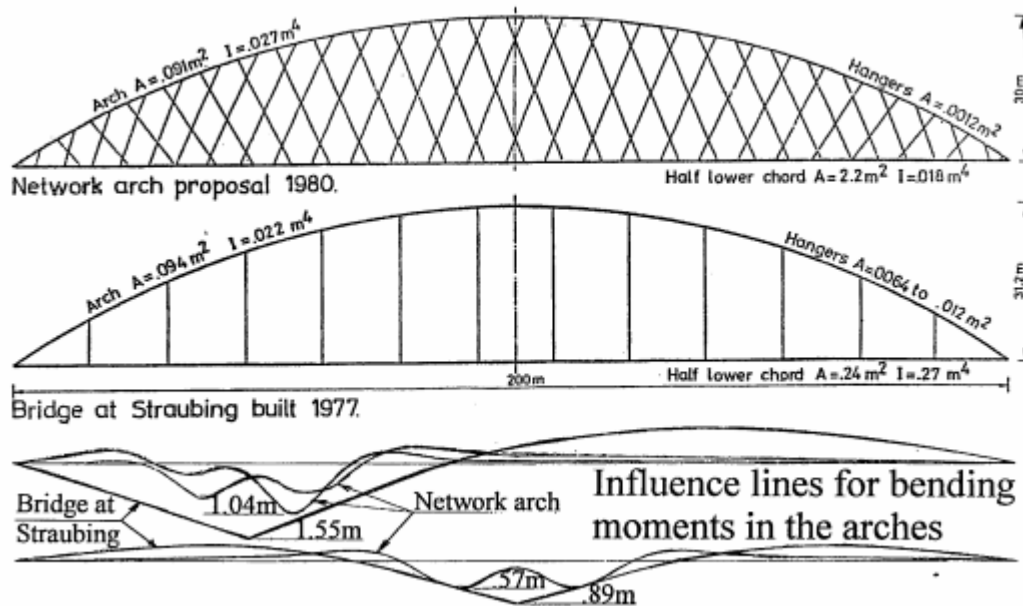


Figur 2.1 - Eksempel på O.F. Nielsen bru, Castelmoron bru i Frankrike [8]

O. F. Nielsenbrua har skråstilte hengestag. I patenten, som ble tatt på denne brua, krysser en del av hengestagene hverandre en gang. Men de bruene som ble bygget har ikke hengestag som krysser hverandre. Det ble bygget mange av disse i mellomkrigstiden og alle hengerne hadde samme vinkel for å forenkle utregningene. Etersom bedre materialer og større laster har kommet til er det, sett fra et økonomisk synspunkt, fordelaktig om vinkel til horisontalen gjøres mindre og hengerne krysser hverandre[1, 9]. Etter at nettverksbuebrua ble utviklet ble det, som nevnt i kapittel 1.2, bygget to stykker i 1963. Det er bygget mellom 100 og 200 nettverksbuebruer i verden, men det tok noen tiår fra den ble utviklet til den ble bygget andre steder enn de to som ble bygget i Norge i 1963 [10].

Fordelen med en nettverksbuebru sammenlignet med en buebru med vertikale hengestag er at ved blant annet punktlaster blir momentene i buene mindre, Figur 2.2 viser influenslinjene til bøyemomentet i buen for en buebru med vertikale hengestag og en med skråstilte hengestag[1, 11]. Grunnen til at momentene blir mindre er at en punktlast eller skjevlast på en buebru med vertikale hengestag vil gi nedbøyninger, skråstilte hengestag gjør denne nedbøyningen mindre og bøyemomentene blir derfor lavere [12]. En annen fordel med nettverksbuebru er at kneklengden i planet er lavere for en nettverksbuebru enn for en buebru med skråstilte

hengestag hvor hengestagene ikke krysser hverandre eller krysser hverandre en gang [1]. Ved å skråstille hengestagene istedenfor å ha de vertikalt kan knekklasten i vertikalplanet av buen bli 20-40 ganger større [13]. Det er sannsynlig at nettverksbuebruen vil forbli den slankeste buebruen og det er mulig å bygge veldig slanke bruer. Sammenlignet med buebruer med vertikale hengestag er det mulig å senke materialbruken [1].



Figur 2.2 – Influenslinjer til bøyemomentet i buen for buebru med vertikale hengestag og en med skråstilte hengestag [1]

Helningen til hengestagene kan påvirke konstruksjonen, for stor helning kan gi relaksasjon av hengerne. For liten helning kan gi større bøyemomenter på grunn av punktlaster [1]. Hengestag som er plassert på tverrbærere ved siden av hverandre vil være lengre unna hverandre på buen, derfor blir det ikke kritisk om noen hengestag ryker. Det er mulig å bytte ut et hengestag uten å stoppe trafikken over brua om hengestagene er godt dimensjonert [14, 15].

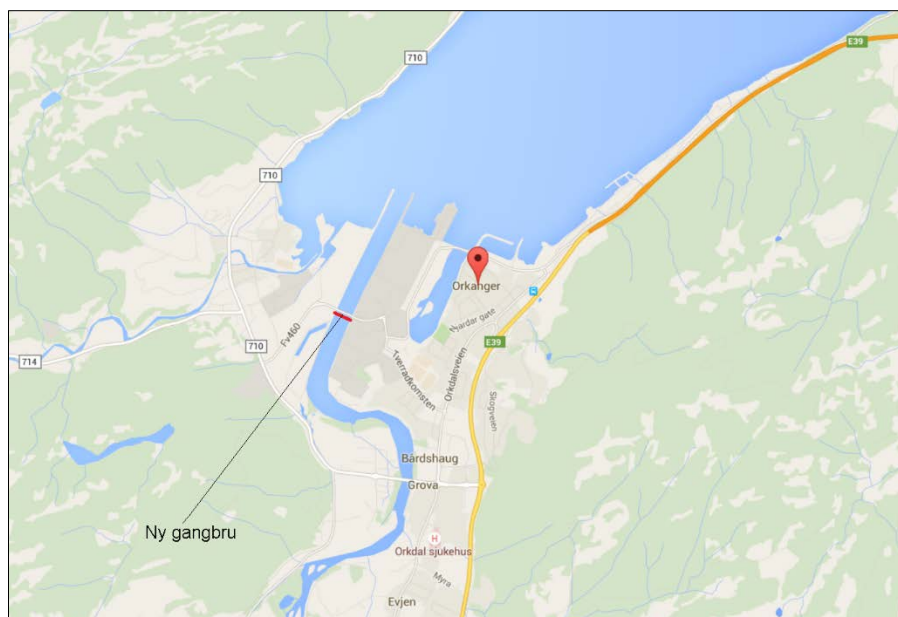
Ved å sammenligne en nettverksbuebru med en tradisjonell buebru med den samme lengden og kapasiteten blir det to til åtte ganger så tykk brubane, to til fire ganger så stor stålvekt og sveisesømmene blir fra 15 til 30 ganger så lange ved en tradisjonell buebru. Korrosjonsbeskyttelsen må utføres på en ståloverflate som er tre til syv ganger så stor [10].

3 Utforming

3.1 Forutsetninger

3.1.1 Generelle forutsetninger

Nettverksbuebrua som skal prosjekteres i denne masteroppgaven bygger på en tidligere masteroppgave hvor en 100 meter lang bru ble prosjektert og deretter skalert ned til en modell på 10 meter som ble bygget i laboratoriet. Det er derfor endel generelle forutsetninger som blant annet tar utgangspunkt i resultatet fra den tidligere masteroppgaven. Brua skal utformes som en nettverksbuebru hvor buene ikke skal ha vindfagverk, stabiliteten ut av planet skal sørges for ved å skråstille hengestagene. Buene og dekket skal bygges i limtre og dekket skal være tverrspent. Det skal være tverrbærere under dekket og strekkbånd under buene. Fundamentene og landkarene skal ikke dimensjoneres i denne masteroppgaven. En annen forutsetning er at limtreet i brua ikke skal impregneres, det skal finnes løsninger med bruk av konstruktiv beskyttelse.



Figur 3.1 - Plassering av gangbru

3.1.2 Fra kommunen

Gangbrua skal bygges i Orkdal kommune over Orkla ved siden av en eksisterende betongbru til biltrafikk, kartutsnittet i Figur 3.1 viser plasseringen til den nye gangbrua. Det ble bestemt at brua burde plasseres på den sørvestre siden av den eksisterende brua da det vil korrespondere best med den eksisterende gang- og sykkelveien. For å ha mulighet til å dele brua opp i en del

til syklende og en del til gående må gangbanen ha en bredde på minimum 4 meter [16]. Det ble valgt å gå opp til en bredde på 5 meter, som gir en større kapasitet for antall gående og syklende.

3.1.3 Fysiske forutsetninger

Den totale lengden av den nye gangbrua skal være 180 meter. Den skal bygges over en elv og skal ikke prosjekteres for å kunne slippe frem båttrafikk. Den nye brua skal ha samme frihøyde som den gamle brua, det vil si 5,5 meter. Løsmassene i området gangbrua skal bygges i er av typen elveavsetninger, se Figur 3.2 [17]. Fundamentene skal, som nevnt i kapittel 3.1.1, ikke dimensjoneres og grunnforholdene i området er derfor ikke undersøkt nærmere. På hver side av elva er det en skråning, brua gjøres lang nok til at landkarene kan plasseres på toppen av denne skråningen.



Figur 3.2 – Oversikt over løsmasser i området ved byggested [18]

3.1.4 Miljømessige forutsetninger

En forutsetning for prosjekteringen av gangbrua er at den negative påvirkningen den har på miljøet skal være så liten som mulig. Å benytte tre i buer og dekke istedenfor andre konstruksjonsmaterialer er positivt for miljøet fordi tre er en fornybar ressurs som ofte tas ut lokalt, uten store transportkostnader og klimautslipp. En annen positiv side er at produksjonen av treprodukter har et lavt energibehov og små utslipp som belaster miljøet [18]. Tabell 3.1

viser en oversikt over omtrentlig CO₂-utslipp ved produksjon av 10 liter av ulike materialer [19]. Disse verdiene vil variere noe med ulike produksjonsmetoder og sementtyper, men å produsere 10 liter limtre slipper ut mye mindre CO₂ enn produksjonen av 10 liter betong eller stål.

Tabell 3.1 -CO₂-utslipp for forskjellige byggematerialer

| Materiale | Limtre | Betong | Stål |
|---|--------|--------|------|
| Kg CO ₂ ved produksjon av 10 liter | 0,2 | 2,8 | 63 |

En av de generelle forutsetningene er at limtreet ikke skal impregneres. Fordelen med dette er at med kreosotimpregnert trevirke er det forbundet miljø- og helsefare. En annen fordel ved bruk av uimpregnert trevirke er at trykkimpregnering inneholder helse- og miljøskadelige stoffer som bør unngås [20]. For å beskytte treverket mot fuktighet skal konstruktiv beskyttelse benyttes, det er viktig å holde fuktigheten under det nivået hvor det begynner å råtne.

3.2 Estetikk

Når det bygges en ny bru ved en eksisterende bru vil de påvirke hverandre visuelt. Det må vurderes om den eksisterende brua er monumental eller anonym, to monumentale bruer vil mest sannsynlig ikke fungere bra sammen. Parallele bruer kan fungere bra om landkar og pilerer plasseres langs samme linje [21]. Den gamle brua er en relativt anonym betongbru mens den nye gangbrua vil være mer utpreget og ta mye av oppmerksomheten. For å unngå at den gamle brua blekner i forhold til den nye plasseres ikke den nye helt inntil den gamle, men den må plasseres såpass nærme at det ikke blir en så stor omvei at syklister og gående bruker bilbrua istedenfor. Det foreslås en avstand på 50 meter, men dette er noe kommunen kan bestemme ut ifra deres ønsker og behov da elvebredden er tilnærmet konstant over et større område. Estetikken avhenger også av antall spenn på den nye brua, om spennene er like eller ulike, pillhøyden, dimensjonene og orienteringen til hengestagene. For å komme frem til de beste løsningene i forhold til estetisk ble ulike løsninger diskutert med arkitektprofessor Bendik Manum.

3.2.1 Antall spenn

Den gamle brua har seks spenn, etter diskusjon med veileder ble det konkludert med at dette blir for mange for den nye brua fordi en nettverksbuebru har kapasitet til ganske lange spenn og seks buer etter hverandre vil kunne bli voldsomt å se på. Se Figur 3.3.



Figur 3.3 - Forslag til utforming med 6 spenn

Det ble bestemt at tre spenn vil være mer passende. Den nye brua plasseres parallelt med den gamle, men plasseringen av pilarene vil ikke være på linje med pilarene til den gamle brua fordi optimal spennlengde ble prioritert. Dette antas å ikke bli sett på som en estetisk problem fordi det er veldig få steder man har mulighet til å se bruene fra siden. En annen grunn er at en elv vil ikke renne i rette linjer og om man kommer nedover elven vil det derfor ikke være åpenbart forstyrrende at pilarene har ulik plassering.

3.2.2 Like eller ulike spenn

En bru med tre spenn kan man enten ha tre like spenn eller man kan gjøre ett eller to av spennene lengre enn de andre. I denne oppgaven ble to alternativer vurdert, tre like spenn, se Figur 3.4, eller et lengre spenn i midten og kortere spenn på kantene. Etter en samtale med arkitektprofessor Bendik Manum ble det bestemt at tre like spenn er den beste løsningen fordi ulik spennlengde vil bli visuelt mer rotete og med den originale brua ved siden av er det best å gjøre det så enkelt som mulig. Dette samsvarer godt med det økonomiske aspektet fordi det er billigere å produsere tre like buer enn en stor og to små. Grunnen til dette er at med to ulike spenn må det bygges to ulike former til buene.



Figur 3.4 – Nettverksbuebrua med tre like spenn

3.2.3 Pilhøyde

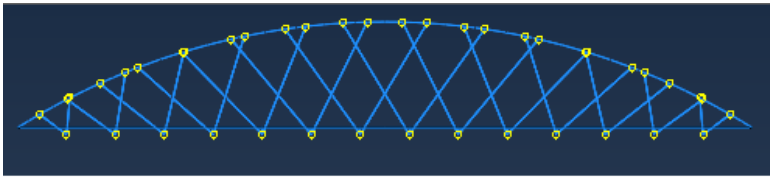
En vanlig pilhøyde for nettverksbuebruer er 14%-17% av bruas spennvidde [12]. Etter en samtale med veilederen ble det bestemt at pilhøyden skal være på 15 % av spennvidden, det vil si 9 meter. Det antas at en lavere pilhøyde er bedre estetisk enn en høyere pilhøyde fordi buen fremstår slankere og at en pilhøyde på 9 meter er relativt lav.

3.2.4 Orientering av hengestagene i planet

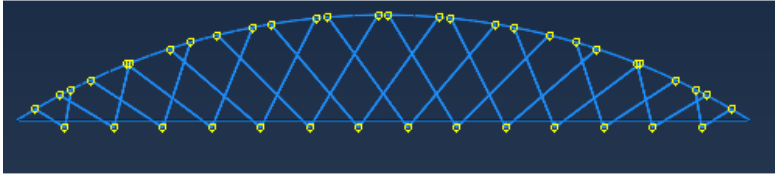
Orienteringen av hengestagene i planet ble bestemt, sammen med veilederen, til å ligge mellom 35 og 45 grader. Dette er ganske liten forskjell mellom den største og minste vinkelen og rent estetisk vil en så liten forskjell ha lite å si, se Figur 3.5.

3.2.5 Dimensjoner

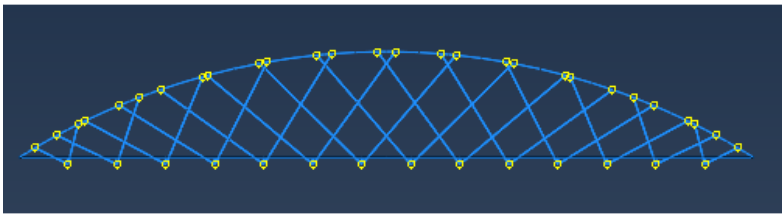
Det fokuseres på å få til en slank bru da det antas å være estetisk tilfredsstillende. Buene er en fremtredende del av brua og å få ned buedimensjonen, istedenfor andre dimensjoner, blir prioritert fordi det vil få brua til å fremstå slank. Tverrbærerene ble valgt til å ha rørtverrsnitt, i forhold til det estetiske gir det et renere uttrykk enn for eksempel et H-tverrsnitt. Gangbrua skal, som nevnt tidligere, ikke ha vindfagverk mellom buene, dette antas å være positivt i forhold til den estetiske delen fordi det får brua til å fremstå slank.



35 grader



40 grader



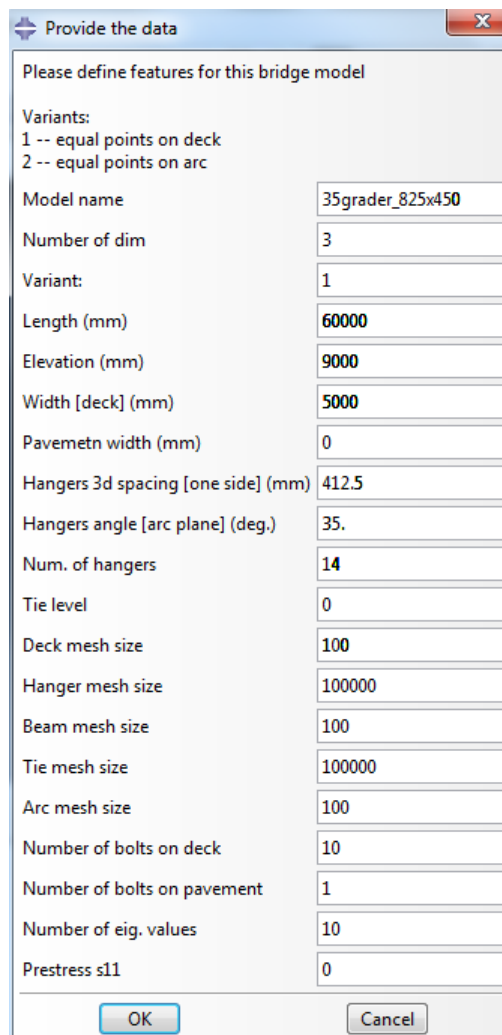
45 grader

Figur 3.5 – Ulik vinkel på hengestagene i planet

4 Numerisk modell

4.1 Numerisk modell av et bruspenn

Snittkreftene i gangbrua ved forskjellig lastkombinasjoner ble bestemt ved bruk av FEM-programmet Abaqus. En nettverksbuebru med et spenn er programmert i et python-script av Anna W Ostrycharczyk og dette ble brukt til å finne snittkreftene til et spenn av gangbrua. Python-scriptet åpnes i Abaqus og deretter bestemmes bruas lengde, dekkets bredde, pilhøyden, avstanden ut av planet mellom innfestingen av hengestagene i buen og tverrbærerne, antall tverrbærere, antall innfestingspunkt mellom tverrbærer og dekke og hengestagenes orientering. Det var også mulig å endre andre parametere, for eksempel hengestagenes, dekkets eller buens elementstørrelse, men alle disse ble satt til det som var forhåndsinnstilt.



The image shows a dialog box titled "Provide the data" with a close button (X) in the top right corner. The text inside the dialog box reads: "Please define features for this bridge model". Below this, there are two variants listed: "1 -- equal points on deck" and "2 -- equal points on arc". The main part of the dialog box consists of a list of parameters, each with a corresponding input field containing a numerical value. At the bottom of the dialog box, there are two buttons: "OK" and "Cancel".

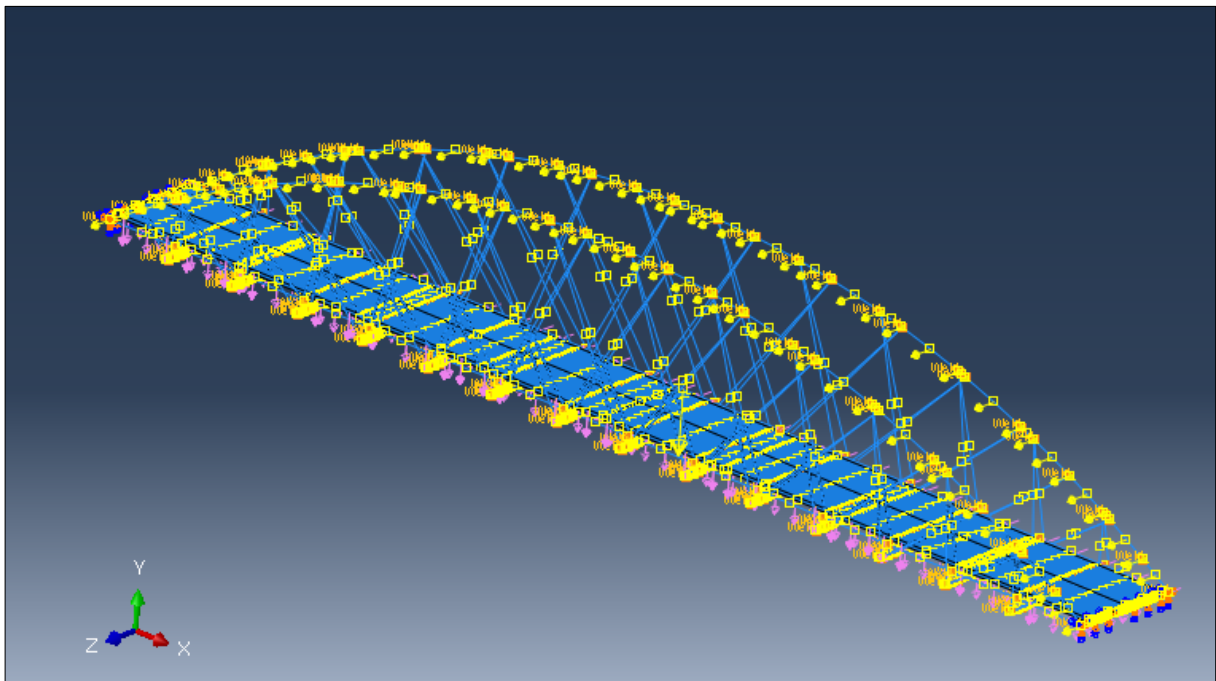
| Parameter | Value |
|------------------------------------|------------------|
| Model name | 35grader_825x450 |
| Number of dim | 3 |
| Variant | 1 |
| Length (mm) | 60000 |
| Elevation (mm) | 9000 |
| Width [deck] (mm) | 5000 |
| Pavemetn width (mm) | 0 |
| Hangers 3d spacing [one side] (mm) | 412.5 |
| Hangers angle [arc plane] (deg.) | 35. |
| Num. of hangers | 14 |
| Tie level | 0 |
| Deck mesh size | 100 |
| Hanger mesh size | 100000 |
| Beam mesh size | 100 |
| Tie mesh size | 100000 |
| Arc mesh size | 100 |
| Number of bolts on deck | 10 |
| Number of bolts on pavement | 1 |
| Number of eig. values | 10 |
| Prestress s11 | 0 |

Figur 4.1 - Parameterne som kan endres før modellen bygges

Figur 4.1 viser parameterne som kan endres før modellen bygges. Antall innfestingspunkt mellom tverrbærerne og dekket settes til 10 per tverrbærer. Etter at modellen er bygget i Abaqus er det mulig å endre dekketykkelsen, tverrbærerens radius og tykkelse, strekkbåndets radius, hengestagenes radius og buens dimensjoner. Hvis bredden til buen skal endres må modellen bygges på nytt fordi det ble bestemt at bredden til bua skal være den samme som avstanden mellom innfestingene av hengestaget i buen og tverrbæreren ut av planet, se kapittel 9.1.4. I abaqusmodellen av brua ble dekket modellert med skallelementer og tverrbærerne og buene ble modellert med bjelkeelementer.

4.2 Laster og snittkrefter

Alle lasttilfellene ble lagt inn i Abaqus som et eget laststeg slik at det var mulig å kontrollere hvilke laster som virket på brua i hver lastkombinasjon, se kapittel 5.6. Lastfaktorene måtte legges inn manuelt i hvert lasttilfelle. Asfalten ble ikke lagt inn som en last, men som en egen del av brua som kom med i egenlasten. Grunnen til dette var at for å få plassert punktlaster fra trafikklasten, se kapittel 5.3, måtte dekket deles opp og for å unngå problemer med python-scriptet ble punktlaster plassert på asfaltlaget, som var enklere å dele opp. For å få med asfaltdekke som en del av brua måtte asfalten ha en E-modul for unngå problemer med modellen. Det ble lagt inn en E-modul på 100 N/mm^2 , denne verdien antas å være så lav i



Figur 4.2 - Modell av brua i Abaqus med vindlast og personlast

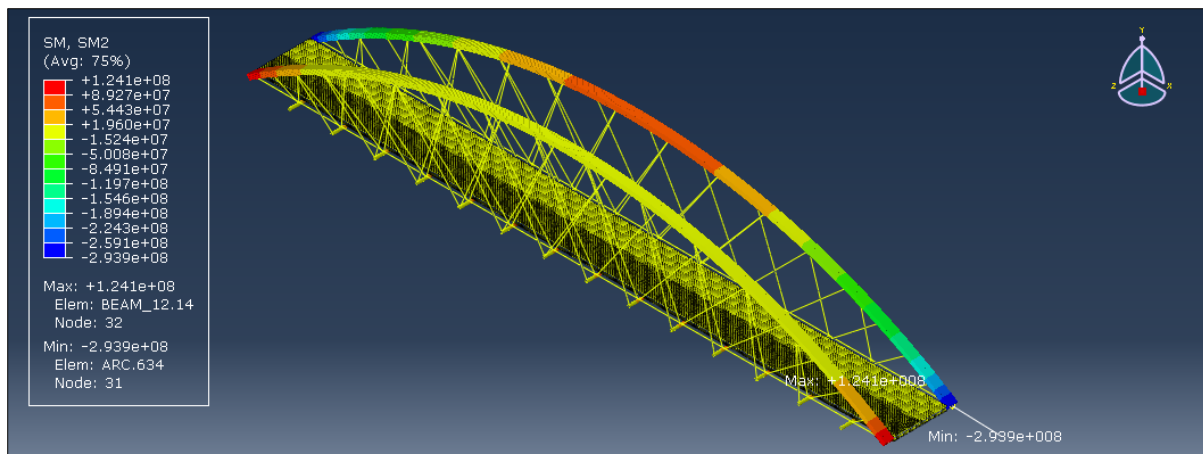
forhold til E-modulen til tre og stål at den ikke påvirket analysen. Lasttilfellene som virket på dekket ble lagt inn i midten av dekket og lasttilfellene som virket på buene ble lagt inn i sentrum av bua. Figur 4.2 viser modellen i Abaqus med vindlast og personlast.

4.2.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand ble alle lastene i hver lastkombinasjon lagt inn i ulike laststeg og deretter ble alle lastene i den aktuelle lastkombinasjonen ført inn i et knekkingssteg slik at en knekkingsanalyse kunne bli utført. Dermed ga laststegene en initial utbøyning av konstruksjonen før knekkingsanalysen, dette ga en lavere knekkklengde enn om den initiale nedbøyningen ikke ble tatt med. I tillegg til laststegene og knekkingssteget ble det også lagt inn et frekvenssteg for å få ut egenfrekvensene til brua og et temperatursteg for å få med effekten av høy og lav temperatur. Etter at en analyse er utført oppgir Abaqus resultatene fra hvert steg. Resultatene fra laststegene viser snittkreftene og spenningene i brua. Hvert laststeg vil ha en initiell utbøyning fra det forrige laststeget slik at det siste laststeget vil ha de totale snittkreftene og spenningene fra all lasten på brua. Temperatursteget kommer etter egenlaststeget og vil gi en initiell nedbøyning som tas med inn i neste laststeg [22].

Abaqus oppgir snittkreftene som et fargespekter fra høyeste til laveste verdi, hvis fargen er lysegrå er verdien over den valgte maksimale grenseverdien og hvis fargen er mørkegrå er verdien under den valgte minste verdien. I Abaqus er det et globalt koordinatsystem, hvor akse 1 er x-aksen i horisontalretningen til brua, akse 2 er y-aksen i vertikalretningen til brua og akse 3 er z-aksen i retning ut av planet. I tillegg er det et lokalt koordinatsystem for hver av delene til brua og hver av disse har en egen definisjon av retningen til akse 1, 2 og 3.

Kreftene og momentene i resultatet fra laststegene i Abaqus oppgis i forhold til de lokale aksene i de ulike delene av modellen, det er derfor viktig å ha kontroll over de ulike retningene. Figur 4.3 viser momentet om akse 2 for modellen med hengestagene i trykk fjernet, se kapittel 9.1.2, for lasttilfellet med dominerende personlast, se kapittel 5.5.

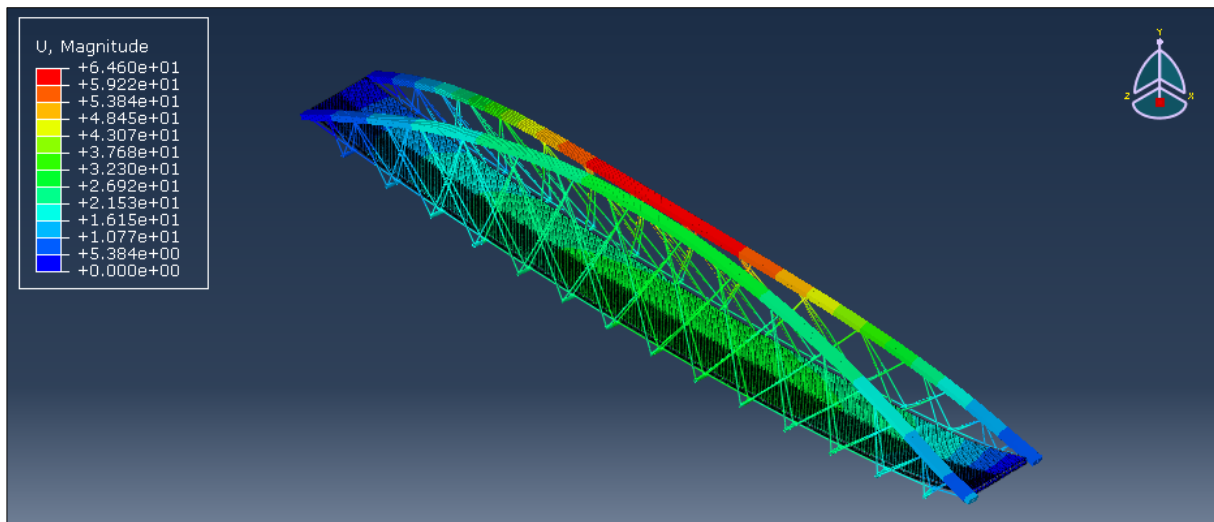


Figur 4.3 - Momentene om akse 2 med lastkombinasjonen med dominerende personlast

De delene som er modellert med bjelkeelementer oppgir krefter i N og momenter i Nmm, der det er modellert med skallelementer oppgis krefter i N/mm og momenter i Nmm/mm. Det er kun plasseringen til den største verdien av kraften i og momentet om x-, y- og z-retningen som oppgis i Abaqus. Det er mulig å markere punktet med maksimum eller minimum kraft eller moment, men å ta ut de andre snittkreftene er ganske tidskrevende fordi de tas ut ved å flytte på grensene slik at fargene endres. Det ble derfor brukt mye tid på å ta ut snittkrefter fra Abaqus. Fra knekkingssteget tas eigenvaluen til buen ut, ved å gange denne med den største trykkraften i buen fås knekklasten. Denne ble brukt videre for å finne knekk lengden ved hjelp av Eulerlasten, se kapittel 7.5.2. Resultatet i frekvenssteget er de antall egenfrekvenser som ble valgt da steget ble laget.

4.2.2 Bruksgrensetilstand

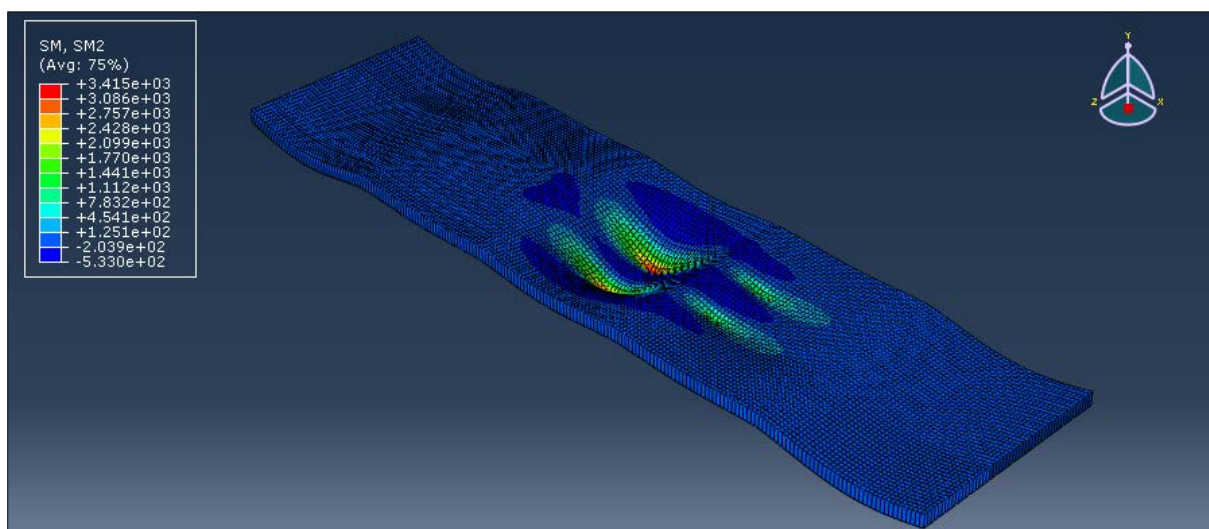
I bruksgrensetilstand ble analysene utført for hver lastkombinasjon med laststegene, temperatursteget og frekvenssteget. Det er utbøyning av buen og nedbøyning av dekket som er interessant og disse ble tatt ut i resultatdelen fra laststeget på samme måte som snittkreftene ble tatt ut. Både global nedbøyning og lokal nedbøyning mellom tverrbærere ble tatt ut. Figur 4.4 viser deformasjonen av et brusspenn med personlast og dominerende vindlast ganget med 70.



Figur 4.4 - Deformasjon av brua med personlast og dominerende vindlast ganget med 70

4.2.3 Tjenestekjøretøy

En del av trafikklasten er et tjenestekjøretøy som ga en vertikal, en horisontalt langsgående og en horisontal tverrgående last under hvert hjul, se kapittel 5.3. I modellen av nettverksbuebrua ble lastene fra hvert hjul forenklet til å virke i et punkt, men de skulle egentlig fordeles over et område på 200 mm x 200 mm, se kapittel 5.3. Dette ble gjort for å spare tid i forhold til oppdeling av asfaltlaget og det ble antatt å være på den konservative siden da det vil kunne gi noe større spenningskonsentrasjoner enn det som er tilfellet. Underveis var det en del problemer med asfaltlaget og for å spare tid ble det laget en 20 meter lang modell av dekket som ble benyttet til å finne en passe dekketykkelse.



Figur 4.5 - Moment om akse 2 i dekkemodellen med egenlast, vertikal vindlast og dominerende last fra tjenestekjøretøy

Det ble brukt skallelementer til å modellere dekket. Dekkemodellen ble modellert med glidelager istedenfor tverrbærere og tok derfor ikke hensyn til deformasjonen av tverrbærerne og spenningene som oppstår i festet mellom tverrbærere og dekket. Snittkreftene som ble tatt ut vil derfor ikke være korrekte, men det antas at de ga en god pekepinn angående dekketykkelsen. I denne modellen ble den vertikale lasten fra tjenestekjøretøyet fordelt over områder på 200 mm x 200mm. De horisontale lastene ble ikke tatt med i modellen, men ble lagt manuelt inn i beregningene hvor dekketykkelsen ble bestemt, se kapittel 8.4. Etter at dekketykkelsen var bestemt ble den kontrollert i forhold til snittkreftene fra den globale modellen med ulike lastkombinasjoner inkludert plasseringen av tjenestekjøretøyet som var verst for den lille modellen. Det som var hovedfordelen med en liten modell var at beregningstiden var kort og det var derfor mulig å undersøke flere plasseringer av tjenestekjøretøyet og dekketykkelser uten at det tok veldig lang tid. Figur 4.5 viser momentet om akse 2 i dekkemodellen med egenlast, vertikal vindlast og dominerende last fra tjenestekjøretøyet, plasseringen til tjenestekjøretøyet er med den største akselasten midt på modellen.

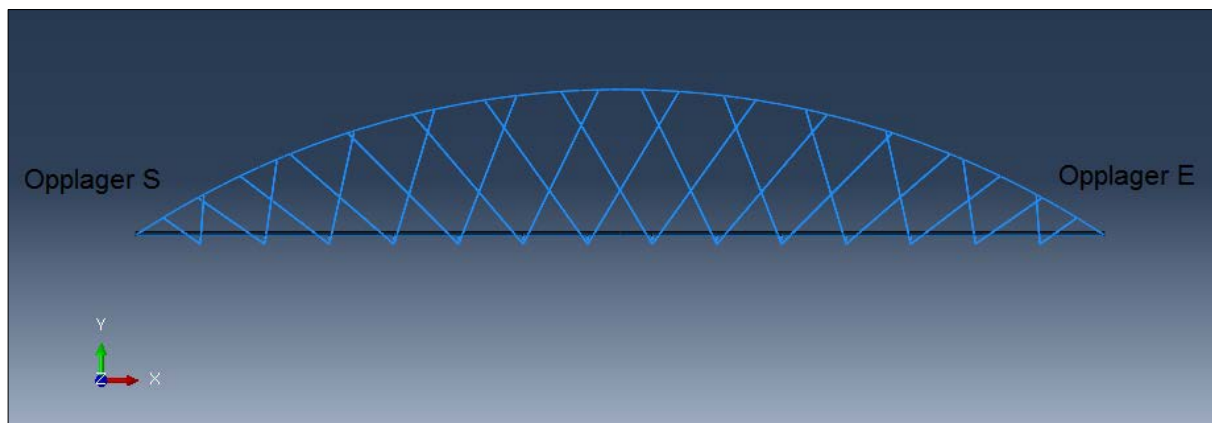
4.3 Hengestag med trykk

Resultatene fra analysene av modellen av brua med ulike lastkombinasjoner viste at noen av hengestagene fikk ganske store trykkrefter. I virkeligheten vil ikke hengestagene ta trykk. Abaqusmodellen av brua er en svært kompleks modell og det var ikke mulig å få den til å sette trykkapasiteten til strekkstagene lik 0. Det var derfor nødvendig å gjøre noen endringer på modellen for å undersøke hva som skjedde med trykkreftene om strekkstagene ikke kunne ta de opp. Det er flere ulike måter å undersøke dette på, en er å sette elastisitetsmodulen til hengestagene i trykk hundre ganger lavere enn elastisitetsmodulen til stål. En annen metode er å endre tverrsnittet til hengestagene i trykk slik at de blir mindre. En utfordring med disse to metodene er at om elastisitetsmodulen eller tverrsnittet til et hengestag endres vil det også endres for det andre hengestaget som festes i samme punkt i buen, se kapittel 9.1.3 angående innfesting. Selv om det er trykk i det ene hengestaget er det ikke nødvendigvis trykk i det andre. Dette vil derfor føre til at endel hengere som er i strekk ikke vil kunne ta noen krefter noe de i virkeligheten vil gjøre. En tredje metode er å fjerne de hengestagene som er i trykk fra modellen og deretter kjøre jobbene på nytt og undersøke hvordan momentene og kreftene endrer seg. Da vil kun hengestagene i trykk fjernes og snittkreftene vil være ganske nærme virkeligheten. Utfordringen med denne metoden er at det kan bli problemer med konvergens av modellen fordi

hengestag som er i trykk i det siste laststeget kan være i strekk i et tidligere laststeg. Fjernes disse hengestagene kan modellen bli ustabil og analysen vil avbrytes. Optimalt burde alle metodene vært prøvd ut og sammenlignet med hverandre, men på grunn av begrenset tid ble kun den siste metoden prøvd ut. Det var en stor svakhet i modellen at det ikke var mulig å unngå å få trykk i hengestagene, det anbefales derfor at det i videre arbeid undersøkes om dette er mulig å endre.

4.4 Opplagerreaksjoner

I abaqusmodellen ble det definert to type opplager, S og E. Opplager S holdes fast mot forskyvning langs global akse 1,2 og 3 og mot rotasjon om global akse 1 og 2. Opplager E holdes fast mot forskyvning langs global akse 2 og 3 og mot rotasjon om global akse 1 og 2. På den ene siden av bruspennet benyttes opplager S for buene og dekket og på den andre siden benyttes opplager E, Figur 4.6 viser hvilken side som har opplager S og hvilken som har opplager E.



Figur 4.6 - Opplager S og opplager E

Abaqus oppgir opplagerreaksjonene i resultatdelen for hvert laststeg. For bjelkeelementer oppgis opplagerreaksjonene i et punkt og for skallelementer oppgis opplagerreaksjonene i hver node. Retningen til opplagerreaksjonene er den samme som retningen til det globale koordinatsystemet og opplagerkreftene og $-$ momentene har henholdsvis enheten N og Nmm. For buene ble opplagerreaksjonene tatt direkte ut av Abaqus. For dekket var opplagerreaksjonene den totale opplagerreaksjonen fra alle nodene. Det var 100 mm mesh på dekket, se kapittel 4.1, og totalt 51 noder. De to ytterste nodene vil ha halvparten av lasten i forhold til de andre og det ble derfor regnet med 50 noder. For å finne de korrekte opplagerreaksjonene på dekket må opplagerreaksjonene alle nodene legges sammen. Dette ble

sett på som alt for tidskrevende og det ble derfor forsøkt å finne en gjennomsnittlig opplagerreaksjon for de ulike retningene. Denne ble ganget med 50 noder og deretter delt på bredden til dekket. Opplagerkreftene fra dekket ble dermed i N/mm og opplagermomentene ble i Nmm/mm.

5 Laster

De laster som ble påkjent konstruksjonen var egenlast, vindlast, trafikklast og temperaturlast. Snølast ble ikke beregnet da den ikke regnes å opptre samtidig som trafikklast, forutsatt snørydding. Det ble undersøkt om jordskjelvlaster måtte tas med. Påkjente laster er definert i kapitlene nedenfor.

5.1 Egenlast

Egenlasten ble beregnet av Abaqus i et laststeg ved at materialegenskapene til hele brua defineres og tyngdeakselerasjonen ble satt lik 9810 mm/s^2 i laststeget. Materialegenskapene til hele brua uten asfalten er definert i python-scriptet og materialegenskapene til asfalten ble definert i Abaqus.

5.2 Vindlast

Vindlast ble beregnet etter NS-EN 1991-1-4 [23]. Det ble antatt terrengkategori I, innsjø eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer. Avstand fra vannoverflaten til brudekket ble satt til 5,5 meter, det er samme verdi som frihøyden til den gamle brua på stedet. Referansevindhastighet for Orkdal kommune er 25 m/s. Etter håndbok N400 [24] stilles det ikke krav til kontroll for samtidighet av vind- og trafikklast for gangbruer. Vindlasten ble derfor beregnet uten trafikklast. Vindlasten for en bue med høyde lik 450 mm og dekketykkelse lik 300 mm er vist i Tabell 5.1 og beregningene er gitt i Vedlegg A.1.

Tabell 5.1 - Vindlaster på brua

| | |
|----------------------------------|-------------------------|
| Horisontalt vindlast bue lo side | 0,914 kN/m |
| Horisontalt vindlast bue le side | 0,64 kN/m |
| Vertikalt vindlast dekke | 0,703 kN/m ² |
| Horisontal vindlast dekke | 2,897 kN/m |

5.3 Trafikklast

Trafikklast ble beregnet etter NS-EN 1991-2 [25]. For gangbru er det definert tre lastmodeller for trafikklast, gr1, gr2 og Q_{fwk} , i tilfeller der tjenestekjøretøy er definert kan modellen med en vertikal punktlast (Q_{fwk}) sees bort fra. Denne brua ble dimensjonert for et tjenestekjøretøy, og det var derfor kun to lastmodeller som ble benyttet. Figur 5.1 viser definisjonen av gr1 og gr2. Gr1 representerer personlasten (q_{fk}) og gr2 representerer lasttilfellet med tjenestekjøretøy. I begge lasttilfellene virker også en horisontal last langs dekkeaksen (Q_{fik}).

Table 5.1 - Definition of groups of loads (characteristic values)

| Load type | | Vertical forces | | Horizontal forces |
|-----------------|-----|----------------------------|-----------------|-------------------|
| Load system | | Uniformly distributed load | Service vehicle | |
| Groups of loads | gr1 | q_{fk} | 0 | Q_{fik} |
| | gr2 | 0 | Q_{serv} | Q_{fik} |

Figur 5.1 - Tabell 5.1 fra NS-EN 1991-2, definisjon av lastgrupper

Personlasten ble satt til 5 kN/m^2 , dette er samme verdi som for gangbane på vegbru. Denne verdien kan reduseres ved bruk av ligning (5.1) under punkt 5.3.2.1 i NS-EN 1991-2, men kun hvis risikoen for opphopning av en større gruppe personer ikke er til stede. I dette tilfellet var det ingen grunn til å se bort fra denne risikoen, derfor ble personlast på 5 kN/m^2 benyttet. Personlaster ble fordelt på to ulike måter for hver lastkombinasjon som inkluderte personlast. Den ene fordelingen var med personlast over hele dekket, den andre fordelingen var med personlast over halve dekket. Dermed ble effekten av skjevlast tatt hensyn til. Vertikal last fra tjenestekjøretøy er angitt i punkt NA 5.3.2.3 i NS-EN 1991-2 og er vist i Figur 5.2, lasten fra tjenestekjøretøyet er totalt på 120 kN og fordeles med 80 kN til den ene akselen og 40 kN til den andre akselen. Fra hver aksel fordeles kreftene likt til de to hjulene. Den horisontale langsgående lasten, Q_{fik} , som virker sammen med både tjenestekjøretøyet og personlasten, og en horisontal tverrgående last fra tjenestekjøretøyet er angitt i NA 5.4 i NS-EN 1991-2. Den horisontale langsgående lasten, Q_{fik} , skal forsikre at dekket er stabilt i langsgående retning. Q_{fik} settes lik den største av 10 % av total personlast og 60 % av total last fra tjenestekjøretøyet, det var 10 % av total personlast som var størst og den ble fordelt jevnt over hele dekket. Sammen

med personlasten ble det vanskelig å legge inn den langsgående horisontallasten i Abaqusmodellen og den måtte sees bort ifra.

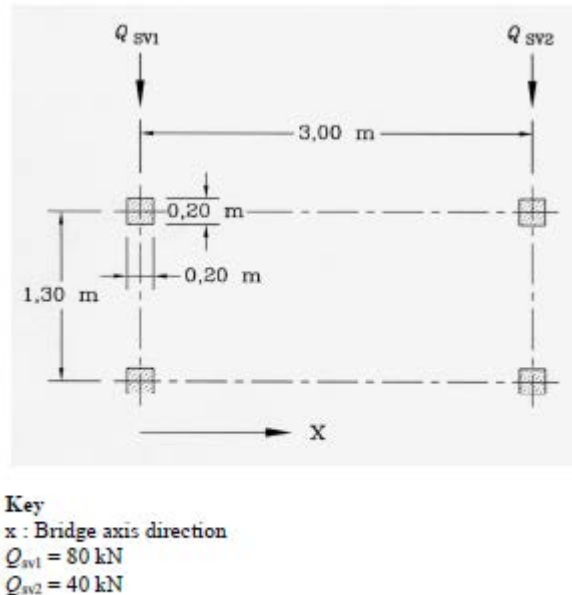


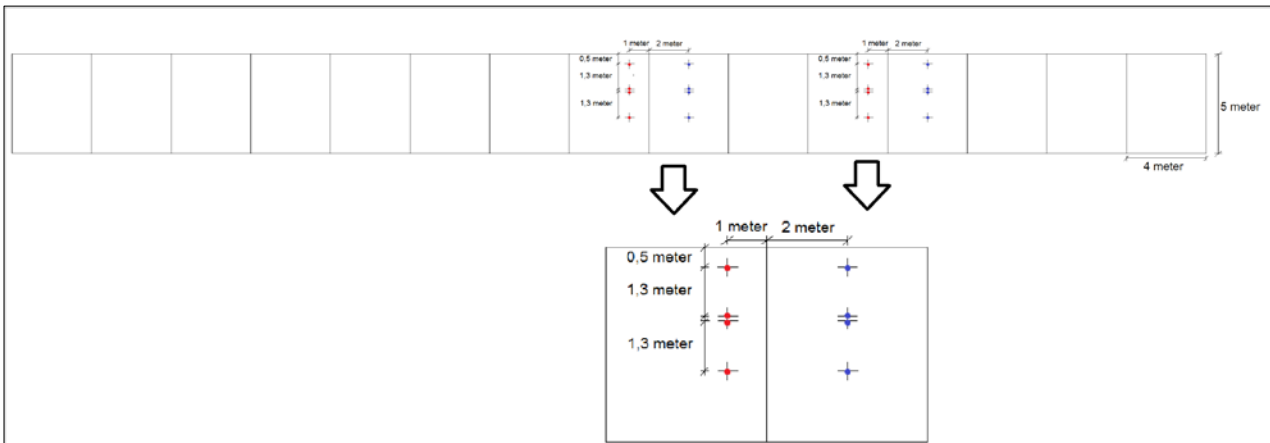
Figure 5.2 - Accidental loading

Figur 5.2 - Figur 5.2 fra NS-EN 1991-2, vertikal last fra tjenestekjøretøyet

Sammen med tjenestekjøretøyet ble den fordelt til de fire hjulene fra tjenestekjøretøyet med samme prosentandel som den vertikale lasten fra tjenestekjøretøyet var fordelt med istedenfor over hele dekket. Det ble derfor tatt utgangspunkt i en totalt verdi på 60 % av total last fra tjenestekjøretøyet selv om dette ikke var den største verdien fordi å fordele 150 kN på 4 punkter vil gi for store krefter i forhold til realiteten. 60 % av total last fra tjenestekjøretøyet tilsvarer 48 kN til akselen med størst last og 24 kN til akselen med minst last. Den horisontale tverrlasten fra tjenestekjøretøyet settes til 25 % av den horisontale lasten i lengderetningen fra tjenestekjøretøyet, det vil si 12 kN for akselen med størst last og 6 kN for akselen med minst last.

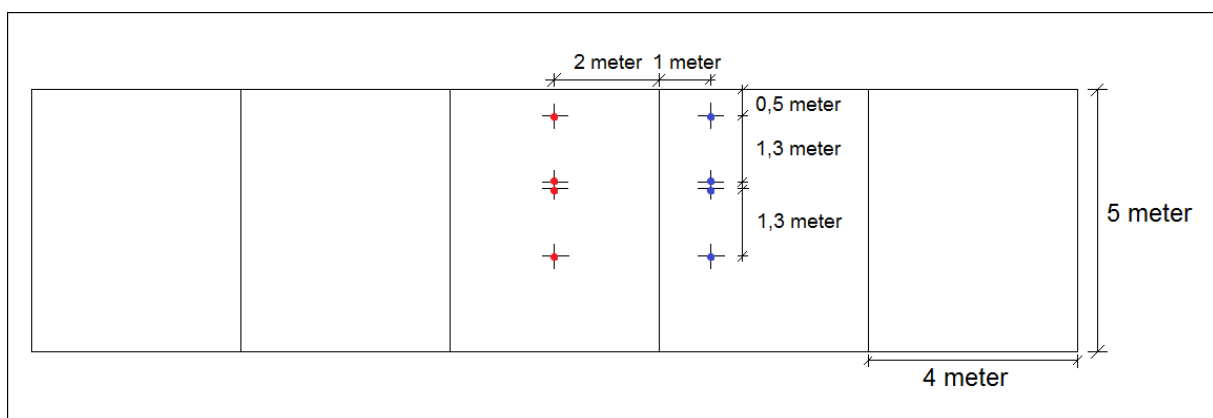
Den vertikale lasten fra tjenestekjøretøyet utgjør en konsentrert last fra hvert av de fire hjulene, hver last skal plasseres utover et areal på 200 mm x 200 mm, se Figur 5.2. Det ble bestemt at i abaqusmodellen av brua skulle lasten fra tjenestekjøretøyet settes på som en punktlast fordi dette var mye enklere enn å sette de på over et areal på 200 mm x 200 mm. Det antas at dette ikke utgjorde en forskjell for utnyttelsen av tverrbærerne, buene, strekkbåndene og hengerne. For dekket kan spenningskonsentrasjonene ha blitt større for en punktlast enn om lasten ble

fordelt over et areal, men det antas at det ikke påvirket dekketykkelsen som ble beregnet nevneverdig. For abaqusmodellen av brua ble det tatt utgangspunkt i 4 ulike plasseringer av tjenestekjøretøyet, de er vist i Figur 5.3.



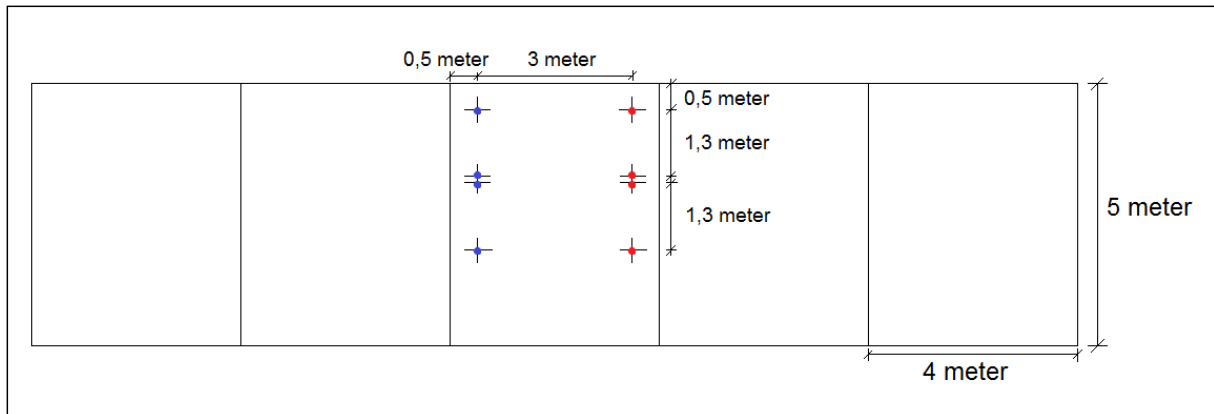
Figur 5.3 - Plassering av tjenestekjøretøy i Abaqusmodellen av brua

Disse plasseringene var de som ble vurdert til å gi størst last overført til en tverrbærer. I dekkmodellen ble det også tatt utgangspunkt i 4 plasseringer av tjenestekjøretøy, disse er vist i Figur 5.4 og Figur 5.5. Disse plasseringene var de som ble vurdert til å gi størst påkjenning til dekket og den som ble vurdert til å være verst ble også benyttet i modellen av hele brua. Ideelt burde mange flere punkter blitt undersøkt for modellen av hele brua fordi det var mye vanskeligere å vurdere hvilken plassering som var verst for hele brua enn kun for dekket. Avstanden fra kanten til tjenestekjøretøyet nærmeste kanten ble satt til 0,5 meter fordi det står i NA 4.3.1 i NS-EN 1991-2 at minste avstand fra anleggsflatens sentrum til rekkverk er 0,5 meter.



Figur 5.4 - Plassering av tjenestekjøretøyet med akselen med mest last midt på det midtre feltet i dekkmodellen i Abaqus

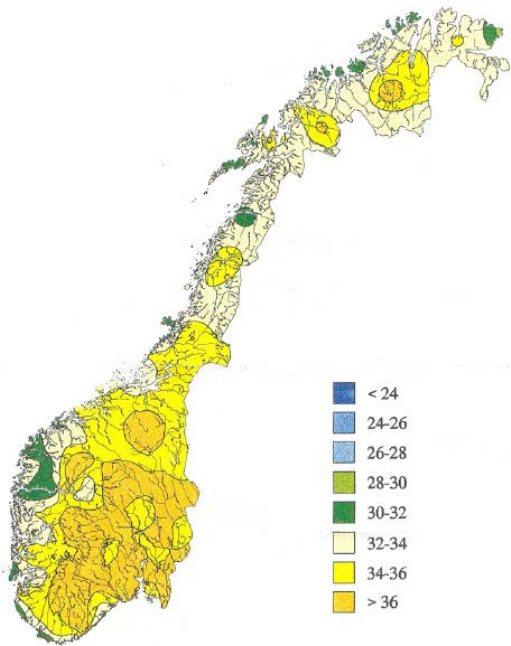
I NA 4.8 i NS-EN 1991-2 står det om laster på gangbrurekkverk at linjelast på 1,5 kN/m belastes toppen av rekkverket. Enten horisontalt eller vertikalt. Denne ble ikke lagt inn i modellen da det viste seg å være vanskelig å få til og ble derfor ikke dimensjonert for.



Figur 5.5 - Plassering av tjenestekjøretøyet med hele tjenestekjøretøyet på det midtre feltet i dekkemodellen i Abaqus

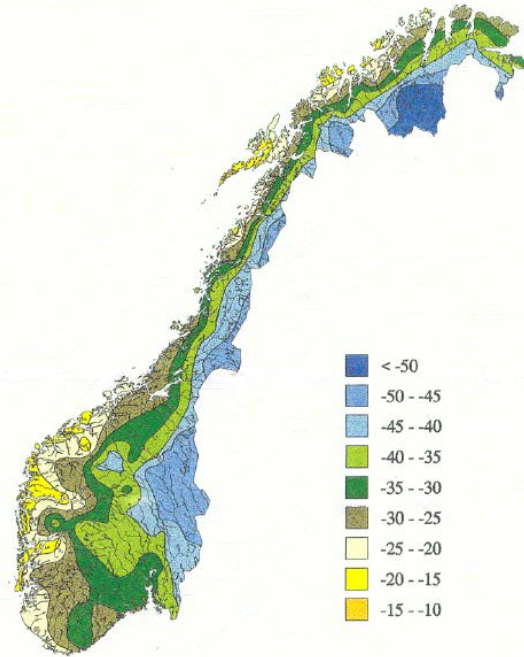
5.4 Temperaturlast

NS EN 1991-1-5 [26] benyttes til å bestemme temperaturlaster, men denne standarden dekker ikke trebruer. Forsøk utført på trebruer har vist at forskjellen mellom høyeste og laveste lufttemperatur kan brukes som variasjon i temperatur i treet [27]. Det står i håndbok N400 at: *Endringer i konstruksjonstemperatur kan antas lik høyeste og laveste døgnmiddeltemperatur på brustedet.* [24] For brua ble det derfor kun tatt hensyn til ren utvidelse og krymping som følge av temperaturendring i lufta. For treet ble det kun tatt hensyn til temperaturutvidelse i fiberretningen. Temperaturutvidelseskoeffisientene som ble benyttet var $\alpha_{tre} = 0,005 \text{ mm/m} \cdot ^\circ\text{C}$ og $\alpha_{stål} = 0,012 \text{ mm/m} \cdot ^\circ\text{C}$. Maksimumstemperaturen ble satt til 36°C etter Figur NA.A1 i NS-EN 1991-1-5, se Figur 5.6 og minimumstemperaturen ble satt til -30°C etter Figur NA.A1 i NS-EN 1991-1-5, se Figur 5.7. Byggestedet ligger på havnivå og det var derfor ikke behov for å justere disse verdiene på grunn av høyden over havet. Initialtemperaturen ble satt etter punkt NA.A.1(3) i NS-EN 1991-1-5 til 10°C . Disse ble regnet inn i modellen ved å legge inn temperaturutvidelseskoeffisientene i materialeegenskapene og legge inn enten en økning på 26°C eller en nedgang på 40°C i forhold til initialtemperaturen.



Figur NA.A1 – Isotermkart for maksimumstemperatur i skyggen ved havnivå med en returperiode på 50 år

Figur 5.6 - Maksimumstemperatur fra figur NA.A1 i NS-EN 1991-1-5



Figur NA.A2 – Isotermkart for minimumstemperatur i skyggen ved havnivå med en returperiode på 50 år

Figur 5.7 - Minimumstemperatur fra figur NA.A1 i NS-EN 1991-1-5

5.5 Jordskjelvlast

Jordskjelvslaster beregnes etter NS-EN 1998-1 [28]. Spissverdi for berggrunnens akselerasjon, $a_{g40Hz}=0,38 \text{ m/s}^2$, ble tatt fra figur NA 3(901) i NS-EN 1998-1. Grunnen på byggestedet er av typen elveavsetning, se kapittel 3.1.3 og det ble derfor antatt grunntype B, dette ga en $S=1,3$. Etter tabell NA.2(901) i NS-EN1998-2 er gangbrua i seismisk klasse 1 og dette ga etter tabell NA.2(903) i NS-EN1998-2 en seismisk faktor lik 0,7. I punkt 3.2.1(5)P i NS-EN 1998-1 står det at hvis $a_g S < 0,05g$ kreves ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN1998. Ligning 1 og 2 viser at dette kravet var oppfylt og det ble derfor ikke tatt hensyn til jordskjelvslaster.

$$a_g S = \gamma_1 * (0,8 * a_{g40Hz}) * S = 0,277 \text{ m/s}^2 \quad (1)$$

$$0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (2)$$

5.6 Kombinasjon av laster

Lastkombinering utføres etter NS-EN 1990 Tillegg A2 Anvendelse for bruer [29]. I bruddgrensetilstand ble lastkombinasjonene fra tabell NA.A2.4(B) anvendt. I bruksgrensetilstanden ble kombinasjonen med ofte forekommende laster, tabell NA.A2.6, benyttet for å kontrollere nedbøying og utbøying.

Lastkombinasjoner med lastfaktorer er vist for bruddgrensetilstand i tabell 5.2 og bruksgrensetilstand i tabell 5.3.

Tabell 5.2 - Lastkombinasjoner for bruddgrensetilstand

| Dominerende last | Vind | | | | Tjenestekjøretøy | | Personlast | | Temperatur | | | |
|------------------|------|------|------|------|------------------|------|------------|------|------------|------|------|------|
| | 1a | 1b | 1c | 1d | 2a | 2b | 3a | 3b | 4a | 4b | 4c | 4d |
| Egenlast | 1,35 | 1,2 | 1,35 | 1,2 | 1,35 | 1,2 | 1,35 | 1,2 | 1,35 | 1,2 | 1,35 | 1,2 |
| Vind | 1,12 | 1,6 | 1,12 | 1,6 | 1,12 | 1,12 | 1,12 | 1,12 | 1,12 | 1,12 | 1,12 | 1,12 |
| Tjenestekjt. | 0,95 | 0,95 | | | 0,95 | 1,35 | | | 0,95 | 0,95 | | |
| Personlast | | | 0,95 | 0,95 | | | 0,95 | 1,35 | | | 0,95 | 0,95 |
| Temperatur | 0,84 | 0,84 | 0,84 | 0,84 | 0,84 | 0,84 | 0,84 | 0,84 | 0,84 | 1,2 | 0,84 | 1,2 |

Tabell 5.3 - Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand

| Dominerende last | Vind | | Tjenestekjøretøy | Personlast | Temperatur | |
|------------------|------|-----|------------------|------------|------------|-----|
| | 1 | 1 | | | 1 | 1 |
| Egenlast | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Vind | 0,6 | 0,6 | | | | |
| Tjenestekjt. | 0,2 | | 0,7 | | 0,2 | |
| Personlast | | 0,2 | | 0,7 | | 0,2 |
| Temperatur | | | | | 0,6 | 0,6 |

6 Kapasitetskontroll og kontroll i bruksgrensetilstand

6.1 Bestemmelse av dimensjoner

Vinkelen til hengestagene i planet ble bestemt til å ligge mellom 35 og 45 grader, se kapittel 3.2.4. Det ble tatt utgangspunkt i en modell av brua i Abaqus hvor hengestagene hadde en vinkel på 35 grader i planet og resultatet fra analysene ble brukt til å bestemme de nødvendige dimensjonene. Før analysene ble utført ble det antatt at knekking ut av planet ville være dimensjonerende for buen. Det første som ble sjekket var derfor knekk lengden ut av planet for de ulike lastkombinasjonene med en bue med bredde lik 700 mm og høyde lik 500 mm og de andre dimensjonene uendret i forhold til det som er angitt i pythonskriptet. Deretter ble lastkombinasjonen med den lengste knekk lengden undersøkt nærmere ved å systematisk kjøre analyser med ulike dimensjoner på buen, tverrbæreren, hengestagene og strekkbåndene. Etter at dimensjonene var bestemt ble en analyse utført med den dimensjonerende lastkombinasjonen på en modell med vinkel på hengestagene lik 45 grader i planet og de bestemte dimensjonene. Resultatene fra denne analysen ble deretter sammenlignet med resultatene fra analysen med vinkelen i planet lik 35 grader.

Abaqus oppgir, som nevnt i kapittel 4.2.1, plasseringen til de maksimale og minimale momentene og kreftene for tverrbæreren og buen, samt den maksimale strekkraften i hengestagene og strekkbåndene. Fra analysene med den dimensjonerende lastkombinasjonen ble snittkreftene i maks- og minimumspunktene for momentene og kreftene i buen og tverrbærerne sjekket i forhold til de aktuelle punktene i eurokodene, se kapittel 7.5 og 9.3. Strekkraften i hengestagene og strekkbåndet ble også kontrollert, se kapittel 9.1.1 og 9.2. Kontrollen av buene og tverrbærerne var tidskrevende fordi Abaqus ikke oppgir snittkreftene i et punkt, punktet som skal undersøkes må merkes og deretter må grensene flyttes for hver kraft og hvert moment som skal tas ut. I tillegg måtte en ny modell lages hver gang bredden til bua ble endret, se kapittel 9.1.4. På grunn av tidsbruken måtte det derfor settes en begrensning på antall tverrsnitt som kunne kontrolleres.

6.2 Kontroll i bruddgrensetilstand

Kapasitetskontrollen som ble gjennomført ga for hvert punkt det ble sjekket for et tall, lå det over 1 holdt ikke tverrsnittet i det punktet og lå det under 1 holdt tverrsnittet. Det ble bestemt at å ligge på maksimalt 0,85 for de ulike snittene var lurt i første omgang fordi det ga rom for uforutsette laster eller feil med modellen. Når tverrsnittet til de ulike delene var bestemt i forhold til lastkombinasjonen som ga den lengste knekk lengden ble de andre lastkombinasjonene kontrollert med de samme tverrsnittene. Disse kontrollene ble gjennomført ved at for de ulike tverrsnittene ble de maksimale momentene og kreftene kontrollert som om de var i samme punkt selv om dette ikke er tilfellet. Dette går mye fortere enn å ta ut kreftene og momentene i hvert av maksnittene fordi Abaqus, som nevnt tidligere, kun oppgir maksimalverdiene. Hvis kapasitetskontrollen som kombinerer alle maksverdiene til snittkreftene i en lastkombinasjon ga en verdi på under 1 vil alle punktene i modellen med den lastkombinasjonen være under 1. Hvis verdien er over 1 må det vurderes om de ulike maksimalsnittene burde kontrolleres med en fullstendig tverrsnittskontroll.

6.3 Kontroll i bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden ble kontrollert ved å kjøre analyser med andre lastfaktorer enn de som ble bruket i bruddgrensetilstand. Deretter ble nedbøyningen av dekket og utbøyningen av buen kontrollert mot de kravene som finnes i Eurokodene. I bruksgrensetilstand kontrolleres også svingningene av brua, dette er ikke en del av denne oppgaven, men det er diskutert i kapittel 11.

7 Bue

7.1 Stabilitet av buene

Hovedbæringen av gangbrua blir tatt av to limtrebuer per spenn. Hver bue er en del av en sirkel med radius på 54,5 meter, fordelten med dette er at buen er enklere å produsere og aksialkreftene midt i buen blir mer konstant [12]. Det skal ikke være vindfagverk mellom buene, det er skråstillingen av hengestagene ut av planet, se kapittel 9.1.4, som skal sørge for sideveis stabilitet. Dette fører til at stabiliteten ut av planet ble sett på som en større utfordring enn stabiliteten i planet. Hovedutfordringene ble derfor antatt å være sideveis utbøying og knekking ut av planet. For at buen skulle ha større knekkingskapasitet ut av planet enn i planet ble det bestemt å ha større bredde enn høyde da dette ga den sterke akselen ut av planet. Forholdet mellom bredden og høyden ble ikke bestemt på forhånd fordi forholdet mellom knekk lengden ut av planet og i planet ikke var kjent. Stabiliteten av buene avhenger blant annet også av innfestingen av bueopplageret og pilhøyde, dette blir diskutert i de følgende avsnittene.

7.2 Dimensjonen til buen

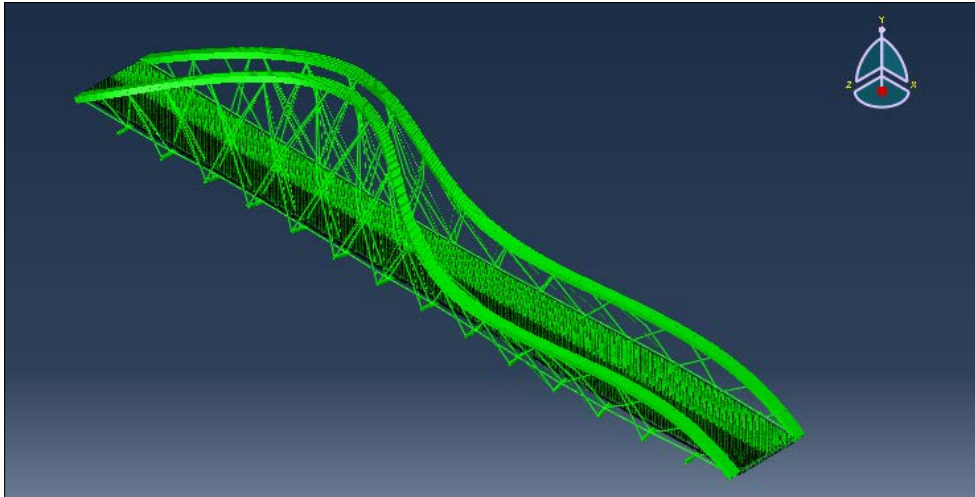
Det ble som nevnt over bestemt at bredden til buen skulle være større enn høyden slik at den sterke akselen ble ut av planet. Analysene i Abaqus viste at knekk lengden ut av planet var omtrent 4,3 gang større enn knekk lengden i planet, dette underbygger denne antagelsen. Resultatene fra analysene i Abaqus og makssjekken finnes i Vedlegg B.1. Det var lastkombinasjonen med dominerende personlast som ga den største utnyttelsen av buen og den lengste knekk lengden. Knekk lengden varierte fra 16,7 meter til 18,2 meter. Tabell 7.1 viser hvordan utnyttelsen av buen endres om bredden eller høyden til buen endres påkjent av den dimensjonerende lastkombinasjonen. Det var knekking ut av planet som ga den høyeste utnyttelsen av buen. Det viste seg at det var snittet ved maks F_x som ofte hadde den største utnyttelsen for denne lastkombinasjonen og det er derfor denne som er tatt med i tabellen. Resultatene i Tabell 7.1 viser at ved å øke høyden istedenfor bredden blir utnyttelsen av buen ved maks F_x relativt sett lavere. Dette skyldes at det er knekking ut av planet som er dimensjonerende og en større bredde gir et større bidrag til denne utnyttelsen enn en større høyde.

Tabell 7.1 - Utnyttelse av bue i forhold til buedimensjon

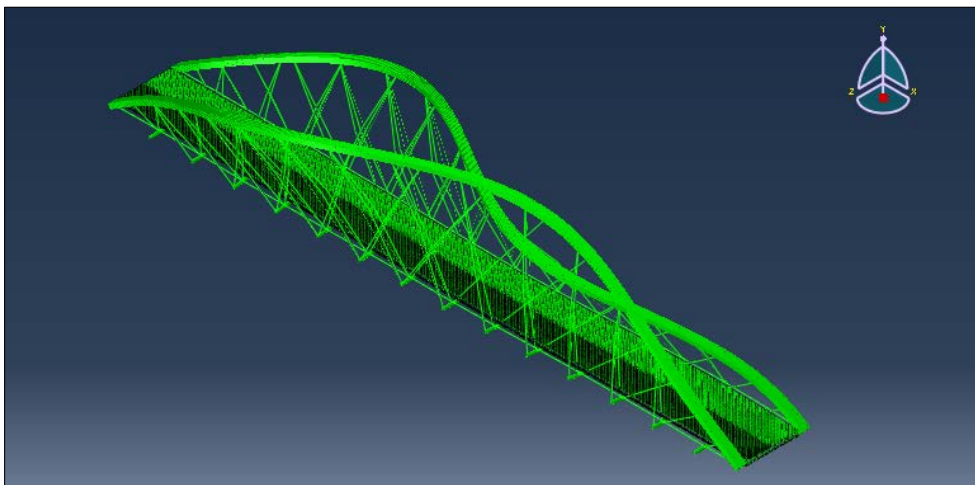
| Buedimensjon bxh | Diameter tverrbærer | Tykkelse tverrbærer | Diameter strekkbånd | Utnyttelse av bue ved maks F_x |
|---------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------------------|
| 760 mm x 450 mm | 323,9 mm | 16 mm | 120 mm | 0,96 |
| 760 mm x 495 mm | 323,9 mm | 16 mm | 120 mm | 0,89 |
| 825 mm x 450 mm | 323,9 mm | 16 mm | 120 mm | 0,74 |
| 760 mm x 450 mm | 323,9 mm | 20 mm | 120 mm | 0,95 |
| 760 mm x 495 mm | 323,9 mm | 20 mm | 120 mm | 0,89 |
| 760 mm x 450 mm | 273 mm | 16 mm | 120 mm | 1,02 |
| 760 mm x 495 mm | 273 mm | 16 mm | 120 mm | 0,95 |
| 825 mm x 450 mm | 273 mm | 16 mm | 120 mm | 0,79 |

Tallene i tabell 7.1 kommer fra abaqusmodellen av brua med trykk i hengestagene, se kapittel 4.3. Hengestagene i trykk ble kun fjernet fra modellen påvirket av lastkombinasjonen med dominerende personlast. Grunnen til dette var at når hengestagene ble forsøkt fjernet fra abaqusmodellene, påvirket av dominerende personlast over halve dekket og dominerende last fra tjenestekjøretøyet, oppsto det ustabiliteter i modellen og analysen ble ikke gjennomført. Resultatet fra analysen utført i Abaqusmodellen hvor hengestagene i trykk ble fjernet viste at kneklengden ut av planet økte fra 18,2 meter til 19,4 meter. Skjærkraften i y-retning ble mer enn halvert og momentet om z-aksen ble omtrent 30 % mindre sammenlignet med modellen med trykk i hengestagene påkjent av den samme lastkombinasjonen. Utnyttelsen av buen endret seg fra 0,79 til 0,85 selv om noen av kreftene og momentene ble betydelig lavere. Da det var knekking ut av planet som var dimensjonerende vil en lengre kneklengde kunne være verre enn større krefter og momenter. Figur 7.1, Figur 7.2, Figur 7.3 og Figur 7.4 viser de 4 første

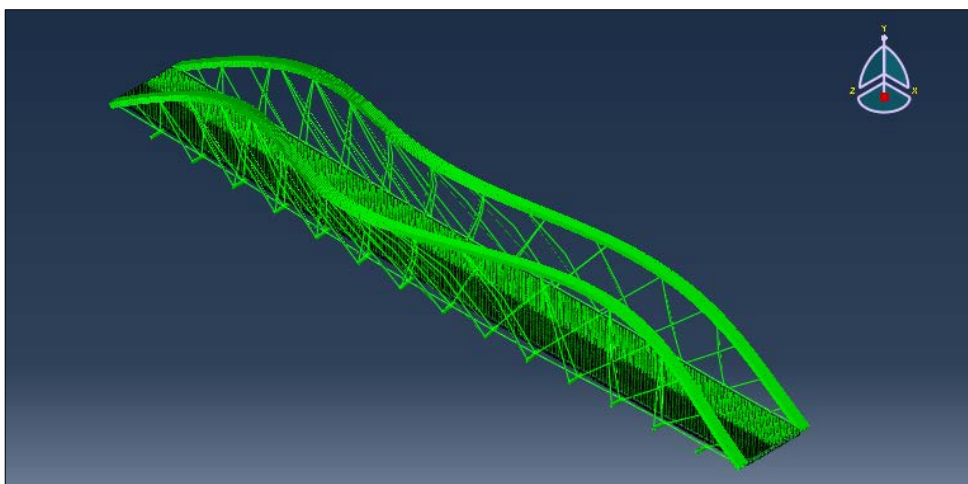
knekkformene etter at hengestagene med trykk er fjernet. Det var kun de første fem knekkleddene som ble regnet ut under hver analyse og alle disse er ut av planet. For å finne knekkledden i planet ble buene holdt fast ut av planet, denne er på omtrent 4,5 meter og påvirker derfor ikke kapasiteten til buene.



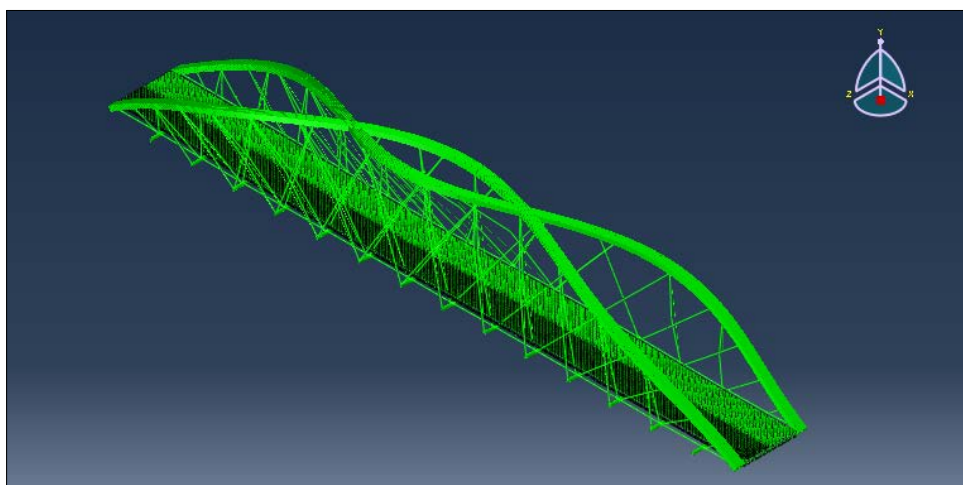
Figur 7.1 - Knekkform 1



Figur 7.2 - Knekkform 2



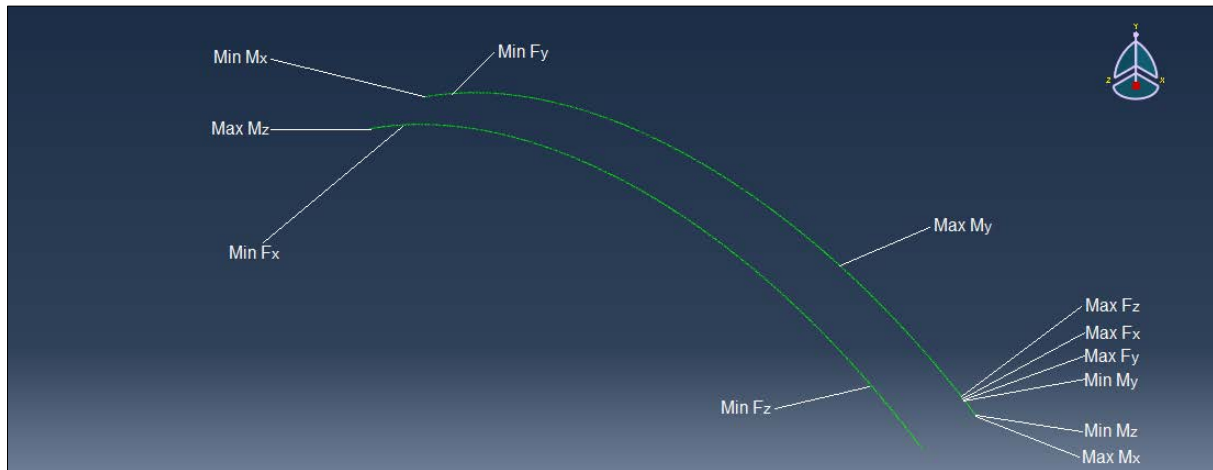
Figur 7.3 - Knekkform 3



Figur 7.4 - Knekkform 4

Makssjekken av alle lastkombinasjonene ble utført med en temperatur på 36 grader, se kapittel 5.4, deretter ble lastkombinasjonene med dominerende temperaturlast utført med -30 grader. Makssjekken viste at lav temperatur ga lavere utnyttelse av tverrsnittet enn høy temperatur og det ble derfor antatt at høy temperatur var dimensjonerende. Det var 4 lastkombinasjoner hvor makssjekken ga en utnyttelse på over 0,95, alle disse inkluderte personlast over hele dekket. Det ble besluttet å bare utføre detaljsjekk for lastkombinasjonen med dominerende personlast over dekket fordi det var den som ga den største utnyttelsen og den lengste knekkklengden i makssjekken, den ble derfor antatt å være dimensjonerende. Kapasitetssjekken av bua for den dimensjonerende lastkombinasjonen med og uten trykk i hengerne finnes i Vedlegg B.2. Bredden til buen ble bestemt til 825 mm og høyden til buen ble bestemt til 450 mm. Dette ga en maksimal utnyttelse på omtrent 85 % i snittet med minimum M_y og maksimum F_z . Dette var

med snittkreftene fra modellen uten hengestag i trykk og det var knekking ut av planet som var dimensjonerende. Figur 7.5 viser plasseringen til de største og minste snittkreftene i buen for den dimensjonerende lastkombinasjonen.



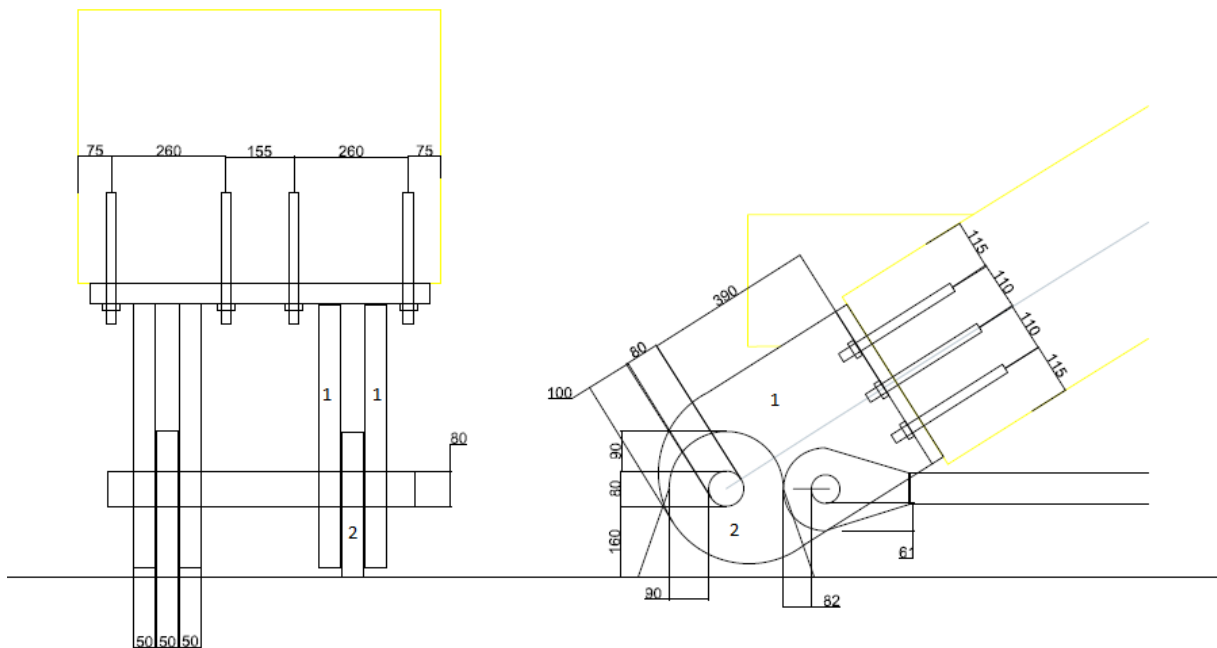
Figur 7.5 - Plasseringen til minimums- og maksimumsverdiene til snittkreftene

Snittkreftene som ble brukt til å finne den nødvendige buedimensjonen ble tatt ut ifra en modell med hengestag som hadde en vinkel i planet på 35 grader. Det ble laget to modeller til med de samme dimensjonene og påkjent av den dimensjonerende lastkombinasjonen, disse hadde hengestag med en vinkel på 0 og 45 grader i forhold til radiell retning i planet, se kapittel 9.1.5. Sammenligning av de tre ulike modellene viste at ved å øke vinkelen til 45 grader økte knekk lengden litt og utnyttelsen ble litt større. Ved å senke vinkelen til 0 grader ble knekk lengden over 20 % større og momentet om z-aksen i underkant av 20 % større. Noen av de andre snittkreftene ble mindre, men totalt sett var tverrsnittet mye mer utnyttet. Ved å sette vinkelen til 0 grader ble ikke brua lengre en nettverksbuebru og dette viste at en nettverksbuebru kan gi lavere dimensjoner i buen enn en buebru uten kryssende hengestag. Maksimalverdiene av snittkreftene i buen ved ulike vinkler er gitt i Vedlegg B.3.

7.3 Innfesting av bueopplageret

En mulig innfesting av bueopplageret er vist i Figur 7.5. For å finne hvilken lastkombinasjon som var dimensjonerende for bue- og dekkeropplageret ble de maksimale bueopplagerreaksjonene fra de ulike lastkombinasjonene sammenlignet. Det viste seg at det var lastkombinasjonen med dominerende personlast var dimensjonerende og opplagerreaksjonene

fra denne ble brukt til å dimensjonere opplageret. Opplagerreaksjonene er vist i Vedlegg B.4 og beregning av opplageret er vist i Vedlegg B.5.



Figur 7.6 – Bueopplager

Bolten gir fri rotasjon i planet, de andre reaksjonskreftene må opplageret dimensjoneres for. Innfesting av strekkbåndet og senter av rotasjon ble lagt på samme linje for å unngå ekstra momenter. Overgangen mellom limtrebuen og stålplaten ble beregnet til å være i trykk over hele flaten, og skruene dimensjonert for avskjæring. Skruene som ble brukt gjengestenger med tregjenger i ene enden og metriske gjenger i den andre. Eksempel på en slik stang er vist i Figur 7.6. For å forenkle montering var det ønskelig at opplageret kunne monteres på land og heises ut på fundamentene. Dette ble løst ved at stålplatene, markert 2 på Figur 7.5, sveises til et stålprofil som også den andre buen festes til. Stålprofilet kan deretter støpes fast til fundamentene ved montering av brua, se kapittel 10.



Figur 7.7 - Gjengestang

7.4 Pilhøyde

En vanlig pilhøyde på nettverksbuebruer er 14 %-17 % av bruas spennvidde, grunnen til at det ikke er vanlig å gå over dette er det ikke er estetisk tilfredsstillende. Ved å øke pilhøyden blir strekkraften i hengerne og trykkraften i buen lavere og det blir mindre momenter i buen [12]. Det var ønskelig at gangbrua i denne oppgaven skulle fremstå slank og estetisk tilfredsstillende samtidig som de ulike tverrsnittene skulle optimaliseres. Det ble etter samtale med veileder bestemt at pilhøyden skulle være 15% av spennvidden, det vil si 9 meter.

7.5 Kapasitetskontroller

Dimensjonering av buen ble gjort ved å kontrollere tverrsnittet etter NS-EN 1995-1-1[30]. Kontrollene i standarden gjelder for bærende rette produkter, men i tverrsnittskontrollene blir et plant tverrsnitt kontrollert og derfor kan buen kontrolleres etter punktene i kapittel 6. Buen ble påkjent av trykk i aksialretning, bøyemoment om to akser, torsjonsmoment og skjærkrefter i to retninger. I påfølgende avsnitt defineres kontrollene som er utført.

7.5.1 Skjær og torsjon

Tverrsnittet ble kontrollert etter punkt 6.1.7 og 6.1.8. Bredden av tverrsnittet ble redusert med en faktor 0,67 på grunn av samtidig bøyning i tverrsnittet. k_{shape} med tverrsnitt 825 mm x 450 mm ble beregnet til 1,08. Tverrsnittet ble kontrollert for samtidig skjær og torsjon. Dette er ikke

definert i NS-EN 1995-1-1, men for tretverrsnitt skal kapasiteten f_{vd} sjekkes mot skjær og torsjon i to retninger.

7.5.2 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Ligning (6.19) og (6.20) ble sjekket. For å sjekke stabiliteten til buen måtte også knekking vurderes. Knekkingsanalysen ble utført etter punkt 6.3.2. Knekk lengden ble funnet ved hjelp av knekkingsanalyse i Abaqus, der knekkfaktorer for de ulike lasttilfellene ble funnet. Med Eulerformelen ble knekk lengdene regnet ut og brukt for å finne λ_{rel} . Vipping ble neglisjert fordi momentet om sterk akse virket ut av planet og vipping i planet ble forhindret av krumningen.

7.5.3 Bøyesspenning og strekkspenning vinkelrett på fiberretning i krum bjelke

Bøyesspenningen i krumme bjelker ble kontrollert etter punkt 6.4.3. En faktor k_1 økte bøyesspenningen sammenlignet med rett bjelke. For buen i denne oppgaven ble k_1 tilnærmet lik 1, og økningen i bøyesspenning var neglisjerbar. Moment i buen vil gå strekk vinkelrett på fiberretning, dette ble kontrollert med ligning (6.50) og (6.53). Kapasiteten i tverrsnittet var lav siden k_{vol} var kun 0,22, men strekkspenningen ble også lave da faktoren k_p var så liten som $2 \cdot 10^{-3}$. Dette medførte at tverrsnittet hadde god nok kapasitet, også kombinert med skjærspenningen.

7.6 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand var det ønskelig at buene skulle sjekkes for utbøyning. Det er ikke gitt krav til dette for trebruer i trestandarden eller håndbøkene. For kontrollere utbøyningen ble reglene for utbøyning av stålbruer benyttet. Den sier at utbøyningen skal være mindre enn $L_1/200$, hvor L_1 er kvadratroten av spennvidden ganger 20, se tabell 7.2.

Tabell 7.2 - Utbøyning av bue

| | |
|---------------------------|----------|
| Spennvidden, L | 60 m |
| L_1 | 34,64 m |
| Utbøyningskrav, $L_1/200$ | 173,2 mm |
| Utbøyning fra Abaqus | 60,4 mm |

Utbøyningen fra Abaqus var lavere enn kravet og det antas derfor at den valgte buedimensjonen hadde god nok motstand mot utbøyning.

7.7 Konstruktiv beskyttelse av bue

Det er bestemt at treverket i denne brua ikke skal impregneres, og buen må derfor beskyttes konstruktivt. På horisontale overflater ble det bestemt at det skal benyttes et kobberbeslag. Med kobberbeslag er det ikke nødvendig med god utlufting siden vanndråper under beslaget vil inneholde kobberioner og vil derfor virke som impregnering i kontakt med treverket. På sidene kan buene kles inn på samme måte som stenderverk blir kledd inn i på et hus. Det er viktig med god utlufting slik at treverket kan tørke ut etter en fuktig periode. For buene i denne brua ble det bestemt at en slik type kledning måtte være utskiftbar og føre til at buen får et godt estetisk uttrykk. Kledningen kan bli utført som for eksempel plexiglass, tynn skive av limtre og skråstilte trepaneler. Den kan overflatebehandles og vil gi mulighet for mange forskjellige utforminger. I kombinasjon med lyssetting kan den konstruktive utformingen være med å gi brua et særpreg.

8 Dekke

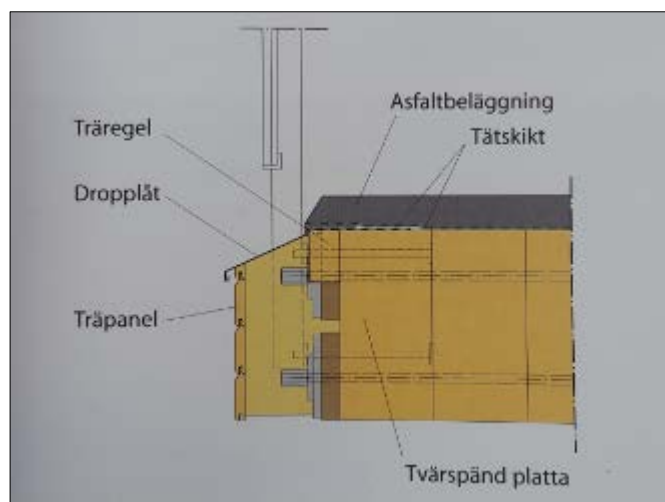
For gangbrua ble det valgt et tredekke av tverrspente lameller. Høyden på dekket er over 223 mm og skurlast kunne derfor ikke benyttes. Ved å bruke limtreplanker som lameller kunne nødvendig tykkelse på dekket oppnås. Dekket spennes opp ved bruk av spennstenger som forankres med en plate, denne fordeler trykkraften i dekket.

8.1 Belegning

Belegningen på trebruer skal være av klasse A3-4 [24]. For full fuktisolering kreves det et lag med Topeka 4s på 12 ± 3 mm. Belegningen er beskrevet i håndbok R762 Prosesskode 2 [31]. Ved kreosotbehandling av tredekke kreves ekstra tiltak ved bruk av Topeka 4S da kreosot reagerer med fuktisoleringen. Dekket på denne brua skulle ikke impregneres og det krevde derfor ingen spesielle tiltak med tanke på fuktisoleringen. Slitelaget ble bestemt til å ha en gjennomsnittlig tykkelse på 80 mm og en tosidig helning på 3 %, dette vil gi en effektiv avrenning.

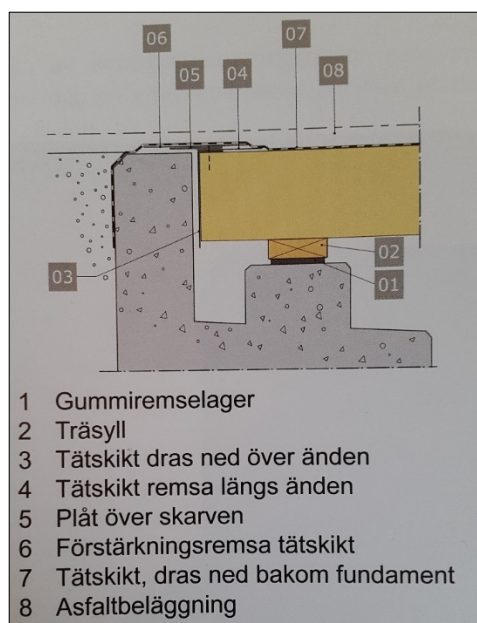
8.2 Konstruktiv beskyttelse av dekket

Trevirke som ikke er kreosotbehandlet skal ha konstruktiv beskyttelse for alle flater. For dekkets underside kreves det god utlufting [24]. Dekkets overside beskyttes med den fukttette belegningen. Sidekanten av dekket kan beskyttes som vist i Figur 8.1 [32] med et beslag som går 200 mm inn under dekkets fukttetting og har et utspring på minimum 30 mm. Beslaget krever god tetting rundt rekkverksstolpene om de er festet langs kanten av dekket. Et alternativ til denne innfestingen er å skråstille rekkverksstolpene slik at de går utenfor fuktbeskyttelsen og festes i underkant av dekket.



Figur 8.1 - Beskyttelse av sidekant dekke og spennsystem med trepanel [32]

Sidekanten av dekket må også beskyttes mot slagregn med en beskyttelse som er utskiftbar og som gjør det mulig å etteroppspenne dekket. En mulig løsning er trepanel som vist i Figur 8.1. I denne figuren er det to spennstenger, men dekket for brua i denne oppgaven vil kun ha et spennstag, se kapittel 8.4.3. Trepanelet er utskiftbart og vil gi flere muligheter for estetisk uttrykk med maling, beising eller utskjæringer i trepanelet. Beskyttelsen kan også lages av plexiglass eller andre materialer kan også benyttes. Endekant av dekket kan beskyttes som vist i Figur 8.2 [32] Dette sikrer vanntett overgang mellom bru og gangvei på land og beskyttelse av endekanten.



Figur 8.2 - Mulig endekant av dekket fra boken Träbroer [32]

8.3 Rekkverk

Håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder [33] gir geometriske krav og styrkekrav til rekkverk for gående og syklende. Rekkverket må være over 1,2 meter høyt og være ikke-klatrevennlig. Rekkverket skal også utføres med en håndskinne. Ved dimensjonering av rekkverket skal rekkverksstolpene dimensjoneres med en punktlast på 1,5 kN som virker i toppen av stolpen enten på langs eller på tvers av rekkverket. Håndlisten skal dimensjoneres for en linjelast på 1,5 kN/m enten horisontalt eller vertikalt. Lasten fra rekkverket ble, som nevnt tidligere, ikke tatt med i abaqusmodellen da det viste seg å være vanskelig og legge den inn i Abaqus. Deformasjonen skal ikke overstige 5 mm i vertikal retning og 10 mm i horisontal retning. Innfestingen mellom håndlisten og rekkverksstolpene skal dimensjoneres for 1,5 ganger belastningen på håndlisten. Rekkverksstolpene kan som nevnt utføres med skrå rekkverksstolper, en vanligere løsning er å feste stolpene inn i sidekant på dekket vist i Figur 8.1. Rekkverket bør utformes i samråd med arkitekter for å få et tilfredsstillende estetisk uttrykk.

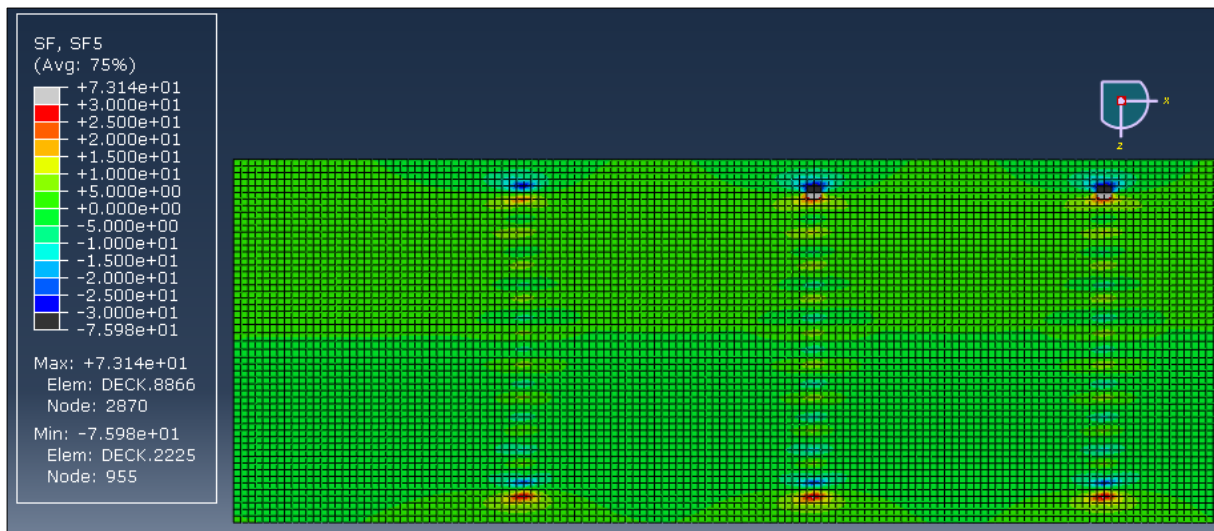
8.4 Dimensjonering

Et tverrspent dekke er en ortotrop plate med forskjellige egenskaper i de ulike retningene. I langsgående retning er egenskapene til dekket lik egenskapene til lamellene i dekket. I tverretningen avhenger egenskapene av oppspenningen og friksjonen mellom lamellene. Ved en forenklet dimensjonering vil bøyemomentet om tverraksen bestemme dekketykkelsen mens skjærkraften og bøyemomentet om lengdeaksen vil bestemme forspenningen [32].

NS-EN 1995-2 punkt 6.1 og en alternativ metode beskrevet av Michael A. Ritter gir forenklete metoder for å dimensjonere dekket [32, 34]. Eurokodens forenklete bjelkemodell tar ikke hensyn til bredden av dekket, det er lastspredningen fra hjullasten bestemmer bjelkens bredde. Forholdet mellom denne bredden og lamellbredden bestemmer systemfaktoren k_{sys} som sammen med kapasitetene for lamellene gir dekkets totale kapasitet i lengderetning. Ritters modell gir en metode for å bestemme bredden til en forenklet bjelke ved hjelp av faktorer som er bestemt etter analytiske og eksperimentelle verdier. Modellen er basert på amerikanske forhold, men erfaringer fra Sverige viser at når det gjelder klima og trematerial så gir modellen gode resultat [32]. Ritter har også utviklet diagrammer hvor dimensjonerende tverrmoment og skjærfordeling over bredden kan leses av for dimensjonering av oppspenning.

8.4.1 Langsgående retning

Kapasitetskontrollen og dimensjonsbestemmelsen av dekket ble utført ved at det først ble laget en forenklet modell av dekket, se kapittel 4.2.2, som ble benyttet til å finne en omtrentlig dekketykkelse. Analysene viste at dekket fikk svært store lokale spenninger i områdene rundt innfestingene av tverrbærerne, se Figur 8.3. Det ble valgt å ikke la dette være dimensjonerende for dekket og det ble heller sett på kreftene utenom tverrbærerne. En oversikt over forskjell i de lokale makssnittkreftene og de valgte dimensjonerende snittkreftene for dekket ved noen lastkombinasjoner er gitt i Tabell 8.1 og Vedlegg C.1. Det var de langsgående kreftene det ble dimensjonert for og det viste seg at en tykkelse på 300 mm var tilstrekkelig. Kapasitetssjekk av dekket er vist i Vedlegg C.2.



Figur 8.3 - Dekkemodell fra Abaqus med store lokale spenninger

Tabell 8.1 - Forskjell i snittkraft mellom felt og over tverrbærere

| | 3b – Personlast | | 2b - Tjenestekjøretøy | |
|-----------------------------------|-----------------|--------|-----------------------|--------|
| | Lokalt | I felt | Lokalt | I felt |
| Langsgående skjærfordeling [N/mm] | 291,9 | 150 | 236,3 | 236,3 |
| Tverrgående skjærfordeling [N/mm] | 75,98 | 30 | 78,44 | 38 |
| Moment om lengdeakse [Nmm/mm] | 9219 | 3000 | 8317 | 5532 |
| Moment om tverrakse [Nmm/mm] | 284300 | 130000 | 191200 | 90000 |

For dekket i langsgående retning kan de store lokale spenningene bety at dekket lokalt må forsterkes i punktene over tverrbærerne. Samtidig kan det også være modelleringen av innfestningen mellom tverrbærerne og dekket som gir disse lokale høye spenningene og det er derfor usikkert om de vil være så store i virkeligheten.

8.4.2 Tverretning

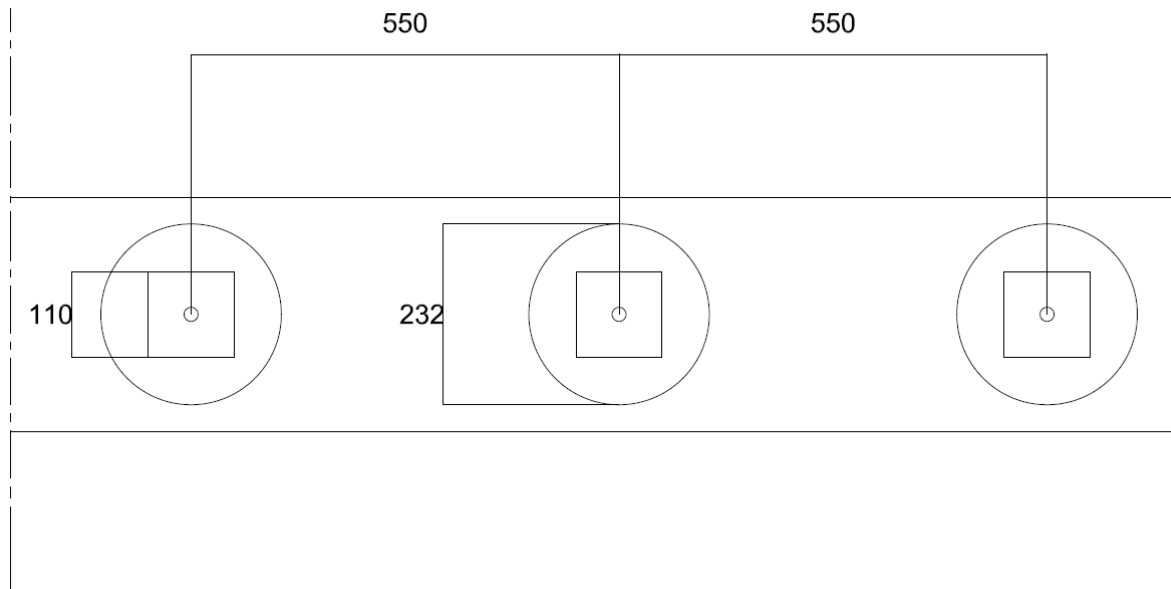
Moment i tverretning og skjærkraftfordelingen i tverretning over høyden av dekket bestemmer nødvendig forspenningskraft. Forspenningen dimensjoneres etter nødvendig kraft for å unngå friksjonsbrudd som er glidning mellom lamellene. En lamell er som et stivlegeme, den kan ikke gli lokalt uten at den deformeres over et større område. Det er den integrerte skjærspenningen over høyden som skal overføres som friksjon. Derfor brukes skjærkraft per løpemeter og spennkraft per løpemeter (n [kN/m] $\leq \mu \cdot p$ [kN/m]) [35]. NS-EN 1995-2 angir laveste gjenværende forspenningstrykk til $0,35 \text{ N/mm}^2$, og det krever at den opprinnelige forspenningen er 1 N/mm^2 . Eurokoden stiller følgende krav for skjærspenningen $F_{v,Ed} < \mu \cdot \sigma_{p,min} \cdot h$. HVOR $F_{v,Ed}$ er dimensjonerende skjærkraft per lengdeenhet. Kravet for gjenværende spennkraft (σ_p) i eurokoden på $0,35 \text{ N/mm}^2$ er basert på dekker av 223 mm skurlast, og passer ikke for tykkere dekker. Minste gjenværende spennkraft er bestemt til 80 kN/m i håndbok N400 [24].

I abaqusmodellen av brua fikk, som nevnt tidligere, dekket store lokale krefter over tverrbærerne. Her ble ikke glidning mellom lamellene et problem siden de var understøttet av tverrbærerne og spennkraften trengte ikke dimensjoneres for disse. Ritters modell ga, som nevnt tidligere, en måte for å bestemme dimensjonerende skjærkraft og moment i tverretning for fritt opplagte tverrspente dekker. Dekket i denne oppgaven hadde en total spennvidde på 60 m, men på grunn av tverrbærerne var dekket i virkeligheten understøttet hver 4. meter. I Ritters modell ble spennvidde på 4 meter brukt i formlene for α og θ . Beregning av dette er gitt i Vedlegg C.3. Ved bruk av modellen ble bestemt V_t til et sted mellom 9 og 18 N/mm og M_t til ca 1500 Nmm/mm. Det er lavere verdier enn kreftene fra Abaqus, grunnen til dette kan være usikkerheten i avlesning av diagrammene Ritter baseres på. De lave verdiene fra Ritter gir grunn til å anta at verdiene for moment og skjær i felt er riktige å bruke i dimensjoneringen.

8.4.3 Spennkraft

I håndbok N400 pkt 9.3.3 anbefales det bruk av stål med fasthet på minimum 900 MPa for å redusere antallet re-oppsettinger. Det ble valgt et spennstangsystem fra Dywidag, type

WR18, dette tilfredsstilte kravet på 0,1 %-trekkfasthetgrense på minimum 900 MPa [36]. Håndbok N400 gir regler for beregning av spennkraft. Beregning av nødvendig spennkraft er gitt i Vedlegg C.4. Som nevnt ble dimensjonerende snittkrefter satt til å være snittkreftene i dekket mellom tverrbærerne, da holdt en dekketykkelse på 300 mm.



Figur 8.4 - Plassering av spennstål

Større snittkrefter ga liten maksimumsavstand mellom spennstengene, og diameteren til nødvendig forankringsplate mot treet ble større enn dekketykkelsen. Ved beregning av nødvendig mellomagsplate mellom forankringsplaten og limtredekket kunne trykkfasthet vinkelrett på fiberretningen settes til 5,5 MPa, mot 2,7 MPa som er tabulert verdi for GL30c. Verdien er definert i Treteknisk rapport 86 [37]. Bruken av rapporten er regulert i endringsblad A1:2013. Resultat av beregningen er vist i Figur 8.4

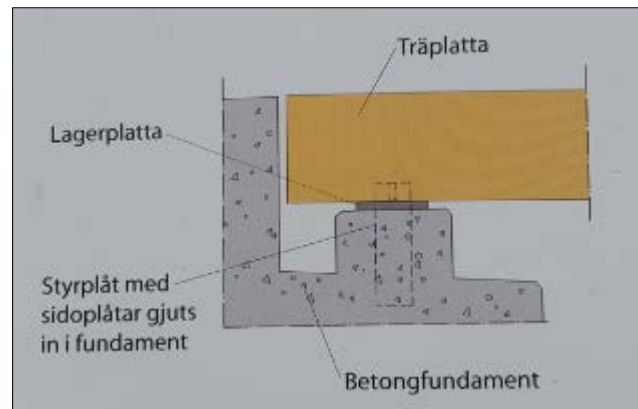
8.4.4 Lokal dimensjonering av punktlast

Største punktlast på dekket var 54 kN med effektiv kontaktflate på 40000 mm². Dette ga dimensjonerende trykkspenning på 1,35 N/mm², som var under dimensjonerende fasthet vinkelrett på fiberretningen for GL30c.

8.5 Dekkeopplager

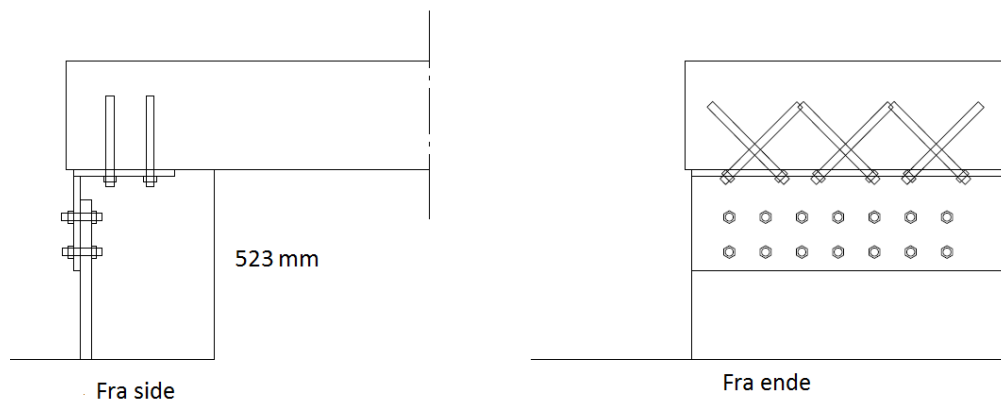
Et enkelt opplager for dekket kan utformes som vist i Figur 8.5 [32] med tetningen som beskrevet vist i Figur 8.2. Med denne løsningen vil horisontale langsgående krefter overføres til betongveggen ved direkte trykk. De skrå hengestagene vil kunne overføre de horisontale

dekkereftene opp i buen. Sideveis må dekket være fastholdt for å kunne oppta laster i tverretning. Hengestagene vil kunne ta noe av kreftene, men sideveis er ikke vinkelen stor nok. Løsningen i Figur 8.5 sikrer dette ved stålplater som passer inn i tilpassede spor i dekket, og kreftene overføres med kontakttrykk.



Figur 8.5 - Enkelt opplegg på betong [32]

Denne løsningen er ikke optimal når dekket skulle samvirke med buer. Det er ønskelig at opplageret til dekket skal være en del av buens opplager. Det vil bety at i prinsippet kan brua monteres på land og løftes som en enhet ut på fundamentene. Oppspenningen av dekket blir både enklere og tryggere siden det ikke trenger å foregå over elva. Dekket kan legges på en vinkelprofil som er boltet til en stålplate. Denne sveises på det samme stålprofilet som buen festes til. Den totale høyden til vinkelen og stålplaten må være 523 mm. Det er avstanden mellom underkant dekke og stålprofilet på grunn av tverrbæreren og høyden på bueopplageret. Det store stålprofilet løftes inn på fundament av betong. Sideveis fastholding av dekket opprettholdes ved at store gjengestenger med tregjenger på ene enden og metriske gjenger på andre enden skrues opp i dekket gjennom vinkelprofilen. Ved å la skruene stå i en vinkel på 45 grader vil skjærkraften kunne tas opp som strekk og trykk i parvise skruer, se Figur 8.6.



Figur 8.6 - Forslag til opplagerdetalj av dekket

Forenklede beregninger for dette er vist i Vedlegg C.5 og de opplagerreaksjonene som er brukt til dimensjoneringen er vist i Vedlegg B.4. For å finne hvilken lastkombinasjon som ga de største opplagerreaksjonene ble det, som nevnt tidligere tatt utgangspunkt i den lastkombinasjonen som ga de største opplagerreaksjonene i buen. Skulle det bli tatt utgangspunkt i opplagerreaksjonene i dekket ville dette være mye mer tidskrevende og samtidig er ikke metoden for å ta ut opplagerreaksjonene veldig nøyaktig, se kapittel 4.4. Det ble derfor antatt at den lastkombinasjonen som ga de største opplagerreaksjonene i buen ga de største i dekket også. Den forenklede beregningen av dekket tok kun hensyn til reaksjonskraften i tverretning. I virkeligheten oppsto det flere reaksjonskrefter i dekkeopplageret. Disse kreftene vil gi deformasjon i vinkelen og stålplaten, det må derfor være plass i bakkant for denne deformasjonen. Det er ikke utført nøyaktig dimensjonering av dekkeopplageret, men det ser ut til at løsningen som er vist i Figur 8.6 vil være mulig selv med større krefter, ved å benytte flere gjengestenger.

8.6 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand ble dekket sjekket for nedbøyning etter kravet i NS EN 1995-2 [34]. Det sier at nedbøyningen skal være mindre enn $L/200$, hvor L er spennvidden. Det ble sjekket både for global nedbøyning, med spennvidde lik 60 meter, og lokal nedbøyning, med spennvidde lik 4 meter. Resultater er vist i Tabell 8.2

Tabell 8.2 – Nedbøyning av dekket i bruksgrensetilstand

| | |
|---|---------|
| Spennvidde globalt, L_g | 60 m |
| Nedbøyningskrav globalt, $L_g/200$ | 300 mm |
| Global utbøyning fra Abaqusmodellen av brua | 39,3 mm |
| Spennvidde lokalt, $L_l/200$ | 4 m |
| Nedbøyningskrav lokalt, $L_l/200$ | 20 mm |
| Lokal nedbøyning fra Abaqus | 6 mm |

Både den lokale og den globale nedbøyningen fra Abaqusmodellen av brua var godt innenfor kravene. Den lokale nedbøyningen var noe usikker å ta ut fra Abaqus fordi Abaqus oppgir den ikke, den tas ut ved å flytte på grenser og se hvor fargen endrer seg. Det antas å ikke være et problem da den er langt under kravet.

9 Stål

Alt stålet, utenom spennstagene, skal utføres med stål kvalitet S355 [24]. For å beskytte stålet mot fukt skal alt utvendig stål overflatebehandles ved bruk av et duplexsystem. Dette inkluderer et katodisk beskyttende metallbelegg og maling [31]. Enden av tverrbærerne skal tettes med en plastpropp for å unngå at det kommer fuktighet inn i rørene. Det er også mulig å sveise et profil til enden av tverrbærerne for å tette, men dette gir dårligere tilgang til inspeksjon inni tverrbærerne enn en plastpropp. Alle ståldelene, utenom spennstålet, er plassert på utsiden av brua og er derfor enkle å bytte ut om det skulle bli behov for det.

9.1 Hengestagene

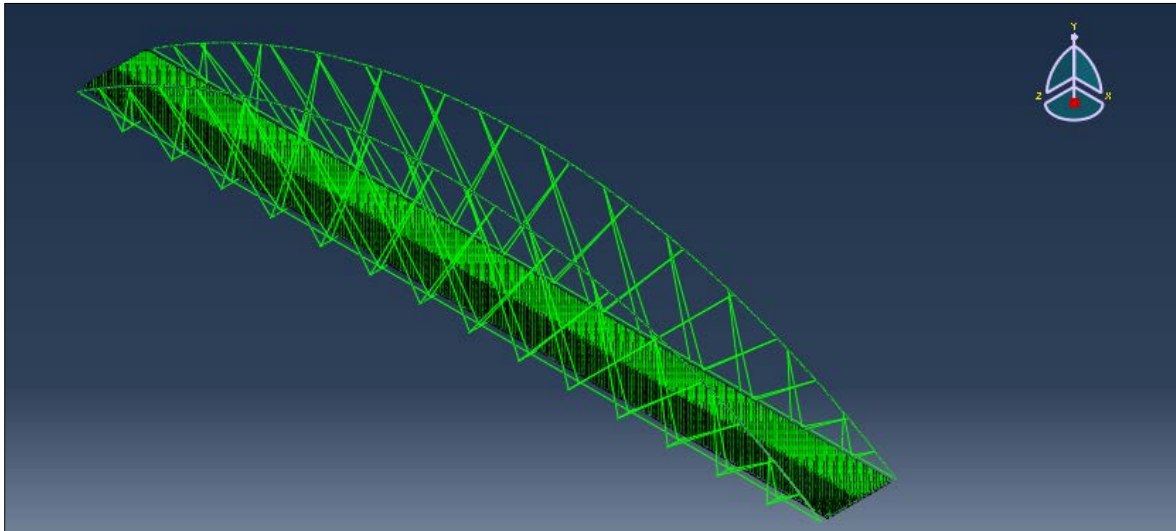
Hengestagene går fra tverrbærerne til buen, de skal overføre kreftene fra tverrbærerne til buen og føre til sideveis stabilitet. Det er ikke fagverk mellom buene og det er derfor skråstilling av hengestagene som gir brua sideveis stabilitet. Det er 14 tverrbærere under dekket og på hver av disse festes 8 hengestag, dette gir totalt 112 hengestag i brua.

9.1.1 Tverrsnitt

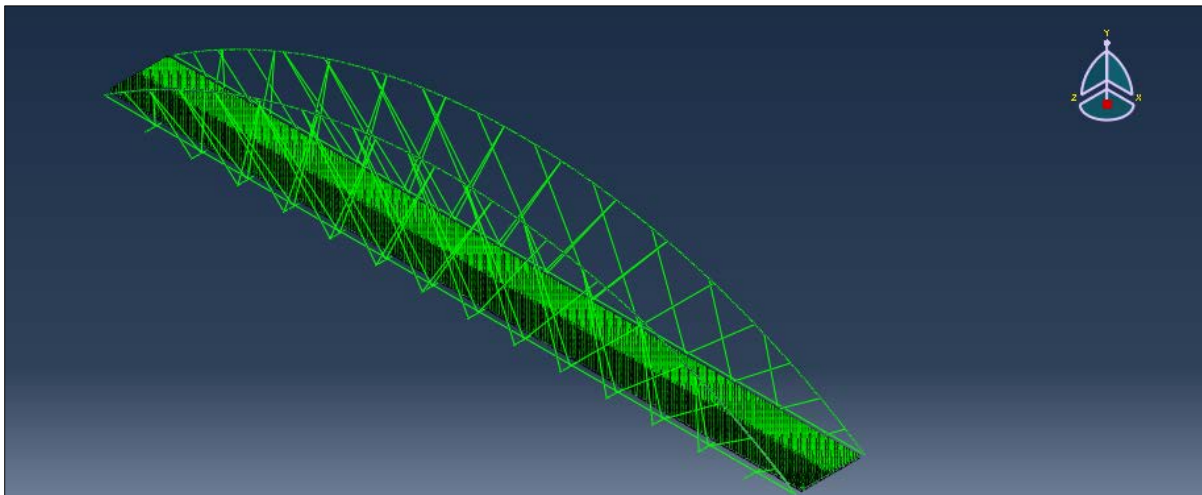
Alle hengestagene i en nettverksbuebru burde ha den samme dimensjonen og dette ble derfor tilfellet for gangbrua i denne oppgaven [1]. Hengestagene lages av rundstål og strekkraften ble kontrollert for de ulike lastkombinasjonene mot punkt 6.2.3 i NS EN 1993-1-1[38], se Vedlegg D.1. Etter at kapasitetskontrollen var gjennomført ble det bestemt at en diameter på 45 mm var nødvendig, det var lastkombinasjonen med dominerende personlast som var dimensjonerende. Det ble deretter oppdaget at modellen ga trykk i noen av hengestagene, se avsnitt 7.1.2. Etter at hengestagene med trykk ble fjernet i modellen påkjent av den dimensjonerende lastkombinasjon viste analysen i Abaqus at den maksimale strekkraften var mer enn halvert i forhold til de analysene hengestagene ble dimensjonert etter. Grunnen til dette kan være at hvis et hengestag i strekk har et nabohengestag i trykk og hengestaget i trykk fjernes kan hengestaget i strekk få lavere belastning. Når strekkraften ble halvert ga en diameter på 45 mm en relativt lav utnyttelse av hengestagene. Det ble besluttet å beholde diameteren på 45 mm fordi å fjerne hengestagene i trykk for alle lastkombinasjonene var, som diskutert i neste avsnitt, ikke gjennomførbart på grunn av ustabiliteter. Det er satt til videre arbeid å optimalisere diameteren.

9.1.2 Hengestag med trykk

Det ble oppdaget at abaqusmodellen av brua ga en ganske stor trykkraft i noen av hengestagene, den var på opptil 200 kN for lastkombinasjonen som ga høyeste utnyttelse av brua. Hengestagene skal konstrueres slik at de ikke tar opp trykk og med så store trykkrefter i hengestagene i modellen er det rimelig å anta at momentene og kreftene i resten av modellen kan bli feil.



Figur 9.1 - Abaqusmodellen av brua før hengestagene i trykk ble fjernet



Figur 9.2 - Abaqusmodellen av brua etter hengestagene i trykk ble fjernet

For å få et riktigere bilde av snittkreftene i brua ble hengerne med trykk fjernet fra abaqusmodellen påkjent av den dimensjonerende lastkombinasjonen. Etter at hengerne med trykk ble fjernet og en jobb ble kjørt viste det seg at det ble trykk i noen flere henger. Disse ble fjernet og i den neste jobben som ble kjørt var det kun strekk i hengerne. Det var totalt 28

hengestag som ble fjernet, Figur 9.1 viser brua før disse ble fjernet og Figur 9.2 viser brua etter at disse ble fjernet. Tabell 9.1, 9.2 og 9.3 viser en oversikt over momenter og krefter i brua før hengestagene ble fjernet og etter at alle med trykk ble fjernet.

Tabell 9.1 - Strekk i hengere med og uten trykk i hengere

| | Alle hengestagene | Alle hengerne med trykk fjernet |
|-----------------------|-------------------|---------------------------------|
| Strekk i hengere [kN] | 408,5 | 184,2 |
| Strekkbånd [kN] | 1400 | 1420 |

Tabell 9.2 - Snittkrefter i tverrbærere med og uten trykk i hengere

| Tverrbærer | F_x [kN] | F_y [kN] | F_z [kN] | M_x [kNm] | M_y [kNm] | M_z [kNm] |
|---------------------------------|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|----------------|
| Alle hengestagene | 282,4 | 429,4 | 143,7 | 138,6 | 122,8 | 162,3 |
| Alle hengerne med trykk fjernet | 303,6 | 349,5 | 137 | 119,9 | 124,1 | 214 |

Tabell 9.3 - Snittkrefter i buen med og uten trykk i hengere

| Bue | F_x [kN] | F_y [kN] | F_z [kN] | M_x [kNm] | M_y [kNm] | M_z [kNm] |
|---------------------------------|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|----------------|
| Alle hengestagene | -1911 | 112,8 | 121,3 | -16,23 | -187 | -418,8 |
| Alle hengerne med trykk fjernet | -1904 | 48,71 | 116,2 | -16,7 | -177,4 | -293,9 |

Tabell 9.3 viser at ved å fjerne hengestagene i trykk ble blant annet momentet ut av planet i buen redusert med omtrent 30 %, men utnyttelsen av buen ble større fordi knekk lengden økte, se kapittel 7.2. Strekkbåndet fikk en noe høyere strekkraft når noen av hengestagene ble fjernet, men kapasiteten var fortsatt god nok. I hengestagene ble strekkraften mer enn halvert og de fikk veldig god kapasitet, som nevnt i forrige avsnitt. I tverrbærerne ble momentet ut av planet omtrent 30 % større, men kapasiteten var fortsatt god nok. Det ble besluttet å beholde de

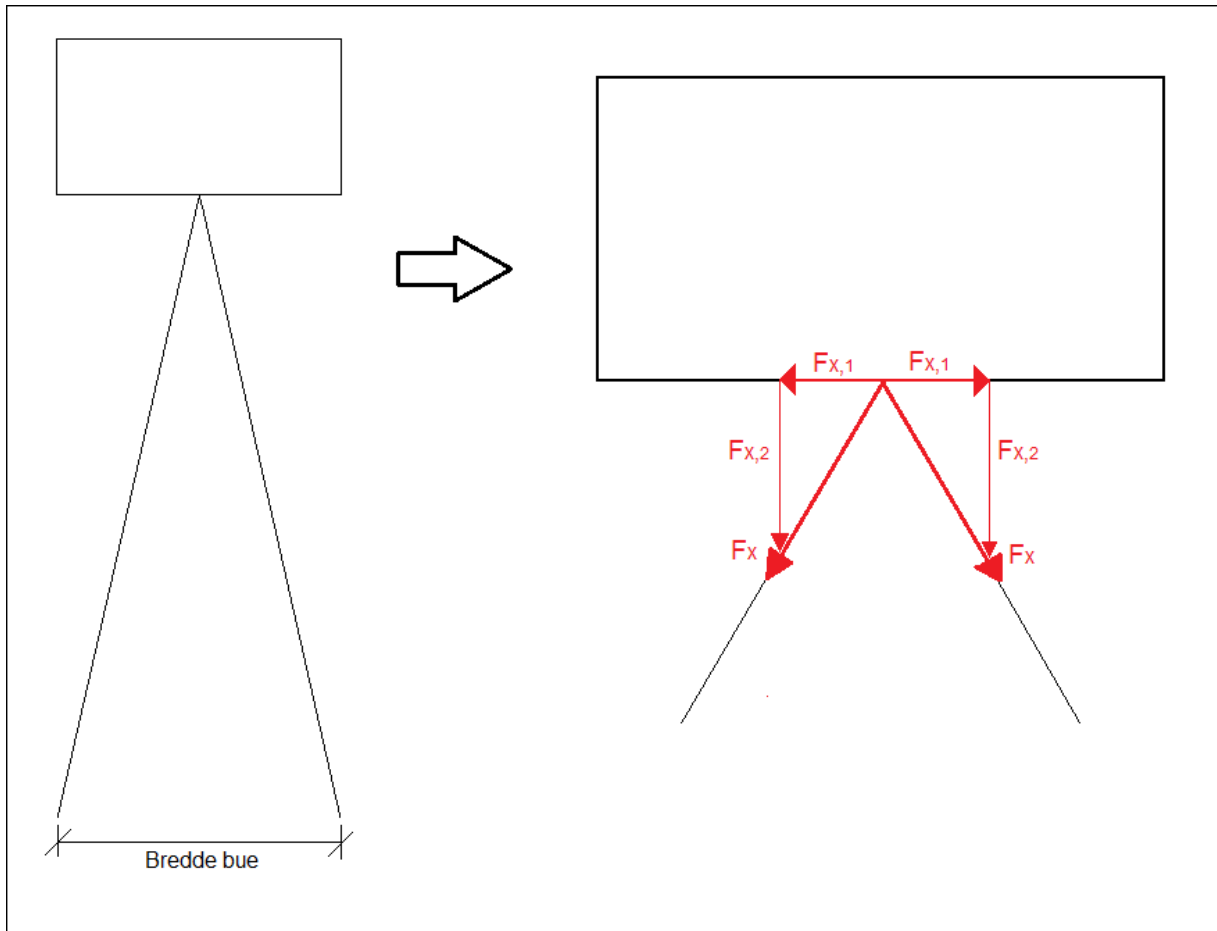
dimensjonene som allerede var bestemt da de hadde god nok kapasitet i forhold til snittkreftene før og etter hengestagene med trykk ble fjernet. For å kontrollere hvordan snittkreftene endret seg ved andre lastkombinasjoner enn den dimensjonerende ble det forsøkt å fjerne hengestagene i trykk fra baqusmodellene påkjent av dominerende skjev personlast og dominerende last fra tjenestekjøretøyet. Det var i utgangspunktet 28 hengestag i trykk ved dominerende skjev personlast og 32 hengestag i trykk ved dominerende last fra tjenestekjøretøy. Det er rimelig å anta at ved å fjerne disse vil det skje det samme som ved den dimensjonerende lastkombinasjonen, etter å ha kjørt en analyse er det flere hengestag i trykk som må fjernes. Dette fører til at antall hengestag i trykk i virkeligheten vil være høyere. Problemet med å fjerne hengestagene i trykk fra abaqusmodellene med disse lastkombinasjonene var at det oppsto problemer med konvergens og globale ustabiliteter og analysen ble avlyst. Dette kan skyldes at det ikke var sikkert alle hengestagene som er i trykk i det siste laststeget var i trykk i alle laststegene. På grunn av dette var det ikke mulig å undersøke hvordan påkjenningen fra andre lastkombinasjoner enn den dimensjonerende ble endret uten hengestag i trykk. Alle delene av brua fikk høyest utnyttelse av den dimensjonerende lastkombinasjonen og det var derfor rimelig å anta at de andre lastkombinasjonene ikke ville gi høyere utnyttelse. Videre burde det fokuseres på å endre modellen slik at det ikke er trykk i hengestagene istedenfor å bruke den tidskrevende og delvis ikke-fungerende metoden med å fjerne hengestagene i trykk Hvis dette viser seg å ikke være mulig kan hengestagene modelleres slik at hengestagene som er festet i samme punkt i buen ikke henger sammen i modellen. Dermed kan E-modulen eller tverrsnittet til hengestagene i trykk gjøres mindre, dette ble ikke utprøvd og det er derfor vanskelig å vite om det vil fungere.

9.1.3 Innfesting

Hengestagene festes i toppen til buen og i bunn til tverrbærerene. Innfestingen i tverrbærerene vil bli hver fjerde meter mens innfestingen i buen vil bli med ujevne mellomrom. Det er fordelaktig å plassere hengestagene med jevn avstand langs buen fordi da senkes momentene, men dette vil gi ulik lengde mellom innfestingen ved dekket [12]. Hengerne skal festes til tverrbærerene og det blir ikke sett på som et alternativ å ha disse med ujevn avstand til hverandre. Det ble bestemt at hengerne festes til tverrbærerene ved at det bores hull i tverrbærerene i samme retning som den enkelte hengerens orientering i planet. Hengeren føres deretter gjennom hullet hvor den festes med en klave. Dette er mulig fordi det er valgt et sirkulært tverrsnitt til tverrbærerene, se kapittel 9.3, hadde tverrbærerene vært for eksempel et I-profil hadde innfestingen blitt mer komplisert. Den valgte løsningen vil gi en redusert kapasitet i tverrbærerene der det bores hull,

dette antas å ikke være et problem da tverrbærerene ikke har størst utnyttelse på samme sted som hullene, men det settes allikevel til videre arbeid. Hengerne kan bare ta opp strekk og en fordel med denne løsningen er at om det kommer trykk i hengerne eller de utvides på grunn av høy temperatur vil de dyttes gjennom tverrbæreren istedenfor å knekke ut. Samtidig vil klaven som festes til tverrbæreren holde igjen om det blir strekk i hengestaget.

Det ble bestemt at innfestingen i buen vil skje ved at to eller flere gjengestenger skrues inn midt av bredden til buen med en vinkel tilsvarende vinkelen til hengestagene i planet. Ut av planet er det ingen vinkel mellom gjengestengene og vertikalen. En brakett skrues til gjengestengene og hengestagene festes i denne. Det er to hengestag som festes i hver brakett, de har samme orientering i planet, men ulik orientering ut av planet. Grunnen til at orienteringen til gjengestengene er lik orientering til hengestagene i planet er at dette vil gi kun strekk i gjengestengene i denne retningen. For å unngå avskjæring av gjengestengene er det hensiktsmessig å gjøre det på denne måten. Ut av planet har hengestagene fra samme buerinnfesting ulik retning, men samme vinkel med vertikalen, Figur 9.3 viser hengestagene ut av planet og kreftene som virker i de. Det oppstår en horisontalkraft om strekkraften i hengestagene er ulik. Om de er like vil den horisontale komponenten til strekkraften i hengestagene være i likevekt og det blir kun vertikale laster på gjengestengene.



Figur 9.3 - Hengestagene ut av planet og dekomponering av strekkraften i de

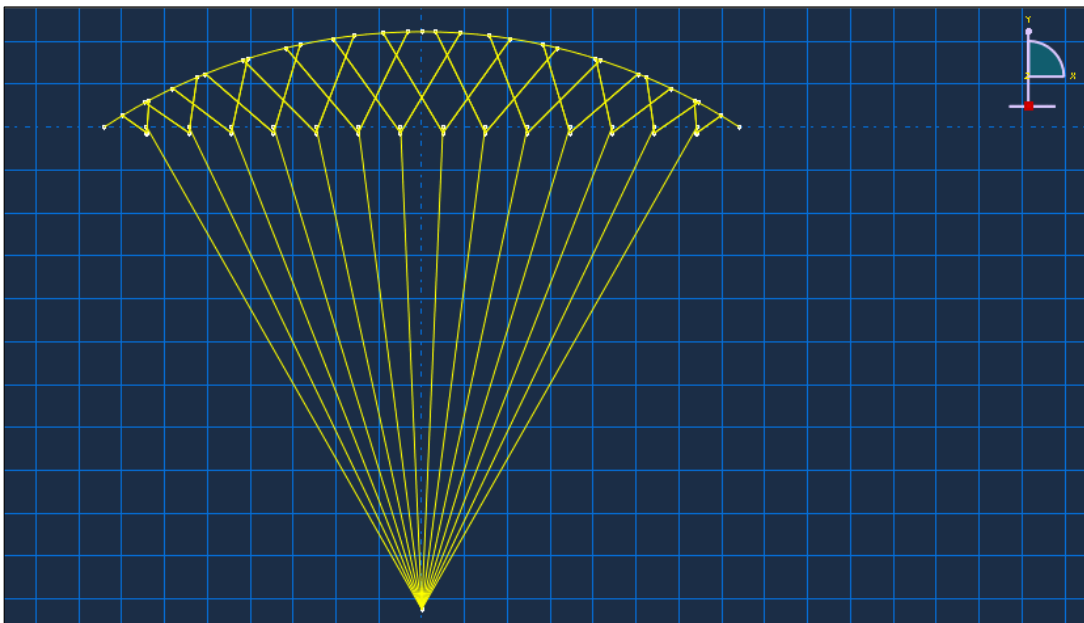
9.1.4 Orientering ut av planet

På de fleste nettverksbuebruene som er bygget hittil sørger et vindfagverk mellom buene for sideveis stabilitet til brua og hengestagene har ingen vinkel ut av planet. Dette gjelder for eksempel Håkkadalsbrua, Bolstadstraumen bru, Brandangersundet bru og Steien bru, se kapittel 1.2. Gangbrua i denne oppgaven skal ikke ha vindfagverk mellom buene og det er skråstillingen av hengestagene ut av planet som skal sørge for sideveis stabilitet til brua. Med større vinkel til vertikalen vil den horisontale komponenten til strekkraften øke og hengestengene vil kunne stå imot den horisontale vindlasten. Figur 9.3 viser hvordan strekkraften kan dekomponeres i et par hengestag fra samme innfestingspunkt. To hengestag fra samme innfestingspunkt i buen festes på samme tverrbærer med en avstand lik bredden til buen. Denne avstanden ble valgt på grunnlag av at det har, for en nettverksbuebro med betongdekke og trebue, blitt kjørt analyser som viser at ved å øke avstanden mellom innfestingene til det samme som bredden blir utbøyningen av buen mindre. Det viste seg også at å øke avstanden mellom innfestingen på tverrbærer ytterligere hadde liten effekt på utbøyningen ut av planet [39]. Fra et estetisk og

praktisk synspunkt er det fordelaktig at avstanden langs tverrbæreren ikke overskrider bredden til buen. Grunnen til dette er at om avstanden økes vil området med hengestag gå utenfor området buen tar opp, dette vil kunne gi et negativt estetisk inntrykk og ta opp mye plass som ikke kan brukes til noe annet.

9.1.5 Orientering i planet

Nettverksbuebruer har, i motsetning til buebruer med vertikale hengestag, skråstilte hengestag i planet. Ved jevnt fordelt last vil buebruer med vertikale hengestag fungere godt, men for punktlaster eller skjevlast vil nettverksbuebruer ha lavere momenter i buen sammenlignet med en buebru med vertikale hengestag. Grunnen til dette er at de skråstilte hengestagene vil forhindre deformasjonen av buen og dekket mye bedre enn de vertikale hengestagene og med mindre deformasjon blir momentene mindre. Dette fører til at buen i en nettverksbuebru kan være slankere enn buen i en buebru med vertikale hengestag [1, 12]. Skråstilte hengestag fordeler lasten fra et lite området på dekket over et mye større område på buen enn vertikale hengestag.



Figur 9.4 - Radielle linjer fra midtpunktet av sirkelen buen er en del av til tverrbærerne

Når helningen til hengestagene skal bestemmes er det flere hensyn som må tas. Stor helning på hengestagene kan føre til økt relaksasjon av hengestagene. Liten helning kan gi store bøyemomenter [1]. Vinkelen til hengestagene ble, i samråd med veilederen, bestemt til å ligge mellom 35 og 45 grader da dette området hadde gitt de beste resultatene tidligere. Buen er, som nevnt i kapittel 7.1, en del av en sirkel, hvert innfestingspunkt i planet på tverrbæreren vil derfor

ha en radiell linje til buen og alle de radielle linjene vil møtes i senterpunktet, se Figur 9.4. Grunnen til at det ser ut som de radielle linjene ikke treffer tverrbærerne er at Figur 9.4 viser projiseringen fra hengestagene som er vinklet ut av planet i planet. På hvert innfestingspunkt på tverrbærerne festes to hengestag og vinkelen til disse i planet vil være i forhold til den radielle linjen. Hengestagene som festes på venstre side av bruene vil derfor skrå mer mot venstre enn de som festes nærmere midten, på høyre siden vil hengestagene skrå mot høyre. Det ble tatt utgangspunkt i en vinkel på 35 grader på hengestagene for å finne dimensjonene til brua og deretter ble de maksimale snittkreftene sammenlignet med en modell med 45 grader vinkel på hengestagene med de samme dimensjonene. Kapasitetskontrollen av buen med 35 graders vinkel på hengestagene, se Vedlegg B1, viste at det var lastkombinasjonen med dominerende personlast som ga høyest utnyttelse av brua. Det var denne lastkombinasjonen modellen med 45 graders vinkel på hengestagene er kontrollert for. Analysene viste at begge modellene fikk trykk i hengestagene, disse ble fjernet og analysene ble kjørt på nytt. Det var 28 hengestag i trykk i modellen med 35 grader og 22 hengestag i trykk i modellen med 45 grader. De maksimale snittkreftene før og etter at hengestagene med trykk ble fjernet er vist i tabell 9.4, 9.5 og 9.6.

Tabell 9.4 - Maksimale snittkrefter bue

| Maksimale snittkrefter bue | F_x [kN] | F_z [kN] | F_y [kN] | M_x [kNm] | M_z [kNm] | M_y [kNm] |
|----------------------------------|------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| 35 grader, hengere i trykk | -1911 | 121,3 | 112,8 | -16,23 | -418,8 | -187 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | -1904 | 116,2 | 48,71 | -16,7 | -293,9 | -177,4 |
| 45 grader, hengere i trykk | -1938 | 147,2 | 111,9 | -16,52 | -366,4 | -178 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | -1931 | 157,7 | 56,38 | -16,73 | -301,8 | -189,9 |

Tabell 9.5 - Maksimale snittkrefter tverrbærere

| Maksimale snittkrefter tverrbærere | F_x [kN] | F_z [kN] | F_y [kN] | M_x [kNm] | M_z [kNm] | M_y [kNm] |
|------------------------------------|------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| 35 grader, hengere i trykk | 282,4 | 143,7 | 429,4 | 138,6 | 162,3 | 122,8 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 303,6 | 137 | -350,2 | 119,9 | 214 | 124,1 |
| 45 grader, hengere i trykk | 291,6 | 146,4 | 442,2 | 131,5 | 151,3 | 117 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 304,6 | 133,6 | 363,7 | 126,9 | 203,7 | 122,6 |

Tabell 9.6 - Maksimale strekkrefter

| Maksimale strekkrefter | F_x strekkbånd [kN] | F_x hengestag [kN] |
|----------------------------------|-----------------------|----------------------|
| 35 grader, hengere i trykk | 1400 | 408,5 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 1420 | 184,2 |
| 45 grader, hengere i trykk | 1331 | 411,4 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 1315 | 232,8 |

I tverrbærerne ble momentene og kreftene omtrent det samme ved å øke vinkelen, det samme gjelder strekkraften i hengerne og tverrbærerne. I buen ble skjærkraften i z-retning over 35 % større, i y-retning ble den over 15 % større og momentet om y-aksen ble omtrent 7 % større når vinkelen ble økt til 45 grader. I buen var det knekking ut av planet som var dimensjonerende, når vinkelen ble økt fra 35 til 45 grader økte knekk lengden og buen fikk derfor høyere utnyttelse. Ut ifra dette er fordelene med hengestagvinkel på 45 grader at færre hengestag får trykk, men antall hengestag i trykk kan endres med andre lastkombinasjoner. Ulempen er at knekk lengden ble lengre og noen av kreftene og momentene større. Ut ifra dette virker det som den beste løsningen er å beholde vinkelen på 35 grader, men for å undersøke dette enda bedre burde modellen forbedres slik flere lastkombinasjoner kan undersøkes. Og det burde utføres en sjekk av snittene til maksverdiene, ikke bare kombinasjonen av disse.

For å undersøke hvor mye utnyttelsen av buen ble endret når vinkelen i planet var 0 grader, ble det laget en slik modell i Abaqus. Den hadde de samme dimensjonene på brua som modellen med 35 grader vinkel i planet, men det er halvparten så mange hengestag i planet på denne modellen. Radiusen på hengestagene ble økt så de har den samme kapasitetene som to

hengestag. Hengestagene vil følge radiell retning, det vil gi tilnærmet vertikale hengestag midt i spennet og noe helning på kanten. Ingen hengere krysser hverandre og det er derfor ingen nettverksbuebru. Denne modellen ble påført den dimensjonerende lastkombinasjonen og resultater fra abaqusmodellen omtales i avsnitt 7.2.

9.2 Strekkbånd

Strekkbåndene plasseres under tverrbærerne, fra buende til buende, og tar opp horisontalkreftene fra buen. I den numeriske modellen var det et strekkbånd under hver bue og strekkraften i strekkbåndet ble tatt ut fra hver lastkombinasjon. Strekkraften ble deretter sammenlignet med punkt 6.2.3 i NS EN 1993-1-1. Det ble bestemt at strekkbåndene skal utføres i rundstål og en diameter på 100 mm var tilstrekkelig. Det var lastkombinasjonen med dominerende personlast som ga den største utnyttelsen av strekkbåndet, denne var på 0,53, se Vedlegg D.1. Dette er en lav utnyttelse, men ved å sammenligne utnyttelsen av bue ved maks F_x og strekkbånddiameter, se Tabell 9.7, ser det ut som at om strekkbåndets diameter øker blir enten utnyttelsen av buen uendret eller lavere. Grunnen til at utnyttelsen blir lavere kan være at strekkbåndet gjør deformasjonen langs brudekket mindre og et mindre tverrsnitt vil gi større deformasjoner av dekket og større momenter i buen.

Tabell 9.7 - Sammenligning av utnyttelse av bue ved ulike ståltverrsnitt

| Buedimensjon bxh | Diameter tverrbærer | Tykkelse tverrbærer | Diameter strekkbånd | Utnyttelse av bue ved maks F_x |
|---------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------------------|
| 760 mm x 450 mm | 323,9 mm | 20 mm | 100 mm | 1,00 |
| 760 mm x 450 mm | 323,9 mm | 20 mm | 120 mm | 0,95 |
| 760 mm x 495 mm | 323,9 mm | 16 mm | 120 mm | 0,89 |
| 760 mm x 495 mm | 323,9 mm | 16 mm | 140 mm | 0,90 |
| 825 mm x 450 mm | 273 mm | 16 mm | 100 mm | 0,80 |
| 825 mm x 450 mm | 273 mm | 16 mm | 120 mm | 0,79 |

Fordelen med å ha strekkbånd er at de tar opp en stor del av horisontalkreftene fra brua og fundamentene må nesten kun dimensjoneres for vertikale laster. I denne omgang blir ikke fundamentene dimensjonert og det er derfor praktisk at den oppgaven er så enkel som mulig. Strekkbåndene gjør det, sammen med bueopplagerdetaljen, mulig å bygge brua på land og heise den på plass, se kapittel 10.

Det ble, som nevnt i kapittelet 4.3, nødvendig å fjerne endel hengestag fordi de hadde trykk. Strekkraften i strekkbåndet fikk kun en økning på 20 kN av dette, kapasiteten var fortsatt god nok med stor margin. Det ble også oppdaget at en liten del av det ene strekkbåndet ved det ene opplageret hadde en trykkraft på 35 kN. Denne er mye mindre enn den som var i tverrbærerne, kun 2,5 % av den maksimale strekkraften i strekkbåndet. Dette ble ikke undersøkt nærmere fordi den ble antatt å ikke påvirke brua i stor grad på grunn av størrelsen. Det var også stor usikkerhet i forhold til hvordan dette kunne undersøkes fordi det vil bli feil å fjerne et av strekkbåndene. Det anbefales å forbedre modellen slik at strekkbåndet ikke kan ta trykk for å få et klart bilde av hva denne trykkraften eventuelt har å si for kreftene og momentene i brua.

Det var først tenkt å ha et strekkbånd under hver bue og det er dette som er tatt med i den numeriske modellen. For å gjøre innfesting enklere ble det bestemt at det skal det være to strekkbånd under hver bue, totalt 4 stykker. Strekkbåndene festes til bueopplager, se kapittel 7.3. Med to strekkbånd istedenfor ett må arealet til et strekkbånd med diameter på 100 mm gjøres om til et likt areal fordelt på to strekkbånd. Dette ga to strekkbånd med diameter 70 mm. Figur 9.5 [40] viser Fretheim bru som har to strekkbånd under hver bue, men i motsetning til strekkbåndene i brua i denne oppgaven ligger de over tverrbærerne. Strekkbåndet plasseres under tverrbærerne fordi ved deformasjon av tverrbærerne vil strekkbåndet trykkes ned, hvis det ligger over blir det derimot dratt ned. Hvis strekkbåndet ligger under tverrbærerne må derfor ikke forbindelsen mellom strekkbåndet og tverrbærerne være så sterk som det må være om strekkbåndet ligger over.

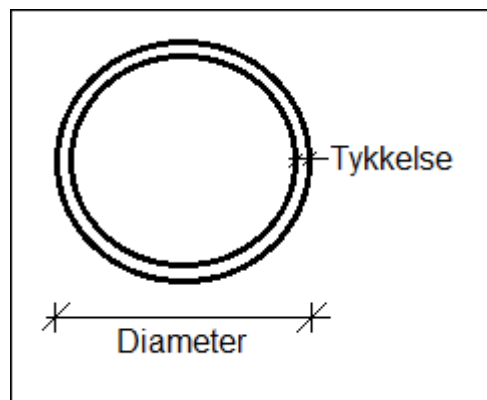


Figur 9.5 - Fretheim bru [40]

Utnyttelsen av strekkbåndene var relativt lave og for å optimalisere brua videre burde det undersøkes hvordan kreftene, momentene og utnyttelsen av resten av brua endrer seg om diameteren til strekkbåndet minkes til utnyttelsen blir 80 - 90 %. I denne oppgaven måtte det settes en begrensning på antall analyser på grunn av tid og harddiskplass og det ble fokusert på å få ned bue- og tverrbærerertversnittet.

9.3 Tverrbærere

Det ble bestemt at det skulle være tverrbærere under dekket på gangbrua. Tverrbærernes oppgave er å overføre kreftene fra brudekket til hovedkonstruksjonen i konstruksjoner med tverrspente dekker når det tverrspente dekket ikke har nok kapasitet til å være hovedkonstruksjonen [18]. Det ble besluttet, i samråd med veilederen, at det skulle være 14 tverrbærere per spenn, dette tilsvarer 4 meter mellom hver tverrbærer. De utformes som sirkulære rør, se Figur 9.6.



Figur 9.6 - Tverrsnitt tverrbærer

Det er både ulemper og fordeler med dette tverrsnittet i forhold til andre tverrsnitt. Noen av fordelene er at det gjør innfestingen av hengestagene enklere, se kapittel 9.1.3, det vil ikke samles vann opp på tverrsnittet og momentkapasiteten er lik i begge retninger, det er fordelaktig fordi det er omtrent like momenter i begge retninger. En av ulempene er at når det velges et tverrsnitt med lik momentkapasitet i begge retninger blir momentkapasiteten i en retning mye mindre enn den kunne blitt med for eksempel et I-profil. Denne ulempen er ikke viktig for denne brua da momentene virker å være store i begge retninger.

Da diameteren og tykkelsen til tverrbærerne skulle velges var det flere hensyn som måtte tas. Med tanke på det økonomiske aspektet var det hensiktsmessig å få en så lav stålvekt som mulig. Fra et estetisk synspunkt var det ønskelig at diameteren til tverrbærerne var mindre enn tykkelsen til dekket om mulig. For å få et inntrykk av hvordan forholdet mellom kapasiteten til tverrsnittene og vekten per meter endres når tykkelsen eller diameteren forandres ble den plastiske momentkapasiteten til et tverrsnitt delt på antall kg per meter tverrsnittet veier. Resultatet fra dette viste at sirkulære rør vil ha større momentkapasitet pr kg med liten tykkelse enn med stor tykkelse på tverrsnittet, se Tabell 9.8. Tverrsnittene er hentet ut fra Stål Håndbok del 1 [41]. Resultatene viste også at ved å øke diameteren til tverrbæreren, men beholde samme

tykkelse, ble det en økning i plastisk momentkapasitet per kg per meter. Dette tyder på at en økning i diameter øker momentkapasiteten og dermed momentarmen mer enn vekten øker. Resultatene i Tabell 9.8 viste også at forholdet mellom aksialkraftkapasiteten (N_{Ed}) og kg per meter er relativt stabilt og at det er momentkapasiteten i forhold til vekt som har mest å si for stålvekten. Det kan derfor lønne seg å fokusere på å oppnå lav tykkelse og større diameter for å få ned stålvekten, samtidig som det tas hensyn til den estetiske delen.

Tabell 9.8 - Kapasitet av tverrbærere

| D [mm] | t [mm] | M_{pl} [kNm] | Kg/m | $M_{pl}/\text{kg per meter}$ | N_{Ed} | $N_{Ed}/\text{kg per meter}$ |
|--------|--------|----------------|------|------------------------------|----------|------------------------------|
| 273 | 8 | 190,0 | 52,3 | 3,63 | 2251,77 | 43,05 |
| 273 | 10 | 234,0 | 64,9 | 3,61 | 2793,47 | 43,04 |
| 273 | 12 | 276,6 | 77,2 | 3,58 | 3326,68 | 43,09 |
| 273 | 16 | 357,8 | 101 | 3,54 | 4367,59 | 43,24 |
| 273 | 20 | 433,7 | 125 | 3,47 | 5374,52 | 43,00 |
| 273 | 25 | 521,6 | 153 | 3,41 | 6585,38 | 43,04 |
| 323,9 | 8 | 270,0 | 62,3 | 4,33 | 2684,28 | 43,09 |
| 323,9 | 10 | 333,2 | 77,4 | 4,31 | 3334,11 | 43,08 |
| 323,9 | 12 | 394,9 | 92,3 | 4,28 | 3975,44 | 43,07 |
| 323,9 | 16 | 513,3 | 121 | 4,24 | 5232,61 | 43,24 |
| 323,9 | 20 | 625,4 | 150 | 4,17 | 6455,79 | 43,04 |
| 323,9 | 25 | 756,9 | 184 | 4,11 | 7936,97 | 43,14 |
| 355,6 | 8 | 326,9 | 68,6 | 4,76 | 2953,65 | 43,06 |
| 355,6 | 10 | 403,9 | 97,8 | 4,13 | 3670,82 | 37,53 |
| 355,6 | 12 | 479,2 | 117 | 4,10 | 4379,49 | 37,43 |
| 355,6 | 16 | 624,3 | 154 | 4,05 | 5771,34 | 37,48 |
| 355,6 | 20 | 762,5 | 191 | 3,99 | 7129,20 | 37,33 |
| 355,6 | 25 | 925,6 | 235 | 3,94 | 8778,73 | 37,36 |

For å unngå å bruke altfor mye tid på å kjøre analyser med og kontrollere ulike tverrbærer-tverrsnitt ble det bestemt å prøve med tykkelsene 12 mm, 16 mm og 20 mm, samt ulike diametere. Snittkreftene fra Abaqus ble kontrollert for aksialkraft og skjærreduisert moment, punkt 6.1.7 ligning 6.2 i NS EN 1993-1-1. Det ble tatt utgangspunkt i lastkombinasjonen med dominerende personlast da denne var dimensjonerende for buen, se kapittel 7.2. Noen av analysene og kapasitetskontrollene som ble gjennomført med varierende tykkelse på tverrbærerne er vist i Tabell 9.9. Det ser ut til å være en sammenheng mellom utnyttelsen av buen og kapasiteten til tverrbærerne. Ved lavere kapasitet hos tverrbærerne fikk buen større utnyttelse. Det antas at grunnen til dette var at tverrbærere med lavere kapasitet ga større tverrdeformasjoner og dermed større momenter i buen. Lavere momenter i buen ga mindre buetverrsnitt noe som var hensiktsmessig i forhold til at brua skulle fremstå slank.

Tabell 9.9 - Utnyttelse av bue med varierende dimensjon av tverrbærere

| Buedimensjon bxh | Diameter tverrbærer | Tykkelse tverrbærer | Diameter strekkband | Utnyttelse av bue ved maks F_x |
|---------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------------------|
| 760 mm x 450 mm | 323,9 mm | 12 mm | 120 mm | 1,02 |
| 760 mm x 450 mm | 323,9 mm | 16 mm | 120 mm | 0,96 |
| 760 mm x 450 mm | 323,9 mm | 20 mm | 120 mm | 0,95 |
| 760 mm x 495 mm | 273 mm | 12 mm | 120 mm | 0,97 |
| 760 mm x 495 mm | 273 mm | 16 mm | 120 mm | 0,95 |
| 760 mm x 495 mm | 273 mm | 20 mm | 120 mm | 0,93 |
| 760 mm x 495 mm | 323,9 mm | 16 mm | 120 mm | 0,89 |
| 760 mm x 495 mm | 323,9 mm | 20 mm | 120 mm | 0,89 |

Maksimum- og minimumskontrollen av de ulike lastkombinasjonene viste at det var fire ulike lastkombinasjoner som ga en utnyttelse på over 1, alle fire inkluderer personlast over hele

dekket. Se Vedlegg D.2 for maksimum- og minimumssjekk av alle lastkombinasjonene. Det var lastkombinasjonen med dominerende personlast som ga den største kombinerte utnyttelsen, og det ble antatt at denne ville være dimensjonerende for tverrbærerne. Det var derfor kun denne som ble kontrollert. Lastkombinasjonene med temperatur på 36 grader ga større utnyttelser for makssjekken enn lastkombinasjonene med temperatur på -30 grader og høy temperatur ble derfor sett på som dimensjonerende.

Da det ble oppdaget at en del av hengestagene var i trykk i modellen og disse ble fjernet, se kapittel 9.1.2, viste analysen uten trykk i hengestagene at momentet ut av planet ble over 30 % større for tverrbærerne. Noen av de andre kreftene og momentet endret seg også, se Vedlegg D.4, men ikke så mye som momentet ut av planet. Dette førte til at den utregnede utnyttelsen av tverrbærerne ble endret fra 0,63 til 0,9. For det valgte tverrsnittet viste det seg å være innenfor kapasiteten, men dette viser at denne feilen i modellen gjør valget av tverrbærer mye mer tidskrevende enn om modellen ikke fikk trykk i hengestagene.

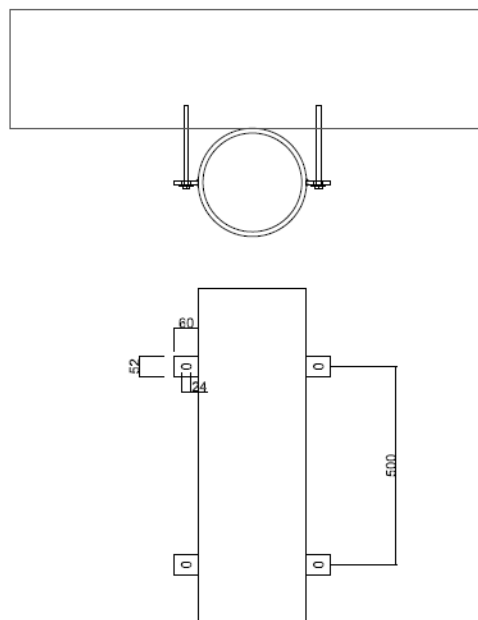


Figur 9.7 - Plassering av maksimums- og minimumspunktene til snittkreftene i tverrbærerne

Kapasitetskontrollen av tverrbæreren viste at en diameter på 273 mm og en tykkelse på 12 mm var tilstrekkelig, dette ga en utnyttelse på omtrent 90 %. Figur 9.7 viser plasseringen til maksimums- og minimumsverdiene til momentene og kreftene i tverrbærerne etter at hengestagene med trykk ble fjernet, se Vedlegg D.3 for verdiene. Den viser at de mest utnyttede tverrbærerne ligger mot det ene opplageret. Det er de to snittene med maksimum og minimumskrefter på tverrbæreren ytterst helt til høyre som har den høyeste utnyttelsen. En diameter på 273 mm passer godt i forhold til det estetiske aspektet da diameteren til tverrbæreren er mindre enn tykkelsen til dekket. Når det kommer til stålvekten er det mulig at

et tverrsnitt med større diameter og mindre tykkelse også vil ha tilstrekkelig kapasitet, men gi lavere stålvekt. Dette vil muligens være mindre estetisk pent, men estetikken er en subjektiv parameter. For å optimalisere brua videre burde det sees bort i fra det estetiske og finne den diameteren og tykkelsen som gir lavest stålvekt uten at det går utover for eksempel utnyttelsen av buen.

De vertikale lastene fra dekket overføres til tverrbærerne med kontakttrykk, og innfestingen trenger ikke dimensjoneres for disse lastene. Vindlasten i tverretning virker på dekkesiden, og vil gi skjær mellom dekket og tverrbæreren som innfestingen må overføre. Det er tenkt at tverrbærerne skal festes til dekket ved at et stålprofil sveises til tverrbærerne og deretter skrues til dekket, se Figur 9.8.



Figur 9.8 - Innfesting av tverrbærer til dekket

Forenklete beregninger for innfestingen er vist i Vedlegg D.5. Det er ikke tatt hensyn til om sveisene vil senke kapasiteten til tverrbærerne i denne oppgave fordi det antas å ikke være et problem, dette kan vurderes å ta med i videre arbeid.

10 Montering

Det er ønskelig at hvert spenn bygges så ferdig som mulig på land og deretter heises på plass. For å få til dette må vekten til det som skal heises regnes ut og det må undersøkes om det finnes kraner med høy nok kapasitet. Deretter må det undersøkes om det er mulig å feste de delene som eventuelt ikke kan bygges på land etter at de ulike spennene er heist på plass.

Vekten til de ulike delene av brua og totalvekten til hvert spenn er visst i Tabell 10.1, totalt veier brua i underkant av 100 tonn. Lengden av hengestagene ble regnet ut ved å bruke lengden til et av hengestaget i fjerdedelspunktet fordi lengden av dette ble antatt å være lik gjennomsnittslengden. For forbindelsene, spennstålet og dekkeopplageret ble det gjort overslag på antall kubikkmeter, men det anslås at vekten var riktig nok til å bestemme om nødvendig kranstørrelse eksisterer.

Tabell 10.1 - Vekt av brua (et spenn)

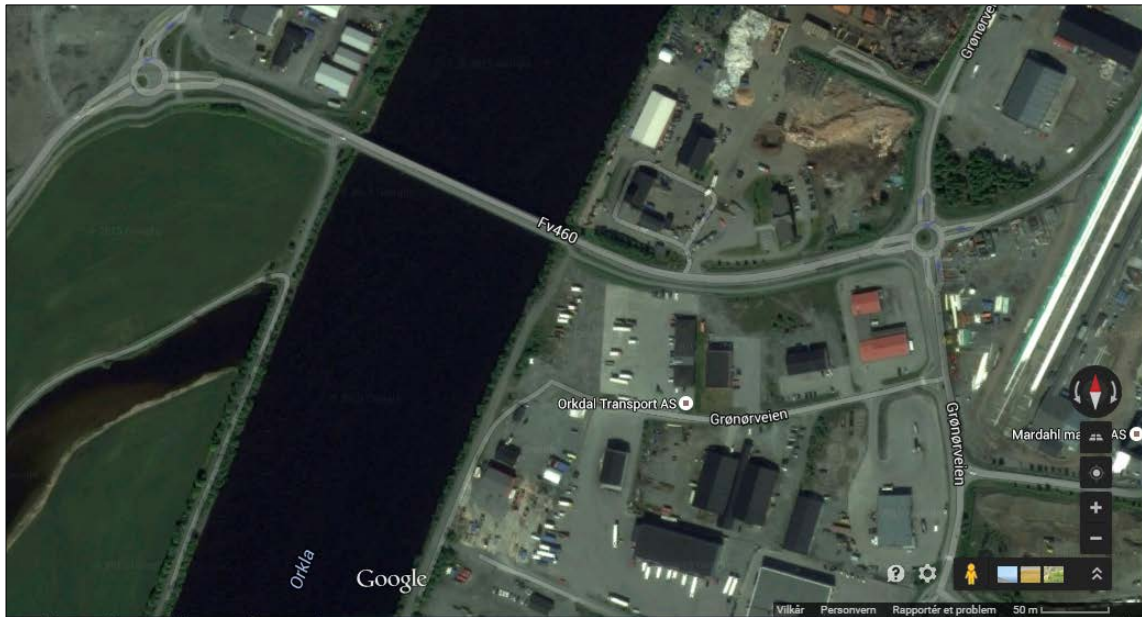
| Konstruksjonsdel | Densitet [kg/m ³] | Antall kubikkmeter [m ³] | Vekt per stykk [tonn] | Antall | Totalvekt [tonn] |
|------------------|-------------------------------|--------------------------------------|-----------------------|--------|------------------|
| Strekkbånd | 7850 | 0,23 | 1,81 | 4 | 7,25 |
| Tverrbærer | 7850 | 0,05 | 0,39 | 14 | 5,41 |
| Hengestag | 7850 | 0,10 | 0,76 | 4 | 3,04 |
| Buen | 390 | 26,59 | 10,37 | 2 | 20,74 |
| Forbindelser | 7850 | 0,54 | 4,21 | 1 | 4,21 |
| Dekket | 390 | 90,00 | 35,10 | 1 | 35,10 |
| Spennstål | 7850 | 0,00 | 0,03 | 120 | 4,03 |
| Dekkeopplager | 7850 | 0,16 | 1,26 | 2 | 2,52 |
| Totalvekt | | | | | 82,29 |

For å løfte et helt bruspenne på plass antas det å være hensiktsmessig å bruke to mobilkraner, se Figur 10.1[42], en i hver ende av buene.



Figur 10.1 – Mobilkran [42]

Hvis bruspenne skal heises på plass som en enhet må mobilkranene kunne plasseres i eller over elva. Et alternativ er å kjøre mobilkranene ut i elva og heise alt på plass derifra, dette alternativet avhenger av at vannstanden til elva er relativt lav. En annen mulighet er å legge en midlertidig fylling i elva som mobilkranene står på. Det er også mulig å benytte en flåte til å understøtte mobilkranene. Et annet alternativ er å plassere mobilkranene oppå den eksisterende brua, helst over støttene, og heise på plass brudelene derifra. Dette er ikke et reelt alternativ i dag fordi den nye brua er foreslått plassert 50 meter unna den gamle, flyttes den nærmere kan dette alternativet vurderes. Hvilket alternativ som er det beste burde vurderes av den aktuelle entreprenøren. Ved å gå ut i fra at det er de tre første alternativene som er mest aktuelle er den neste utfordring plassering av mobilkranen i forhold til å heise på plass bruspenne. Figur 10.2 viser et kart over området hvor brua skal bygges, på begge sider av elva ser det ut til å være større åpne områder, det antas derfor at det er mulig å montere bruspenne på begge sider. Dermed kan bruspenne løftes på plass fra to sider og mobilkranene trenger ikke gjøre fullt så lange løft. Hvilken side som er mest aktuell å montere to buer på må vurderes av entreprenør. Det vil bli to plasseringer for hver mobilkran i elva, en hvor den heiser på plass det midterste spennet og en hvor den heiser på plass det spennet som er montert alene. Det siste spennet kan enten heises på plass fra samme plassering som det midterste eller mobilkranen kan flyttes nærmere land for å gjøre løftarmen kortere. Et alternativ som kan vurderes er å løfte de ytterste spennene på fra land, om dette er aktuelt bør vurderes av en geotekniker. Det finnes mobilkraner som kan løfte på plass det midtre spennet med en løftearm på over 65 meter, dermed kan mobilkranene plasseres på hver side av det ene fundamentet [43].



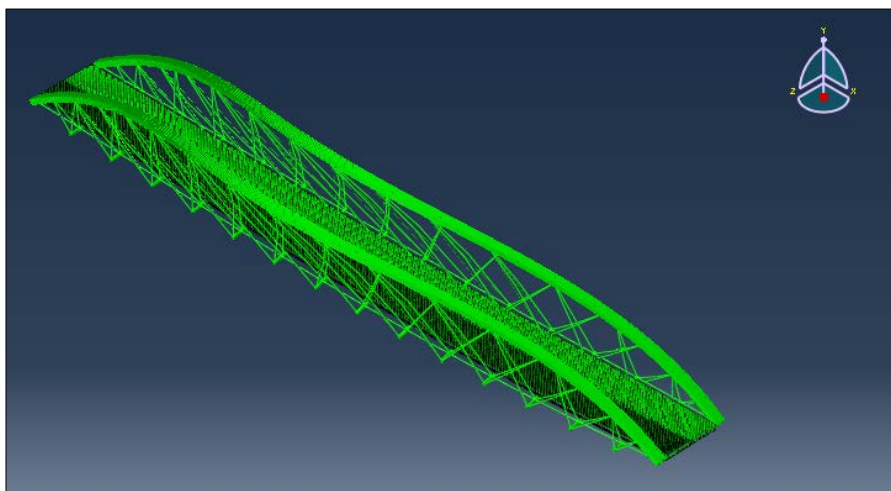
Figur 10.2 - Kart over byggested

Ved monteringen av hvert spenn på land er det første som gjøres å plassere stålprofilene som skal være opplagerne der brua skal monteres. Det neste som gjøres er å montere dekket og spenne det opp. Deretter skrues tverrbærerne til dekket og i endene skrues en stålvinkel fast, denne skal holde fast dekket sideveis. Hullene som hengestagene skal tres gjennom kan være boret i fabrikk for å få ned montasjetiden, om de ikke boret før bør dette gjøres nå. Det neste steget er å rotere dekket og feste det til opplageret ved at stålvinkelen boltes til stålprofilen i opplageret. Buen skjøtes, opplagerfestet skrues på enden og feste til hengestagene skrues til buen. Deretter heises buen på plass og festes med bolten til opplageret ved dekket. Buen må støttes sideveis frem til hengestagene er montert og det må være horisontal støtte ved opplageret frem strekkbåndet er festet. Det neste som gjøres er å feste hengestagene ved å tre de gjennom de forborede hullene i tverrbærerne og deretter feste de til buen, mutteren skrues på hengestagene ved tverrbærerne. Det siste som gjøres er å feste strekkbåndet.

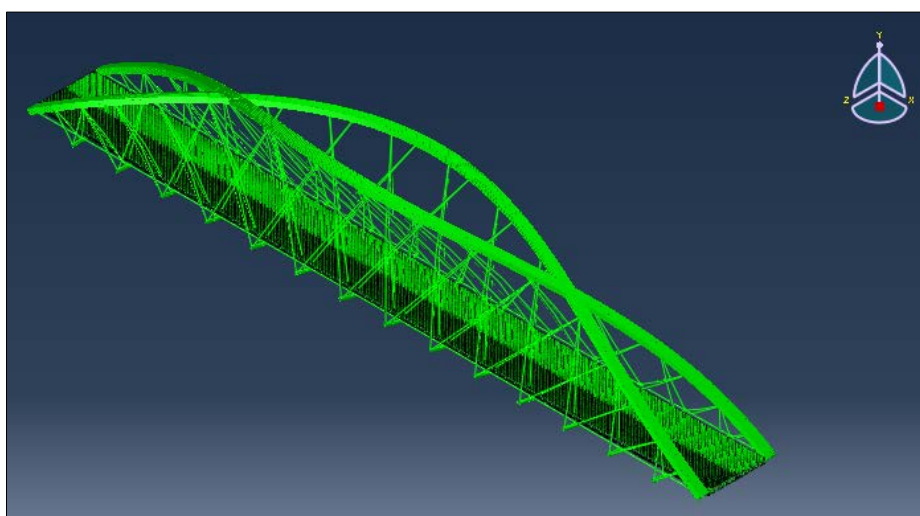
Dekket veier omtrent 35 tonn og for å få ned vekten som må løftes kan dekket heises på plass etter at resten av brua er heist på plass. Da blir tverrbærere, hengestag og bue satt sammen først. Dette heises på plass og deretter heises dekket på plass og festes til tverrbærerne. Ulempen med å gjøre det på denne måten er at flere hundre skruer som forbinder tverrbærere og dekket må skrues på plass under brua.

11 Svingning av gangbrua

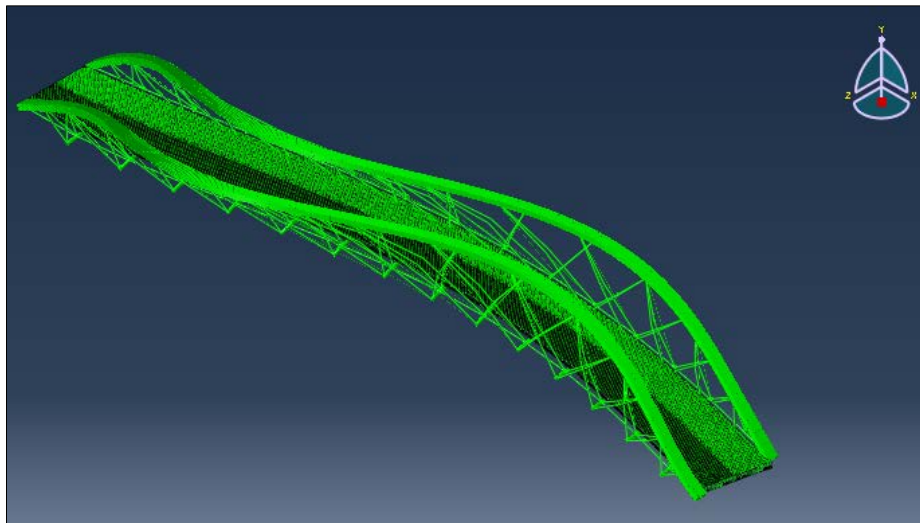
Gange har typisk en frekvens mellom 1,6 Hz og 2,4 Hz mens løping typisk har en frekvens mellom 2,0 Hz og 3,5 Hz. [44]. For å unngå problemer med svingning av gangbrua er det viktig å undersøke i hvilket område egenfrekvensene ligger. Analysene utført med ulike lastkombinasjoner på modellen av brua i Abaqus viser at den første egenfrekvensen ligger mellom 1,65 Hz og 1,7 Hz. Det virker som lasten fra de ulike lastkombinasjonene påvirker egenfrekvensen til brua og det ble derfor utført en analyse uten last på konstruksjonen. De seks første egenfrekvensene fra denne analysen er vist i figur 11.1, 11.2, 11.3, 11.4, 11.5 og 11.6.



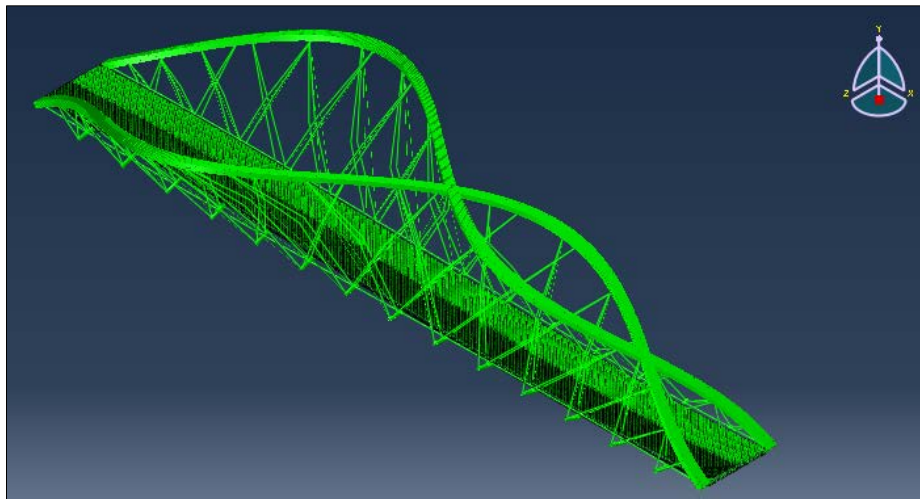
Figur 11.1 - 1. egenfrekvens: 1,7396 Hz



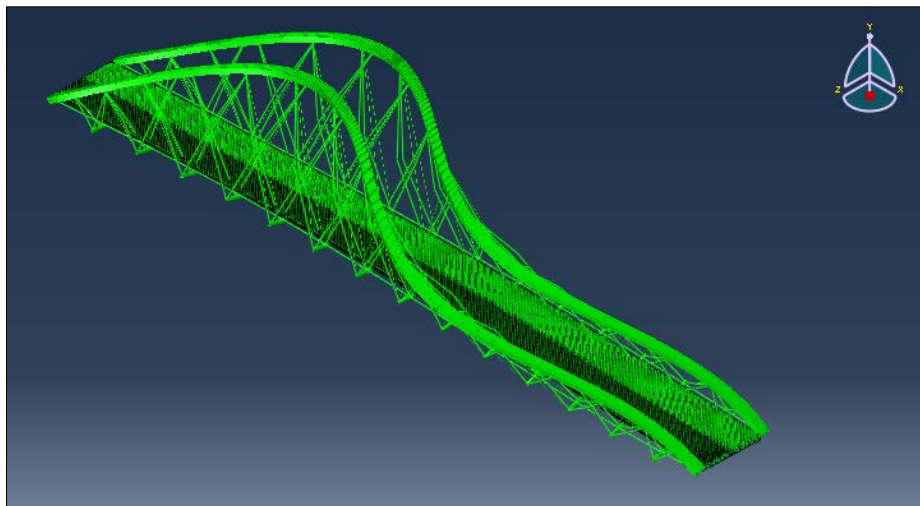
Figur 11.2 - 2. egenfrekvens: 1,8738 Hz



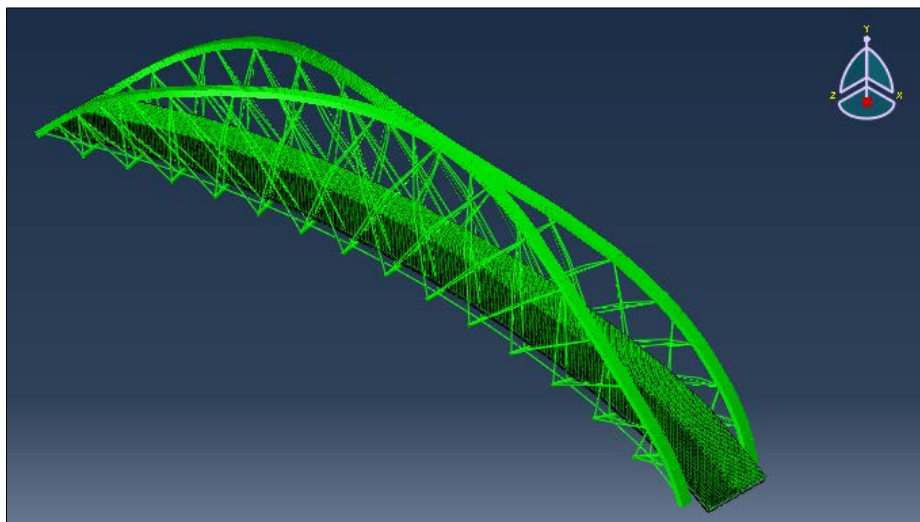
Figur 11.3 - 3. egenfrekvens: 3,1519 Hz



Figur 11.4 - 4. egenfrekvens: 3,2463 Hz



Figur 11.5 - 5. egenfrekvens: 3,3493 Hz



Figur 11.6 - 6. egenfrekvens: 3,7173 Hz

Egenfrekvens 1, 2, 3, 4, 5 og 6 satte buene i svingning, egenfrekvens 3 satte dekket i svingning ut av planet og egenfrekvens 6 setter dekket i svingning i planet. De fem første egenfrekvensene lå innenfor frekvensområde mennesker beveger seg i og hvordan svingning av gangbruen kan forhindres burde derfor undersøkes nærmere. Dette har ikke blitt sett noe nærmere på i denne oppgaven da den statiske delen ble prioritert og det må derfor settes til videre arbeid. Parallelt med denne masteroppgaven har det blitt skrevet en masteroppgave ved NTNU som undersøker den dynamiske responsen av denne typen bru fra personlast. Resultatene fra denne burde tas i betraktning ved vurderingen om svingning fra fotgjengere er et problem.

12 Oppsummering

I de følgende avsnittene vil antagelsene og resultatene fra oppgaven oppsummeres.

Gangbrua ble dimensjonert med tre spenn på 60 meter, totalt 180 meter. Pilhøyden ble satt til 9 meter og bredden til 5 meter. Gangbrua ble dimensjonert med buer og dekket i limtre og med forspent dekket. Under dekket ble det lagt inn tverrbærere og mellom buene ble det bestemt at det skulle være strekkbånd.

Abaqusmodellen av brua, som ble benyttet til å finne snittkreftene fra de ulike lastkombinasjonene, ga store trykkrefter i hengestagene og en liten trykkraft i det ene strekkbåndet. Utformingen av disse er slik at de ikke tar trykk. For å finne ut hvordan snittkreftene endres hvis det ikke er trykk i hengestagene ble hengestagene med trykk forsøkt fjernet fra de ulike lastkombinasjonene. For lastkombinasjonen med dominerende personlast gikk dette greit, men for lastkombinasjonene med skjev personlast og last fra tjenestekjøretøyet ble det problemer med ustabiliteter i modellen.

Det ble bestemt at bredden til buen skal være 825 mm og høyden til buen skal være 450 mm. Dette ga en utnyttelse av buen på 85 %, det var knekking ut av planet som var dimensjonerende og det var snittet med den minste F_x som var høyest utnyttet. Det var lastkombinasjonen med dominerende personlast hvor hengestag i trykk ble fjernet som var dimensjonerende.

Dekketykkelsen ble bestemt til 300 mm. Dette skal holde for hele dekket, men det er mulig at dekket må forsterkes ved de store spenningskonsentrasjonene over den ytterste innfestingen av tverrbærerne. Det ble bestemt at forspenningsstagene burde plasseres med 550 mm mellomrom.

Tverrbærerne ble bestemt til å ha et rørprofil med diameter på 273 mm og tykkelse 12 mm. Dette ga en utnyttelse på 90 %, det var kombinasjon av aksialkraft og momenter som var dimensjonerende og det var snittet med minimum F_y , maksimum M_x og maksimum M_z som var høyest utnyttet. Det var lastkombinasjonen med dominerende personlast hvor hengestag i trykk var fjernet som var dimensjonerende.

Det ble bestemt at strekkbåndene skal utføres i rundstål, det skal være to strekkbånd under hver bue og de har en diameter på 70 mm hver. Utnyttelsen ble da på omtrent 53 % og det var lastkombinasjonen med dominerende personlast hvor hengestag i trykk ble fjernet som var dimensjonerende. Fordelen med strekkbånd er at det, sammen med korrekt utført opplager,

muliggjør bygging på land fordi strekkbåndet tar mesteparten av horisontallastene. Fundamentene må nesten kun dimensjoneres for vertikallaster.

Hengestagene ble bestemt til og utføres i rundstål med en diameter på 45 mm. Det var lastkombinasjonen med dominerende personlast som var dimensjonerende. Når hengestagene i trykk ble fjernet gikk utnyttelsen av hengestagene fra 76 % til 34 %.

Det ble foreslått hvordan alle detaljene skal utformes, men det ble kun tid til å dimensjonere og tegne noen av de.

Det er bestemt at hvert av spennene skal bygges på land og deretter heises på plass. Det kan velges mellom å bygge hele spennet på land og heise det på plass eller å bygge hele spennet utenom dekket og heise det på plass, deretter heise dekket på plass og feste det til tverrbærerene. Hva som er enklest må vurderes av den aktuelle entreprenøren.

Svingningsanalysen som ble gjennomført i Abaqusmodellen av brua viste at de fem første egenfrekvensene til brua ligger innenfor frekvensområdet til fotgjengere. Dette ble ikke undersøkt videre i denne oppgaven.

13 Konklusjon og videre arbeid

Ut ifra de dimensjonene som ble utarbeidet i denne oppgaven kan gangbruen bygges rent statisk. Det anbefales at dimensjonene optimaliseres ytterligere for å få en bedre utnyttet konstruksjon og at alle detaljene beregnes nøyaktig. For å få en konstruksjon som fremstår slankere enn den gjør i dag burde det fokuseres på å få ned buarealet og heller ha mer stål. Den dynamiske oppførselen til brua burde undersøkes da dette ikke er tatt med i denne oppgaven.

Det er en del som er satt til videre arbeid på grunn av manglende tid og Abaqus-kunnskaper. Det første som burde gjøres er å forandre modellen slik at hengestagene ikke kan ta opp trykk. Da vil momentene og kreftene som hentes ut av Abaqus være mye riktigere enn de er i dag. Når hengestagene med trykk fjernes manuelt vil momenter og krefter som tas ut være relativt riktig, men det er store problemer med ustabiliteter i abaqusmodellen av brua og dette er derfor ikke en løsning på problemet. I Abaqus er det veldig tidskrevende å ta ut krefter og momenter fordi det ikke er mulig å trykke på et punkt og få ut alle snittkreftene. Det burde derfor undersøkes enda nærmere om det finnes en metode for å gjøre dette, om dette ikke finnes burde det vurderes å bruke et annet program som har denne muligheten. I Abaqusmodellen av brua burde det undersøkes om de store spenningskonsentrasjonene i dekket over tverrbærerne er reelle og om de er det burde det vurderes om dekket bør forsterkes.

For å optimalisere tverrsnittene ytterligere burde det fokuseres på å oppnå en mindre buedimensjon slik at brua fremstår slank. Det burde også undersøkes hva som skjer med kapasiteten og estetikken til resten av brua når tverrbærerens dimensjon optimaliseres i forhold til lav vekt og høy momentkapasitet. Det hadde også vært interessant å undersøke hva som skjer om utnyttelsen av strekkbåndet ligger på 80-90%. I tillegg burde det undersøkes om det er mulig å senke diameteren til hengestagene.

Før brua eventuelt kan bygges må alle detaljene beregnes nøyaktig. Det er foreslått løsninger til alle detaljene, men det ble ikke tid til å beregne alle. Parallelt med denne oppgaven er gjengestengene, som er benyttet flere steder i brua, blitt undersøkt i flere andre masteroppgaver ved NTNU. Det anses derfor hensiktsmessig å ta med resultatet fra disse inn i beregningen av detaljene.

De fem første egenfrekvensene til brua er innenfor frekvensområdet til fotgjengere. Hvordan dette påvirker gangbrua burde derfor undersøkes nærmere for å unngå ubehagelige overraskelser etter at brua er bygget. Det er kun tatt med det statiske bidraget fra vindlasten.

Før brua eventuelt bygges burde det foretas en analyse som inkluderer den dynamiske delen av vindlasten. Dette gjelder også for tjenestekjøretøyet, det burde undersøkes hvordan bruas dynamikk reagerer på at den kjører over.

Snittkreftene ble kun tatt ut for fire plasseringer av tjenestekjøretøyet i abaqusmodellen av brua. Det antas at disse er de plasseringene som gir høyest utnyttelse, men det burde undersøkes hva som skjer om tjenestekjøretøyet plasseres andre steder langs brua. Et forslag er å plassere tjenestekjøretøyet hver andre eller tredje meter bortover hele brulengden, samt flere ulike plasseringer i bredden. Det mest optimale hadde vært å bruke et program hvor det er mulig å få tjenestekjøretøyet til å kjøre langs brubanen mens det er mulig å se hvordan snittkreftene endrer seg.

Lasten fra rekkverket er ikke lagt inn i abaqusmodellen av brua fordi det viste seg å være vanskelig å få til og det ble derfor nedprioritert i forhold til andre deler av oppgaven. Denne lasten inkluderer vekten av rekkverket og lasten når fotgjengerne lener seg på rekkverket. Det antas at denne lasten ikke vil utgjøre mye for kapasiteten, men den burde sjekkes.

14 Bibliografi

1. Tveit, P. (2014). *The Network Arch*.
2. *Bilde av Håkkadalsbrua*. Tilgjengelig fra: <http://www.steinkjerleksikonet.no/index.php?bilde=342> (lest 23.05.15).
3. *Bolstadstraumen bru*. Tilgjengelig fra: http://www.sognavis.no/lokale_nyhende/siste_firda/article1837119.ece (lest 23.05.15).
4. *Bilde av Brandangersundet bru*. Tilgjengelig fra: <http://www.nrk.no/sognogfjordane/stor-etterspurnad-etter-hyttetomter-1.7371932> (lest 23.05.15).
5. *Opning av fv. 4 Sløvåg-Ånneland*. Tilgjengelig fra: [http://www.sfj.no/cmssff/cmsspublish.nsf/\(\\$All\)/25A419E129F6AD5BC12577C2002C2EBA](http://www.sfj.no/cmssff/cmsspublish.nsf/($All)/25A419E129F6AD5BC12577C2002C2EBA) (lest 06.04.15).
6. *Nå blir det ny riksveg 3 - kontrakten er undertegnet*. Tilgjengelig fra: http://www.ostlendingen.no/N_blr_det_ny_riksveg_3_kontrakten_er_undertegnet-5-69-4143.html (lest 06.04.15).
7. *Dziwna Most*. Tilgjengelig fra: <http://structurae.net/structures/dziwna-most> (lest 23.05.15).
8. *Bilde av bru i Castelmoron*. Tilgjengelig fra: <http://www.panoramio.com/photo/37437257> (lest 23.05.15).
9. Graße, W., Teich, S., Tveit, P. & Wendelin, S. (2004, November 17-29). *Network arches for road bridges*. Arch 2004, Barcelona.
10. *Putin hyller norsk bruteknologi*. Tilgjengelig fra: <http://www.tu.no/samferdsel/2014/10/25/putin-hyller-norsk-bruteknologi> (lest 23.05.15).
11. Bell, K. (2001). Large Glulam Arch Bridges - A Feasibility Study. I: b. 85 *Proceedings of the IABSE conference on Innovative Wooden Structures and Bridges, Lahti, Finland, 2001*, s. 193-198.
12. Brunn, B. & Schanack, F. (2003). *Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards* Masteroppgave: Dresden University of Technology, Department of Civil Engineering.
13. Stålbyggnadsinstituttet. (2006). *Stålbyggnad*, 2006:3. 67 s.
14. Zoli, T. & Woodward, R. (2005). *Design of Long Span Bridges for Cable Loss*. IABSE Symposium, Structures and Extreme Events, September 14-17, Lisbon, Portugal.
15. Tveit, P. (2014). *Systematic Thesis on Network Arches*.
16. Håndbok N100. (2014). *Veg- og gateutforming*: Vegdirektoratet.
17. *Løsmassekart*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/> (lest 20.03.15).
18. Solli, K. H. (2007). *Broer i tre. Fokus på tre*.
19. *CO2-utslipp*. Tilgjengelig fra: <http://www.skogveven.no/userfiles/files/PDF/larerseksjon/8%20skog%20og%20klima/Tre%20som%20materiale.pdf>.
20. *Bruk og avfallsbehandling av impregnert trevirke*. (2003). Faktaark: Miljødirektoratet. Tilgjengelig fra: <http://www.miljodirektoratet.no/old/klif/publikasjoner/kjemikalier/1944/ta1944.html>.
21. Håndbok V420. (2014). *Utforming av bruer*: Vegdirektoratet.
22. *Abaqus Analysis User's Manual*. Tilgjengelig fra: http://www.maths.cam.ac.uk/computing/software/abaqus_docs/docs/v6.12/books/usb/default.htm.

23. NS EN 1991-1-4:2005+NA:2009. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4 Almenne laster Vindlaster*: Standard Norge.
24. Håndbok N400. (2015). *Bruprosjektering*: Vegdirektoratet.
25. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bru*: Standard Norge.
26. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger*: Standard Norge.
27. Kepp, H. & Dyken, T. (2010). *Thermal Action on Timber Bridges - Temperature Variation Measured in the Deck of 3 Timber Bridges in Norway*. International Conference Timber Bridges, Lillehammer, Norge.
28. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*: Standard Norge.
29. NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010. *Endringsblad A1 - Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*: Standard Norge.
30. 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.
31. Håndbok R762. (2012). *Prosesskode 2*: Vegdirektoratet.
32. Pousette, A. *Träbroar - Konstruktion och dimensionering*: SP Träteknik.
33. Håndbok N101. (2013). *Rekkverk og vegens sideområder*: Vegdirektoratet.
34. NS-EN 1995-2:2004+NA:2010. *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 2: Bruer*: Standard Norge.
35. Dyken, T. *Beregning av tverrspent dekke* (e-post til Tormod Dyken).
36. Dywidag-norge. *Dywidag stag - stang*. Tilgjengelig fra: http://www.dywidag-norge.no/?page_id=579 (lest 13.05.15).
37. Eide, S., Glasø, G. & Aasheim, E. (2013). *Prosjektering av trekonstruksjoner - Trykk vinkelrett på fiberretning, en anbefaling*: Treteknisk.
38. NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*: Standard Norge.
39. Barli, R. & Hakvåg, I. (2013). *Konseptstudie av lange buebroer i tre*: NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.
40. *Bilde av Fretheim bru*. Tilgjengelig fra: <https://www.flickr.com/photos/vossafoto/2491648727/in/photostream/lightbox/>.
41. *Stål Håndbok, Del 1*. (2008). Norsk stålforbund.
42. *Mobilkraner, Nordic Crane*. Tilgjengelig fra: <http://www.nordiccrane.no/maskiner-og-utstyr/mobilkraner/200-tonn/> (lest 20.05.15).
43. *Nordic Crane, Demag CC 2400-1*. Tilgjengelig fra: (http://www.nordiccrane.no/wp-content/uploads/2013/01/demag_CC_2400_1.pdf) (lest 20.05.15).
44. S.Živanović, A.P., P. Reynolds, Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. *Journal of Sound and Vibration*, 2005. 279(1-2): p. 1-74.

Vedlegg A - Vindlast

Beregning av vindlast er gjort etter NS-EN 1991-1-4

Antar terrengkategori I, innsjø eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer.

Ruhetslengde $z_0 := 0.01 \text{ m}$

Minimumshøyden $z_{min} := 2 \text{ m}$

$$z_{0,II} := 0.05 \text{ m}$$

Terrengruhetsfaktor $k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.17$

Avstand til brodekket $z := 5.5 \text{ m}$ Samme frihøyde som gammel bru.

Ruhetsfaktor $c_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 1.071$

Referansevindhastighet Orkdal $v_{b,0} := 25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Retningsfaktor $c_{dir} := 1$

Årstidsfaktor $c_{season} := 1$

Basisvindhastighet $v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Terrengformfaktor $c_o := 1$

Stedsvindhastighet $v_m := c_r \cdot c_o \cdot v_b = 26.779 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Maks vindkasthastighet $v_{kast} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Lufttetthet $\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Stedsvindhastighetstrykket $p_m := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 = 448.187 \text{ Pa}$

Maksvindhastighetstrykket $p_{kast} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 = 765.625 \text{ Pa}$

Turbulensfaktor $k_I := 1$

Turbulensintensitet $I_v := \frac{k_I}{c_o \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = 0.158$

Toppfaktor $k_p := 3.5$

Kortvarig toppverdi for vindkasthastighetstrykket $p_p := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot p_{kast} = 1.615 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

| | |
|-----------------|----------------------|
| Brulengde | $L := 60 \text{ m}$ |
| Bredde | $b := 5 \text{ m}$ |
| Høyde på dekket | $d := 0.3 \text{ m}$ |

Vindlast dekke horisontalt

Vindlast uten trafikk

| | |
|--------------------|---|
| Høyde for vindlast | $d_{tot} := d + 1.2 \text{ m} = 1.5 \text{ m}$ |
| Referanseareal | $A_{ref.x} := d_{tot} \cdot L = 90 \text{ m}^2$ |
| Vindlastfaktor | $C := 3.6 + \left(\frac{6.7 - 3.6}{4 - 0.5} \right) \cdot \left(4 - \frac{b}{d_{tot}} \right) = 4.19$ |
| | $F_{v.hor} := p_m \cdot C \cdot A_{ref.x} = (1.69 \cdot 10^5) \text{ N}$ |
| | $q_{v.hor} := \frac{F_{v.hor}}{L} = 2.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ |

Det stilles ikke krav til kontroll for samtidighet av vind og trafikk, vindlast med trafikk er derfor ikke beregnet.

Vindlast dekke vertikalt

| | |
|---|--|
| Høyde for vindlast | $d_{tot} := d + 1.5 \text{ m} = 1.8 \text{ m}$ |
| Referanseareal | $A_{ref.hor} := d_{tot} \cdot L = 108 \text{ m}^2$ |
| Vindlastfaktor | $C := 3.6 + \left(\frac{6.7 - 3.6}{4 - 0.5} \right) \cdot \left(4 - \frac{b}{d_{tot}} \right) = 4.683$ |
| Eksponeeringsfaktor (Figur 4.2 EC1-1-4) | $c_e := 2$ |
| Referanseareal | $A_{ref.z} := b \cdot L = 300 \text{ m}^2$ |
| Vindlastfaktor: | $c_{f.z} := 0.9$ 8.3.3 |
| | $C_z := c_{f.z} \cdot c_e = 1.8$ |
| Vindlast vertikalt | $q_{wz} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z = (7.031 \cdot 10^{-4}) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ |

Vindlast på bue

$$b := 450 \text{ mm}$$

$$z_b := 15 \text{ m}$$

$$c_b := 2.6$$

Figur 4.2

Konstruksjonsfaktor

$$c_{scd} := 1$$

6.2(1a)

$$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_b = (1.016 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$c_{f0} := 2$$

NA 7.7, skarpkantede hjørner

$$c_f := c_{f0}$$

$$A_{ref} := b \cdot 1 \text{ mm} = (4.5 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Vindlast på buen pr mm

$$F_{vb} := c_{scd} \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref} = 0.914 \text{ N}$$

5.3 (2)

Vindlast bue lo side

$$x_{avst} := 5 \text{ m}$$

$$b = 0.45 \text{ m}$$

$$\frac{x_{avst}}{b} = 11.111$$

$$\Psi_s := 0.7$$

7.4.2 (2)

$$F_{vb,loside} := \Psi_s \cdot F_{vb} = 0.64 \text{ N}$$

Vedlegg B - Bue

B.1 Makssjekk bue alle lastkombinasjoner

| Input fra abaqus | | | | | | | |
|--------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--|
| | $F_{x(SF1)}$ | $F_{z(SF2)}$ | $F_{y(SF3)}$ | $M_{x(SM3)}$ | $M_{z(SM2)}$ | $M_{y(SM1)}$ | |
| 1a | 1133 | 74,98 | 76,12 | 11,99 | 289,8 | 118,7 | |
| 1b | 1115 | 72,88 | 79,56 | 14,94 | 332,1 | 114,4 | |
| 1c | 1743 | 111,2 | 104,1 | 15,13 | 388,6 | 172,3 | |
| 1c skjevlast 1d | 1566 | 83,96 | 79,58 | 14,13 | 297,6 | 132,1 | |
| 1d skjevlast 2b | 1726 | 109,1 | 106,7 | 18,01 | 430,2 | 168,4 | |
| TK-kantmidt | 1548 | 81,89 | 82,95 | 16,93 | 340 | 128,2 | |
| | 1050 | 69,89 | 72,99 | 11,7 | 278,9 | 113 | |
| 2b TK-kantkvart | 1067 | 71,72 | 73,96 | 11,82 | 287,4 | 115,2 | |
| 2b TK midtkvart | 1126 | 73,13 | 73,9 | 12,29 | 295,5 | 114,8 | |
| 2b TK midtmidt | 1110 | 71,99 | 72,35 | 12,13 | 283,9 | 113,6 | |
| 3b | 1911 | 121 | 112,8 | 16,23 | 418,8 | 187 | |
| 3b skjevlast | 1659 | 82,57 | 77,92 | 14,8 | 291,5 | 129,8 | |
| 4b | 1032 | 74,42 | 77,13 | 11,72 | 288,2 | 121 | |
| 4b kaldt | 1033 | 42,24 | 44,41 | 10,89 | 215,9 | 52,78 | |
| 4d | 1641 | 110,6 | 105,1 | 14,87 | 387,2 | 174,5 | |
| 4d kaldt | 1643 | 78,48 | 72,45 | 14,12 | 315,5 | 105,7 | |
| 4d skjevlast | 1464 | 83,41 | 80,62 | 13,86 | 296,2 | 134,4 | |
| 4d skjevlast kaldt | 1466 | 51,89 | 47,97 | 12,78 | 246 | 65,96 | |

| Lastkombinasjon | Aksialkraft i bue (SF1) | Eigenvalue ut av planet | Kritisk last ut av planet | Knekk lengde ut av planet [mm] |
|--------------------|----------------------------|----------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1a | 1133000 | 6,4471 | 7304564,3 | 17529,16 |
| 1b | 1115000 | 6,5786 | 7335139 | 17492,59 |
| 1c | 1743000 | 3,9764 | 6930865,2 | 17995,53 |
| 1c skjevlast 1d | 1566000 | 5,0401 | 7892796,6 | 16863,31 |
| 1d skjevlast 2b | 1726000 | 4,0285 | 6953191 | 17966,61 |
| TK-kantmidt | 1548000 | 5,1205 | 7926534 | 16827,39 |
| | 1050000 | 7,0249 | 7376145 | 17443,90 |
| 2b TK-kantkvart | 1067000 | 7,1867 | 7668208,9 | 17108,48 |
| 2b TK midtkvart | 1126000 | 6,934 | 7807684 | 16954,98 |
| 2b TK midtmidt | 1110000 | 6,6664 | 7399704 | 17416,11 |
| 3b | 1911000 | 3,5594 | 6802013,4 | 18165,17 |
| 3b skjevlast | 1659000 | 4,9075 | 8141542,5 | 16603,70 |
| 4b | 1032000 | 7,1762 | 7405838,4 | 17408,89 |
| 4b kaldt | 1033000 | 7,1768 | 7413634,4 | 17399,74 |
| 4d | 1641000 | 4,2917 | 7042679,7 | 17852,10 |
| 4d kaldt | 1643000 | 4,294 | 7055042 | 17836,45 |
| 4d skjevlast | 1464000 | 5,5092 | 8065468,8 | 16681,82 |
| 4d skjevlast kaldt | 1466000 | 5,5111 | 8079272,6 | 16667,57 |

Knekk lengde i planet

4,45228303 m

Karakteristiske fastheter

| GL30c | [N/mm ²] | Dimensjoner |
|--------------|----------------------|-------------------|
| $f_{c,0,k}$ | 19,5 | Bredde [mm] 825 |
| $f_{c,0,k}$ | 24,5 | Høyde [mm] 450 |
| $f_{m,k}$ | 30 | Buelengde 71,63 m |
| $f_{v,k}$ | 3,5 | |
| $f_{t,90,k}$ | 0,5 | |

Korttidslast

| | | | | | |
|--------------|-------|-------------|-------------|-----------------|------------|
| k_{mod} | 0,9 | I_y | 6264843750 | $\lambda_{z,y}$ | 0,59384638 |
| $f_{t,0,d}$ | 15,3 | I_z | 21056835938 | k_y | 0,69101908 |
| $f_{c,0,d}$ | 19,2 | A | 371250 | $k_{c,y}$ | 0,95751898 |
| $f_{m,y,d}$ | 23,5 | W_y | 27843750 | | |
| $f_{m,z,d}$ | 23,5 | W_z | 51046875 | | |
| $f_{v,d}$ | 2,7 | i_y | 129,9038106 | | |
| $f_{t,90,d}$ | 0,4 | i_z | 238,156986 | | |
| $E_{0,05}$ | 10800 | λ_y | 34,27369075 | | |
| $f_{c,0,c}$ | 32 | k_{shape} | 1,08 | | |
| k_m | 0,7 | | | | |
| k_1 | 1 | V_b | 26,5926375 | | |
| k_2 | 0,35 | V | 17,728425 | | |
| k_3 | 0,6 | k_{vol} | 0,224009259 | | |
| k_4 | 0 | k_{dis} | 1,4 | | |
| r | 54500 | k_j | 1,002930814 | | |
| | | k_p | 0,00206422 | | |

| | λ_z | $\lambda_{rel,z}$ | k_z | $k_{c,z}$ |
|----------------|-------------|-------------------|------------|------------|
| 1a | 73,60339102 | 1,27529619 | 1,361955 | 0,54347393 |
| 1b | 73,44983213 | 1,27263554 | 1,35843238 | 0,54538991 |
| 1c | 75,56161915 | 1,30922562 | 1,40749714 | 0,5196979 |
| 1c skjevlast | 70,80754322 | 1,22685367 | 1,29892764 | 0,57951102 |
| 1d | 75,4402123 | 1,30712205 | 1,40464013 | 0,52113649 |
| 1d skjevlast | 70,65669483 | 1,22423998 | 1,29559376 | 0,58152326 |
| 2b TK-kantm | 73,24538377 | 1,26909314 | 1,35375336 | 0,54795242 |
| 2b TK-kantk | 71,83697129 | 1,24469015 | 1,32186129 | 0,56596146 |
| 2b TK midtk | 71,19243833 | 1,23352259 | 1,30746512 | 0,57440744 |
| 2b TK midtm | 73,12869237 | 1,26707128 | 1,35108838 | 0,54942092 |
| 3b | 76,27395039 | 1,32156789 | 1,42434924 | 0,5113516 |
| 3b skjevlast | 69,71747257 | 1,20796645 | 1,2749898 | 0,59420142 |
| 4b | 73,09839914 | 1,2665464 | 1,35039721 | 0,54980284 |
| 4b kaldt | 73,05995477 | 1,26588029 | 1,34952047 | 0,55028795 |
| 4d | 74,9593847 | 1,29879094 | 1,39336851 | 0,52688004 |
| 4d kaldt | 74,89368157 | 1,29765253 | 1,39183367 | 0,52767059 |
| 4d skjevlast | 70,04548937 | 1,21364987 | 1,28215549 | 0,58974477 |
| 4d skjevlast k | 69,98562586 | 1,21261264 | 1,28084533 | 0,59055582 |

| | $\sigma_{c,0,d}$ | $\tau_{z,v,d}$ | $\tau_{y,v,d}$ | $\tau_{m,x,d}$ | $\sigma_{m,z,d}$ | $\sigma_{m,y,d}$ |
|--------------------|------------------|----------------|----------------|----------------|------------------|------------------|
| 1a | -3,1 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | -5,7 | -4,3 |
| 1b | -3,0 | 0,3 | 0,3 | 0,4 | -6,5 | -4,1 |
| 1c | -4,7 | 0,4 | 0,4 | -0,4 | -7,6 | -6,2 |
| 1c skjevlast | -4,2 | 0,3 | 0,3 | -0,3 | -5,8 | -4,7 |
| 1d | -4,6 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | -8,4 | -6,0 |
| 1d skjevlast | -4,2 | 0,3 | 0,3 | -0,4 | -6,7 | -4,6 |
| 2b TK-kantmidt | -2,8 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 5,5 | -4,1 |
| 2b TK-kantkvart | -2,9 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | -5,6 | -4,1 |
| 2b TK midtkvart | -3,0 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | -5,8 | -4,1 |
| 2b TK midtmidt | -3,0 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 5,6 | -4,1 |
| 3b | -5,1 | 0,5 | 0,5 | -0,4 | -8,2 | -6,7 |
| 3b skjevlast | -4,5 | 0,3 | 0,3 | -0,4 | -5,7 | -4,7 |
| 4b | -2,8 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | -5,6 | -4,3 |
| 4b kaldt | -2,8 | 0,2 | 0,2 | 0,3 | -4,2 | -1,9 |
| 4d | -4,4 | 0,4 | 0,4 | -0,4 | -7,6 | -6,3 |
| 4d kaldt | -4,4 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | -6,2 | -3,8 |
| 4d skjevlast | -3,9 | 0,3 | 0,3 | -0,3 | -5,8 | -4,8 |
| 4d skjevlast kaldt | -3,9 | 0,2 | 0,2 | -0,3 | -4,8 | -2,4 |

| | Ligning 6.19 | Ligning 6.20 | Ligning 6.23 | Ligning 6.24 | $\tau_{z,v,d}$ | $\tau_{y,v,d}$ | $\tau_{m,x,d}$ | Skjær + torsj | Ligning 6.50 | Ligning (6.53) |
|--------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|----------------|---------------|--------------|----------------|
| 1a | 0,38 | 0,39 | 0,52 | 0,66 | 0,17 | 0,17 | 0,10 | 0,25 | 0,07 | 0,18 |
| 1b | 0,39 | 0,42 | 0,53 | 0,69 | 0,16 | 0,18 | 0,12 | 0,28 | 0,07 | 0,19 |
| 1c | 0,55 | 0,57 | 0,75 | 0,98 | 0,24 | 0,23 | 0,12 | 0,35 | 0,10 | 0,26 |
| 1c skjevlast | 0,42 | 0,44 | 0,61 | 0,77 | 0,18 | 0,18 | 0,11 | 0,28 | 0,08 | 0,20 |
| 1d | 0,57 | 0,60 | 0,76 | 1,00 | 0,24 | 0,23 | 0,14 | 0,37 | 0,10 | 0,26 |
| 1d skjevlast | 0,44 | 0,47 | 0,62 | 0,79 | 0,18 | 0,18 | 0,14 | 0,31 | 0,08 | 0,20 |
| 2b TK-kantmidt | 0,36 | 0,38 | 0,49 | 0,62 | 0,15 | 0,16 | 0,09 | 0,24 | 0,07 | 0,18 |
| 2b TK-kantkvart | 0,37 | 0,39 | 0,50 | 0,63 | 0,16 | 0,16 | 0,10 | 0,25 | 0,07 | 0,18 |
| 2b TK midtkvart | 0,37 | 0,39 | 0,51 | 0,64 | 0,16 | 0,16 | 0,10 | 0,25 | 0,07 | 0,18 |
| 2b TK midtmidt | 0,36 | 0,38 | 0,50 | 0,64 | 0,16 | 0,16 | 0,10 | 0,25 | 0,07 | 0,18 |
| 3b | 0,60 | 0,62 | 0,81 | 1,07 | 0,27 | 0,25 | 0,13 | 0,37 | 0,11 | 0,28 |
| 3b skjevlast | 0,42 | 0,44 | 0,61 | 0,77 | 0,18 | 0,17 | 0,12 | 0,29 | 0,08 | 0,19 |
| 4b | 0,37 | 0,39 | 0,50 | 0,63 | 0,16 | 0,17 | 0,09 | 0,25 | 0,07 | 0,19 |
| 4b kaldt | 0,23 | 0,26 | 0,36 | 0,50 | 0,09 | 0,10 | 0,09 | 0,18 | 0,03 | 0,10 |
| 4d | 0,55 | 0,56 | 0,73 | 0,95 | 0,24 | 0,23 | 0,12 | 0,34 | 0,11 | 0,26 |
| 4d kaldt | 0,40 | 0,43 | 0,59 | 0,81 | 0,17 | 0,16 | 0,11 | 0,27 | 0,06 | 0,17 |
| 4d skjevlast | 0,42 | 0,43 | 0,59 | 0,74 | 0,18 | 0,18 | 0,11 | 0,28 | 0,08 | 0,20 |
| 4d skjevlast kaldt | 0,29 | 0,32 | 0,46 | 0,62 | 0,11 | 0,11 | 0,10 | 0,21 | 0,04 | 0,11 |

B.2 Kapasitetssjekk bue med og uten trykk i hengere

Uten hengere i trykk

Kodesjekk lasttilfelle 3b bue uten hengere i trykk:

| Last-kombinasjon | Aksialkraft i bue (SF1) | Eigenvalue ut av planet | Eigenvalue i planet | Kritisk last ut av planet [N] | Kritisk last i planet [N] | Knekkklengde ut av planet [mm] | Knekkklengde i planet [mm] |
|------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| 3b | 1904000 | 3,1313 | 18,458 | 5961995,2 | 33962720 | 19402,71 | 4434,20 |

Materiale: GL30c

| Dimensjoner | |
|---------------|---------|
| Bredde [mm] | 825 mm |
| Høyde [mm] | 450 mm |
| Buelengde (L) | 71,63 m |

| Karakteriske fastheter | [N/mm ²] |
|------------------------|----------------------|
| $f_{t,0,k}$ | 19,5 |
| $f_{c,0,k}$ | 24,5 |
| $f_{m,k}$ | 30 |
| $f_{v,k}$ | 3,5 |
| $f_{t,90,k}$ | 0,5 |

| Knekkklengde I_y | I planet | 4,43 m |
|--------------------|--------------|---------------|
| Knekkklengde I_z | Ut av planet | 19,40271462 m |

| Korttidslast | |
|--------------|-----------|
| k_{mod} | 0,9 |
| $f_{t,0,d}$ | 15,3 |
| $f_{c,0,d}$ | 19,2 |
| $f_{m,y,d}$ | 23,5 |
| $f_{m,z,d}$ | 23,5 |
| $f_{v,d}$ | 2,7 |
| $f_{t,90,d}$ | 0,4 |
| $E_{0,05}$ | 10800 |
| $f_{c,0,c}$ | 32 |
| k_m | 0,7 |
| I_y | 6,265E+09 |
| I_z | 2,106E+10 |
| A | 371250 |
| W_y | 27843750 |
| W_z | 51046875 |
| W_t | |
| i_y | 129,90381 |
| i_z | 238,15699 |
| λ_y | 34,134516 |
| λ_z | 81,470273 |
| k_{shape} | 1,08 |

| Input fra abaqus | $F_x(SF1)$ | $F_z(SF2)$ | $F_y(SF3)$ | $M_x(SM3)$ | $M_z(SM2)$ | $M_y(SM1)$ |
|------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Max F_x | -1553 | 115,02 | 48,71 | 7,65 | -203,8 | -170,1 |
| Min F_x | -1904 | 2,3 | 14,7 | -2,22 | 29,3 | -47,93 |
| Max F_z | -1589,5 | 116,2 | 35,5 | 7,51 | -199,7 | -177,3 |
| Min F_z | -1839 | -70,07 | -3,9 | 1,66 | 22,95 | -127,4 |
| Max F_y | -1553 | 115,02 | 48,71 | 7,65 | -203,8 | -170,1 |
| Min F_y | -1666 | -39,7 | -37,55 | -8,1 | -215,8 | -21,4 |
| Max M_x | -1559 | 67,4 | 48,2 | 15,97 | -293,9 | 1,2 |
| Min M_x | -1668 | 14,6 | -36,7 | -16,7 | -284,8 | 1,8 |
| Max M_z | -1854 | 26,6 | 22,9 | 3,53 | 121,1 | 2,19 |
| Min M_z | -1559 | 67,4 | 48,2 | 15,97 | -293,9 | 1,2 |
| Max M_y | -1679 | 1,11 | 11 | -11,1 | -40,4 | 21,69 |
| Min M_y | -1589,5 | 116,2 | 35,5 | 7,51 | -199,7 | -177,3 |

| | $\sigma_{c,0,d}$ | $\tau_{zv,d}$ | $\tau_{yv,d}$ | $\tau_{mx,d}$ | $\sigma_{m,z,d}$ | $\sigma_{m,y,d}$ |
|-----------|------------------|---------------|---------------|---------------|------------------|------------------|
| Max F_x | -4,2 | 0,5 | 0,2 | 0,2 | -4,0 | -6,1 |
| Min F_x | -5,1 | 0,0 | 0,1 | -0,1 | 0,6 | -1,7 |
| Max F_z | -4,3 | 0,5 | 0,1 | 0,2 | -3,9 | -6,4 |
| Min F_z | -5,0 | -0,3 | 0,0 | 0,0 | 0,4 | -4,6 |
| Max F_y | -4,2 | 0,5 | 0,2 | 0,2 | -4,0 | -6,1 |
| Min F_y | -4,5 | -0,2 | -0,2 | -0,2 | -4,2 | -0,8 |
| Max M_x | -4,2 | 0,3 | 0,2 | 0,2 | -5,8 | 0,0 |
| Min M_x | -4,5 | 0,1 | -0,1 | -0,1 | -5,6 | 0,1 |
| Max M_z | -5,0 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 2,4 | 0,1 |
| Min M_z | -4,2 | 0,3 | 0,2 | 0,4 | -5,8 | 0,0 |
| Max M_y | -4,5 | 0,0 | 0,0 | -0,3 | -0,8 | 0,8 |
| Min M_y | -4,3 | 0,5 | 0,1 | 0,2 | -3,9 | -6,4 |

Kombinert bøyning og aksialt trykk - Ligning 6.19 og 6.20

Knekningsanalyse

6.3.2 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning - Ligning 6.23 og 6.24

| | | | | | | | | |
|-------------------|-------------|-----------|-----------|--|--|--|--|--|
| $\lambda_{rel,y}$ | 0,591434954 | | | | | | | |
| $\lambda_{rel,z}$ | 1,411602469 | | | | | | | |
| k_y | 0,6894694 | $k_{c,y}$ | 0,9580087 | | | | | |
| k_z | 1,551890889 | $k_{c,z}$ | 0,4552339 | | | | | |

6.1.7 Skjær Antar konstruksjonsdel i bøyning, og reduserer bredden i tverrsnittet med en faktor på 0,67

6.1.8 Torsjon

| | Ligning 6.19 | Ligning 6.20 | Ligning 6.23 | Ligning 6.24 | $\tau_{zv,d}$ | $\tau_{yv,d}$ | $\tau_{mx,d}$ | Skjær + torsjon |
|-----------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|
| Max F_x | 0,43 | 0,40 | 0,61 | 0,83 | 0,25 | 0,25 | 0,11 | 0,06 |
| Min F_x | 0,16 | 0,15 | 0,37 | 0,66 | 0,01 | 0,01 | 0,03 | 0,02 |
| Max F_z | 0,44 | 0,41 | 0,62 | 0,85 | 0,26 | 0,26 | 0,08 | 0,06 |
| Min F_z | 0,28 | 0,22 | 0,48 | 0,72 | 0,15 | 0,15 | 0,01 | 0,01 |
| Max F_y | 0,43 | 0,40 | 0,61 | 0,83 | 0,25 | 0,25 | 0,11 | 0,06 |
| Min F_y | 0,21 | 0,26 | 0,40 | 0,72 | 0,09 | 0,09 | 0,08 | 0,07 |
| Max M_x | 0,22 | 0,29 | 0,40 | 0,73 | 0,15 | 0,15 | 0,11 | 0,13 |
| Min M_x | 0,22 | 0,29 | 0,41 | 0,75 | 0,03 | 0,03 | 0,08 | 0,13 |
| Max M_z | 0,14 | 0,17 | 0,35 | 0,68 | 0,06 | 0,06 | 0,05 | 0,03 |
| Min M_z | 0,22 | 0,29 | 0,40 | 0,73 | 0,15 | 0,15 | 0,11 | 0,13 |
| Max M_y | 0,11 | 0,11 | 0,30 | 0,58 | 0,00 | 0,00 | 0,02 | 0,09 |
| Min M_y | 0,44 | 0,41 | 0,62 | 0,85 | 0,26 | 0,26 | 0,08 | 0,06 |

6.4.3 Krumme bjelker

| Toppunkt av buen | 170,1 kNm | | | | |
|------------------|-----------|-----------|-------------|-------|------------|
| M_{ap} | | | | | |
| k_1 | 1 | V_b | 26,5926375 | k_p | 0,00206422 |
| k_2 | 0,35 | V | 17,728425 | | |
| k_3 | 0,6 | k_{vol} | 0,224009259 | | |
| k_4 | 0 | k_{dis} | 1,4 | | |
| r | 54500 | k_l | 1,002930814 | | |

Ligning 6.41 Ligning 6.50 Ligning (6.53)

$M_{ap}(\text{toppunkt av bue})$ 0,260964624 0,102759961 0,173858245

Med hengere i trykk

Kodesjekk lasttilfelle 3b bue med hengere i trykk:

| Last-kombinasjon | Aksialkraft i bue (SF1) | Eigenvalue ut av planet | Eigenvalue i planet | Kritisk last ut av planet [N] | Kritisk last i planet [N] | Knekkklengde ut av planet [mm] | Knekkklengde i planet [mm] |
|------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| 3b | 1911000 | 3,5594 | 18,458 | 6802013,4 | 33962720 | 18165,17 | 4434,20 |

Materiale: GL30c

| Karakteriske fastheter | [N/mm ²] | Dimensjoner |
|------------------------|----------------------|-----------------------|
| $f_{t,0,k}$ | 19,5 | Bredde [mm] 825 mm |
| $f_{c,0,k}$ | 24,5 | Høyde [mm] 450 mm |
| $f_{m,k}$ | 30 | Buelengde (L) 71,63 m |
| $f_{v,k}$ | 3,5 | |
| $f_{t,90,k}$ | 0,5 | |

Knekkklengde I_y I planet 4,43 m
 Knekkklengde I_z Ut av planet 18,16517414 m

| Korttidslast | | | |
|--------------|-------|-------------|-----------|
| k_{mod} | 0,9 | I_y | 6,265E+09 |
| $f_{t,0,d}$ | 15,3 | I_z | 2,106E+10 |
| $f_{c,0,d}$ | 19,2 | A | 371250 |
| $f_{m,y,d}$ | 23,5 | W_y | 27843750 |
| $f_{m,z,d}$ | 23,5 | W_z | 51046875 |
| $f_{v,d}$ | 2,7 | W_t | |
| $f_{t,90,d}$ | 0,4 | i_y | 129,90381 |
| $E_{0,05}$ | 10800 | i_z | 238,15699 |
| $f_{c,0,c}$ | 32 | λ_y | 34,134516 |
| k_m | 0,7 | λ_z | 76,27395 |
| | | k_{shape} | 1,08 |

| Input fra abaqus | $F_x(SF1)$ | $F_z(SF2)$ | $F_y(SF3)$ | $M_x(SM3)$ | $M_z(SM2)$ | $M_y(SM1)$ |
|------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Max F_x | -1557 | 115,02 | 112,8 | 5,44 | -209,3 | -174,2 |
| Min F_x | -1911 | 1,88 | 17,73 | -2,439 | 27,73 | -47,557 |
| Max F_z | -1743,9 | 121,3 | -51,34 | 1,8 | 43,6 | -187 |
| Min F_z | -1833,5 | -97,56 | 17,1 | 2,61 | 20,57 | -89,58 |
| Max F_y | -1557 | 115,02 | 112,8 | 5,44 | -209,3 | -174,2 |
| Min F_y | -1702,2 | 119,97 | -94,45 | 1,918 | 50,8 | -179,7 |
| Max M_x | -1562,3 | 67,34 | 111,46 | 15,95 | -418,8 | -3,25 |
| Min M_x | -1681,5 | 16,97 | -41,62 | -16,23 | -291,9 | 1,53 |
| Max M_z | -1707,3 | 67,76 | -91,48 | -2,732 | 224,9 | -3,05 |
| Min M_z | -1562,3 | 67,34 | 111,46 | 15,95 | -418,8 | -3,25 |
| Max M_y | -1871,2 | -0,4 | 0,84 | -2,129 | -11,28 | 20,23 |
| Min M_y | -1743,9 | 121,3 | -51,34 | 1,8 | 43,6 | -187 |

| | $\sigma_{c,0,d}$ | $\tau_{zv,d}$ | $\tau_{yv,d}$ | $\tau_{m,x,d}$ | $\sigma_{m,z,d}$ | $\sigma_{m,y,d}$ |
|-----------|------------------|---------------|---------------|----------------|------------------|------------------|
| Max F_x | -4,2 | 0,5 | 0,5 | 0,1 | -4,1 | -6,3 |
| Min F_x | -5,1 | 0,0 | 0,1 | -0,1 | 0,5 | -1,7 |
| Max F_z | -4,7 | 0,5 | -0,2 | 0,0 | 0,9 | -6,7 |
| Min F_z | -4,9 | -0,4 | 0,1 | 0,1 | 0,4 | -3,2 |
| Max F_y | -4,2 | 0,5 | 0,5 | 0,1 | -4,1 | -6,3 |
| Min F_y | -4,6 | 0,5 | -0,4 | 0,0 | 1,0 | -6,5 |
| Max M_x | -4,2 | 0,3 | 0,5 | 0,4 | -8,2 | -0,1 |
| Min M_x | -4,5 | 0,1 | -0,2 | -0,4 | -5,7 | 0,1 |
| Max M_z | -4,6 | 0,3 | -0,4 | -0,1 | 4,4 | -0,1 |
| Min M_z | -4,2 | 0,3 | 0,5 | 0,4 | -8,2 | -0,1 |
| Max M_y | -5,0 | 0,0 | 0,0 | -0,1 | -0,2 | 0,7 |
| Min M_y | -4,7 | 0,5 | -0,2 | 0,0 | 0,9 | -6,7 |

Kombinert bøyning og aksialt trykk - Ligning 6.19 og 6.20

Knekningsanalyse

6.3.2 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning - Ligning 6.23 og 6.24

| | | | | | | | | |
|-------------------|-------------|-----------|-----------|--|--|--|--|--|
| $\lambda_{rel,y}$ | 0,591434954 | | | | | | | |
| $\lambda_{rel,z}$ | 1,321567892 | | | | | | | |
| k_y | 0,6894694 | $k_{c,y}$ | 0,9580087 | | | | | |
| k_z | 1,424349241 | $k_{c,z}$ | 0,5113516 | | | | | |

6.1.7 Skjær Antar konstruksjonsdel i bøyning, og reduserer bredden i tverrsnittet med en faktor på 0,67

6.1.8 Torsjon

| | Ligning 6.19 | Ligning 6.20 | Ligning 6.23 | Ligning 6.24 | $\tau_{zv,d}$ | $\tau_{yv,d}$ | $\tau_{mx,x,d}$ | Skjær + torsjon |
|-----------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|---------------|-----------------|-----------------|
| Max F_x | 0,44 | 0,41 | 0,62 | 0,79 | 0,25 | 0,25 | 0,04 | 0,28 |
| Min F_x | 0,16 | 0,15 | 0,37 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 0,02 | 0,05 |
| Max F_z | 0,37 | 0,30 | 0,57 | 0,72 | 0,27 | 0,27 | 0,01 | 0,21 |
| Min F_z | 0,22 | 0,18 | 0,42 | 0,62 | 0,21 | 0,21 | 0,02 | 0,17 |
| Max F_y | 0,44 | 0,41 | 0,62 | 0,79 | 0,25 | 0,25 | 0,04 | 0,28 |
| Min F_y | 0,36 | 0,29 | 0,55 | 0,70 | 0,26 | 0,26 | 0,02 | 0,24 |
| Max M_x | 0,30 | 0,40 | 0,48 | 0,78 | 0,15 | 0,25 | 0,13 | 0,32 |
| Min M_x | 0,23 | 0,30 | 0,42 | 0,71 | 0,04 | 0,09 | 0,13 | 0,20 |
| Max M_z | 0,19 | 0,25 | 0,39 | 0,66 | 0,15 | 0,20 | 0,02 | 0,19 |
| Min M_z | 0,30 | 0,40 | 0,48 | 0,78 | 0,15 | 0,25 | 0,13 | 0,32 |
| Max M_y | 0,11 | 0,10 | 0,31 | 0,55 | 0,00 | 0,00 | 0,02 | 0,02 |
| Min M_y | 0,37 | 0,30 | 0,57 | 0,72 | 0,27 | 0,11 | 0,01 | 0,21 |

6.4.3 Krumme bjelker

| Toppunkt av buen | 174,2 kNm | | | |
|------------------|-----------|-----------|-------------|------------|
| M_{ap} | | | | |
| k_1 | 1 | V_b | 26,5926375 | k_p |
| k_2 | 0,35 | V | 17,728425 | |
| k_3 | 0,6 | k_{vol} | 0,224009259 | |
| k_4 | 0 | k_{dis} | 1,4 | |
| r | 54500 | k_l | 1,002930814 | 0,00206422 |

Ligning 6.41 Ligning 6.50 Ligning (6.53)

$M_{ap}(\text{toppunkt av bue})$ 0,267254777 0,105236832 0,269647927

B.3 Makssjekk for bue for ulike vinkler

Kapasitetsjekk lastkombinasjon 3b med 0, 35 og 45 grader vinkel på hengestagene, kun maksverdier

| Input fra abaqus | $F_x(\text{SF1})$ | $F_z(\text{SF2})$ | $F_y(\text{SF3})$ | $M_x(\text{SM3})$ | $M_z(\text{SM2})$ | $M_y(\text{SM1})$ |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 35 grader, hengere i trykk | 1911 | 121,3 | 112,8 | 16,23 | 418,8 | -187 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 1904 | 116,2 | 48,71 | 16,7 | 293,9 | 177,4 |
| 45 grader, hengere i trykk | 1938 | 147,2 | 111,9 | 16,52 | 366,4 | 178 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 1931 | 157,7 | 56,38 | 16,73 | 301,8 | 189,9 |
| 0 grader, hengere i trykk | 1861 | 83,35 | 74,48 | 18,01 | -435,36 | 137,2 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | 1856 | 82,5 | 44,55 | 18,79 | 350,2 | 144,9 |

| Lastkombinasjon | Aksialkraft i bue (SF1) | Eigenvalue ut av planet | Kritisk last ut av planet [N] | Knekkklengde ut av planet [mm] |
|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| 35 grader, hengere i trykk | 1911000 | 3,5594 | 6802013,4 | 18165,17 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 1904000 | 3,1312 | 5961804,8 | 19403,02 |
| 45 grader, hengere i trykk | 1938000 | 3,2424 | 6283771,2 | 18899,40 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 1931000 | 2,9087 | 5616699,7 | 19990,23 |
| 0 grader, hengere i trykk | 1861000 | 2,1621 | 4023668,1 | 23618,22 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | 1856000 | 2,1539 | 3997638,4 | 23694,99 |

Knekkklengde i planet

4,45228303 m

Karakteriske fastheter GL30c

[N/mm²]

| | |
|--------------|------|
| $f_{t,0,k}$ | 19,5 |
| $f_{c,0,k}$ | 24,5 |
| $f_{m,k}$ | 30 |
| $f_{v,k}$ | 3,5 |
| $f_{t,90,k}$ | 0,5 |

Dimensjoner

| | |
|-------------|---------|
| Bredde [mm] | 825 |
| Høyde [mm] | 450 |
| Buelengde | 71,63 m |

Korttidslast

| | | | |
|------------------|-------|--------------------------|-------------|
| k_{mod} | 0,9 | I_y | 6264843750 |
| $f_{t,0,d}$ | 15,3 | I_z | 21056835938 |
| $f_{c,0,d}$ | 19,2 | A | 371250 |
| $f_{m,y,d}$ | 23,5 | W_y | 27843750 |
| $f_{m,z,d}$ | 23,5 | W_z | 51046875 |
| $f_{v,d}$ | 2,7 | i_y | 129,9038106 |
| $f_{t,90,d}$ | 0,4 | i_z | 238,156986 |
| $E_{0,05}$ | 10800 | λ_y | 34,27369075 |
| $f_{c,0,e}$ | 32 | k_{shape} | 1,08 |
| k_m | 0,7 | | |
| k_1 | 1 | V_b | 26,5926375 |
| k_2 | 0,35 | V | 17,728425 |
| k_3 | 0,6 | k_{vol} | 0,224009259 |
| k_4 | 0 | k_{dis} | 1,4 |
| r | 54500 | k_l | 1,002930814 |
| | | k_p | 0,00206422 |
| | | $\lambda_{\text{rel,y}}$ | 0,593846379 |
| | | k_y | 0,69101908 |
| | | $k_{c,y}$ | 0,957518983 |

| | λ_z | $\lambda_{rel,z}$ | k_z | $k_{c,z}$ |
|----------------------------------|-------------|-------------------|-------|-----------|
| 35 grader, hengere i trykk | 76,27 | 1,32 | 1,42 | 0,51 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 81,47 | 1,41 | 1,55 | 0,46 |
| 45 grader, hengere i trykk | 79,36 | 1,37 | 1,50 | 0,48 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 83,94 | 1,45 | 1,62 | 0,43 |
| 0 grader, hengere i trykk | 99,17 | 1,72 | 2,05 | 0,32 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | 99,49 | 1,72 | 2,06 | 0,31 |

| | | | | | | |
|----------------------------------|------------------|----------------|----------------|----------------|------------------|------------------|
| 35 grader, hengere i trykk | $\sigma_{c,0,d}$ | $\tau_{z,v,d}$ | $\tau_{y,v,d}$ | $\tau_{m,x,d}$ | $\sigma_{m,z,d}$ | $\sigma_{m,y,d}$ |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | -5,1 | 0,5 | 0,5 | -0,4 | -8,2 | -6,7 |
| 45 grader, hengere i trykk | -5,1 | 0,5 | 0,2 | -0,4 | -5,8 | -6,4 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | -5,2 | 0,6 | 0,5 | -0,4 | -7,2 | -6,4 |
| 0 grader, hengere i trykk | -5,2 | 0,6 | 0,2 | -0,4 | -5,9 | -6,8 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | -5,0 | 0,3 | 0,3 | -0,4 | -8,5 | -4,9 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | -5,0 | 0,3 | 0,2 | -0,4 | 6,9 | -5,2 |

| | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|--------------|--------------|--------------|
| 35 grader, hengere i trykk | Ligning 6.19 | Ligning 6.20 | Ligning 6.23 | Ligning 6.24 | $\tau_{z,v,d}$ | $\tau_{y,v,d}$ | $\tau_{m,x,d}$ | Skjær + torsjon | Ligning 6.41 | Ligning 6.50 | Ligning 6.53 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 0,60 | 0,62 | 0,81 | 1,07 | 0,27 | 0,25 | 0,13 | 0,37 | 0,29 | 0,11 | 0,28 |
| 45 grader, hengere i trykk | 0,51 | 0,51 | 0,72 | 1,02 | 0,26 | 0,11 | 0,13 | 0,32 | 0,27 | 0,11 | 0,18 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 0,56 | 0,57 | 0,77 | 1,07 | 0,32 | 0,25 | 0,13 | 0,41 | 0,27 | 0,11 | 0,27 |
| 0 grader, hengere i trykk | 0,54 | 0,53 | 0,75 | 1,08 | 0,35 | 0,12 | 0,13 | 0,38 | 0,29 | 0,11 | 0,20 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | 0,53 | 0,58 | 0,74 | 1,34 | 0,18 | 0,16 | 0,14 | 0,31 | 0,21 | 0,08 | 0,19 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | 0,49 | 0,52 | 0,70 | 1,28 | 0,18 | 0,10 | 0,15 | 0,29 | 0,22 | 0,09 | 0,15 |

B.4 Maks opplagerkrefter bue og dekke

Opplagerkrefter i bue for alle lastkombinasjoner

| Lastkombinasjon: | Maks RF1 | Min RF1 | Maks RF2 [kN] | Min RF2 | Maks RF3 | Min RF3 | Maks RM1 | Min RM1 [kNm] | Maks RM2 [kNm] | Min RM2 [kNm] |
|-------------------------------|-------------|---------|---------------|---------|-------------|--------------|-------------|---------------|----------------|---------------|
| 1a Plassering: | 1090 2S | 0 | 593,8 2S | 0 | 52,65 2E | -79,24 1E | 51,23 2E | -150,1 1S | 174,5 1S | -257,7 1E |
| 1b Plassering: | 1099 2S | 0 | 582,4 2S | 0 | 45,68 2E | -82,83 1E | 29,67 2E | -170,9 1E | 208,6 1S | -295 1E |
| 1c Plassering: | 1497 2S | 0 | 910,2 2S | 0 | 84,92 2E | -107,4 1E | 105,6 2E | -201,4 2S | 236,8 1S | -345,4 1E |
| 1c skjev Plassering: | 1358 2S | 0 | 820,9 2S | 0 | 59,19 2E | -82,86 1E | 58,08 2S | -153,8 1E | 235,7 1S | -265,1 1E |
| 1d Plassering: | 1507 2S | 0 | 899,4 2S | 0 | 78,37 2E | -110,7 1E | 84,67 2E | -221,7 2S | 270,2 1S | -382,2 1E |
| 1d skjev Plassering: | 1367 2S | 0 | 809,8 2S | 0 | 52,35 2E | -86,4 1E | 42,13 2S | -174,6 1E | 269,3 1S | -302,5 1E |
| 2b Plassering: | 1029 2S | 0 | 546,4 2S | 0 | 48,17 2E | -76,01 1E | 45,07 2E | -144,4 1E | 167,6 1S | -248 1E |
| 3b Plassering: | 1607 2S | 0 | 995,9 2S | 0 | 93,84 2E | -115,8 1E | 122,1 2E | -216,9 1E | 255,7 1S | -372,4 1E |
| 3b kun strekk Plassering: | 1579 2S | 0 | 994,3 2E | 0 | 40,33 2E | -56,62 1E | 64,65 2S | -147,6 1E | 250,2 1S | -270,1 1E |
| 3b skjev Plassering: | 1410 2S | 0 | 869,1 2S | 0 | 57,48 2E | -81,17 1E | 70,15 2S | -149,6 1E | 254,6 1S | -258,6 1E |
| 4b kaldt Plassering: | 404,7 2S | 0 | 545,3 2S | 0 | 19,84 2E | -46,58 1E | 11,09 2E | -110,4 1E | 153,9 1S | -191,4 1E |
| 4b Plassering: | 1142 2S | 0 | 539 2S | 0 | 53,32 2E | -80,21 1E | 50,24 2E | -149,4 1E | 169,8 1S | -256,2 1E |
| 4d Plassering: | 1549 2S | 0 | 855,3 2S | 0 | 85,68 2E | -108,5 1E | 104,7 2E | -200,9 1E | 232,4 1S | -344,2 1E |
| 4d kaldt Plassering: | 811,2 2S | 0 | 863,2 2S | 0 | 52,87 2E | -75,45 1E | 66,23 2E | -162,5 1E | 217,6 1S | -279,8 1E |
| 4d skjev Plassering: | 1410 2S | 0 | 766 2S | 0 | 59,87 2E | -83,86 1E | 55,01 2S | -153,3 1E | 231,1 1S | -263,9 1E |
| 4d skjev kaldt Plassering: | 672,6 2S | 0 | 773,6 2S | 0 | 26,56 2E | -50,34 1E | 45,6 2S | -125,5 1S | 216 1S | -199,1 1E |

Opplagerkrefter for lastkombinasjon 3b uten trykk i hengere

Bue

| | RF1 [kN] | RF2 [kN] | RF3 [kN] | RM1 [kNm] | RM2 [kNm] | Strekkbånd [kN] |
|-------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------------|
| Opplager 1S | 1354 | 900 | -36,9 | -143,5 | 250,2 | 51 |
| Opplager 1E | 0 | 907,4 | -56,62 | -147,6 | -270,1 | 1275 |
| Opplager 2S | 1579 | 991,6 | 22,45 | 64,65 | -104,1 | -12,45 |
| Opplager 2E | 0 | 994,3 | 40,33 | 64,21 | 113,8 | 1420 |

| Dekke | RF1 [kN/m] | RF2 [kN/m] | RF3 [kN/m] | RM1 på halvdel mot bue 1 [kNm/m] | RM1 på halvdel mot bue 2 [kNm/m] | RM2 [kNm/m] |
|------------|------------|------------|------------|--|--|-------------|
| Opplager S | 650 | 26 | 38 | -2 | 1,8 | 0,097 |
| Opplager E | 0 | 23 | -42 | -3,05 | 2,6 | -0,58 |

B.5 Bueopplager

| | | |
|-------------------------|--|---|
| Bredde på buetverrsnitt | $b := 825 \text{ mm}$ | |
| Høyde på buetverrsnitt | $h := 450 \text{ mm}$ | |
| Tykkelse stålplater | $t_1 := 50 \text{ mm}$ $t_2 := 50 \text{ mm}$ | $b_s := b - 150 \text{ mm} = 0.675 \text{ m}$ |

Reaksjonskrefter for bueopplager med lastkombinasjon 3b uten trykk i hengere.

$$RM1 := 143.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad RF1 := 1354 \text{ kN} - 51 \text{ kN} \quad RF3 := 36.9 \text{ kN}$$

$$RM2 := 250.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad RF2 := 900 \text{ kN}$$

Bolt

$$V_z := \frac{RF2}{2} + \frac{RM1}{420 \text{ mm}} = 791.667 \text{ kN}$$

$$V_x := \frac{RF1}{2} + \frac{RM2}{420 \text{ mm}} = (1.247 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{vEd} := \sqrt{V_z^2 + V_x^2} = (1.477 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Boltkapasitet 8.8 d=80mm $d := 80 \text{ mm}$ $f_u := 800 \text{ MPa}$ $f_y := 640 \text{ MPa}$

$$A := \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \pi = 0.005 \text{ m}^2 \quad W_{el} := A \cdot \frac{\left(\frac{d}{2}\right)}{4}$$

$$\text{Avskjæringskapasitet} \quad F_{vRd} := \frac{0.6 \cdot A \cdot f_u}{1.25} = (1.93 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\text{Hullkantrykk} \quad F_{bRd} := \frac{1.5 \cdot t_2 \cdot d \cdot 355 \text{ MPa}}{1.05} = (2.029 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\text{Avstander} \quad a := \frac{F_{vEd} \cdot 1.05}{2 \cdot t_2 \cdot 355 \text{ MPa}} + \frac{2 \cdot d}{3} = 0.097 \text{ m}$$

$$c := \frac{F_{vEd} \cdot 1.05}{2 \cdot t_2 \cdot 355 \text{ MPa}} + \frac{d}{3} = 0.07 \text{ m}$$

$$M_{Ed} := \frac{F_{vEd}}{8} \cdot (t_2 + 4 \cdot 2 \text{ mm} + 2 \cdot t_1) = 29.176 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \frac{1.5 \cdot W_{el} \cdot f_y}{1.05} = 45.957 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Stålplate fra bolt til bue 2stk per side

Avstand fra bolt til kritisk punkt $a_1 := 450 \text{ mm}$

Bredde på plate $b_1 := h - 40 \text{ mm}$

$$I_y := \frac{t_1 \cdot b_1^3}{12} = (2.872 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$
$$I_z := \frac{b_1 \cdot t_1^3}{12} = (4.271 \cdot 10^{-6}) \text{ m}^4$$

$$N_{Ed1} := \cos(32) \cdot \frac{V_x}{2} + \cos(58) \cdot \frac{V_z}{2} = 567.403 \text{ kN}$$

$$V_{Ed1} := \sin(32) \cdot \left(\frac{V_x}{2}\right) + \sin(58) \cdot \frac{V_z}{2} = 736.886 \text{ kN}$$

Aksialspenning

$$\sigma_N := \frac{N_{Ed1}}{t_1 \cdot b_1} + \frac{V_{Ed1} \cdot a_1 \cdot \frac{(b_1)}{2}}{I_y} + \frac{RF3 \cdot a_1 \cdot \frac{t_1}{2}}{I_z} = 288.693 \text{ MPa}$$

Skjærspenning

$$\tau := \frac{1.5 \cdot \sqrt{V_{Ed1}^2 + \left(\frac{RF3}{2}\right)^2}}{t_1 \cdot b_1} = 53.935 \text{ MPa}$$

Mises

$$\sqrt{\sigma_N^2 + 3 \cdot \tau^2} = 303.432 \text{ MPa}$$

Stålplate fra bolt til stålprofil

Avstand fra bolt til kritisk punkt $a_2 := 200 \text{ mm}$

Bredde på plate $b_2 := 400 \text{ mm}$

$$I_y := \frac{t_2 \cdot b_2^3}{12} = (2.667 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$
$$I_z := \frac{b_2 \cdot t_2^3}{12} = (4.167 \cdot 10^{-6}) \text{ m}^4$$

$$N_{Ed2} := V_z = 791.667 \text{ kN}$$

$$V_{Ed2} := V_x = (1.247 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Aksialspenning

$$\sigma_N := \frac{N_{Ed2}}{t_2 \cdot b_2} + \frac{V_{Ed2} \cdot a_2 \cdot \frac{(h)}{2}}{I_y} + \frac{\frac{RF3}{2} \cdot a_2 \cdot \frac{t_2}{2}}{I_z} = 272.191 \text{ MPa}$$

Skjærspenning

$$\tau := \frac{1.5 \cdot \sqrt{V_{Ed2}^2 + \left(\frac{RF3}{2}\right)^2}}{t_1 \cdot (h - 40 \text{ mm})} = 91.27 \text{ MPa}$$

Mises

$$\sqrt{\sigma_N^2 + 3 \cdot \tau^2} = 314.767 \text{ MPa}$$

Strekkbåndinnfesting

Bolt

Maks strekkraft fra strekkbånd $F_s := 1420 \text{ kN}$

Dimensjonerende skjær

$$F_{vEd} := \frac{F_s}{2} = 710 \text{ kN}$$

Tykkelse stål
Diameter bolt

$$t := 30 \text{ mm} \\ d := 65 \text{ mm} \quad A := \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \pi$$

$$W_{el} := \frac{A \cdot \left(\frac{d}{2}\right)}{4} = (2.696 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

$$M_{Ed} := \frac{F_{vEd}}{8} \cdot \left(t + 4 \cdot \frac{(t_2 - t)}{2} + 2 \cdot t_1\right) = 15.088 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{vRd} := \frac{0.6 \cdot A \cdot f_u}{1.25} = (1.274 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{bRd} := \frac{1.5 \cdot t \cdot d \cdot 355 \text{ MPa}}{1.05} = 988.929 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := \frac{1.5 \cdot W_{el} \cdot f_y}{1.05} = 24.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kombinert avskjæring og moment

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{vEd}}{F_{vRd}}\right)^2 = 0.685 \quad \text{OK!}$$

Kantavstand stålplate $a := \frac{F_{vEd} \cdot 1.05}{2 \cdot t \cdot 355 \text{ MPa}} + \frac{2 \cdot d}{3} = 0.078 \text{ m}$

$$c := \frac{F_{vEd} \cdot 1.05}{2 \cdot t \cdot 355 \text{ MPa}} + \frac{d}{3} = 0.057 \text{ m}$$

Kantavstand stålplate 1 $a_1 := \frac{F_{vEd} \cdot 1.05}{2 \cdot t_1 \cdot 355 \text{ MPa}} + \frac{2 \cdot d}{3} = 0.064 \text{ m}$

$$c_1 := \frac{F_{vEd} \cdot 1.05}{2 \cdot t_1 \cdot 355 \text{ MPa}} + \frac{d}{3} = 0.043 \text{ m}$$

Stålplate

$$A_{ef} := t \cdot (130 \text{ mm} - d) = 0.002 \text{ m}^2$$

Strekk i plate $F_N := \frac{F_{vEd}}{2} = 355 \text{ kN}$

$$\sigma_N := \frac{F_N}{A_{ef}} = 182.051 \text{ MPa}$$

Skruer

$$N_{Ed} := \cos(32) \cdot RF1 + \cos(58) \cdot RF2 = (1.194 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := -\sin(32) \cdot RF1 + \sin(58) \cdot RF2 = 175.076 \text{ kN}$$

Avstand mellom skruer $a_1 := 450 \text{ mm}$
 $l := (825 - 50 - 50) \text{ mm} \quad l_b := 350 \text{ mm}$

Aksialkraft $N_s := N_{Ed} - \frac{V_{Ed} \cdot a_1}{l} - \frac{RF3 \cdot a_1}{l_b} = (1.038 \cdot 10^6) \text{ N}$

Hele kontaktflaten vil være i trykk

Antall skruer $n := 12$

$$F_{vEd} := \sqrt{\left(\frac{V_{Ed}}{n}\right)^2 + \left(\frac{RF3}{n}\right)^2} = (1.491 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Tre $\rho_k := 390$

Stålplate $t := 30$

Skruer 8.8 $d := 22 \quad f_{ub} := 800 \quad l := 400$

$$d_{ef} := \frac{2}{3} \cdot d \quad f_u := 640 \quad A := \left(\frac{d_{ef}}{2}\right)^2 \cdot \pi = 168.948$$

Inntregningslengde $l_{ef} := l - t = 370$

EC5-1 8.7.1

d er større en 6 mm, 8.5.1
gjelder

$$M_{y.Rk} := 0.3 \cdot f_{ub} \cdot d_{ef}^{2.6} = 2.586 \cdot 10^5$$

$$f_{h.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d_{ef}) \cdot \rho_k = 27.29$$

8.3.2
Tykk stålplate

$$F_{vRk.c} := f_{h.k} \cdot l_{ef} \cdot d_{ef} = 1.481 \cdot 10^5$$

$$F_{vRk.d} := f_{h.k} \cdot l_{ef} \cdot d_{ef} \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d_{ef} \cdot l_{ef}^2}} - 1 \right) = 1.495 \cdot 10^5$$

$$F_{vRk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d_{ef}} = 2.34 \cdot 10^4$$

NS-EN 1993-1-8 gir kapasiteter til skrue og stålplate

Avskjæringskapasitet

$$F_{vRk.avskjæring} := 0.6 \cdot f_u \cdot A = 6.488 \cdot 10^4$$

Hullkantrykk

$$d_0 := d + 0.1 \quad e_1 := 1.2 \cdot d_0 = 26.52 \quad p_1 := 2.2 \cdot d_0 = 48.62$$

$$k_1 := \min \left(2.5, 2.8 \cdot \frac{e_1}{d_0} - 1.7 \right) = 1.66$$

$$\alpha_b := \min \left(\frac{f_{ub}}{f_u}, 1, \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \right) = 0.4$$

$$F_{bRk} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_{ef} \cdot t}{1} = 1.87 \cdot 10^5$$

Kapasitet av stålplate

$$F_t := t \cdot (400) \cdot 355 = 4.26 \cdot 10^6$$

Dimensjonerende kapasitet

$$F_{vRk} := \min (F_t, F_{bRk}, F_{vRk.avskjæring}, F_{vRk.e}, F_{vRk.d}, F_{vRk.c}) = 2.34 \cdot 10^4$$

$$F_{vRd} := \frac{F_{vRk}}{1.3} = 1.8 \cdot 10^4$$

En skrueforbindelse med 12 skruer vil gi nok kapasitet mot avskjæring.

Vedlegg C - Dekket

C.1 Snittkrefter i dekket

Krefter fra dekkemodellen er vist i Tabell C.1.1 og C.1.2. Tabell C.1.3 viser snittkreftene fra modellen av hele brua.

Tabell C.1.1 - Snittkrefter i dekkemodell 200 mm

| Lokal modell - 200 mm | | | | |
|---------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------------------|
| | TK-midt på | Personlast 3b | Punktl. midt på | Punktlast midt på på kant |
| SF4 - langsgående [N/mm] | 63,66 -115,3 | 26,44 -26,44 | 72,93 -76,55 | 73,96 -79,13 |
| SF5 - tverrgående [N/mm] | 18,4 -18,4 | 1,062 -1,062 | 20,94 -20,94 | 20,61 -21,75 |
| SM1-om tverrakse [Nmm/mm] | 19820 -19780 | 13650 -16900 | 39150 -25930 | 47380 -33720 |
| SM2 - om lengdeakse [Nmm/mm] | 2094 -475,6 | 213,1 -263,8 | 3502 -605,5 | 3389 -1067 |
| SM3 [Nmm/mm] | 2056 -2056 | 161,1 -161,1 | 1802 -1802 | 1750 -1840 |

Tabell C.1.2 - Snittkrefter i dekkemodell 300 mm

| Lokal modell - 300mm | | | | | |
|---------------------------------|-----------------|-------------------|-----------------|----------------------------|----------------------|
| | TK-midt på | Personlast 3b | Hjullast midt | Hjullast midt mot sidekant | TK-midt mot sidekant |
| SF4 - langsgående [N/mm] | 64,85 -116,7 | 27,41 -27,41 | 74,29 -77,82 | 74,59 -78,93 | 66,36 -118,4 |
| SF5 - tverrgående [N/mm] | 18,11 -18,11 | 0,7114 -0,7114 | 20,46 -20,46 | 19,99 -20,63 | 18,14 -18,2 |
| SM1-om tverrakse [Nmm/mm] | 20260 -19920 | 14410 -17600 | 40350 -25740 | 44530 -28920 | 21640 -20620 |
| SM2 - om lengdeakse [Nmm/mm] | 2077 -484,2 | 225,8 -274,3 | 3415 -533 | 3348 -761,6 | 2036 -1114 |
| SM3 [Nmm/mm] | 2038 -2038 | 146,9 -146,9 | 1791 -1791 | 1778 -1817 | 1319 -1966 |

Tabell C.1.3 - Snittkrefter i dekket fra modellen av hele brua

| Fra global modell - 300 mm | | | | | |
|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|---------------------------------|--------------------|
| | Personlast | Personlast, utenom tverrbærere | TK-kantmidt | TK-kantmidt, utenom tverrbærere | TK - hjullast midt |
| SF1 | 2586 -2346 | 1400 | 1606 -1649 | 1100 | -1647 |
| SF2 | 358,8 -401,7 | 100 | 278 -326,7 | 130 | -319,4 |
| SF3 | 891,4 -933,1 | 300 | 444,5 -501,1 | -180 | -500,4 |
| SF4 - langsgående [N/mm] | 291,9 -140,7 | 150 | 185,4 -236,3 | -236,3 | -215,2 |
| SF5 - tverrgående [N/mm] | 73,14 -75,98 | 30 | 65,62 -78,44 | -38 | -75,08 |
| SM1-om lengdeakse [Nmm/mm] | 6701 -9219 | 3000 | 5532 -8317 | 5532 | 5810 |
| SM2 - om tverrakse [Nmm/mm] | 278800 -284300 | 130000 | 191200 -163200 | 90000 | 190700 |
| SM3 [Nmm/mm] | 72650 -72300 | 30000 | 43460 -42020 | 12000 | 43250 |

C.2 Kapasitetssjekk dekke 300 mm

Kapasitetssjekk for dekket er utført med kreftene mellom tverrbærerne fra modellen av hele brua.

Kapasitetssjekk dekke i langsgående retning

| Karakteriske fastheter | [N/mm ²] | Dimensjoner | |
|-----------------------------------|----------------------|--------------------|------------------|
| $f_{t,0,k}$ | 19,5 | Bredde [mm] | 5000 |
| $f_{c,0,k}$ | 24,5 | Høyde [mm] | 300 |
| $f_{m,k}$ | 30 | | |
| $f_{v,k}$ | 3,5 | | |
| $f_{t,90,k}$ | 0,5 | | |
| $f_{c,90,k}$ | 2,5 | | |
| Korttidslast | | Kneklengde i plane | 4 m |
| k_{mod} | 0,9 | Kneklengde ut av p | 60 m |
| $f_{t,0,d}$ | 15,3 | W_y | 75000000 |
| $f_{c,0,d}$ | 19,2 | W_z | 1250000000 |
| $f_{m,y,d}$ | 23,5 | | |
| $f_{m,z,d}$ | 23,5 | | |
| $f_{v,d}$ | 2,7 | | |
| $f_{t,90,d}$ | 0,4 | | |
| $f_{c,90,d}$ | 2,0 | | |
| $E_{0,05}$ | 10800 | | |
| $f_{c,0,c}$ | 32 | | |
| k_m | 0,7 | | |
| Trykk langs brudekket | $F_{c,0,d}$ | 1400 N/mm | |
| Moment om tverrakse | $M_{y,d}$ | 130000 Nmm/mm | |
| Moment om lengdeakse, horisontalt | $M_{z,d}$ | 30000 Nmm/mm | |
| Skjær langsgående | F_v | 236,3 N/mm | |
| Spenninger | σ_{zd} | σ_{yd} | $\sigma_{c,0,d}$ |
| | 0,0072 | 8,6666667 | 4,66666667 |

6.2.4 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Ligning (6.19) Ligning (6.23)
 0,428587333 0,6127367

6.1.7 Skjær

τ_d 0,64379294

Knekningsanalyse

6.3.2

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

λ_y 46,18802154

λ_z 41,56921938

$\lambda_{rel,y}$ 0,700246024

$\lambda_{rel,z}$ 0,630221421

k_y 0,765184548

$k_{c,y}$ 0,931385404

k_z 0,715100591

$k_{c,z}$ 0,949649194

Ligning 6.23 Ligning 6.24

0,630666829 0,5149924

C.3 Ritters modell

Ritters modell er utført som beskrevet i boken Träbroar av Anna Pousette [33].

Faktor C_B avhengig av antall skjøter. Maks antall skjøter er 1 på 4 lameller innen en lengde på 1,2 m

$$C_B := 0.8 \quad b := 5000 \\ L := 4000$$

$$\alpha := \frac{2 \cdot 0.03}{\sqrt{0.013 \cdot C_B}} = 0.588$$

Avlesning av figur 8.14 i boken Träbroar av Anna Pousette gir

$$\theta := 1.48 \cdot \frac{b}{L} \cdot (C_B)^{0.25} = 1.75$$

$$D_w := 1300 \text{ mm}$$

Momentet finnes fra diagram i Träbroar av Anna Pousette ved bruk av alpha og theta, mens for skjærkraften er diagrammet avhengig av faktoren beta og spennvidden.

$$M_T := 1500 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

$$V_T := (9 - 18) \frac{N}{mm}$$

C.4 Spennkraft og forankringsplate, dekket i tverretning

$$h := 300 \text{ mm}$$

Spennstål Dywidag-WR Ø18 $A := \left(\frac{17.5}{2}\right)^2 \text{ mm}^2 \cdot \pi = (2.405 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$

$$F_{pk} := 950 \text{ (MPa)} \cdot A = (2.285 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$F_{p0.1k} := 1050 \text{ MPa} \cdot A = (2.526 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Maks oppspenningskraft
N400 9.5.2.2

$$p_0 := \min(0.8 \cdot F_{pk}, 0.9 \cdot F_{p0.1k}) = (1.828 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Vertikal skjærkraft fra
dekkemodell i Abaqus

$$v_v := 38 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Friksjonskoeffisient N400

$$\mu_{90.d} := 0.3$$

Glidning mellom lameller
N400 9.6.1.3

$$p_{min.V} := \frac{v_v}{\mu_{90.d}} = 126.667 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tverrmoment fra
dekkemodellen i Abaqus

$$M_T := 5532 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}}$$

Anna Pousette (Ritter)

Laveste forspenning pga
tverrmoment eller vertikalt
skjær

$$\sigma_{f.M} := \frac{M_T \cdot 6}{h^2} = 0.369 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{f.V} := \frac{v_v \cdot 1.5}{h \cdot \mu_{90.d}} = 0.633 \text{ MPa}$$

$$p_{min.M} := \sigma_{f.M} \cdot h = 110.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

N400 9.6.1.1 - Gjenværende
forspenningskraft 40% av
oppspenningskraften

$$p_{min.0} := 0.4 \cdot p_0 = 73.121 \text{ kN}$$

Minste gjenværende
forspenningskraft skal være
over 80kN/m i områder med
konsentrerte laster

$$p_{min} := \max\left(80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, p_{min.M}, p_{min.V}\right) = 126.667 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gir maks senteravstand

$$s_{maks} := \frac{p_{min.0}}{p_{min}} = 0.577 \text{ m}$$

Forankringsplate

Kontroll av trykk under
forankringsplate

Oppspenningskraft

$$F_t := 1.1 \cdot p_0 = (2.011 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Datablad fra Dywidag angir
forankringsplate for Ø18-
stang til 110x110x25

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{F_t}{110^2 \text{ mm}^2} = 16.618 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dette krever en større
mellomleggsplate mot
dekket, ofte sirkulær.

Dimensjonerende
trykkfasthet. Endringsblad
A1:2013.

$$f_{c.90.d} := 5.5 \text{ MPa} \cdot \frac{1}{1.15} = (4.783 \cdot 10^6) \text{ Pa}$$

Minste radius:
Hvor det er tatt hensyn til
hull til gjengestang.

$$r := \sqrt{\frac{F_t}{\pi \cdot f_{c.90.d}} + \frac{A}{\pi}} = 116.016 \text{ mm}$$

C.5 Forenklet beregning av dekkeopplager

Vedlegg B.4 viser opplagerkrefter i dekket. SF3 gir kraft ut av planet som dekket dimensjoneres for.

$$SF3 := 42 \frac{kN}{m}$$

$$F_{vEd} := SF3 \cdot 5 \text{ m} = (2.1 \cdot 10^5) \text{ N}$$

NS-EN 1995-1-1 8.7.2 gir regler for skruer.

$$\alpha := 45 \quad d := 22 \quad d_{netto} := \frac{3}{4} \cdot d = 16.5 \quad n := 15$$

$$f_{ub} := 640$$

$$l_{ef} := 200$$

$$\rho_k := 390$$

$$a_2 := 5 \cdot d = 110$$

$$a_1 := 7 \cdot d = 154$$

$$n_{ef} := n^{0.9} = 11.441$$

$$f_{ax.k} := 0.52 \cdot d_{netto}^{-0.5} \cdot l_{ef}^{-0.1} \cdot \rho_k^{0.8} = 8.913$$

Skruegruppens kapasitet
$$F_{ax.a.Rk} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax.k} \cdot d_{netto} \cdot l_{ef} \cdot 1}{1.2 \cdot (\cos(\alpha))^2 + (\sin(\alpha))^2} = 3.189 \cdot 10^5$$

$$F_{vRd} := \frac{F_{ax.a.Rk}}{1.3} = 2.453 \cdot 10^5$$

Knekkbrudd i skrue
$$F_{N.Rk} := \left(\frac{d_{netto}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot f_{ub} \cdot n = 2.053 \cdot 10^6$$

15 par med skruer fordelt over dekkebredden holder for kreftene ut av planet.

Vedlegg D - Stål

D.1 Kapasitetssjekk hengere og strekkbånd

| | | | | |
|-------------------------|------------|------------|------------|--|
| | f_k | f_d | | |
| Stålkvalitet | 355 | 338,095238 | | |
| | | | N_{Rd} | |
| $A_{\text{strekkbånd}}$ | 7853,98163 | | 2655393,79 | |
| A_{henger} | 1590,43128 | | 537717,243 | |

| | |
|-------------------------|-----|
| Dimensjoner | |
| $D_{\text{strekkbånd}}$ | 100 |
| D_{henger} | 45 |

| | Fx strekkbånd | Fx henger | Utnyttelse strekkbånd | Utnyttelse henger |
|--------------------|------------------|--------------|--------------------------|----------------------|
| 1a | 819,5 | 269,2 | 0,31 | 0,50 |
| 1b | 802,1 | 260,5 | 0,30 | 0,48 |
| 1c | 1274 | 375,4 | 0,48 | 0,70 |
| 1c skjevlast | 922,3 | 289,4 | 0,35 | 0,54 |
| 1d | 1257 | 366,7 | 0,47 | 0,68 |
| 1d skjevlast | 905,2 | 280,7 | 0,34 | 0,52 |
| 2b TK-kantmidt | 753,6 | 257,7 | 0,28 | 0,48 |
| 2b TK-kantkvart | 767,7 | 261,6 | 0,29 | 0,49 |
| 2b TK midtkvart | 804,7 | 253,8 | 0,30 | 0,47 |
| 2b TK midtmidt | 780,1 | 250,5 | 0,29 | 0,47 |
| 3b | 1400 | 408,5 | 0,53 | 0,76 |
| 3b skjevlast | 899,6 | 286,4 | 0,34 | 0,53 |
| 4b | 731 | 273,7 | 0,28 | 0,51 |
| 4b kaldt | 803 | 130,4 | 0,30 | 0,24 |
| 4d | 1185 | 379,9 | 0,45 | 0,71 |
| 4d kaldt | 1256 | 236,8 | 0,47 | 0,44 |
| 4d skjevlast | 833,8 | 293,9 | 0,31 | 0,55 |
| 4d skjevlast kaldt | 905,4 | 150,6 | 0,34 | 0,28 |

D.2 Makssjekk tverrbærere

Kapasitetssjekk med maksverdier

| | | | | | |
|-----------------|---------|-----------------|--------------------|-------------|-------------------|
| | f_k | f_d | | | |
| Stålkvalitet | 355 | 338,095 | | | |
| | | | Dimensjoner | | |
| | | | Diameter | 273 | Tverrsnittsklasse |
| | | | Tykkelse | 12 | 1 eller 2 |
| A | 9839,47 | mm ² | | | |
| A _v | 6264 | mm ² | M _{Rd} | 207963029,9 | Nmm |
| I | 8,4E+07 | mm ⁴ | N _{Rd} | 3326677,341 | N |
| W | 615102 | mm ³ | M _{Rd,pl} | 276571371,4 | Nmm |
| W _{pl} | 818028 | mm ³ | V _{pl,Rd} | 1222728,896 | N |

| Input fra abaqus | | | | | | |
|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | F _x (SF1) | F _z (SF3) | F _y (SF2) | M _x (SM3) | M _z (SM1) | M _y (SM2) |
| 1a | 197,7 | -97,1 | 291,2 | 96,3 | 108,8 | 97,22 |
| 1b | 197,4 | -91,73 | 281,3 | 94,14 | 103,8 | 105,8 |
| 1c | 246,2 | 127,4 | 396,5 | 128,6 | 150,5 | 110,2 |
| 1c skjevlast | 238,6 | 114,5 | 314,1 | 103,8 | 121,6 | 102,4 |
| 1d | 244,4 | 126,2 | 386,5 | 126,4 | 147,1 | 119 |
| 1d skjevlast | 236,5 | 116 | 304,1 | 101,6 | 118,2 | 111 |
| 2b TK-kantmidt | 213,2 | 112,3 | 279,7 | 92,7 | 104,6 | 104,6 |
| 2b TK-kantkvart | 207,8 | 117,8 | 282,8 | 93,01 | 105,6 | 92,78 |
| 2b TK midtkvart | 242,4 | 104 | 274,3 | 90,86 | 103,9 | 72,86 |
| 2b TK midtmidt | 246,9 | 103,3 | 271,5 | 90,34 | 103,4 | 84,82 |
| 3b | 282,4 | 143,7 | 429,4 | 138,6 | 162,3 | 122,8 |
| 3b skjevlast | 272 | 129,9 | 312,3 | 103,3 | 121,3 | 112,2 |
| 4b | 178,6 | -91,74 | 301,8 | 101,5 | 114,1 | 92,04 |
| 4b kaldt | 216,1 | -92,14 | 116,3 | 32,19 | 36,75 | 95,13 |
| 4d | 226,7 | 122,7 | 407,2 | 133,8 | 155,8 | 104,9 |
| 4d kaldt | 263,9 | 112,7 | 221,5 | 64,31 | 78,37 | 107,6 |
| 4d skjevlast | 219,2 | 109 | 3248 | 109 | 126,9 | 97,26 |
| 4d skjevlast kaldt | 256,9 | 109,3 | 139,2 | 39,63 | 49,53 | 100,1 |

| | $\sigma_{x,d}$ | $\tau_{z,v,d}$ | $\tau_{y,v,d}$ | $\tau_{m,x,d}$ | $\sigma_{m,z,d}$ | $\sigma_{m,y,d}$ | Von Mises |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------------------|------------------|-----------|
| 1a | 20,1 | 14,8 | 44,4 | 75,0 | 176,9 | 158,1 | 377,1 |
| 1b | 20,1 | 14,0 | 42,9 | 73,3 | 168,8 | 172,0 | 381,1 |
| 1c | 25,0 | 19,4 | 60,4 | 100,2 | 244,7 | 179,2 | 480,2 |
| 1c skjevlast | 24,2 | 17,5 | 47,9 | 80,8 | 197,7 | 166,5 | 412,6 |
| 1d | 24,8 | 19,2 | 58,9 | 98,4 | 239,1 | 193,5 | 487,1 |
| 1d skjevlast | 24,0 | 17,7 | 46,4 | 79,1 | 192,2 | 180,5 | 419,4 |
| 2b TK-kantmidt | 21,7 | 17,1 | 42,6 | 72,2 | 170,1 | 170,1 | 383,2 |
| 2b TK-kantkvart | 21,1 | 18,0 | 43,1 | 72,4 | 171,7 | 150,8 | 366,8 |
| 2b TK midtkvart | 24,6 | 15,9 | 41,8 | 70,8 | 168,9 | 118,5 | 335,2 |
| 2b TK midtmidt | 25,1 | 15,7 | 41,4 | 70,4 | 168,1 | 137,9 | 352,7 |
| 3b | 28,7 | 21,9 | 65,5 | 107,9 | 263,9 | 199,6 | 526,1 |
| 3b skjevlast | 27,6 | 19,8 | 47,6 | 80,4 | 197,2 | 182,4 | 431,2 |
| 4b | 18,2 | 14,0 | 46,0 | 79,0 | 185,5 | 149,6 | 376,6 |
| 4b kaldt | 22,0 | 14,0 | 17,7 | 25,1 | 59,7 | 154,7 | 244,0 |
| 4d | 23,0 | 18,7 | 62,1 | 104,2 | 253,3 | 170,5 | 479,7 |
| 4d kaldt | 26,8 | 17,2 | 33,8 | 50,1 | 127,4 | 174,9 | 344,4 |
| 4d skjevlast | 22,3 | 16,6 | 495,1 | 84,9 | 206,3 | 158,1 | 970,8 |
| 4d skjevlast kaldt | 26,1 | 16,7 | 21,2 | 30,9 | 80,5 | 162,7 | 279,0 |

| | Redusert skjærkapasitet pga torsjon | | Redusert momentkapasitet | | |
|--------------------|-------------------------------------|----------|--------------------------|-------------|----------------|
| | $V_{pl,T,Rd}$ | ρ_z | $M_{pl,z,red}$ | ρ_y | $M_{pl,y,red}$ |
| 1a | 752947 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 1b | 763485 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 1c | 595378 | 0 | 276571371 | 0,110175619 | 246099949,3 |
| 1c skjevlast | 716360 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 1d | 606110 | 0 | 276571371 | 0,075815216 | 255603053,3 |
| 1d skjevlast | 727092 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 2b TK-kantmidt | 770509 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 2b TK-kantkvart | 768997 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 2b TK midtkvart | 779485 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 2b TK midtmidt | 782022 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 3b | 546595 | 0 | 276571371 | 0,326249087 | 186340214,1 |
| 3b skjevlast | 718799 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 4b | 727580 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 4b kaldt | 1065696 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 4d | 570011 | 0 | 276571371 | 0,183822385 | 225731362,2 |
| 4d kaldt | 909005 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |
| 4d skjevlast | 690993 | 0 | 276571371 | 70,57622482 | -1,9243E+10 |
| 4d skjevlast kaldt | 1029401 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371,4 |

6.1.7 Kombinasjon av aksialkraft og momenter
Ligning 6.2

| | |
|--------------------|------|
| 1a | 0,80 |
| 1b | 0,82 |
| 1c | 1,07 |
| 1c skjevlast | 0,88 |
| 1d | 1,07 |
| 1d skjevlast | 0,90 |
| 2b TK-kantmidt | 0,82 |
| 2b TK-kantkvart | 0,78 |
| 2b TK midtkvart | 0,71 |
| 2b TK midtmidt | 0,75 |
| 3b | 1,33 |
| 3b skjevlast | 0,93 |
| 4b | 0,80 |
| 4b kaldt | 0,54 |
| 4d | 1,10 |
| 4d kaldt | 0,75 |
| 4d skjevlast | 0,52 |
| 4d skjevlast kaldt | 0,62 |

D.3 Kapasitetssjekk for tverrbærere i lastkombinasjon 3b

Med hengere i trykk

| | | | | |
|--------------|----------------------------|------------|-------------------|---------------|
| | f_k | f_d | Dimensjoner | |
| Stålkvalitet | 355 | 338,095238 | Diameter | 273 |
| | | | Tykkelse | 12 |
| | | | Tverrsnittsklasse | 1 eller 2 |
| A | 9839,46819 mm ² | | M_{Rd} | 207963030 Nmm |
| A_v | 6264 mm ² | | N_{Rd} | 3326677,34 N |
| I | 83961412 mm ⁴ | | $M_{Rd,pl}$ | 276571371 Nmm |
| W | 615101,919 mm ³ | | $V_{pl,Rd}$ | 1222728,9 N |
| W_{pl} | 818028 mm ³ | | | |

| Input fra abaqus | | | | | | |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Korttid | | | | | | |
| | F_x (SF1) | F_z (SF3) | F_y (SF2) | M_x (SM3) | M_z (SM1) | M_y (SM2) |
| Max F_x | 282,4 | 8,3 | 0,74 | -0,494 | 1,884 | 35,47 |
| Min F_x | -4,34 | -90 | -8,76 | -0,2057 | -2,71 | 28,25 |
| Max F_z | 29,35 | 143,7 | -298 | -110,4 | 2,5 | 4,1 |
| Min F_z | 26,2 | -138,1 | 302,5 | 117,1 | -4,1 | 21,24 |
| Max F_y | 59,3 | -73,09 | 429,4 | 138,62 | 131 | 11,73 |
| Min F_y | 57,52 | 71,49 | -426,4 | -133,421 | 135,7 | 9,43 |
| Max M_x | 72,4 | -60,82 | 159,2 | 138,6 | 156,94 | 9,64 |
| Min M_x | 69,65 | 60,4 | -156,4 | -133,421 | 161,21 | 7,804 |
| Max M_z | 81,98 | 48,5 | 114 | 104,6 | 162,3 | 5,22 |
| Min M_z | 14,1 | 27,64 | 90,4 | 138,27 | -89,29 | -12,53 |
| Max M_y | -3,25 | -109,6 | 42,31 | 20,26 | 23,86 | 122,8 |
| Min M_y | 35,1 | 21,9 | -259,1 | -133,26 | -48,9 | -20,73 |

| | $\sigma_{x,d}$ | $\tau_{zv,d}$ | $\tau_{yv,d}$ | $\tau_{mx,d}$ | $\sigma_{m,z,d}$ | $\sigma_{m,y,d}$ | Von Mises |
|-----------|----------------|---------------|---------------|---------------|------------------|------------------|-----------|
| Max F_x | 28,7 | 1,3 | 0,1 | -0,4 | 2,3 | 43,4 | 74,4 |
| Min F_x | -0,4 | -13,7 | -1,3 | -0,2 | -3,3 | 34,5 | 40,3 |
| Max F_z | 3,0 | 21,9 | -45,4 | -86,0 | 3,1 | 5,0 | 95,8 |
| Min F_z | 2,7 | -21,1 | 46,1 | 91,2 | -5,0 | 26,0 | 103,7 |
| Max F_y | 6,0 | -11,1 | 65,5 | 108,0 | 160,1 | 14,3 | 230,4 |
| Min F_y | 5,8 | 10,9 | -65,0 | -103,9 | 165,9 | 11,5 | 230,6 |
| Max M_x | 7,4 | -9,3 | 24,3 | 107,9 | 191,9 | 11,8 | 238,4 |
| Min M_x | 7,1 | 9,2 | -23,8 | -103,9 | 197,1 | 9,5 | 239,0 |
| Max M_z | 8,3 | 7,4 | 17,4 | 81,5 | 198,4 | 6,4 | 232,2 |
| Min M_z | 1,4 | 4,2 | 13,8 | 107,7 | -109,2 | -15,3 | 166,4 |
| Max M_y | -0,3 | -16,7 | 6,5 | 15,8 | 29,2 | 150,1 | 180,5 |
| Min M_y | 3,6 | 3,3 | -39,5 | -103,8 | -59,8 | -25,3 | 146,1 |

| | Redusert skjærkapasitet pga torsjon | | Redusert momentkapasitet | | |
|-----------|-------------------------------------|----------|--------------------------|-----------|----------------|
| | $V_{pl,T,Rd}$ | ρ_z | $M_{pl,z,red}$ | ρ_y | $M_{pl,y,red}$ |
| Max F_x | 1220319,01 | | 0 | 276571371 | 0 |
| Min F_x | 1221725,43 | | 0 | 276571371 | 0 |
| Max F_z | 684163,203 | | 0 | 276571371 | 0 |
| Min F_z | 651478,51 | | 0 | 276571371 | 0 |
| Max F_y | 546497,226 | | 0 | 276571371 | 0,3265696 |
| Min F_y | 571859,573 | | 0 | 276571371 | 0,24135132 |
| Max M_x | 546594,793 | | 0 | 276571371 | 0 |
| Min M_x | 571859,573 | | 0 | 276571371 | 0 |
| Max M_z | 712457,415 | | 0 | 276571371 | 0 |
| Min M_z | 548204,636 | | 0 | 276571371 | 0 |
| Max M_y | 1123894,29 | | 0 | 276571371 | 0 |
| Min M_y | 572644,981 | | 0 | 276571371 | 0 |

6.2.1 (7) Kombinasjon av aksialkraft og moment

| | |
|-----------|------|
| Max F_x | 0,22 |
| Min F_x | 0,11 |
| Max F_z | 0,03 |
| Min F_z | 0,10 |
| Max F_y | 0,55 |
| Min F_y | 0,55 |
| Max M_x | 0,62 |
| Min M_x | 0,63 |
| Max M_z | 0,63 |
| Min M_z | 0,37 |
| Max M_y | 0,53 |
| Min M_y | 0,26 |

6.2.3 Strekk

0,08 OK

6.2.9 Bøyning og aksialkraft

| | $M_{N,Rd}$ | |
|-----------|------------|---------|
| Max F_x | 206464401 | 0,03 OK |
| Min F_x | 207962676 | 0,02 OK |
| Max F_z | 207946842 | 0,00 OK |
| Min F_z | 207950131 | 0,01 OK |
| Max F_y | 207896949 | 0,40 OK |
| Min F_y | 207900857 | 0,43 OK |
| Max M_x | 207864529 | 0,57 OK |
| Min M_x | 207871869 | 0,60 OK |
| Max M_z | 207836737 | 0,61 OK |
| Min M_z | 207959294 | 0,19 OK |
| Max M_y | 207962831 | 0,36 OK |
| Min M_y | 207939878 | 0,07 OK |

Uten trykk i hengere

| | | |
|--------------|-------|------------|
| | f_k | f_d |
| Stålkvalitet | 355 | 338,095238 |

| Dimensjoner | |
|-------------|-----|
| Diameter | 273 |
| Tykkelse | 12 |

Tverrsnittsklasse 1 eller 2

| | |
|-----------------|----------------------------|
| A | 9839,46819 mm ² |
| A _v | 6264 mm ² |
| I | 83961412 mm ⁴ |
| W | 615101,919 mm ³ |
| W _{pl} | 818028 mm ³ |

| | |
|--------------------|---------------|
| M _{Rd} | 207963030 Nmm |
| N _{Rd} | 3326677,34 N |
| M _{Rd,pl} | 276571371 Nmm |
| V _{pl,Rd} | 1222728,9 N |

Input fra abaqus

| | F _x (SF1) | F _z (SF3) | F _y (SF2) | M _x (SM3) | M _z (SM1) | M _y (SM2) | |
|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--|
| Max F _x | 303,6 | 7,21 | 0,54 | 0,887 | 8,33 | 35,5 | |
| Min F _x | -5,405 | -90 | -20,29 | 0,33 | -6,32 | 27,86 | |
| Max F _z | 10,2 | 137 | -206,8 | -85,98 | 47,8 | 36,4 | |
| Min F _z | 2,62 | -120,7 | 209,7 | 90,2 | 43 | 80,51 | |
| Max F _y | 60,4 | -80,2 | 349,5 | -118,7 | 212,4 | 31,1 | |
| Min F _y | 59,83 | 80,08 | -350,2 | 119,9 | 214 | 30,7 | |
| Max M _x | 59,83 | 80,08 | -350,2 | 119,9 | 214 | 30,7 | |
| Min M _x | 60,4 | -80,2 | 349,5 | -118,7 | 212,4 | 31,1 | |
| Max M _z | 59,83 | 80,08 | -350,2 | 119,9 | 214 | 30,7 | |
| Min M _z | 0,74 | -61,13 | 194,8 | 104,5 | -29,49 | 28,62 | |
| Max M _y | 2,1 | -119,9 | 209,96 | 90,2 | 119,2 | 124,1 | |
| Min M _y | 0,4 | -2,4 | -35,48 | -12,77 | 10,04 | -1,571 | |

| | σ _{x,d} | τ _{zv,d} | τ _{yv,d} | τ _{m,x,d} | σ _{m,z,d} | σ _{m,y,d} | Von Mises |
|--------------------|------------------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------|
| Max F _x | 30,9 | 1,1 | 0,1 | 0,7 | 10,2 | 43,4 | 84,5 |
| Min F _x | -0,5 | -13,7 | -3,1 | 0,3 | -7,7 | 34,1 | 38,9 |
| Max F _z | 1,0 | 20,9 | -31,5 | -67,0 | 58,4 | 44,5 | 125,0 |
| Min F _z | 0,3 | -18,4 | 32,0 | 70,2 | 52,6 | 98,4 | 168,4 |
| Max F _y | 6,1 | -12,2 | 53,3 | -92,4 | 259,6 | 38,0 | 325,4 |
| Min F _y | 6,1 | 12,2 | -53,4 | 93,4 | 261,6 | 37,5 | 327,1 |
| Max M _x | 6,1 | 12,2 | -53,4 | 93,4 | 261,6 | 37,5 | 327,1 |
| Min M _x | 6,1 | -12,2 | 53,3 | -92,4 | 259,6 | 38,0 | 325,4 |
| Max M _z | 6,1 | 12,2 | -53,4 | 93,4 | 261,6 | 37,5 | 327,1 |
| Min M _z | 0,1 | -9,3 | 29,7 | 81,4 | -36,1 | 35,0 | 88,7 |
| Max M _y | 0,2 | -18,3 | 32,0 | 70,2 | 145,7 | 151,7 | 306,7 |
| Min M _y | 0,0 | -0,4 | -5,4 | -9,9 | 12,3 | -1,9 | 17,5 |

| | Redusert skjærkapasitet pga torsjon | | Redusert momentkapasitet | | | |
|-----------|-------------------------------------|----------|--------------------------|-----------|----------------|-----------|
| | $V_{pl,T,Rd}$ | ρ_z | $M_{pl,z,red}$ | ρ_y | $M_{pl,y,red}$ | |
| Max F_x | 1218401,83 | | 0 | 276571371 | 0 | 276571371 |
| Min F_x | 1221119,05 | | 0 | 276571371 | 0 | 276571371 |
| Max F_z | 803291,593 | | 0 | 276571371 | 0 | 276571371 |
| Min F_z | 782705,114 | | 0 | 276571371 | 0 | 276571371 |
| Max F_y | 643673,21 | | 0 | 276571371 | 0,00738822 | 274528000 |
| Min F_y | 637819,235 | | 0 | 276571371 | 0,0096269 | 273908846 |
| Max M_x | 637819,235 | | 0 | 276571371 | 0,0096269 | 273908846 |
| Min M_x | 643673,21 | | 0 | 276571371 | 0,00738822 | 274528000 |
| Max M_z | 637819,235 | | 0 | 276571371 | 0,0096269 | 273908846 |
| Min M_z | 712945,247 | | 0 | 276571371 | 0 | 276571371 |
| Max M_y | 782705,114 | | 0 | 276571371 | 0 | 276571371 |
| Min M_y | 1160432,85 | | 0 | 276571371 | 0 | 276571371 |

| 6.2.1 (7) Kombinasjon av aksialkraft og moment | |
|--|------|
| Max F_x | 0,25 |
| Min F_x | 0,13 |
| Max F_z | 0,31 |
| Min F_z | 0,45 |
| Max F_y | 0,90 |
| Min F_y | 0,90 |
| Max M_x | 0,90 |
| Min M_x | 0,90 |
| Max M_z | 0,90 |
| Min M_z | 0,21 |
| Max M_y | 0,88 |
| Min M_y | 0,04 |

| 6.2.3 Strekk |
|--------------|
| 0,09 OK |

| 6.2.9 Bøyning og aksialkraft | | |
|------------------------------|------------|---------|
| | $M_{N,Rd}$ | |
| Max F_x | 274267865 | 0,02 OK |
| Min F_x | 276570641 | 0,01 OK |
| Max F_z | 276568771 | 0,05 OK |
| Min F_z | 276571200 | 0,11 OK |
| Max F_y | 276480200 | 0,60 OK |
| Min F_y | 276481912 | 0,61 OK |
| Max M_x | 276481912 | 0,61 OK |
| Min M_x | 276480200 | 0,60 OK |
| Max M_z | 276481912 | 0,61 OK |
| Min M_z | 276571358 | 0,02 OK |
| Max M_y | 276571261 | 0,39 OK |
| Min M_y | 276571367 | 0,00 OK |

D.4 Makssjekk tverrbærere med forskjellige vinkler

Kapasitetssjekk med maksverdier

| | f_k | f_d | Dimensjoner |
|--------------|----------------------------|-------|--|
| Stålkvalitet | | 355 | Diameter 273 Tykkelse 12 |
| A | 9839,46819 mm ² | | Tverrsnittsklasse 1 eller 2 |
| A_v | 6264 mm ² | | |
| I | 83961412 mm ⁴ | | M_{Rd} 207963030 Nmm |
| W | 615101,919 mm ³ | | N_{Rd} 3326677,34 N |
| W_{pl} | 818028 mm ³ | | $M_{Rd,pl}$ 276571371 Nmm $V_{pl,Rd}$ 1222728,9 N |

| Input fra abaqus | F_x (SF1) | F_z (SF3) | F_y (SF2) | M_x (SM3) | M_z (SM1) | M_y (SM2) |
|----------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 35 grader, hengere i trykk | 282,4 | 143,7 | 429,4 | 138,6 | 162,3 | 122,8 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 303,6 | 137 | -350,2 | 119,9 | 214 | 124,1 |
| 45 grader, hengere i trykk | 291,6 | 146,4 | 442,2 | 131,5 | 151,3 | 117 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 304,6 | 133,6 | 363,7 | 126,9 | 203,7 | 122,6 |
| 0 grader, hengere i trykk | 323,9 | 137,8 | -346,9 | 147 | 217,3 | 142,4 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | 321,9 | 137,3 | -327,8 | 140,8 | 229,1 | 140,6 |

| | $\sigma_{x,d}$ | $\tau_{zv,d}$ | $\tau_{yv,d}$ | $\tau_{m,x,d}$ | $\sigma_{m,z,d}$ | $\sigma_{m,y,d}$ | Von Mises |
|----------------------------------|----------------|---------------|---------------|----------------|------------------|------------------|-----------|
| 35 grader, hengere i trykk | 28,7 | 21,9 | 65,5 | 107,9 | 263,9 | 199,6 | 526,1 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 30,9 | 20,9 | 53,4 | 93,4 | 347,9 | 201,8 | 601,9 |
| 45 grader, hengere i trykk | 29,6 | 22,3 | 67,4 | 102,4 | 246,0 | 190,2 | 501,6 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 31,0 | 20,4 | 55,4 | 98,8 | 331,2 | 199,3 | 585,0 |
| 0 grader, hengere i trykk | 32,9 | 21,0 | 52,9 | 114,5 | 353,3 | 231,5 | 641,1 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | 32,7 | 20,9 | 50,0 | 109,7 | 372,5 | 228,6 | 654,8 |

| Redusert skjærkapasitet pga torsjon | Redusert momentkapasitet | | | | |
|-------------------------------------|--------------------------|----------|----------------|----------|----------------|
| | $V_{pl,T,Rd}$ | ρ_z | $M_{pl,z,red}$ | ρ_y | $M_{pl,y,red}$ |
| 35 grader, hengere i trykk | 546594,793 | 0 | 276571371 | 0,33 | 186340214 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 637819,235 | 0 | 276571371 | 0,00 | 276571371 |
| 45 grader, hengere i trykk | 581230,811 | 0 | 276571371 | 0,27 | 201325948 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 603671,048 | 0 | 276571371 | 0,04 | 264952895 |
| 0 grader, hengere i trykk | 505616,968 | 0 | 276571371 | 0,00 | 276571371 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | 535862,505 | 0 | 276571371 | 0 | 276571371 |

6.1.7 Kombinasjon av aksialkraft og momenter

| Ligning 6.2 | |
|----------------------------------|------|
| 35 grader, hengere i trykk | 1,33 |
| 35 grader, ingen hengere i trykk | 1,53 |
| 45 grader, hengere i trykk | 1,26 |
| 45 grader, ingen hengere i trykk | 1,49 |
| 0 grader, hengere i trykk | 1,65 |
| 0 grader, ingen hengere i trykk | 1,68 |

D.5 Innfesting tverrbærer til dekket - forenklet beregning kun med vindlast

Vindlast på dekket som dominerende last $q_v := 4.64 \frac{kN}{m}$
 Avstand mellom tverrbærere $L := 4 m$

Forenklet kan skjærkraften som innfestningen må overføre settes lik:

$$V_{Ed} := q_v \cdot L = 18.56 \text{ kN}$$

Dette er kraften per tverrbærer, med 11 punkt og 2 skruer per punkt blir skjærkraft for en skrue lik:

$$V_{Ed.skrue} := \frac{V_{Ed}}{11 \cdot 2} = 843.636 \text{ N}$$

Tre $\rho_k := 390$

Stålplate-øre $t := 10$

Skruer 4.6 $d := 12$ $f_{ub} := 400$ $f_u := 240$ $l := 200$ $A := \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \pi = 113.097$

Inntregningslengde $l_{ef} := l - t - 136.5 = 53.5$

EC5-1 8.7.1 $d_{ef} := 1.1 \cdot d$

d er større en 6 mm, 8.5.1 gjelder $M_{y.Rk} := 0.3 \cdot f_{ub} \cdot d_{ef}^{2.6} = 9.833 \cdot 10^4$

$$f_{h.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d_{ef}) \cdot \rho_k = 27.759$$

8.3.2

Tykk stålplate

$$F_{vRk.c} := f_{h.k} \cdot l_{ef} \cdot d_{ef} = 1.96 \cdot 10^4$$

$$F_{vRk.d} := f_{h.k} \cdot l_{ef} \cdot d_{ef} \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d_{ef} \cdot l_{ef}^2}} - 1 \right) = 2.299 \cdot 10^4$$

$$F_{vRk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d_{ef}} = 1.381 \cdot 10^4$$

NS-EN 1993-1-8 gir kapasiteter til skrue og stålplate

$$\text{Avskjæringskapasitet } F_{vRk.avskjæring} := 0.6 \cdot f_u \cdot A = 1.629 \cdot 10^4$$

$$\text{Hullkanttrykk} \quad d_0 := d + 0.1 \quad e_4 := 1.5 \cdot d_0 = 18.15 \quad e_3 := 1.5 \cdot d_0 = 18.15$$

$$k_1 := \min\left(2.5, 2.8 \cdot \frac{e_3}{d_0} - 1.7\right) = 2.5$$

$$\alpha_b := \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, 1, \frac{e_4}{3 \cdot d_0}\right) = 0.5$$

$$F_{bRk} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_{ef} \cdot t}{1} = 3.96 \cdot 10^4$$

For avlange hull er kapasiteten 0,6 ganger for et vanlig hull.

$$F_{bRk.0.6} := F_{bRk} \cdot 0.6 = 2.376 \cdot 10^4$$

$$\text{Kapasitet av stålplate} \quad F_t := t \cdot (e_3 \cdot 2) \cdot 355 = 1.289 \cdot 10^5$$

Dimensjonerende kapasitet

$$F_{vRk} := \min(F_t, F_{bRk.0.6}, F_{vRk.avskjæring}, F_{vRk.e}, F_{vRk.d}, F_{vRk.c}) = 1.381 \cdot 10^4$$

$$F_{vRd} := \frac{F_{vRk}}{1.3} = 1.062 \cdot 10^4$$

Sveis med minstemål 3mm trenger kun 1,27 mm lengde på sveisen for å overføre skjærkraften. Endeavstander blir derfor dimensjonerende for lengde på platen.

$$F_{v.sveis} := \frac{510 \text{ MPa}}{1.25 \cdot 0.9} \cdot 3 \text{ mm} \cdot (e_3 \cdot 2 + d) \text{ mm} = (6.569 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Treskrue med d=12 mm og l=200 mm vil gi nok kapasitet, med en stålplate med tykkelse 10 mm og bredde 60 mm.

Vedlegg E – Digitale vedlegg

E.1 Digitale vedlegg

Det digitale vedlegget inneholder følgende:

- CAE-filene til de følgende modellene:
 - Modell av brua med hengestag som har vinkel på 35 grader i planet
 - Modell av brua med hengestag som har vinkel på 45 grader i planet
 - Modell av brua med vertikale hengestag
 - Dekkemodell med ulike dekketykkelser
 - Dekkemodell med dekketykkelse 300 mm
- Excel-ark for kapasitetskontroll
- Mathcad-filer med ulike beregninger

Merknad: De horisontale vindlastene heter i abaqusmodellen av brua henholdsvis på lo side: vind_horisontal_bue og på le side: vind_horisontal_bue_loside