



Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

**Masteroppgave 2019 30 stp**  
Fakultet for realfag og teknologi

## **Mulighet for bruk av trevirke i bæresystemet til jernbanebruer**

Possibility of using timber in support system of a  
railway bridge

Nooria Gulraiz  
Byggeteknikk og arkitektur

## Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet ved fakultet for realfag og teknologi som avsluttende gradsoppgave i Master i byggeteknikk og arkitektur(sivilingeniør) ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitetet(NMBU). Oppgaven er skrevet i samarbeid med Bane Nor og tilsvarer 30 studiepoeng.

Denne oppgaven har desidert vært den mest utfordrende oppgaven jeg har skrevet i løpet av studielivet mitt hittil. Siden bruer generelt har vært et lite gjennomgått tema i løpet av studiet på NMBU, har målet om å bli mest mulig kjent med trebruer og jernbanebruer som konsept, vært en spennende reise.

Flere personer har bidratt til at denne oppgaven endelig har fått den sluttformen. Jeg vil først og fremst takke min hovedveileder Einar Nathan som har kommet med konstruktive tilbakemeldinger på oppgaven slik at jeg fikk en klar fremgang under skrivingen. Jeg vil også takke min eksterne veileder i Bane Nor, Vidar Vik. Han har engasjert seg fullt ut i oppgaven og henvist meg til flere fagpersoner i bedriften som har vært en stor hjelp. Vidar har også tatt meg med på befaring for å inspirere jernbanebru, noe jeg satt veldig stor pris på.

En annen person som jeg er gjerne vil takke er oppfinneren av nettverksbuebru, Per Tveit. Per Tveit kjørte ned til Oslo fra Grimstad for å ha møte med meg og bidro med sitt forskningsarbeid som jeg kunne bruke i oppgaven. Mot slutten vil jeg takke mine nære venner og familie som har stått ved meg og motivert meg til enhver tid under hele masteroppgaven.

Til slutt vil jeg dedikere denne rapporten til min elskede bestefar som plutselig gikk bort en uke før innleveringen min.

Ås, 31 januar 2019

---

Nooria Gulraiz

## Sammendrag

Bruer i tremateriale er ikke fordelaktige kun med hensyn til bærekraft, men også med tanke på kortere byggeperioder, noe som sparer på store byggkostnader. Jernbanebruer konstruert i stål og betong har likevel klart å finne sin plass foran trebruer på grunn av manglende forståelse til treets egenskaper som konstruksjonsmateriale.

I denne rapporten blir hovedspenn på 100 m til Minnevikka dobbeltsporet jernbanebru med trevirke i bæresystem undersøkt. 4 brumodeller med limtrebue skal analyseres; 2 med CLT-dekke og 2 med armert betongdekke. 2 av buebruer skal være som nettverksbue og de resterende 2 skal ha vertikale stag. Bruene med betongdekke skal i tillegg ha jernbanebruen ha ballastfritt spor, noe som har begynt å bli et populært fenomen i flere land i verden. Slab track blir gjennomgått som den aktuelle løsningen til det ballastfrie spor. Det er regler i Eurokodene og Bane Nors lovverk som danner grunnlaget for dimensjoneringen. Modelleringsprogrammet Autodesk Robot Structural Analysis Professional og håndberegninger er brukt for å finne relevante laster.

Jernbanebruer ble analysert både med betongdekke og CLT-dekke og følgende kontroller med diverse lasttilfeller ble foretatt; modal analyse, nedbøyningskontroll, moment, skjær og knekking. I modalanalyse viste CLT-dekke å være stivere i langsgående retning, mens i tverrgående retning kom betongdekke bedre ut. I nedbøyningskontroll oppstod den maksimale nedbøyningen i betongdekke i buen med vertikale stag med en verdi på 165mm. Dette tilfredsstilte fortsatt kravet på 167mm. Med påsatt trafikklast fra tog viste betongdekke være bedre spenningsfordelende enn CLT-dekke. Når det gjelder moment- og skjærkrefter, nettverksbue viste seg å være bedre alternativ enn vertikale stag. De diagonale stagen med strekkbånd langs dekket klarte ta de fleste av store spenninger. Under knekkanalyse fikk buen med vertikale stag minst kritisk lastfaktor med en kritisk knekklast på 254 660 kN. Denne lasten er mindre enn maksimale normalkraften i ULS under 30 000. Dermed kan det konkluderes at buene er trygge mot knekking.

**Nøkkelord:** jernbanebru, dobbeltspor, trebru, buebru, nettverksbue, vertikale stag, FEM-analyse, dimensjonering, limtre, massivtre, CLT-dekke, betongdekke, slab track, trafikklast, LM71.

## Abstract

Bridges in timber are not only beneficial in terms of sustainability but also in terms of shorter construction periods, which saves large building costs. However, railway bridges constructed in steel and concrete have managed to find their place in front of a wooden bridges due to lack of understanding of wood's properties as a construction material.

In this report, the main span of 100 m of Minnevika's double-track railway bridge with timber in the supporting system is examined. 4 bridge models with glulam will be analyzed; 2 with CLT-deck and 2 with reinforced concrete deck. 2 of the bridges will be network arch, while the remaining 2 will have vertical hangers. The bridges with concrete deck will also have ballast-free track, which has begun to become a popular phenomenon in several countries in the world. The slab track is reviewed as the relevant solution for the ballast-free track. Rules in the Eurocodes and Bane Nor's regulations form the basis for the analysis. The modeling software Autodesk Robot Structural Analysis Professional and hand calculations are used to find relevant loads.

Railway bridges were analyzed both with concrete deck and CLT-deck and the following checks with various load cases were made; modal analysis, deflection control, moments, shear and buckling. In modal analysis CLT-deck was stiffer in the longitudinal direction, while concrete deck showed better behaviour in transverse direction. In deflection control maximum deflection occurred in concrete deck in the arch with vertical beams with a value of 165 mm. This still met the requirement of 167mm. With the applied traffic load from trains, the concrete deck showed better behaviour than the CLT-deck. In the case of moment and shear forces, the network arch turned out to be a better alternative than vertical hangers. The diagonal hangers with tie along the deck managed to take most of the tension. During buckling analysis, arch with vertical hanger had lowest critical load factor with a critical bending load of 254 660 kN. This load is less than the maximum normal force in the ULS combination with a value below 30,000. Thus, it can be concluded that the arches are safe against buckling.

**Keywords:** railway bridge, double track, timber bridge, arch bridge, network arch, vertical hangers, FEM analysis, glulam, cross-laminated wood, CLT deck, concrete deck, slab track, traffic loads, LM71.



# Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag.....	ii
Abstract .....	iii
<b>INNLEDNING.....</b>	<b>7</b>
<b>1 Innledning.....</b>	<b>8</b>
1.1 Bakgrunn .....	8
1.3 Problemstilling og motivasjon.....	9
1.4 Avgrensninger .....	10
<b>TEORI .....</b>	<b>11</b>
<b>2 Presentasjon av Minnevikas jernbanebru.....</b>	<b>12</b>
2.1 Beskrivelse av området .....	12
2.2 Den nye Minnevikas jernbanebru.....	13
<b>3 Aktuell brutype.....</b>	<b>15</b>
3.1 Buebru i tre .....	15
3.2 Nettverksbuebru, hva er det? .....	16
<b>4 Oppbygging av jernbanespor .....</b>	<b>19</b>
4.1 Underbygning.....	19
4.2 Overbygning .....	20
4.3 Sporets skinnebefestigelse.....	20
4.4 Montering av tredekke på en bru .....	21
<b>5 Slab track .....</b>	<b>23</b>
5.1 Hva er slab track? .....	23
5.2 Egenskaper .....	24
5.3 Montering av slab track på en bru .....	26
5.4 Spenningsfordeling av slab track i bru .....	29
<b>6 Materialer .....</b>	<b>32</b>
6.1 Fastheter .....	32
6.2 Kapasitet til trevirke .....	33
6.3 Limtre som konstruksjonsmateriale.....	34
6.4 CLT som konstruksjonsmateriale .....	35
6.5 Styrken til CLT.....	36
<b>METODE.....</b>	<b>38</b>
<b>7 Laster .....</b>	<b>39</b>
7.1 Egenlaster.....	39
7.2 Vertikale trafikklaster.....	39
7.3 Horisontale krefter .....	42
7.4 Dynamiske effekter .....	47
7.5 Nedbøyning .....	49
7.6 Lastkombinasjoner .....	49
<b>8 Modellering.....</b>	<b>52</b>
8.1 Brumodell i Autodesk Robot Structural Analysis .....	52
8.2 Verifikasjon av modellene.....	58

<b>RESULTATER</b> .....	<b>60</b>
<b>9 Resultater</b> .....	<b>61</b>
9.1 Modal analyse .....	61
9.2 Nedbøyning .....	66
9.3 Lastfordeling i buebru .....	68
9.4 Moment og skjær .....	73
9.5 Knekking .....	76
9.6 Kapasitetskontroll .....	78
<b>DRØFTING</b> .....	<b>81</b>
<b>10 Drøfting</b> .....	<b>82</b>
10.1 Modal analyse .....	82
10.2 Nedbøyning .....	83
10.3 Lastfordeling i buebru .....	83
10.4 Moment og skjær .....	85
10.5 Knekking .....	86
10.6 Oppsummering.....	86
<b>KONKLUSJON</b> .....	<b>88</b>
<b>11 Konklusjon</b> .....	<b>89</b>
<b>12 Videre arbeid</b> .....	<b>90</b>
Referanseliste .....	91
<b>VEDLEGG</b> .....	<b>94</b>

# Vedleggliste

## Vedlegg A

- A.1: Om jernbanen i Norge
- A.2: Trebruer fra romersk tid
- A.3: Trebruer i Sveits
- A.4: Forskjellige konstruksjonsformer av trebruer
- A.5: Trebruer i Norge
- A.6: Trebruer i dag
- A.7: Jernbanebruer i tre
- A.8: Jernbanebruer i trevirke i Norge

## Vedlegg B

- B.1: Detaljerte tegninger av den nye Minnevikka jernbanebru

## Vedlegg C

- C.1: Trebruer
- C.2: Forbindelser
- C.3: Viktige hensyn

## Vedlegg D

- D.1: Generelt om ballastspor

## Vedlegg E

- E.1: Trevirke som konstruksjonsmateriale
- E.2: Fuktighet i trevirke
- E.3: Stål som konstruksjonsmateriale
- E.4: Betong som konstruksjonsmateriale

## Vedlegg F

- F.1: Laster på jernbanebru

## Vedlegg G

- G.1: Egenlastberegning

## Vedlegg H

- H.1: Vindlastberegning

## Vedlegg I

- I.1: Autodesk Robot Structural Analysis

# **INNLEDNING**

I innledning redegjøres bakgrunn for valg av oppgaven sammen med problemstilling og avgrensninger foretatt i denne rapporten.

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Det planlegges om å bygge en ny dobbeltsporet jernbanebru over Minnesund som skal få navnet Minnevika bru. Jernbanebruen skal bygges i betong og stål med ballastspor. Prosjektet med Minnevika bru er en del av det store prosjektet med dobbeltsporet jernbaneutbygging for Dovrebanen mellom Eidsvoll og Hamar der Minnevika jernbanebru inngår i strekning Venjar-Langset og skal til sammen utgjøre om lag 13 km lang.

Minnevika bru er imidlertid den største og mest dominerende konstruksjonen på strekningen med en lengde på omtrent 836 meter[1]. Eidsvoll-Hamar regnes som en av Norges mest trafikkerte enkeltsporede strekninger og med dobbeltspor kommer antall togavganger til å dobles og reisetiden forkortes.

Den nye Minnevika jernbanebru var opprinnelig vurdert å bygge i tremateriale, men dette forslaget ble sagt nei til av Bane Nor. Oppgaven om den nye Minnevika jernbanebru i tremateriale med slab track på betongdekke ble diskutert frem i samråd med veilederne.

### **Status på trebruer i dag**

Trebruer har fått mer fokus i moderne tid og blir sett på som et miljøvennlig alternativ til bruer utført i andre materialer. Dette skyldes ikke kun fordi tre er en fornybar ressurs, men også fordi trebruer som står i vann har bedre påvirkning på vannet enn andre materialer.

I dag blir stadig flere trebruer i Norge konstruert for å tåle større laster og har lengre brukstid enn tidligere. Grunnen er bedre kunnskap om vedlikehold av trematerialet og fordi Norge som et av ledende land innenfor treeteknologi fortsetter å lage trebruer som slår rekorder.

### **Status på jernbanebruer i trevirke**

Når det gjelder jernbanebruer i tre på 1900-tallet, ble de stort sett overskygget av jernbanebruer i stål eller betong. Det typiske med jernbanebruer i tre har vært at de enten fantes i ganske korte spenn eller som midlertidige løsninger. Grunnen har vært hensyn til store laster fra tog og strengere krav til forskyvninger opp gjennom årene. De aller fleste trebruer har vært gang- og veibruer fra 1900-tallet.

Når det er nevnt, eksempler på trebruer som blir prosjektert i lengre spenn enn tidligere og som tåler større laster med tiden viser at tre har mye større tåleevne enn det som er av oppfatning blant mange. Dette gir håp til en komplett jernbanebru i tre i fremtiden.

Til de leserne som ønsker å vite om utvikling av jernbanenettet i Norge og den historiske utviklingen av trebruer og jernbanebruer i tre datert helt tilbake til romersk tid, har det blitt skrevet en utfyllende tekst i vedlegg A med grundige eksempler.

### **1.3 Problemstilling og motivasjon**

Temaet for denne oppgaven blir å undersøke om deler av bæresystemet til en dobbeltsporet jernbanebru utføres i tremateriale. Til dette skal 4 jernbanebrumodeller med limtrebue utarbeides; 2 med massivtredekke og 2 med betongdekke. Jernbanebruer med betongdekke skal i tillegg ha ballastfritt spor med slab track integrert i betongdekket og erstatte det tradisjonelle ballastsporet.

Dette gir grunnlaget for hovedmålsetting og delmålsettinger som følger:

- *Kan trevirke bli brukt i bæresystemet til jernbanebruer i fremtiden?*
  - *Er CLT-dekke godt egnet til dekke i jernbanebruer?*
  - *Er nettverksbue bedre enn bue med vertikale stag?*
  - *Gir betongdekke i kombinasjon med slab track bedre spenningsfordeling av jernbanelaster?*

For å oppnå denne målsettingen, skal brumodellene sammenlignes og analyseres. For å kunne sammenligne bruene på best mulig måte, blir modellene designet identiske kun med unntak av dekke der materialeegenskaper endres.

Motivasjonen for denne oppgaven har vært å forske på noe som er fremtidsrettet og noe som er lite forsket i Norge hittil. Dimensjonering av jernbanebru kommer til å basere seg på allerede utprøvde prinsipper for trebruer og jernbanebruer. Dette forsøksprosjektet skal være et forprosjekt og ikke kommer til å gå inn på detaljnivå. Oppgaven er et forsøk på å åpne muligheter for undersøkelse av jernbanebruer i trevirke. Samtidig skal jernbanespor uten tradisjonell ballast åpne for en mer fremtidsrettet løsning.

## 1.4 Avgrensninger

Det må gjøres en del avgrensninger i denne rapporten på grunn av tidsbegrensning. Under følger en liste av avgrensninger som ellers bør tas hensyn til ved videre arbeid med dette mulighetsstudiet:

- Kun buebru blir gjennomgått i denne rapporten. På grunn av tidsbegrensning har det ikke vært mulighet til å utforske omfattende analyser med flere brutyper.
- Løsninger for forbindelser og innfestning til sporet blir ikke tatt med i analysen av bruene. Dette skyldes først og fremst begrensning på kunnskap om modelleringsprogrammet og omfanget av oppgaven. Festløsning til skinner blir gjennomgått i teoridelen.
- Kun hovedspennet blir studert og derfor har ikke løsning til landkar blitt tatt med i brumodellen eller ved beregninger av laster. Det finnes allerede eksisterende terreng på begge sider av Minnevika bru som landkarene kommer til å kobles mot.
- Temperaturlaster utelates i denne oppgaven på grunn av lite ekspansjonsfaktor for betong og tre. Med hensyn til skinner og solslyng, bør de tas med i videre arbeid.

# TEORI

I teoridelen gjennomgås jernbanebruen og aktuell brutype som skal analyseres. Videregis det en litterærstudie av oppbygging av jernbanespor og slab track. Oppbygging av jernbanespor og slab track som ballastfri løsning på betongdekke blir gjennomgått for å gi en forståelse av hvordan de monteres i virkeligheten. De gjennomgåtte delene skal ikke inngå i modelleringen som viser en forenkling av virkeligheten.



## 2 Presentasjon av Minnevikja jernbanebru

I dette kapitlet beskrives det aktuelle casestudiet for oppgaven; Minnevikja jernbanebru.

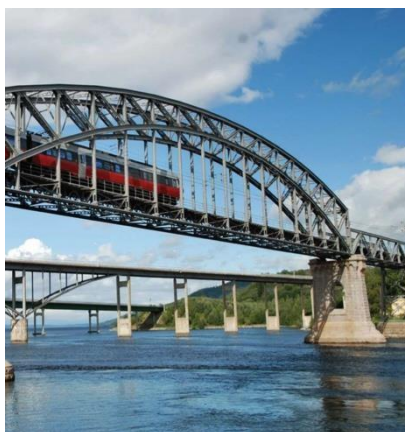
Kapitlet begynner med en kort beskrivelse av brustedet og eksisterende bruer der, før oppbygging av den nye Minnevikja jernbanebru blir gjennomgått.

### 2.1 Beskrivelse av området

Minnesund, tettsted i Eidsvoll kommune i Akershus, begynner der innsjøen Mjøsa renner ut i elven Vorma og danner et landskapsmessig fokuspunkt for mange folk. Plassering av Minnesund har gjort det stedet til krysningspunkt til vei- og jernbanebruer opp gjennom årene. Stedet preges i dag av to veibruer, en for E6 og en for lokalveg, i tillegg til en jernbanebru[2].

Enkeltsporet jernbanebru ved Minnesund som står der i dag, ble først åpnet i 1880 og gjorde det mulig å reise med damp tog fra Kristiania til Hamar. Den samme bruene ble sprengt under andre verdenskrig og ble gjenoppbygget i 1925 som en kombinert vei- og jernbanebru med ett kjørefelt på hver side av jernbanebruene. Da det kom en ny veibru noe lenger nord, ble veibrudelen av jernbanebruene revet og i dag står jernbanebruene alene med sin totale lengde på 362 meter.

Nåværende jernbanebru består av et eldre stålfagverk med en bue i hovedspenn på 82 m, vist i figur 2-1. Bruene er fundamentert på massive brupilarer av mur. I dag har Minnesund jernbanebru status som Norges sjette lengste jernbanebru og blir regnet som verneverdig.



Figur 2-1: Dagens situasjon ved Minnesund med enkeltsporet jernbanebru[2]

## Innkomne innspill

Brustedet er preget av biologisk mangfold som svaner og ender. Folk har hus og hytter med beliggenhet i nærheten av det aktuelle brustedet. I innkomne merknader og innspill angående bygging av en ny bru over Vorma[3], har det vært sterke ønsker fra beboerne i nærheten om å ta hensyn til at utsikten over Vorma ikke blir hindret og at det ikke forekommer sjenerende støy med den nye dobbeltsporet jernbanebru.

## 2.2 Den nye Minnevika jernbanebru

Ønske om en ny jernbanebru oppstod blant annet på grunn av flere skarpe svinger på den nåværende bruene som satte begrensning på tog med større hastighet. Dette gikk også utover punktlighet til togene. Den nye jernbanebruene skal anlegges på skrå, i motsetning til eksisterende bruene som er anlagt vinkelrett over Minnesund, se figur 2-2. Dette gjøres for å få kortest mulig bru og redusere reisetiden mellom Hamar og Oslo ned til under 1 time slik at det blir færre forsinkelser. Minnevika jernbanebru kommer til å krysse elven Vorma i Eidsvoll til Langset.



Figur 2-2: Dagens situasjon ved Minnesund med enkeltsporet bru, stiplet linje viser ny bru[2]

## Konstruktiv oppbygging

Den fremtidige Minnevika jernbanebru skal bygges med en dimensjonerende kjørehastighet på 200 km/t. I vedlegg B har det blitt lagt detaljerte tegninger av den nye bruene med alle lengdemål. Den nye bruene antas å stå klar til bruk i 2023 og kommer til å være Norges nest lengste jernbanebru. Den totale lengden skal være på 836 m fordelt over 20 spenn der hovedspenn blir på 100 m. Den blir kun slått av den lengste jernbanebruene i Norge som skal gå over Tangenvika og være 1200 meter lang.

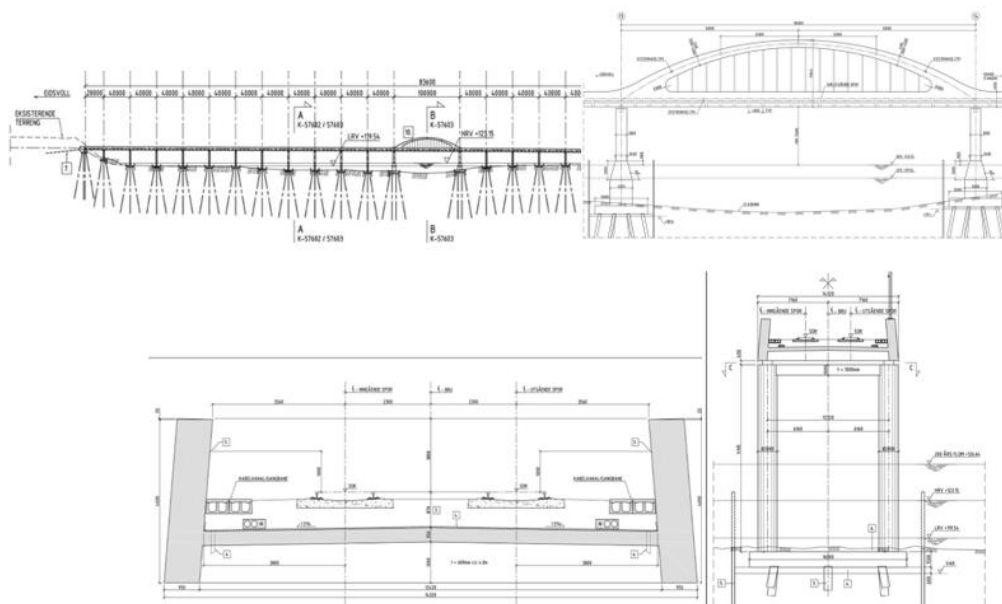
I likhet med den gamle bruene, kommer den nye bruene også til å være preget av en overliggende bukonstruksjon i hovedspenn, se figur 2-3. Brukonstruksjonen skal bli utført i spennarmert betong der buene i hovedspennet kommer til å være i betong med vertikale stag av

stål mellom bue og brubjelkene. Lengden på hovedspenn er valgt med tanke på stort nok seilingsspenn for Skibladner som er i aktivitet i det området. Fri seilingshøyde kommer til å være 15 m over høyeste regulerte vannstanden.



Figur 2-3: Hvordan den nye bruene er tenkt å bli prosjektert på[2]

Fundamentering skal skje på friksjonspeler i alle akser. Etter grunnundersøkelser utført av Statens vegvesen, ble dypeste sondering avsluttet ca. 55 meter under elvebunnen uten å treffe på fast fjell. Derfor skal fundamentering skje på svevende stålrørspeler med overkant betongfundament. Total lengde av søylene skal være på rundt 45 meter. Figur 2-4 gir et oppsummerende bilde av vedlegg B som viser hvordan den nye Minnevika jernbanebru er antatt å se ut som. Den nye jernbanebruene kommer til å gi et moderne og visuelt uttrykk til nærmiljøet og samtidig passe godt inn i historisk brumiljø ved Minnesund, der den eksisterende bruene også har en bue i hovedspenn.



Figur 2-4: Potensielle tegninger av den nye Minnevika jernbanebru hentet fra vedlegg B

### 3 Aktuell brutype

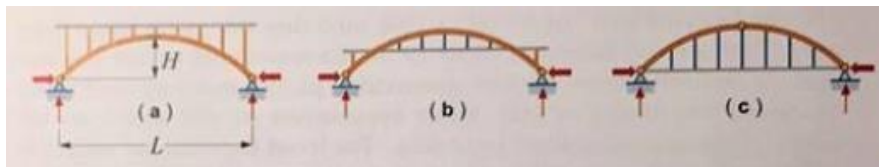
Valg av brutype i denne rapporten har vært bestemt av faktorer som gir mulighet til stor nok spennvidde, byggehøyde og tar hensyn til omgivelsene rundt Minnevika. Nettverksbuebru blir introdusert i dette kapittelet som en eksperimentell løsning for Minnevika jernbanebru. Det presiseres at det finnes andre like gode eller bedre brutyper for Minnevika jernbanebru som kan utføres i tremateriale, men på grunn av tidsbegrensning blir det kun sett på buebru i denne oppgaven.

#### 3.1 Buebru i tre

Buebruer i tre utføres enten av krumme limtrekonstruksjoner eller fagverksbuer. Buebruer var populære i romertiden og ble blant annet brukt akvedukter til å frakte vann inn til byene. De ble regnet som en av beste ingeniørkunst gjennom tiden. Det virker stort sett trykkrefter på buebru. Dette var en av grunnene til at de tidligste romerske buebruene var bygget opp av stein, som i tillegg til å være lett tilgjengelig på den tiden, tålte store trykkrefter meget godt.

Når det gjelder buebruer i tre, finnes det hovedsakelig 3 typer som er vist i figur 3-1.

Underliggende bue under brubanen(a), overliggende bue(c) og en mellomløsning der brubanen ligger mellom buens fot og topp(b).

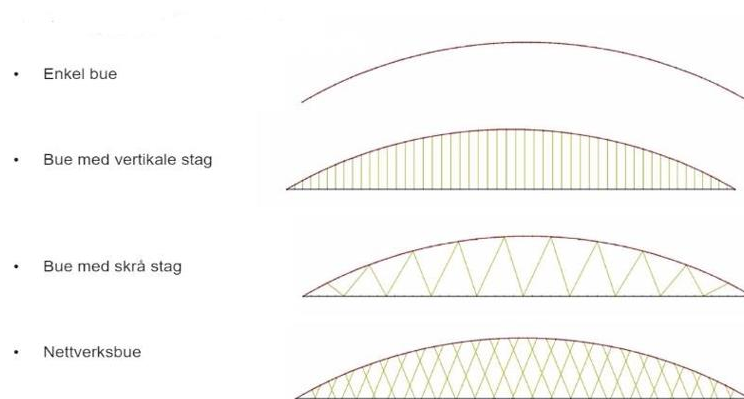


Figur 3-1: Forskjellige typer buebruer[4]

Å ha underliggende bue gjør at det blir tilstrekkelig høyde under brubanen med tanke på beskyttelse mot vær og vind. I buebruer blir vertikale krefter overført fra brudekket til buen via vertikale stag. Disse stagen fungerer som trykkstag om buen ligger under brubanen og strekkstag om buen ligger over. Ved mellomløsning der brudekket ligger mellom buen, blir disse stagen både trykk- og strekkstag. Å ha vertikale stag som mellomløsning fører til store momenter og skjærkrefter i buen.

Det foretrekkes å ha tre-ledd buer fremfor to-ledd buer på grunn av sikrere kraftoverføringer. Tre-ledd bue er også statisk bestemt, noe som gjør den mindre følsom for setninger ved fundamentene. Samtidig er det en viss fare for knekking ut av planet og for å eliminere den, kan buen avstives sideveis eller at tverrsnittet får relativt større bredde i forhold til høyden[5]. En ting man må være oppmerksom på er at skjevlaste i buer kan gi betydelige momenter.

## 3.2 Nettverksbuebru, hva er det?



**Figur 3-2: Definisjon av nettverksbue[6]**

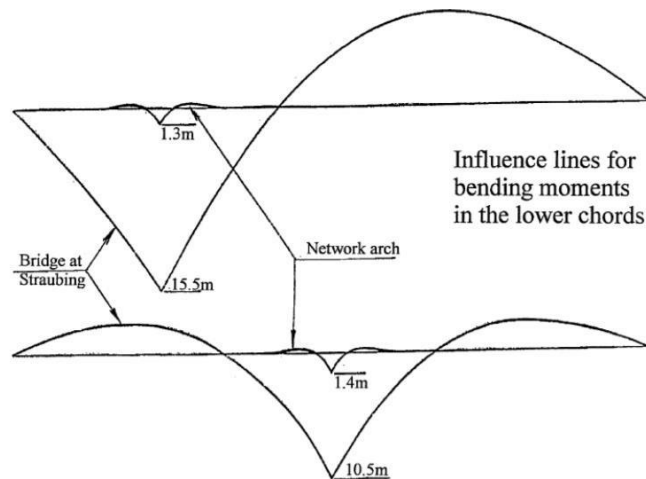
En alternativ måte å oppføre buen på er å ha nettverksbue med skråstilte hengestag som krysser hverandre minst to ganger istedenfor vertikale stenger vist i figur 3-2 over. Dette vil gi en optimal fordeling av krefter når bruene blir belastet og samtidig spare på materialbruk. Hengestagene utføres i høyfast rundstål uten å møte hverandre i felles punkt i topp og bunn. Det går også an å bygge de som vaiere. Denne brutypen sparer om lag 2/3 av konstruksjonsstål sammenlignet med en buebru med vertikale stenger[7]. Mindre stål fører naturligvis til mindre vedlikehold med tanke på korrosjon.

Oppfinneren av denne brutypen er den norske brukonstruktøren Per Tveit som utviklet dette konseptet i 1955 og i 1963 ble Håkkadalsbrua over Steinkjerelva konstruert med et hovedspenn på nesten 80 meter. Dette var den første nettverksbuebru i verden og siden da har den blitt bygget i flere land rundt omkring i verden. Publikasjoner og litteratur tilknyttet nettverksbue kan bli funnet på Per Tveit sin hjemmeside[8]. Et eksempel på nettverksbue av tre i Norge finner man på Steibrua i Alvdal sentrum som har et bruspenn på hele 88 meter, det lengste for en trebru per 2016. Den består av limtrebue med brudekke utført i lettbetong.

Siden store momentkrefter i bruene antas å være den største årsaken til knekk i bruene, karakteriseres nettverksbuebruer av slanke, kontinuerlige buer med lite bøyning. Buen skal ta det meste av trykkrefter og hengestagene skal ta strekk. På grunn av store konsentrerte laster kan det likevel bli fare for kraftløse og slappe hengestenger som fører til betydelige momenter. Løsningen for å holde stagene i nettverk stramme er å ha et tungt dekke, for eksempel i betong der egenvekten av betongdekke vil føre til optimalisering av krefter i

stagene. Dekke av armert betong vil også ta mye av strekkrefter og egenlasten til betongen bidrar til strekkrefter i hengestag og gir mulighet til å ha en slankere bueprofil.

Nettverksbuebru får mindre nedbøyning enn buen med vertikale stag, noe som er optimalt for en jernbanebru som skal ha minst mulig nedbøyning. Figur 3-3 sammenligner influenslinjer beregnet av Per Tveit for en buebru med vertikale stag og en nettverksbuebru. Det fremkommer klart at momentkrefter er mye mindre for nettverksbuen.



Figur 3-3: Influenslinjer for å sammenligne momentkrefter til bru med nettverksbuer og vertikale stag[7]

### Krysningspunkt mellom hengestag

En utfordring som kan oppstå med nettverksbuebruer er de kryssende hengestagene som skal møtes i samme punkt. Ved store vindpåkjenninger kan de komme i bevegelse og dulte bort i hverandre og dermed gi opphav til støy og/eller slitasje på stålstag. Dette kan bli løst på flere måter hvor det går an å feste noe slitesterkt og lyddempende komponent i krysningspunktet. Hengestagene bør ikke festes sammen, siden de da mister sin virkelige hensikt med å fordele kreftene utover bruene.

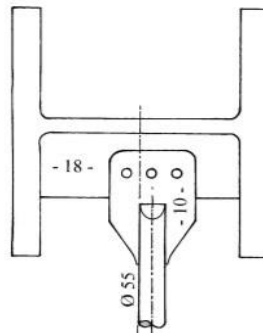
Som et tiltak anbefales det å ha plastrør utenpå stengene som klippes i 30 cm lange stykker og tres inn i stagene[*forslag fra Per Tveit i en telefonsamtale*]. På denne måten kan hengestagene bevege seg fritt i forhold til hverandre. Stagene kan bli knyttet sammen med gummistrikk så de ikke kommer langt fra hverandre og begynner å slå mot hverandre. I figur 3-4 kan man se en av løsningene som gir optimal feste mellom hengestag uten å stramme kablene.



Figur 3-4: Festløsning mellom hengestag[7]

### Forbindelsesmetode for hengestag i nettverksbue

Vanlig forbindelsesmetode for hengestag og buen blir innslissede plater i kombinasjon med bolter av høy styrke. Figur 3-5 viser et eksempel på forbindelse mellom stag og buen fra et av Per Tveit sine undersøkelser.



Figur 3-5: Forbindelse mellom bue og hengestag[7]

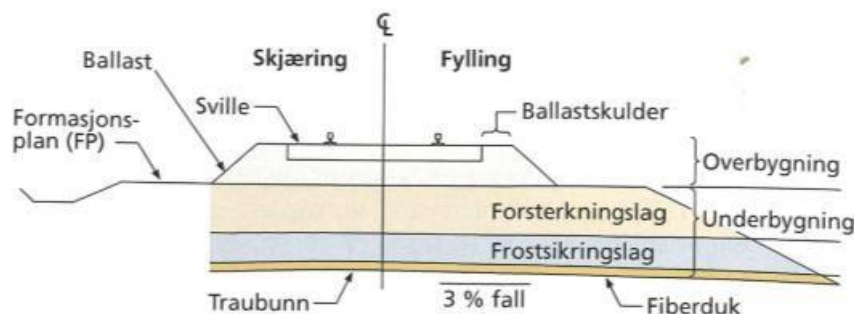
## 4 Oppbygging av jernbanespor

I dette kapittelet gjennomgås den generelle utformingen av jernbanebruspor som består av to deler; overbygning og underbygning. Dette skal gi et innblikk i hovedkomponenter som et jernbanespor består av samtidig som mulighet for tredekke i jernbanebru blir introdusert. En generell utforming av trebruer og viktige hensyn er forklart i vedlegg C.

### 4.1 Underbygning

Underbygning regnes som fundamentet for jernbanens spor og sikrer et stabilt spor. Den består av alt byggverk som er nødvendig for å bære overbygningen og sørge for et jevnt og sikkert underlag[9]. En underbygning er bygget opp av flere lag og må være i stand til å tåle store belastninger over tid. Moderne tog kan ha en aksellast på over 20 tonn samtidig som de må opprettholde høy hastighet. Dette betyr at det er viktig at underbygningen holder seg stabil overfor enhver bevegelse slik at det ikke forekommer noen uregelmessigheter i sporet.

Det er traubunnen som danner bunnen i underbygningen og anlegges med 3 % tverrfall slik at vannsamlinger unngås, se figur 4-1. Traubunnen har filterlaget over seg som skal hindre at finstoffene fra undergrunnen forurenses overliggende lag og ballasten. Filterlaget består av fingradert grus eller sand og legges ofte i kombinasjon med fiberduk. Frostsikringslaget er delen mellom traubunnen og forsterkningslaget og skal blant annet hindre at frost trenger ned i undergrunnen og sikrer tilstrekkelig bæreevne og stabilitet. Forsterkningslag ivaretar underbygningens drenerende evne og danner et trykkfordelende lag mellom ballasten og mindre bæredyktige masser under, med et minimum tykkelse på 700 mm. Øverste del av forsterkningslaget består av et avrettingslag som kalles formasjonsplanet der ballasten pleier å ligge. Dette laget danner også skille mellom underbygning og overbygning.



Figur 4-1: Ulike snitt av overbygningen og underbygningen[9]



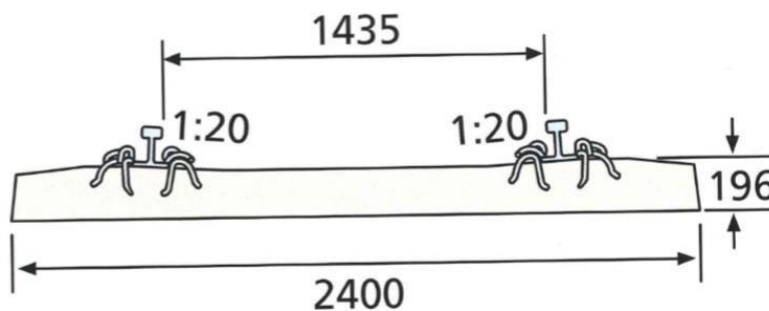
## 4.2 Overbygning

Overbygning er den øverste delen av sporet og ivaretar samspillet mellom toget og sporet, blant annet med hensyn til hastighet og virkning av forskjellige krefter på komponenter og hva som oppleves som komfortabelt for reisende. Denne delen omfatter ballast, sviller, skinner og festeanordning. Helt nederst i overbygningen finner vi ballast med varierende størrelse. Den ligger på toppen av formasjonslaget og er pakket rundt svillene for å gi god stabilitet. Svillenes oppgave, i tillegg til å holde riktig avstand mellom skinnene, er å overføre belastningene fra hjulet gjennom skinnene og ballasten og ned til forskjellige deler av underbygningen.

I Norge legges det enten tresviller eller betongsviller i jernbanespor. I dag utføres de aller fleste nye sviller til strekninger med stor trafikk i armert betong med betongkvalitet C60 som regnes som meget motstandsdyktig mot trykk.

## 4.3 Sporets skinnebefestigelse

Det er viktig at svillene er riktig festet til skinnene for å holde en viss stivhet i sporet og motvirke utknekkning av skinnene, kalt skinnevandring. Skinnevandring betyr at det skjer forskyvning i skinnene på grunn av temperaturvariasjoner, for eksempel ved solslyng. Solslyng oppstår på grunn av varme når jernbaneskinner vil utvide seg, men klarer ikke grunnet fastlåst og dermed gir dette opphav til store strekk- og trykkrefter i skinnene. Altfor store trykkrefter fører til at sporet begynner å knekke ut eller at skinnene bøyer seg og dette fenomenet kalles for solslyng. Dette viser hvor viktig festeordning for skinner er i jernbanespor. Skinnebefestigelse forbinder skinnen med svillen, vanligvis ved hjelp av en type klemfjær, og dens primære oppgave er å sikre sporvidden som er den innvendige avstanden mellom to skinner, vist i figur 4-2. Sporvidden for normalsporet jernbane skal være 1435 mm ifølge internasjonal standard og brukes av de fleste land i Europa.



Figur 4-2: Tegning av sviller og skinner på en normalsporet bane. Målene er gitt i mm

Skinnebefestigelsen skal være i stand til å ta opp både tverrgående og langsgående krefter fra rullende materiell uten at sporvidden påvirkes. Det finnes flere typer befestigelser; direkte og indirekte, og fjærende og ikke-fjærende. Det vanligste er at betongsviller festes direkte til skinnene med innstøpt festeordning med en fjæret befestigelse. De komponentene som inngår i skinnebefestigelsen er klemfjær, isolator, mellomleggsplate og eventuelt underlagsplate og svilleskruer ved indirekte befestigelse. Figur 4-3 viser eksempel på en moderne høyelastisk skinnebefestigelse montert på betongsville med Pandrol befestigelsessystem. Pandrol er nærmere forklart i kapittel 5.3 når det redegjøres type befestigelse som velges for ballastfritt spor med Slab track i denne oppgaven.



**Figur 4-3: Befestigelsessystem for skinner på en betongsville[10]**

En viktig detalj i den befestigelsen er den mellomleggsplaten, også kalt gummiplate, som ligger mellom skinnen og svillen og demper vibrasjoner og støy. Den holder blant annet skinnene på plass langs sporet ved å øke friksjonen mellom skinner og sviller og isolerer for elektrisk strøm mellom skinnene og svillene. Mellomleggsplate monteres på betongsvillene for å få et lastutjevne lag og dermed unngå spenningskonsentrasjoner.

Uten skinner blir det ingen jernbane siden de først og fremst holder hjulene på plass.

Skinnegangens profil og kvalitet avgjør komfort og sikkerhet til passasjerene og om hvor stor hastighet toget kan kjøres med. Skinnene skal sørge for en jevn, stabil og slitesterk kjørevei for det rullende materiellet, samtidig skal de overføre belastninger fra det rullende materiellet til svillene som beskrevet tidligere i dette kapittelet. Alle deler av overbygningen; ballasten, sviller, skinner og skinnebefestigelse må fungere som en enhet for å få jernbane til å fungere som optimal.

#### **4.4 Montering av tredekke på en bru**

Dekke fungerer som sekundært bæresystem. I Norge er betongdekke enerådende i jernbanebruer per dags dato. Dette blir foretrukket siden tre kan bli utsatt for dekkleslitasje og

et betongdekke kan være med på å forbedre skjevlaster fra trafikken på grunn av sin store egenvekt. Et spennarmert betongdekke kan dermed minke dynamiske påvirkninger på brukonstruksjonen. Om man velger å ha dekke av tre i bruene istedenfor, blir det mest naturlig å ha et tverrspent dekke. Trelameller stables opp side ved side i brudekkets bredde og spennes opp av stenger av høyfast spennstål i bruens lengderetning med jevne mellomrom og med solide forankringsplater på de ytterste lamellene. På denne måten holdes lamellene på plass og samtidig øker bærevirkningen langs bruene.

Spennstålet i seg selv blir ikke direkte lastbærende, men bidrar til trykkraft mellom lamellene og dermed skaper friksjon som forhindrer at lamellene glir i forhold til hverandre som følge av forspenning. Denne friksjonen vil være stor nok til at dekke fungerer som en plate med stor nok stivhet både i lengderetning og på tvers. Den spenningen som oppstår på grunn av friksjonen vil også gi mulighet for bøyemomenter og skjærkrefter til å bli fordelt i både langsgående og tverrgående retning av tredekket.

Ifølge forskningsartikkelen til Bovim, Dahl og Malo om evaluering av tverrspent brudekke[11], skriver de at det kommer til å fungere som en stiv og horisontal plate med forskjellige egenskaper i lengde- og tverretning grunnet sine ortotropiske egenskaper. En viktig utfordring med et tredekke blir å unngå at fukt trenger seg gjennom tettesjikt og fører til noen form for nedbrytning av materialet. For å holde lamellene stramme nok, kan etterspenning være nødvendig.

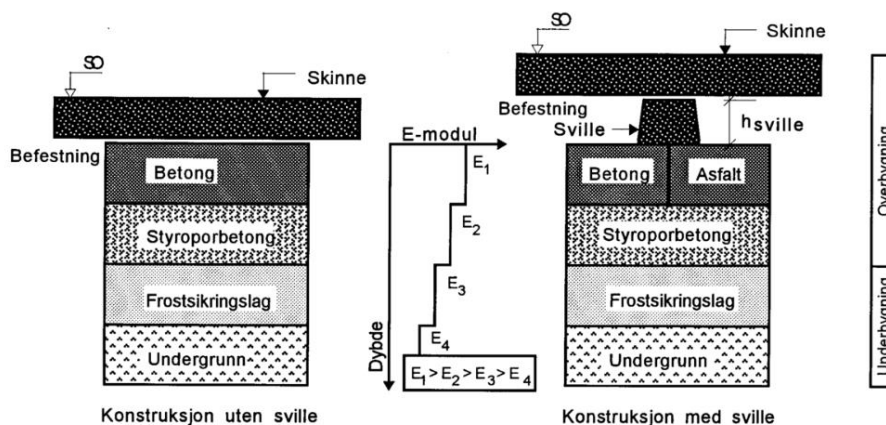
## 5 Slab track

I denne oppgaven skal kun betong gjennomgås som materialet til slab track spor. Grunnen er at det er betong som hovedsakelig blir brukt i verden i dag som ballastfritt spor. I dette kapitlet blir slab track introdusert og hvordan spenningsfordeling i slab track bru skjer. Til de som først ønsker å få en gjennomgang av ballastspor som er det vanligste sporet i jernbaneverden i dag, har en gjennomgang av det skrevet i vedlegg D.

### 5.1 Hva er slab track?

Et fortsatt litt ukjent konsept i Norge blant jernbaneingeniører, som ellers har begynt å bli populær rundt omkring i verden, er slab track, også kalt ballastfritt jernbanespor. Ballastfritt spor har blitt utviklet på grunn av dagens krav til komfort og effektivitet[12]. Det er med på å utvikle den mer avanserte sporteknologien ved å ta hensyn til utfordringer knyttet til ballastspor og erstatte den viktigste bestanddelen i jernbanespor; ballasten. Slab track er betegnelsen på ballastfritt fast innspennet spor (fast spor) med dekke av enten betong eller asfalt. Den mest dominerende komponenten er betongdekke, der pukken blir erstattet av en stiv kontinuerlig betong sporplate som overfører lasten til underbygningen og gir sporstabilitet[13]. Fordelen med betong er blant annet at dens stivhet ikke blir påvirket noe særlig av temperatursvingninger.

Selv om løsning med slab track høres ut som et nytt fenomen, var det første tilfellet over 100 år gammel fra USA. Det begynte da det i 1899 ble lagt på betongdekke under eksisterende spor for å stabilisere sporet med ustabil undergrunn[14]. Generell oppbygning av fastspor er vist i figur 5-1.



Figur 5-1: Oppbygning av ballastfritt spor[15]

I figur 6-1 ser man at spor med slab track består av undergrunnen helt nederst. Deretter følger frostsikringslag, det samme laget som er forklart i kapittel 4.1. Disse to lagene danner

underbygningen i sporet. Det nye med fastspor sammenlignet med ballastspor er at over frostsikringslaget kommer et lag av styroporbetong. Styroporbetong kalles også for ekspandert polystyren(EPS) betong og er kjent for sin lette vekt, god trykkfasthet og lydisolerende egenskaper. Den lages ved at polystyren blir blandet sammen med sement, sand og vann og kan formes til store blokker. Styroporbetong er magerbetong og fungerer som et elastisk, lastfordelende og frostisolerende mellomlag i jernbanebruer. Øverste laget før sviller(valgfritt) og skinner blir montert, er plasstøpt betongplate med gjennomgående slakkarmering.

I samme figur ser man også at E-modul minker nedover i de underliggende lagene. Dette henger sammen med lastfordelingen og mens betongplate skal være meget stiv, får lagene avtagende stivhet nedover i konstruksjonen. Figur 6-1 viser en generell oppbygging av slab track og refererer stort sett til tunneler. For bruer kan de forskjellige lagene variere litt og dette er gjennomgått oversiktlig i artikkelen til Sestakova[16].

## **5.2 Egenskaper**

### **Fordeler**

#### **Lengre levetid og mindre vedlikehold**

Fordelene med slab track er mange[17] hvor en av de største fordelene er at levetiden til slab track er betraktelig større sammenlignet med det tradisjonelle ballastsporet med puk. Mens et spor med vanlig ballast krever rensing og fornyelse hvert 15.år, er det dokumentert at spor med betongdekke blir dimensjonert for en brukstid på minst 60 år. Dette resulterer i at slab track krever mindre vedlikehold på grunn av fast spor, ergo blir det mindre justering av skinnene og kun trenger normal inspeksjon. Dette fører igjen til bedre fremkommelighet for togene fordi mindre deler av sporet trenger jevnlig vedlikehold. Med økende befolkning og dermed økende trafikkintensitet, er det en stor fordel at sportrafikken foregår med flyt uten noen form for avbrudd.

#### **Mindre konstruksjonsdybde og bedre sporstabilitet**

I tillegg til den ovennevnte fordelen med lang levetid, krever slab track mindre konstruksjonsdybde enn ballastspor fordi innebygd sporsystem og elastiske plater i sporet ikke trenger stor høyde. Det skyldes at man unngår bruken av puk under skinnene. Slab track gir også mer sporstabilitet og bedre sporgeometri sammenlignet med vanlig ballast, spesielt i sideveis retning. Slab track er festet fast på ett sted i motsetning til tradisjonell ballast og dette gir mulighet til å kjøre høyhastighetstog (minimum 200 km/t) med enda større aksellaster.

Den glatte overflaten til slab track gir også mulighet for at utrykningskjøretøy kan kjøre normalt på sporet, noe som effektiviserer behandling av uforutsatte hendelser[18].

### **Estetikk og komfort**

Med disse konstruktive fordeler må det også nevnes at slab track ser bra ut estetisk sett og reduserer støvmengder på sporet som ellers hadde kommet med tradisjonell ballast. I tillegg blir kjøreturen i toget en behagelig opplevelse for passasjerer da slab track øker mer komfort med tanke på reise med mindre bevegelser som eventuelt hadde kommet med ballastspor.

## **Utfordringer**

### **Stabilt underlag**

Slab track passer ikke for å bli montert på områder med myk undergrunn. Den bråe overgangen mellom fast og elastisk spor er heller ikke gunstig for spor med tanke på hjulslitasje på toget. Dette må eventuelt løses ved å legge inn en overgangsplate i formasjonsplanet.

### **Etterjustering**

En annen utfordring med slab track er at hvis det først er montert, blir det begrensninger med å endre dimensjoner og gjøre korrigeringer på den i brukstiden. Dette er i kontrast til en jernbanebru med ballastspor som har større fleksibilitet når det kommer til endring av geometrien til sporet. Det oppstår spesielt utfordringer knyttet til vedlikehold i overgangen mellom bru og landkar. Dette krever at man utfører en så nøyaktig jobb som mulig i byggefasen.

### **Kostnader**

Den største utfordringen er kostnader. Slab track koster mer enn spor med tradisjonell ballast, men ser man på hele levetiden til slab track, blir livssyklus-kostnader betraktelig mindre. Grunnen er den lange brukstiden og ikke minst minimalt med vedlikeholds krav. Artikkelen til doktorgradsstudenten Zhekov og Atanasov (side 2 i [19]) dokumenterer med en graf at slab track lønner seg kostnadmessig sammenlignet med ballastspor i langtidsperspektiv allerede etter et par tiår. Dette forsterker påstanden om at det lønner seg med ballastfritt spor på langsikt.

### **Støy**

Slab track har ikke mulighet til å absorbere mye lyd i forhold til ballastspor på grunn av betongen og mindre stivhet i skinnefestelse. Ifølge forskningsartikkelen til Van Lier[20] der

han diskuterer løsninger til lyddempning for slab track av betong, er det dokumentert at spor med slab track har støynivå på 5 dB mer enn tradisjonelt ballastspor. Derfor blir det viktig med riktige konstruksjonsmessige valg med nok stivhet i skinnebefestigelse. Tiltak for å unngå økende vibrasjoner og ujevnheter i skinnegangen må skje tidlig i designfasen siden det er lite handlingsrom for endringer etter monteringen.

I masteroppgaven til Michas[21] blir slab track systemer gjennomgått grundig med fordeler og ulemper. Han fremmer flere forslag til lyddempning i fastspor utfra forskning gjort på dette temaet rundt omkring i verden (side 8 i [21]). Dempning i slab track kan for eksempel innføres i sporsystemet ved hjelp av gummiaktige komponenter, kalt elastomer. Det går også an å plassere matter under slab track eller sviller som minsker vibrasjoner i jernbanebruer. Ellers kan slab track bli utformet på forskjellige måter for å tilfredsstille forskjellige krav om støy og vibrasjonsdempning på det stedet der sporet monteres. Et av de viktigste tiltakene er uansett å ha mest mulig presis geometri på slab track.

## **Konklusjon**

Slab track er et system som fortsatt er i utvikling og optimalisering av den viser klart at den kommer ut som mer fordelaktig og mer bærekraftig enn ballastspor på langsikt. I Norge ble ballastfritt spor brukt for første gang i 2017 i Norges lengste jernbanetunnel, Blix tunnelen på Follobanen[22]. Slab track er også brukt i den nye tunnelen gjennom Ulriken, prosjektert i regi av Bane Nor i likhet med Blix tunnelen. I Follobanen er det brukt Rheda 2000 som ballastfritt sporsystem. Dette systemet kjennetegnes først og fremst av store mengder betong[23] og er nærmere beskrevet i kapittel 5.3.

Begrunnelsen for å bruke ballastfritt spor har vært de ovennevnte fordelene, samt at erfaringer fra andre land viser at metoden med Slab Track har vært vellykket[24]. Internasjonalt har slab track blitt brukt blant annet i Japan, Tyskland, Frankrike og Storbritannia med suksess og den type spor har potensiale til å gripe jernbaneverden med storm.

## **5.3 Montering av slab track på en bru**

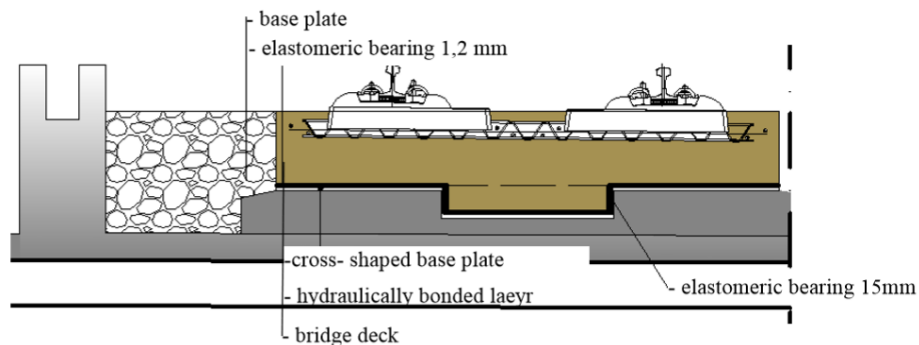
Slab track på en bru følger andre kriterier enn slab track som legges i en tunnel.

Undergrunnen i tunnelen er mer stabil og mest brukt til ballastfritt spor i dag, mens undergrunnen til slab track på en bru blir en integrert del av underbygningen til bruene.

Bøyestivheten til forskjellige slab track systemer varierer og mye avhenger av bærekapasiteten til underlaget. Hvis underbygningen har lav stivhet, bør slab track ha høy nok bøyestivhet for å virke stabiliserende mot svake punkter til bruene.

Et slab track spor reagerer på en annen måte når det blir belastet med trafikklast i motsetning til tradisjonelt spor[25]. Et brudekke regnes som stabil grunn til å plassere slab track på i utgangspunktet, men endringer i bruene må tas i betraktning som følge av klimapåkjenninger og variasjoner i temperatur og akselerasjoner.

Platebaserte systemer for slab track passer bedre som en løsning på en jernbanebru med trelementer enn de konvensjonelle løsninger som brukes av betong[13]. Platebaserte systemer har den fordelen at de er i stand til å møte forskjellige krav om støy og vibrasjoner. Når det gjelder en lang jernbanebru, som den ved Minnevik, skriver professorene Serdelova og Vicana[26] om hvordan fastspor kan monteres. Figur 5-2 viser et tverrsnitt av slab track på en bru som er større enn 25m.

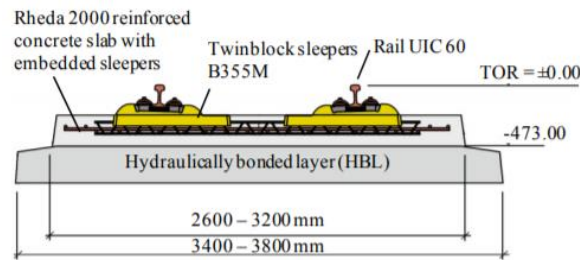


Figur 5-2:- Tverrsnitt av lang bru med slab track[26]

## Rheda 2000

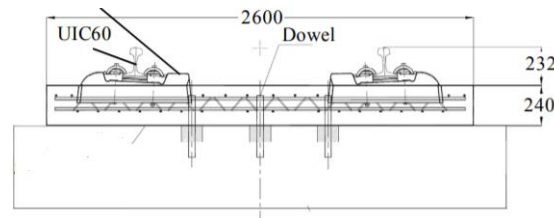
Til fastspor i denne oppgaven skal det benyttes Rheda 2000 ballastfritt sporsystem[23] som er det mest brukte slab track systemet i verden i dag. Dette systemet ble først brukt som pilotprosjekt i Tyskland i 2000 på en nylagt strekning. Figur 5-3 viser den generelle oppbygningen av et Rheda system. Denne type sporkonstruksjonen er godt egnet til større laster og hastigheter og har relativ lav vekt og dempende egenskaper. Den består av lette betongsviller som er forankret til underliggende plasstøpt betongdekke med bøyler i midten og kan lett tilpasses brukonstruksjonen. Samtidig kommer den med tilpasningsevne i overgang mellom ballastfritt- og ballastspor med forspente betongsviller og høyelastisk skinnebefestigelse. Dette blir nærmere forklart i kapittel 6.6.





Figur 5-3: Oppbygging av et Rheda system[23]

Rheda konstruksjonen blir koblet til brudekke ved hjelp av rustfrie ståldybler av høy kvalitet (side 6 i [25]). Denne type forbindelsen gjør bevegelse i langsgående retning mellom slab og underliggende brukonstruksjon mulig, noe som hindrer overlast på dybelen med hensyn til krymping og svelling av brudekke. Figur 5-4 viser et tverrsnitt av Rheda 2000 med dybler og mål som skal brukes i modellen til Minnevikas jernbanebru.



Figur 5-4: Tverrsnitt av Rheda 2000 på ballastløst spor[25]

## Befestigelsen av slab track

Valg av innfestningsløsning blir en viktig parameter for jernbanebruen, siden det handler om hvilken form skinner skal ha og påvirker mye av utformingen av bruen. Før befestigelsestype velges, må både enkelte komponenter og hele systemet av befestigelsen gjennomgå et testprogram som sørger for at enheten tilfredsstillende krav om lang levetid og funksjonsdyktighet i sporet [10].

På grunn av stiv betongkonstruksjon i slab track er det viktig at skinnebefestigelsen er høyelastisk. Det finnes flere varianter som kan brukes til befestigelsen ute i markedet. I denne oppgaven skal Pandrol befestigelsessystem brukes fordi det antas å være et passende system for ballastfritt spor på jernbanebru i tre med sin platebaserte løsning. Dette systemet har allerede blitt introdusert i kapittel 5.3. Pandrol har også blitt brukt av jernbaneverket på betongsviller helt siden denne leverandøren ble introdusert i Norge på 1960-tallet [10]. Pandrol befestigelse kommer i flere varianter og i denne oppgaven er produktet *Pandrol VIPA SP* valgt for Minnevikas jernbanebru. Eksempel på Pandrol VIPA SP er vist i figur 5-5.



Figur 5-5: Befestigelsen til slab track fra Pandrol VIPA SP[27]

Pandrol VIPA SP har blitt brukt flittig i bruer på grunn av sine vibrasjonsdempende egenskaper mellom hjul og skinner. Denne befestigelsen består av to lag elastisk pad-system som gir god støtte med hensyn til lyddempning. Bunnplaten i befestigelsen gir mulighet til å feste den direkte på bruene, noe som gir rom for justering i vedlikeholdsfasen selv om VIPA SP er designet for en lang levetid.

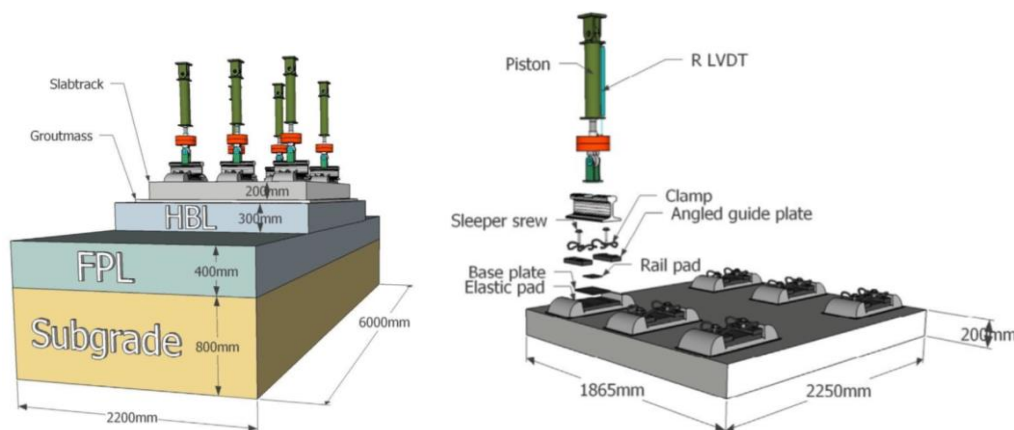
## 5.4 Spenningsfordeling av slab track i bru

I forskningsartikkelen til professorer Esveld og Markine[28] kommer de med forslag til hvordan man kan unngå altfor høye bøyepenninger i bru med slab track. De mener at et av tiltakene kan være å ha et mellomlag mellom brudekke og slab track. Dette gjør at bøyepenninger i disse to elementer ikke påvirker hverandre og brudekke holdes stabilt. Det andre tiltaket mot store bøyepenninger og aksiale krefter er å sette armeringsjern både i øvre og nedre del av betongen i slab track. Dette kalles for dobbel armering og brukes i tilfeller der strekkspenning i nedre del av dekket og trykkspenning i øvre del av dekket blir altfor stor.

### Høyere bøyestivhet

Opgaven til Michas[21] sammenligner spenningsfordeling i ballastspor og slab track spor. Han konkluderer med sin modell at nedbøyning og spenningen i slab track modellen er relativt mindre på grunn av høy bøyestivhet i slab track. Han analyserer også spenningen i midtre del av dekket for å kunne se hvilken påvirkning laster har på slab track spor. Her kom det frem at slab track spor og ballastspor oppfører seg forskjellig under belastning. Deformasjonen i slab track blir mye mer jevnere ved at lastene fordeles over mye større arealer. Ballastspor blir derimot kun deformert på de punkter der lasten er påført, mens resten av arealet gjenstår nesten upåvirket. Dette er grunnet med lavere bøyestivhet som gjør at ballastspor ikke klarer å fordele laster over større arealer.

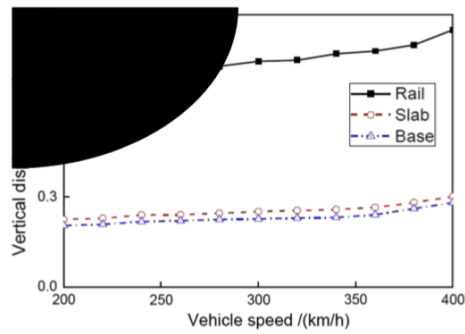
Ifølge artikkelen til britiske akademikere der de gjør laboratorieundersøkelse av ballastspor og slab track med sykliske belastninger som skal tilsvare mange år[29], er det dokumentert at underbygningen spiller en viktig rolle med tanke på stivhet av vertikal sporgeometri. Der lav stivhet i sporet kan føre til en mer slapp spor med dårlig lastfordeling, kan altfor høy stivhet gi store dynamiske overlaster i skinner, noe som kan medføre deformasjoner i skinner. Sammenligning av høy last på både ballastspor og på slab track spor viste at det var høyere nedbøyning på ballastspor. Grunnen var den frittliggende ballasten i kontrast til slab track av betong med høy stivhet. Figur 5-6 viser hvordan modellen deres av det ballastfrie sporet så ut fra to vinkler i laboratoriet. Helt nederst har man undergrunnen, deretter kommer frostsikringslag(‘FPL=Frost protection layer’), hydraulisk bundet lag(‘HBL=Hydraulic bounded layer’) for å stabilisere undergrunnen, fugemasse og helt øverst legges slab track.



Figur 5-6: Ballastfritt spor fra to vinkler[29]

### Lavere nedbøyning

En studie gjort av noen professorer fra Kina[30] viser sammenheng mellom nedbøyning av skinner, ‘slab’ og underbygningen med økende hastighet av rullende materiell. Konklusjonen er at høyeste nedbøyning forekommer i skinner, mens slab system viser mindre nedbøyning enn skinner og underbygningen viser aller minst tendens til nedbøyning, også vist i figur 5-7. Dette er begrunnet med at akselerasjonen i slab systemet og underbygningen består av langbølget energi, noe som forårsaker lavere frekvenser og mindre fluktasjoner, dermed mindre nedbøyning. Akselerasjonen i skinner består derimot av kortbølgete energien som har høyere frekvens og større svingninger.



**Figur 5-7: Vertikal nedbøyning av sporsystem[30]**

### Skjærkapasitet

Når det gjelder skjærkapasiteten i spor med slab track, artikkelen til Dai og Su[31] påviser at tverrgående skjærkapasitet er litt større enn i langsgående retning. Der langsgående skjærkapasitet til slab og underliggende lag var mellom 158 og 170 kN, tverrgående retning viste mellom 160 og 188 kN.

## 6 Materialer

Det blir brukt 3 materialer i denne rapporten til evaluering av jernbanebruen; tre, stål og betong. Der tre er hovedmaterialet og kan bli utsatt for store trykkrefter og råtne, stål kan bli utsatt for korrosjon og betong kan bli utsatt for karbonatisering. Fastheter, kapasitet til trevirke og egenskaper til limtre og massivtre blir gjennomgått i dette kapittelet da disse regnes som mest relevant for denne rapporten. En generell beskrivelse av trevirke, stål og betong er gitt i vedlegg E.

### 6.1 Fastheter

Mens fasthetsegenskaper til stål og betong er konstante, har trevirke fastheter som er avhengig av fiberretning. For å få et nøyaktig resultat av treets parametere, bør man gjøre tester av treprøver. Til modellering av jernbanebruen, er det viktig å være klar over at trevirke oppfører seg forskjellig i forskjellige aksialretninger. Fasthetsegenskaper til limtre og massivtre ble tatt fra diverse forskningsrapporter. Disse fasthetene ble funnet for å få en riktig sammenligning med fastheter i modelleringsprogrammet som skal bli brukt videre i rapporten. Tabell 6-1 gir en oppsummering av parameterne til de benyttede materialene.

Tabell 6-1: Materialeegenskaper

Materiale	Limtre	Massivtre	Stål	Betong
<b>Kvalitet</b>	GL30C	C24	S355	B45
<b>E-modul</b> [N/mm <sup>2</sup> ]	Langs på fibre: $E_L = 9355$ Radiell på fibre: $E_R = 818$ Tangentiell på fibre: $E_T = 352$	$E_L = 11\,380$ $E_R = 780$ $E_T = 470$	210000	37277
<b>G-modul</b> [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{LR} = 640$ $G_{LT} = 580$ $G_{RT} = 30$	$G_{LR} = 730$ $G_{LT} = 690$ $G_{RT} = 50$	81000	15532
<b>Poissons tall <math>\nu</math></b>	$\nu_{LR} = 0,501$ $\nu_{LT} = 0,695$ $\nu_{RT} = 0,835$	$\nu_{LR} = 0,39$ $\nu_{LT} = 0,50$ $\nu_{RT} = 0,48$	0,3	0,2
<b>Termisk koeffisient</b> [1/C]	$5 \times 10^{-6}$	$5 \times 10^{-6}$	$1,2 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-5}$
<b>Densitet</b> [kg/m <sup>3</sup> ]	468	350	7850	2400

#### Fasthetsegenskaper til limtre

Limtre i Norge blir hovedsakelig produsert av gran (side 97 i [4]). For å finne E-moduler og tverrkontraksjonstall, også kalt Poissons tall  $\nu$ , ble det tatt utgangspunkt i masteroppgaven til

Lie(side 42 i [32]). Her har han analysert limtrebjelker med hull armert mot tverrstrekk med selvborende skruer. Tallene til Lie for E-modul og poissons tall stammer fra doktoravhandlingen til Dahl[33], der han kom frem til disse tall ved å ta tester av feilfrie treprøver av norsk gran.

Skjærmoduler til limtre ble hentet fra forskningsrapporten til Dahl og Malo[34] der de ortotropiske skjæregenskaper til gran ble analysert med 82 prøver.

For å få et nøyaktig tall på densiteten til limtrebjelke, ble denne parameteren tatt fra masteroppgaven til Moseng og Hagle(side 38 i [35]). I denne avhandlingen testet de kapasiteten til trevirke ved trykk tvers på fibre og gjorde forsøk med flere testbjelker i laben med en gjennomsnittlig fuktighet på 12%.

### Fasthetsegenskaper til massivtre

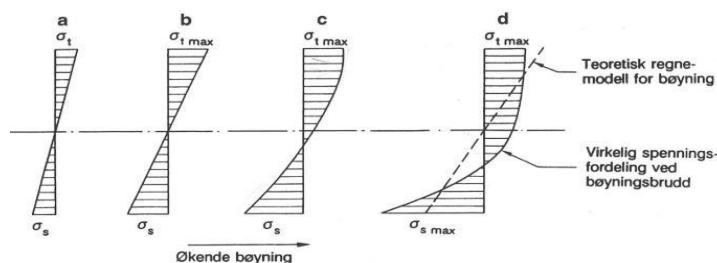
Forskningsrapporten til Dahl, Bovim og Malo[11] gir en utfyllende evaluering av tverrspent brudekke i furu med flere forsøk og FEM-analyse. Fastheter utfra analysen av brudekke i den rapporten antas som utgangspunkt for tredekke til brumodellen i denne oppgaven.

## 6.2 Kapasitet til trevirke

Tre har god strekkfasthet og klarer å bøye seg under belastning uten å gå i brudd. Samtidig er langsgående fibre i trevirke motstandsdyktige overfor vertikale og horisontale krefter.

Strekkfastheten til trevirke er betraktelig større enn trykkfastheten og dette kommer av at fibre presses fra hverandre når de blir trykket i lengderetning[36].

Strekkfastheten langs fibre er også høyere for små feilfrie prøver av trevirke enn strekkfasthet vinkelrett på fibre[37]. Det samme gjelder for trykkfastheten som også er større i fiberretning i forhold til tvers på fibre. Bøypåkjenning på tverrsnittet av trevirke fører til strekk på den ene siden og trykk på den andre siden. Dette fenomenet er vist i figur 6-1.



**Figur 6-1: Bøypåkjenning på et feilfritt prøvestykke av tre.  $\sigma_s$  betegner strekkspenning og  $\sigma_t$  betegner trykkspenning[38]**

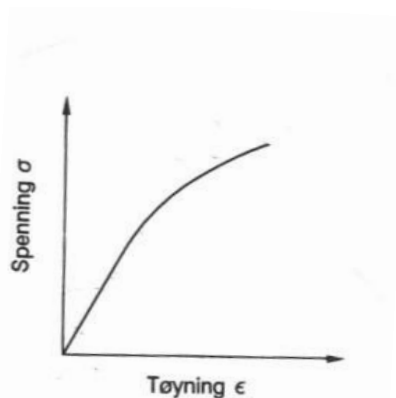
På figur 6-1 kan man se at det vises en rettlinjert spenningsfordeling over tverrsnittet med like stor strekkspenning som trykkspenning i utgangspunktet. Ettersom strekkfastheten er høyere enn trykkfastheten, endrer spenningsbildet seg med ytterligere belastning helt til

trykkspenningen når sin maksimalverdi,  $\sigma_{t,max}$ . Deretter begynner nøytralaksen å flytte seg mot strekksiden. Det viser at strekksiden tåler større verdier og deformasjonene blir større for trykk ved høyere belastning. Når det gjelder skjærfasthet, er den betraktelig mindre i fiberretningen enn normalt på fibrene.

## Ortotropisk materiale

Tre er et anisotrop materiale, noe som betyr at det har materialegenskaper som varierer og er uavhengige i alle tre akseretninger; lengderetning, radiell retning og tangentiell retning, også karakterisert som ortotropisk materiale.

Ulike egenskaper i de tre aksene gir forskjellige verdier for elastisitetsmodul. Figur 6-2 viser en typisk kurve for trevirke der man kan se at E-modul er den samme for strekk som for trykk ved lave spenninger, mens deformasjonen blir større for trykk ved høyere belastning. E-modul tvers på fibrene er også naturligvis mye lavere enn langs på fibre.



Figur 6-2: Typisk kurve for E-modul for trevirke

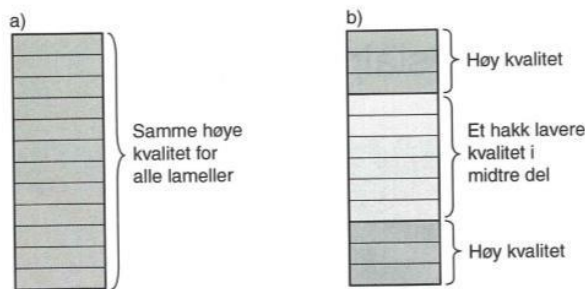
Et av de viktigste forutsetningene for å bruke trevirke i bruer, er at det klarer å tåle store belastninger. Belastningens størrelse og lastvarighet har stor betydning for trevirkets fasthetsegenskaper hvor lang belastningstid reduserer fastheten til trematerialet. Naturlig dempende egenskaper til tre gjør det i stand til å tåle tunge og kortvarige laster, noe som er en stor fordel når det gjelder bruer.

## 6.3 Limtre som konstruksjonsmateriale

Limtre regnes som det eldste konstruksjonsmateriale når det kommer til tre og det sterkeste i forhold til vekten sin[39]. Produksjonen av limtre skjøt fart i Norge på midten av 1950-tallet og utviklet seg fra rette og enkle søyler og bjelker til å bli brukt som avanserte krumme bærekonstruksjoner i store byggverk og bruer på grunn av sin styrke og sammensetning. Limtre er limt opp av minst 4 lameller med parallell fiberretning. Lamellene er fingerskjøtt i lengderetning og deretter påført lim, noe som gjør det mulig å produsere limtreelementer i lange spenn opptil 150 m i forskjellige former og størrelser. I Norge er det normalt å bruke

lamelltykkelse på 45 mm og for krumme konstruksjonselementer beregnes lamelltykkelsen utfra buens radius. Det er gran som produseres mest som limtre i Norge[4].

Fasthetsklasse i limtre betegnes med bokstaver GL(glulam=limtre) etterfulgt av et tall som beskriver den karakteristiske bøyefastheten, samt enten 'h' og 'c'. De små bokstavene angir om tverrsnittet er bygget opp i homogen fasthetsklasse eller i kombinasjon med en annen fasthetsklasse der de indre lamellene er av lavere kvalitet enn de ytre, vist i figur 6-3.



Figur 6-3: a) Homogent tverrsnitt, b) kombinert tverrsnitt[38]

Begge limtreslag, c og h, er like når det kommer til bøy- og skjærfastheten, men aksialtrykkfastheten er noe lavere for type c, noe som gjør at det er mer gunstig å bruke type c for bjelker og type h for søyler som blir påsatt store normalkrefter.

Limtre regnes også som det mest motstandsdyktige elementet overfor brann. I motsetning til stål som kan smelte hvis det blir for varmt, pleier limtre å beholde sin bæreevne mye lengre enn andre materialer i brann og kun forkulles på overflaten slik at resten av tverrsnittet forblir beskyttet. Limtre har også lav egenvekt og god bestandighet i kjemisk aggressive miljøer, noe som gjør det til et godt valg for bruk i bruer. I Norge kan limtre benyttes i alle typer bærende konstruksjoner[5] og er i dag det dominerende valget til trebruer i Norge. Limtre er med på å tilføre estetiske detaljer i noen av spektakulære bygninger i Norge, noen eksempler er hovedflyplassen på Gardermoen og i Hamar Olympiahall (Vikingskipet).

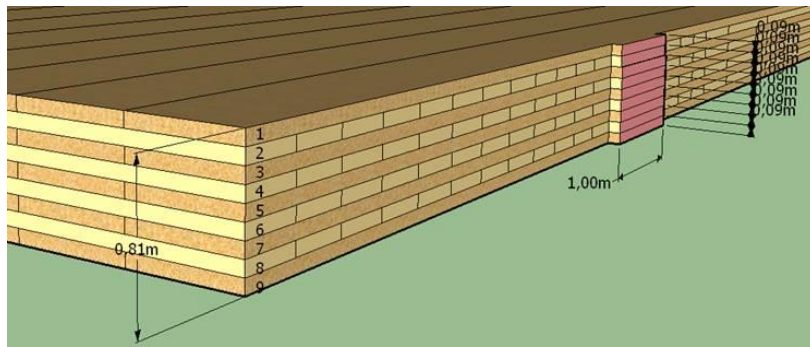
## 6.4 CLT som konstruksjonsmateriale

Massivtre er betegnelse på massive treplanker satt sammen til store treelementer som er bygd opp av krysslaminerte lameller. De har samlebetegnelse CLT(*cross laminated timber*) og er lagt inntil hverandre på høykant, se figur 6-4. Det går an å sammenstille opp til 3 lag i parallell fiberretning så lenge den totale tykkelsen av lamellene ikke overstiger 90 mm(side 8 i [40]). Sammenføyningen skjer enten med lim, skruer, spikre, stålstag eller tredybler.

Lamellene består hovedsakelig av styrkesortert konstruksjonsvirke av gran og de midterste lagene består vanligvis av trevirke med lavere fasthet enn de ytterste. Elementer med



krysslagte lameller legges normalt 90 grader på hverandre i minst 3 lag og kan være opptil 16 meter lange.



Figur 6-4: Tverrsnitt av massivtre (tegnet i SketchUp Make 2017)

Krysslaminert tre er den mest brukte metoden for fremstilling av massivtre og er bygget opp av ulike lag der antallet varierer fra 3 til 9 lag. CLT kan brukes i alle typer bygg og i likhet med limtre, er den lett bearbeidbar og har gode tekniske egenskaper. Elementer av massivtre slår også gunstig ut når det gjelder krymping og svelling av trevirke på grunn av måten lamellene er lagt opp på hverandre i kryss. Samme gjelder skjærkapasiteten som også blir større på grunn av krysslaminert trevirke.

Massivtre blir delt inn i styrkeklasser utfra bøyefasthet med fortegnelse *C* som står for ‘construction timber’ og et tall foran som representerer den karakteristiske bøyefastheten gitt i  $N/mm^2$ . I dag blir hovedsakelig C24 brukt som trekvalitet til massivtre. Samtlige fasthetsklasser for konstruksjonsvirke kan bli funnet i NS-EN 338:2016.

## 6.5 Styrken til CLT

Massivtre er mer kompleks med tanke på indre krefter og spenninger enn andre typer konstruksjonstrevirke. Dette skyldes den krysslagte oppstillingen og den todimensjonale lastoverføringen. Den type oppstilling av sjiktene vil være mer formstabil enn en enkel trebjelke. Krymping og svelling vil også minske til en viss grad på grunn av fastlåste kryssende sjikt som vil forhindre den normale krymping/svelling vinkelrett på fibre. Når det gjelder fuktighet i massivtre, ifølge Treteknisk Håndbok (side 250 i [37]) skal massivtreelementer ikke eksponeres for klimaklasse 3 med mindre de er trykkimpregnert. De bør helst tilfredsstille klimaklasse 2 hvis brukt utendørs.

Når det gjelder lastbærende kapasitet, yttersjiktene består vanligvis av lameller med høyere stivhet enn innersjiktene der lameller er lagt i 90 grader [37]. Grunnen er at lamellene i fiberretning har størst betydning for styrke- og stivhetsegenskaper. Ergo er trevirkets styrke også høyere i den retning.

Der limtre er det dominerende valget i trebruer, massivtre kan komplettere konstruksjonen som sekundærbæring, som for eksempel i brudekker eller som plater. CLT er et materiale fortsatt i utvikling og trenger mer forskning før man kan bruke det som hovedbæresystem.

I artikkelen til Brandner & Schickhofer[41] egenskaper til CLT blir vurdert med tanke på trykk vinkelrett på fiberretning. Her trekker de frem flere forskningsteorier fra ulike oppgaver og en av teoriene til Halili[42] sammenligner prismatiske treprøver av CLT med limtre påkjent av jevnt fordelt spenning. Disse treprøvene var laget av norsk gran og resultatet av påkjenningen viste at CLT hadde høyere styrke i forhold til limtre på grunn av den ortogonale oppstillingen av lamellagene. Det ble også påvist høyere stivhet i CLT med økende antall lag og med lik tykkelse på alle lameller.

Den samme oppgaven[41] sammenligner last på prismatiske treprøver av CLT og konkluderer at massivtre viser størst styrke når det blir påført sentrisk last siden spenningen blir spredt på alle fire sider. Minst styrke og stivhet viste seg å være i hjørner der spenningen ble fordelt på kun to sider.

# METODE

I metodedelen skal håndberegnete laster på jernbanebruen gjennomgås. Deretter blir oppbygging av bruelementer i modelleringsprogrammet forklart. Det blir benyttet Autodesk Robot Structural Analysis til modelleringen.

## 7 Laster

Dette kapittelet tar for seg håndberegninger av laster som skal brukes til å modellere Minnevika jernbanebru. Både permanente og variable laster med lastkombinasjon blir gjennomgått. Lastene beregnes utfra Bane Nors tekniske regelverk og henviste eurokoder. Til de som ønsker å få en innføring om type laster som virker på en bru, henvises til vedlegg F.

### 7.1 Egenlaster

Egenlast til bruelementer er trinnvis beregnet i vedlegg G og resultatene er vist under i tabell 7-1. Den totale egenlasten er vist både med betongdekke og tredekke. Egenlastene i denne oppgaven er beregnet for enkeltspor, mens i modelleringen av bruens påføres den totale egenlasten begge spor.

Tabell 7-1: Oppsummering av egenlaster til elementer som inngår i Minnevika jernbanebru

Elementer	Egenlast $g_k$ [kN/m]
2 UI60 skinner	1,2
Betongdekke (inkludert Rheda 2000 sviller)	240
CLT- dekke	40
Rekkverk	0,5
1 stag	0,22
Bue	14
Vindavstivning	2,56
Tverrbærere	3,08
<b>Total egenlast</b> (med betongdekke)	<b>261</b>
<b>Total egenlast</b> (med tredekke)	<b>61,56</b>

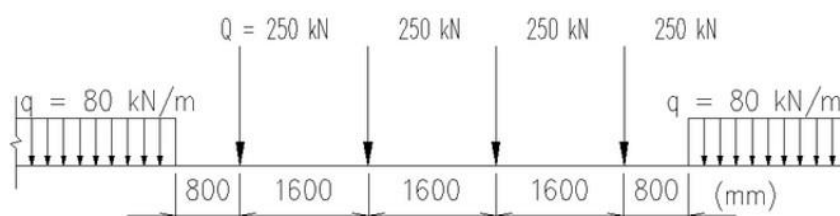
### 7.2 Vertikale trafikklaster

#### Lastmodell 71

Trafikklastene i denne oppgaven er utført etter Lastmodell 71(LM 71). LM71 er den nåværende belastningsmodellen som blir brukt for å representere den statiske effekten av normal jernbanetrafikk i EC1-2 og i Bane Nors regelverk. Den beskriver den vertikale toglasten på sporet. Det antas at LM71 skal være dimensjonerende for trafikklaster i denne mulighetsstudien for Minnevika jernbanebru da den regnes som dimensjonerende i de fleste tilfeller.

Øvrige lastmodeller; SW(SW/0 og SW/2), HSLM og ‘tomme vogner’ brukes ikke i denne oppgaven. Toglastene SW/0 og SW/2 representerer den vertikale statiske effekten av kontinuerlige bjelker og ekstraordinær tung trafikk, respektivt. HSLM brukes for tog med dimensjonerende hastighet større enn 200 km/h og brukes der det ligger spesifikasjoner om den. Minnevikja jernbanebru skal dimensjoneres for maks 200 km/t som nevnt i kapittel 2 teoridelen. ‘Tomme vogner’ er definert som en bestemt toglast med vertikal jevnt fordelt last lik 10 kN/m. Denne type lasten vurderes kun ved enkeltspor er regnes som irrelevant i vår rapport[EC1-2, 6.8.1(7)].

Figur 7-1 viser lastarrangementet og de karakteristiske vertikale laster fordelt på spor i langsgående retning.



**Figur 7-1: Karakteristiske vertikale laster for LM71[43]**

Fire aksellaster på 250 kN på sporet vises med avstand på 1,6 m. Disse aksellastene illustrerer boggier på to etterfølgende vogner, mens linjelasten på 80 kN/m viser en forenkling av last fra øvrige vogner. Boggivogner brukes stort sett til transport av gods i dag og er enkelt fortalt vogner med to tettstilte hjulpar montert i hjulunderstellet. Aksellastene er fordelt tvers gjennom hele sporet og linjelasten representerer uendelig last plassert på mest ugunstig sted på bruene.

De karakteristiske lastene fra figur 7-1 multipliseres med en alpha-faktor( $\alpha$ ) som skal ta hensyn til tyngre jernbanetrafikk og dermed blir disse lastene kalt ‘klassifiserte vertikale laster’. Faktoren  $\alpha$  skal enten være 1 eller 1,33 i Norge, der  $\alpha$  lik 1,33 gjelder for ca.30 % mer tyngre trafikk enn vist i LM 71.

Det antas at  $\alpha = 1$  i denne oppgaven da høyere verdi kun er spesifisert for noen strekninger og ikke gjeldende for Minnevikja jernbanebru. Under følger en omformulering av aksellasten til linjelast:

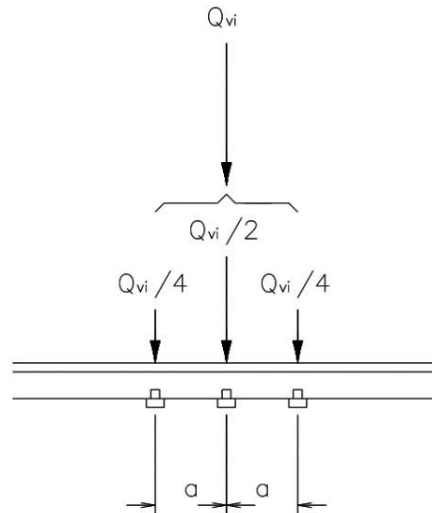
$Q_{71} = Q \cdot \alpha = 250 \text{ kN}$  tilsvarer en linjelast på:

$$q_{71,1} = \frac{Q_{71}}{1,6m} = 156.25 \frac{kN}{m}$$

$$q_{71,2} = q \cdot \alpha = 80 \frac{kN}{m}$$

### Langsgående fordeling av aksellast

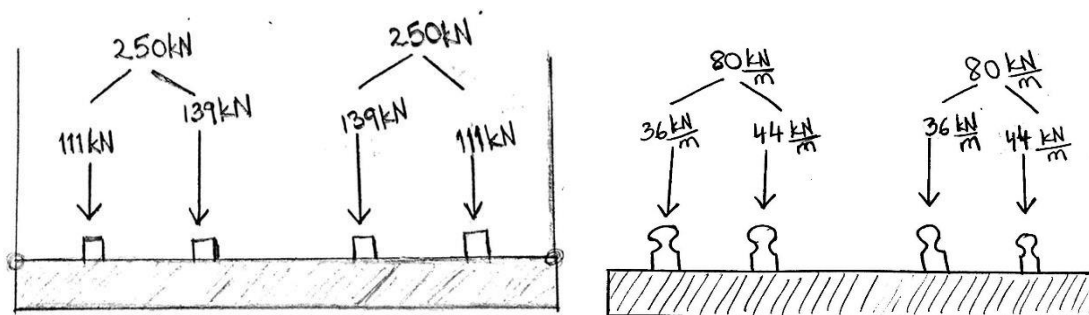
Langsgående fordeling av aksellast skal skje gjennom skinnene og fordeles over 3 sviller per hjullast som vist i figur 7-2[6.3.6.1 i ECI-2]. Her vises det hvordan de fire hjullastene i LM71 består av en jevnt fordelt last,  $Q/4$  på hver av de 2 skinnene, samt en konsentrert last,  $Q/2$  med svilleavstand  $a=1,6$  m som fordeles over en flate og totalt utgjør  $Q_{vi}$ .



Figur 7-2: Langsgående fordeling av hjullast mellom skinnene[43]

### Eksentrisitet av vertikale laster

Effekten av sideforskyvning på sporet av vertikale laster betraktes ved å sette forholdet mellom hjullaster på en aksel lik 1,25:1. Hjullastene fordeles ikke likt på begge skinner siden gravitasjonssentrum sammenfaller vanligvis ikke med sentrum av sporet. Fordelingen av vertikal aksellast i tverretning på et spor blir da 4/9(omkring 44%) av totale aksellasten på ene skinnestrengen og 5/9(omkring 56%) på den andre, fremvist i figur 7-3. Denne fremstillingen vises for å gi en idé om hvordan aksellasten fordeler seg gjennom sporet og at det ene sporet er alltid mer belastet enn andre.



Figur 7-3: Fordeling av krefter på dobbeltsporet jernbanebru[Egen tegning]

## 7.3 Horisontale krefter

### Vindlaster

Vindlaster på jernbanebru utføres i henhold til EC1-1-4. Ved beregning av vindlaster for jernbanetraffikk skal den beregnes for å bære en uendelig lengde av tog med vertikal høyde lik 4 meter på vognene over skinneoverkant. Det antas at denne lastsituasjonen skal være dimensjonerende for dobbeltsporet jernbanebru ved Minnesund siden den gir et ganske dramatisk lateralt lastbidrag og det må mye til for at en jernbanebru skal klare å ettergi den mengde vindlaster.

Vindlasten på jernbanebru beregnes utfra den karakteristiske vindhastigheten på brustedet og den ugunstigste verdien legges til grunn for dimensjoneringen. I denne oppgaven har vindlast på dekke blitt beregnet i tverr-, vertikal- og langsgående retning i tillegg til vindlast tvers på buen og hengestag. Utfyllende vindlastberegninger for jernbanebruer med trafikklast finnes i vedlegg H. Tabell 7-2 viser en oppsummering av de beregnede vindlaster på bruene.

Tabell 7-2: Fordeling av krefter på dobbeltsporet jernbanebru

Retning	Vindlast $q_w$	
Tvers på brudekke	1,99	kN/m <sup>2</sup>
Vertikalt på brudekke	1,05	kN/m <sup>2</sup>
Langsetter brudekke	7,97	kN/m <sup>2</sup>
På buen	2,3	kN/m
På hengestag	0,084	kN/m

Den ugunstigste verdien for vindlasten skal tas med i lastkombinasjoner ved dimensjonering av brumodellen. Følgende lastkombinasjoner med vind skal betraktes i denne rapporten:

1. Vertikale jernbanelaster inkludert dynamisk faktor skal kombineres sammen med vindlaster, der begge krefter bør opptre som dominerende, en om gangen.

### Akselerasjons- og bremselaster

Både akselerasjons- og bremselaster opptrer i skinneoverkant i langsgående retning av sporet som jevnt fordelt last over bruens spennlengde som er belastet. Disse lastene skal ikke multipliseres med andre faktorer og skal kun kombineres med vertikale trafikklast.

Akselerasjons- og bremselaster beregnes etter EC1-2[6.5.3] med  $L_{a,b} = 100$  m:

#### Akselerasjonslast for LM71

$$Q_{lak} = 33 \frac{kN}{m} \cdot L_{a,b}[m] \leq 1000kN$$

$$Q_{lak} = 1000 \text{ kN}$$

### Bremselast for LM71

$$Q_{lbk} = 20 \frac{kN}{m} \cdot L_{a,b}[m] \leq 6000kN$$

$$Q_{lbk} = 2000 \text{ kN}$$

Siden Minnevikka jernbanebru er dobbeltsporet, skal den ugunstigste kombinasjonen av akselerasjons- og bremselast tas i betraktning. Den mest kritiske lastkombinasjonen fås ved å ha bremselasten som dominerende last, med  $Q_{lbk} = 2000 \text{ kN}$ .

### **Slingrelaster**

Slingrelast beregnes som konsentrert last som opptrer horisontalt på skinneoverkant, normalt på senterlinjen av sporet. Denne lasten skal ikke multipliseres med andre faktorer i likhet med akselerasjons- og bremselasten. Slingrelast skal alltid kombineres med vertikal trafikklast.

Den karakteristiske verdien av slingrekraften settes utfra 6.5.2 i EC1-2:

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN}$$

### **Snølast**

Ifølge Håndbok N400[5.4.2] skal ikke snølast regnes for å opptre samtidig med trafikklast og det forutsettes snørydding på jernbanebruen. Derfor kunne man utelate snølast i denne oppgaven. For å vise den neglisjerbare effekten av snølast har den blitt beregnet nedenfor, men neglisjeres i bruanalysen.

Snølast på jernbanebruen har blitt beregnet etter EC1-1-3 med hensyn til beliggenhet av Minnevikka jernbanebru. Minnevikka bru skal bygges i Eidsvoll kommune med  $H = 190 \text{ moh}$  i henhold til eurokoden.

$$\text{Eksponeringskoeffisienten: } C_e = 1 \quad 5.2(7)$$

$$\text{Termisk koeffisient: } C_t = 1 \quad 5.2(8)$$

### **Karakteristisk snølast**

$$\text{Høydegrense for Eidsvoll: } H_g = 250 \text{ m} \quad \textit{Tabell NA.4.1(901)}$$



Siden høyden over havet  $H < H_g$ , tas verdien for karakteristisk snølast direkte fra tabell

NA.4.1(901):

$$s_k = s_{k,0} = 4,5 \frac{kN}{m^2}$$

### Snølast for vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjoner

Formfaktor for snølast for helning mindre enn  $30^\circ$ :  $\mu_1 = 0,8$

Tabell 5.2

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 3,6 \frac{kN}{m^2}$$

### Gangbanelaster

Gangbane for den dimensjonerende delen av Minnevikka jernbanebru skal kun være tilrettelagt for jernbanepersonale og ikke opptre samtidig med toglast. Den skal plasseres for mest ugunstig virkning. Det merkes ikke spesifikt for gangbane ved modellering av bruene og denne lasten kombineres ikke med andre variable laster på grunn av lite sannsynlighet.

Karakteristisk jevnt fordelt last fastsettes etter EC1-2[6.3.7] for gangbane lik:

$$q_{fk} = 5 \frac{kN}{m^2}$$

### Seismiske laster

Seismiske laster beregnes etter NS-EN 1998-1 og NS-EN 1998-2. Detaljert informasjon om grunnforhold og landkars stivhet er ikke kjent og derfor blir jordskjelvlasten beregnet utfra en grov vurdering.

Grunnforhold antas å være grunntype B(avleiringer av svært fast sand eller grus) utfra tabell NA.3.1.

Berggrunnens akselerasjon for seismisk sone rundt Eidsvoll:

Fig NA.3(901)

$$a_{g40Hz} = 0,4 \frac{m}{s^2}$$

Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon:

NA.3.2.1(1)

$$a_{gR} = 0,8 \cdot a_{g40Hz} = 0,32 \frac{m}{s^2}$$

Jernbanebruer beregnes etter seismisk klasse III

Tabell NA.4(902)

$$S = 1,3$$

$$a_{gR} \cdot S = 0,416 \frac{m}{s^2}$$

Tabell NA.2(904)

Siden  $a_{gR} \cdot S < 0,5 \frac{m}{s^2}$ , stilles det ingen spesielle krav til analysemetode ifølge eurokoden.

Derfor neglisjeres seismiske laster i denne oppgaven. Det presiseres at denne konklusjonen kan avvike etter nøyaktigere beregninger, noe som bør foretas i virkeligheten.

## **Ulykkeslaster**

Ulykkeslaster blir ikke tatt med i analysering av jernbanebruen i denne rapporten fordi vi antar at det er lite sannsynlig at de opptrer. Det finnes flere typer ulykkeslaster og ved Minnevika jernbanebru regnes ulykkeslaster som følge av flom og avsporing de viktigste å ta hensyn til ved bygging av bruen i virkeligheten. Øvrige ulykkeslaster neglisjeres i denne oppgaven siden de er mer relevant for konstruksjoner som har trafikk under seg i tilfelle noe faller fra bruen. Ved Minnevika jernbanebru er det kun vann under bruen og derfor antas det minimal sannsynlighet for fare for de som eventuelt befinner seg under bruen.

## **Flom**

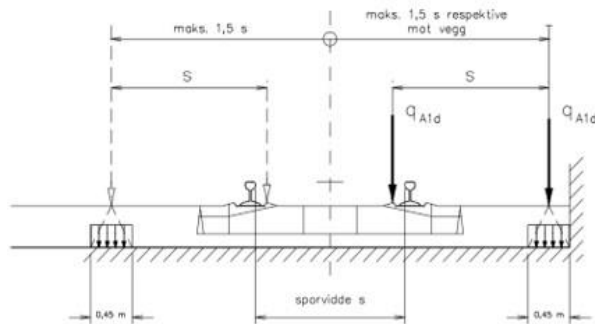
Når det gjelder sikkerhet mot flom for Minnevika jernbanebru, rapport om flomsonekartlegging av området rundt Eidsvoll[44] viser at alle bruene ved Minnesund har god sikkerhet for samtlige flommer for 500-årsvannstand. Derfor velges det å ikke se på laster fra flom i denne oppgaven.

## **Avsporing**

Avsporing av jernbanevogn er direkte relatert til trafikklasten og konstruksjonsbetingelsen for avsporing er at avsporede vogner ikke skal forårsake permanent skade eller ustabilitet på konstruksjonen. Jernbanekonstruksjoner skal dimensjoneres slik at ved togavsporinger skal velt eller sammenbrudd av brukonstruksjonen forebygges og skaden på bruen begrenses til et minimum. Det er to dimensjoneringstilfeller for togavsporinger som skal betraktes og beregnes etter EC1-2[6.7.1]:

### Tilfelle 1

Avsporing av vognen der det avsporede materiellet står i sporområdet på brudekket. For tilfelle 1 skal kollaps av en stor del av brukonstruksjonen unngås, men små lokale skader kan tolereres. De relevante delene av bruen som betraktes skal dimensjoneres i ulykkesgrensetilstand for to vertikale linjelaster med en dimensjonerende verdi på  $q_{A1d} = 50$  kN/m. Hver skal være over en lengde på 6,4 m (total lengde fra figur 7-1 for LM71) i mest ugunstig posisjon innen et område 1,5 ganger sporvidden. Dette tilfellet er vist i figur 7-4.



Figur 7-4: Tilfelle 1 for togavsporing[45]

Beregning av ulykkeslast for tilfelle 1:

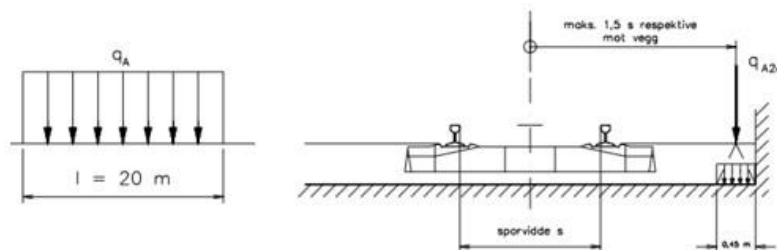
$$q_{A1d} = 50 \frac{kN}{m}$$

$$b_{A1} = 0,45m$$

$$Q_{A1d} = \frac{q_{A1d}}{b_{A1}} = 111,1 \frac{kN}{m^2}$$

### Tilfelle 2

Avsporing av vognen der det avsporede materiellet står igjen i sporområdet og balanserer på kanten av bruene uten å falle av bruene. Det vil si at kanten av overbygningen på bruene blir belastet. Den ekvivalente lasten tas opp som en vertikal linjelast med en dimensjonerende verdi på  $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m}$ , over en total lengde på 20 m dette tilfellet er vist i figur 7-5.



Figur 7-5: Tilfelle 2 for togavsporing[45]

Beregning av ulykkeslast for tilfelle 2:

$$q_{A2d} = 80 \frac{kN}{m}$$

$$b_{A2} = 0,45m$$

$$Q_{A2d} = \frac{q_{A2d}}{b_{A2}} = 177,77 \frac{kN}{m^2}$$

Tilfelle 1 og 2 skal vurderes separat og en kombinasjon av disse lastene skal ikke vurderes.

Den mest kritiske lasten er i tilfelle 2 og derfor bør denne verdien brukes videre i

lastkombinasjonen med  $Q_{A2d} = 177,77 \frac{kN}{m^2}$ .

## 7.4 Dynamiske effekter

### Dynamisk faktor

Dynamiske effekter i denne oppgaven er vurdert ved å bruke dynamisk faktor,  $\Phi_2$ , i lastkombinasjonen. Dynamisk faktor tar hensyn til den dynamiske økningen av spenninger og den vibrerende effekten i brukonstruksjonen, men ikke til resonanseffekt og heftige vibrasjoner av dekket. Dette gjør at det settes 3 kriterier til bruk av denne faktoren i modellering av bruene ifølge EC1-2. Hvis disse kriteriene ikke oppfylles, må bruene gjennom dynamisk analyse.

Ene kriteriet er at toghastigheten ikke må overskride 200 km/h, noe Minnevikabru oppfyller med sin maksimale hastighet på 200 km/t. Det andre kriteriet innebærer at egenfrekvensen skal være innenfor visse grenser. Egenfrekvens regnes videre i dette delkapittelet. Det tredje kriteriet sier at dynamisk analysen kan unngås hvis nedbøyningen av jernbanebruene ligger under tilatte grenser [fra *Designer's Guide to Eurocode 1: Actions on bridges, figur B6.1 Notat 9*]

Dynamisk faktor,  $\Phi_2$ , beregnes avhengig av bestemmende lastlengde,  $L_\Phi$ , knyttet til den relevante konstruksjonsdel av Minnevikabru. Bane Nor har egne spesifikasjoner til dynamisk lastfaktor til ballastfri sporkonstruksjon som skal settes lik 1,5.

Under beregnes  $\Phi_2$  til hovedelementer av bruene og disse verdiene blir deretter sammenlignet med dynamisk lastfaktor til ballastfritt spor. Den høyeste verdien blir valgt videre med i bruanalysen.

Ligning for dynamisk faktor  $\Phi_2$  utfra EC0[6.4.5.2]:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82$$

for  $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$  og anvendes på godt vedlikeholdte spor.

Tabell 7-3 gir en oppsummering av dynamiske faktorer til hovedelementer i Minnevikabru.

Tabell 7-3: Dynamiske faktorer til hovedelementer i Minnevika jernbanebru

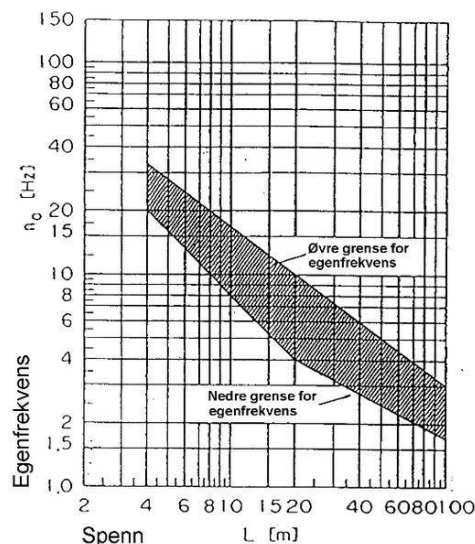
Element	Determinant lengde $L_{\Phi}$	Dynamisk faktor $\Phi_2$
Bue	Halve av spennlengden = 50 m	1,029
Hengestag	Halve av spennlengden = 50 m	1,029
Hovedbjelker	Spenn i hovedbjelkeretning = 100 m	0,967
Dekke, langsgående	Spenn i hovedbjelkeretning = 100 m	0,967
Dekke, tverrgående	2 x tverrbjelkenes avstand + 3 m = 28 m	1,103

De beregnede verdier av  $\Phi_2$  viser først og fremst at dynamisk oppførsel avtar med økende brulengde, noe som er logisk. Da  $\Phi_2$  ble mindre enn 1,5, settes  $\Phi_2 = 1,5$  ved modellering av bruene. Det er kun vertikale trafikklaster som skal ganges med dynamisk faktor i lastkombinasjonen.

## Eigenfrekvens

Eigenfrekvensen til jernbanebru ble bestemt utfra EC1-2 og etter Bane Nors regelverk.

Den skal ligge innenfor grensene vist i figur 7-6.



Figur 7-6: Grenser for egenfrekvenser[43]

Beregning av grenseverdiene til egenfrekvens:

$n_0$  = Eigenfrekvens for ubelastet bru. Kun permanente laster er medtatt.

Teoretisk spennvidde  $L = 100$  m

Den øvre grense for  $n_0$

$$n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} = 3,02 \text{ Hz}$$

## Den nedre grense for $n_0$

$$n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592} = 1,54 \text{ Hz}$$

for  $20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$

Denne beregningen viser at egenfrekvensen til Minnevika jernbanebru skal ligge innenfor  $[1,54\text{Hz} : 3,02\text{Hz}]$  for at det ikke skal være nødvendig med dynamisk analyse. Dette avgjøres under bruanalysen.

## 7.5 Nedbøyning

I denne oppgaven er nedbøyning kun vurdert med hensyn til trafikksikkerhet siden den beregnes som tilstrekkelig for kontroll av brumodellen. Tillatt vertikal nedbøyning er beregnet utfra EC0[A2.4.4] der den maksimale totale vertikale nedbøyningen for et hvilket som helst spor med jernbanetraffikk ikke skal overskride  $L/600$ .

Med spennlengden på 100 m, blir maksimal nedbøyning:

$$\delta_v = 166,7 \text{ mm.}$$

## 7.6 Lastkombinasjoner

Det skal undersøkes lastkombinasjoner for både ULS og SLS og den ugunstigste kombinasjonen skal legges til grunn for dimensjoneringen.

### ULS

I henhold til EC0[Tabell NA.A2.4] velges det ligning 6.10(b) for ugunstig tilfelle, gjengitt under, til å dimensjonere i denne oppgaven. Grunnen er at denne lastkombinasjonen gir størst dominerende variable laster og antas som den ugunstigste.

### Ligning for bruddgrensetilstand

$$\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$$

der:

$G_k$ : Egenlast

$P$ : Forspenning

$Q_{k,1}$ : Dominerende variabel last

$Q_{k,i}$ : Øvrige variabel last

og:

$\xi = 0,89$  for egenvekt

$\gamma_G = 1,35$  for permanente laster

- $\gamma_{Q,1} = 1,50$  for dominerende variable laster for jernbanetraffikk  
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$  for øvrige variable laster  
 $\gamma_Q = 1,60$  for laster fra vind, bølger og strøm  
 $\gamma_Q = 1,0$  for ulykkeslaster

Tabell 7-4 viser lastfaktorer for ULS og skal ganges med samtlige karakteristiske laster i bruddgrensetilstand.

**Tabell 7-4: Lastfaktorer for ULS**

ULS	Egenlast $G_k$	Dominerende variabel last $Q_k$
Vindlaster	1,2	1,6
LM71	1,2	1,5
Gangbanelaster	1,2	1,5
Snølaster	1,2	1,5
Akselerasjons- og bremselaster	1,2	1,5
Slingrelaster	1,2	1,5
Ulykkeslaster	1,2	1

## SLS

Til SLS blir 3 ligninger fra EC0[tabell NA.A2.6] vurdert utfra kombinasjonsfaktorer for 3 kombinasjoner:

$\psi_0$ : Karakteristisk

$\psi_1$ : Ofte forekommende

$\psi_2$ : Tilnærmet permanent

### Ligning for bruksgrensetilstand

- 1) Karakteristisk last:

$$\sum_{j \geq 1} G_k + P + Q_{k,1} + \sum \psi_0 \cdot Q_{k,i}$$

- 2) Ofte forekommende last:

$$\sum_{j \geq 1} G_k + P + Q_{k,1} \cdot \psi_1 + \sum \psi_2 \cdot Q_{k,i}$$

- 3) Tilnærmet permanent last:

$$\sum_{j \geq 1} G_k + P + \sum \psi_2 \cdot Q_k$$

Tabell 7-5 viser kombinasjonsfaktorer for SLS, gjengitt fra *tabell NA.A2.3* i eurokoden. Disse skal også ganges med samtlige karakteristiske laster i bruksgrensetilstand.

**Tabell 7-5: Lastfaktorer for SLS**

SLS	Egenlast $G_k$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
LM71	1	0,8	0,7	0,5
Gangbanelaster	1	0,8	0,7	0,5
Snølaster	1	0,8	-	0
Vindlaster	1	0,75	0,5	0
Akselerasjons- og bremselaster	1	0,8	0,7	0,5
Slingrelaster	1	1	0,8	0
Ulykkeslaster	1	1	-	-



## 8 Modelling

I dette kapitlet gjennomgås modellering av hovedspenn på 100m til Minnevika jernbanebru. Det modelleres 4 brumodeller med overliggende buer; 2 nettverksbuebruer og 2 med vertikale stag, med både CLT- og betongdekke. Betongdekke skal ha ballastfritt spor som en integrert del av det armerte betongdekke. Derfor omtales betongdekke med slab track som kun betongdekke siden dimensjonene til slab track er en del av det komplette betongdekket.

### 8.1 Brumodell i Autodesk Robot Structural Analysis

#### Om modelleringsprogrammet

Etter flere mislykkede forsøk på å finne et passende modelleringsprogram, falt valget på Autodesk Robot Structural Analysis. Dette programmet tilbyr modellering og analyse av komplekse 3D-konstruksjoner ved hjelp av elementmetoden. Robot Structural Analysis kan simulere i henhold til eurokoder og har også trematerialer som massivtre og limtre integrert i programmet. Allerede integrert trematerialer var unikt i forhold til de andre 3D-programmer som ble forsøkt benyttet for denne rapporten først. Siden Robot Structural Analysis er såpass komplisert at man kan ta ut utallige av kapasiteter og resultater fra brumodellen, har modelleringen blitt begrenset til følgende kontroller; egenfrekvens, nedbøyning, deformasjon, moment, skjær og knekking.

#### Modellering av bruene

Alle elementer av bruene ble modellert slik de ble beskrevet i teoridelen av denne rapporten og lastene ble påført i samsvar med lastene beregnet i kapittel 7. Da det var lite forskjell mellom materialegenskaper forklart i tabell 4-1 i forhold til Robot Structural Analysis, ble de integrerte fasthetene i programmet benyttet i istedenfor. Robot Structural Analysis er et såpass profesjonelt simuleringsprogram at dette valget ble antatt som riktig.

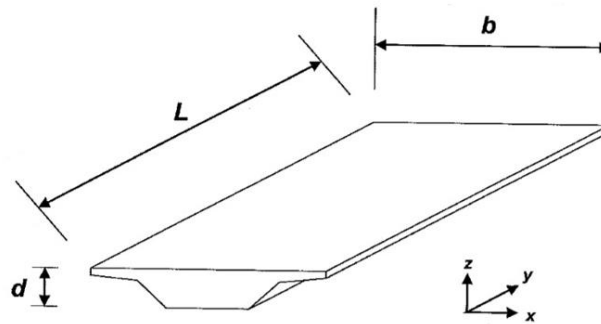
De fleste elementer i de 4 jernbanebru alternativene er relativt like og derfor skal det kun gjennomgås oppbygging en gang før alle modellene blir vist enkeltvis.

Figur 8-1 viser retningen til brudekket i de 3 aksene og det er denne orienteringen som skal benyttes i alle brumodellene:

*x-akse*: tvers på dekke

*y-akse*: langsgående retning på dekke

*z-akse*: vertikalt på dekke



Figur 8-1: Brudekkets retning i forskjellige akser

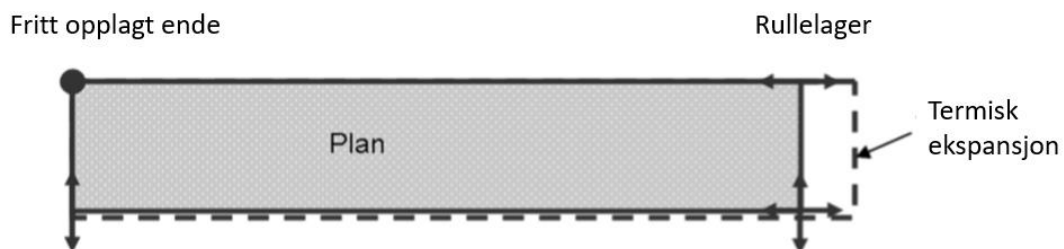
Elementer til jernbanebrumodellen er vist i tabell 8-1.

Tabell 8-1: Elementer og deres materialkvalitet

Elementer	Egenskaper	Materialkvalitet
Dekke	Lengde x bredde x høyde = 100m x 12,5m x 0,8m	Modell 1: Betong B45/B55 Modell 2: Massivtre C24
Rheda 2000 slab (Inkludert i betongdekke)	Bredde x høyde = 2,6m x 0,24m	Betong B45/B55
2 UI60 skinner	Høyde x fotbredde x hode-diameter = 0,172m x 0,15m x 0,0706m	Stål S355
Buen	1,6m x 1,6m	GL30c
Hengestag	Diameter = 0,06m	Stål S355
Tverrgående bjelker	HEB1000, cc: ca.4m	Stål S355
Langsgående bjelker	Bredde x høyde x tykkelse = 1,6m x 2,4m x 0,05m	Stål S355
Avstivning	Bredde x høyde = 0,8m x 0,8m	GL30c

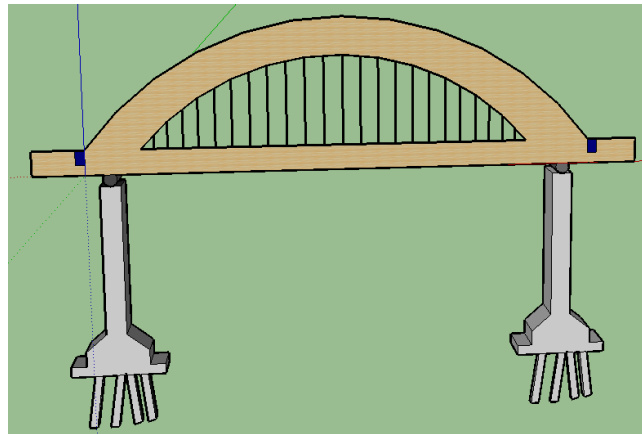
### Opplagerbetingelser

Figur 8-2 illustrerer opplagerbetingelser til jernbanebruen. Pilene viser bevegelse i forskjellige akser (hvilken frihetsgrad som ikke er fastholdt). Alle opplagere er hindret fra å bevege seg i vertikal retning. Med disse opplagerreaksjoner får bruen 'puste'.



Figur 8-2: Opplagerbetingelser

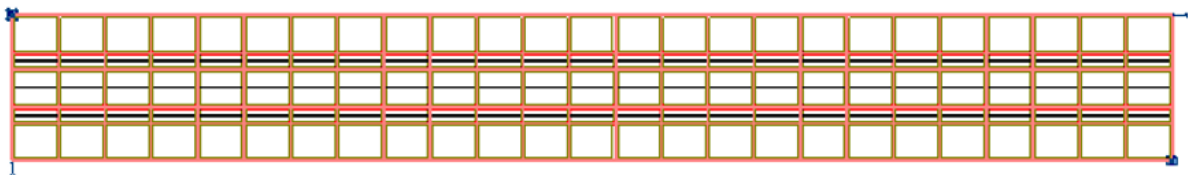
Det ses bort fra søyler i denne rapporten siden toppen av søylene antas fritt opplagt. Samtidig har buen blitt separert av et bevegelig ledd, noe som gjør det mulig for bevegelse i dekket ved tilfeller for krymping/svelling, se figur 8-3. Dette betyr at konstruksjonen er statisk bestemt og stivheten til søylene er ubetydelig med tanke på oppførselen til selve bruene. Den type opplager er brukt tidligere i bruer og er ikke noe nytt fenomen. Det antas også at søylene er like uansett hvordan bruene skal bygges og derfor kan bli utelukket i denne oppgaven.



Figur 8-3: Tegning av hvordan opplagere i jernbanebruene er plassert (tegnet i SketchUp)

### Tverrbærere og jernbaneskinner

Tverrbjelker ble dimensjonert som I-bjelker med kvalitet HEB1000 som ble antatt tilfredsstillende for den type jernbanebru. Alle tverrbjelkene er plassert med cc-avstand på litt under 4 meter. Langsgående bjelker ble plassert på hver side av modellene som strekkbånd i HUP-profil. Skinner ble modellert som bjelke-element i sin fulle lengde på 100m. En fremstilling av tverrbjelker, langsgående bjelker og skinner er vist i figur 8-4.

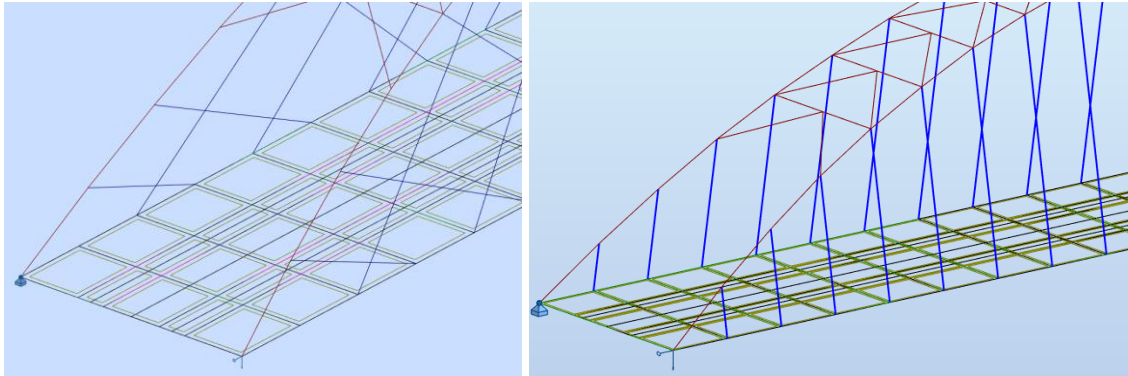


Figur 8-4: Tverrbjelker med jernbaneskinner

### Hengestag

Hengestag i bruene med både nettverksbue og bue med vertikale stag ble dimensjonert i rundstål med diameter på 60mm. Spesielt med nettverksbuen var målet å ha færreste mulige hengestag for å effektivisere materialbruk. Der endte antall diagonale stag opp med 22 stag på hver side, mens vertikale stag ble 24 stykker på hver side. Den lille differansen mellom antallet skyldes annerledes plassering av diagonale stag.

Ingen av hengestagene i nettverksbue krysser hverandre enten i lufta eller på strekkbånd i dekket. Vinkelen på diagonale stag ligger mellom 30-40 grader, noe som blir regnet som en optimal vinkel for en nettverksbuebru. Unntaket er noen av stagene ved enden der vinkelen varierer utover disse grensene. Dette ble antatt som optimalt for den nettverksbuebru. Figur 8-5 viser innfesting av hengestag i strekkbåndet i dekket.



**Figur 8-5: Innfesting av hengestag**

### **Buen**

Buen ble dimensjonert som bjelke med rektangulært tverrsnitt i limtre. Etter å ha prøvd litt frem og tilbake med dimensjoner, falt valget på 1,6mx1,6m siden denne dimensjonen ga nok tykkelse til jernbanebruen. Høyeste punket på buen fra dekket er 18m og tilfredsstillende nok høyde for togene. Buene har en helning på 10 grader mot hverandre for å sørge for sideveis stabiliteten.

### **Avstivning**

Avstivningen mellom buene ble dimensjonert med tverrsnitt lik 0,8mx0,8m. Det ble benyttet limtrebjelker med K-form vist i figur 8-6.



**Figur 8-6: Avstivning mellom to øverste buer**

### **Dekke**

Både massivtredekke og armert betongdekke ble modellert med samme tykkelse, på 800mm for å sammenligne oppførselen deres på en best mulig måte. Denne tykkelsen ble valgt med

hensyn til slab track i betongdekke. Etter å ha vurdert en realistisk tykkelse for brudekke med ballastfritt spor, ble den samme tykkelsen brukt for å modellere tredekke.

Betongkvalitet B45/B55 og massivtre kvalitet C24 ble antatt som et passende valg til bruene.

Betongkvaliteten i slab track pleier være litt høyere, men i denne rapporten ble den modellert som et betongdekke med lik kvalitet.

### Innsetting av lastkombinasjoner

Trafikklast ble påført i forskjellige retninger, men det verste tilfellet for ULS og SLS ble antatt som to togsett passere hverandre samtidig i parallell retning. En tabell av lasttilfeller og lastkombinasjoner er presentert i figur 8-7. Tall som står i parentes i definisjon av lastkombinasjoner angir lasttilfeller i figur 8-7a) til venstre.

Case	Load type	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
1:DL1	self-weight	SLS1	Linear Combination	SLS	Structural	(1+3+6)*1.00
2:Wind X+	(FE) uniform	SLS2	Linear Combination	SLS	Structural	(1+3+10)*1.00
2:Wind X+	uniform load	SLS3	Linear Combination	SLS	Structural	(1+3+2)*1.00
2:Wind X+	uniform load	SLS4	Linear Combination	SLS	Structural	(1+3+10)*1.00+2*0.75
2:Wind X+	uniform load	SLS5	Linear Combination	SLS	Structural	(1+3+2)*1.00+10*0.80
2:Wind X+	uniform load	ULS1	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+6*1.50
3:SDL	uniform load	ULS2	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+10*1.5
3:SDL	uniform load	ULS3	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+2*1.6
3:SDL	(FE) uniform	ULS4	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+4*1.6
4:Wind X-	uniform load	ULS5	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+11*1.6
4:Wind X-	uniform load	ULS6	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+12*1.6
4:Wind X-	uniform load	ULS7	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.00+2*1.6
4:Wind X-	uniform load	ULS8	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.00+4*1.6
4:Wind X-	(FE) uniform	ULS9	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.00+11*1.6
4:Wind X-	uniform load	ULS10	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.00+12*1.6
5:Snow	(FE) uniform	ULS11	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+10*1.5+2*1.2
7: LM71-1	Moving load	ULS12	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+10*1.45+4*1.2
7: LM71-2	Moving load	ULS13	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+10*1.45+11*1.2
7: LM71-3	Moving load	ULS14	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+10*1.45+12*1.2
7: LM71-4	Moving load	ULS15	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+2*1.50+10*1.20
6:Live walking	(FE) uniform	ULS16	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+4*1.50+10*1.20
11:Wind Y+	(FE) uniform	ULS17	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+11*1.50+10*1.20
12:Wind Y-	(FE) uniform	ULS18	Linear Combination	ULS	Structural	(1+3)*1.2+12*1.50+10*1.20

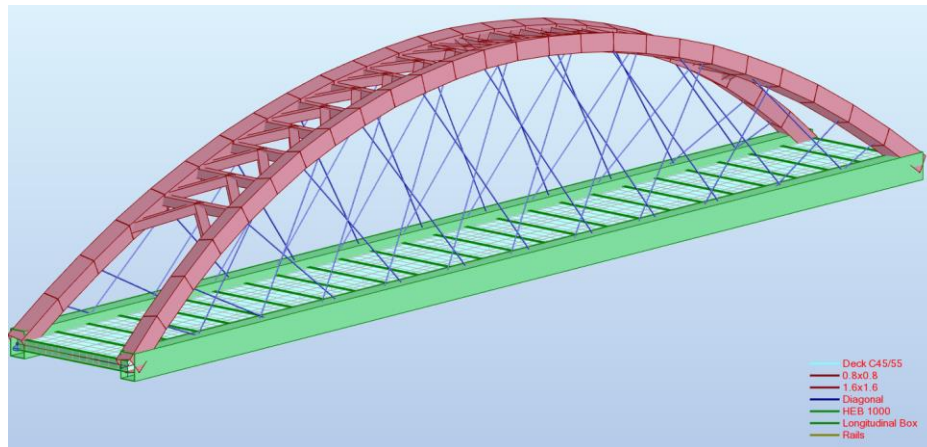
Figur 8-7: a) Lasttilfeller og b) lastkombinasjoner

Det nevnes igjen at snølasten neglisjeres i bruanalysen og variable laster har ikke blitt kombinert med gangbanelaster på grunn av lite sannsynlighet for at de opptrer samtidig. For enkelthets skyld, har trafikklast med 2 tog kun kjørende samtidig i parallell retning blitt vurdert. Alle vertikale trafikklaster til LM71 ble multiplisert med den dynamiske faktoren lik 1,5 fra kapittel 7.4 sammen med bremse- og slingrelast. Eksentrisitet av vertikale laster har ikke blitt beregnet med i modelleringen på grunn av begrensninger i modelleringsprogrammet. Dette anses imidlertid som ingen problem siden de lasttilfellene er

konservative nok og skal være tilstrekkelig til utforming av jernbanebruen. Noen overflødige lastkombinasjoner er heller ikke medtatt

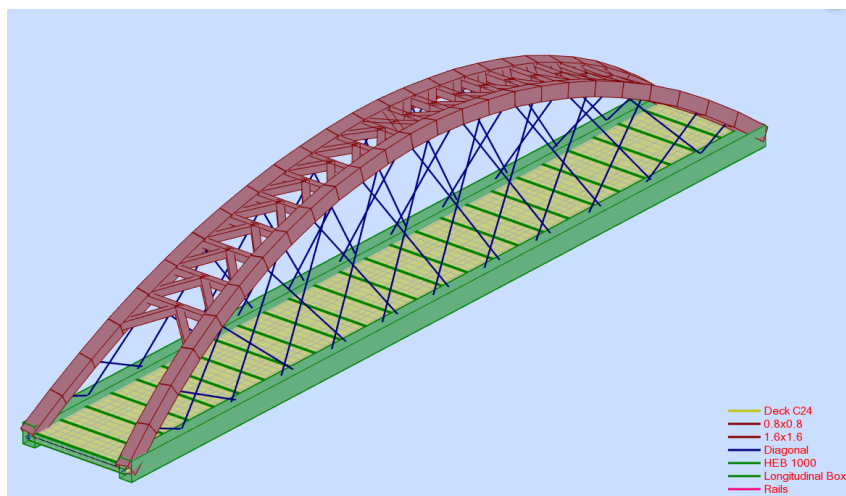
Alle 4 brumodeller i er vist i figurene 8-8 til 8-11.

### Modell 1 – Nettverksbuebru med betongdekke



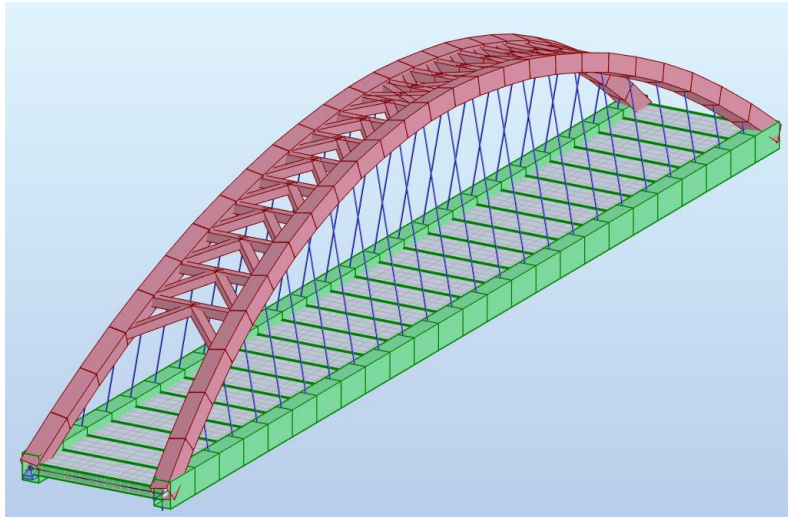
**Figur 8-8: Nettverksbue med armert betongdekke**

### Modell 2 – Nettverksbuebru med CLT-dekke



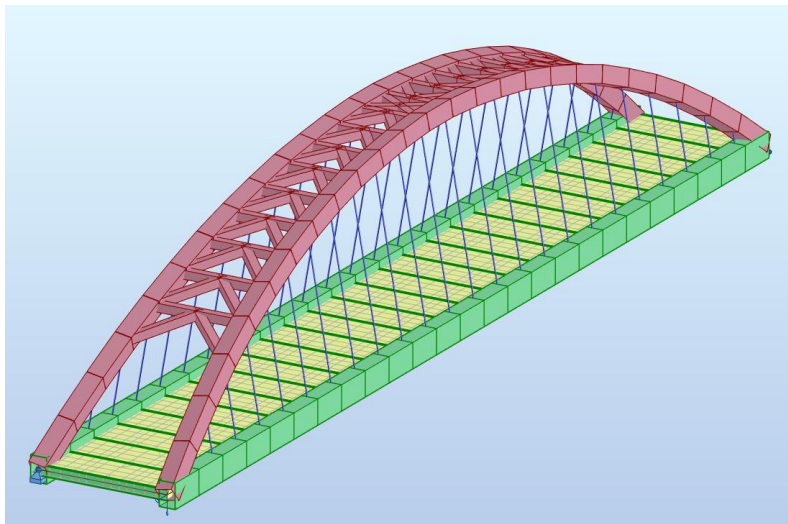
**Figur 8-9: Nettverksbue med armert betongdekke**

### Modell 3 – Buebru og vertikale stag med betongdekke



Figur 8-10: Nettverksbue med armert betongdekke

### Modell 4 – Buebru og vertikale stag med CLT-dekke

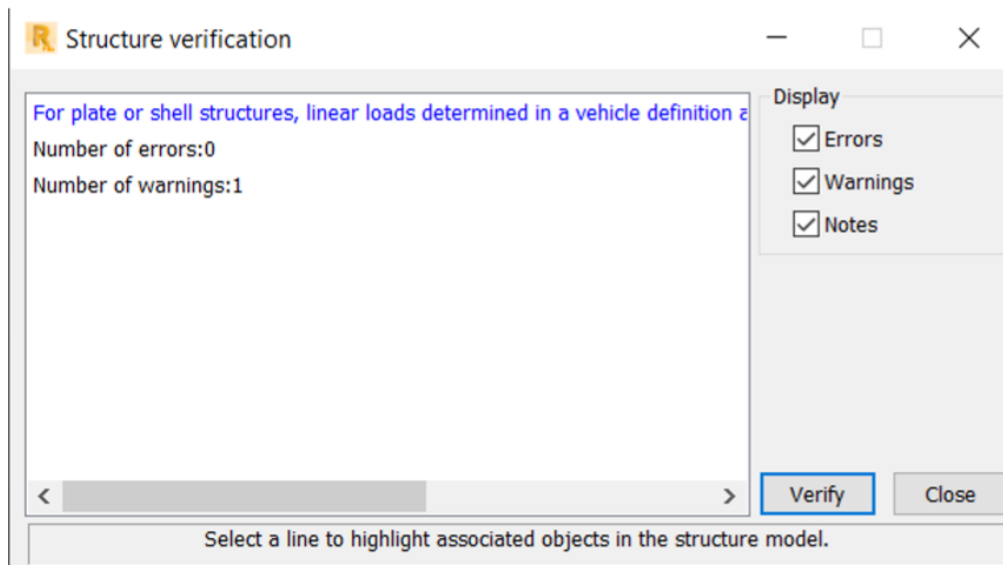


Figur 8-11: Nettverksbue med armert betongdekke

## 8.2 Verifikasjon av modellene

Første steg før bruanalysen var å verifisere hvis noen av brumodeller fikk noen feilmeldinger.

Alle 4 bruer viste 0 *errors* som vist i figur 8-12.



**Figur 8-12: Verifikasjon av alle 4 modeller**

I figur 8-12 ser man at kun et varsel har blitt generert. Den varselmeldingen er skrevet i blått øverst i figuren, noe som indikerer en godkjent verifikasjon i Robot Structural Analysis. Den teksten lyder: *for plate- og skallkonstruksjoner, lineære laster bestemt i definisjon av kjøretøy blir kun påført overflaten av elementer, og ikke stenger*. Dette betyr at linjelast i LM71 er usynlig, men eksisterer. Dette kan vises utfra reaksjonskrefter eller når lastkombinasjoner blir generert. Verifikasjonen i figur 8-12 konkluderer dermed at ingen av bruer viser noen form for ustabilitet og ingen *error* ble oppdaget.



# RESULTATER

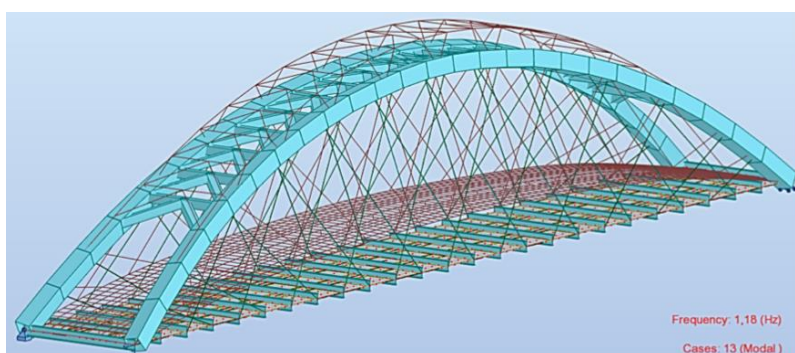
I delen med resultater skal resultater fra bruanalysen i Autodesk Robot Analysis gjennomgås.

## 9 Resultater

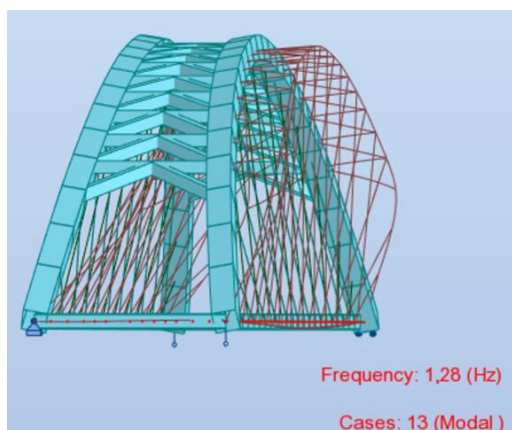
### 9.1 Modal analyse

Modal analysen med svingeformer for vibrasjon ble utført for alle 4 modeller for å avdekke om bruene hadde noen strukturelle feil i geometrien, stivhet og i sammenkobling av elementer. Denne analysen ble utført kun med hensyn til egenlasten. 10 moder for egenfrekvens ble generert i hver modell og komplette resultater er gitt i vedlegg I. Figur 9-1 til 9-12 viser svingeform for 3 første moder av hver brumodell.

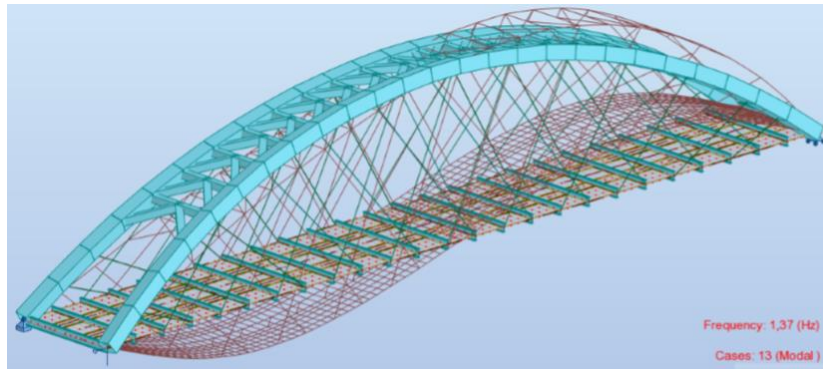
#### Modell 1 – Nettverksbuebru med betongdekke



**Figur 9-1: Mode 1 – Egenfrekvens: 1,18 Hz**



**Figur 9-2: Mode 2 – Egenfrekvens: 1,28 Hz**



**Figur 9-3: Mode 3 – Egenfrekvens: 1,37 Hz**

Mode 1 – Vertikal 1.grads harmonisk svingning

Mode 2 – Horisontal 1.grads harmonisk svingning

Mode 3 – Vertikal 2.grads harmonisk svingning

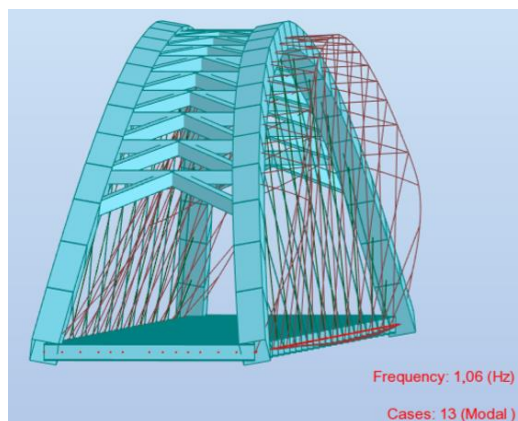
Det presiseres at det refereres svingning i ‘vertikal’ og ‘horisontal’ retning kun for visuell effekt. I virkeligheten kan massen vibrere i andre retninger også.

Tabell 9-1 viser den maksimale massen inngått i de 3 modene for nettverksbuebru med betongdekke.

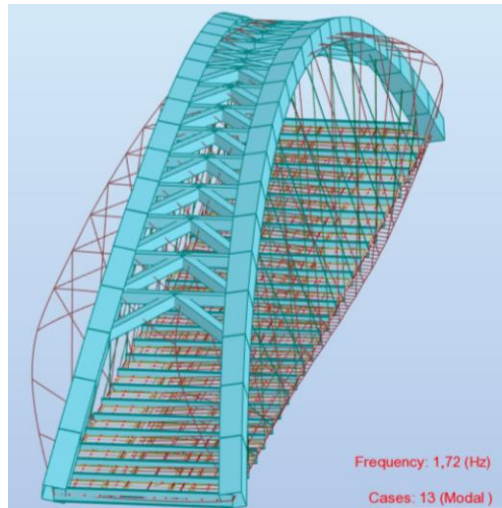
**Tabell 9-1: Egenfrekvens og maksimalt masseforhold**

Mode	Egenfrekvens (Hz)	Masse (%)
1	1,18	z-retning: 83,22
2	1,28	x-retning: 18,73
3	1,37	y-retning: 0,32

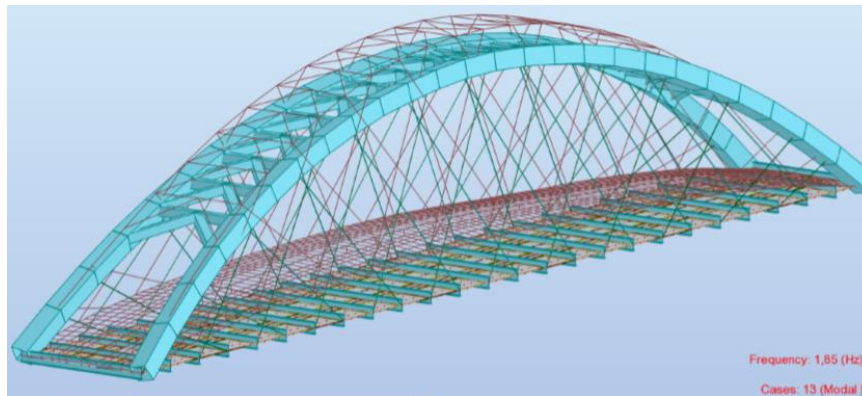
### Modell 2 – Nettverksbuebru med CLT-dekke



**Figur 9-4: Mode 1 – Egenfrekvens: 1,06 Hz**



**Figur 9-5: Mode 2 – Egenfrekvens: 1,72 Hz**



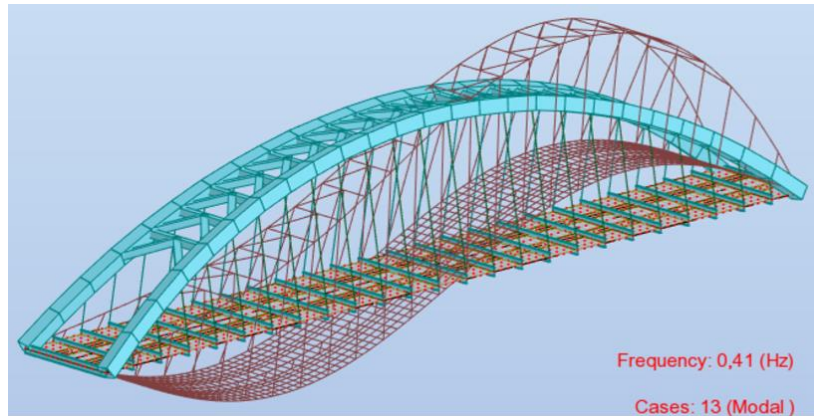
**Figur 9-6: Mode 3 – Egenfrekvens: 1,85 Hz**

Tabell 9-2 viser egenfrekvens og den maksimale massen inngått i de 3 moder for nettverksbuebru med CLT-dekke.

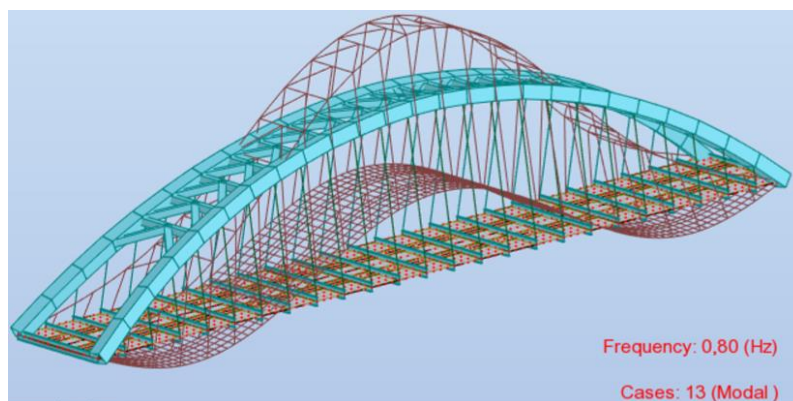
**Tabell 9-2: Egenfrekvens og maksimalt masseforhold**

Mode	Egenfrekvens (Hz)	Masse (%)
1	1,06	x-retning: 42,36
2	1,72	x-retning: 3,52
3	1,85	z-retning: 79,24

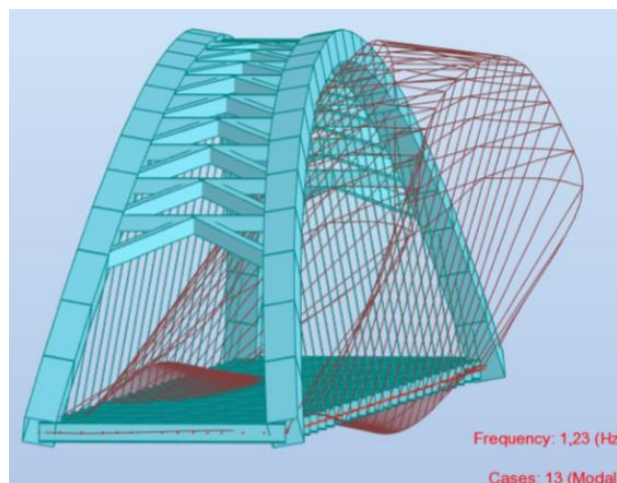
Modell 3 – Buebru og vertikale stag med betongdekke



**Figur 9-7: Mode 1 – Egenfrekvens: 0,41 Hz**



**Figur 9-8: Mode 2 – Egenfrekvens: 0,80 Hz**



**Figur 9-9: Mode 3 – Egenfrekvens: 1,23 Hz**

Mode 1 – Vertikal 2.grads harmonisk svingning

Mode 2 – Vertikal 3.grads harmonisk svingning

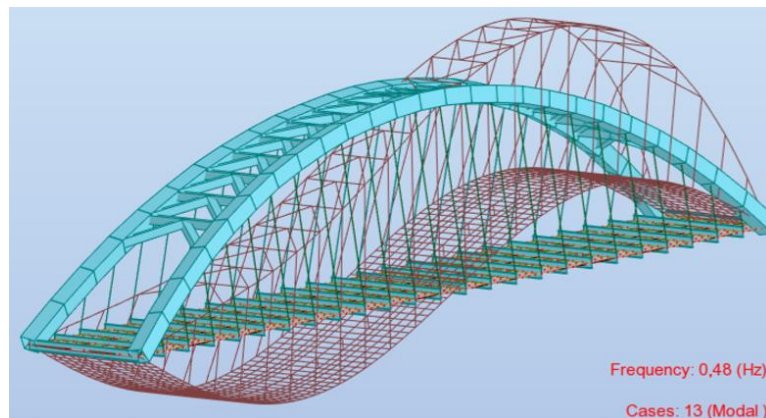
Mode 3 – Horisontal 1.grads harmonisk svingning

Tabell 9-3 viser egenfrekvens og den maksimale masse inngått i de 3 modene for buebru med vertikale stenger med betongdekke.

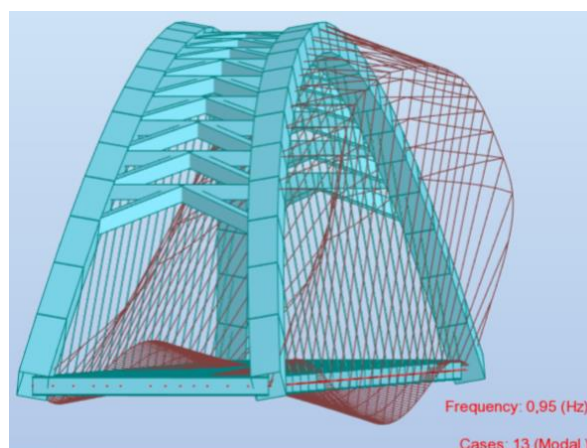
**Tabell 9-3: Egenfrekvens og maksimalt masseforhold**

Mode	Egenfrekvens (Hz)	Masse (%)
1	0,41	y-retning: 0,66
2	0,80	z-retning: 10,58
3	1,23	x-retning: 16,59

Modell 4 – Buebru og vertikale stag med CLT-dekke

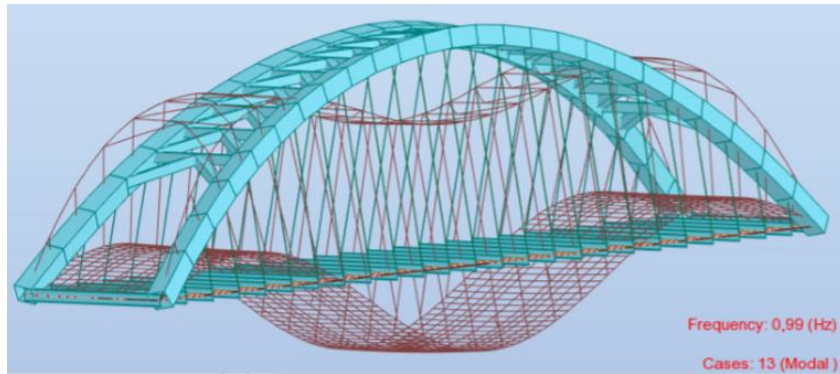


**Figur 9-10: Mode 1 – Egenfrekvens: 0,48 Hz**



**Figur 9-11: Mode 2 – Egenfrekvens: 0,95 Hz**





**Figur 9-12: Mode 3 – Egenfrekvens: 0,99 Hz**

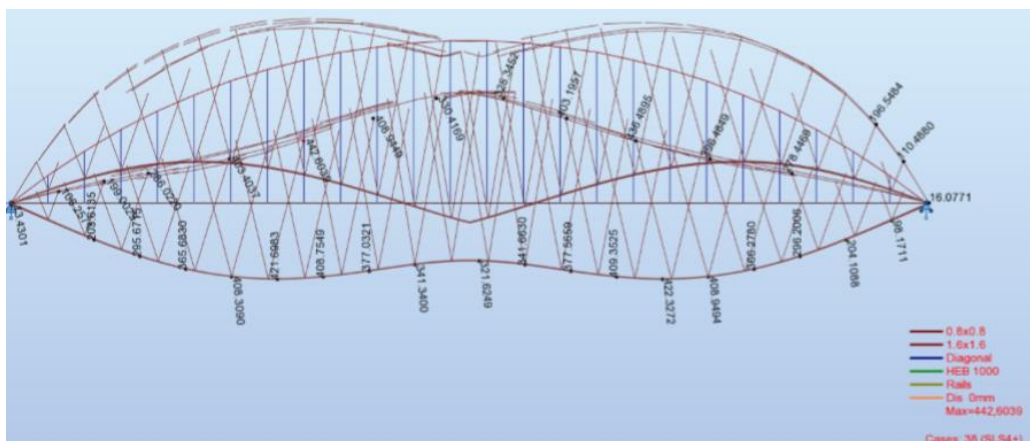
Tabell 9-4 viser egenfrekvens og den maksimale massen inngått i de 3 modene for buebru med vertikale stenger med CLT-dekke.

**Tabell 9-4: Egenfrekvens og maksimalt masseforhold**

Mode	Egenfrekvens (Hz)	Masse (%)
1	0,48	y-retning: 4,78
2	0,95	x-retning: 36,43
3	0,99	z-retning: 6,39

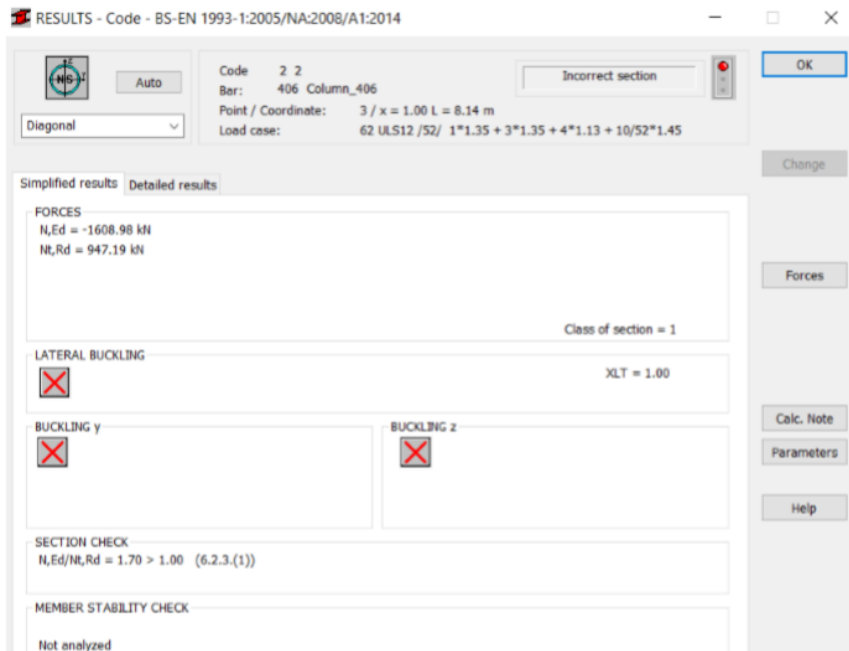
## 9.2 Nedbøyning

Nedbøyning under SLS lastkombinasjoner ble kontrollert og i nettverksbuebru ble den maksimale nedbøyningen oversteget litt på det maksimale nedbøyningskrav. I bruene av vertikale stenger med betongdekket i simulasjon av lastkombinasjoner med dobbelt togsett, ble det påvist nedbøyning på over 440 mm(442,6mm). Dette vises i figur 9-13 på venstre side med rød prikk.



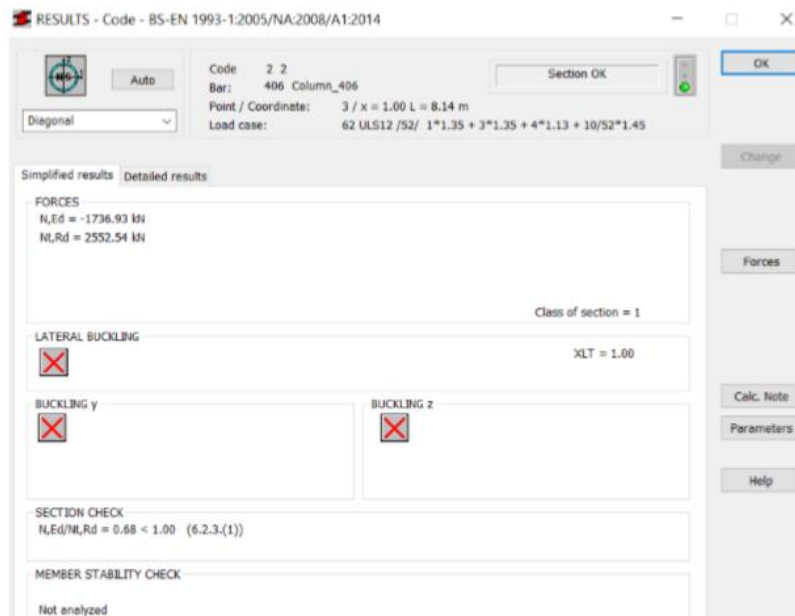
**Figur 9-13: Nedbøyning av bruene med vertikale stenger**

Det ble deretter utført kontroll av strekkapasiteten til hengestenger og i figur 9-14 kan man se at dimensjonen til hengestag med diameter på 60 mm ikke var tilstrekkelig for en dobbeltsporet jernbanebru.



Figur 9-14: Kapasitetskontroll av hengestag med diameter på 60 mm

Etter å ha gjort tiltak med å øke diameteren til hengestenger til 100 mm, ble kontrollen utført igjen og denne gangen var kapasiteten tilstrekkelig som vist i figur 9-15.

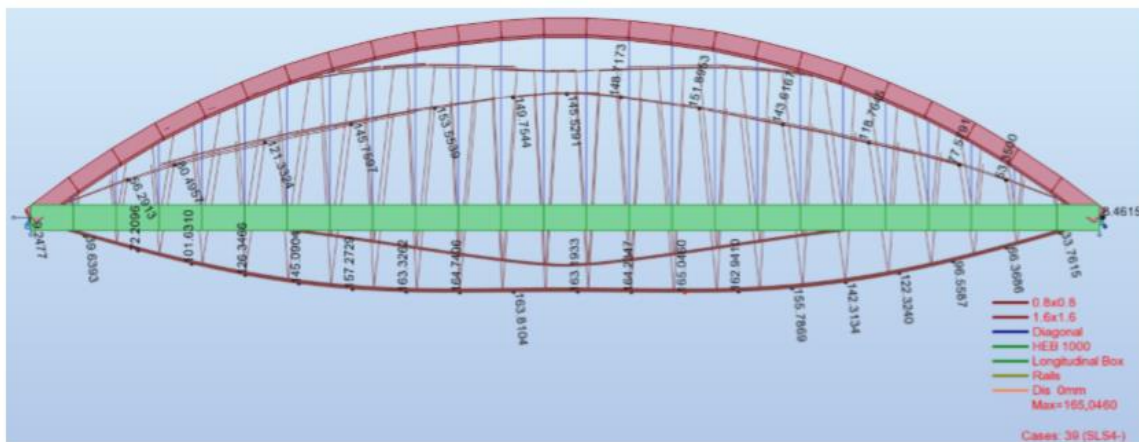


Figur 9-15: Kapasitetskontroll av hengestag med diameter på 100 mm

Et annet tiltak for å holde nedbøyningen under kravet var å plassere to langsgående stålbjelker i HUP-profil på hver side av nettverksbue som strekkbånd.



Den maksimale vertikale nedbøyningen av bruene med vertikale stag og betongdekke ble dermed rundt 165 mm og dette er vist i figur 9-16.



Figur 9-16: Maksimal vertikal nedbøyning

Tabell 9-5 gir maksimum nedbøyning til alle 4 modeller.

Tabell 9-5: Sammenligning av nedbøyning

Type bru	Nettverksbue, betongdekke	Nettverksbue, CLT-dekke	Vertikale stag, betongdekke	Vertikale stag, CLT-dekke
Nedbøyning(mm)	135,56	108,53	164,96	144,98

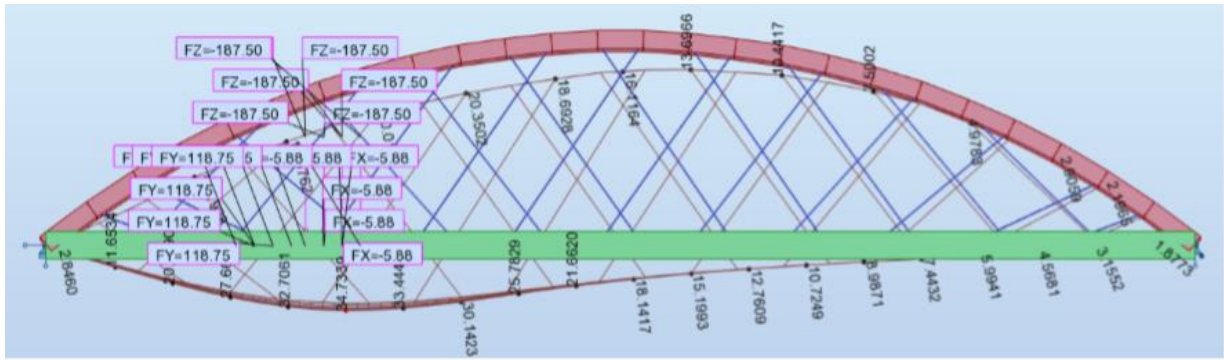
## 9.3 Lastfordeling i buebru

### Deformasjon

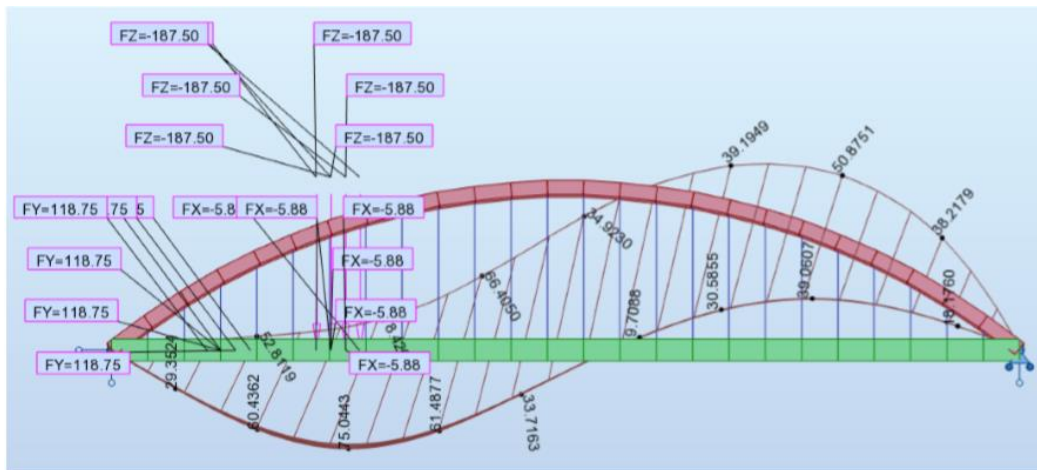
I dette delkapittelet blir det sjekket hvordan jernbanebruene av bue med både diagonale og vertikale stag oppfører seg under vertikale laster til LM71 sammen med bremse- og slingrelast. Til denne analysen ble bruene med betongdekke brukt siden det var i disse bruene største nedbøyning ble påvist (tabell 9-5). Dekke er uansett ikke av interesse i dette tilfellet fordi meningen er å se hvordan lasten fordeler seg rundt i bruene alene. Dekket skal bli analysert for seg selv.

### Deformasjon av bruene

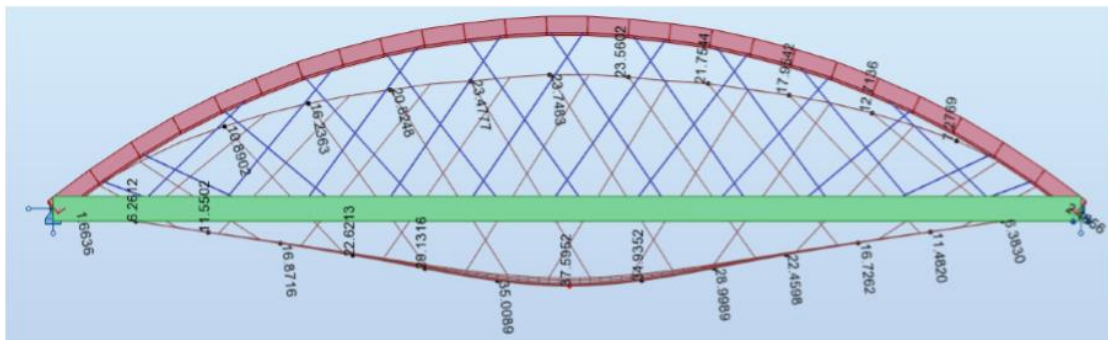
Deformasjonen av bruene er vist under i figurene 9-17 til 9-20. Vertikale trafikklaster ble påsatt i begge spor parallelt med hverandre i kvartspenn og i midten.



Figur 9-17: Deformasjon av nettverksbue under LM71 i kvartspenn



Figur 9-18: Deformasjon av buen med vertikale stag under LM71 i kvartspenn



Figur 9-19: Deformasjon av buen med nettverksbue under LM71 i midten



Figur 9-20: Deformasjon av buen med vertikale stag under LM71 i kvartspenn

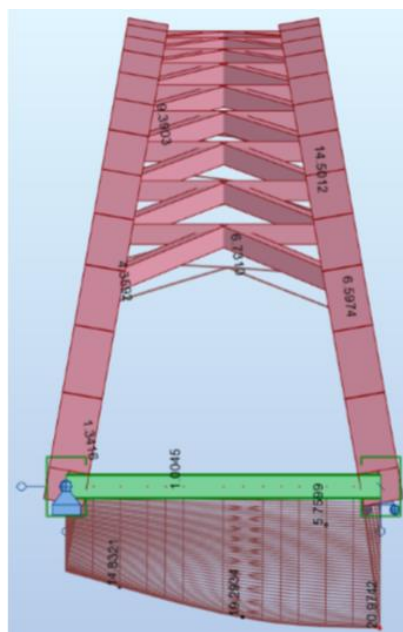
Tabell 9-6 under gir en oppsummering av maksimal deformasjon fra figurene ovenfor.

Tabell 9-6: Maksimal deformasjon i buen

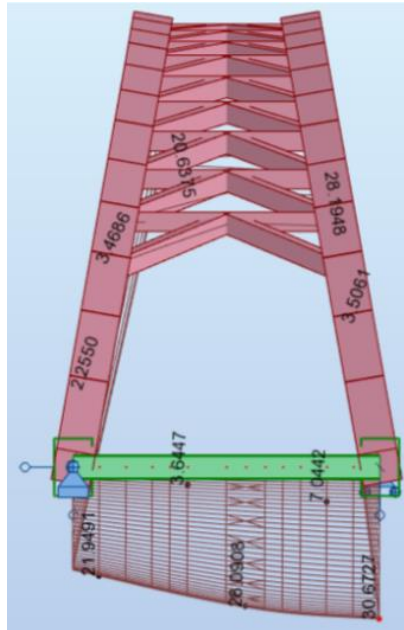
Brutype	LM71 i kvartspenn	LM71 i midtspenn
Nettverksbue	34,7	37,6
Vertikale stag	75	55,2

### Deformasjon av dekket

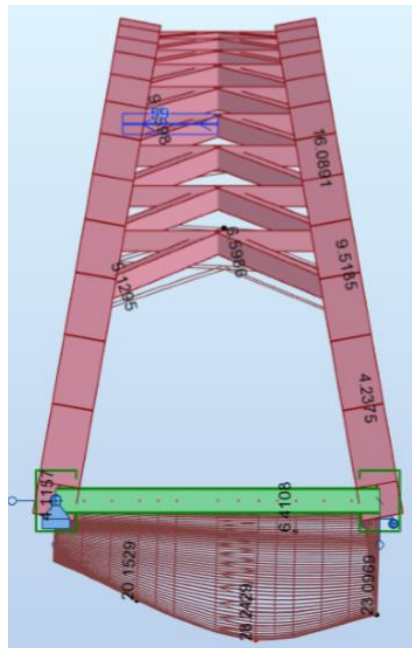
I figurene 9-21 til 9-24 vises deformasjon av betong- og CLT-dekke i alle 4 modeller. Denne gangen har bruene blitt påsatt usymmetrisk vertikal last LM71 i midten for å sjekke oppførselen til dekket. Med usymmetrisk last menes det at kun et spor av jernbanebruene blir belastet med LM71.



Figur 9-21: Deformasjon av nettverksbuebru under usymmetrisk LM71 last - Betongdekke



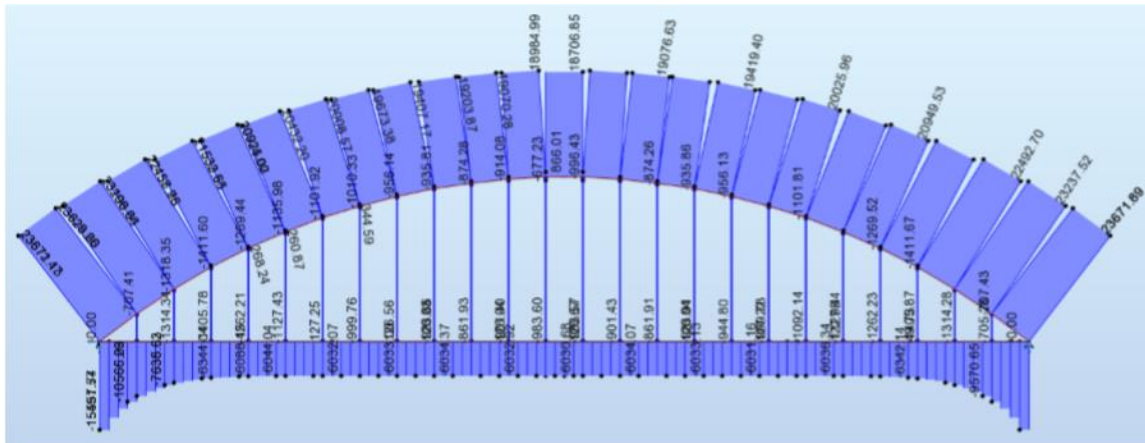
Figur 9-22: Deformasjon av buen med vertikale stag under usymmetrisk LM71 last - Betongdekke



Figur 9-23: Deformasjon av nettverksbuebru under usymmetrisk LM71 last – CLT-dekke







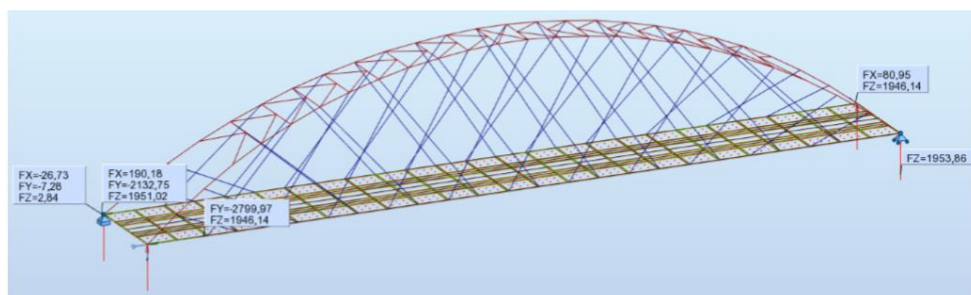
Figur 9-26: Normalkrefter i bue med vertikale stag under tyngdekraften i lastkombinasjon ULS1

Sammenligning av største normalkrefter som opptrer i forskjellige bruelementer er oppsummert i tabell 9-8.

Tabell 9-80-1: Sammenligning av maksimal normalkraft i ULS1

F(kN)	Bue (midten)	Bue (opplagere)	Strekkbånd (midten)	Strekkbånd (opplagere)	Hengestag
Nettverk	-20700	-18630	1500	12060	2445
Vertikale stag	-18700	-23670	6031	15500	1412

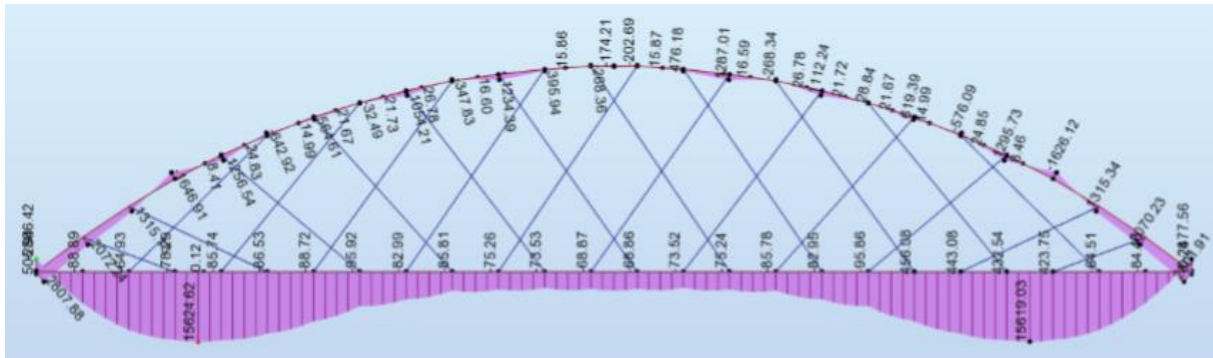
Opplagerreaksjoner for statisk lastkombinasjon for armert betongdekke i nettverksbuebru er vist i vedlegg I. Opplagerreaksjoner for den samme type bru med LM71 midt på spennet er presentert i figur 9-27.



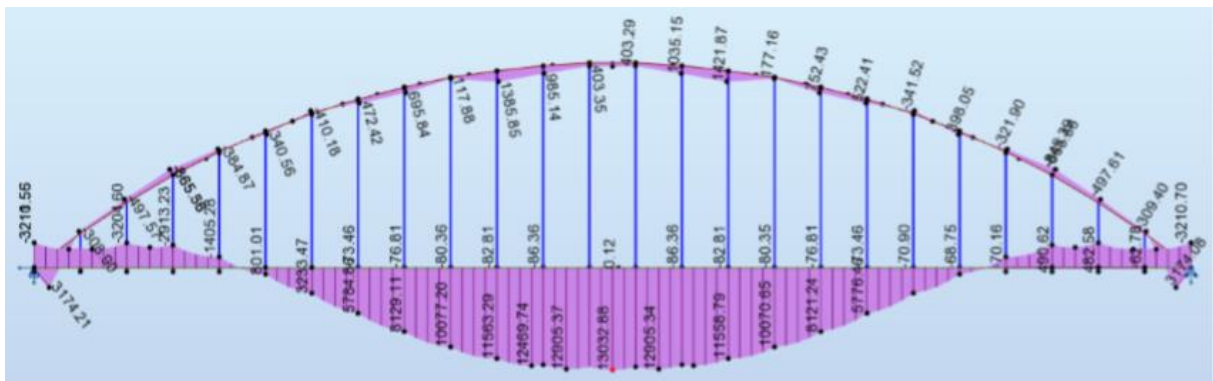
Figur 9-27: Opplagerreaksjoner med LM71 midt på spennet

## 9.4 Moment og skjær Bøyemoment

Diagram av bøyemoment av begge typer jernbanebru under lastkombinasjonen ULS1 (tyngdekraften) er vist i figur 9-28 og figur 9-29.

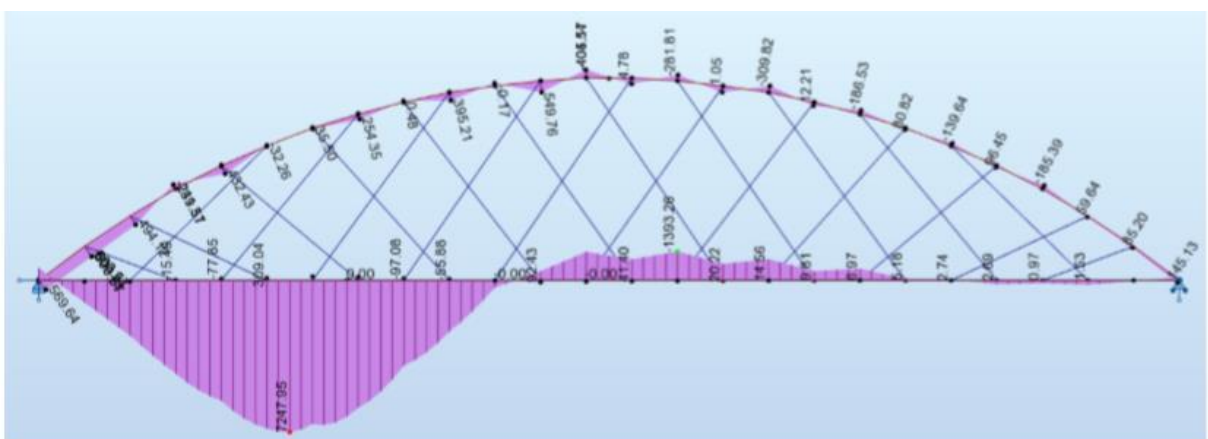


Figur 9-28: Bøyemomenter i nettverksbue under lastkombinasjonen ULS1

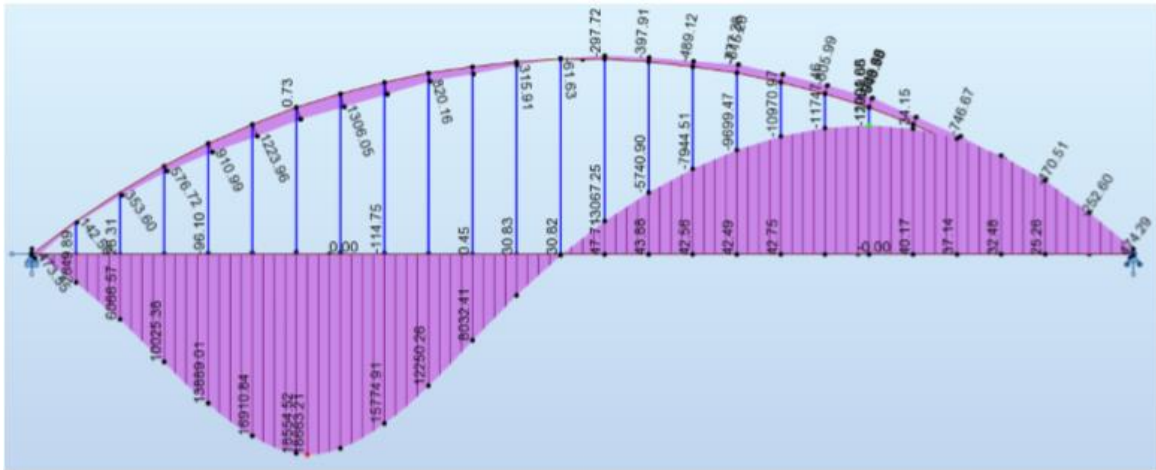


Figur 9-29: Bøyemomenter i bue med vertikale stag under lastkombinasjonen ULS1

Det er også interessant å se oppførselen til bruene under usymmetrisk LM71 vertikal last med hensyn til bøyemomenter. Dette er vist i figur 9-30 og figur 9-31.



Figur 9-30: Bøyemomenter i nettverksbue under usymmetrisk LM71 last



Figur 9-31: Bøyemomenter i bue med vertikale stag under usymmetrisk LM71 last

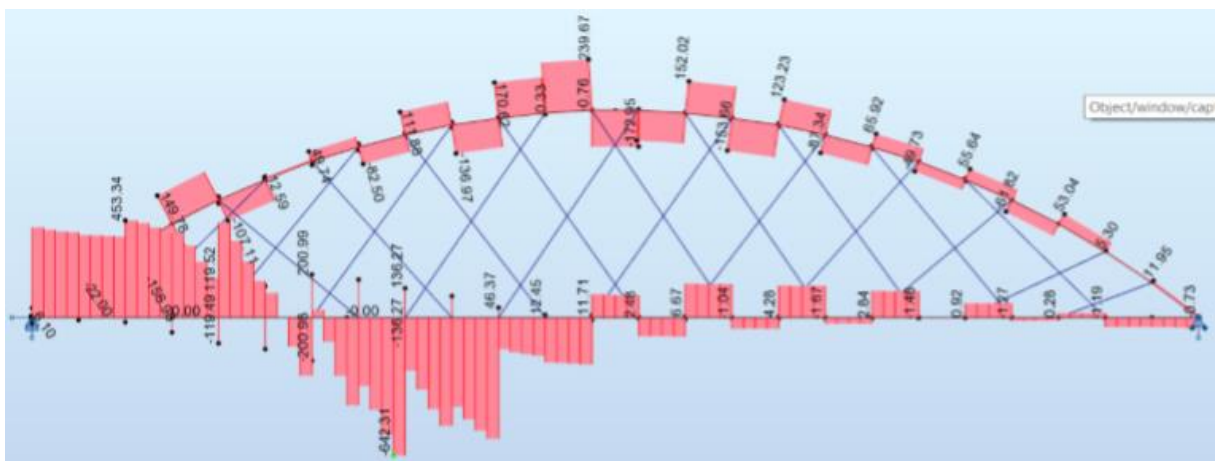
Tabell 9-9 gir en oppsummering av maksimale bøyemomenter utfra figurene ovenfor.

Tabell 9-9: Maksimal bøyemoment (kNm)

Brutype	ULS1	Usymmetrisk LM71
Nettverksbue	15 624	7 248
Vertikale stag	13 032	18 663

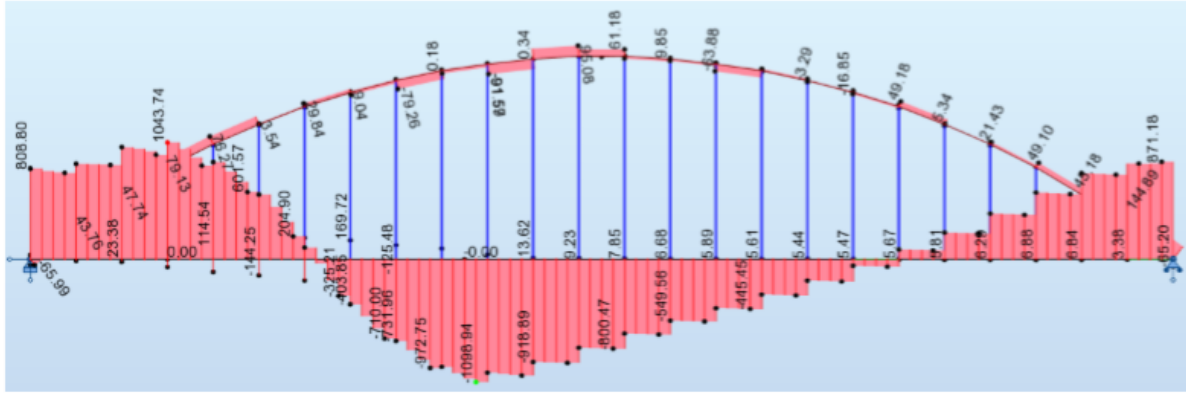
### Skjærkrefter

Skjærgram under usymmetrisk LM71 for begge typer bruer er vist i figur 9-32 og 9-33.



Figur 9-32: Skjærkrefter i nettverksbue under usymmetrisk LM71





Figur 9-33: Skjærkrefter i bue med vertikale stag under usymmetrisk LM71

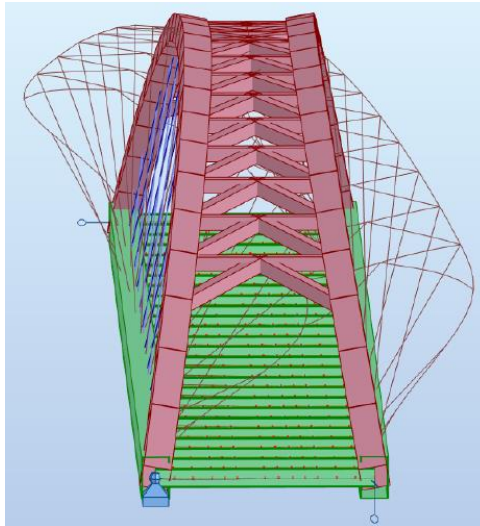
## 9.5 Knekkning

Knekkanalyse ble utført i Autodesk Robot Structural Analysis for å få knekkmoder til den trykkutsatte limtrebuen. Knekkning i denne rapporten blir sett med lasttilfelle bestående av kun den statiske lastkombinasjonen:  $1 \cdot (\text{egenlast} + \text{LM71 i midten av spennet})$ . Det ble generert kritisk lastfaktor for 20 knekkmoder og disse er gitt i vedlegg I. Kun mode 1 er av interesse her siden knekking vil uansett oppstå med den minste knekklasten. Den laveste kritiske lastfaktor for mode 1 for begge jernbanebrutyper er gitt i tabell 9-10.

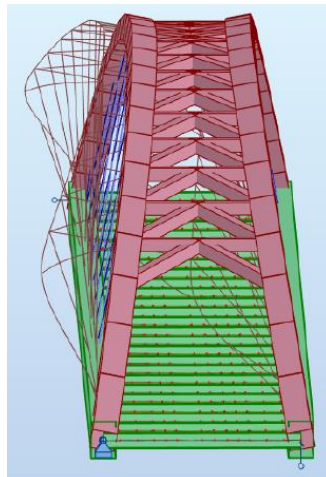
Tabell 9-10: Kritisk lastfaktor for knekking

Brutype	Kritisk lastfaktor
Nettverksbue	13,9
Bue med vertikale stag	11,9

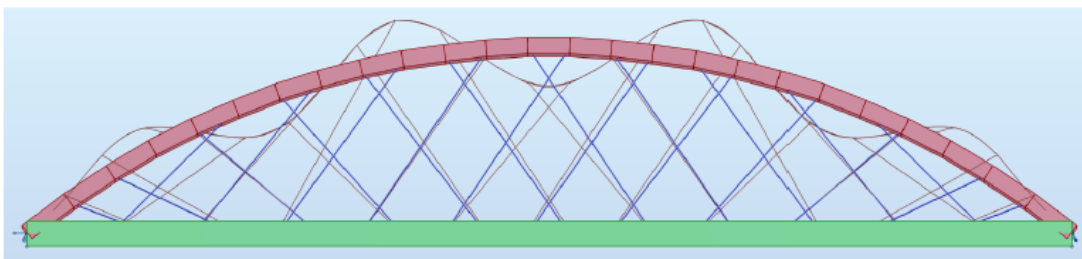
Figur 9-34 til 9-36 viser oppførselen til nettverksbuebru ved de 3 første knekkmoder.



**Figur 9-34: Første knekkmode av nettverksbue**

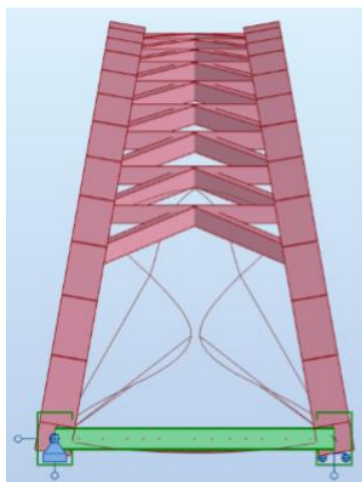


**Figur 9-35: Andre knekkmode av nettverksbue**



**Figur 9-36: Tredje knekkmode av nettverksbue**

De 2 første knekkmoder for buen med vertikale stag har lik form som 2 første moder i nettverksbue vist i figur 9-34 og 9-35. Den tredje knekkmoden er presentert i figur 9-37.

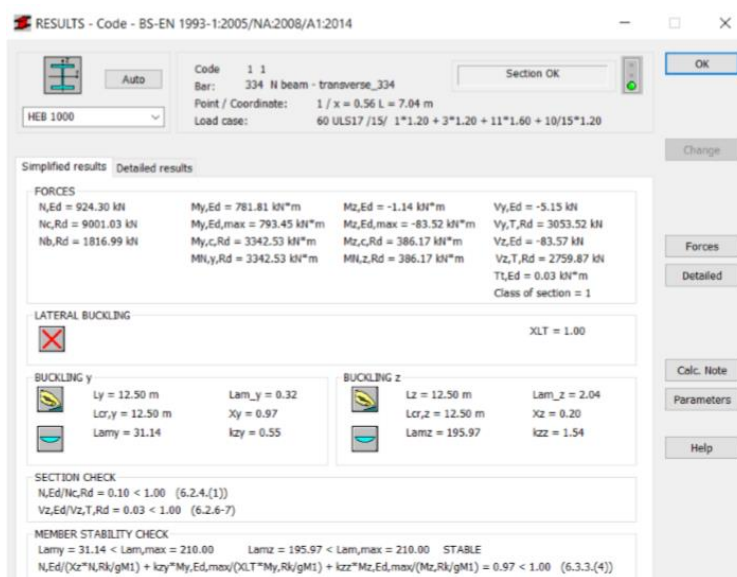


Figur 9-37: Tredje knekkmode av bue med vertikale stag

## 9.6 Kapasitetskontroll

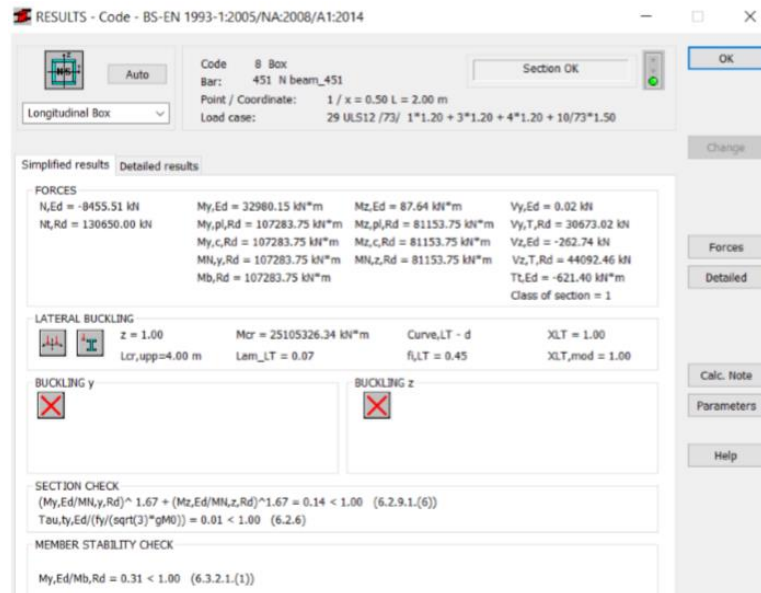
Det ble utført kapasitetskontroll av bruelementer i Robot Structural Analysis i henhold til eurokoder. Tverrgående HEB1000 bjelker var analysert i bruen som viste størst bøyemomenter. Maksimum moment i armert betongdekke viste seg å være 1650 kNm, mens CLT-dekke fikk et maksimum moment på 488 kNm. Derfor ble kontrollene utført på bruen med betongdekke. Vipping på tvers er hindret av dekket, mens knekking ved bøyning i begge akser er tillatt.

Figur 9-38 viser kapasitetssjekk av HEB1000-bjelker. Det kan ses fra figuren at tverrgående bjelker ble utnyttet med 97%.



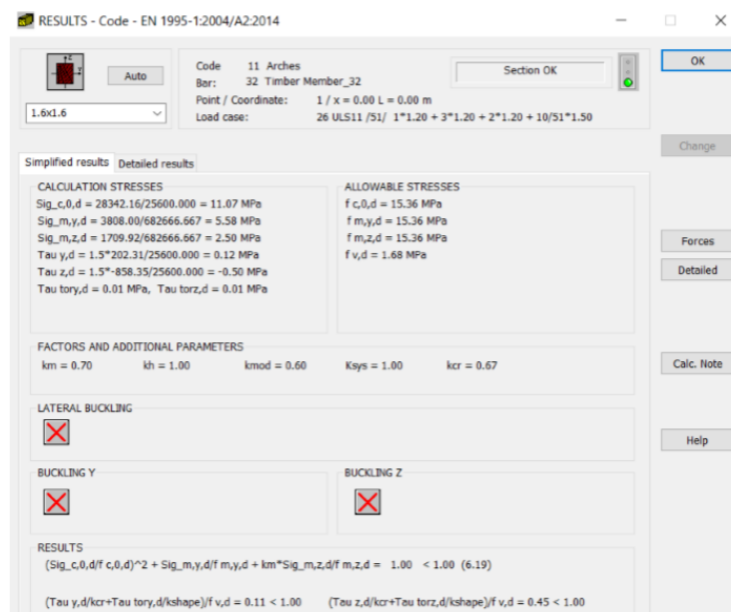
Figur 9-38: Kontroll av HEB1000-bjelker

De 2 langsgående HUP-bjelker ble designet hovedsakelig for å kontrollere nedbøyning og ta kun strekkrefter av bruene. Figur 9-39 viser utnyttelsesgraden til disse bjelkene, som naturligvis viste seg å ikke være stor på grunn av kun strekkrefter involvert.



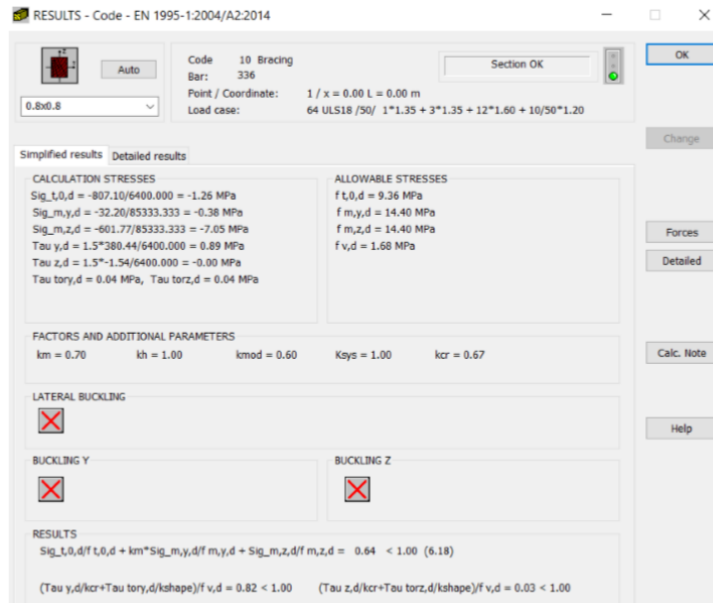
Figur 9-39: Kontroll av langsgående HUP-bjelker

Limtrebuer ble utført i 1,6mx1,6m med GL30c. Dimensjonen på tverrsnittet tilfredstilte ikke kriteriene i EC5. For å fortsatt kunne beholde samme dimensjon, ble materialkvaliteten til buen endret til GL32h. Utnyttelsesgraden i dette tilfellet viste seg å være 100%, som vist i figur 9-40.



Figur 9-40: Kontroll av limtrebue

Avstivning mellom buene utført i 0,8mx0,8m med GL30c var tilfredsstillende. Resultatet er vist i figur 9-41.



Figur 9-41: Kontroll av avstivning

# DRØFTING

I denne delen drøftes resultater fra bruanalysen med diagrammer og tabeller.

## 10 Drøfting

### 10.1 Modal analyse

#### Nettverksbuebru

Det ble påvist forskjell i verdier mellom bruene med betongdekke og bruene med CLT-dekke. Ut fra tabell 9-2 ser man at de 2 første moder i nettverksbuebru med CLT-dekke beveger seg i x-retning (tvers av brudekket), mens mode 3 av CLT-dekke ligner på mode 1 i bruene med betongdekke fra tabell 9-1, med en effektiv masse på 79,24 %. Dette kan forklares ved at CLT-dekke er en ortotropisk plate med betydelig mindre treghetsmoment rundt den globale y-aksen enn den globale x-aksen. Dette fører til noe større fleksibilitet i x-retning.

Eigenfrekvens i mode 3 av CLT-dekke er større enn egenfrekvens i mode 1 av betongdekke. Dette betyr at tredekke er stivere i langsgående retning (rundt den globale x-aksen) og har bedre forhold mellom masse og stivhet enn betongdekke. Denne påstanden dekkes også av kapittel 6.2 der kapasiteten til trevirke blir gjennomgått og det nevnes om høyere strekkfasthet i fiberretning av trevirke.

#### Sammenligning av alle 4 modeller

Det fremstår klart at betongdekke oppfører seg annerledes enn tredekke for begge typer buebruer. Eigenfrekvensen varierer for alle 4 modeller og største naturlige periode forekommer i mode 1 i bruene av vertikale stenger med betongdekke ( $T=1/f$ ). Det er interessant å konkludere med at CLT-dekke har større stivhet (større egenfrekvens) enn betongdekke når det gjelder 'vertikale' moder. Dette henger igjen sammen med større stivhet i forhold til massen i CLT-dekket (stor nok bøyestivhet, men mindre masse enn betongdekke) på grunn av at frekvensen er proporsjonal med kvadratroten av  $k/m$ . Når det derimot gjelder 'laterale' moder, armert betongdekke viser stivere oppførsel på grunn av ortotropiske egenskaper av CLT-dekke i tverrgående retning. Her har trevirke mye mindre E-modul tvers på fibre enn i langsgående retning.

Noen av egenfrekvenser til de 4 modellene faller utenfor det ene kriteriet der egenfrekvensen skal være innenfor  $[1,54 : 3,02]$  Hz for å unngå dynamisk analyse av jernbanebruene, gjennomgått i kapittel 7.4. Dynamisk analysen kan fortsatt unngås hvis bruene overholder nedbøyningskravet.

## 10.2 Nedbøyning

Under simulasjon av lastkombinasjoner med dobbelt togsett i figur 9-13 ble det påvist nedbøyning langt over den maksimale nedbøyning på bruene med vertikale stag og betongdekke. Målet var å holde seg under nedbøyningskrav og derfor ble det første tiltaket å øke tykkelsen på hengestag. Ifølge Eurokoden, den maksimale diameteren for rundstål av S355 er 100mm. Denne diameteren viste seg å være riktig med tanke på kapasitetskontroll og nedbøyningen. Resultatet av nedbøyning til bruene med vertikale stag ble rundt 165mm, under kravet på ca. 167mm. Dette er vist i figur 9-16. Det er viktig å presisere at etter å ha endret på tykkelsen til hengestag, blir egenfrekvensen av mode 1 nesten dobbel så mye. Men dette spiller lite rolle, siden kriteriet for nedbøyning er oppfylt og det ikke blir nødvendig med en dynamisk analyse.

Ved å øke tykkelsen til stag, vil også vindlasten på hengestag øke. Det antas at den vil øke med en faktor som representerer forholdet mellom kvadratet av den nye og gamle diameteren:  $10^2/6^2 = 2,78$ . Den nye vindlasten blir deretter:  $0,084 * 2,78 = 0,23$  kN/m.

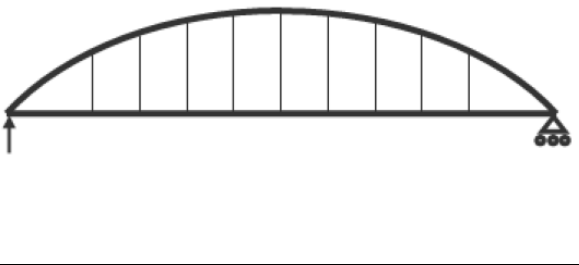
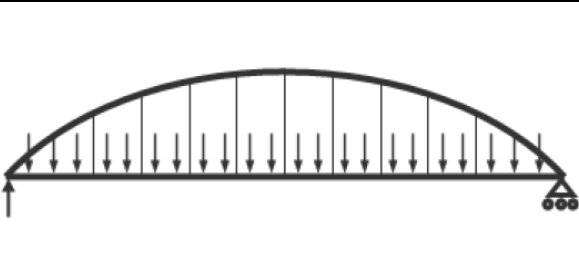
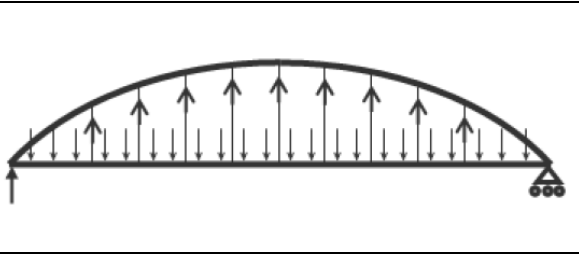
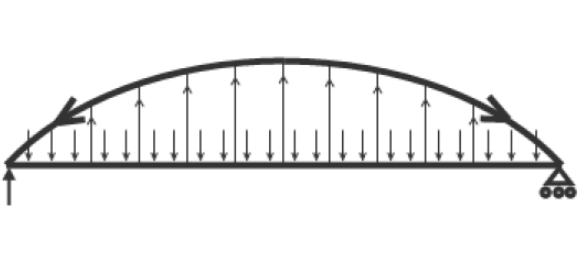
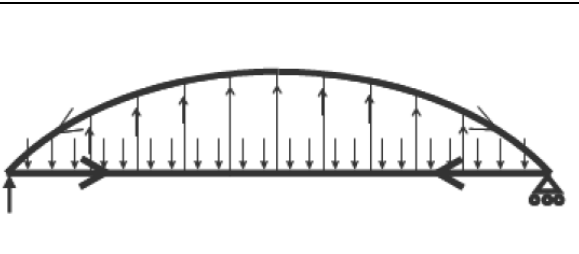
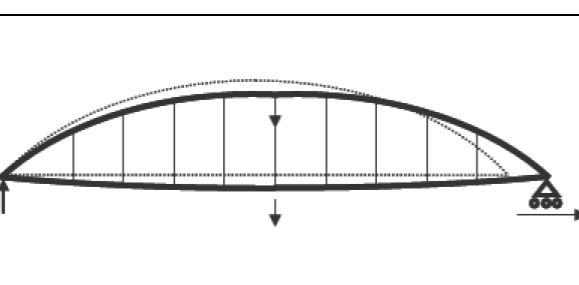
Det andre tiltaket som ble innført for å holde nedbøyning innenfor kravet på nettverksbuebruene var å legge til 2 langsgående stålbjelker av HUP-profil på hver side av bruene. De lange bjelkene skal også fungere som et strekkbånd der diagonale hengestag kan festes i og det skal ta imot strekkrefter fra bruene.

Resultatet av nedbøyning er vist i tabell 9-5 og utfra den ser man at den maksimale nedbøyningen opptrer i jernbanebruene med vertikale stag og betongdekke. På den andre siden, bruene med vertikale stag og CLT-dekke viser litt mindre maksimal nedbøyning på 144,98mm. Når det gjelder nettverksbuebruene, bruene med betongdekke bøyer seg med 135,56mm, mens CLT-dekke bøyer seg med 108,53mm. Alt i alt, den maksimale nedbøyning er lavere i bruene med CLT-dekke enn betongdekke og dette kan grunnes med mindre egenvekt av tredekke sammenlignet med betongdekke.

## 10.3 Lastfordeling i buebru

Lastfordelingen i buebru blir generelt det samme i nettverksbuebru som i bruene med vertikale stag. Når vertikal last blir påført, overfører hengestagene strekkrefter til buen der trykkrefter i får opphav. Buen får en tendens til å bøye seg i langsgående retning ved opplagere, men blir fastholdt av det langsgående strekkbåndet i dekket som tar imot strekkrefter fra bruene. Et forenklet diagram av stegene i lastfordelingen i buebru med vertikale stag er vist i figur 10-1. Det er en vanlig representasjon av lange og brede bruene.



1	Ubelastet bue	
2	Lasten blir påført	
3	Lasten blir tatt som strekkspenning i hengestag	
4	Lasten utvikler et fremstøt i buen i langsgående retning	
5	Fremstøtet i buen blir fastholdt av strekkbånd i dekket	
6	Buen får vertikal nedbøyning, den frie enden beveger seg ut	

Figur 10-1: Lastfordeling i buebru[46]

Utfra tabell 9-6 er det lett å avgjøre hvilken brutype av nettverksbue og vertikale stag viser seg å være bedre med hensyn til deformasjon etter å ha blitt påført vertikale laster. Diagonale

stag i nettverksbue klarer å ta imot store strekkrefter ved hjelp av strekkbånd og dermed stabiliserer konstruksjonen betydelig.

Når det gjelder deformasjonen av brudekke, fremgår det av tabell 9-7 at CLT-dekke deformerer mer under vertikale trafikklaster enn betongdekke. CLT-dekke viser mest kritisk deformasjon i midten av dekket (figur 9-24), mens betongdekke får største deformasjon på den ene enden av dekket (figur 9-22). Dette kan begrunnes med større stivhet i begge retninger av betongdekke og også underbygger påstanden i kapittel 5.4 om at slab track spor viser mindre tendenser til deformasjoner på grunn av større stivhet i betongen. Dette gir dermed bedre spenningsfordeling av jernbanelaster i betongdekket.

SLS nedbøyningen er derimot større for betongdekke på grunn av større vekt og utfra figur 9-27 viser enorme opplagerreaksjoner i jernbanebruen med betongdekke. Det bør legges merke til at nettverksbue viser mindre deformasjon enn vertikale stag her også.

Med resultater fra deformasjonen av brumodeller, kan man konkludere følgende; bruen med vertikale stag har tendens til å deformere seg mer i langsgående retning enn nettverksbuebru. Grunnen er at diagonale stag klarer å motstå deformasjon i bue mer og derfor blir det større krefter i diagonale stag enn vertikale stag. Dette gir mindre normalkraft i midten av buen i bruen med vertikale stag, mens det blir større verdier ved opplegg (tabell 9-8). Det resulterer igjen i større strekkrefter i strekkbåndet i bruen med vertikale stag.

## **10.4 Moment og skjær**

### **Bøyemoment**

Sammenligning av bøyemomenter i figur 9-27 og 9-28 viser at diagonale stag fordeler bøyemomenter i dekket mye jevnere. Nært bruopplegg blir bøyemomenter i nettverksbue derimot større. Dette indikerer på at diagonalene ikke klarer å stabilisere bøyemomenter effektivt nok.

I figur 9-29 og 9-30 er det åpenbart at diagonale stag er mye mer effektive enn vertikale stag når det gjelder å balansere bøyemomenter i bruen under usymmetrisk vertikal trafikklaster. Dette kan bli sett utfra formen til begge momentdiagrammer og også utfra verdien av bøyemomenter i buen og i dekket.

### **Skjærkrefter**

En viktig forskjell mellom diagonale og vertikale stag, selv om begge typer stag tar imot strekkrefter, er at diagonale stag tar det meste av globalt skjær i motsetning til vertikale stag som ikke overfører globale skjærkrefter. Skjærdiagrammer i figur 9-31 og 9-32 dekker denne påstanden. Dette kan bli sammenlignet med en fagverksbjelke der momentkraft blir overført via undergurten, mens skjærkrefter blir overført via diagonalene.

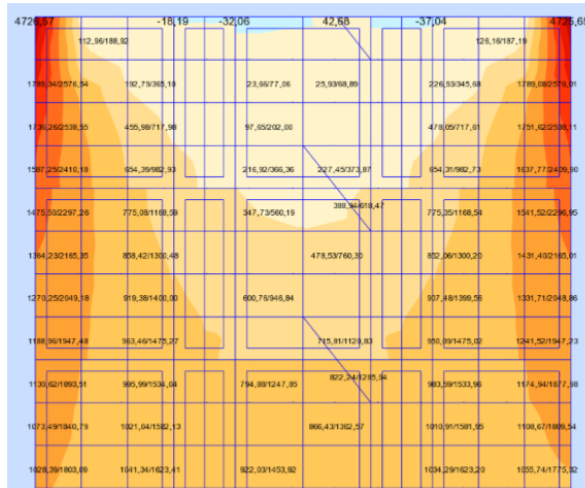
## 10.5 Knekking

De 2 første knekkmoder i både nettverksbue og buen med vertikale stag (figur 9-33 og figur 9-34) representerer vipping på tvers. Den tredje moden og resten av moder viser knekking i planet for nettverksbue. Når det gjelder bue med vertikale stag, den tredje moden viser vipping av buen nær opplagrene. Dette er mer kritisk enn oppførselen av bruene i nettverksbue og blir også sett utfra tabell 9-10 der bue med vertikale stag har lavere kritisk lastfaktor for knekking.

Kritisk lastfaktor for knekking brukes for å få knekklast. Fra tabell 9-10 ser man at den laveste kritiske lastfaktor er 11,9 for vertikale stag. Det vil si at den elastiske kritiske knekklasten er lik 11,9 multiplisert med lasten i buen som resultat av den statiske lastkombinasjonen nevnt i kapittel 9.5. Lasten i en bue med den lastkombinasjonen er 21 400 kN. Den kritiske knekklasten blir dermed 254 660 kN. Den maksimale normalkraften ved ULS lastkombinasjoner fra tabell 9-8 overskrider ikke 30 000 kN, noe som betyr at buene er trygge mot knekking.

## 10.6 Oppsummering

Ved å plassere to langsgående bjelker langs jernbanebruene under buen, tar disse bjelkene det meste av store strekkrefter som ble generert i bue da den fikk en tendens til å deformere seg i lengderetning. Lokale konsentrasjoner av strekkrefter eksisterer fortsatt i nærheten av opplagrene, men disse er av liten betydning. Grunnen er at langbjelker er modellert som linjer og har dimensjonsløse noder på ender der det dannes konsentrasjoner av spenninger i dekket som ikke finnes i realiteten. Bredde av bjelken på 1,6m er synlig i designen, men ikke tatt med i analysen. I realiteten vil langbjelker absorbere disse spenninger på grunn av sin bredde og derfor regnes ikke konsentrasjonen av strekkrefter som relevant i designet av dekket. En representasjon av konsentrasjon av strekkrefter nær opplagrene er gitt i figur 10-2 under.



**Figur 10-2: Konsentrasjon av strekkrefter nær opplagrene**

Strekkefter i kombinasjon med bøyemoment utgjør det verste lasttilfelle både i betongdekket og CLT-dekke. Det er tydelig at kombinasjonen av moment og strekk gjør at spenning i endefibre i trevirket som oppstår på grunn av bøyemoment, økes av strekkrefter. Med andre ord, både CLT-dekke og betongdekket viser lavere kapasitet under strekk. Lavere kapasitet ved endefibre i CLT underbygges også av kapittel 6.5 der det blir påstått at CLT er svakere ved hjørner.

Det kan oppsummeres med at det maksimale momentet i armert betongdekket på 1650 kNm i kombinasjon med strekkrefter fra dekket utgjør ikke et problem. Det samme gjelder for CLT-dekke med et maksimalt moment på 488 kNm som i kombinasjon med strekkraft på 2260 kNm ikke er et problem for det modellerte tverrsnittet. Grunnen er at dekkene har nok kapasitet til å tåle den påsatte belastning.

Oppførselen til nettverksbue forklart i kapittel 3 ble underbygget av resultatene av bruanalysen. Nettverksbuebru viste overraskende god oppførsel i forhold til bue med vertikale stag med CLT-dekke og mye skyldtes strekkbåndet og diagonale stag som hjalp stort med å fordele strekkreftene. Tykkelse av hengestagene hjalp også betraktelig på deformasjonen i buen. Det tyder på at mer materialbruk i stag fører til mer robust bru, men målet med nettverksbue er å ha en slank konstruksjon der stagene skal være gjennomskjete på avstand. Denne betraktningen må tas hensyn til ved videre oppfølging av denne oppgaven.

Når det gjelder limtrebuen, kom den gjennom alle kapasitetskontroller for alle 4 bruer med samme dimensjon. Kvaliteten på limtrebuen måtte endres fra GL30c til GL32h og dette stemmer bra med kapittel 4.3 der det nevnes at den homogene kvaliteten egner seg best til elementer utsatt for store trykkrefter.

# KONKLUSJON

I konklusjonsdelen blir det en gjennomgått en helhetlig vurdering av problemstillingen.

## 11 Konklusjon

Etter å ha utført den sammenlignbare analysen mellom armert betongdekket og CLT-dekke, kan det konkluderes med følgende:

- CLT-dekke viser større nedbøyning hvis egenlast ikke blir inkludert, for eksempel kun med trafikklaster. Dette skyldes lavere elastisitetsmodul.
- Med hensyn til vibrasjoner viser CLT-dekket å være stivere på grunn av bedre forhold mellom masse og stivhet til materialet.
- Den maksimale globale nedbøyningen viste seg å være i betongdekket med slab track spor.
- Langbjelkene på hver side av dekket stabiliserte ikke bare deformasjonen, men den tok store strekkrefter som dekket måtte ha tatt ellers.
- Nettverksbue viste bedre oppførsel enn bue med vertikale stag ut fra den utførte analysen med tanke på nedbøyning, lastfordeling og knekking.

På spørsmålet om hvilket brualternativ av CLT-dekke og betongdekket som er bedre egnet til jernbanebru, må man først undersøke alle andre parametere som ikke er medtatt i analysen. Når det er sagt, CLT-dekke viste ordentlig oppførsel under alle utførte analysene med forskjellige lasttilfeller. En ting man kan påstå sikkert er at bruk av trevirke i jernbanebruer har lys fremtid, ikke kun på grunn av moderne eurokoder, men også fordi variasjoner av tresystemer kan konkurrere med andre materialer. Ut fra bruanalysen i denne rapporten viser CLT-dekke å være en god nok løsning til dekke for jernbanelaster. Nettverksbuebru viste tydelig bedre oppførsel enn bue med vertikale stag. Når det gjelder betongdekke med integrert slab track, så man klart at det tålte de største spenningene bedre enn CLT-dekke på grunn av større stivhet.

Denne rapporten om jernbanebru i trevirke med såpass langt spenn og dobbeltspor med store laster ble et vellykket prosjekt. Denne oppgaven gikk rett løs på å analysere et ganske langt spenn med dobbeltspor enn først undersøke en enklere løsning, men det valget ble tatt for å holde prosjektet nær den virkelige Minnevikas jernbanebru. Jernbanebru i tre og slab track er meget fremtidsrettet og dette prosjektet åpner forhåpentligvis flere dører for de som ønsker å forske mer på dette temaet.

## 12 Videre arbeid

Denne oppgaven ble utført som et forprosjekt og for å utarbeide et fullstendig arbeid, bør flere ting tas med i videre forskning. Punkter forklart i kapittel 1.4 om avgrensninger regnes som relevant til videre arbeid. Under følger noen punkter som kan være interessant å ha med i videre studier av denne oppgaven:

- **Økonomi:** Ut fra Per Tveit sin forskning på nettverksbuebruer sparer man mye stål ved å ha den type brukonstruksjon, men til en jernbanebru i tre kan prisen fort bli mer på grunn av endring i tykkelse på elementene. Pris spiller en vesentlig rolle ved utforming av en brukonstruksjon og derfor må økonomi tas med i videre arbeid.
- **Dynamisk analyse:** Resultat fra egenfrekvens analyse viste at det blir behov for dynamisk analyse for å finne den fullstendige oppførselen av bruene.
- **Andre typer tredekker:** Det finnes flere måter å sette opp dekke i tre på. Det hadde vært interessant å utforske jernbanelaster på andre tredekker. Et fascinerende dekkesystem kan være komposittdekke av betong og CLT. Et slikt dekke kan være med på å redusere store bøyepenninger ved at betongen tar sin del av trykkrefter, mens tredekke tar strekkrefter. Slab track ble introdusert i denne rapporten som en integrert del av betongdekke. Det går an å se slab track over tredekke i jernbanebru og analysere et komposittdekke.

## Referanseliste

- [1] Inviterer til konkurranse om å bygge nytt dobbeltspor og Norges lengste jernbanebru. Venjar-Langset. <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/venjar-langset/innhold/2018/inviterer-til-konkurranse-om-a-bygge-norges-lengste-jernbanebru/>: Bane Nor; 2018.
- [2] AS DIAA-J. Nytt dobbeltspor Eidsvoll-Hamar, alternativsvurdering for bru ved Minnesund. 2012.
- [3] Ny jernbanbanebru på Minnesund - Innkomne merknader og innspill. <https://www.banenor.no/contentassets/8e9b5f712aa84cf5a0f3993ef4bdf36f/innkomne-merknader-og-innspill.pdf>: Banenor; 2016.
- [4] Bell K. Dimensjonering av Trekonstruksjoner: Fagbokforlaget; 2017.
- [5] Limtreboka: Norsk limtre produsenters forening; 2015.
- [6] Larssen diRM. Brandangersundbrua –utfordrende design og montering. Aas-Jakobsen AS, <https://docplayer.me/6357406-Brandangersundbrua-utfordrende-design-og-montering.html>; 2010.
- [7] Tveit P. The Network Arch. Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries. <https://home.uia.no/pert/index.php/Home2014>.
- [8] Tveit P. Information on the Network Arch. Grimstad: Per Tveit. p. Home page.
- [9] Steen Ø. Banemontøren. Lillestrøm: Byggenæringens forlag; 2011.
- [10] Sporets komponenter/Befestigelse. [http://www.jernbanekompetanse.no/wiki/Sporets\\_komponenter/Befestigelse#Pandrol](http://www.jernbanekompetanse.no/wiki/Sporets_komponenter/Befestigelse#Pandrol): Jernbanekompetanse - Lærebøker i jernbaneteknikk; 2011.
- [11] Dahl K, Bovim NI, Malo KA. Evaluation of Stress Laminated Bridge Decks Based on Full Scale Tests 2006.
- [12] Costa PA, Lopesb P, Cardosoa AS. Soil shakedown analysis of slab railway tracks: Numerical approach and parametric study. Transportation Geotechnics. 2018.
- [13] Bin Y, Shi L, Pu Hao, GongLian D, XiaoPei C. Elastic-plastic seismic response of CRTS II slab ballastless track system on high-speed railway bridges. Technological Sciences. 2016;60.
- [14] David N. Bilow PE, S.E., Gene M. Randich PE. Slab track for the next 100 years. Skokie, Illinois, USA: Portland Cement Association; 2000.
- [15] Saramam. Fast spor uten/med sville. [https://www.jernbanekompetanse.no/wiki/Fil:Fast\\_sporFig8.1.png](https://www.jernbanekompetanse.no/wiki/Fil:Fast_sporFig8.1.png): Jernbaneteknikk; 2015.
- [16] Sestakova J. Quality of slab track construction - Track alignment design and track geometry. Department of Railway Engineering, Faculty of Civil Engineering, University of Žilina, Univerzita. 2015;11.
- [17] I.Robertson, C.Masson, T.Sedran, F.Barresi, J.Caillau, C.Keseljevic, et al. Advantages of a new ballastless trackform. Frankrike2015.
- [18] Schilder DR, Diederich D. Installation Quality of Slab Track – A Decisive Factor for Maintenance. 2007.
- [19] Zhekov VZ, Atanasov M. Analysis of the specifics required by slab track implementation. International Symposium for Students. Kralevo, Serbia.November 2015.
- [20] Lier SV. The Vibro Acoustic Modelling of Slab Track with Embedded Rails. Journal of Sound and Vibration. 1999;231.
- [21] Michas G. Slab Track Systems for High-Speed Railways [Master degree project]. Stockholm, Sweden: School of Architecture and the Built Environment; 2012.
- [22] Garathun MG. Dropper ballast - støper sporet rett i tunnelgrunnen. <https://www.tu.no/artikler/dropper-ballast-stoper-sporet-rett-i-tunnelgrunnen/232098>: Teknisk Ukeblad; 2014.



- [23] Ballastless track system Rheda 2000 - High speed to perfection. <https://www.railone.com/products-solutions/long-distance-and-freight-transport/ballastless-track-systems/rheda-2000r/?L=1> Rail.one; 2018.
- [24] Esveld C. Developments in high-speed track design. Delft University of Technology.
- [25] Casal HB. Dynamic behaviour of high-speed railway bridges with ballastless track <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395142048259/Dynamic%20behaviour%20of%20high-speed%20railway%20bridges%20with%20ballastless%20track.pdf>: Civil engineering Department, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal
- [26] Serdelová K, Vičana J. Analysis and design of steel bridges with ballastless track XXIV R-S-P seminar, Theoretical Foundation of Civil Engineering (24RSP). Žilina, Slovakia: Elsevier Ltd.; 2015.
- [27] ØMS. Pandrol VIPA SP. <https://www.oems.no/pandrol-2/non-ballasted-track/pandrol-vipa-sp/2018>.
- [28] Esveld C, Markine V. Slab track design for high-speed. The Netherlands University of Technology Delft.
- [29] Cebasek TM, Esen A, Woodward PK, Laghrouche O, Connolly DP. Full scale laboratory testing of ballast and concrete slab tracks under phased cyclic loading. Transportation Geotechnics. 2018;17.
- [30] Yang X, Gu S, Zhou S, Yang J, Zhou Y, Lian S. Effect of track irregularity on the dynamic response of a slab track under a high-speed train based on the composite track element method. Applied Acoustics. 2015.
- [31] Dai G, Su M. Full-scale field experimental investigation on the interfacial shear capacity of continuous slab track structure. Sciencedirect. 2016.
- [32] Lie V. Fullskalaforsøk og finite element analyse av limtrebjelker med hull armert mot tverrstrekk ved hjelp av lange, selvboende skruer [Masteroppgave]. Ås: Norges miljø- og biovitenskapelige universitet(NMBU); 2011.
- [33] Dahl KB. Mechanical properties of clear wood from Norway spruce [Doctoral thesis]. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology(NTNU); 2009.
- [34] Dahl KB, Malo KA. Linear shear properties of spruce softwood. Department of Structural Engineering. 2009.
- [35] Moseng M, Hagle D. Kapasiteten til trevirke ved trykk tvers på fiber [Masteroppgave]. Ås: Norges miljø- og biovitenskapelige universitet(NMBU); 2012.
- [36] Øvrum A. Konstruksjonstrevirke. Fokus på tre: TreFokus & Treteknisk; Oktober 2012.
- [37] Treteknisk Håndbok. 4 ed: Norsk Treteknisk Institutt; Mai 2009.
- [38] Eie J. Trekonstruksjoner; beregning og dimensjonering: NKI-forlag; 2012.
- [39] Design of timber structures. In: Bergkvist P, editor. Swedish wood book: Swedish Forest Industries Federation; 2011.
- [40] Wallner-Novak DDM, Koppelhuber DJ, Pock DK. ProHolz Cross-Laminated Timber Structural Design. November 2014.
- [41] Brandner R, Schickhofer G. Properties of Cross Laminated Timber (CLT) in Compression Perpendicular to Grain. INTER - International Network on Timber Engineering Research. Bath, UK2014.
- [42] Halili Y. Versuchstechnische Ermittlung von Querdruckkenngrößen für Brettsperrholz [Diplomoppgave]2012.
- [43] Nor B. Prosjektering og bygging av bruer og konstruksjoner. Teknisk regelverk. [https://trv.jbv.no/wiki/Bruer\\_og\\_konstruksjoner/Prosjektering\\_og\\_bygging/Laster2018](https://trv.jbv.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Laster2018).
- [44] Naserzadeh AR, Pereira J. Flomsonekart Delprosjekt Eidsvoll. [http://publikasjoner.nve.no/flomsonekart/2007/flomsonekart2007\\_02.pdf](http://publikasjoner.nve.no/flomsonekart/2007/flomsonekart2007_02.pdf)2007.
- [45] Jernbaneverket. Regler for prosjektering og bygging. Bruer. <https://trv.jbv.no/tidligere-utgaver/Gammel%20versjon%20JD5xx%200101%202001/Bruer/525/T25-0503.pdf> 2001.

[46] Tied-arch bridges. SteelConstructioninfo - The free encyclopedia for UK steel construction information. [https://www.steelconstruction.info/Tied-arch\\_bridges](https://www.steelconstruction.info/Tied-arch_bridges).

# VEDLEGG

Alle vedlegg er skrevet etter å ha utført litterærstudie og det legges ved en kildeliste over vedlegg til slutt.

# Vedlegg A

## A.1 Om Jernbanen i Norge

Satsingen av kollektivtrafikken har økt betraktelig de siste årene og store ressurser blir innvilget av staten for å forbedre Norges jernbane til å bli best mulig tilbud for folk[1]. Interesse for å bygge jernbane oppstod på 1840-tallet i Norge da økning i handel og samferdsel skapte behov for å bygge jernbane for å transportere varer og mennesker raskere. Norge fikk sin første jernbane i 1854 som gikk fra Kristiania til Eidsvoll. Denne banen ble en stor suksess med sin 68 kilometer lang strekning og allerede første året fraktet den 128 000 passasjerer og 83 000 tonn trelast. Årene som fulgte, ble flere jernbaner planlagt og bygd i stort tempo og i 1877 var det en samlet arbeidsstyrke på 11 000 mann som jobbet med jernbanenettet, der de fleste jernbanestrekninger i Norge var bygd med håndkraft.

Den mest kjente jernbanestrekningen i Norge, Bergensbanen, ble åpnet i 1909 med sin 485 km lang strekning og hadde kostet et helt statsbudsjett.

Selv om biler og busser gir jernbane tøff konkurranse, har denne miljøvennlige skinnegående transportform med høyere hastighet enn biler og busser, fortsatt hatt sin stødige plass som et av de viktigste kollektivtilbudene i landet med 52 millioner passasjerer som blir fraktet av jernbane hvert år.

Jernbaneverket begynte som statlig forvaltningsorgan som skulle tilby togselskapene i Norge et effektivt og sikkert trafikksystem gjennom planlegging, bygging, drift og vedlikehold av det statlige jernbanenettet, inkludert stasjoner og terminaler.

## A.2 Trebruer fra romersk tid

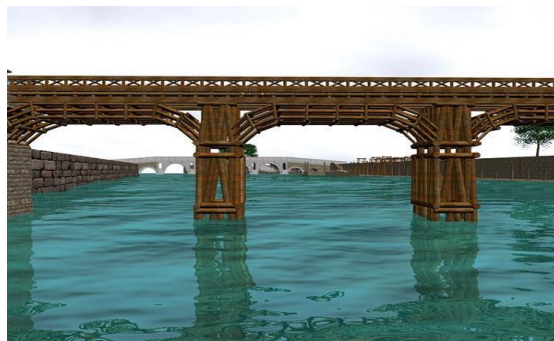
Det har alltid vært behov for bruer opp gjennom historien. Å bygge bruer over naturrelaterte hindringer som for eksempel lange bekker og brede elver var vesentlig når det kom til krysning fra en ende til den andre. Samferdsel foregikk med mer flyt og bruer var med på å knytte menneskene sammen allerede langt tilbake i tid. Brukonstruksjonen ble bygget av de naturlige byggematerialene som var tilgjengelige på stedet, hovedsakelig stein og tre. Siden tre var det materialet som var lettest tilgjengelig, ble det hyppig brukt til bygging av enkle bruer. Seige treaktige planter som liane var kjent i jungelstrøk i Asia og Sør-Amerika og ble

brukt til å lage hengebruene. På grunn av lite holdbarhet og knapp kunnskap om trematerialet før i tiden, finnes det få dokumentasjon av de eldste trebruene. Det antas at den første bruene kun var en trestamme eller planke lagt ut over en liten elv.

Sett i historisk perspektiv, romerne var de største brubyggerne i Europa datert helt tilbake til tiden før Kristus. En av de tidligste trebruene var å finne i antikkens Roma bygget i perioden 642-617 f.Kr, med navnet Pons Sublicius, og skal ha eksistert helt frem til 300 e.Kr[2].

Denne bruene var bygget på ordre fra datidens konge av Roma, Ancus Martius, og strakk seg over elven Tiber som ligger i dagens Italia. Navnet Pons Sublicius stammer fra latinsk og blir definert som 'bro' 'hviler på påler'. Selve bruene antas å være bygget kun av tremateriale på grunn av et religiøst forbud på den tiden mot å bruke metall i byggingen, inkludert skruer.

Bruene var bygget med spisse stokker som ble slått ned i elvebunnen. Denne metoden ble brukt blant annet for at søylene skulle tåle trykket fra vannet. Figur A-1 viser et eksempel bilde av hvordan Pons Sublicius så ut.



**Figur A-1: Pons Sublicius[3]**

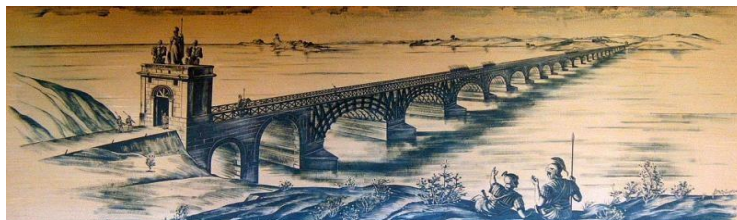
En annen populær bru som blir omtalt fra tiden før Kristi fødsel er Julius Cæsars bjelkebru over elven Rhinen fra ca. år 50. f.Kr, vist i figur A-2. Den ble bygget av Cæsars hær for å kjempe kamper mot germanske stammer på den andre siden av elven. Hovedgrunnen til å bygge den bruene var for at Cæsar kunne vise sine ferdigheter til å kunne krysse elven når han ville og angripe fiendene. Cæsar hadde over 40 000 soldater tilgjengelige, noe som førte til at bjelkebruene ble bygget på kun 10 dager med bruk av lokal disponibel tømmerstokk. Doble pæler av tømmerstokker ble ført ned i bunnen av elven på skrå der dybden var 9 meter noen steder. Å ha en vinkel på trepæler gjorde at bruene ble mer stabile og deretter ble det dannet et bæresystem for bruene ved å legge tykke bjelker av tre på tvers av bæresystemet. Lengden av bruene antas å være mellom 140 til 400 meter. Denne typen ingeniørkunst regnes å være imponerende med tanke på begrenset tilgang på ressurser og kun menneskelig arbeidskraft til rådighet på den tiden.

Selve bjelkebruen var ødelagt på ordre av selve Cæsar, kun 18 dager etter at han fikk bygget den opp, siden han da var ferdig med sine gjøremål på den andre siden av elven og samtidig fikk vist frem sin makt til å herske etter sine premisser.



**Figur A-2: a) Julius Cæsars bjelkebru over elven Rhinen. b) Bjelkebruen i Nasjonalmuseet i Roma[4]**

Den første kjente buebru av tre er likevel Trajans bru over Donau, i dag Europas nest lengste elv, datert helt tilbake til år 109 e.Kr[5]. Trajan var romersk keiser fra år 98 til 117, og stod for flere suksessfulle erobringer i områdene rundt dagens Romania og store deler av Mesopotamia. Buebru over elven Donau var bygget etter Trajans ordre på grunn av krigføring på andre siden og hadde en lengde på over 1000 meter og høyde på 19 meter målt fra elvebunnen. Bruen bestod av trebuer støttet på 20 pilarer med 38 meter spennvidde mellom hver søyle som var bygget opp av murstein, vist i figur A-3. Selv om Trajans bru eksisterte kun i noen tiår før den ble revet ned av Trajans overtredet, ble den regnet som den lengste buebru med lengste spenn i over 1000 år.



**Figur A-3: Trajans bru, spennvidde 38 meter mellom hver søyle[5]**

### **A.3 Trebruer i Sveits**

En av verdens eldste gangbruer i tre verdt å nevne er 'Holzbrücke Rapperswil-Hurden' fra 1523 f.Kr. og krysset over innsjø i Zürich i Sveits. Denne bruen gjennomgikk mange gjenoppbygginger helt frem til 2001 da den igjen ble konstruert og er i dag lengste trebru i Sveits med sin 841 meters lengde.

Frem mot middelalderen var det lite nyutvikling av bruer, siden brubyggerne holdt seg fast til de allerede utprøvde romerske teknikker med halvsirkelform på bruen. Det var først med renessansen at det ble interesse for nybygging av bruer. En velkjent overbygd gangbru av tre

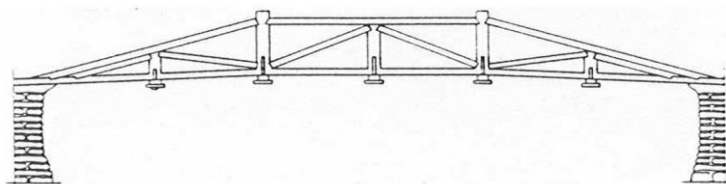
er 'Kapellbrücke' fra år 1333 ved Luzern i Sveits som delvis ble ødelagt av brann i 1993. Denne bruene er faktisk den eldste overlevende fagverksbru i verden og består av trekantete rammer og søyler av eik slått i elvebunnen, bruene er vist i figur A-4. Overbygde bruene var spesielt populære og effektive fordi trevirket var beskyttet innvendig fra å bli våt, mens bruene uten tak kunne lett bli utsatt for regn og snø.



Figur A-4: Kapellbrücke i Luzern, Sveits[6]

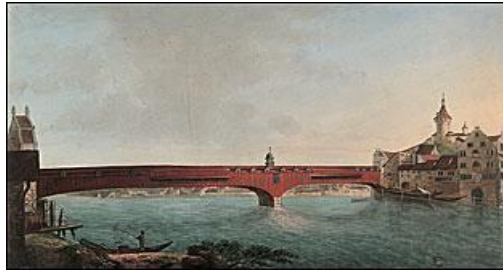
#### A.4 Forskjellige konstruksjonsformer av trebruene

Den italienske arkitekten, Andrea Palladio, kom med forskjellige konstruksjonsformer og regnes som den første til å introdusere fagverk som bæresystem for trebruene, vist i figur A-5. Fagverkets utforming og bruk av fagverk som bærekonstruksjon var noe av det største som kom fra renessansen når det gjaldt brubygging. Det viktigste grunnlaget for teoretiske analyser innenfor ingeniørvitenskapen videre blir knyttet til noen sentrale navn verdt å nevne som Leonardo Da Vinci(1452-1519), Galileo Galilei(1564-1642), Robert Hooke(1635-1703), Isaac Newton(1642-1727), Leonhard Euler(1707-1783) og Thomas Young(1773-1829). Det ble utviklet en større forståelse for den statiske virkemåten av bærekonstruksjon om krefter og spenninger i staver, bjelker, søyler og rammer.



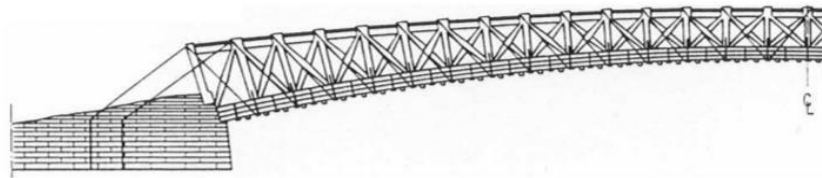
Figur A-5: Eksempel på Palladios fagverksbru[7]

På 1700-tallet ble spesielt to byggemesterbrødre, Hans Ulrich Grubenmann og Johannes Grubenmann fra Sveits, kjent for sine bruene med lange spenn og gjorde det markant innen europeisk trebrubygging. Deres kjente bru, Rhinebru ved Schaffhausen i Sveits, ble prosjektert med ett spenn på 119 meter, men modellen ble avvist av myndighetene som krevde at det ble bygd en midtpilar på bruene. Sluttresultatet var med to spenn, et på 56 meter og den andre på 63 meter, da bruene ble reist i 1758. Tegning av bruene er vist i figur A-6.



**Figur A-6: Bru ved Schaffhausen tegnet av maleren Johann Heinrich Bleuler[8]**

Den tyskfødte brubyggeren Louis Wernwag bygget buebru av tre med spennvidde på 104 meter, kalt 'The Colossus' i 1812. Denne bruene ble regnet som et arkitektonisk og ingeniørmessig mesterverk og var i mange år den eneste trebru med størst spennvidde, vist i figur A-7.

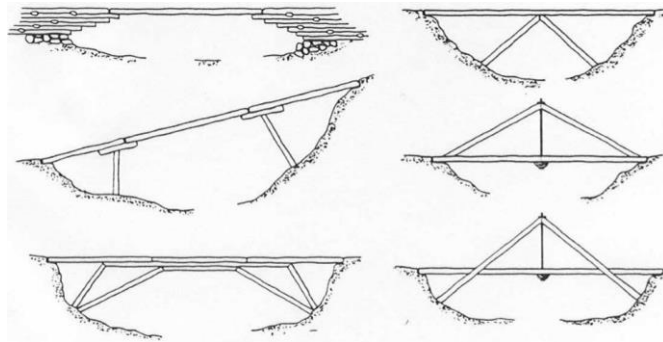


**Figur A-7: 'The Colossus' av Louis Wernwag[7]**

## **A.5 Trebruer i Norge**

Det kom flere innovative ideer knyttet til forskjellige typer fagverk og buer i tre. I Norge har det vært enkle trebruer med tømmerstokker som spanner over små elver og bekker opp gjennom historien, men på grunn av lite kunnskap om vedlikehold finnes det få av de eldste trebruer igjen. Bruen over stjørdalselven ved Sandfærhus fra 1855 regnes som den mest avanserte veibru fra 1800-tallet og ble bygd over fem spenn på 36,5 meter hver[7]. Det har imidlertid blitt bygget kopier av noen av de gamle trebruene, som sprengverksbru over Lågen i Dovre og Tuftebrui på Hardangervidda. Den sistnevnte bruene ble opprinnelig bygget i 1884 og regnes som en av de eldste bruene i utkraget tømmerkonstruksjon. Rester av gamle Tuftebrui er bevart i Norsk vegmuseum i dag. Ellers er en del trebruer fredet i Norge, som sprengverksbruene over Stynselven med flere spenn, overbygde bruer som Hammer bru på Høylandet i Nord-Trøndelag fra 1884 og Finna bru, fagverksbru i Lillehammer fra 1868 som er delvis overbygd. Figur A-8 viser forskjellige systemer for noen gamle norske trebruer.





Figur A-8: Systemer for noen gamle norske trebruer[7]

## A.6 Trebruer i dag

En av spektakulære gangbruer i limtre i Europa som regnes som Europas lengste gangbru, er Essing bru i Tyskland bygget 1992. Den har total lengde på 192 m med hovedspenn på 73 m. Den første store trebru i Europa for litt større laster er Wennerbrücke i Østerrike bygget i 1993, limtrebue støttet på limtresøyler. Bildene er vist i figur A-9.



Figur A-9: a) Essing bru i Tyskland, b) Wennerbrücke i Finland[9]

I løpet av 1900-tallet ble det kun bygget enkle limtrebruer i Norge, stort sett for gang- og sykkeltrafikk. Felles for Norge og resten av Europa var manglende forståelse på tre som konstruksjonsmateriale og ikke noe særlig konstruktiv trebeskyttelse med hensyn til kvalitetssikring og estetikk av trebruer. Dette gjorde at bruer i stål og betong ble mer populære på midten av 1900-tallet. Mange trebruer på 60- og 70-tallet ble impregnert med CCA-salter; blanding av kopper, krom og arsen for å forlenge levetiden til trebruer.

Trebruer fikk derimot gjennomslag igjen mot slutten av 1900-tallet, spesielt da Evenstad bru over Glomma i Østerdalen ble bygget 1996 og ble den første store trebruen i moderne tid. Det er en fagverksbru i limtre i impregnert furu med brupilarene er i betong. Bruen er 180 meter lang med 5 spenn og regnes som en av verdens største trebruer for ordinær veitrafikk.

En annen trebru, Tynset bru i Hedmark kommune, er bygget på lignende måte med fagverksbue i limtre og har hovedspenn på 70 meter med total lengde på 125 meter. Bruen er vist i figur A-10.



**Figur A-10: Tynset bru i Hedmark kommune[Bildet tatt av veilederen Einar Nathan]**

En av de vakre trebruene i Norge er Leonardo da Vinci-gangbru i Ås med total lengde på 108 meter, bygget i 2001. Bruen består av 3 limtrebuer med hovedspenn på 40 meter og hviler på 4 søyler av stål. Brudekket er i ubehandlet grein dekket med natursteinbelegg på oversiden. Bildet av brien vist i figur A-11.



**Figur A-11: Leonardo Da Vinci bru i Ås[Eget bilde]**

Norges lengste trebru per vår 2018 er Flisa veibru i Hedmark kommune bygget i 2003. Det er en fagverksbru i limtre med total lengde på 196 meter og har 3 spenn, der hovedspenn er på 70 meter.

Kjøllsæterbrua i Hedmark kommune bru er også en annen interessant bru som regnes til å være verdens sterkeste trebru, bygget ferdig i 2006. Denne militærbruen er dimensjonert for å tåle vekten av 715 tonn trafikklast. Kjøllsæterbrua er 158 meter lang med lengste spenn på 45 meter. Bildene av Flisa bru og Kjøllsæterbru er vist i figur A-12.



Figur A-12: a) Norges lengste trebru, Flisa bru, b) Norges sterkeste bru, Kjølåsbru[10]

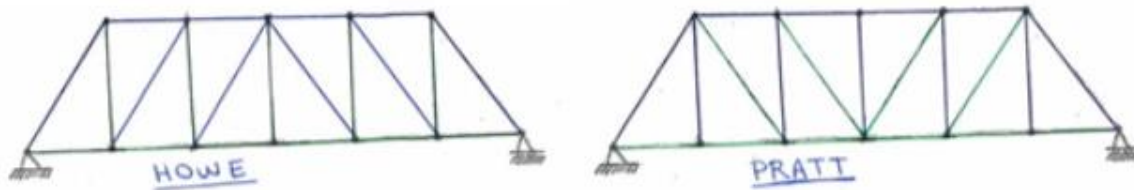
## A.7 Jernbanebruer i tre

Ved utbygging av jernbanenettet i USA på 1800-tallet ble det bygget mange store trebruer med spenn helt opp til 100 m[7]. En av de tidligste bruene av tre for å tåle store og ikke minst dynamiske laster blir knyttet til navnet Theodore Burr (1771-1822), en av de mest populære arkitektene av bruer i USA i begynnelsen av 1800-tallet. Burr kom med ideen om kombinasjon av bue og fagverk som overbygde bruer og fikk patent på dette systemet i 1817. Tanken til Burr var at buen skulle bære all belastningen på bruene, mens fagverket skulle gjøre bruene stivere. Dermed var kombinasjon av både bue og fagverk med på å stabilisere bruene mot dynamiske laster. Burr konstruerte flere veg- og jernbanebruer som fikk lang levetid og det blir også hevdet at den originale brumodellen til Burr var konstruert kun av tre. Burr fagverk er vist i figur A-13.



Figur A-13: Burr system, Baumgardener overbygd bru i USA[11]

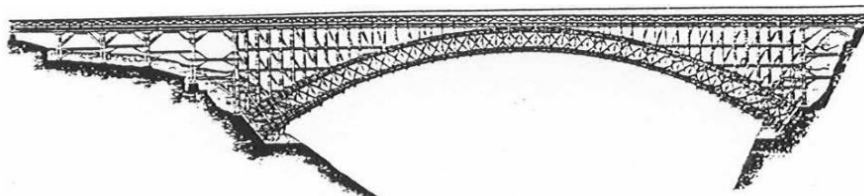
To andre personer som fikk patent på 1800-tallet på grunn av fagverkssystemene sine, var arkitektene William Howe (1803-1852) og Thomas Willis Pratt (1812-1875). Howe fagverk hadde trykkdiagonaler i tre og vertikale strekkstag i stål for å gjøre bruene mye mer stabile. Dette er vist i figur A-14. Diagonalene til Howe trekker seg mot sentrum fra oversiden og danner en 'A', i motsetning til Pratt fagverk som er skråstilt mot sentrum fra undersiden og danner en 'W'.



**Figur A-14: Eksempel på fagverssystemer til Howe og Pratt. Grønn indikerer strekkrefter, mens blå er trykkrefter[Egne tegninger]**

Pratt benyttet, i kontrast til Howes fagverk, kryssende diagonaler av tre i strekk og vertikaler av stål i trykk, noe som førte til at forbindelsene ble mer kompliserte. Pratt fagverk var dessuten dyrere på grunn av mer stålbruk, siden tre var lett tilgjengelig på den tiden i USA, mens stålsystemer var nytt i markedet. Både Howe og Pratt sine brusystemer ga mulighet for å bygge sterke bruer i lange spenn og deres fagverksystemer ble også brukt i jernbanebruer.

Bukkebruer, kalt 'Trestle bridges' på engelsk, ble ganske vanlig en stund i USA på slutten av 1800-tallet. Disse ble konstruert som midlertidig løsning for jernbanebruer til å frakte jernbanetrafikk fra en ende til den andre, mens bygging av permanent jernbanebruer pågikk. Denne brutypen hadde korte spenn og ble ofte laget i tre som var både rimelig, lett tilgjengelig og gikk an raskt å montere. Ellers kan Cascade Bridge, jernbanebru i tre bestående av fagverksbue med en spennvidde på 90 meter, nevnes. Den ble bygget av Thomson S. Brown i 1845, vist i figur A-15.



**Figur A-15: Tegning av Jernbanebru i tre, Cascade Bridge, bygd av Thomson S. Brown[7]**

## **A.8 Jernbanebruer i trevirke i Norge**

I Norge startet utbygging av jernbanebruer i tre på 1800-tallet da det var både rimelig pris og god tilgang på trevirke. Den gamle Elgesæter bru over Nidelva i Trondheim ble opprinnelig bygget som jernbanebru i tre i 1864 og senere ombygget til gatebru i 1955 da det blant annet oppstod tvil om den gamle trebruen kunne tåle vekten av sporveiens nye vognsett. Bildet av den gamle bruen er vist i figur A-16. Bruen over Gaula ved Gullfossen er et annet eksempel på jernbanebru i tre. Den var fagverksbru der Howes system ble brukt med to sett av

diagonaler i tre og vertikaler i stål. Her var sporet festet direkte til trekonstruksjonen, såkalt fast spor.



**Figur A-16: Den gamle jernbanebru, Elgesæter bru i Trondheim[12]**













# Vedlegg C

## C.1 Trebruer

En bru består normalt av en overbygning og en underbygning. Der underbygning omfatter fundamentene og inkluderer for eksempel høye pilarer og pælefundamenter, er overbygningen det primære lastbæresystemet som kjennetegner en bru. Overbygningen består vanligvis av et dekke og tverrbærere; en brubane som trafikken føres over i tillegg til et bæresystem. Lastene skal føres fra overbygningen og videre ned til fundamentet. Fundamenter pleier stort sett bli utført i andre materialer enn tre når det gjelder trebruer, vanligvis i armert betong.

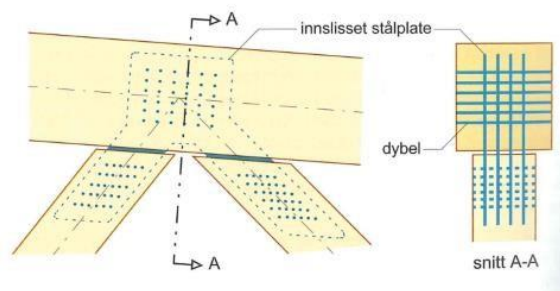
Bæresystemet, som sammenføres av flere konstruksjonselementer, kan hovedsakelig plasseres på tre måter i forhold til brubanen om de monteres separat; overliggende, underliggende eller som mellomliggende bæresystem. Det går også an å la brubanen og bæresystem virke sammenfallende. Overliggende og mellomliggende bæresystem betyr at bæresystemet monteres på siden av brubanen, mens ved underliggende bæresystem ligger bæresystemet under brubanen. Et viktig hensyn å ta ved underliggende bæresystem er å ha tilstrekkelig høyde under brubanen. En bru med underliggende bæresystem er det gunstigste alternativet med hensyn til beskyttelse mot regn.

## C.2 Forbindelser

De dynamiske- og klimapåkjenningene som en bru blir utsatt for, gjør at det stilles større krav til forbindelser for bruer enn til en husbygning. En annen grunn er at en bru får direkte påkjenning av krefter enn andre konstruksjonstyper.

Det er ikke alle typer forbindelser som er egnet til bruer på grunn av dynamiske belastninger. Forbindelsesmidler som spikere, tømmerforbindere og skruer bør helst unngås. Spesielt knutepunkter blir utsatt for de største og mest kritiske krefter. Den store utfordringen oppstår ved dimensjonering av forbindelser for komposittmaterialer, som for eksempel tre-betong. Forbindelser i et fagverk kan deles i to grupper; buttskjøter i gurtene og knutepunktforbindelser mellom staver og gurter. Det er vanlig praksis å skjøte gurtene i knutepunkt, men om staver har vesentlig mindre tverrsnitt enn gurten, anbefales ikke denne praksisen. I så fall bør gurtskjøten flyttes til midt mellom knutepunkter for å få til riktig kraftoverføring.

I brusammenheng er det vanligst å bruke innslissede plater med stavdybler til knutepunktforbindelse for grove limtrekonstruksjoner i Norge. Denne løsningen gjør det mulig å overføre større krefter enn tradisjonelle forbindelser og samtidig gir mindre deformasjoner. Forbindelsesmidler blir også godt skjult, noe som styrker bestandigheten til bruene ved at forbindelser ikke blir utsatt for værpåkjenninger. Innslissede plater med dybler kan overføre både strekk- og trykkrefter, men ved for store påkjenninger av trykkrefter, benyttes utstøping av fugen som tar trykket, mens dybelplatene kommer som en ekstra sikkerhet til eventuelle strekkrefter. Figur C-1 viser bilde av en fagverksknute med innslissede plater.



Figur C-1: Typisk knutepunkt i et større limrefagverk med innslissede plater[13]

### C.3 Viktige hensyn

Før man starter bygging av en trebru, er det flere aspekter som må tas til betraktning som kan avgjøre om det er hensiktsmessig å bygge den aktuelle brutypen på det valgte stedet eller ikke. Noen viktige overordnede hensyn nevnes under ved valg av en trebru:

**Klimapåkjenninger** er en av viktigste faktorer som bør tas hensyn til ved bygging av en trebru. Bruen blir dimensjonert for å tåle påkjenninger fra vind- og snølast, så den type påkjønning kommer uansett ha lite å si for brustyrken. Fuktighetsnivå på brustedet derimot har betydelig påvirkning på treets styrke. Derfor er det viktig med konstruktiv utforming og riktig overflatebehandling av bruene om man vet at den kan bli utsatt for mye fukt.

Undersøkelser viser at massive trekonstruksjoner har en tendens til å tørke ut og innstille seg på en betydelig lavere trefuktighet enn det klimaet på det aktuelle stedet skulle angi.

**Trafikkpåkjønning** må tas hensyn til med tanke på hvordan en trebru og måten den kan oppføre seg ved store trafikklast. Erfaring med Kjølåsæterbrua [figur A-12] viser at tre ikke blir et problem som byggemateriale og en trebru holder seg ganske stødig. Grunnen er blant annet at trevirket er ganske god på å motstå korttidslaster uten særlig bevegelser. For en

jernbanebru blir nemlig trafikklastet regnet til å være veldig store og da må man vurdere hvilket bæresystem i tre kommer mest gunstig ut for såpass store laster.

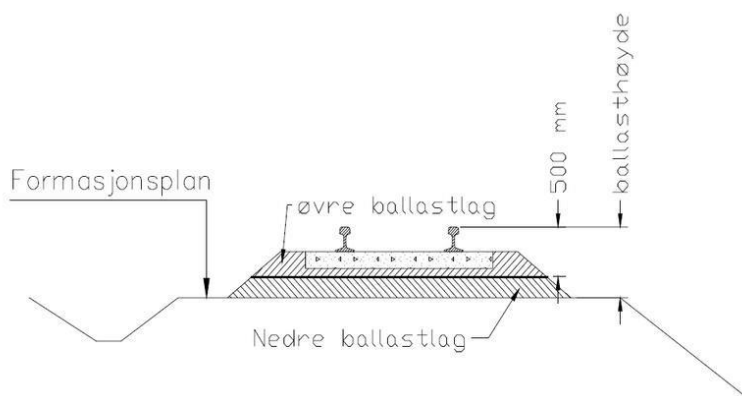
**Estetiske- og miljøkrav** setter ikke særlig begrensning på hvilken brutype som blir valgt, men kan ha betydning for hva slags uttrykk som tilføres det området bruene bygges på. Dette blir spesielt viktig der bruer blir dominerende i landskapet. Estetiske krav handler først og fremst om utforming av bruene kommer til å passe inn i omgivelsene på brustedet og eventuelt tilfører stedet et arkitektonisk uttrykk. Estetikken henger sammen med miljø med tanke på valg av materialer og bæresystem. En trebru vil naturligvis ha positive miljøeffekter sammenlignet med andre bruer. Det kan diskuteres om bruk av farlige impregneringsmidler og skader av disse på næromgivelsene, men med riktig utførelse og en lang brukstid på minst 100 år, blir dette problemet bagatellisert.

**Byggehøyde** til bruene kommer an på hensyn til det som skal være under bruene. Vanligvis foreligger det spesifikke krav om frihøyde under bruene, for eksempel ved bygging av en overgangsbru over jernbane. Om bruene skal bygges over vannet, bør det tas tilstrekkelig hensyn til frirom under bruene slik at båter og annet utstyr har nok plass til å passere gjennom.

# Vedlegg D

## D.1 Generelt om ballastspor

I dag kjenner de aller fleste kun til ballastspor hver gang jernbanespor bli omtalt. Ballast defineres som den fyllmassen som ligger på formasjonsplan rundt jernbaneskiner og den plasseres mellom og under sviller av enten tre eller betong for å gi langsgående og sideveis stabilitet i sporet. Figur D-1 viser måten ballast plasseres på.



**Figur D-1: Plassering av ballast på spor[14]**

Den består av knuste stein eller grus og ballastens hovedoppgave er å føre trykkrefter, både horisontale og vertikale, fra svillene og ned til underbygningen. Det stilles strenge krav til ballastens egenskaper; den må ha tilstrekkelig tykkelse for å unngå for store ballastspenninger som kan føre til knusing av ballastmateriale eller sviller. Det finnes i tillegg krav til riktig plassering av ballast og krav når det kommer til kornform, størrelse og renhet av ballasten. Ballasten skal pakkes godt rundt svillene for å oppnå god stabilitet. Når det gjelder ballastrens, gjennomføres den ved at ballastrenseverket graver ut massene under sporet ned til 30-40 cm dybde rundt svillene og sorterer ut alt finstoff og utslitt puk, og deretter legger rensset puk tilbake i sporet. I tillegg kommer det en del andre maskiner som får ballasten stabilisert etter rensingen.

### Fordeler

Ballastspor har vært i bruk siden midten av 1800-tallet og det er på grunn av dens fordeler at den fortsatt blir brukt i jernbaneverden. Det skjer stadig optimalisering av ballastspor, noe som kommer av den lange erfaringen med den type spor. I tillegg til å overføre krefter fra overbygningen til underbygningen, ha gode drenerende egenskaper, er ballastspor rimelig i pris. Den har lave byggekostnader og tar relativt kort tid å legge på sporet. Vedlikehold til

ballastspor er også lite komplisert å forholde seg til. Ballastspor har i tillegg god lydabsorpsjonsevne og genererer mindre støy da noe av støyen blir absorbert av pukken.

## **Utfordringer**

Ballastspor har ikke blitt endret på noe særlig i konsept siden den gang den kom i drift og derfor kan det føre til noen utfordringer med tiden. I hvert fall med dagens forventninger om komfort og effektivitet, kan ballastspor ha med seg en del ulemper. Først og fremst krever ballastmaterialet vedlikehold eller fornyelse omtrent hvert 15. år, noe som kan bli dyrt i lengden[15]. En annen ulempe er at selv om ballastspor kan dimensjoneres for nødvendig støyreduksjon, lyden av tog som kjører på ballastspor kan føre til ubehag for de som eventuelt bor i nærheten av togtrafikk. Hastigheten av toget er også begrenset hvis det skal kjøres på ballastspor og det er fare for at partiklene fra ballastmaterialet kan bli knust hvis toget kjører i altfor stor fart. En viktig ulempe er at støv fra ballastmaterialet regnes som forurensende for miljøet.

# Vedlegg E

## E.1 Trevirke som konstruksjonsmateriale

Det finnes utallige av gode egenskaper knyttet til trevirke som konstruksjonsmateriale og i dag, med godt bearbejdede treprodukter og bedre forbindelsesmidler, blir tre brukt i stadig avanserte konstruksjoner. Treets særegenhet som fornybar naturressurs gjør at den i tillegg til å være lett tilgjengelig også har det laveste karbontrykket sammenlignet med andre byggematerialer. Karbon som er treets hovedbestanddel, inngår i naturens kretsløp gjennom fotosyntese og nedbrytning.

Trevirke er også svært bearbeidbar, slik at det går an å fremstille det i kreative former og størrelser. Tre blir brukt som dominerende materiale i boliger i Norge i dag og utviklingen av tremateriale kan ses i utforming av norske trebruer også. Gode egenskaper som miljøvennlig materiale, gode akustiske egenskaper når det kommer til absorbering av lyd, høy grad av fleksibilitet, enkel produksjon, pen overflate og meget stor styrke i forhold til lav vekt gjør at tre egner seg godt til bruer og store spenn.

Tre som konstruksjonsmateriale blir delt inn i to hovedgrupper; hardved og mykved, kalt 'hardwood' og 'softwood' på engelsk, respektivt. Det er mykved som hovedsakelig blir brukt som konstruksjonsmateriale i Norge, mest gran og furu. Forskjellen mellom disse to typer er at mykved har lysere farge, lavere vekt, mindre miljøbelastning og er rimeligere i pris. Mykved kan i tillegg motstå uvær hvis behandlet riktig. En ulempe med mykved er at mens hardved kan vare i flere tiår, har mykved mindre levetid, noe som må forbedres med dagens tilgang til kjemiske impregneringer.

### Termiske egenskaper til trevirke

En av de viktigste egenskapene til tre som gjør den godt egnet som konstruksjonsmateriale er treets termiske egenskaper til å motstå høye temperaturer. Trematerialet har lavere termisk konduktivitet sammenlignet med andre materialer som aluminium, stål og glass. Dette gjør at det ikke oppstår noen tvangskrefter i trevirke under brann. Massive tretverrsnitt er generelt motstandsdyktige ovenfor brann og klarer å beholde mye av bæreevnen sin.

### Trevirke som nedbrytbart materiale

Trevirke kjennetegnes ved at det er et levende og organisk materiale som nedbrytes naturlig og blir tilbakeført til naturen. Tre kan bli utsatt for råte av flere årsaker og spesielt råtesopp

kan være en stor trussel for bærende konstruksjoner. Sopp bryter ikke ned kun trestrukturen, men misfarger også trevirket.

Insekter er også av de organismene som utgjør en trussel for trevirket, spesielt treborende insekter som husbukk og stokkmaur. Disse skadedyrene gnager på trevirke og kan svekke bæreevnen betydelig. Husbukk finnes spesielt i kyststrøk i Norge. Disse insektene spiser opp tretverrsnittet og kan gjøre treoverflaten porøs. Utenom dette kan sollyset også virke nedbrytende på tre, men kun på overflaten. Trevirket får en sølvgrå patina etter noen år som kommer til å beskytte det indre trevirket mot ultrafiolett stråling og hindre videre nedbrytning av treslaget.

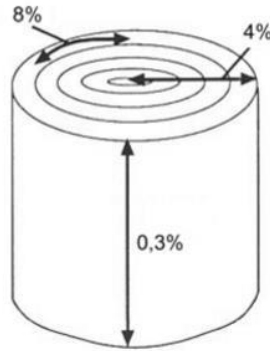
De ovennevnte tilfellene kalles for biologisk nedbrytning. Det finnes også fysisk nedbrytning som forårsaker slitasje og skader på trevirket. Når det gjelder trebruer, kan slitasje på brudekker og slitasje på grunn av snøbrøyting kan være aktuelt og bør tas hensyn til. All slags nedbrytning på trevirke kan hindres ved riktig kjemisk eller konstruktiv beskyttelse. Kjemisk beskyttelse innebærer bruk av kjemiske trykkimpregneringsstoffer for å forlenge holdbarheten til tre, mens konstruktiv beskyttelse betyr først og fremst riktig utførelse av detaljer slik at det ikke forekommer råte i trevirket.

## **E.2 Fuktighet i trevirke**

Tre er et hygroskopisk materiale, noe som betyr at det både tar opp fukt fra omgivelsene sine og puster slik at treets egenskaper endrer seg med klima. Trefuktighet er forholdet mellom vekten av vannet i trevirket og vekten av trevirket i absolutt tørr tilstand. Fukttinnhold i trevirke vil ha mye å si for volumendringer og bestemme hvor mye det sveller eller krymper. Det vil også avgjøre fasthet- og stivhetsegenskapene til trematerialet. Altfor mye krymping når fuktnivå avtar og svelling når fuktnivå øker kan føre til reduserende fasthetsegenskaper og splitting av fibre. Store svingninger i fuktnivå påvirker også forbindelser til treelementer. Derfor er det viktig å kontrollere fuktighetsfluktuasjoner på det stedet man tenker å bygge i tre.

For gran og furu med fibermetningspunkt opp til 28%, kan man anta en total krymping på omkring 8% i tangentiell retning, 4% i radiell retning og 0,3% i lengderetning, vist i figur E-1. Man kan se at krymping i lengderetning er nesten ubetydelig sammenlignet med krymping i de to andre akseretninger.





**Figur E-1: Krymperetninger i trevirke**

Kort fortalt, et stykke trevirke av gran og furu pleier vanligvis ha fuktighetsnivå over 30% i naturlig tilstand (side 50 i [13]). Ved tørkeprosessen går fuktighetsinnholdet til under 30% og det er da det ikke finnes noe fritt vann i trestykket; kun fibre som er mettet med bundet vann. Celleveggene har også hittil ikke blitt endret i volum. Ytterligere tørking fører til at de bundne vannpartiklene forsvinner og celleveggen trekker seg sammen. Fuktighetsnivå på ca. 12% anses som definisjon på tørt virke.

Ved fuktbevegelser i trevirke er det kun cellevegger som endrer dimensjon [7]. Celleveggene er avhengig av treslagets densitet. Densitet er en av trevirkets viktigste mekaniske egenskaper og angir hvor tungt trevirke er i forhold til størrelsen. Den varierer stort fra treslag til treslag og er avhengig av fuktighet siden den påvirker både masse og volum. Derfor vil dimensjonene øke med tykkere cellevegger. Dermed har denne parameteren stor betydning for trevirkets styrke og om hvordan bruken oppfører seg.

Dimensjonsendringer på grunn av fuktvariasjoner i trevirket og fare for muggvekst i tre er noen av de viktigste faktorer å ta hensyn til når det kommer til trebruer. Bruer blir utsatt for all slags uvær og ytre påvirkning og derfor kan fukt ha stor innvirkning på trevirkets bestandighet. Hvis furu og gran skal sammenligne, furu inneholder naturlige impregneringsstoffer og er mer motstandsdyktig mot råte enn gran. Furu lar seg også enkelt trykkimpregnere på grunn av sin åpne struktur på yteved. Yteved er den ytre og lysere delen av veden i en trestamme.

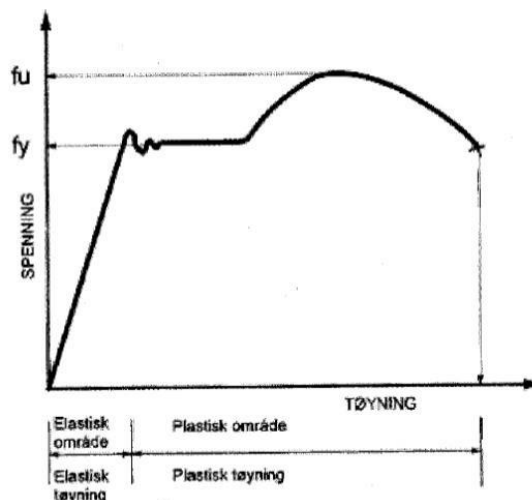
Dimensjonsendringer i tre forårsaket av fukt er også mye større enn dimensjonsendringer på grunn av temperaturvariasjoner i trevirket. Dimensjonsendringer tvers på fibre er 20 ganger større enn langs på fibre på grunn av fuktpåvirkning og 8 ganger større på grunn av temperaturpåvirkning. Til brukonstruksjon er dimensjonsendringer i fiberretning mest aktuelt.

I utgangspunktet skal det være trygt å bygge trebruer selv i relativt fuktig klima. Mye avhenger av at trekonstruksjoner klarer å tørke og at fuktnivå ikke overskrider likevektsfukt som regnes å være på 20%.

### E.3 Stål som konstruksjonsmateriale

Stål regnes som en av verdens viktigste konstruksjonsmaterialer. Det er de utallige egenskapene til stål som gjør det til et av de mest brukte materialer til konstruksjonselementer. Stål er en legering bestående hovedsakelig av jern og karbon og det er karbon som har stor innvirkning på stålets fasthetsegenskaper.

Lang levetid, høy vekt i forhold til vekten som muliggjør store spennvidder, god formbarhet, evne til å motstå slitasje og gjenbruksmuligheter er noen av få kvaliteter til stålet. Når det gjelder mekaniske egenskaper, flytegrensen,  $f_y$ , er en veldig viktig parameter fordi det er den spenningen som angir når stålet begynner å få varig deformasjon. På faglig språk sier man at stålet går fra elastisk til plastisk, se figur E-2 der forholdet mellom stålets spenning og tøyning er vist. Stål er et elastisk materiale og uten å gå i dybde på tallverdier for forlengelse, vil det fortsette å tøye ytterligere uten å få økning i spenning etter at flytegrensen er nådd. Deretter etter en viss forlengelse, vil stålet vise økende styrke igjen og øke i spenning, helt til maksimal bruddspenning,  $f_u$ , er nådd. Dette blir rett før stålet går i brudd.



Figur E-2: Forholdet mellom spenning og tøyning i stål[16]

Den forlengelsen rett før brudd er en svært viktig faktor til stål. Det viser at stål er et duktilt materiale. Duktilitet regnes som et av de viktigste egenskaper til stål siden høy duktilitet i materialet gir forvarsel ved eventuelle brudd. Denne egenskapen kommer til god nytte ved bruk av stål i bærende konstruksjoner som bruer.

Stål blir delt i forskjellige fasthetsklasser utfra behov til konstruksjonsdeler. Benevnelsen for vanlig konstruksjonsstål begynner med bokstaven S('Structural steel'=Konstruksjonsstål) og deretter kommer et tresifret tall som angir flytespenning i  $\text{N/mm}^2$ . Aktuelle stålsorter med deres nominelle verdier for fasthet er gitt i NS-EN 1993-1-1(*tabell 3.1*).

## **E.4 Betong som konstruksjonsmateriale**

Betong som byggemateriale består av en blanding av sement, vann, sand, stein og eventuelle andre tilsetningsstoffer. Den kjemiske reaksjonen mellom sement og vann blir til hydratisering og ved stivning oppnår betydelig styrke og dermed blir kalt betong[17]. Det er blandingsforhold mellom sement og vann som bestemmer styrken på betongen. Dette forholdet blir betegnet som v/c tall og mer sement gir sterkere betong og øker bestandigheten.

I likhet med stål, betong brukes effektivt som konstruksjonsmateriale over hele verden og det er ikke uten grunn. Betong kan støpes i forskjellige former og forutsatt at alle forholdsregler er tatt, regnes den til å være en av sikreste byggematerialer tilgjengelig. Noen av andre kvaliteter er dens evne til vanntetthet og brannmotstand.

Som regel pleier betong støpes med armeringsjern i stål. Grunnen er at betong er et sprøtt materiale i utgangspunktet og ikke har stor strekkfasthet, men er god på å tåle trykkrefter. Da kommer stål til redning og tar alle strekkrefter. Dette materialet kommer i mange fasthetsklasser og kvaliteten til betong gis med dens trykkfasthet i  $\text{N/mm}^2$ . Vanligvis oppgis fastheten med bokstaven 'B' for betong('C' for 'concrete') og avsluttes med et tall for trykkfasthet som viser det maksimale trykket betongen utsettes uten at den går i brudd. Jo større tallet blir, dess større blir trykkfastheten.

# Vedlegg F

## F.1 Laster på jernbanebru

Ifølge Bane Nors tekniske regelverk, definisjon på jernbanebruer er en konstruksjon med fri lysåpning lik eller større enn 2 m som er påvirket av jernbanetraffikk. Jernbanebruer skal, som alle andre alminnelige bruer, ha en dimensjonerende brukstid på 100 år [Tabell 2.1 i ECO]. Elementer av bruene som har dimensjonerende brukstid på mindre enn 100 år skal monteres slik at de kan skiftes ut. Sammenlignet med andre bruer, jernbanebruer skiller seg ut først og fremst fordi de må kunne tåle meget store laster og motstå meget stor horisontalkraft uten særlig forskyvning. Nedbøyningskrav til jernbanebruer er også strenge, noe som betyr at både underbygning og overbygning av bruene må være betydelig stivere enn andre brutyper.

Jernbanetraffikk innebærer store laster som bruene må være i stand til å tåle. Brukonstruksjoner skal først og fremst beregnes etter to grensetilstander; bruddgrensetilstand (ULS: 'ultimate limit state') og bruksgrensetilstand (SLS: 'serviceability limit state'). Det førstnevnte er relatert til bæreevne og sammenbrudd på grunn av betydelige forskyvninger der konstruksjonen dimensjoneres for laster som viser seg å være altfor store. Bruksgrensetilstand derimot ivaretar funksjonaliteten knyttet til deformasjoner og vibrasjoner.

Lastene kan karakteriseres hovedsakelig som to typer laster; permanente og variable laster. Permanente laster betegnes som konstant over tid og som opptrer i lengre perioder i løpet av brukonstruksjonens levetid, som for eksempel egenlast. Egenlast er tyngden av alle permanente deler på konstruksjonen og beregnes på grunnlag av volum og tyngdetetthet til konstruksjonsdeler. Egenlasten av trevirke varierer stort med type treslag, fasthetsklasse, fuktighet og impregnering. Trevirkets densitet varierer også med fuktighetsnivå og impregnering, som igjen vil påvirke vektøkning av trevirket. Variable laster varierer over tid og omfatter nyttelaster og alle andre kortvarige og forbigående laster på bruene.

Det er flere typer påvirkninger fra trafikken som påvirker statiske spenninger og dynamisk oppførsel til en jernbanebru. Trafikklast betegnes som den belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane. De enkelte konstruksjonsdeler skal belastes med det lasttilfelle som gir den ugunstigste lastvirkningen. Dette gjøres for å kontrollere kapasiteten til bruene.

For en jernbanebru er trafikklastene meget større i forhold til egenlasten, noe som gjør at dynamiske laster som følge av vertikale svingninger av bruoverbygningen må tas i betraktning. Dynamiske effekter på en jernbanebru forekommer som følge av tidsavhengige laster som endres over tid på grunn av lastens kjørehastighet over brua, ujevn flate, slingrebevegelser, nedbøyning av brudeler og generelt vibrerende effekter i brua.

Den hurtige lastøkningen på bruene på grunn av kjørehastighet, konstruksjonens egenfrekvens demping i konstruksjonen, variasjoner i hjullast og ujevnheter i sporet er noen av faktorer som influerer jernbanebru generelt.

### **Vindlast**

Konstruksjoner som bærer jernbanetrafikk må kunne tåle vindlaster fra alle sider og samtidig stå stødig.

### **Akselerasjons- og bremselast**

Det virker langsgående krefter inne i skinnene når et tog bremses, kalt bremsekrefter.

Likeledes får skinnene overført krefter når et tog kjører og spesielt når det akselererer. Da

kan virkningen av krefter bli ganske stor over en begrenset strekning, kalt

akselerasjonskrefter. En del av disse to kreftene blir også overført ned til brukonstruksjonen.

### **Slingrelast**

En viktig last å ta hensyn til, oppstår ved feil på toghjul slik at det kan bli vertikale og

horisontale uregelmessigheter. Denne lasten angriper tvers på brudekket og kalles for

slingrelast.

### **Ulykkeslast**

Ulykkeslaster er laster som en konstruksjon kan bli utsatt for av enten som resultat av uriktig

posisjon, ulykkestilfeller eller laster som fører til uønskede hendelser. Slike laster opptrer

etter en lite sannsynlig hendelse.

### **Nedbøyning**

Nedbøyning er en av de viktigste faktorer å ta hensyn til når det gjelder

jernbanebrukonstruksjon. Spesielt to kriterier bør det settes fokus på; at nedbøyning ikke blir

altfor stor og at bruene klarer å finne tilbake til den opprinnelige formen sin etter å ha blitt

påført midlertidig last.

Økte deformasjoner i jernbanebru fører ikke kun til ubehag med tanke på passasjerkomfort,

men er også med på å skape uforventede endringer og vibrasjoner i sporets geometri og

brukonstruksjonen. Derfor er det viktig at den maksimale tillatte nedbøyning til jernbanebruen ikke blir overskredet. Ved beregning av nedbøyninger, skal de forskjellige påførte laster plasseres i ugunstigste posisjon.

# Vedlegg G

## G.1 Egenlastberegning

Tyngdeakselerasjon settes lik  $g_{akselerasjon} = 9,81 \frac{m}{s^2}$  i hele oppgaven.

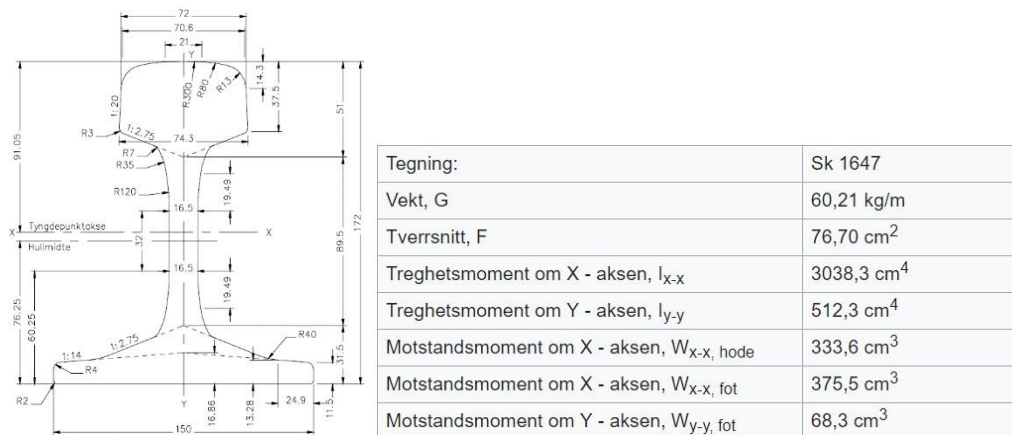
Tyngdetetthet til de anvendte materialene er gitt i tabell G-1 og tallene er tatt fra modelleringsprogrammet Autodesk Robot Structural Analysis.

Tabell G-1: Tyngdetetthet

Materiale	Tyngdetetthet $\rho \left[ \frac{kN}{m^3} \right]$
Tre	4
Stål	77
Armert betong	24

### Egenlast skinner

Det er tatt utgangspunkt i 2 stk 60E1 på hvert spor og egenskaper er vist i figur G-1.



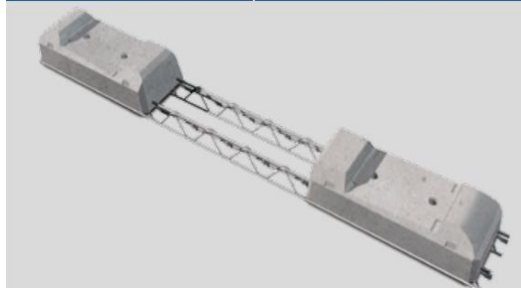
Figur G-1: skinneprofil

$$G_{vekt} = 60,21 \frac{kg}{m} \cdot g_{akselerasjon} = 0,59 \frac{kN}{m}$$

$$g_{skinner} = 0,59 \frac{kN}{m} \cdot 2\text{stk} = 1,2 \frac{kN}{m} \text{ per spor}$$

### Egenlast Rheda 2000 sviller

Antar massen til befestigelsen lik 20 kg. Det skal benyttes betongsviller B 355.1 til Rheda 2000 slab track, vist i figur G-2.



Figur G-2: Rheda slab track system

$$L_{sviller} = 2,6 \text{ m}$$

$$d_{sviller} = 0,24 \text{ m}$$

$$A_{sviller} = L_{sviller} \cdot d_{sviller} = 0,62 \text{ m}^2$$

$$g_{sviller} = \rho_{betong} \cdot A_{sviller} = 14,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Egenlast betongdekke

$$A_{brudekke} = d_{tot} \cdot b = 0,8\text{m} \cdot 12,5\text{m} = 10 \text{ m}^2$$

$$g_{dekke} = \rho_{betong} \cdot A_{brudekke} = 240 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Egenlast tredekke

$$A_{brudekke} = d_{tot} \cdot b = 10 \text{ m}^2$$

$$g_{dekke} = \rho_{tre} \cdot A_{brudekke} = \rho_{tre} \cdot A_{brudekke} = 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Egenlast rekkverk

Et brurekkverk er ikke viktig kun med hensyn til sikkerhet til de som befinner seg på bruene, men også de som befinner seg under bruene, i tilfelle noe faller ned og forårsaker følgeulykke.

Det er ikke tatt spesielt hensyn til utforming av rekkverk i modellering av Minnevikas jernbanebru, men det settes allikevel en belastning på håndlisten lik 0,5 kN/m i ugunstigste retning. Dette er tatt fra generelle tekniske krav i Bane Nors regelverk.

$$g_{rekkverk} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Egenlast hengestag

Består av rundstål med diameter lik 60 mm.

$$A_{hengestag} = \frac{\pi \cdot d_{hengestag}^2}{4} = 2,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$g_{hengestag} = \rho_{stål} \cdot A_{hengestag} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



### **Egenlast bue**

Antall: 2 buer på hver side

$$L_{bue} = 110,34 \text{ m}$$

$$A_{bue,tverrsnitt} = h_{bue} \cdot b_{bue} = 1,36 \text{ m}^2$$

$$g_{bue} = \rho_{tre} \cdot A_{bue,tverrsnitt} \cdot \frac{L_{bue}}{L_{spenn}} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 = 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### **Egenlast vindavstivning**

$$A_{avstivning,tverrsnitt} = h_{avstivning} \cdot b_{avstivning} = 0,64 \text{ m}^2$$

$$g_{avstivning} = \rho_{tre} \cdot A_{avstivning,tverrsnitt} = 2,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### **Egenlast tverrgående stålbjelker**

$$\text{HEB1000: } A_{HEB1000} = 0,04 \text{ m}^2$$

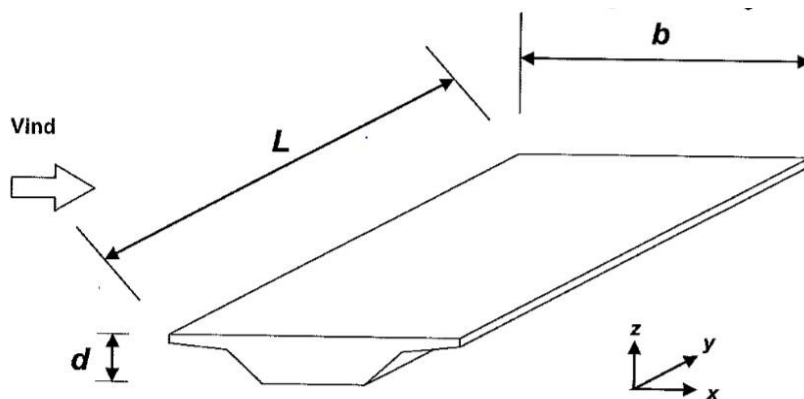
$$g_{tverrbærer} = A_{HEB1000} \cdot \rho_{stål} = 3,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

# Vedlegg H

## H.1 Vindlastberegning

Vindberegninger er utført i henhold til NS-EN 1991-1-4.

Figur H-1 viser vindpåvirkning på bruer [figur 8.2 i eurokoden]:



Figur H-1: Retning på aksene

Brulenge (lengste spennvidde):  $L = 100 \text{ m}$

Brubredde:  $b = 12,5 \text{ m}$

Høyde på dekket:  $d = 0,8 \text{ m}$

Antar Minnevik bru til å være i terrengkategori I, innsjø eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer [Tabell 4.1 i eurokoden]:

$z_0 = 0.01 \text{ m}$  *Ruhetslengden utfra terrengkategori I*

$z_{\min} = 2 \text{ m}$  *Minimumshøyde utfra terrengkategori I*

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

**Beregner basisvindhastigheten  $v_b$**  4.2 (4.1)

Retningsfaktor:  $c_{dir} = 1$

Årstidsfaktor:  $c_{season} = 1$

Sannsynlighetsfaktor:  $c_{prob} = 1$

Referansevindhastigheten for bru:  $v_{b,0}^{**} = 25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  8.2(5)

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0}^{**} = 25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

**Beregner stedsvindhastigheten  $v_m(z)$**  4.3.1(4.3)

$$z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$\text{Terrengruhettsfaktor: } k_r = 0,19 \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,17$$

Fri høyde fra vannoverflaten til sentrum av brudekket valgt for Minnevik bru: 7.9.1(6)

$$z_e = 15$$

Referanse høyde for buen fra terrengnivå til det toppen av buen:

$$z_{e,bue} = z_{fri} + f_{bue} = 35 \text{ m}$$

Ruhetsfaktor for  $z_{\min} \leq z_e \leq z_{\max}$  :

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 1,24$$

$$c_r(z_{e,bue}) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z_{e,bue}}{z_0} \right) = 1,38$$

Terrengformfaktor:  $c_0(z) = 1$

For  $z_{\min} \leq z_e \leq z_{\max}$  :

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 31 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

For  $z_{\min} \leq z_{e,bue} \leq z_{\max}$  :

$$v_m(z_{e,bue}) = c_r(z_{e,bue}) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 34,5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

**Beregner turbulensintensiteten  $I_v(z)$**  (4.7)

$$k_1 = 1$$

$$I_z = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln \left( \frac{z_e}{z_0} \right)} = 0,14$$

$$I_v(z_{e,bue}) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln \left( \frac{z_{e,bue}}{z_0} \right)} = 0,12$$

**Beregner vindkasthastighetstrykk  $q_p(z)$**  4.5(4.8)

$$\text{Lufttettheten: } \rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Hastighetstrykk: } \bar{q} = \frac{1}{2} \rho v_m^2 = 600,6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Hastighetstrykk for bue: } \bar{q}_{bue} = \frac{1}{2} \rho v_m^2 = 743,9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Basisvindhastighetstrykk: } q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 390,62 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_p(z_e) = [1 + 7I_v(z_e)] \bar{q}(z_e) = 1189,2 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 1,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,19 \text{ kPa}$$

$$q_p(z_{e,bue}) = [1 + 7I_v(z_{e,bue})] \bar{q}(z_{e,bue}) = 1368,77 \frac{N}{m^2} = 1,37 \text{ kPa}$$

### Vindlast per lengdeenhet tvers på brudekket(x-retning) – Forenklet metode

$$\text{Eksponeringsfaktor: } c_e = \frac{q_p(z_e)}{q_b} = 3$$

Kan også finne eksponeringsfaktor direkte fra figur 4.2 i eurokoden.

$$\text{Kraftfaktor: } c_{f,x} = 1,7$$

Figur 8.3

$$\text{Vindlastfaktor: } C = c_e \cdot c_{f,x} = 5,1$$

Vindlast fordeles over en høyde lik 4,0 m over skinneoverkant:

$$\text{Total vindlasthøyde: } d_{tot} = 4 + d = 4 + 0,8 = 4,8 \text{ m}$$

$$\text{Referanseareal: } A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L = 480 \text{ m}^2$$

$$\text{Ytre Vindkraft: } F_{wx} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot A_{ref,x} = 956,3 \text{ kN}$$

8.3.2(8.2)

Vindlasten i x-retning:

$$q_{wx} = \frac{F_{wx}}{A_{ref,x}} = 1,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Vindlast per lengdeenhet vertikalt på brudekket(z-retning)

$$\text{Kraftfaktor: } c_{f,z} = +0,9$$

8.3.3

$$\text{Vindlastfaktor: } C = c_e \cdot c_{f,x} = 2,7$$

$$\text{Referanseareal: } A_{ref,z} = b \cdot L = 1250 \text{ m}^2$$

$$\text{Ytre vindkraft: } F_{wz} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot A_{ref,z} = 1318 \text{ kN}$$

Vindlasten i z-retning:

$$q_{wz} = \frac{F_{wz}}{A_{ref,z}} = 1,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Vindlast langsetter brudekket(y-retning)

For fagverksbruer; 50% av vindkreftene opptrer i x-retning:

$$F_{wy} = 0,5 \cdot F_{wx} = 478,2 \text{ kN}$$

$$\text{Referanseareal: } A_{ref,y} = d_{tot} \cdot b = 60 \text{ m}^2$$

Vindlasten i y-retning:

$$q_{wy} = \frac{F_{wy}}{A_{ref,y}} = 7,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Vindlast per lengdeenhet på buen

Dimensjon på tverrsnitt av buen:

$$h_{bue} = 850 \text{ mm} = 0,85 \text{ m}$$

$$b_{bue} = 1600 \text{ mm} = 1,6 \text{ m}$$

$$c_{e,bue} = \frac{q_p(z_{e,bue})}{q_b} = 3,5$$

$$\text{Krafftaktor: } c_{f,bue} = 2$$

NA.7.7

$$\text{Vindlastfaktor: } C = c_e \cdot c_{f,bue} = 7$$

$$\text{Referanseareal: } A_{ref,bue} = h_{bue} \cdot b_{bue} = 1,36 \text{ m}^2$$

Vindlasten på buen:

$$q_{w,bue} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot h_{bue} = 2,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### **Vindlast per lengdeenhet på hengestag**

$$c_{f,hengestag} = 1,2$$

7.9.2(3)

$$\text{Vindlastfaktor: } C = c_e \cdot c_{f,hengestag} = 3,6$$

Vindlasten på hengestag:

$$q_{w,hengestag} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot d_{hengestag} = 0,084 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

# Vedlegg I

## I.1 Autodesk Robot Structural Analysis

### Resultat fra modal analysen

Figurene under viser 10 første moder med egenfrekvens for de 4 brumodellene.

#### Modell 1 – Nettverksbuebru med betongdekke

Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mass UX (%)	Rel. mass UY (%)	Rel. mass UZ (%)	Cur. mass UX (%)	Cur. mass UY (%)	Cur. mass UZ (%)
1	1,18	0,85	0,03	0,3	83,22	0,03	0,3	83,22
2	1,28	0,78	18,76	0,3	83,25	18,73	0	0,02
3	1,37	0,73	18,76	0,62	83,26	0	0,32	0,01
4	1,82	0,55	18,8	0,62	88,81	0,03	0	5,55
5	1,89	0,53	54,36	0,64	88,83	35,56	0,03	0,02
6	2,06	0,49	75,12	0,68	88,83	20,76	0,04	0
7	2,29	0,44	77,73	0,68	88,83	2,61	0	0
8	2,31	0,43	77,73	0,69	88,83	0	0	0
9	2,93	0,34	77,73	0,69	90,95	0	0	2,12
10	3,17	0,32	78,04	0,7	90,95	0,31	0,01	0

Figur I-1: Resultater fra modal analyse for nettverksbuebru med betongdekke

#### Modell 2 – Nettverksbuebru med CLT-dekke

Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mass UX (%)	Rel. mass UY (%)	Rel. mass UZ (%)	Cur. mass UX (%)	Cur. mass UY (%)	Cur. mass UZ (%)
1	1,06	0,94	42,36	0,01	0	42,36	0,01	0
2	1,72	0,58	45,88	0,11	0,58	3,52	0,11	0,57
3	1,85	0,54	45,91	4,6	79,81	0,03	4,49	79,24
4	1,9	0,53	80,88	4,6	79,97	34,98	0	0,16
5	2,21	0,45	80,88	8,43	81,08	0	3,82	1,11
6	2,86	0,35	80,88	8,47	85,65	0	0,04	4,57
7	3,24	0,31	82,71	8,47	85,65	1,82	0	0
8	3,34	0,3	82,71	8,9	85,67	0	0,43	0,02
9	3,86	0,26	82,71	9,29	86,86	0	0,39	1,19
10	4,09	0,24	82,74	46,02	87,23	0,03	36,72	0,38

Figur I-2: Resultater fra modal analyse for nettverksbuebru med CLT-dekke

### Modell 3 – Buebru og vertikale stag med betongdekke

Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mass UX (%)	Rel. mass UY (%)	Rel. mass UZ (%)	Cur. mass UX (%)	Cur. mass UY (%)	Cur. mass UZ (%)
1	0,41	2,44	0	0,66	0	0	0,66	0
2	0,8	1,25	0	0,69	10,58	0	0,03	10,58
3	1,23	0,81	16,59	0,69	10,59	16,59	0	0,01
4	1,49	0,67	16,64	1,38	83,93	0,05	0,69	73,34
5	1,65	0,6	16,64	1,61	83,96	0	0,24	0,03
6	1,72	0,58	26,38	1,61	83,99	9,75	0	0,04
7	2	0,5	74,49	1,66	84,02	48,11	0,05	0,03
8	2,25	0,44	77,86	1,66	84,02	3,37	0	0
9	2,61	0,38	77,87	1,85	91,87	0	0,19	7,84
10	3,06	0,33	78,49	1,86	91,87	0,63	0,01	0

Figur I-3: Resultater fra modal analyse for bue med vertikale stag med betongdekke

### Modell 4 – Buebru og vertikale stag med CLT-dekke

Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mass UX (%)	Rel. mass UY (%)	Rel. mass UZ (%)	Cur. mass UX (%)	Cur. mass UY (%)	Cur. mass UZ (%)
1	0,48	2,08	0	4,78	0	0	4,78	0
2	0,95	1,05	36,43	4,79	0,02	36,43	0	0,02
3	0,99	1,01	36,52	4,88	6,41	0,09	0,09	6,39
4	1,37	0,73	37,34	4,9	6,43	0,82	0,02	0,02
5	1,89	0,53	80,22	4,9	6,43	42,88	0,01	0,01
6	1,94	0,52	81,71	4,98	6,95	1,48	0,08	0,52
7	1,97	0,51	81,76	8,61	13,49	0,06	3,63	6,53
8	2,05	0,49	81,8	11,76	76,98	0,04	3,15	63,49
9	2,99	0,33	82,78	11,77	76,99	0,97	0,01	0,01
10	3,13	0,32	82,78	13,58	85,83	0	1,81	8,84

Figur I-4: Resultater fra modal analyse for bue med vertikale stag med CLT-dekke

## Opplagerreaksjoner for statisk lastkombinasjon

	Fx	Fy	Fz
Case 1	DL1		
Sum of val.	0	0	35655,49
Sum of reac.	0	0	35655,49
Sum of forc.	0	0	-35655,49
Check val.	0	0	0
Case 2	Wind X+		
Sum of val.	-2558,98	0	1312,5
Sum of reac.	-2558,98	0	1312,5
Sum of forc.	2558,98	0	-1312,5
Check val.	0	0	0
Case 3	SDL		
Sum of val.	0	0	4135
Sum of reac.	0	0	4135
Sum of forc.	0	0	-4135
Check val.	0	0	0
Case 4	Wind X-		
Sum of val.	2558,98	0	1312,5
Sum of reac.	2558,98	0	1312,5
Sum of forc.	-2558,98	0	-1312,5
Check val.	0	0	0
Case 6	Live walking		
Sum of val.	0	0	6250
Sum of reac.	0	0	6250
Sum of forc.	0	0	-6250
Check val.	0	0	0
Case 11	Wind Y+		
Sum of val.	0	-9962,5	0
Sum of reac.	0	-9962,5	0
Sum of forc.	0	9962,5	0
Check val.	0	0	0
Case 12	Wind Y-		
Sum of val.	0	9962,5	0
Sum of reac.	0	9962,5	0
Sum of forc.	0	-9962,5	0
Check val.	0	0	0

Figur I-5: Opplagerreaksjoner for statisk lastkombinasjonen for betongdekke i nettverksbue

## Kritisk lastfaktor for knekking

20 knekkmoder med deres kritiske lastfaktor er gitt i tabell I-1.

Tabell I-1: Kritisk lastfaktor i nettverksbuebru

Case/Mode	Critical coef.
68/1	1,39E+01
68/2	1,58E+01
68/3	2,66E+01
68/4	2,71E+01
68/5	2,79E+01
68/6	2,89E+01
68/7	3,03E+01
68/8	3,05E+01
68/9	3,05E+01
68/10	3,12E+01
68/11	3,19E+01
68/12	3,38E+01
68/13	3,43E+01
68/14	3,63E+01
68/15	3,70E+01
68/16	3,90E+01
68/17	4,04E+01
68/18	4,07E+01
68/19	4,30E+01
68/20	4,44E+01

Resultater av 20 kritisk lastfaktor for bue med vertikale stag er presentert under i tabell I-2.



**Tabell I-2: Kritiske knekkmoder i bue med vertikale stag**

Case/Mode	Critical coef.
90/1	1,19E+01
90/2	1,46E+01
90/3	2,44E+01
90/4	2,44E+01
90/5	3,32E+01
90/6	3,34E+01
90/7	3,91E+01
90/8	3,93E+01
90/9	4,19E+01
90/10	4,23E+01
90/11	4,37E+01
90/12	4,38E+01
90/13	4,51E+01
90/14	4,57E+01
90/15	4,58E+01
90/16	4,59E+01
90/17	4,75E+01
90/18	4,78E+01
90/19	5,03E+01
90/20	5,07E+01

## Kilder vedlegg

- [1] Steen Ø. Banemontøren. Lillestrøm: Byggenæringens forlag; 2011.
- [2] Platner SB. Pons Sublicius. London: Oxford University Press, 1929; Bill Thayer; 2011.
- [3] Pons sublicius. keywordsuggest: Garry Illyes; 2017.
- [4] Anderson M. Caesar's Rhine Bridge – Rome Showcases its Technical Prowess. <http://www.mikeanderson.biz/2011/12/caesars-rhine-bridge-rome-showcases-its.html>2011.
- [5] (UiO) ØA, (HSN) JWI. Trajan. <https://snl.no/Trajan2017>.
- [6] Blu R. Chapel Bridge, a pathway into the history of Lucerne. <http://blog.radissonblu.com/chapel-bridge-and-the-history-of-lucerne/> Lucerne Tourism; 2016.
- [7] Dyken T. Trebruer. Statens vegvesens rapporter: Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen; 2017.
- [8] Bleuler JH. Bru ved Schaffhausen In: Schaffhausen.JPG FWb, editor.: Schweizerische Landesbibliothek.
- [9] Gangbru i tre. <https://www.woodarchitecture.fi/projects/vihantasalmi-bridge>
- [10] Kjølåsæterbrua. <http://broer.no/bro/index.php?ID=50>: broer.no; 2005.
- [11] Ramsey D. Example of a Burr Truss - Baumgardener's Covered Bridge in Lancaster County, Pennsylvania, USA. Derek Ramsey; 2006. p. Own work.
- [12] Schrøder. Elgesæter bru - 1864. Wiki Strinda. Trondheim Byarkiv, [http://www.strindahistorielag.no/wiki/images/Elgeseter\\_bru\\_1864.jpg](http://www.strindahistorielag.no/wiki/images/Elgeseter_bru_1864.jpg) Strinda Historielag; 2009.
- [13] Bell K. Dimensjonering av Trekonstruksjoner: Fagbokforlaget; 2017.
- [14] script M. Plassering av ballast på spor. In: fig001.png FJ, editor. [https://trv.jbv.no/w/index.php?title=Fil:JD531\\_08\\_fig001.png&filetimestamp=20101122085042&2010](https://trv.jbv.no/w/index.php?title=Fil:JD531_08_fig001.png&filetimestamp=20101122085042&2010).
- [15] Michas G. Slab Track Systems for High-Speed Railways [Master degree project]. Stockholm, Sweden: School of Architecture and the Built Environment; 2012.
- [16] Eie J. Trekonstruksjoner; beregning og dimensjonering: NKI-forlag; 2012.
- [17] Thue JV. betong. betong. snl.no: Jan Vincent Thue; 2018.



**Norges miljø- og biovitenskapelige universitet**  
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet  
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003  
NO-1432 Ås  
Norway