

Konseptuell Design av Gangbroer

Parametrisk modellering som verktøy i tidlig designfase

Kasper Hagestande
Christian Due Lind

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2017

Hovedveileder: Anders Rönquist, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Ingeniørarkitektur	DATO: 11.07.2017	ANTALL SIDER: 89
-------------------------------	------------------	------------------

TITTEL:

Konseptuell Design av Gangbroer

Parametrisk modellering som verktøy i tidlig designfase

Conceptual Design of Pedestrian Bridges

Parametric modelling as a tool in the early design phase

UTFØRT AV:

Christian Due Lind
Kasper Hagestande



SAMMENDRAG:

Denne oppgaven fokuserer på mulighetene og begrensningene ved å benytte parametriske verktøy i den konseptuelle fasen av brodesign. Parametrisk design er en digital designmetode som i økende grad blir brukt av ingeniører og arkitekter for å bygge og utvikle konstruksjonsmodeller. Ved å benytte parametriske verktøy er det mulig å utforske innovative og irregulære broformer, der geometrien er optimalisert for å øke belastningskapasiteten. Dette kan åpne opp for et helt nytt felt innenfor brodesign, der strukturell funksjonalitet og arkitektonisk fremtoning står i fokus som en helhet.

Utforsking rundt et valgt brodesign viser at konstruksjonens statiske utfordringer tidlig kan avdekkes og reduseres i den konseptuelle fasen. Flexibiliteten i den parametriske modellen gir mulighet til å effektivt utforske og vurdere ulike konstruktive løsninger, noe som gir store tidsbesparelser. Ved utforsking av irregulære brodesign er parametrisk form-generering et verktøy som ikke bare vil sikre konstruksjonens bæreevne, men som i tillegg kan bidra til å gi broen et unikt arkitektonisk uttrykk, der elementer er formet etter deres konstruktive funksjon.

Resultatene viser at det er mulig å opprette et begrenset sett med lastkombinasjoner som vil være representative for broens kritiske lastkombinasjoner. Ved endringer i broens form underveis i prosessen er det imidlertid viktig å vurdere de valgte lastkombinasjonene. En parametrisk modell er i tillegg et egnet verktøy for å bestemme kritiske plasseringer av ujevne laster, som skjevlast og billast. En av hovedutfordringene med å benytte parametrisk design av broer er begrensningen i muligheter for å vurdere og optimere broens dynamiske oppførsel underveis i designprosessen.

FAGLÆRER: Nils Erik Anders Rønnquist

VEILEDER(E): Nils Erik Anders Rønnquist

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Abstrakt

Denne oppgaven fokuserer på mulighetene og begrensningene ved å benytte parametriske verktøy i den konseptuelle fasen av brodesign. Parametrisk design er en digital designmetode som i økende grad blir brukt av ingeniører og arkitekter for å bygge og utvikle konstruksjonsmodeller. Ved å benytte parametriske verktøy er det mulig å utforske innovative og irregulære broformer, der geometrien er optimalisert for å øke belastningskapasiteten. Dette kan åpne opp for et helt nytt felt innenfor brodesign, der strukturell funksjonalitet og arkitektonisk fremtoning står i fokus som en helhet.

Utforsking rundt et valgt brodesign viser at konstruksjonens statiske utfordringer tidlig kan avdekkes og reduseres i den konseptuelle fasen. Flexibiliteten i den parametriske modellen gir mulighet til å effektivt utforske og vurdere ulike konstruktive løsninger, noe som gir store tidsbesparelser. Ved utforsking av irregulære brodesign er parametrisk form-generering et verktøy som ikke bare vil sikre konstruksjonens bæreevne, men som i tillegg kan bidra til å gi broen et unikt arkitektonisk uttrykk, der elementer er formet etter deres konstruktive funksjon.

Resultatene viser at det er mulig å opprette et begrenset sett med lastkombinasjoner som vil være representative for broens kritiske lastkombinasjoner. Ved endringer i broens form underveis i prosessen er det imidlertid viktig å vurdere de valgte lastkombinasjonene. En parametrisk modell er i tillegg et egnet verktøy for å bestemme kritiske plasseringer av ujevne laster, som skjevlast og billast. En av hovedutfordringene med å benytte parametrisk design av broer er begrensningen i muligheter for å vurdere og optimere broens dynamiske oppførsel underveis i designprosessen.

Abstract

This thesis focuses on the possibilities and limitations that goes along with using parametric tools in the conceptual face of bridge designing. Parametric design is a digital design method, which usage is increasing amongst engineers and architects to build and develop construction models. Parametric tools makes it possible to explore innovative and irregular bridge designs, where the geometry is optimized to enlarge the load bearing capacity. This method may open up a brand new field in bridge designing, where structural functionality and architectural appearance is in focus as a unit.

Research on a chosen bridge design shows that it is possible to discover the structural issues of the construction in the conceptual phase. The flexibility of the parametric model gives the opportunity to explore and evaluate different solutions efficiently, which will lead to a time-preserving process. When exploring irregular bridge designs, parametric form-generation may contribute to a design with a unique architectural expression, where the elements are shaped according to their structural function.

The results show that it is possible to establish a limited set of load combinations which will be representative for the critical load combinations of the bridge. However, it is important to evaluate the established load combinations when adjustments to the design of the bridge are performed. In addition, a parametric model is a good tool to establish critical position of unevenly distributed loads, such as skew loading and vehicle load. One of the main challenges when using parametric design as a tool to develop bridge designs is the limitation of possibilities to evaluate and optimize the dynamic behavior of the bridge during the design process.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet vårsemesteret 2017 som en del av vår mastergrad på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk.

I løpet av studiet på NTNU har mye av fokuset vært rettet mot detaljberegninger og standardiserte løsninger. Komplekse konstruksjoner og irregulær geometri har vært lite belyst, og det var søken etter kunnskap om dette som gjorde at vi valgte å bevege oss over i arkitekturens fagfelt. Vi mener at det å benytte kunnskap om konstruksjonsteknikk som bakgrunn ved utvikling av konstruksjoners design, kan føre til utforminger som vil være interessante, både strukturelt og arkitektonisk.

Broer har tradisjonelt vært en konstruksjonstype der designet i stor grad har vært ingeniørens ansvar. For gangbroer er det i dag blitt mer vanlig at utformingen er et resultat av samarbeid mellom ingeniører og arkitekter. Ved å benytte parametriske verktøy i den konseptuelle designfasen mener vi det vil være mulig å utvikle innovative og irregulære design, der broens bæreevne og arkitektoniske uttrykk står i fokus som en enhet. Dette kan åpne døren for et helt nytt aspekt innenfor brodesign.

Det er forfatterens håp at arbeidet som presenteres i denne oppgaven vil være interessant for både ingeniører, med interesse for brodesign som sikter etter mer enn høy belastningskapasitet, og arkitekter med interesse for konstruksjonsteknikk.

Vi ønsker å takke professor Anders Rønnquist for god veiledning og inspirasjon til arbeidet som er utført i denne oppgaven. Vi setter stor pris på muligheten vi har fått til å utforske fagfeltet konseptuell design etter våre interesser. I tillegg vil vi rekke en takk til stipendiat Marcin Luczkowski for innføring og god veiledning i programvare som er tatt i bruk i oppgaven. Til slutt ønsker vi å takke våre foreldre og studiekolleger for støtte og råd gjennom studietiden.

Trondheim, juni 2017



Christian Due Lind



Kasper Hagestande

Innledning

Bakgrunn for oppgaven

Konseptuell konstruksjonsdesign er et fagområde som ligger i skjæringspunktet mellom ingeniørvitenskap og arkitektur. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet har et pågående forskningsområde som omhandler dette, og som forener strukturell ytelse, montering og visuell form. Arbeidet som utføres inkluderer vitenskapelige studier, utforsking av byggverk, funksjon og form, samt utvikling av design- og konstruksjonsprosjekter ved bruk av parametriske modellering. (Department of Structural Engineering – NTNU, u.å.a)

Utgangspunktet for denne oppgaven er en levering av et konstruksjonsbidrag til en gangbrokonferanse som avholdes i Berlin i september 2017, der en del av oppgaven omhandler å utvikle et brodesign.

Målsetting

Målet med oppgaven er todelt.

1. I forbindelse med brokonferansen skal det utvikles et brodesign, der strukturell funksjonalitet og arkitektonisk fremtoning står i fokus som en enhet.
 - Brodesignet skal være innovativt og realiserbart.
 - Identifisere konstruksjonens strukturelle utfordringer, og vurdere mulige løsninger.
 - Kontrollere normale strukturelle utfordringer for gangbroer. Dette inkluderer skjevlast og dynamisk oppførsel.
 - Oppfylle spesifiserte designkrav stilt av gangbrokonferansen.
2. Evaluere nytten av parametriske modeller som verktøy for design av broer i konseptuell fase.
 - Fordelene parametriske design gir i tidlig designfase skal utforskes.
 - Utfordringer og begrensninger som følger med designmetoden skal identifiseres og vurderes.
 - Undersøke hvor representativt brodesignet som utvikles i den konseptuelle fasen vil være for et endelig brodesign.

Oppgavens oppbygging

Oppgaven er i stor grad presentert kronologisk etter arbeidsforløpet.

- Kapittel 1 tar for seg relevant teori. Konseptuell konstruksjonsdesign og parametrisk design er beskrevet, sammen med en studie av ulike brotypers utforming og bæresystem som er benyttet som grunnlag for utvikling av brodesign. I tillegg er programvaren som er brukt i oppgaven presentert, inkludert en begrenset innføring i programmenes virkemåte.
- Kapittel 2 presenterer brokonferansen som er brukt som bakgrunn for denne oppgaven. Dette inkluderer broens beliggenhet, samt spesifikasjoner og rammebetingelser for brodesignet.
- Kapittel 3 beskriver tre brodesign som ble utviklet i den konseptuelle fasen. Det siste brokonseptet som er presentert er valgt som bidrag til brokonferansen, og er dermed beskrevet i større grad. Resten av oppgaven omhandler dette brodesignet.
- Kapittel 4 beskriver prosessen som førte til det utvalgte brodesignet. Dette inkluderer en beskrivelse av fremgangsmåten ved bruk av parametrisk design, valg av laster og lastkombinasjoner, en vurdering av resultatene gitt av den parametriske modellen, samt en vurdering av ulike utforminger som ble utforsket i løpet av den konseptuelle fasen.
- Kapittel 5 inneholder en utvidet analyse av brokonseptet, der parametriske verktøy og resultater fra den parametriske modellen blir benyttet for å evaluere konstruksjonens oppførsel nærmere. Dette inkluderer en metode for å bestemme kritisk plassering av ujevne laster, samt en forenklet metode for å evaluere broens dynamiske oppførsel.
- Kapittel 6 inneholder en analyse av det som er opplevd som de største usikkerhetsmomentene fra den parametriske modellen. Ved bruk av et tradisjonelt FEM-program er lastkombinasjonene opprettet i den parametriske modellen vurdert, og broens dynamiske oppførsel er analysert.
- Kapittel 7 beskriver de erfaringene som er opparbeidet ved utviklingen av et brodesign ved bruk av parametriske verktøy.
- Kapittel 8 inneholder oppgavens konklusjon.
- Kapittel 9 tar for seg det videre arbeidet som kan være interessant å gjennomføre ved videre utforsking av brodesignet, videre analyse av resultatene gitt i den konseptuelle fasen, og videre utforsking av parametrisk design som verktøy for brodesign.

INNHALDSFORTEGNELSE

1	Forstudie	1
1.1	Konseptuell konstruksjonsdesign	1
1.2	Parametrisk design	1
1.3	Brotyper.....	3
1.3.1	Bjelkebro (Engelsk: Beam Bridge)	3
1.3.2	Fritt-frambygg-bro (Engelsk: Cantilever Bridge)	5
1.3.3	Hengebro (Engelsk: Suspension Bridge)	6
1.3.4	Buebro (Engelsk: Arch Bridge).....	8
1.3.5	Andre brotyper	12
1.4	Programmer	13
1.4.1	Grasshopper3D.....	13
1.4.2	Karamba 3D	15
1.4.3	Autodesk Robot Structural Analysis Professional	17
2	Footbridge 2017 Berlin	19
3	Konseptuell fase.....	21
3.1	Konsept 1.....	21
3.2	Konsept 2.....	24
3.3	Konsept 3: Bridge Tethys.....	27
3.3.1	Beskrivelse	27
3.3.2	Broens elementer	29
3.3.3	Konstruksjonens bæresystem.....	34
4	Designprosess	38
4.1	Bruk av parametrisk design	38
4.2	Laster og lastkombinasjoner	39
4.2.1	Laster i parametrisk modell	40
4.2.2	Lastkombinasjoner i parametrisk modell	41
4.3	Vurdering av resultater fra statisk analyse i Karamba.....	44
4.3.1	Resultater	44
4.3.2	Forventninger fra analysen	45
4.3.3	Deformasjon.....	46
4.3.4	Utnyttelsesgrad	48
4.3.5	Knekking.....	48
4.4	Vurdering av ulike utforminger	49
4.4.1	Generell utforming.....	49

4.4.2	Ulike kurvaturer på dekket	51
4.4.3	Bjelker i dekkets lengderetning.....	52
4.4.4	Høyt antall strekkstag	52
4.4.5	Nettverksbuebro	53
4.4.6	Avstivning mellom buene.....	54
4.4.7	Buer av aluminium.....	55
4.4.8	Tverrbærere av stål.....	55
4.4.9	Økt tykkelse på betongdekket	55
4.4.10	Endring av buenes tverrsnitt	56
5	Utvidet analyse ved bruk av parametrisk modell	57
5.1	Utvidet belastningsanalyse	57
5.1.1	Skjevlast	57
5.1.2	Termisk last	60
5.1.3	Billast.....	61
5.1.4	Båtkollisjon	63
5.2	Dynamisk analyse ved bruk av HIVOSS	64
5.2.1	Akselerasjon i dekket	65
5.2.2	Dekkemassens påvirkning på konstruksjonens egenfrekvenser	70
6	Analyse av usikkerhetsmomenter i parametrisk design	72
6.1	Lastkombinasjoner	72
6.2	Dynamisk analyse	74
6.2.1	Analyser i Robot	74
6.2.2	Input-parametere i Robot ved bruk av <i>Modal Decomposition Method</i>	75
6.2.3	Resultater	76
6.2.4	Diskusjon.....	79
6.2.5	Feilkilder	80
7	Erfaringer med parametrisk design	81
7.1	Fleksibilitet i modellen	81
7.2	Parametrisk form-generering.....	81
7.2.1	Økt buehøyde.....	82
7.2.2	Endret plassering av opplegg	83
7.3	Lastplassering	83
7.4	Vurdering av nøyaktighetsgrad.....	84
7.5	Begrensninger i Grasshopper og Karamba	84
8	Konklusjon.....	86
8.1	Brodesign utviklet til Footbridge 2017 Berlin	86

8.2	Parametrisk verktøy i brodesign	86
9	Videre arbeid	88
9.1	Videreutvikling av broen ved bruk av parametrisk verktøy	88
9.2	Vurdering av resultatene gitt i den konseptuelle fasen	88
9.3	Bruk av parametrisk verktøy i konseptuell brodesign	89

1 FORSTUDIE

Dette kapittelet tar for seg relevant teori som fungerer som bakgrunn for oppgaven. Dette inkluderer en innføring i begrepene konseptuell konstruksjonsdesign og parametriske design, et studie av brotyper som er benyttet som grunnlag for valg av designløsning, samt en presentasjon av programvaren som er tatt i bruk.

1.1 KONSEPTUELL KONSTRUKSJONSDESIGN

Konseptuell konstruksjonsdesign er et fagområde som både utforsker rommet og forbedrer samarbeidet mellom ingeniører og arkitekter. Siden den industrielle revolusjonen har disse yrkene vært adskilt. Selv med tett samarbeid i prosjekter, har det vært et klart skille i arbeidsoppgaver og ansvarsområder. Hovedfokuset til ingeniørene er dimensjonering av konstruksjonsdeler, valg av materiale og materialkvalitet, økonomi, stabilitet og sikkerhet, mens arkitekter har fokus på bygningers funksjon og fremtoning, kreativitet, inspirasjon og estetikk. (Popovic Larsen og Tyas, 2003, s.1)

Konseptuell konstruksjonsdesign fokuserer på konstruksjonsteknikk med mål utover det å bære laster. I tillegg til konstruksjonens strukturelle sikkerhet er det arkitektoniske aspektet med konstruksjonens design viktig. (Department of Structural Engineering-NTNU, u.å.b)

Et vellykket byggeprosjekt forutsetter som oftest et godt og tett samarbeid mellom ingeniører og arkitekter. I den konseptuelle fasen, hvor konstruksjonens overordnede funksjon og form blir bestemt, er dette vitalt for å utvikle gode løsninger på det tekniske- og arkitektoniske plan. Samarbeid forutsetter felles forståelse for alle aspekter i prosjektet, gjensidig yrkesforståelse og respekt for ulike hensyn på tvers av yrkesgruppene (Popovic Larsen og Tyas, 2003, s.2). Gode arbeidsverktøy kan bidra til å minke avstanden mellom arkitektenes- og ingeniørens løsninger (Bardt m.fl., 2011, s.17).

Forskningsområdet konseptuell konstruksjonsdesign har som mål å minke avstanden mellom ingeniører- og arkitekters forståelse av form og funksjon, samt å utvikle prosjekter der strukturell funksjonalitet og visuell form står i fokus som en enhet. Gjennom økt og forbedret opplæring på tvers av yrkesgruppene er sannsynligheten stor for å forbedre fremtidige samarbeid. Resultatet av dette vil være prosjekter der det ingeniørvitenskapelige og arkitektoniske står i harmoni og skaper innovative og funksjonelle løsninger. (Department of Structural Engineering-NTNU, u.å.b)

1.2 PARAMETRISK DESIGN

Parametriske design er en digital designmetode som i økende grad blir brukt av ingeniører og arkitekter for å bygge og utvikle konstruksjonsmodeller. Metoden gjør det lettere for ingeniører å delta i tidlig designfase, samtidig som det kan gi arkitekter en bedre plattform for å vurdere konstruksjoners bæreevne (Bardt m.fl., 2011, s.18). Dette bygger på muligheten til å produsere

modeller som skaper forhold og sammenheng mellom ulike konstruksjonselementer (Corser, 2010, s.62). Parametrisk design er et bredt felt som omhandler parametrisk modellering, parametrisk form-utforskning og parametrisk form-generering.

Parametrisk modellering er en modelleringsmetode der konstruksjonens overordnede form står i fokus. I motsetning til andre metoder der det blir tegnet geometri med faste verdier, blir geometrien i parametrisk design generert fra ulike definerte parametere og algoritmer. Disse algoritmene består ofte av matematiske beskrivelser som gjør det mulig å produsere modeller der geometriske avhengigheter er bygget inn. Med andre ord vil endringer av en type geometri føre til at modellens resterende geometri proporsjonalt endrer størrelse, plassering eller antall (Corser, 2010, s.187). Et enkelt eksempel på dette er at dersom det er ønskelig å plassere et hull midt på en vegg, kan dette modelleres slik at hullet automatisk vil relokalisere seg til veggens midtpunkt dersom det gjøres endringer i veggens høyde eller bredde (Corser, 2010, s.62). Denne metoden kan benyttes til design av komplekse konstruksjoner som skall, broer og skyskrapere (Luczkowski m.fl., 2014, s.1-2), og kan også brukes til å generere konstruksjoners form, samt detaljer som størrelse og form på tverrsnitt og knutepunkter (Goldup m.fl., 2014, s.122-123).

Den største fordelen ved bruk av parametrisk modellering er modellenes fleksibilitet. Grunnet at det er opprettet en sammenheng i modellens geometri, er det mulig å utforske og sammenligne forskjellige former og endringer i modellen ved hjelp av små variasjoner i input-parametere (Corser, 2010, s. 187). Dette fører til store tidsbesparelser sammenlignet med andre metoder, der modeller ofte må revideres i stor grad eller bygges på nytt ved endring i design, eller utforskning av designalternativer (Tang, 2014, s.17).

I denne konseptuelle fasen er det i tillegg til å utforske former, mulig å undersøke konstruksjoners bæreevne i sanntid ved hjelp av den parametriske modellen. Ved å tildele geometrien tekniske spesifikasjoner og utvalgt belastning, kan det gjøres forenklede analyser for å forutsi konstruksjoners kapasitet. Det vil si at det i tillegg til å vurdere forskjellige former estetisk, også er mulig å evaluere formenes bæreevne og ta dette med i vurderingen av ulike løsninger. Dette gjør det mulig å utforske nye og uprøvde formers bæreevne, som det på grunn av tidskostnaden ikke ville være mulig å undersøke med andre metoder (Tang, 2014, s. 18).

Parametrisk form-generering er regnet som en essensiell del av parametrisk design (Department of Structural Engineering-NTNU, u.å.c). Dette verktøyet bygger på en parametrisk modell med mulighet for analyse av konstruksjonens bæreevne i sanntid. Ved å anvende denne designmetoden er det, ved hjelp av programvaren, mulig å finne konstruksjonsformer som oppfyller og optimaliserer predefinerte strukturelle betingelser. Måten dette gjøres på er å definere hvilke av modellens input-parametere som kan variere, og i hvilken grad, samt å definere hvilken verdi fra analysen som skal optimeres. Et enkelt eksempel på dette er å optimere en buehøyde for å minimere buens deformasjon. Måten dette gjøres på er å definere at buehøyden er input-parameteren som skal ha mulighet til å variere, og innenfor hvilket verdiintervall den kan variere. Deretter kan det defineres at buens maksimale deformasjon skal minimeres. Dataprogrammet kan dermed undersøke deformasjonen til de ulike bueformene,

lagre resultatene, og angi verdi for buens optimale høyde, som gir minst deformasjon innenfor det gitte buehøyde-intervallet.

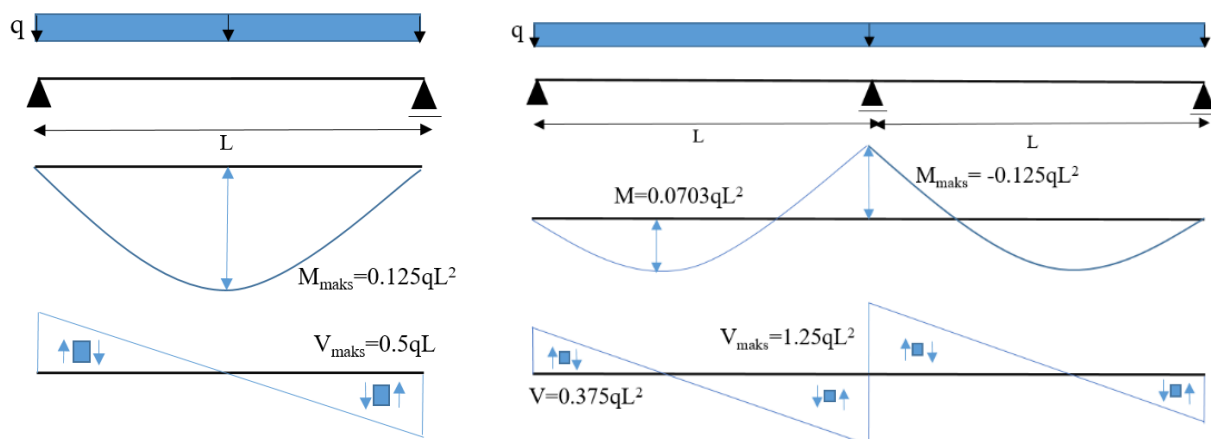
Parametrisk form-generering har vært kritisk for utvikling av konstruksjoner med irregulære former. Denne metoden har spesielt vært nyttig i utviklingen av strukturer som kinematiske gitterskall og tynne betongskall. Dette er konstruksjoner som er avhengig av å føre kreftene til oppleggene som aksial- eller membran-krefter (Luczkowski m.fl., 2014, s.1). For å oppnå dette må konstruksjonens form optimeres for å håndtere den påførte lasten på ønsket måte. Å finne denne, ofte irregulære, formen er en prosess der ulike løsninger må defineres og utforskes, noe som er meget tidkrevende dersom det gjøres manuelt. Parametrisk form-generering gir her muligheten til å undersøke lastbæringsevnen til et vidt spekter av former, og finne den optimale geometrien innenfor definerte kriterier.

1.3 BROTYPER

Broer er komplekse konstruksjoner som kan utformes med ulike lastbæringsprinsipper. Det er mange faktorer som spiller inn ved valg av brotype, der blant annet broens funksjon, spenn, material, plassering og arkitektoniske uttrykk må være med i evalueringen. I dette avsnittet presenteres ulike typer broer, og deres konstruksjonsform blir vurdert. I følge Denison og Stewart (2012, s.34) kan broer grovt deles inn i fire hovedtyper: Bjelkebro, buebro, fritt-frambygg-bro og hengebro. Mye av statikken bak andre brovarianter kan forstås ved å ha kunnskap om disse broene.

1.3.1 BJELKEBRO (ENGELSK: BEAM BRIDGE)

Det finnes mange typer bjelkebroer, hvor den enkleste fungerer som en fritt opplagt bjelke (Denison og Stewart, 2012, s.36). Store krefter og deformasjoner begrenser spennlengden, og bjelkene kan da legges kontinuerlig på pilarer. Kontinuerlige bjelker *løfter* momentdiagrammet og det dannes strekk på oversiden av bjelkene ved de midtre oppleggene, hvor også det største momentet oppstår. Moment- og skjæringsdiagram for fritt en opplagt- og kontinuerlig bjelke er vist i figur 1.1.



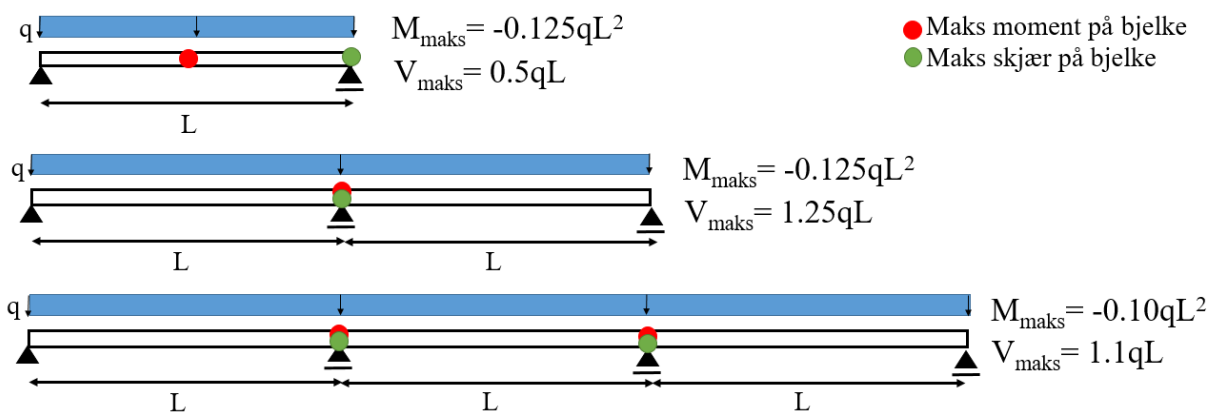
Figur 1.1. Venstre: Fritt opplagt bjelke. Høyre: Kontinuerlig bjelke

Bjelkebroer som eksemplifiserer de to forskjellige løsningene er Kali Sindh Bridge i India og Niterói Bridge i Brasil, vist i figur 1.2.



Figur 1.2. Venstre: Kali Sindh Bridge (Pranav Construction Systems Pvt. Ltd., u.å.). Høyre: Rio-Niterói Bridge (Swenson, 2015).

Kali Sindh Bridge består av flere fritt opplagte bjelker som er støttet opp av en rad med enkeltsøyler, noe som vil gi store momenter midt på bjelken. En alternativ løsning er et bæresystem av kontinuerlige bjelker, noe som er tilfellet for Rio-Niterói Bridge i Brasil (Huelin, 2008). Ved jevnt fordelt belastning over hele brospennet må en kontinuerlige bjelke legges på fire opplegg eller mer for at det maksimalt moment skal reduseres, som vist i figur 1.3. Ved å legge en kontinuerlig bjelke på fire opplegg vil det maksimale momentet i bjelken reduseres med 20 prosent.

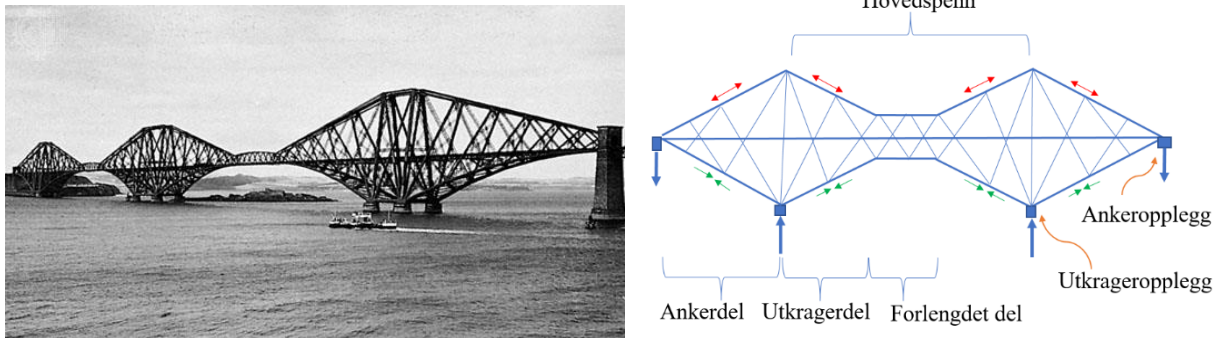


Figur 1.3. Maksimaleskjær- og momentverdier for kontinuerlige bjelker.

Kali Sindh Bridge er lagt opp på en rad av enkeltsøyler med utkragerbjelker som støtter dekket. Ved skjevlast på dekket dannes momenter i pilarene ved at de bøyes ut av planet. De parvise søylene i Rio-Niterói Bridge sørger for stabilitet mot skjevlast på dekket, og det vil derfor ikke oppstå slike momenter i disse søylene.

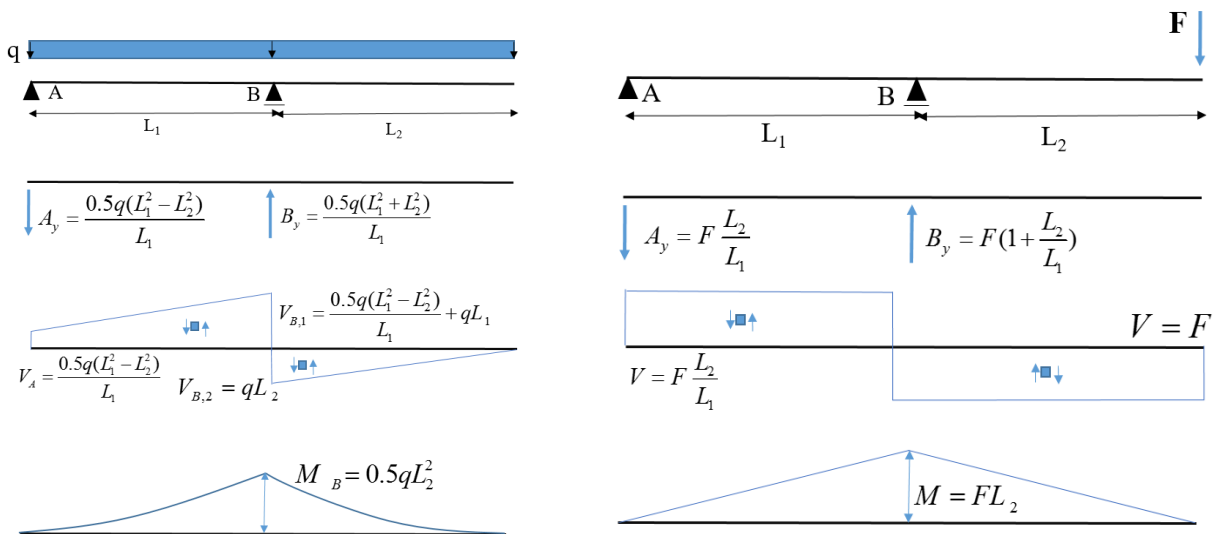
1.3.2 FRITT-FRAMBYGG-BRO (ENGELSK: CANTILEVER BRIDGE)

Fritt-frambygg-broer er en brotype som vanligvis er utformet med fagverk (Denison og Stewart, 2012, s.55). Et eksempel på dette er Forth Bridge i Skottland. Broen består av ankerdel, utkragerdel og forlenget del, som vist i figur 1.4.



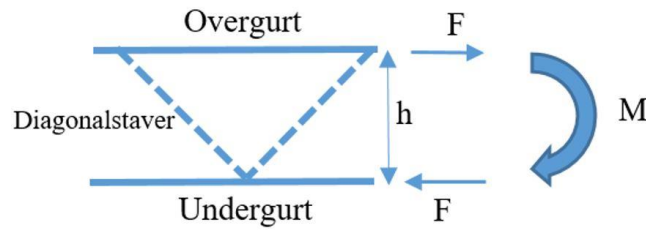
Figur 1.4. Venstre: Forth Bridge (Kersting, u.å.). Høyre: komponenter i en fritt-frambygg bro.

Statikken bak en fritt-frambygg kan forstås ved å se på en fritt opplagt bjelke med en utkragerdel. En jevnt fordelt belastning, q , over hele dekket vil gi et krumt momentdiagram, mens en punktlast på utkragerdelen gir et lineært momentdiagram, som vist i figur 1.5.



Figur 1.5. Venstre: Fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last. Høyre: Fritt opplagt bjelke med punktlast på utkragerdel.

For en fritt frambygg-bro utført med fagverk, bør avstanden mellom overgurt og undergurt, h , være størst der momentet er størst. Stor avstand, h , gjør at kraften F som virker i trykk og strekk i gurtene blir redusert. Dette er vist i figur 1.6 og ligning 1.1. Det er derfor hensiktsmessig at broens form følger momentdiagrammet så langt det lar seg gjøre. Både punktlast midt på broen og jevnt fordelt last gir momenter som er størst ved utkrageropplegget, B. Det er også i dette området at fritt-frambygg-broer er høyest.



Figur 1.6. Fagverksprinsipp.

$$F = \frac{M}{h} \quad (1.1)$$

En punktlast, F , som virker midt på en fritt-frambygg bro tas opp som strekk i de ytre oppleggene (forankringsopplegg) og trykk i de midtre oppleggene (utkrageropplegg). Forankringskraften, A_y , og kraften i utkrageropplegget, B_y , er gitt som:

$$A_y = F \frac{L_2}{L_1} \quad (1.2)$$

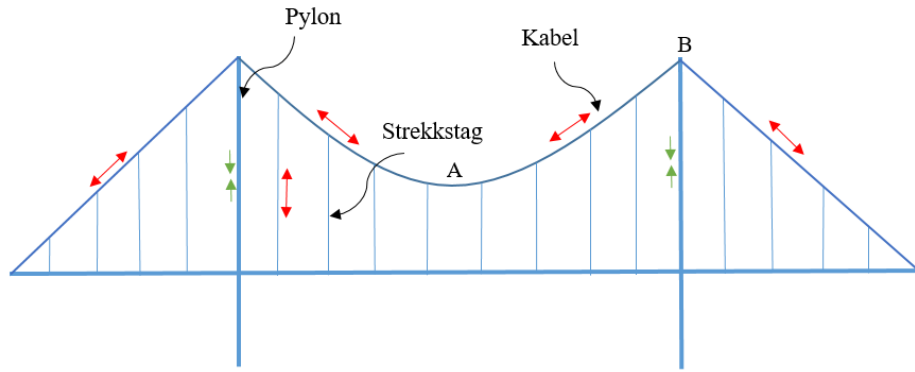
$$B_y = F \left(1 + \frac{L_2}{L_1}\right) \quad (1.3)$$

Forankringskraften øker proporsjonalt med lengden L_2 , og omvendt proporsjonalt med lengden L_1 . For å redusere forankringskraften er det altså gunstig å ha stor avstand mellom oppleggene. Fra punktlasten kan aldri trykket i utkrageropplegget, B_y , bli mindre enn F . Krefteene i oppleggene øker dersom L_2 øker og L_1 blir mindre.

I en balansert fritt-frambygg bro er ankerdelen like lang som utkragerdelen, altså er $L_1=L_2$ (Denison og Stewart, 2012, s.52). Ved jevnt fordelt belastning, som egenvekt, vil broen balansere på utkrageropplegget, og det vil ikke være noen forankringskraft, A_y . Dette likevektsprinsippet benyttes ofte ved oppføring av fritt-frambygg broer. Dette kan være et godt valg dersom det ikke er mulig å ha provisoriske opplegg mellom brospennet, som ved dype daler eller sterke elvestrømmer (Denison og Stewart, 2012, s.53).

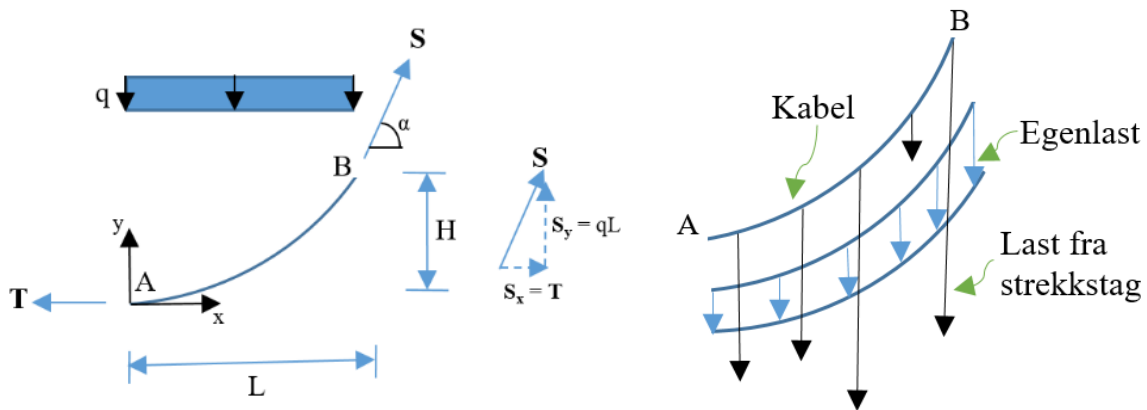
1.3.3 HENGEBRO (ENGELSK: SUSPENSION BRIDGE)

Hengebro er det mest effektive broalternativet der det kreves lange, søylefrie spenn (Denison og Stewart, 2012, s.59). I en hengebro overføres vertikale krefter fra brodekket til strekkstag. Strekkstagene er festet til kabler som er lagt over pyloner og forankret i bakken. Kablene overfører krefter i strekk, mens pylonen tar opp krefter i trykk, som vist i figur 1.7. Hengebroer er ofte slanke konstruksjoner som er utsatt for dynamiske vibrasjoner (Denison og Stewart, 2012, s.59).



Figur 1.7. Kraftfordeling i en hengebro.

I likhet med andre brotyper, har hengebroers utforming stor betydning for hvordan kreftene brer seg gjennom konstruksjonen. Kablens form er et eksempel på dette, noe som kan illustreres ved å ta utsnitt mellom punkt A og B, der A er kabelens laveste punkt (midt på hengebro) og B er toppunktet på pylonen. Kraftene som virker i kabelen kan bestemmes i et forenklet statisk system, hvor en jevnt fordelt last, q , virker over kabelens lengde, L , i x -retning, som vist i figur 1.8. Her er høyden fra kabelens laveste punkt til kabelens opplegg på pylonen H . Lastsituasjonen er for øvrig forenklet i figuren da kreftene i strekkstagene overføres som punktlaster til kabelen, og vil variere i størrelse dersom dekket ikke er jevnt belastet.



Figur 1.8. Venstre: Statisk forenklet system av kabel A-B. Høyre: Reelt lastbilde for kabel A-B

Strekraften på kabelens laveste punkt, A, bestemmes ved å ta momentlikevekt om punkt B.

$$\sum M_B = 0 \rightarrow TH = \frac{1}{2}qL^2 \rightarrow T = \frac{qL^2}{2H} \quad (1.4)$$

Vertikal og horisontal strekkraft, S_x og S_y , i et vilkårlig snitt langs kabelen bestemmes fra likevekt i x - og y -retning:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow S_x(x, y) = T = \text{konstant} \quad (1.5)$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow S_y(x, y) = qx \quad (1.6)$$

Strekraften, S , i kabelen i et vilkårlig snitt er:

$$S(x, y) = \sqrt{[S_x(x, y)]^2 + [S_y(x, y)]^2} = \sqrt{T^2 + (qx)^2} = \sqrt{\frac{q^2 L^4}{4H^2} + (qx)^2} \quad (1.7)$$

Strekraften i punkt B bestemmes ved å sette $x=L$ og $y=H$:

$$S(x = L, y = H) = \sqrt{\frac{q^2 L^4}{4H^2} + (qL)^2} \quad (1.8)$$

Ligning 1.7 og 1.8 viser at strekkraften i kabelen vil være størst nær pylonen. Grunnet at horisontalkraften, S_x , er konstant gjennom kabelen, vil kraften i kabelen endres ettersom S_y øker med lengden, x . For å redusere strekkraftene i kabelen er det gunstig med stor høydeforskjell mellom punkt A og B, da dette fører til at horisontalkraften, T , fra ligning 1.4, reduseres. Stor høydeforskjell mellom A og B oppnås ved å plassere kabelens bunnpunkt så nært dekket som mulig, og ved å ha høye pyloner. Vertikalkraften, S_y , påvirkes kun av den vertikale kraften, q , over kabelens lengde, som vist i ligning 1.6. Trykkraftene som virker ned i pylonen er dermed uavhengig av kabelens form. De samme resultatene, ved bruk av andre ligninger, er å forvente med det reelle lastbilde.

Et eksempel på en hengebro er Golden Gate Bridge i San Fransisco, vist i figur 1.9. Høye pyloner og kabelnært dekke, sørger for å minke kablens strekkraft.



Figur 1.9. Golden Gate Bridge (Brown, 2004).

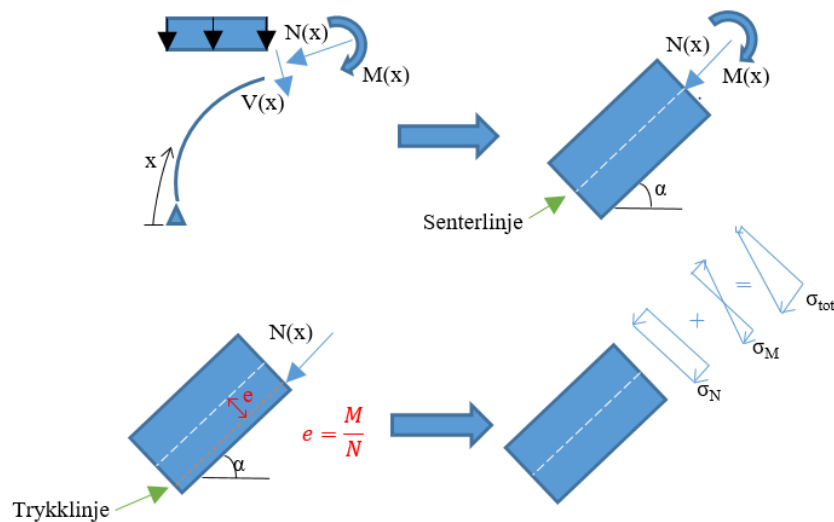
1.3.4 BUEBRO (ENGELSK: ARCH BRIDGE)

Buebroer er konstruksjoner som er avhengig av buer som største bidragsyter til bæresystemet. En bue tar opp vertikalkrefter i form av trykk. Materialer som er gode på ta trykkrefter er derfor et gunstig materialvalg i buer. Fordeling av trykkrefter i buen har nær sammenheng med buens trykklinje. Trykklinjen er en teoretisk linje som er definert som resultatanten av aksial- og bøyespenninger (Aita m.fl., 2015, s.268).

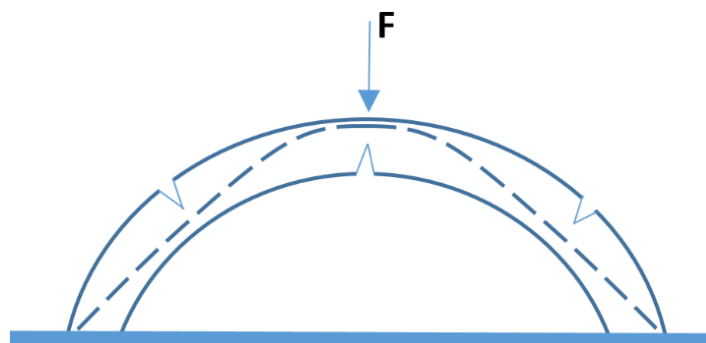
Trykklinjens plassering i tverrsnittet er avhengig av forholdet mellom momentet og aksialkraften i det betraktede snitt:

$$e = \frac{M}{N} \quad (1.9)$$

Ved store momenter i buen vil trykklinjens avstand, e , fra tverrsnittets senterlinje øke, og strekk i tverrsnittet kan forekomme. Ideelt går trykklinjen gjennom senter av buen, noe som vil gi et jevnt trykk over tverrsnittshøyden. Figur 1.10 viser hvordan spenningsfordelingen over tverrsnittet innvirker på trykklinjens plassering. Trykklinjene varierer for ulike laster, da momenter og aksialkrefter gjennom buen endres. I en buebro vil det derfor være flere trykklinjer (Pipinato, 2015, s. 335-336). Store konsentrerte laster vil redusere buens fortrinn, som er å ta trykk, da det kan dannes store lokale momenter. Dette fører til at trykklinjen vil være ved tverrsnittets ytterkant, som vist i figur 1.11 (Crocetti, 2012, s. 184-185).



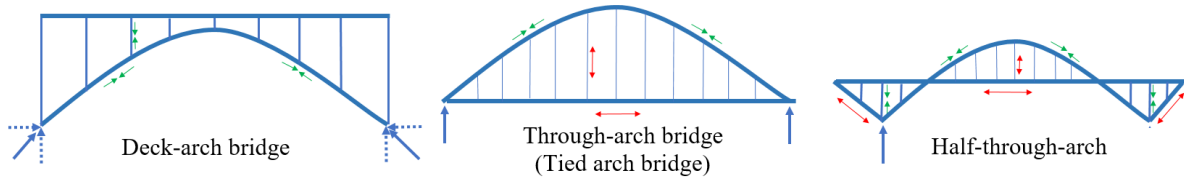
Figur 1.10: Sammenheng mellom trykklinje, aksialkraft og moment.



Figur 1.11. Trykklinje i bue.

1.3.4.1 BUEBRO-TYPER

Buebroer kan generelt klassifiseres i tre typer som på engelsk kalles: «deck-arch bridge», «through-arch bridge» og «half-through-arch bridge» (Pipinato, 2015, s. 335). De ulike brotypene klassifiseres etter hvor buen går i forhold til brobanen, som vist i figur 1.12.



Figur 1.12. Deck-arch bro, through-arch bridge og half-through-arch bridge.

1.3.4.1.1 DECK-ARCH-BRO

I en deck-arch-bro er brobanen over buen. Vertikale krefter på brobanen overføres til buen via trykkstaver, eller direkte dersom dekket er i kontakt med buen. Det dannes store horisontale- og vertikale krefter i buens opplegg, og det vil kreves et solid fundament for å ta opp kreftene (Pipinato, 2015, s. 336).

Buen i en deck-arch-bro kan være utformet som en fast innspent bue, en to-ledds-bue eller en tre-ledds-bue. Fast innspente buer og to-ledds-buer er statisk ubestemte og vil være utsatt for tvangskrefter fra temperatur og tidsavhengige laster som kryp og svinn. Tre-ledds-buer er statisk bestemte og er fri for tvangskrefter, men vil til gjengjeld ha størst deformasjoner (Pipinato, 2015, s. 336). Salginatobel Bridge er et eksempel på en deck-arch-bro med tre-ledds-bue fundamentert på fjell, og er vist i figur 1.13. (Billington, 1974, s.64)

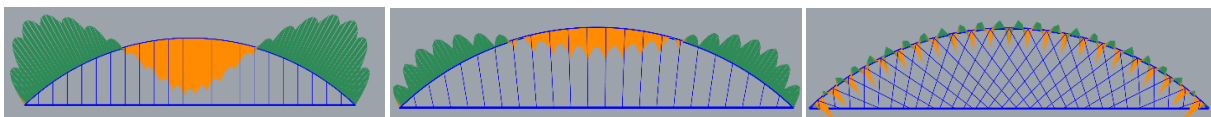


Figur 1.13. Venstre: Fast innspent bue, to-ledds bue og tre-ledds bue. Høyre: Salginatobel Bridge (Gregory og Blockley, 2008).

1.3.4.1.2 THROUGH-ARCH-BRO

I en through-arch-bro er brobanen under buen. Vertikale krefter på brobanen overføres til buen via strekkstag. De fleste through-arch-broer er «tied arch bridges» (Pipinato, 2015, s. 336). Dette betyr at de horisontale kreftene i buens opplegg tas opp som strekk i dekket, og fundamentet tar kun opp vertikal krefter. Horisontale opplagerkrefter kan reduseres ved å øke buens amplitudehøyde (pilhøyde) i forhold til spennvidden (Crocetti, 2012, s. 184).

Strekkstagernes utforming i en through-arch-bro har stor betydning for hvordan kreftene fordeles gjennom buen. Dette er vist i figur 1.14, der det er modellert en bue med kryssende strekkstag (nettverksbuebro), rette strekkstag og vifteorienterte strekkstag. I modellen er dekket utsatt for en jevnt fordelt last, $q = 1 \text{ kN/m}$, pilhøyden er 4 meter, spennlengden er 20 meter og buens form er sirkulær. Buens momenter og aksialkrefter er presentert i tabell 1.1. Med utgangspunkt i buens maksimale moment med vertikale strekkstag, kan momentet reduseres 62 prosent og aksialkraften med 9 prosent ved å endre til strekkstag med vifteorientering. Ved endre fra vertikale strekkstag til nettverksstag kan maksimalt moment reduseres med 84 prosent og aksialkraften med 11 prosent. Det skal nevnes at en sirkulær bueform kun er anbefalt for nettverksbuebroer. For buebroer med rettere strekkstag er en parabolisk bueform mer gunstig (Pipinato, 2015, s. 353).



Figur 1.14. Jevnt fordelt last på dekket gir følgende momentdiagram for ulike utforminger av strekkstag (fra venstre: Rett, vifte, nettverk). Momentdiagram er tegnet på strekkside.

	Rette strekkstag	Viftestag	Nettverksstag
Moment [kNm]	0.71	0.26	0.11
Aksialkraft [kN]	16.0	14.9	14.2

Tabell 1.1. Moment og aksialkrefter i buer, med jevnt fordelt last på dekket.

I tillegg til momentreduksjonen har nettverksbuebroer også en fordel ved at strekkstagene stiver av buen mot knekking i planet, og dette vil dermed sjelden være dimensjonerende. Knekkning ut av plan blir i liten grad påvirket av strekkstagernes orientering (Pipinato, 2015, s. 355).

Et eksempel på en nettverksbuebro er Brandangersundbroen i Norge, vist i figur 1.15. Broen har et hovedspenn på 220 meter og er verdens slankeste buebro (Tveit, 2011, s. 33).

1.3.4.1.3 HALF-THROUGH-ARCH-BRO

Den siste typen buebro er en half-through-arch-bro, karakteristisk ved at buen både er over og under brodekket (Pipinato, 2015, s. 335). The Lupu Bridge er et eksempel på en half-through-bro hvor de horisontale kreftene tas opp indirekte som strekk i dekket. Broen er vist i figur 1.15.



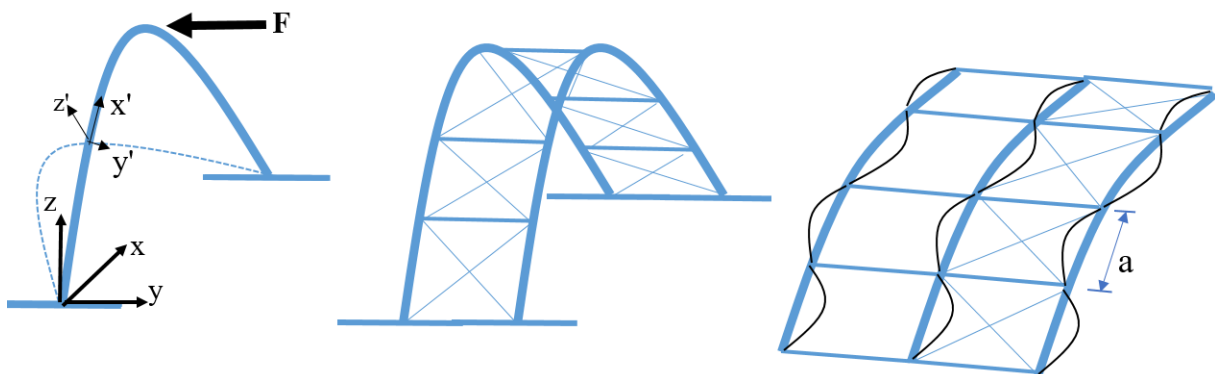
Figur 1.15. Høyre: Brandangersundbroen: through-arch-bro (Firda, u.å.). Høyre: The Lupu Bridge: half-through-bro (Rockburne, 2013)

1.3.4.2 STABILITET

En bue kan stabiliseres sideveis på to måter (Crocetti, 2012, s. 192):

- Fast innspenning i opplegget.
- To parallelle buer med fagverk i midten (avstivere og vindkryss).

Avstivningssystemet mellom to buer kan bestå av vindkryss og avstivere. Vindkrysset reduserer sideveis forskyvning og dermed momenter ut av buens plan (om lokal z' - akse i figur 1.16). Avstivningen støtter opp mot knekking ut av planet, og kan økes ytterligere ved å redusere avstanden, a , mellom avstiverne. Fast innspenning i buens opplegg er en vanskelig og kostbar løsning (Crocetti, 2012, s. 192). En fordel er derimot at knekklingen i buens plan reduseres (om global y - akse i figur 1.16).



Figur 1.16. Sideveis stabilitet av bue

1.3.5 ANDRE BROTYPER

De fleste broer er såkalte hybrid-broer. Dette er konstruksjoner som endrer brotype over broens lengde. Den vanligste løsningen er å kombinere bjelkebroer med fritt frambygg-bro, hengebro eller buebro.

Mange broer er også designet som variasjoner av de fire hovedtypene (Denison og Stewart, 2012, s. 35). Et eksempel på dette er skråkabelbroer som er en kombinasjon av hengebro og fritt-frambygg-bro (Denison og Stewart, 2012, s.35). I likhet med hengebroer blir dekket båret

av strekkstag som fører kreftene til pyloner. Forskjellen er at strekkstagene er koblet direkte fra dekket til pylonene. Denne direktekoblingen gjør at broen fungerer som en fritt-frambygg-bro med utkrager på hver side av pylonene (Denison og Stewart, 2012, s.66). Pont de Normandie er et eksempel på en kombinasjon av bjelkebro og skråkabelbro, og er vist i figur 1.17.



Figur 1.17. Venstre: Pont de Normandie (Habib, 2006).

1.4 PROGRAMMER

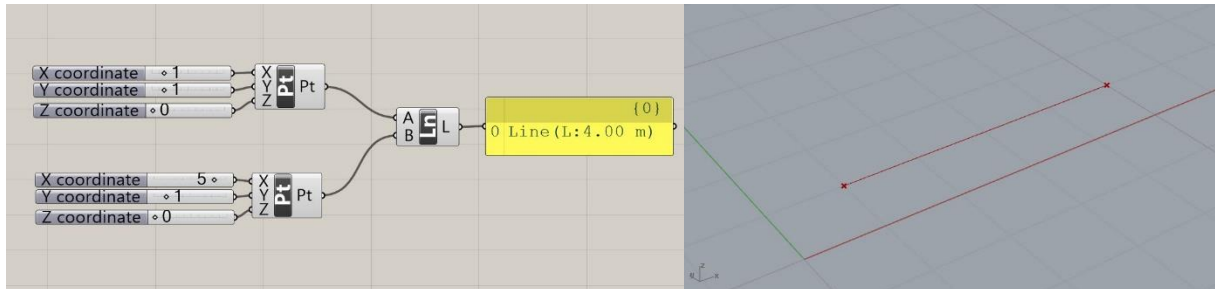
I dette avsnittet presenteres programvarene Rhinoceros3D, Grasshopper3D, Karamba3D og Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Programmene er benyttet til å bestemme brodesignene som er presentert i kapittel 3.

1.4.1 GRASSHOPPER3D

Grasshopper3D (heretter kalt Grasshopper) er et visuelt programmeringsspråk som brukes til å generere geometri ved bruk av algoritmer. Programmet er et tillegg til modelleringsprogrammet Rhinoceros3D (heretter kalt Rhinoceros), og geometrien som skrives i Grasshopper genereres i Rhinoceros (Davidson, 2017). Det er mulig å bruke Grasshopper som et supplement til modelleringen som gjøres i Rhinoceros, men det er også mulig å gjøre alle operasjoner i Grasshopper og kun bruke Rhinoceros som et lerret (Mode Lab, 2015, Kapittel 1.1.3). Grasshopper kan brukes til parametrisk modellering for arkitektur, konstruksjonsdesign, produktdesign, samt design av generativ kunst (Mode Lab, 2015, Kapittel 0.1). Det er spesielt programmets muligheter innen parametrisk modellering og design som har gjort det populært blant arkitekter og ingeniører.

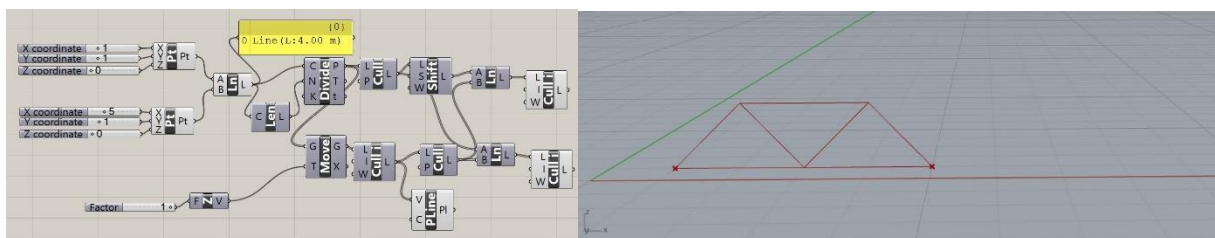
Grensesnittet i Grasshopper består av et lerret hvor det er mulig å plassere algoritmekomponenter (Mode Lab, 2015, Kapittel 1.1.2). Disse komponentene har en eller flere in- og output-muligheter, noe som gjør det mulig å koble de sammen og dermed kommunisere med hverandre (Mode Lab, 2015, Kapittel 1.2.2). Algoritmekomponentene har forskjellige funksjoner, og kan blant annet danne, modifisere, lese, evaluere og slette geometri, samt gjøre matematiske beregninger. Grasshopper er et listebasert program, noe som betyr at algoritmekomponentene danner og endrer lister med datainnhold, (Mode Lab, 2015, Kapittel

1.4.0). I figur 1.18 er det demonstrert hvordan det er mulig å danne punktene (1,1,0) og (5,1,0), for deretter å tegne en linje mellom disse punktene, og hvordan dette vises i Rhinoceros. Her er det benyttet *sliders* for å definere x-, y- og z-verdien til de to punktene. Dette er komponenter som gir ut en tallverdi og som kan avgrensnes innenfor et bestemt verdiområde.

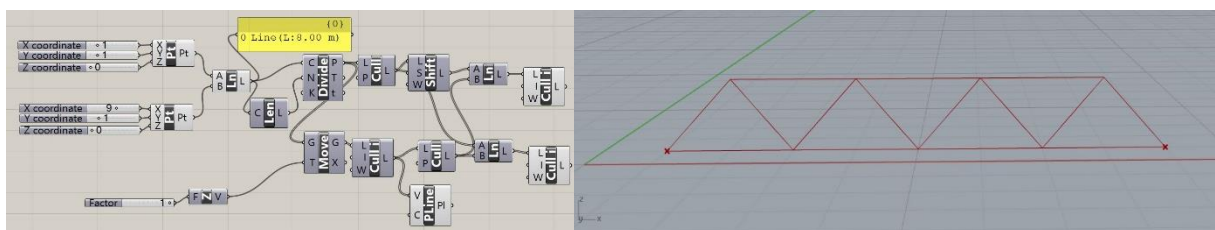


Figur 1.18. Modell av linje med lengde 4 meter i Grasshopper og Rhinoceros.

Sammenkobling av algoritmekomponenter gjør det mulig å skape geometri der elementene er avhengig av hverandre. Dette er mulig på grunn av en programflyt der operasjonene gjøres på nytt ved endring i input-verdier (Mode Lab, 2015, Kapittel 1.2.5). Som eksempel kan det konstrueres en modell hvor en endring av undergurtens lengde i et fagverk, automatisk endrer overgurtens lengde og antall staver i fagverket, som vist i figur 1.19. Først er det konstruert en linje på fire meter som fungerer som fagverkets undergurt. Resten av geometrien er dannet avhengig av lengden på undergurtens lengde. I figur 1.20 er undergurtens lengde økt til åtte meter ved å justere x-koordinatet til punkt to, før den resterende geometrien automatisk følger etter.



Figur 1.19. Modell av fagverk med lengde 4 meter i Grasshopper og Rhinoceros.



Figur 1.20. Modell av fagverk med lengde 8 meter i Grasshopper og Rhinoceros.

1.4.2 KARAMBA 3D

Karamba 3D (heretter kalt Karamba) er et tillegg til Grasshopper. Det er et FEM-program utviklet for å enkelt kunne kombinere parametriske geometri med elementmetodeberegninger og optimaliseringsalgoritmer som Galapagos. Programmet er laget for å oppfylle behovene til arkitekter og ingeniører i tidlig designfase (Preisinger, 2016, s. 7).

Programmet fungerer på samme måte som Grasshopper, med algoritmekomponenter som opererer med lister som input og output (Preisinger, 2016, s. 7). Programmet tar inn geometrien som er skrevet i Grasshopper, samt definerer og legger til tekniske spesifikasjoner, før det genereres en modell som kan brukes til ulike analyser. *Assemble*-komponenten som genererer denne modellen må ha definert følgende input-parametere for å fungere (Preisinger, 2016, s. 28):

- Elementer (geometri i form av bjelker eller skall).
- Opplegg.
- Laster.
- Tverrsnitt.
- Material.

Modellen som genereres i *Assemble* kan brukes som input i ulike analyser, og det er blant annet mulig å kjøre både første- og andre ordens analyse, samt analyse for uthenting av egenfrekvenser (Preisinger, 2016, s. 69-87).

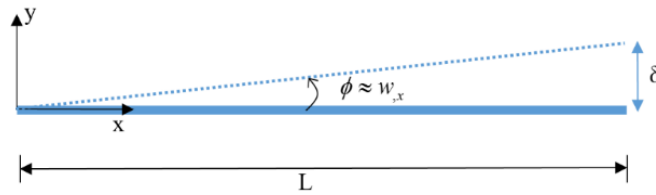
En av grunnene til at Grasshopper og Karamba fungerer godt som parametriske verktøy er en optimaliseringskomponent kalt Galapagos (Preisinger, 2016, s. 7). Denne komponenten kan brukes til å endre og optimere konstruksjoners form ved å maksimere eller minimere en verdi, som for eksempel areal, deformasjon, bøyemoment eller elementers utnyttelsesgrad. Dette gjøres ved å definere hvilke elementer som kan endres, og i hvilken grad elementenes form kan endres. For at dette skal fungere er det viktig at modellen er parametriske og at geometrien er dannet ved bruk av avgrensede *sliders*. Når definerte verdier er optimert eller minimert, og geometriparametere er satt, kan Galapagos søke gjennom de formene som er mulig å skape ut fra parameterne, og finne den optimale formen.

1.4.2.1 FØRSTE ORDENS ANALYSE

Første ordens analyse blir kjørt i Karamba ved å bruke komponenten *AnalyzeThI*. Analysen forutsetter første ordens teori (Preisinger, 2016, s. 20), og dette betyr at følgende forutsetninger for staver og bjelker må være oppfylt: (Bell, 2011, s.351)

- Forskyvninger og rotasjoner i stav- og bjelkeelementer er små sammenlignet med elementets lengde. Antagelsen gjør at krumning kan uttrykkes fra den dobbeltderiverte av deformasjonen, w'' , langs bjelken.

$$\kappa = \frac{1}{R} \approx w_{,xx} \quad (1.10)$$



Figur 1.21. Element med små forskyvninger

- Likevektslikningene betraktes på udeformert geometri.
- Lineær sammenheng mellom spenning og tøyning, $\sigma = E\varepsilon$ (materialloven er gyldig).

I første ordnes teori er superposisjonsprinsippet gyldig. Dette betyr at forskyvninger og snittkrefter er proporsjonale i forhold til ytre last (Bell, 2011, s. 351).

Fra en første ordens analyse kan blant annet følgende informasjon hentes for en konstruksjon modellert i Karamba (Preisinger, 2016, s. 89):

- Krefter i alle stav- og bjelkeelementer (moment, skjær og aksialkrefter), med tilhørende utnyttelsesgrader (stål er beregnet etter NS-EN 1993-1-1).
- Krefter i skallelementer (hovdspenninger og momenter), der utnyttelsesgraden er kalkulert etter miseskriteriet (Engelsk: Van Mises Stress).
- Nedøyning, elastisk energi og vekt i alle elementer.
- Opplagerreaksjoner.

1.4.2.2 ANDRE ORDENS ANALYSE

Karamba utfører en andre ordens analyse av konstruksjonen ved bruk av *AnalyzeThII*-komponenten. I en andre ordens analyse påvirker aksialkreftene stivheten til konstruksjonen. Trykkrefter gjør konstruksjonen mykere, og strekkrefter gjør konstruksjonen stivere (Preisinger, 2016, s. 71). I den geometriske stivhetsmatrisen, K_g , (også kalt 2. ordens stivhetsmatrise) inngår aksialkreftenes virkning på stivheten til konstruksjonen. Fra 1. ordens stivhetsmatrise beregnes aksialkreftene som benyttes i K_g , og systemets totale stivhet blir dermed:

$$K_{tot} = K_1 + K_G \quad (1.11)$$

Den totale stivheten, K_{tot} , gir opphav til nye aksialkrefter enn de som var beregnet fra 1. ordens stivhetsmatrise, og nye beregninger må gjøres. Dette er en interaktiv prosess som gjentas til tilstrekkelig nøyaktighet er oppnådd for stivheter og aksialkrefter (Bell, 2011, s. 365).

Knekking fremkommer fra 2. ordens teori som et instabilitetsproblem. I den globale knekkingsanalysen skiller Karamba mellom aksialkraften, N_x , som gir aksialspenninger ($\sigma_x = N_x/A$) og N_{II} som gir bidrag til andre ordens stivhet. Den største trykkraften, N_{II} , i hvert element fra hver lastkombinasjonene tas med i bidraget til den geometriske stivhetsmatrisen. Dette er en konservativ vurdering som resulterer i en for myk konstruksjon som vil knekke lettere (Preisinger, 2016, s. 71).

Karamba beregner global knekking ved bruk av *Buckling modes*-komponenten. Her returneres buckling load factor (hetter kalt: global knekklastfaktor). Dersom N_{II} i konstruksjonens komponenter multipliseres med denne faktoren vil global knekking inntreffe. Global knekklastfaktor som er større enn 1 vil altså indikere at konstruksjonen er stabil mot knekking. Beregning av knekklastfaktoren antar små forskyvninger frem til konstruksjonens ustabilitet (Preisinger, 2016, s. 77). Karamba bestemmer global knekklastfaktor ved å løse egenverdiproblemet:

$$K_I \cdot \vec{x} + \lambda^2 \cdot K_G \cdot \vec{x} = 0 \quad (1.12)$$

Her er K_I og K_G henholdsvis første ordens- og geometrisk stivhetsmatrise, mens λ er en skalar og \vec{x} en egenmode som beskriver knekkformen (s. 141)

1.4.2.3 EGENFREKVENSER

For å undersøke konstruksjonens dynamiske respons er det mulig å hente ut egenfrekvenser, svingeform og modal masse ved bruk av *Natural vibration*-komponenten. Karamba benytter konsistent lastmatrise for bjelkeelementer, mens for staver og skall benyttes masselumping (Preisinger, 2016, s. 78). Egenfrekvensene bestemmes fra det generelle egenverdiproblemet, vist i ligning 1.13. Her er K_I første ordens stivhetsmatrise, M er massematrisen, ω er vinkelfrekvensen og \vec{x} er egenmoden som representerer de ulike svingeformene (Preisinger, 2016, s. 139).

$$K_I \vec{x} = \omega^2 M \vec{x} \quad (1.13)$$

1.4.3 AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL

Autodesk Robot Structural Analysis Professional (heretter kalt Robot) er et design-basert FEM-program som er godt egnet for analyse av konvensjonelle konstruksjoner (Feng, 2015, s. 9). Programmet kan brukes til simulering av store konstruksjoner, samt kapasitetssjekker av konstruksjonselementene i henhold til Eurokoder (Feng, 2015, s. 13).

Programmet opererer i tre ulike faser med lineær sammenheng (Feng, 2015, s.10):

- **Pre-processing.** Fasen der konstruksjonens geometri, belastning, tverrsnitt, materialer og grensebetingelser blir bestemt, samt hva slags type analyse som skal gjennomføres

- **Processing.** Dette er fasen der den strukturelle analysen blir gjennomført, og verdier som deformasjon, momenter og spenninger blir beregnet. I tillegg analyseres kapasitetssjekker i henhold til Eurokode.
- **Post-processing.** Etter gjennomføring av strukturell analyse må resultatene vurderes. Det er viktig at ingeniøren har god kompetanse for å evaluere om resultatene er korrekte og tilfredsstillende. Dette er en prosess som inkluderer å kontrollere om modellen fungerer på riktig måte, og en kontroll av resultater for blant annet momenter, spenninger og kapasitetssjekker opp mot erfaringstall og kontrollsjekker

1.4.3.1 BEREGNINGSMULIGHETER I ROBOT

Robot har et bredt spekter av lineære og ikke-lineære analyser for konvensjonelle konstruksjoner. Programmet muliggjør blant annet statiske analyser, kapasitetskontroller, knekkingsanalyse, og ulike typer dynamiske analyser. Robot har i tillegg funksjoner som generering av lastkombinasjoner i henhold til Eurokode, integrerte løsninger for armert betong, auto-meshing, samt simulering av vindlast og dynamiske bevegelser (Autodesk, u.å.). Dette gjør programmet kvalifisert for de fleste konstruksjonsanalyser.

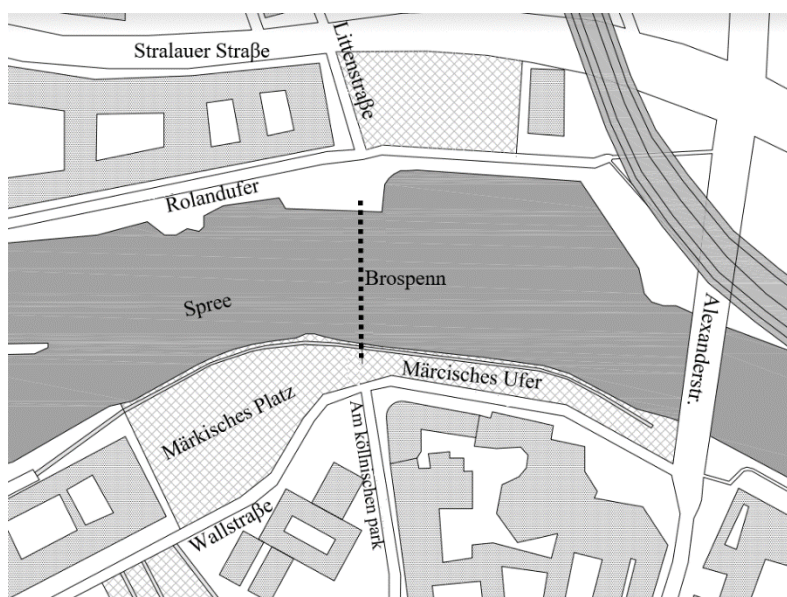
Dersom det skal gjennomføres mer spesielle analyser, som eksplosjons- eller brann-analyser må det benyttes mer avanserte programmer som for eksempel ABAQUS (Feng, 2015, s. 9).

2 FOOTBRIDGE 2017 BERLIN

Footbridge 2017 Berlin er en gangbrokonferanse som avholdes 6.-8. september 2017. Dette er den sjettede i rekken av International Footbridge Conferences, der brodesignere og brokonstruktører fra hele verden møtes for å utveksle idéer, dele meninger og lære av hverandre. Årets konferanse har tre temaer; gangbroer for Berlin, debatt rundt deltakernes tidligere arbeid, og dynamikk og innovasjon. Det er førstnevnte tema som er brukt som grunnlag for denne oppgaven.

Det skal utvikles et gangbrodesign til en tenkt beliggenhet i Berlin (Footbridge 2017 Berlin, u.å.a). Av seks forslag lansert av konferanseholderne, er det valgt å designe en bro i bydelen Mitte, i sentrum av Berlin. Broen vil krysse elven Spree, som ved beliggenheten har en bredde på 64.5 meter.

Broens beliggenhet har vært sentral i Berlins historie. Broen ble originalt bygget som knutepunkt mellom middelalderbyene (gamle-) Berlin og Cölln. Da broen ble reist for første gang på starten av 1700-tallet, var det den første broen over elven Spree som kunne frakte vogner og gårdsdyr uten å forhindre elvetrafikken. The Waisen Bridge, som i tidligere utgaver var bygget i treverk, ble på slutten av 1800-tallet gjenreist som en buebro i stein med tre spenn. På slutten av andre verdenskrig ble deler av broen sprengt av tyske tropper i et siste forsøk på å forhindre alliert fremrykning. Etter flere år med vedlikehold og midlertidige reparasjoner, ble broen revet i 1960 (Footbridge 2017 Berlin, u.å.b). Broens beliggenhet og fotografi over området er vist i figur 2.1 og 2.2.



Figur 2.1. Kart over området broen skal designes (Footbridge 2017 Berlin, u.å.a)



Figur 2.2. Fotografi av området broen skal designes (Footbridge 2017 Berlin, u.å.a).

Broen skal knytte sammen gatene Wallstraße og Am Köllnischen Park i sør med Rolandufer og Littenstraße i nord (Footbridge 2017 Berlin, u.å.b). Området rundt inkluderer Jannowitz-broen i øst, som fungerer som et hovedkrysningspunkt, inklusive stasjon for tog og undergrunnsbane. Mot vest ligger *Fischerinsel*, et livlig område med store grøntområder. Sør for broens plassering ligger det et antall ambassader, samt Märkisches Museum som er et museum for Berlins kultur og historie. Litt nord for området ligger Alexanderplatz, som er knutepunkt for offentlig transport og fotgjengere.

Konferansen har gitt beskrivelse av broens beliggenhet og området rundt, i tillegg til spesifikasjoner og rammebetingelser til broens design (Footbridge 2017 Berlin, u.å.b):

- Broen må ha en minimumsbredde 4 meter.
- Rekkverket kan ikke være lavere enn 1.3 meter.
- Nødvendig klarering over vannet er 4.5 meter.
- Nødvendig klarering over fortauet er 2.5 meter.
- Broen må være universelt utformet.
- Broens maksimale helning er 6 prosent.
- Broen må være dimensjonert for å tåle en skipskollisjon.
- Beregninger av de eksisterende oppleggenes kapasitet eksisterer ikke, og må beregnes på nytt.
- Broen kan ikke ha pir innenfor 4.5 meter fra vannkanten.
- Søylefritt spenn over Spree.
- Et design som fremmer lite vedlikehold, i stil med den historiske beliggenheten.
- Kunstig belysning skal ikke virke distraherende for forbipasserende skip.
- Broen skal fungere som et forsvinningspunkt som en projeksjon av bybildet.

3 KONSEPTUELL FASE

I fasen der brodesignet til konferansen Footbridge 2017 Berlin skulle utvikles, ble det gjennomført en analyse av området rundt broens beliggenhet. Dette, sammen med opplysningene gitt av konferanseholderne og studiet av ulike brotyper, ble brukt for å se muligheter og begrensninger for brodesignet. Det var ønskelig å levere et innovativt gangbrodesign, med bruk av parametrisk modellering og -formgenerering som verktøy for å finne broens form. For å kunne utnytte fordelene ved dette ble fokuset rettet mot irregulære broformer. Som bidrag til inspirasjon, og for å undersøke om idéer kunne gjennomføres, ble det brukt flere konstruksjoner som referanse.

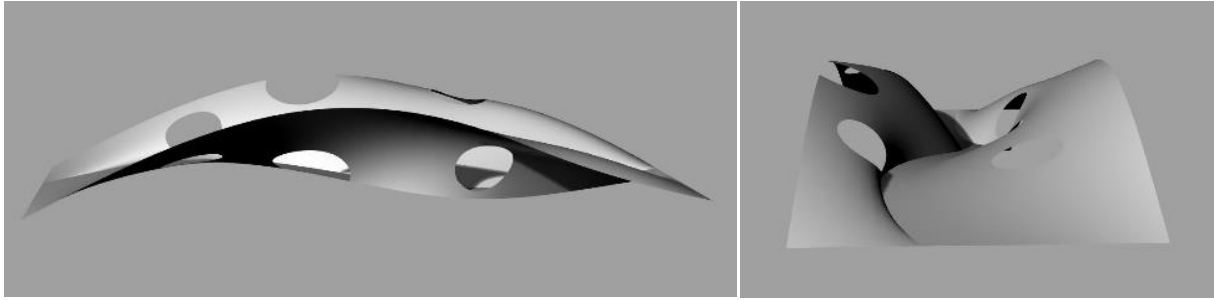
I den kreative prosessen ble det vurdert ulike brotyper, materialvalg og utforminger. Det ble valgt å gå videre med tre brodesign. For å få en bredere forståelse for konstruksjonenes bæreevne og arkitektoniske uttrykk ble disse modellert i Grasshopper og Karamba. Et av disse brokonsept ble videreutviklet og sendt inn til Footbridge 2017 Berlin.

I begynnelsen av den konseptuelle designfasen er det antatt at det sammen med konstruksjonens egenvekt virker en jevnt fordelt last over broens dekke på 10 kN/m^2 , og de ulike brokonseptene ble optimalisert heretter. Belastningen er bestemt ut i fra at trafikklast på gangbroer er satt til 5 kN/m^2 etter NS-EN 1991-2:2003. Erfaring tilsier at denne lasten i kombinasjon med snø- og vindlast, ikke vil overstige 10 kN/m^2 . For grundigere parametrisk analyse ble det senere bestemt et sett laster og lastkombinasjoner for å kunne analysere brodesignet med større nøyaktighet. Disse er beskrevet i kapittel 4.2.

De tre broene vil bli presentert i dette kapittelet. Det er konsept 3 som ble levert til konferansen i Berlin, og som resten av oppgaven vil omhandle.

3.1 KONSEPT 1

Det første brodesignet som ble modellert har et bærende skall i armert betong som bølger over elven Spree. Betongskallet er hulet ut flere steder slik som vist i figur 3.1. Hullene skal være inngjerdet, eller dekket med et tykt glass. Disse hullene vil gi utsikt over elven Spree, samtidig som de gir broen et lettere uttrykk. På grunn av kravet om universell utforming, og kravet om maksimal helning på 6 prosent, er det konstruert en sti med fire meters bredde gjennom betongskallet. Broen spenner 66 meter, og vil være karakteristisk ved å ha en bredde på 30 meter. Den store bredden gir en rekke muligheter ved at store deler av broen kan benyttes som sitteplasser, utsiktspunkter eller til lek for barn. Broens spesielle form vil tilføre Berlin noe helt nytt innenfor brodesign og arkitektur. Broen er modellert i Grasshopper, og i figur 3.1 er det lagt frem et forslag til hvordan broen kan se ut.



Figur 3.1. Forslag til utforming av brokonsept 1.

Brokonseptet er inspirert av bygninger og broer med betongskall som bæresystem. Et av disse, vist i figur 3.2, er Rolex Learning Center i Sveits, som har uthullede betongskall som bæresystem for deler av gulvet. Meiso no Mori Crematorium i Japan, vist i figur 3.3, er et eksempel på et tynt betongskall, der formen er utnyttet for å øke lastbæringskapasiteten. Figur 3.4 viser Cascara-broene i Spania. Broene består av betongskall som bærer broens dekke som en through-arch-bro.



Figur 3.2. Rolex Learning Center. Venstre: Innside betongskall (SANAA, u.å). Høyre: Oversiktsbilde (Azémam, 2010).



Figur 3.3. Meiso no Mori Crematorium med beliggenhet i Kakamigahara, Japan (Nikolova, 2014).



Figur 3.4. Cascara Bridge med beliggenhet i Madrid, Spania (Moore, 2015).

Betongskallet er modellert med mulighet til å endre form parametriske langs linjer i broens lengderetning. Dette fører til at det kan genereres geometri som sørger for best mulig lastbæringsevne. I tillegg kan hullenes størrelse og plassering, samt stiens plassering og form, endres parametriske. Broen i figur 3.1 og 3.5 viser et forslag til broens form som er optimert for deformasjon basert på forhåndsbestemt hullplassering og stiplassering. En annen tilnærming til å bestemme designet parametriske, er å ta utgangspunkt i et generert betongskall uten hull. Når last påføres broen, vil det være områder i konstruksjonen med mindre spenninger og tøyninger. Her kan det deretter settes inn hull, for så å gjøre en ny spenningsanalyse.

Design av dette brokonseptet vil være en kompleks prosess. Nedenfor er det presentert noen utfordringer og fokusområder som ville vært viktige ved grundigere utforskning av brokonseptet.

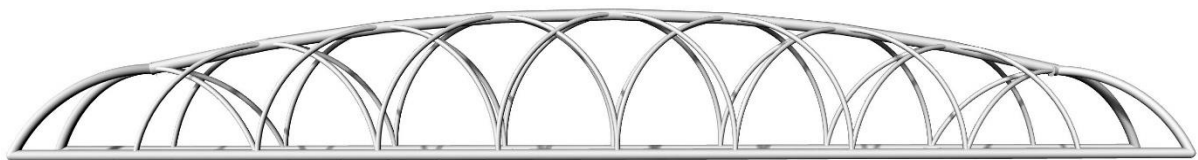
- *Skallets form.* En av hovedutfordringene med brokonseptet er å bestemme broens form med hensyn til universell utforming. For at et skall skal være effektivt må det være tilstrekkelig krummet. Et skall med lite krumning vil utsettes for bøyepenninger, som gjør at skallets tykkelse må økes (Haakonsen, 2013, s. 138).
- *Analyseverktøy.* Det er viktig å velge et analytisk verktøy som kan gjøre detaljerte analyser på betongskall for å kontrollere formen generert av det parametriske verktøyet.
- *Opplegg.* På grunn av det brede dekket, må det være et bredt fundament som tar opp horisontale- og vertikale opplagerkrefter. I et skall med flat krumning forventes det store horisontale krefter.
- *Lastkombinasjoner.* Det må tas hensyn til ulike lastkombinasjoner, og spesielt skjevlast, ved dimensjonering av betongskallet. På grunn av kompleks geometri, er det vanskelig å forutse de mest kritiske lastkombinasjonene. Egenlast, nyttelast, ulykkeslast og temperaturlast må vurderes nærmere.
- *Armering.* Betongdekket må armeres for å ta opp strekk- og skjærspenninger.
- *Dynamikk.* Vibrasjoner fra gangtrafikk og vindlast kan være relevant å vurdere nærmere.



Figur 3.5. Brokonsept 1. Venstre: Landskapsillustrasjon. Høyre: Bilde ovenfra.

3.2 KONSEPT 2

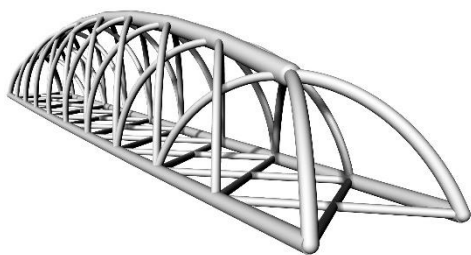
Det andre brokonseptet er en fagverksbro utført i stål som består av en overgurt, to undergurter og mellomliggende krummede diagonalbjelker. Broen er stivet av mot sideveis forskyvning med vindkryss mellom undergurtene. Undergurtene skal avstives med et rammesystem, og dekket vil være av glass, slik at elven Spree kan ses gjennom dekket. Broen har et gotisk preg sett fra siden ved at diagonalstavene danner gotisk-inspirerte buer, som vist i figur 3.6. Fra innsiden av broen vil bæresystemet være mer fremtredende, men også her er formen inspirert av det gotiske formspråket. Broen er modellert i Grasshopper, og figur 3.6, 3.7 og 3.8 viser forslag til design.



Figur 3.6. Brokonsept 2 sett fra siden.



Figur 3.7. Venstre: Gotisk bue. Palace of Westminster, London (Lemere, ca. 1970 – ca. 1985). Høyre: Brokonsept 2.



Figur 3.8. Venstre: Brokonsept 2 sett fra siden. Høyre: Brokonsept 2 over Spree.

Broen er inspirert av Arganzuela Footbridge i Spania, vist i figur 3.9, og Calgary Peace Bridge i Canada, vist i figur 3.10. Dette er to fagverksbroer som danner en sirkulær form ved å ha krummende diagonalbjelker. Brokonsept to ble utformet da det ble sett muligheter til å forbedre bæresystemet til inspirasjonsbroene. Dette kan gjøres ved å øke avstanden mellom under- og overgurt i midten av broen, hvor bøyemomentene er størst. Broen vil fungere som et fagverk der over- og undergurt tar opp momentene som trykk og strekk. Diagonalbjelkene tar opp skjærkrefter, også i form av trykk og strekk. Diagonalbjelkene vil i tillegg utsettes for et eksentrisitetsmoment som følge av den krummede formen. De vil også være utsatt for knekking, og dimensjoner må være større enn i et tradisjonelt fagverk med rette diagonalstaver. Diagonalbjelkene vil ha størst knekkleNGde i midten av broen, da det er her broen er høyest. Dette kan aksepteres fordi skjærkreftene ikke er dominerende på midten av fritt opplagte bjelker. For eksempel vil skjærkreftene fra en jevnt fordelt last være minst på midten, og størst ved oppleggene. Diagonalbjelkene i broens endepunkter er modellert med store dimensjoner for å kunne føre store trykkrefter ned til broens opplegg.



Figur 3.9. Arganzuela Footbridge. Venstre: (Fessy, u.å.a) Høyre: (Fessy, u.å.b)



Figur 3.10. Calgary Peace Bridge. (Ooms, u.å.)

Ved videreutvikling av broens utforming er det aktuelt å se på følgende punkter:

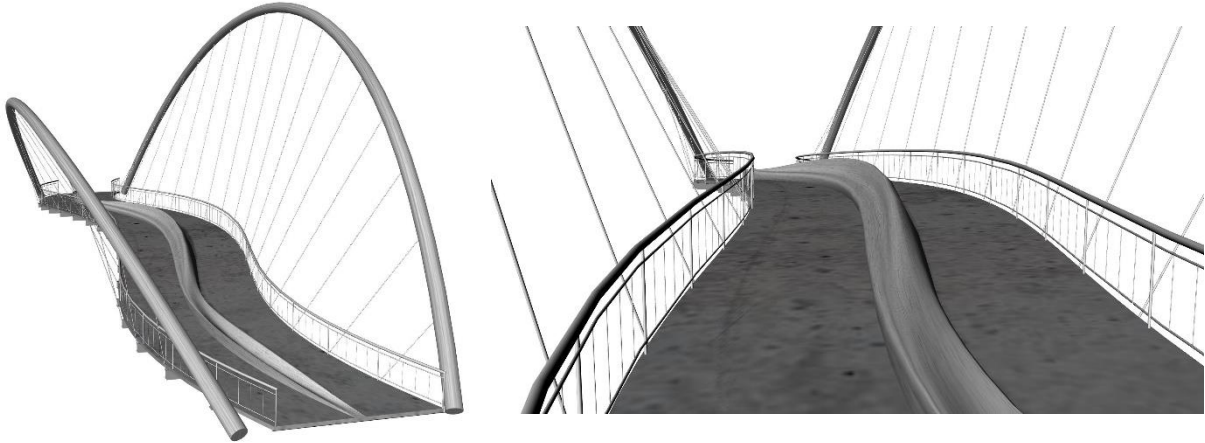
- Lage en sirkulær fagverksbro, slik som Arganzuela Footbridge. Det kan da være aktuelt å ha to overgurter, i stedet for en.
- Øke antall diagonalbjelker, slik at antall krysningspunkter blir flere. Broen vil endre arkitektonisk uttrykk, og skjærkreftene vil fordeles til flere diagonalstaver.
- Endre diagonalbjelkenes krumning, og vurdere den arkitektoniske og strukturelle effekten av dette.
- Benytte andre konstruksjonsmaterialer, som aluminium eller tre. En mulighet er å bruke ulike materialer i diagonalbjelkene og gurtene.

Ved vurdering av broens bæreevne må det tas hensyn til følgende punkter:

- *Stabilitet.* Diagonalbjelker og overgurt vil utsettes for store trykkrefter, og dermed være utsatt for knekking.
- *Dynamikk.* Broen kan være utsatt for dynamiske vibrasjoner. Akselerasjoner og deformasjoner i vertikal- og horisontal retning må undersøkes.
- *Skjevlast.* Lastfordeling påvirker momentene og skjærkreftene over broen. Punktlaster gir store lokale krefter i diagonalstavene, og kan være dimensjonerende for lokal knekking.

3.3 KONSEPT 3: BRIDGE TETHYS

Dette er broen som ble levert som bidrag til Footbridge 2017 Berlin, og som resten av denne oppgaven vil omhandle. Bidraget som er levert til konferansen er presentert i vedlegg A. Figur 3.11, 3.12, 3.14 og 3.15 viser perspektivbilder av broen.

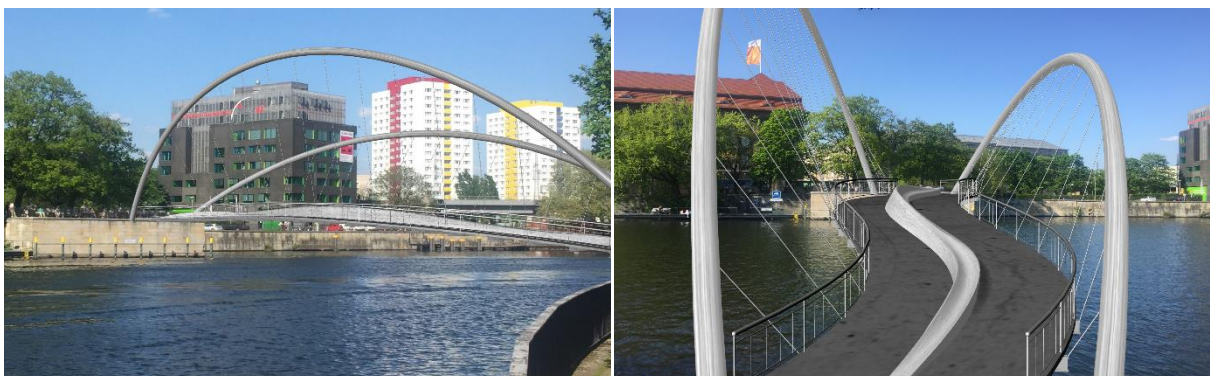


Figur 3.11. Broen sett fra nord.

3.3.1 BESKRIVELSE

Den tredje broen er en dobbel-bue-bro med strekkstag som bærer brodekket, en såkalt through-arch-bro. Broens buer har ulik størrelse, og er lent vekk fra brodekket, samtidig som dekket har en form som svinger seg over broens spenn på 66 meter. Brodekket har en bredde som varierer fra 6.4 til 7.6 meter, og er delt inn i gangvei og sykkelvei. Sykkel er et hyppig brukt fremkomstmiddel i Berlin. Det er derfor konstruert en betongkonstruksjon som skiller de to veibanene, og som også fungerer som benk for fotgjengere.

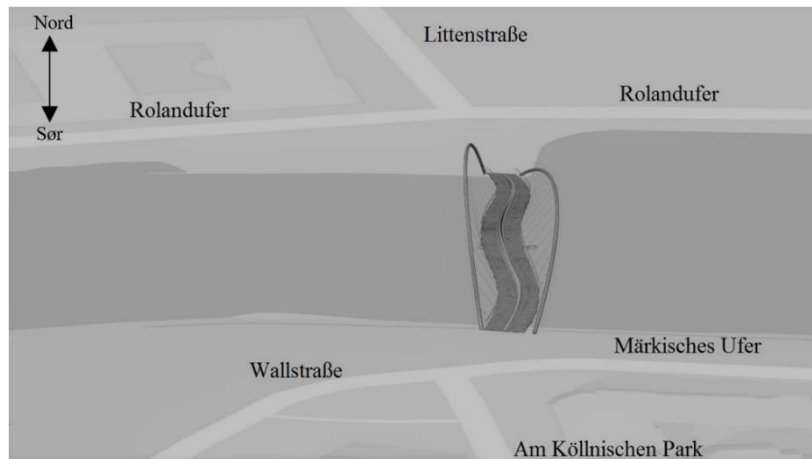
Broen er kalt Bridge Tethys, et navn som stammer fra den greske guden Tethys. I gresk mytologi var Tethys gudinnen for ferskvann og mor til elvegudene. Broens navn representerer den viktige rollen elven Spree har spilt for Berlins grunnleggelse og progresjon.



Figur 3.12. Landskapsillustrasjon. Venstre: Broen sett fra sør-vest. Høyre: Broen sett fra sør.

Kurvaturen til brodekket er inspirert av formen Spree danner gjennom Berlin sentrum, og bidrar til en god forbindelse mellom de to elvebreddene med naturlig av- og påstigningsretning. Figur 3.13 viser hvordan brobanen i nord føres mot nord-vest-gående Littenstraße, og i sør føres inn

i Am Köllnischen Park og Wallstraße. Dekkets form bidrar til at inn og utfart er orientert mot Berlin sentrum i vest. Svingene fører også til god utsikt over det flotte landskapet i nærområdet.



Figur 3.13. Forbindelseskart.

På grunn av topografien i området, har broens to endepunkter en høydeforskjell på to og en halv meter. Elvebredden i nord har et eksisterende betongopplegg med høyde på fire og en halv meter over elven. Elvebredden i sør ligger to meter over elven, og inkluderer et lite grøntområde med en sti langs elven. For ikke å forringe grøntområdet mer enn nødvendig, skal stien implementeres i broforbindelsen broen skal opprette. Det ble satt et mål om at halve brospennet skulle oppfylle kravet på fire og en halv meter klaring mellom elven og broens underside. Dette gjør at brodekket vil ha en svak bueform sett fra siden, som vist i figur 3.14. For å samtidig ivareta kravet om universell utforming må broopplegget i grøntområdet heves med en halv meter. Hevingen av opplegget, sammen med brodekkets bueform, fører til at 30 meter av bro lengden oppfyller kravet om klarering mellom elv og broens underside.



Figur 3.14. Dekkets bueform.



Figur 3.15. Landskapsillustrasjon. Broen sett fra øst.

De fleste buebroer har buer som enten er rette eller heller inn mot brodekket, og det er få eksempler der buer heller vekk fra brodekket. Broens buer, som er lent ut fra brodekket, ble i første omgang foreslått av nysgjerrighet. Det å utforske hvilke konstruktive svakheter og eventuelle fordeler som følger med et konsept med buer vinklet vekk fra brodekket var forlokkende. Spesielt interessant var undersøkelse av likevektsprinsippet som følger med en slik konstruksjon, der buenes egenvekt virker mot dekkets tyngde.

Referansebroer som er brukt som inspirasjon og indikasjon på konseptet er Gateshead Millenium Bridge og Queen Elizabeth Quay Bridge, som er vist i figur 3.16. Begge broene har buer som heller ut fra brodekket, og bekrefter at lignende prosjekter tidligere har vært gjennomført og vellykket.



Figur 3.16. Venstre: Gateshead Millenium Bridge (Roberts, 2007). Høyre: Queen Elizabeth Quay Bridge (Jacaranda Photography, u.å.).

3.3.2 BROENS ELEMENTER

I dette kapittelet presenteres broens konstruktive og arkitektoniske elementer. Broens konstruksjonselementer er oppsummert i tabell 3.1.

	Tverrsnitt [mm]	Materialtype	Kvalitet
Buer	Sirkulært rør (650x5)	Stål	S355
Strekkestag	Massivt sirkulært rør (D=30)	Stål	S355
Tverrbærere	Modifisert HEB340	Aluminium	6061-T6
Dekke	t =150	Betong	B40

Tabell 3.1. Konstruksjonselementenes egenskaper.

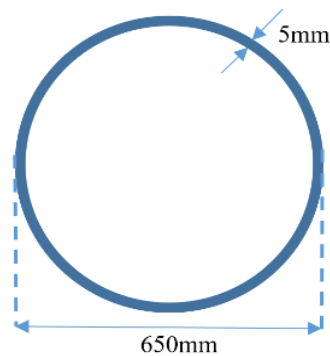
3.3.2.1 BUER

Broens buer er unike ved at de har ulik vinkel, høyde og form i lengderetning. Dette bidrar til at broen visuelle inntrykk fremstår ulikt fra forskjellige synsvinkler. Buenes helning gir et noe «ustabilt» inntrykk, men skaper samtidig en illusjon av at broen er i bevegelse. Denne illusjonen fungerer som et godt bilde på Berlin, en by som er kjent for å være i konstant bevegelse og

endring. Den ene buen har liten helning ut fra dekket, er høy og lang, mens den andre buen er lavere og kortere, men har større helning. De to buene har samme tverrsnitt, vist i figur 3.17. Videre i oppgaven vil den lave buen omtales som bue 1, og den høye som bue 2. Buens nøkkelverdier er presentert i tabell 3.2.

	Bue 1	Bue 2
Høyde [m]	10.3	16.8
Lengde [m]	70.8	76.4
Helning bue	24°	15°
Avstand fra dekket til opplegg – Nord [m]	1.5	0.5
Avstand fra dekket til opplegg – Sør [m]	1.9	0.5

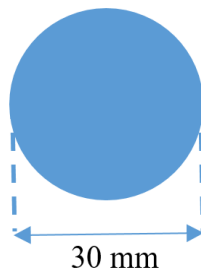
Tabell 3.2. Nøkkelverdier til bue.



Figur 3.17. Buenes tverrsnitt.

3.3.2.2 STREKKSTAG

Det er totalt 38 strekkstag, 19 på hver side av broen, som kobler sammen broens buer og tverrbærere. Strekkstagene har et massivt rør-tverrsnitt med diameter på 30 millimeter, vist i figur 3.18. Stagene er av stål med kvalitet S355. De slanke strekkstagene danner en vifteform som gir broen et lett og rent uttrykk.

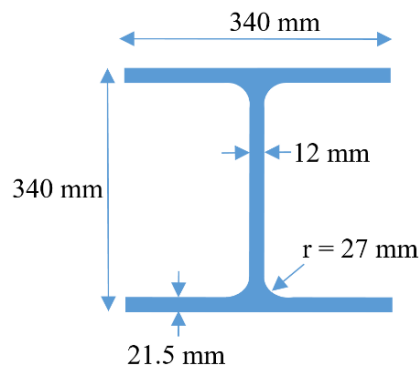


Figur 3.18. Strekkstagenes tverrsnitt.

3.3.2.3 TVERRBÆRERE

Broen har 19 tverrbærere som varierer i lengde med brodekkets breddeendring, og hver tverrbærer er totalt 200 millimeter lenger enn betongdekket er bredt. Dette er gjort for å sørge for enkel montering av strekkstagene på tverrbærernes øvre flens. Strekkstagenes vifteform gjør

at det er ulik avstand mellom tverrbærerne. Denne forskjellen er liten, og gjennomsnittlig avstand mellom tverrbærerne er 3.3 meter. Tverrbærernes tverrsnitt har samme dimensjoner som HEB 340, bortsett fra bredden, som er økt fra 300 millimeter til 340 millimeter, som vist i figur 3.19. Bjelkene er av aluminium med kvalitet 6061-T6, og kan produseres ved ekstrudering (Sapa, 2009, s. 32). Festet mellom tverrbærerne og betongdekket er ikke endelig utformet, men det er antatt at skjærdebyler sveises på tverrbærerens overside. I tillegg er det antatt at knutepunktene mellom tverrbærere og strekkstag vil bestå av påsveisede festeører. Sveising av aluminiumprofiler reduserer materialets styrke betraktelig i området som utsettes for varme, såkalt HAZ-området (Sapa, 2009, s.85). Det er derfor valgt å benytte den reduserte flytespenningskapasiteten i hele tverrsnittet. For å unngå redusert kapasitet kan tverrsnittets tykkelse økes lokalt i området det sveises (Sapa, 2009, s. 85).



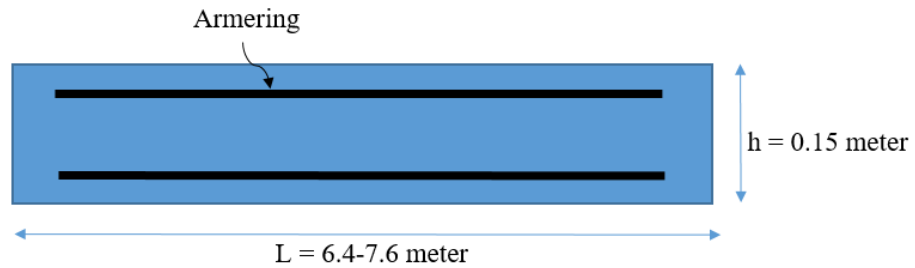
Figur 3.19. Tverrbærernes tverrsnitt.

Det er benyttet tverrbærere av aluminium for å redusere behovet for vedlikehold. Aluminium er et materiale, som i motsetning til stål, har høy korrosjonsmotstand i ubehandlet tilstand (Sapa, 2009, s. 144). Det vil være vanskelig å komme til tverrbærerne som ligger under betongdekket, og det vil derfor være en fordel å holde vedlikeholdet i dette området til et minimum.

Aluminium i broelementer bidrar til at elementenes vekt kan reduseres med opptil 60 prosent sammenlignet med stål, samtidig som kapasiteten opprettholdes. For at dette skal være mulig må tverrsnittene være høye og tynne (Sapa, 2009, s. 169-170), noe som ikke er tilfelle for tverrbærerne i denne broen. Tverrbærernes tverrsnitt er lave og brede for å oppnå tilstrekkelig styrke, og for å samtidig oppfylle kravet om 4.5 meter klaring fra broens underside til elven. Dersom tverrbærerne hadde vært dimensjonert for maksimal kapasitet i forhold til vekt, ville aluminiumsbjelkene blitt høye, noe som ville redusert muligheten for båters passering.

3.3.2.4 DEKKE

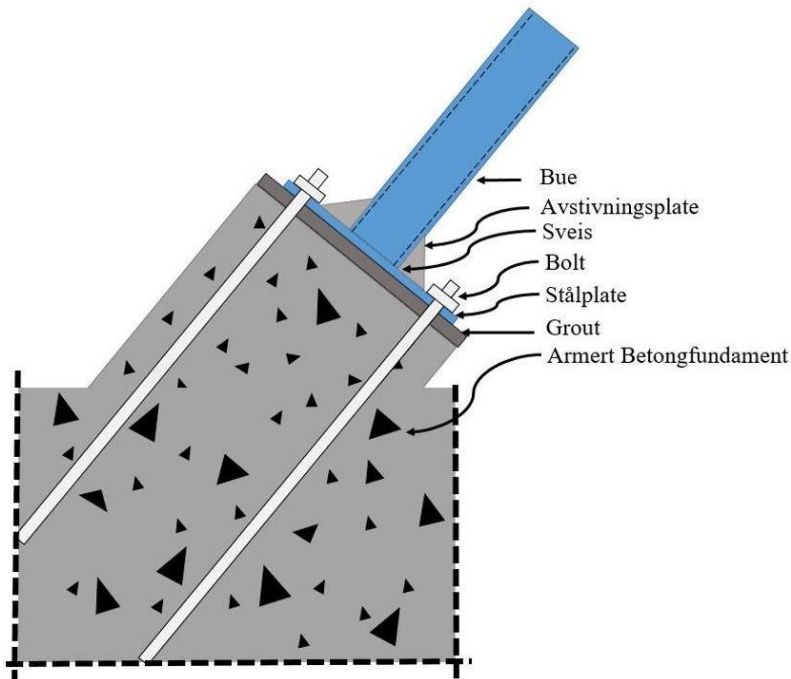
Dekket består av armert betong, og har en tykkelse på 150 millimeter, som vist i figur 3.20. Betongen er satt til å ha kvaliteten B40. Det er valgt et slankt betongdekke, slik at det ikke blir for dominerende i forhold til buene. Betongdekket er delt inn i to felt, ett for fotgjengere og ett til syklistene. Begge har en bredde på tre meter. Benken som skiller de to feltene har varierende bredde over broens lengde, og for å opprettholde feltbredden på tre meter, varierer også betongdekkets bredde.



Figur 3.20. Dekkets tverrsnitt.

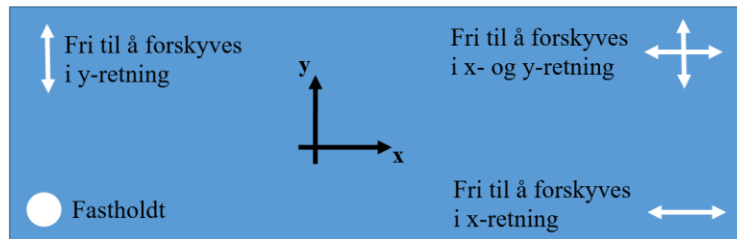
3.3.2.5 OPPLÈGG

Buenes opplegg er fast innspente for å sørge for sideveis avstivning av buene. Et forslag til oppleggets utforming er vist i figur 3.21. Elementene i opplegget er ikke dimensjonert, og figuren viser dermed et arkitektonisk forslag til oppleggets utforming. Opplegget består av avstivningsplater, bolter, stålplate, «grout» og et armert betongfundament. Fundamentets armering er ikke vist i figuren. Buene er festet til et sirkulært betongfundament som går videre ned i et større betongfundament. Det er valgt å benytte et sirkulært fundament ved opplegget for å få en jevn overgang mellom buens sirkulære tverrsnitt og det massive betongfundamentet. Det sirkulære betongfundamentet og de tekniske detaljene kommer til å være synlig for brukere, noe som muliggjør visuell kontroll av opplegget.



Figur 3.21. Forslag til utforming av buens opplegg

Betongdekket vil være fritt opplagt på elvebreddene. For å unngå tvangskrefter har dekket mulighet til å forskyve seg i x- og y-retning, som vist i figur 3.22.



Figur 3.22. Dekkets opplegg.

3.3.2.6 *BENK*

Broens dekke er delt inn i to felt av en betongkonstruksjon som både fungerer som skillekonstruksjon og benk. Ved broens to ender reiser skillekonstruksjonen seg fra betongen for å markere skillet mellom gang- og sykkel felt. Skillekonstruksjonen vokser inn mot midten av broen, og formes etter hvert til en betongbenk vendt inn mot gangfeltet.

3.3.2.7 *REKKVERK*

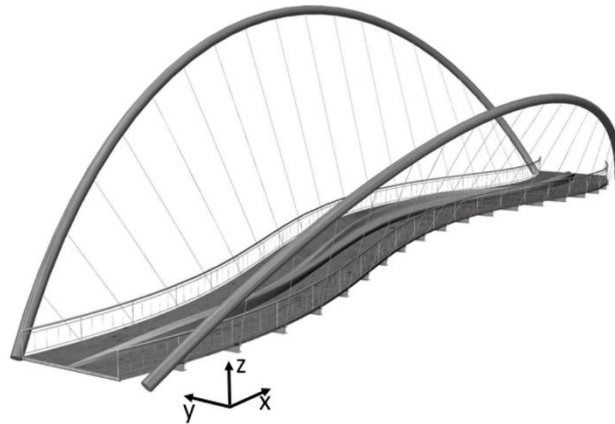
Broens rekkverk har, etter krav fra Footbridge 2017 Berlin, en høyde på 1.30 meter. Det er her valgt å benytte aluminium for å redusere nødvendig vedlikehold. Rekkverket har en enkel utforming, og består av horisontale og vertikale elementer. Målet var å designe et stilrent rekkverk som kunne supplere, og gli inn i, brokonstruksjonen uten å tiltrekke for mye oppmerksomhet. Rekkverket er plassert på en liten forhøyning på kanten av betongdekket. Forhøyningen er et sikkerhetsaspekt som sørger for at gjenstander ikke skal kunne rulle utfor broen og ned i elven.

3.3.2.8 *BELYSNING*

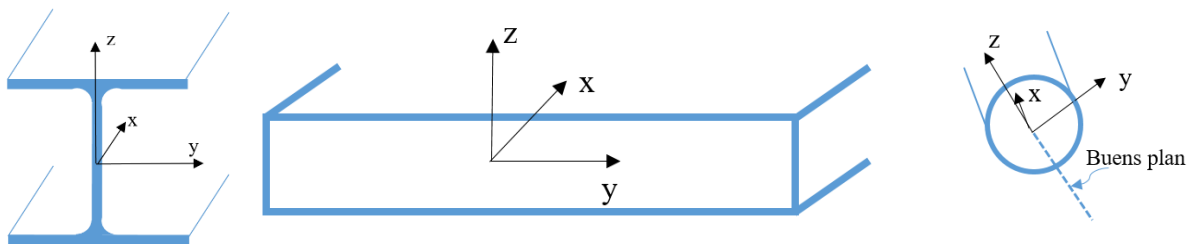
Det er installert lys i broen for å gi fotgjengere og syklister mulighet til å benytte seg av broen døgnet rundt. Det er lagt vekt på arkitektoniske faktorer ved design av lyssettingen. Det er planlagt lys i broens to buer, og i skillekonstruksjonen i midten. I buene skal belysningen lyse opp selve buen, og lyse ned langs broens strekkstag. Lampene skal ha mulighet til å emitte normalt gult lys, men vil også kunne lyse opp broen i andre farger. Dette gjør at broen kan endre uttrykk etter ønsket effekt. I tillegg til lyset i buene vil brodekket lyses opp av spotlys installert i sidene på benkkonstruksjonen for å sørge for sikt for fotgjengere og syklister.

3.3.3 KONSTRUKSJONENS BÆRESYSTEM

For å forstå broens bæresystem er det viktig å undersøke faktorer som påvirker måten kreftene fordeler seg i konstruksjonen, noe som vil presenteres i dette kapitlet. Globalt- og lokalt aksesystem er definert i figur 3.23 og 3.24.



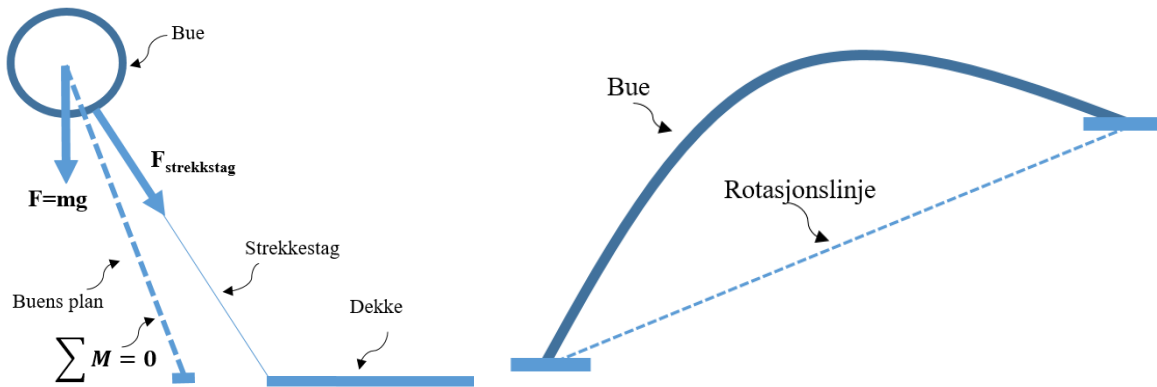
Figur 3.23. Globalt aksesystem til broen



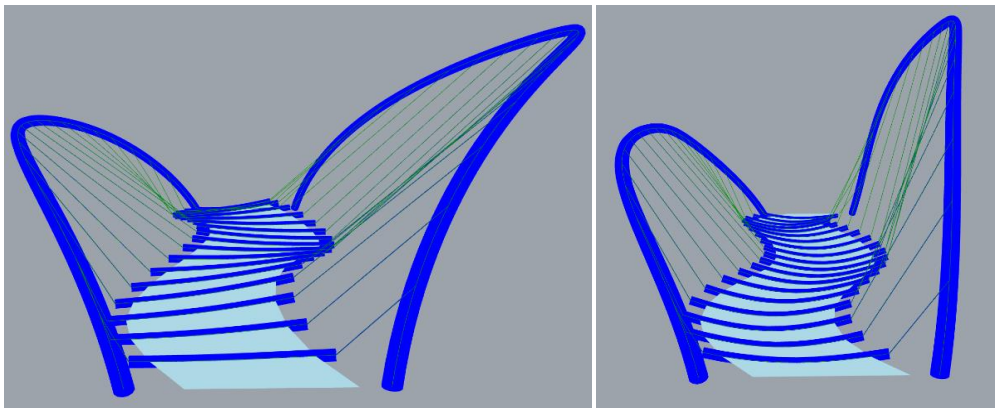
Figur 3.24. Lokalt aksesystem fra venstre: Tverrbærer, dekke og bue.

3.3.3.1 LIKEVEKTSPRINSIPP

Broens bæresystem er basert på et likevektsprinsipp, hvor vekten av dekket balanseres mot vekten av buen. Buen balanserer om en tenkt linje, rotasjonslinjen, mellom buens opplegg. Kraften fra strekkstaget, $F_{\text{strekstag}}$, trekker buen innover mot brobanen, mens buens egenvekt, $F=mg$, trekker buen i motsatt retning, som vist i figur 3.25. Likevektsprinsippet vil være optimalt hvis buene bøyes like mye utover som innover ved påføring av alle lastkombinasjoner. I figur 3.26 vises forskyvningene som oppstår ved at dekket er belastet med egenvekt og 10kN/m^2 og med kun egenvekt.



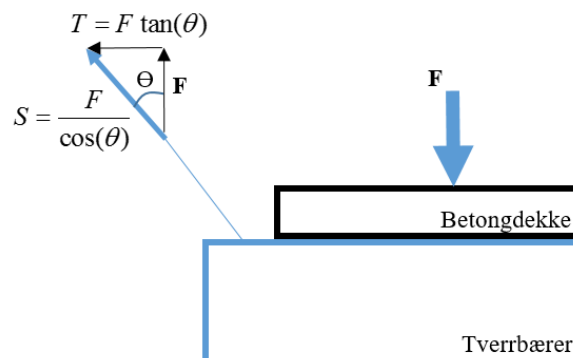
Figur 3.25. Likevektsprinsipp hvor rotasjonsbidrag fra kraften i strekkstag og tyngde fra bue utlignes.



Figur 3.26. Venstre: Deformasjon av broen belastet med egenvekt og 10kN/m². Høyre: Deformasjonsform av broen belastet med egenvekt.

3.3.3.2 SKRÅ STREKKSTAG

Strekkestagene danner en vinkel, Θ , i forhold til brobanen, som vist i figur 3.27. Et skrå strekkstag vil være påkjent av en større strekkraft, S , enn et strekkstag med rettvisklet orientering ved vertikal belastning på brodekket. Vinkelen til hvert strekkstag varierer bortover brobanen, og dimensjoneres etter strekkstaget med størst kraft. De skrå strekkstagene vil overføre en strekkraft, T , til tverrbærerne. Strekkraften i tverrbæreren øker med vinkelen, Θ . Betongdekket er festet til tverrbærerne, og vil følge tverrbærerenes deformasjon i festepunktet. Betongdekket blir dermed også utsatt for en strekkraft som vil være avhengig av stivhetsforholdet mellom tverrbærerne og brodekket. Eksempelvis vil en stiv tverrbærer deformeres lite, og dermed overføre lite strekkrefter til betongdekket.



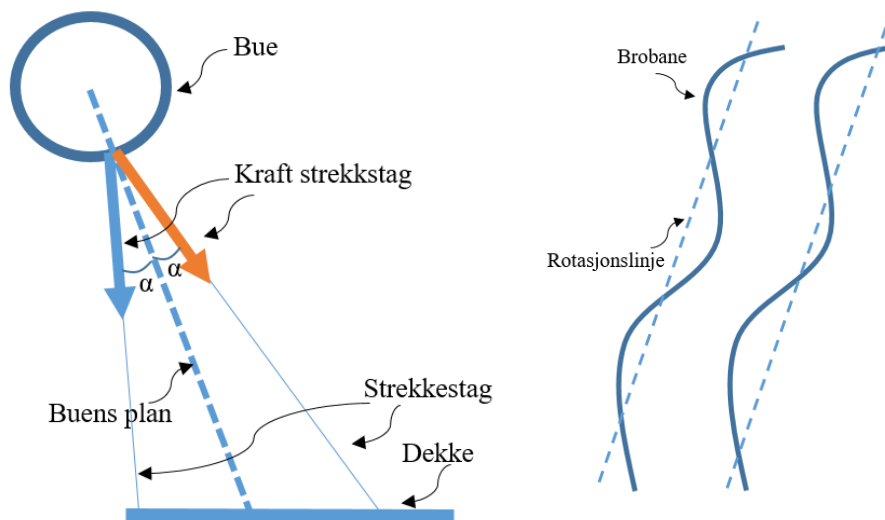
Figur 3.27. Kraft i strekkstag ved ulik vinkel, θ , og last i negativ z-retning på dekket.

I kapittel 1.3.4.1.2 ble momentene i buens plan for en bue med ulik orientering av strekkstag sammenlignet. Buebroen er utformet med vifteformede strekkstag, grunnet at dette gir mindre momenter i buen, sammenlignet med rette strekkstag.

3.3.3.3 KURVET BROBANE

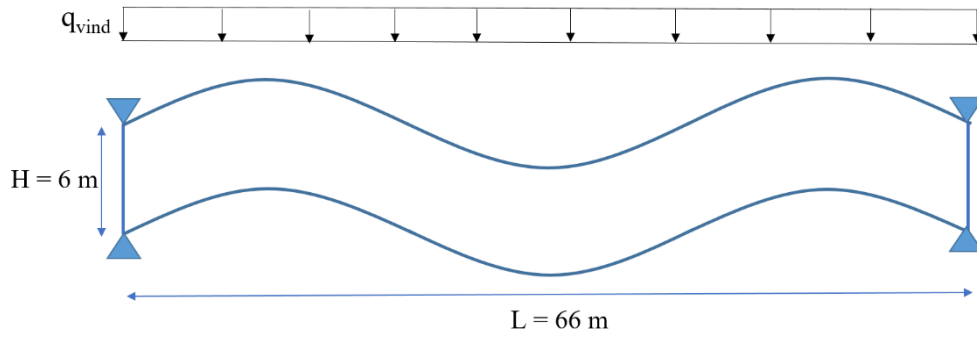
Den kurvede brobanen gjør at strekkstagene får ulik vinkel, α , i forhold til hverandre ut av buens plan, som vist i figur 3.28. Strekkstag på hver sin side av rotasjonslinjen vil bidra til å stive av buene mot sideveis forskyvning. For avstivende effekt hadde den ideelle løsningen vært at annet hvert strekkstag var plassert på hver sin side av rotasjonslinjen. Sideveis stabilitet av buen vil også øke ved at vinkelen mellom strekkstag og rotasjonslinjen, α , øker. Buebroens strekkstag skifter side i forhold til rotasjonslinjen tre ganger langs brobanen, som vist i figur 3.28.

For å undersøke avstivningseffekten fra strekkstagene, ble buene modellert som en to-ledds-bue. Deretter ble det lagt på en sideveis last på buene, tilsvarende vindlast, som førte til en deformasjon i buene på 7 meter. Det betyr at strekkstagene alene ikke klarer å stive av buene. For å sørge for tilstrekkelig sideveis stabilitet er buenes opplegg fast innspent. Som følge av fast innspente buer må tvangskrefter fra temperaturendring kontrolleres.

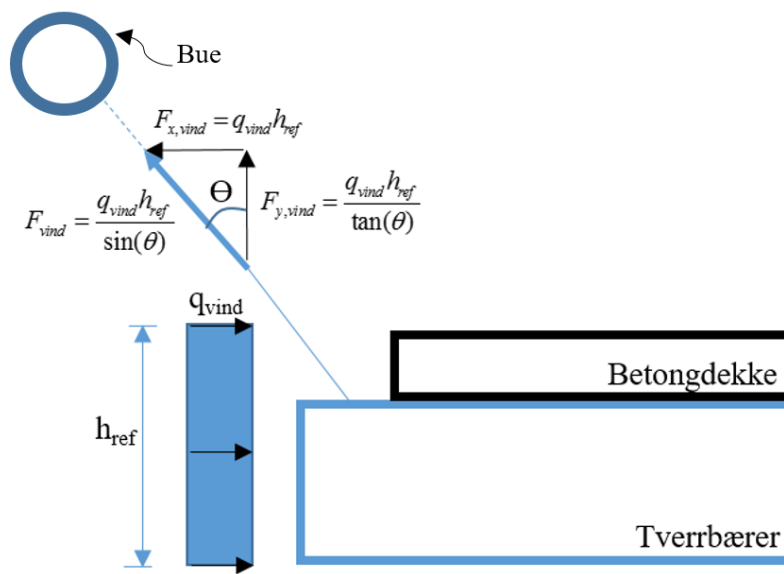


Figur 3.28. Sideveis avstivning av buen.

Betongdekket tilfører broen horisontal stivhet. Som vist i figur 3.29, kan dekket ved horisontal belastning ses på som en fritt opplagt bjelke med lengde på 66 meter, høyde på 6 meter, og betongdekkets tykkelse på 0.15 meter som bredde. Samtidig vil strekkstagene tilføre dekket horisontal stivhet, da det kan ta opp horisontale vindkrefter i strekk, F_{vind} , som vist på figur 3.30. Stor vinkel, Θ , øker dekkets horisontale stivhet, grunnet at kreftene i strekkstagene blir større. Vindlasten på dekket virker på tverrbærerne og betongdekket. Grunnet at tverrbærernes areal, belastet av vind i y-retning, vil være langt mindre enn betongens, er betongdekkets høyde avgjørende for vindresultanten.



Figur 3.29. Horisontal stivhet av dekket.



Figur 3.30. Kraft i strekkstag fra vindlast.

4 DESIGNPROSESS

Ved utvikling av broens design var det viktig å utforme en innovativ konstruksjon med god bæreevne, og samtidig holde broen innenfor de begrensinger og ønsker som var gitt av konferansen. Ved hjelp av parametriske verktøy er ulike utforminger av broen undersøkt og evaluert. Det var viktig å konstruere en modell der de analytiske resultatene er representative for konstruksjonens reelle bæreevne. Dette er gjort ved å vurdere hvilke laster og lastkombinasjoner som er relevant for modellen, samt evaluere analysens resultater.

4.1 BRUK AV PARAMETRISK DESIGN

Modellen som er bygget for å designe broen er laget parametriske i Grasshopper, med Karamba som analyseverktøy. Dette har gitt gode muligheter for utforskning av former, som igjen har gitt store tidsbesparelser underveis i den konseptuelle fasen. Samtlige av broens konstruksjonselementer, beskrevet i kapittel 3.3.2, har vært gjennom flere endringer i løpet av den konseptuelle fasen, enten det har vært antall, form, plassering eller størrelse. Endringene har blitt gjort av arkitektoniske eller strukturelle årsaker.

Spesielt har utforskningsmuligheten gitt av parametriske modellering vært interessant strukturelt. Grunnet broens irregulære form kan det være vanskelig å forutsi resultatet av ulike endringer i konstruksjonen. Modellens analyseverktøy har definitivt effektivisert prosessen med å finne former som gir god bæreevne under ulike forutsetninger, i forhold til hva en kan forvente med tradisjonelle analyseprogrammer. Eksempler på endringer gjort i modellen for å undersøke eller forbedre konstruksjonens bæreevne og arkitektoniske uttrykk er; antallet strekkstag, orientering av strekkstagene, antall svinger i brodekket, og buens form og plassering. De alternative løsningene er presentert nærmere i kapittel 4.4.

Utgangspunktet til broens design var et kurvet brodekke med to like høye buer, med lik helning ut fra brodekket. Den videre prosessen for å finne broens form i forhold til bæreevnen ble gjort i to steg. Først ble det gjort ønskelige endringer i geometrien og/eller egenskapene til strekkstag, tverrbærere og dekket. Deretter ble buenes geometri bestemt. Grunnen til dette var at det, etter broens generelle form var bestemt og elementenes egenskaper tilnærmet, ble klart at deformasjoner i buene ville være kritisk i en statisk analyse. Det finnes ikke krav til maksimal deformasjon i buene, men det er selvsagt viktig å unngå store synlige deformasjoner ved endring av lastsituasjon, slik at broen ikke oppfattes som ustabil.

Grunnet at deformasjon i buene er den kritiske faktoren i den statiske analysen er det gunstig å finne en konstruksjon der buenes deformasjon ikke overstiger et ønsket nivå, samtidig som utnyttelsesgraden i broens elementer er innenfor en rimelig grense. Grenser som dette må defineres ut fra ingeniørers kunnskap og erfaringer, og vil variere i ulike prosjekter. Underveis i den parametriske analysen ble det bestemt at elementenes utnyttelsesgrad ikke skulle overstige 0.8. Dette er grunnet usikkerheter i modellen, der antall laster og lastkombinasjoner er den dominerende faktoren. I analysene i Karamba er det av praktiske hensyn valgt ut et lite antall

lastkombinasjoner for å redusere programmets beregningstid, som beskrevet i kapittel 4.2. Dette gir en usikkerhet, ved at det kan finnes andre kritiske lastsituasjoner. Ved bruk av utnyttelsesgrad nær 1.0 i den parametriske fasen, er sannsynligheten høy for at tverrsnittkapasiteten overstiges, noe som kan medføre vesentlige endringer i konstruksjonen.

Det ble satt et mål om at buenes deformasjon ikke skal overstige 300 millimeter fra utgangsposisjon, altså den monterte posisjonen. Samtidig skal ikke buenes deformasjonen overstige 300 millimeter ved sannsynlige belastningsendringer.

Med de overnevnte grenseverdier som forutsetning, ble det benyttet parametrisk form-generering for å bestemme buenes form. For hver gang det ble gjort manuelle endringer i de øvrige konstruksjonselementenes form, antall eller tverrsnitt, ble buene optimert for å minimere deformasjonen. Dette ble gjort ved hjelp av Galapagos-komponenten som utforsket de mulige bueformene gitt av buenes input-parametere. For å optimalisere buene i forhold til hverandre og resten av systemet, ble begge buene optimalisert på samme tid. Input-parameterne som ble brukt i denne prosessen består av buenes helning, høyde og form i lengderetning, samt avstanden fra buenes opplegg til brodekket. For å sørge for at buenes form er innenfor det ønskede designet, ble input-parameterne gitt et verdiintervall som avgrenset de geometriske formene som kunne genereres av Galapagos.

Denne prosessen sørget for at buenes form, i forhold til de øvrige konstruksjonselementene og buens tverrsnitt, er optimal. En annen optimeringsprosess som er vanlig i parametrisk design, er å effektivisere konstruksjonen ved å minimere egenvekt, elastisk energi og maksimal deformasjon (Preisinger, 2016, s. 69-70). Dette fører til en lett og stiv konstruksjon. På grunn av store deformasjonsproblemer i buene, og for å minke tidsaspektet, ble effektivisering av broens egenvekt og elastisk energi satt til siden, og fokuset lagt på deformasjon.

4.2 LASTER OG LASTKOMBINASJONER

For å oppnå et godt prosjektert brodesign er det viktig å ha kunnskap om laster og lastkombinasjoner som virker på konstruksjonen. Dersom det ikke dimensjoneres for riktige lastkombinasjoner er det fare for at konstruksjonens stabilitet ikke er tilstrekkelig. Laster som virker på en brokonstruksjon kan være egenvekt, snølast, vindlast, trafikklast, ulykkeslast og temperaturlast. Disse kan opptre samtidig, hver for seg eller som skjevlaster, og bidrar til et høyt antall mulige lastkombinasjoner.

Ved bruk av parametrisk design i den konseptuelle fasen, er det ikke hensiktsmessig å ta med alle lastkombinasjoner. Ved utforsking av forskjellige former, løsninger og dimensjoner ønskes resultater i sanntid, for å umiddelbart kunne undersøke resultatene av endringene. Spesielt i modeller der parametrisk form-generering benyttes for å optimere konstruksjoners bæreevne, ved å endre et sett input-parametere, er det viktig å minimere antall beregninger som gjøres for hver midlertidige konstruksjonsform. Reduksjon i antall lastkombinasjoner reduserer programmets kjøretid betraktelig.

Lastkombinasjonene som brukes i konseptuell konstruksjonsdesign bør tilpasses designprosessen, og være representativt for de kritiske lastkombinasjonene som kan oppstå for konstruksjonen. Målet er at lastkombinasjonene i konseptuell designfase skal gi samme resultater for konstruksjonens stabilitet og tverrsnittsdimensjoner som ved en fullstendig konstruksjonsanalyse.

4.2.1 LASTER I PARAMETRISK MODELL

Det ble etter hvert ønskelig å videreutvikle brodesignet som skulle sendes inn til Footbridge 2017 Berlin. Broens lastbidrag ble endret fra egenvekt og jevnt fordelt last på 10 kN/m^2 , til egenvekt, gangtrafikk, snø- og vindlast, i bruddgrensetilstand.

Standarder som er brukt for å bestemme laster, og lastkombinasjoner, på bromodell:

- Gangtrafikk er bestemt etter NS-EN 1991-2:2003.
- Snølast er bestemt etter NS-EN 1991-1-3:2003.
- Vindlast er bestemt etter NS-EN 1991-1-4:2005.
- Lastkombinasjoner er bestemt etter NS-EN 1990:2002.

De karakteristiske lastverdiene er presentert i tabell 4.1. For beregninger, se vedlegg B. Konstruksjonens aksesystemer er vist i kapittel 3.3.3.

Grunnet endringer i broens form og tverrsnittsdimensjoner underveis er det gjort konservative forenklinger og antagelser ved bruk av de overnevnte standardene. Det kan være vanskelig å bestemme verste lastkombinasjon i den parametriske modellen, og det er derfor hensiktsmessig å ha et konservativt utgangspunkt ved bestemmelse av laster.

For horisontal vindlast ble det antatt at vindlast i positiv- og negativ y-retning ville være dimensjonerende. Dette vil øke buens deformasjon ut av planet, samtidig som det er i denne retning broens dekke er mest ustabil. Vindlast på dekket i y-retning er plassert som punktlast i tverrbærernes ender.

Last	Beskrivelse	Type	Plassering	Verdi
1	Egenvekt	Egenlast	Alle elementer	-
2	Trafikklast	Nyttelast	Brodekke	5 kN/m^2
3	Snølast	Snølast	Brodekke	1.26 kN/m^2
4	Vind på buer – positiv y-retning	Vindlast	Buer	0.78 kN/m
5	Vind på buer – negativ y-retning	Vindlast	Buer	0.78 kN/m
6	Vind på dekke – positiv y-retning	Vindlast	Tverrbærere	2.64 kN
7	Vind på dekke – negativ y-retning	Vindlast	Tverrbærere	2.64 kN
8	Vind på dekke – positiv z-retning	Vindlast	Brodekke	0.95 kN/m^2
9	Vind på dekke – negativ z-retning	Vindlast	Brodekke	0.95 kN/m^2

Tabell 4.1. Karakteristiske lastverdier.

4.2.2 LASTKOMBINASJONER I PARAMETRISK MODELL

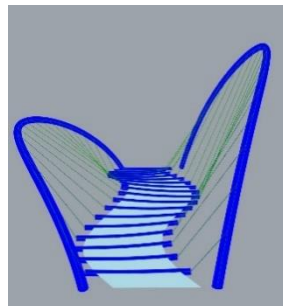
Lastkombinasjonene som ble antatt som kritiske er presentert i tabell 4.2. Lastkombinasjonene er brukt for å bestemme buenes optimale form i forhold til deformasjon. For å minke antall lastkombinasjoner ble termisk last og ulykkeslast neglisjert i denne fasen. Figur 4.1 til 4.7 viser lastene som virker i de forskjellige lastkombinasjonene, med påfølgende deformasjonsform.

Lasttype	Lk 1	Lk 2	Lk 3	Lk4	Lk 5	Lk 6	Lk 7
Egenlast	X	X	X	X	X	X	X
Gangtrafikk		X	X	X			
Snølast		X	X	X			
Vind på dekke – negativ z		X	X	X			
Vind på dekke – positiv z					X	X	X
Vind på dekke – positiv y			X		X		
Vind på dekke – negativ y				X		X	
Vind på buer – positiv y			X		X		
Vind på buer – negativ y				X		X	

Tabell 4.2. Lastkombinasjoner som er påført bromodel ved optimering.

4.2.2.1 LASTKOMBINASJON 1

Egenlast forekommer i alle lastkombinasjoner, og det er i tillegg valgt å lage en kombinasjon med kun egenlast. Dette ble gjort for å skaffe oversikt over hvilke krefter og deformasjoner broen har uten påvirkning av ytre laster. Sikkerhetsfaktoren til egenlast kan være både høyere og lavere enn 1.0, avhengig av om det er en gunstig eller ugunstig lastsituasjon. På grunn av likevektsprinsippet er det vanskelig å forutsi sikkerhetsfaktoren som vil være ugunstig for de forskjellige lastkombinasjonene. Av denne årsak, samt for å redusere antall lastkombinasjoner, er det kun benyttet én sikkerhetsfaktor for egenlasten, og dermed settes $\gamma_{G,j,sup} = \gamma_{G,j,inf} = 1.0$. Egenlasten beregnes av Karamba.



Figur 4.1. Deformasjonsform fra lastkombinasjon 1.

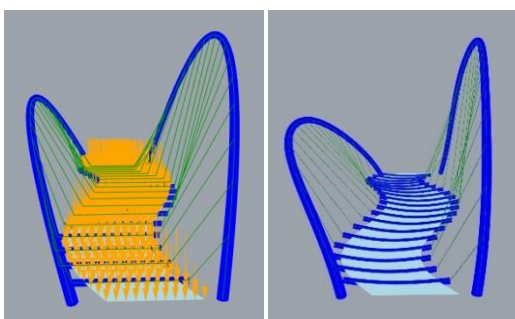
4.2.2.2 LASTKOMBINASJON 2

Denne lastkombinasjonen inneholder egenvekt, gangtrafikk, snølast og vindlast i negativ z-retning på dekket. Dette fører til en lastkombinasjon med maksimal last på dekket i negativ z-retning, uten påvirkning fra andre laster. På grunn av lav sannsynlighet for at de ytre lastene opptrer samtidig med maksimal verdi, er de redusert i forhold til hverandre ved bruk av ligning 6.10 i NS-EN 1990:2002. Ligningen er følgende:

$$E_d = G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.1)$$

- $G_{k,j}$ er egenlast (uten sikkerhetsfaktor)
- $Q_{k,1}$ er dominerende variabel last.
- $Q_{k,i}$ er øvrige variable laster.
- γ er sikkerhetsfaktorer.
- ψ reduserer sannsynlighet for samtidig virkning av laster.

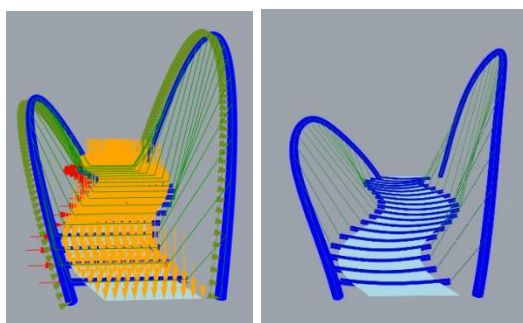
For å redusere antall lastkombinasjoner er trafikklaster, snølast og vind i negativ z - retning anvendt som én last i modellen. Trafikklast som dominerende variabel last på dekket gir en jevnt fordelt last på 8.7 kN/m^2 .



Figur 4.2. Lastkombinasjon 2 og deformasjonsform.

4.2.2.3 LASTKOMBINASJON 3

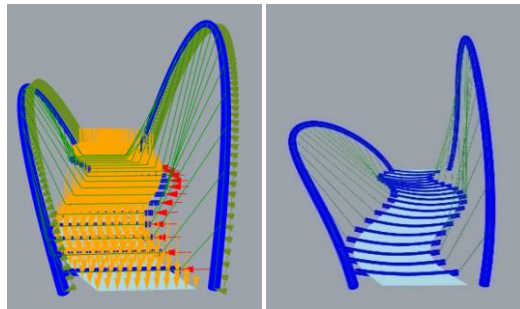
Denne lastkombinasjonen består av lastene og lastverdiene beskrevet i lastkombinasjon 2, sammen med vindlast i positiv y-retning på buer og dekket. I denne lastkombinasjonen er det brukt karakteristisk vindlast i y-retning grunnet lav sannsynlighet for at den dimensjonerende verdien vil opptre på samme tid som lastene beskrevet i lastkombinasjon 2. Den horisontale vindlasten er påført som jevnt fordelt last på buene, og som punktlaster på tverrbærerne. Målet med lastkombinasjon 3 og 4 er å inkludere lastsituasjonene som vil føre til størst krefter og deformasjon i dekket, samt føre til størst deformasjon av buene inn mot broens dekke.



Figur 4.3. Lastkombinasjon 3 og deformasjonsform.

4.2.2.4 LASTKOMBINASJON 4

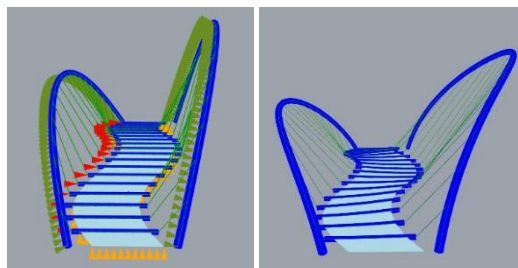
Denne lastkombinasjonen tilsvarer lastkombinasjon 3. Den eneste forskjellen er at lastkombinasjonen har horisontal vindlast i negativ y-retning, der lastkombinasjon 3 har horisontal vindlast i positiv y-retning.



Figur 4.4. Lastkombinasjon 4 og deformasjonsform.

4.2.2.5 LASTKOMBINASJON 5

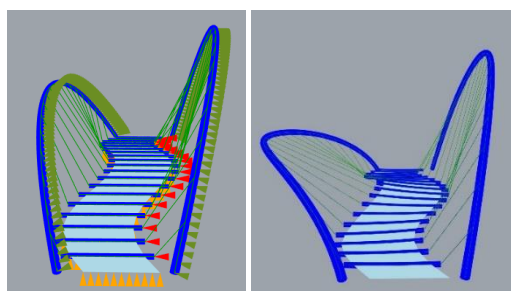
Dette er en lastkombinasjon som består av egenvekt, vertikal vind i positiv z-retning på dekket, samt horisontal vind i positiv y-retning på dekket og buer. I denne lastkombinasjonen er det benyttet dimensjonerende verdier for vindlastene. Målet med lastkombinasjon 5 og 6 er å inkludere lastsituasjonene som vil føre til størst deformasjon av buene som heller ut fra broens dekke.



Figur 4.5. Lastkombinasjon 5 og deformasjonsform.

4.2.2.6 LASTKOMBINASJON 6

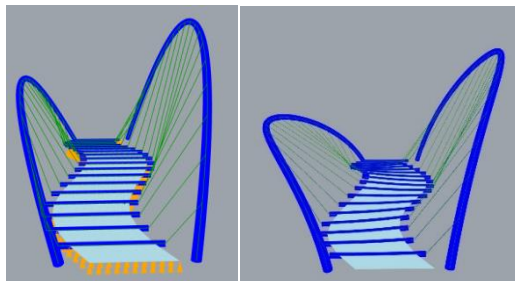
Denne lastkombinasjonen tilsvarer lastkombinasjon 5. Den eneste ulikheten er at denne lastkombinasjonen har horisontal vindlast i negativ y-retning, der lastkombinasjon 3 har horisontal vindlast i positiv y-retning.



Figur 4.6. Lastkombinasjon 6 og deformasjonsform.

4.2.2.7 LASTKOMBINASJON 7

Den siste lastkombinasjonen inkluderer egenvekt og vertikal vindlast i positiv z-retning på dekket. For vindlasten er det her brukt dimensjonerende verdi. Målet med lastkombinasjonen er å få en deformasjonsform med størst mulig avstand mellom buene, ved at de vil deformere seg i hver sin retning vekk fra brodekket.



Figur 4.7. Lastkombinasjon 7 og deformasjonsform.

4.3 VURDERING AV RESULTATER FRA STATISK ANALYSE I KARAMBA

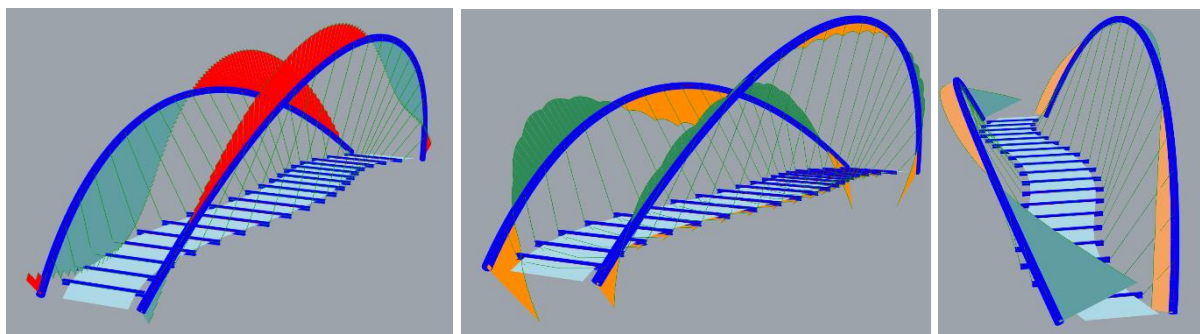
I dette kapittelet presenteres resultatene fra den statiske analysen fra Karamba, samt drøfting av de viktigste resultatene.

4.3.1 RESULTATER

Resultatene presentert i tabell 4.3 viser maksimalverdiene for buene, tverrbærerne og strekkstagene. Det er valgt å se bort fra kreftene som virker i betongen. Dette er gjort grunnet begrensede muligheter til å analysere dekkets bæreevne i Karamba. Det er derfor forutsatt at et armert betongdekke med tykkelse 150 millimeter vil ha tilstrekkelig kapasitet til å føre kreftene til broens tverrbærere. Figur 4.8 viser buenes momentdiagrammer fra konstruksjonens egenvekt.

Element	Bue 1	Bue 2	Tverrbærere	Strekkstag
Aksialkraft (trykk), N [kN]	2645	1973	3	-
Aksialkraft (strekk), N [kN]	-	-	82	148
Skjærkraft, V_z [kN]	172	192	122	-
Skjærkraft, V_y [kN]	172	172	36	-
Torsjonsmoment, M_x [kNm]	164	165	0.1	-
Bøyemoment, M_y [kNm]	534	557	124	-
Bøyemoment, M_z [kNm]	1777	1483	24	-
Deformasjon [mm]	301	302	61	302
Utnyttelsesgrad [-]	0.52	0.49	0.75	0.58
Global knekklastfaktor [-]	2.88			

Tabell 4.3. Resultater fra statisk analyse i Karamba. Maksimalverdier.



Figur 4.8. Momentdiagrammer i buene fra konstruksjonens egenvekt (ikke skalert). Fra venstre: M_x , M_y , M_z .

4.3.2 FORVENTNINGER FRA ANALYSEN

Former og resultater genereres raskt ved bruk av parametrisk design. Det er viktig at brukeren av programmet har en forventning til resultatene gitt av analysen. Kolbein Bell (2013, s.341-342) presenterer fire kontrollsikringer når resultatene foreligger:

- *Rimelighetskontroll.* Vurdere resultatenes rimelighet. Gir deformasjonsmønstre, krefter og utnyttelsesgrad mening?
- *Likevektskontroll.* Er konstruksjonen i global likevekt? Kontrollere at det er samsvar mellom ytre laster og opplagerreaksjoner.
- *Alternative løsninger.* Modellere andre typer løsninger som ligner for å kontrollere at det er i samsvar med de andre resultatene.
- *Uavhengig kontroll.* Benytte andre typer programmer med samme modell for å kontrollere resultater.

I tidlig designfase er det vurdert at det er tilstrekkelig med rimelighetskontroll, da de andre prosessene kan være tidkrevende. Deformasjonsformer og krefter er vurdert underveis for å avdekke eventuelle feil i modellen. Noen kontroller som er gjennomført kontinuerlig i designprosessen er:

- Deformasjonsformer skal korrespondere med broens belastning og randbetingelser.
- I strekkstagene skal det ikke forekomme momenter eller trykkrefter.
- Store momenter, både i og ut av plan, er å forvente. På grunn av buenes helning og mangel på avstivningssystem er det rimelig å anta at momentet ut av plan vil være vesentlig større enn momentet i plan.
- Det skal være størst momenter og skjærkrefter om tverrbærernes y-akse.
- I buene skal det ikke oppstå strekkspenninger, grunnet at strekkstagene ikke kan overføre trykk, og dermed ikke har mulighet til å løfte buen. I tillegg vil buenes egenvekt sørge for at trykkraften er dominerende.
- Store momenter i buenes opplegg er å forvente, grunnet fast innspenning.

De overnevnte punktene stemmer godt med resultatene presentert i tabell 4.3, og deformasjonsformene i figur 4.1 til 4.7, noe som indikerer at modellens resultater er korrekte.

4.3.3 DEFORMASJON

Resultatene for de globale deformasjonene viser at det er buenes deformasjoner som er dominerende, noe som var forventet grunnet buenes helning. Grunnen til at strekkstagenes deformasjon er tilsvarende buenes, er at de følger buenes deformasjon.

4.3.3.1 KONTROLL AV BUENES DEFORMASJON

Buenes maksimale deformasjoner, på 300- og 302 millimeter, oppstår hovedsakelig fra deformasjoner ut av buenes plan. For bue 1 vil den maksimale deformasjonen oppstå fra lastkombinasjon 6, og for bue 2 er det lastkombinasjon 5 som er kritisk. Dette er kombinasjonene som består av egenvekt, vindlast i positiv z-retning på dekket, samt vindlast i hver sin y-retning.

Som beskrevet i kapittel 4.1 finnes det ikke deformasjonskrav for buer i denne type buebro, men det ble satt et mål om at den maksimale deformasjonen ikke skulle overstige 300 millimeter. Dette innebærer at deformasjonen ikke overstiger 300 mm for «sannsynlig» endring i lastkombinasjon eller for verste lastkombinasjon. Deformasjonskravet er satt for å unngå situasjoner der det er synlig og merkbart at buene endrer deformasjonsform. Endring i buenes deformasjonsform over tid er i seg selv ikke problematisk ettersom kapasiteten ikke overskrides, men konstruksjonen kan virke midlertidig ustabil dersom store deformasjonsendringer inntreffer.

Deformasjonene til buene for lastkombinasjonen 1-7 er presentert i tabell 4.4, og de største endringene i deformasjon er presentert i tabell 4.5.

	1	2	3	4	5	6	7
Bue 1 [mm]	-195	-116	-59	-175	-117	-301	-209
Bue 2 [mm]	124	-88	-22	-181	302	17	159

Tabell 4.4. Deformasjoner i bue 1 og bue 2 fra utgangsposisjon for lastkombinasjon 1 til 7.

Lastkombinasjoner	4 og 5	2 og 5	4 og 7	3 og 5	5 og 6
Deformasjonsendring [mm]	483	389	340	324	319

Tabell 4.5. Deformasjon i buene ved endring av lastkombinasjon 1-7.

Flere av lastkombinasjonene som er brukt i den parametriske modellen, beskrevet i 4.2, er valgt med mål om å finne de kritiske lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand. Det er lav sannsynlighet for at flere av lastkombinasjonene vil opptre i løpet av kort tid, noe som gjør en sammenligningene av deformasjonene konservativ. Sannsynligheten for at dekket har stor snølast og trafikklaster samtidig er lav, og sannsynligheten for at dekket går fra ubelastet tilstand til fullt belastet over kort tid, er forsvinnende liten. For å kontrollere om deformasjonsmålet er oppfylt, er det derfor nødvendig å vurdere hvilke endringer av lastkombinasjonene som forventes i løpet av en kort tidsperiode.

Det som er antatt som verst sannsynlig lastendring er endringen fra full trafikklaster og vindlast i negativ z – retning, til vindlast i y-retning og positiv z retning. Belastningen ned på dekket er

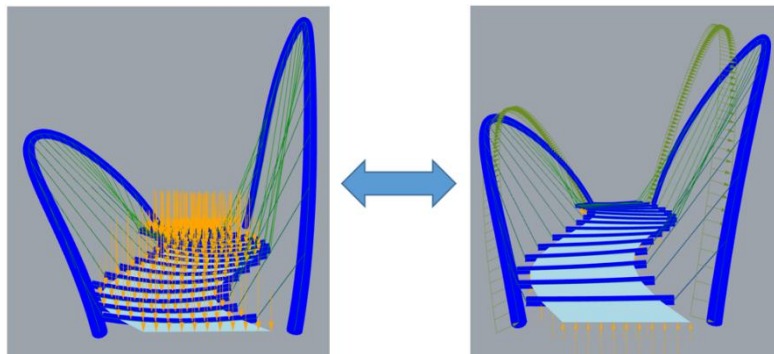
beregnet til å være 6.43 kN/m². Resultatene presentert i tabell 4.6 og 4.7 viser at det er kombinasjonen med vind i positiv y-retning som vil gi størst deformasjonsendring, ved at bue 2 vil lene seg henholdsvis inn mot- og ut fra dekket. Deformasjonsformene er vist i figur 4.9. Den største deformasjonsendringen i buene er på 291 mm. Grunnet at deformasjonsendringene er mindre enn 300 mm ved lastendringen, er buenes deformasjoner vurdert til å være tilfredsstillende i forhold til kravet som er satt for prosjektet.

	Belastning i negativ z-retning	Vind i positiv z- og positiv y-retning	Differanse
Bue 1 [mm]	-135	-147	12
Bue 2 [mm]	-38	253	291

Tabell 4.6. Deformasjoner i buer ved lastendring over en kort tidsperiode. Vind i positiv y-retning.

	Belastning i negativ z-retning	Vind i positiv z- og negativ y-retning	Differanse
Bue 1 [mm]	-135	-270	135
Bue 2 [mm]	-38	64	102

Tabell 4.7. Deformasjoner i buer ved lastendring over en kort tidsperiode. Vind i negativ y-retning.



Figur 4.9. Endring fra last på 6.43 kN/m² i negativ z-retning til last på 1.14 kN/m² positiv z – retning.

4.3.3.2 KONTROLL AV TVERRBÆRERNES DEFORMASJON

Fra NS-EN 1995-2:2004 er det definert grenseverdier for deformasjon av bjelker, plater og fagverksdragere i broer. Området for denne grenseverdien er for fotgjengerlast og lett trafikklast, satt fra $\frac{L}{200}$ til $\frac{L}{400}$. Den globale deformasjonen av tverrbærerne er et resultat av strekkstagets globale deformasjon i festepunktet til tverrbærer, samt tverrbærerens lokale deformasjon. En global deformasjon av tverrbærerne på 61 mm, sammenlignet med brodekkets lengde på 66 meter, tilsvarer et deformasjonsforhold på $\frac{L}{1082}$, og global deformasjon vil være lavere enn grenseverdiene satt av standardene. Tverrbærernes maksimale globale deformasjon på 61 millimeter er derfor regnet som akseptabel. Denne kontrollen er i tillegg konservativ, grunnet at grenseverdiene i standarden er satt i bruksgrensetilstand, mens deformasjonene presentert i tabell 4.3 er beregnet fra laster i bruddgrensetilstand.

Det må også kontrolleres for lokale deformasjoner i tverrbærerne og dekket. Dette er ikke gjennomført grunnet mangel på mulighet til å hente ut lokale deformasjonsverdier fra den parametriske modellen.

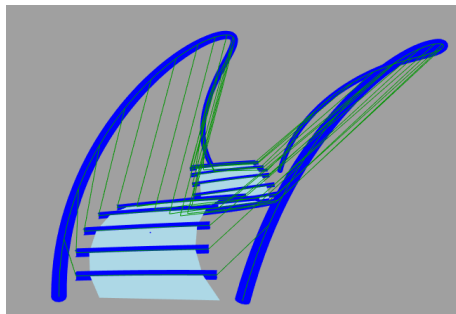
4.3.4 UTNYTTELSESGRAD

Som beskrevet i 4.1, ble det under den parametriske design-fasen satt en øvre grense for utnyttelsesgraden på 0.8, hovedsakelig på grunn av usikkerhet i valg av verste lastkombinasjon. Denne grensen er opprettholdt for samtlige av konstruksjonens elementer, der tverrbærerne med maksimal utnyttelsesgrad på 0.75 er nærmest. Strekkstagernes maksimale utnyttelsesgrad på 0.58 ligger godt under grensen på 0.8, men er regnet som akseptabel grunnet forspenning av strekkstag ved montering. I tillegg er det vurdert at dersom et av strekkstagene ryker, skal de resterende strekkstagene ha kapasitet til å bære konstruksjonen.

Buenes utnyttelsesgrad ligger rundt 0.5, men som følge av store deformasjoner har tverrsnittet blitt dimensjonert heretter.

4.3.5 KNEKKING

Karamba beregner global knekklastfaktor som angir hvor mye trykket i broens elementer kan multipliseres med før global knekking inntreffer. Som beskrevet i kapittel 1.4.2, blir lokale ekstremverdier for trykkraft registrert for hver lastkombinasjon. Dette gjør at global knekklastfaktor beregnes ut fra et høyere trykk i elementene enn det de vil være utsatt for i en reell situasjon. Broens globale knekklastfaktor er på 2.88, og trykkreftene kan dermed økes kraftig før knekking inntreffer. Basert på dette resultatet er broen vurdert til å være tilfredsstillende med hensyn på global knekking. Det skal nevnes at det ved beregning av den globale knekklastfaktoren ikke tas hensyn til geometriske avvik, avvik i materialegenskaper eller egespenninger. Knekkformen er vist i figur 4.10.



Figur 4.10. Global knekkform ut av planet.

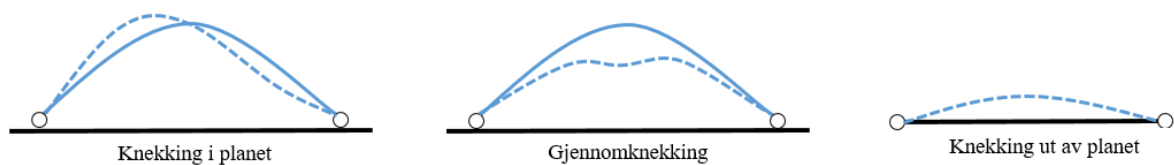
Grunnet mangel på analysealternativer i det parametriske verktøyet, er lokal knekking av buene undersøkt manuelt. Lokale knekklastfaktorer er bestemt for knekking i- og ut av plan, og deretter er gjennomknekking kontrollert etter NS-EN 1993-2:2006. Resultatene, presentert i tabell 4.7 og 4.8, viser at bue 2 har lavest lokal knekklastfaktor ut av plan, og dermed vil knekke først. For at knekking ut av plan skal oppstå, må aksialkraften i opplegget til bue 2 tidobles. Kapasiteten er vurdert til å være tilstrekkelig, selv om det må tas hensyn til momenter og formfeil i nærmere analyser. Gjennomknekking vil ikke oppstå. De ulike knekkformene er vist i figur 4.11. Se vedlegg C for beregninger.

Knekkning i planet	Knekkfaktor, β [-]	Knekk lengde, L_k [m]	Lokal knekklastfaktor [-]
Bue 1	0.41	14.2	34.5
Bue 2	0.51	19.5	26.2

Tabell 4.8. Lokal knekkning i planet

Knekkning ut av planet	Knekkfaktor, β [-]	Knekk lengde, L_k [m]	Lokal knekklastfaktor [-]
Bue 1	0.40	26.5	10.4
Bue 2	0.48	31.6	10.0

Tabell 4.9. Lokal knekkning ut av planet



Figur 4.11. Lokale knekkformer av buer.

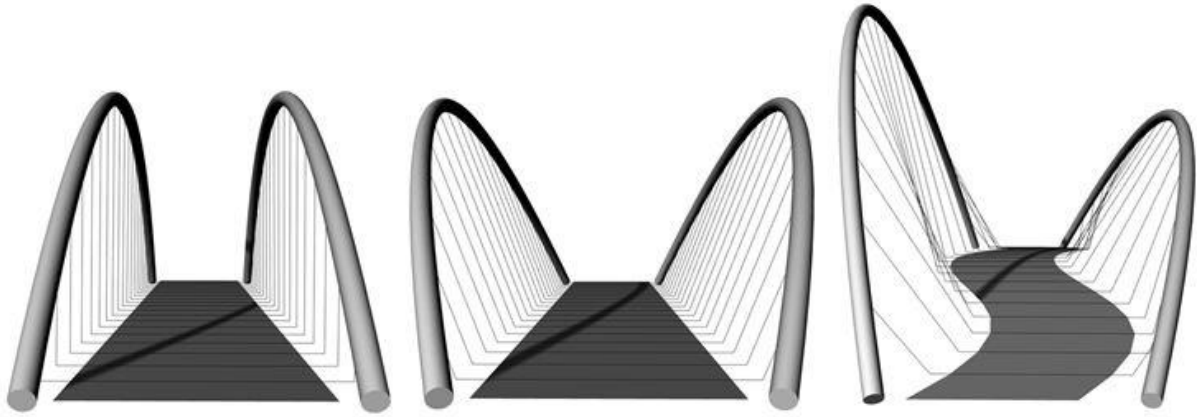
4.4 VURDERING AV ULIKE UTFORMINGER

Underveis i den konseptuelle fasen har brodesignet blitt utforsket både strukturelt og arkitektonisk. Dette har bidratt til en dypere forståelse av broens bæreevne, samtidig som flere potensielle løsninger har vært vurdert og valgt bort. I dette kapittelet vil deler av denne prosessen bli presentert og diskutert.

4.4.1 GENERELL UTFORMING

For å forstå de konstruktive virkningene av en buebro med tiltede buer og kurvet brobane er det, som vist i figur 4.12, sammenlignet tre forskjellige utforminger:

- *Rett brobane med rett bue.* Buenes form er optimert for liten utnyttelsesgrad i buen og liten deformasjon.
- *Rett brobane med tiltet bue.* Buenes form er optimert for liten utnyttelsesgrad i buen og liten deformasjon.
- *Kurvet brobane med tiltet bue.* Buens form er optimert for liten deformasjon. Dette er dette forslaget som ble sendt inn til Footbridge 2017 Berlin.



Figur 4.12. Venstre: Rett brobane med rett bue. Midt: Rett brobane med tiltet bue. Høyre: Kurvet brobane med tiltet bue.

I sammenligningene har bromodellene de samme tverrsnittene som er benyttet i den endelige broen. Det er påført lastkombinasjon 1 til 7, og nøkkelverdier er hentet ut fra statisk analyse i Karamba, presentert i tabell 4.10.

	Rett brobane med rett bue	Rett brobane med tiltet bue	Footbridge 2017 Berlin
Utnyttelsesgrad bue [-]	0.18	0.50	0.53
Utnyttelsesgrad strekkstag [-]	0.53	0.57	0.58
Utnyttelsesgrad tverrbærere [-]	0.62	0.64	0.75
Maks deformasjon [mm]	94	291	302
Kraft i opplegg, M_x [kNm]	9	39	165
Kraft i opplegg, M_y [kNm]	61	141	557
Kraft i opplegg, M_z [kNm]	510	1597	1777
Global knekklastfaktor [-]	2.86	2.93	2.88

Tabell 4.10. Utvalgte maksimalverdier for de ulike bromodellene.

Utnyttelsesgraden i buen øker fra 0.18 til 0.50 ved å tilte buene, og videre til 0.53 ved å legge til en kurvet brobane. Formendringene gjør i tillegg at utnyttelsesgraden i strekkstagene og tverrbærerne øker i noe mindre grad. Utnyttelsesgraden øker mest ved å gå fra rette buer til tiltede buer, mens endringen til kurvet brobane vil ha mindre effekt på de ulike utnyttelsesgradene.

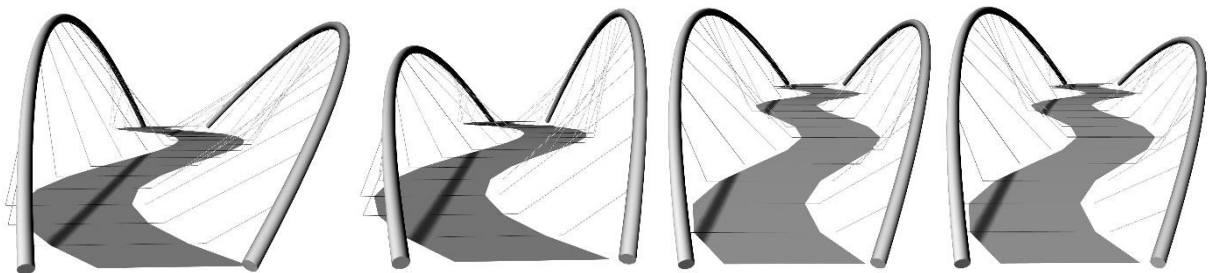
Det samme gjelder deformasjonene, som øker fra 94- til 291 millimeter ved å vinkle buene, og videre til 302 millimeter ved å legge inn en kurvet brobane. Innspenningsmomentet øker med over 1000 kNm ved å tilte buene, og ytterligere 200 kNm ved å kurve brobanen. Det eneste resultatet som ikke blir forverret ved designendring er den globale knekklastfaktoren. Forskjellen i global knekklastfaktor er likevel liten for broalternativene. De største endringene i nøkkelverdiene inntreffer ved endring fra rette til vinklede buer.

Det er vanskelig å se konstruktive fordeler ved å benytte tiltede buer og et kurvet dekke. Allikevel er det valgt å ikke endre broens utforming for å beholde det originale konseptet. Resultatene fra tabellen viser midlertidig at det vil være hensiktsmessig å undersøke løsninger for å stive av buene sideveis.

4.4.2 ULIKE KURVATURER PÅ DEKKET

En metode som kan benyttes for å stive av buene sideveis er å øke strekkstagenes avstivende effekt. Dette kan gjøres ved å øke vinklene til strekkstagene ut av buens plan, eller ved å øke antall ganger strekkstagenes plassering skifter om rotasjonslinjen. For å forsøke å oppnå dette er følgende utforminger av brobanen undersøkt:

1. Brobane med stor kurvatur optimert for utnyttelsesgrad i buen og deformasjon.
2. Brobane med stor kurvatur optimert for deformasjon.
3. Brobane med et høyere antall svinger optimert for utnyttelsesgrad i buen og deformasjon
4. Brobane med et høyere antall svinger optimert for deformasjon.



Figur 4.13. Ulik utforming av brobane. Fra venstre: Broforming 1 til 4.

Broformingene, vist i figur 4.13, er optimert for lastkombinasjon 1-7. Resultater for de ulike bromodellene er presentert i tabell 4.11, der resultatene i rød skrift betyr at elementets kapasitet er overskredet. Til tross for høy utnyttelse i noen elementer er det å forvente at resultatene er representative i forhold til 1. ordens teori, da deformasjonene fortsatt er små.

	1	2	3	4	Footbridge 2017 Berlin
Utnyttelsesgrad bue [-]	0.47	0.80	0.31	0.44	0.53
Utnyttelsesgrad strekkstag [-]	4.96	0.80	0.85	2.76	0.58
Utnyttelsesgrad tverrbjelke [-]	0.79	0.67	0.72	0.67	0.75
Maks deformasjon [mm]	457	219	213	280	302
Kraft i opplegg, M_x [kNm]	181	45	35	31	165
Kraft i opplegg, M_y [kNm]	567	865	369	489	557
Kraft i opplegg, M_z [kNm]	1857	2838	1080	1079	1777
Global knekklastfaktor [-]	0.70	0.68	1.20	0.81	2.88

Tabell 4.11. Nøkkelverdier for ulik utforming av brobanen.

4.4.2.1 BROTFORMING 1-2: BROBANE MED STOR KURVATUR

Ved å øke kurvaturen til brobanen vil broen som er optimert for deformasjon og utnyttelse i buene, ha for høy utnyttelse i strekkstagene. Forskyvning av buene vil øke til 457 millimeter, noe som viser at målet om maksimal deformasjon på 300 millimeter vil overskrides. Broen som er optimert for deformasjon vil ha en deformasjon på 219 millimeter, noe som er en betydelig reduksjon. Til gjengjeld øker momentet i innspenning ut av planet til 2838 kNm, og utnyttelsen i buen til 0.80. For å unngå at buene knekker globalt må buenes dimensjoner økes. Stor kurvatur av brobanen er derfor ingen god konstruktiv løsning. Selv om deformasjon for bro 2 blir mindre,

vil det oppstå ustabiliteter andre steder. Samtidig medfører endringen av brobanen at brukere må gjøre brå retningsforandringer. Dette er ikke ønskelig, og forslaget ble derfor forkastet.

4.4.2.2 BROUTFORMING 3-4: BROBANE MED HØYERE ANTALL SVINGER

De to broutformingene med brobaner med høyere antall svingninger, gir reduserte momenter i buens opplegg ut av plan, med verdier på omtrent 700 kNm. Broen som er optimert for deformasjon, har en deformasjon på 280 mm i buene, vil knekke globalt og har for høy utnyttelse i strekkstagene. Broen som er optimert for utnyttelsesgrad i buene og deformasjon har en deformasjon på 213 mm i buene. Den sistnevnte broutformingen vil fungere bedre, da den ikke overskrider noen designkrav. Utnyttelsen i buen er på 0.31, men grunnet faren for global knekking, er det ikke mulig å redusere tverrsnittenes dimensjoner. Med tanke på utnyttelsesgrad og forskyvning i buen, samt momenter i opplegget, vil dette broforslaget fungere bedre strukturelt enn broen som ble levert til konferansen.

Til tross for at denne utformingen fungerer bedre konstruktivt, er det valgt å benytte en brobane med færre svinger. Dette er for å redusere antall retningsforandringer som må gjøres ved passering. I tillegg fører et færre antall svinger til at broen får et mer ryddig uttrykk. Dersom det skulle vise seg at det oppstår problemer med utforming av broens opplegg på grunn av store reaksjonskrefter, kan det vurderes en lignende utforming som broutforming 3. Ved videreutvikling av denne utformingen bør det gjøres optimering for global knekking, samt tilpasning av tverrsnittene.

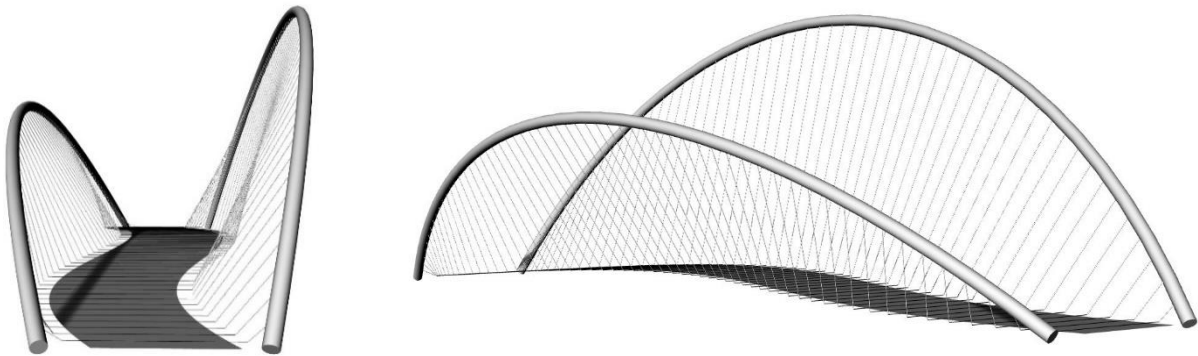
4.4.3 BJELKER I DEKKETS LENGDERETNING

En løsning som lenge ble vurdert som bæresystem i dekket, før løsningen med tverrbærere kom på plass, var å ha bjelker i broens lengderetning over hele broens spenn. Bjelkene var tenkt plassert i dekkets ytterkanter, og løsningen ble vurdert med ulike systemer for å stive av dekket sideveis. Denne løsningen ble vurdert for å se på muligheten for et tynt og lett dekke. Etter hvert som det ble klart at buenes deformasjoner ville minke ved økt vekt i dekket, ble det bestemt at et tykkere dekke i betong ville være en bedre løsning. Betongdekket vil stive av konstruksjonen sideveis, og det vil dermed ikke være nødvendig å benytte en avstivet ramme med vindkryss under dekket.

4.4.4 HØYT ANTALL STREKKSTAG

I begynnelsen av designfasen ble det tatt utgangspunkt i et langt høyere antall strekkstag, som vist i figur 4.14, enn tilfelle ved broens endelige utforming. Dette var i forbindelse med løsningen som inkluderte bjelker i dekkets lengderetning over hele broens spenn. Den arkitektoniske effekten av et høyere antall strekkstag, er at stagene inngår som et mer fremtredende element i broens design. De tette strekkstagene vil gi et inntrykk av en vegg mellom buene og broens dekke, og i større grad lukke konstruksjonen. Strekkstagene vil

understreke broens kurvede geometri og forsterke inntrykket av at broen svinger over elven. På grunn av broens asymmetri og fortetningen av strekkstagene, ville det forringet utsiktskvalitetene til det flotte elvelandskapet, og konstruksjonen ville tatt mer av oppmerksomheten fra omgivelsene, noe som er en av grunnen til at høyt antall strekkstag ble valgt bort.



Figur 4.14. Broen med et høyere antall strekkstag.

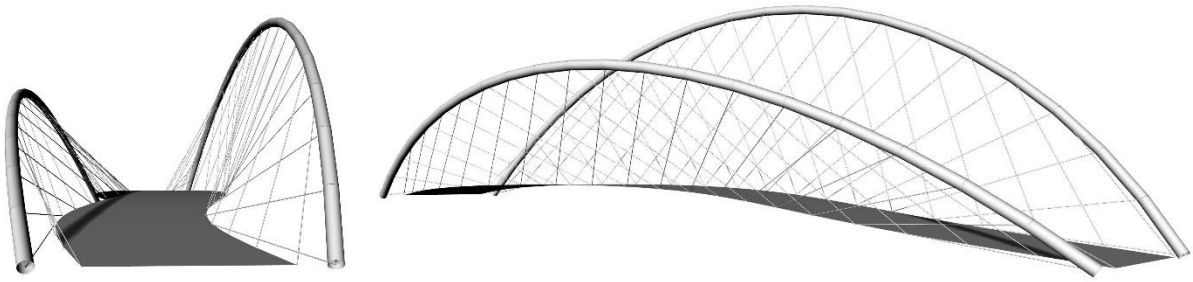
Konstruktivt fører et høyere antall strekkstag til at stagene kan ha mindre tverrsnittsdimensjoner, buene vil få en jevnere belastning, og at konstruksjonens egenvekt og materialbruk øker. I det endelige designet har strekkstagene relativt lave dimensjoner. Ved utforskning av løsninger viste det seg at antall strekkstag, utover det som er brukt i det endelige designet, ikke medførte utslagsgivende endring i buens krefter, deformasjoner og opplagerreaksjoner. I tabell 4.12 er det presentert nøkkelverdier for en løsning med høyere antall strekkstag er sammenlignet med løsningen sendt til brokonferansen.

	Bro med 130 strekkstag	Footbridge 2017 Berlin (38 strekkstag)
Deformasjon bue [mm]	300	301
Utnyttelsesgrad i bue [-]	0.53	0.53
Kraft i opplegg, M_z [kNm]	1784	1777
Utnyttelse i strekkstag [-]	0.30	0.58

Tabell 4.12. Nøkkelverdier for brotformning med 130 strekkstag og forslaget sendt inn til Footbridge 2017 Berlin.

4.4.5 NETTVERKSBUEBRO

For strekkstagene ble det, i tillegg til alternativet om å øke antallet, vurdert en nettverksløsning. Nettverksbuebroer er mye brukt for å oppnå små momenter i buen, og for å unngå knekking i buens plan. Denne løsningen ble vurdert tidlig i designfasen for å undersøke hvilken effekt dette ville gi på de vinklede buene, men ble tidlig forkastet av to grunner. Den første grunnen er buene i konstruksjonen er dimensjonert for å minke deformasjonene. Deformasjonene oppstår hovedsakelig ut av buenes plan, og en momentreduksjon i buens plan vil derfor ikke gi betydelige forbedringer. Den andre grunnen er at broen får et kaotisk uttrykk. På grunn av asymmetrien i buene og dekket, vil også nettverksstagene være asymmetriske. Et forslag til broens utforming med nettverksstag er vist i figur 4.15.



Figur 4.15. Bro utformet med nettverksstag.

4.4.6 AVSTIVNING MELLOM BUENE

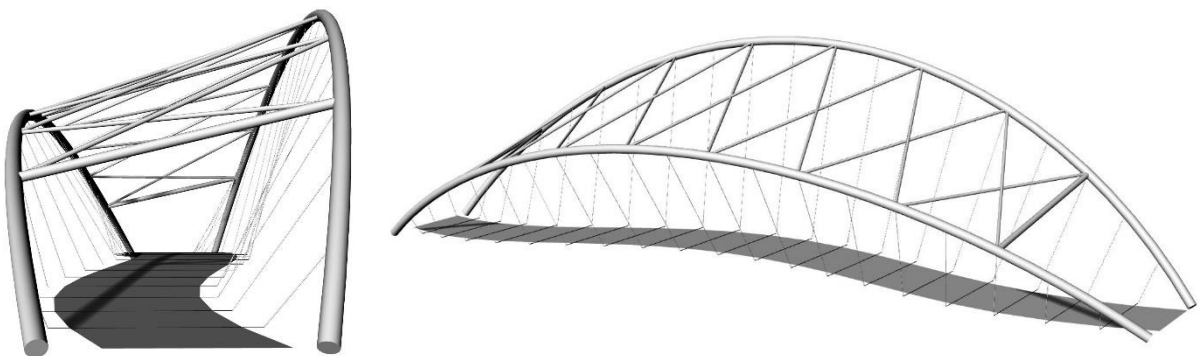
En løsning for å redusere deformasjoner i buene ut av plan, er å installere en fagverkskonstruksjon som kobler buene sammen, som vist i figur 4.16. Dette er en metode som ofte brukes for å øke buenes stivhet, og dermed redusere momenter og deformasjoner ut av plan. Fagverksløsningen ble undersøkt konstruktivt, og det ble sett på hvilken effekt det hadde for maksimale deformasjoner og momenter ut av buens plan. Dette ble gjort ved å installere sirkulære rør mellom buene med tverrsnitt 200x20. Deler av buens deformasjoner ut av plan tas opp av en avstivningskonstruksjon med strekkstaver i kryss. For å forhindre deformasjoner av buer inn mot dekket er det konstruert en trykkstav i hver ende.

	Med avstivning	Uten avstivning
Deformasjon [mm]	8	302
Moment, M_z [kNm]	1297	1777
Utnyttelsesgrad [-]	0.5	0.53

Tabell 4.13. Maksimalverdier for deformasjon, moment ut av plan og utnyttelsesgrad i buene med og uten avstivning.

Resultatene i tabell 4.13 viser at effekten av å installere et fagverk er som forventet. Momentene og deformasjonene minkes, og gjør at dette er en løsning som fungerer godt konstruktivt. Avstivningskonstruksjonen gjør at fokuset kan flyttes fra å minke deformasjoner i buene, til for eksempel å optimere konstruksjonselementenes tverrsnitt.

Selv om denne løsningen fungerer godt konstruktivt, ble den valgt bort på grunn av det visuelle inntrykket avstivningen gir. Asymmetrien i buene, og spesielt høydeforskjellen, vil gjøre fagverkskonstruksjonen skjev. Dette gjør at en del av målet med det opprinnelige designet forsvinner, der broen skulle fremstå som åpen og ustabil på grunn av de to vinklede buene.



Figur 4.16. Broutforming med fagverksavstivning mellom buene.

4.4.7 BUER AV ALUMINIUM

Underveis i prosjektet ble muligheten for å benytte aluminium i hele broens bæresystem utforsket. Dette ble gjort i forbindelse med et nytt forskningscenter etablert på NTNU i 2016. NTNU Aluminium Product Innovation Center (Napec) forsker på bruk av aluminium i arkitektur, produktdesign, materialteknologi og produktutvikling (Oksholen, 2016). I den forbindelse var det et ønske om å se på muligheten for å benytte aluminium i gangbroer.

Som tidligere nevnt kan aluminium være et godt alternativ til stål, spesielt på grunn av materialets muligheter for et lavt forhold mellom bæreevne og vekt. Materialet har også lavt vedlikeholdsbehov.

Å benytte aluminium i broens buer viste seg vanskelig av flere grunner. Grunnet at deformasjonene ikke kunne overskride 300 mm, måtte buene hatt en diameter på 900 mm, dersom tykkelsen på 5 mm hadde vært uendret. Aluminiumsbuene vil ha en høyere utnyttelsesgrad, på 0.90, i forhold til stålbue som har en utnyttelsesgrad på 0.53. Buer på denne størrelsen vil blitt for fremtredende for broens design.

Produksjonsmuligheten av broens tverrsnitt ville vært en stor utfordring. Det er i dag ikke mulig å ekstrudere tverrsnitt med større bredde eller høyde enn 620 millimeter (Sapa, 2009, side 32). For å produsere tverrsnitt med større dimensjoner må mindre deler sveises sammen, noe som fører til at kapasiteten reduseres med rundt 50 prosent, og tverrsnittene må dermed økes ytterligere som følge av dette (Sapa, 2009, side 172).

4.4.8 TVERRBÆRERE AV STÅL

I tverrbærerne ble det vurdert å benytte stål i stedet for aluminium. Med økt materialkapasitet kan det benyttes et lavere tverrsnitt, og det er enklere å opprettholde den påkrevde avstanden fra elven til broens underside. Dette gir muligheter til å ha slakere helning på brodekke. Samtidig vil det minke den nødvendige høyden det ene dekkeopplegget må heves, som beskrevet i kapittel 3.3.1.

4.4.9 ØKT TYKKELSE PÅ BETONGDEKKET

Først etter å ha sendt forslaget til Footbridge 2017 Berlin ble det fanget opp den positive effekten av å øke dekkets tyngde ytterligere.

Grunnet at lastkombinasjoner med vindlast i positiv z-retning gir størst deformasjoner i buene, er det hensiktsmessig å ha et tungt dekke for å motvirke denne vindlasten. For å vise effekten av et tyngre betongdekke, er det modellert et dekke med tykkelse på 300 millimeter. Denne modellen er optimert for deformasjon i buene, og resultatene er presentert i tabell 4.14, sammen med designet sendt inn til brokonferansen.

	300 mm betongdekke	150 mm betongdekke
Utnyttelsesgrad bue [-]	0.59	0.53
Utnyttelsesgrad strekkstag [-]	0.72	0.58
Utnyttelsesgrad tverrbjelke [-]	0.87	0.75
Maks deformasjon [mm]	184	302
Global knekklastfaktor [-]	2.43	2.88
Kraft i opplegg, M_x [kNm]	115	165
Kraft i opplegg, M_y [kNm]	546	557
Kraft i opplegg, M_z [kNm]	1830	1777

Tabell 4.14. Nøkkelverdier for 300 mm betongdekke sammenlignet med forslag sendt inn til Footbridge 2017 Berlin.

Et 300 millimeter tykt betongdekke vil være med på å øke dekkets tyngde. Det er derfor naturlig at utnyttelsesgrader i tverrbjelker og strekkstag økes noe. Resultatene viser samtidig at likevektsprinsippet i større grad vil være balansert, ved at den maksimale forskyvningen i buene reduseres fra 302- til 184 millimeter. Ulempen ved å ha et dekke som er 300 millimeter tykt er at broen vil fremstå som mindre slank. Først og fremst er det ønskelig med et slankt dekke, men når deformasjonen i buen reduseres i så stor grad, er dette en løsning som burde vært vurdert nærmere.

4.4.10 ENDRING AV BUENES TVERRSNITT

Resultatet av at buene er optimert for å minke deformasjonene, er at utnyttelsesgraden i buene ligger rundt 0.5. Dette betyr at materialbruken er stor, sammenlignet med kreftene elementene skal bære. For å effektivisere materialbruken, uten å øke deformasjonene, er det lagt frem to mulige løsninger under.

- Øke tverrsnittets diameter, samtidig som tykkelsen reduseres. Dette kan minke buenes areal, samtidig som tverrsnittets motstand mot bøyemoment øker, og deformasjonen blir mindre. Ulempen med denne løsningen er at en reduksjon av buenes areal vil føre til at trykkapasiteten reduseres. Samtidig kan buene være for fremtredende i brodesignet.
- En mer hensiktsmessig løsning kan være å benytte et ovalt tverrsnitt med større bredde enn høyde. Dette medfører at spenningsfordelingen over tverrsnittet vil være jevnere. Løsningen vil føre til et materialeeffektivt tverrsnitt, som samtidig sørger for at deformasjonene ut av plan ikke vil øke. Denne løsningen kan føre til større deformasjoner i buens plan på grunn av redusert motstand mot bøyemoment, og trykkapasiteten vil reduseres som følge av reduksjonen i tverrsnittets areal.

5 UTVIDET ANALYSE VED BRUK AV PARAMETRISK MODELL

I dette avsnittet blir analyser som omhandler ujevne belastninger og dynamikk kontrollert. Dette er temaer som kan være tidkrevende å ta hensyn til i tidlig designfase, der form og tverrsnittsdimensjoner endres kontinuerlig. Analysene er derfor gjennomført etter at ønsket form er bestemt. Ved bruk av resultater fra analysene er det gjort vurderinger om revidering av brodesignet.

5.1 UTVIDET BELASTNINGSANALYSE

Lastkombinasjonene som er benyttet i kapittel 4 er jevnt fordelt på konstruksjonen. For gangbroer vil det ofte oppstå lastsituasjoner med skjevlast, som vil si at deler av broen er utsatt for større belastning enn andre. I tillegg er det viktig å dimensjonere broen for ulike ulykkessituasjoner som for eksempel ved uforutsett billast eller båtkollisjon.

I dette kapitlet brukes parametriske verktøy for å bestemme verste plassering av skjevlast og billast, både som isolerte laster og i kombinasjon med andre lastkombinasjoner. I tillegg undersøkes båtkollisjon i den parametriske modellen. Analysene er forenklet, og vil ikke fungere som tilstrekkelige kontroller ved eventuell oppføring av konstruksjonen. Fokuset ved denne belastningsanalysen er å benytte en tidseffektiv metode, som samtidig gir en god indikasjon på hvordan konstruksjonen håndterer ujevn belastning.

Lastene er plassert og kombinert for å oppnå høyest mulig utnyttelsesgrad i buene. Termisk last er også inkludert for å finne maksimal utnyttelse. Dette fokuset er satt for å undersøke om buenes kapasitet vil kunne overskrides. Det er derfor ikke tatt hensyn til plasseringer og kombinasjoner som vil gi høyest utnyttelse i andre konstruksjonselementer. Dette er følgelig ingen komplett analyse av konstruksjonen, grunnet at det kan finnes andre lastplasseringer som er dimensjonerende for andre elementer. I tillegg til buenes utnyttelsesgrad er buenes deformasjoner observert.

5.1.1 SKJEVLAST

På gangbroer vil det kunne oppstå situasjoner med skjevlast. Eksempelvis kan dette oppstå ved at et tog av mennesker passerer broen, eller at kun den ene siden av broen benyttes. Sistnevnte situasjon er spesielt aktuelt for broen levert til Footbridge 2017 Berlin, grunnet at brobanen er delt i to. Det er sannsynlig at broen vil være skjevt belastet ved at det er et større antall fotgjengere eller syklistere som benytter broen. Undersøkelse av skjevlast ble gjort parametrisk ved å dele opp dekket i 440 punkter. Deretter ble den fordelte belastningen, med trafikklast, snølast og vindlast, fordelt på disse punktene. Lasten som virker på et punkt er da følgelig:

$$p = \frac{q_{Ed} \cdot L \cdot b}{\text{antallPunkter}} = \frac{8.7 \frac{kN}{m^2} \cdot 66m \cdot 7m}{440} = 9.135kN \approx 10kN \quad (5.1)$$

Lasten påført i et punkt er rundet opp til 10 kN, for å ta hensyn til at det kurvede brodekket vil gi et noe større areal enn det som er beregnet i formelen over. Her er også vindlast i negativ z-retning inkludert, selv om den strengt tatt ikke vil opptre som skjevlast.

For å påføre skjevlasten ble det laget et algoritmesett der det, ved hjelp av *sliders*, er mulig å bestemme bredden, lengden og plasseringen til lasten på dekket. Ved bestemmelse av verste skjevlast er det valgt å styre lastfordelingene manuelt, for så å observere utnyttelsesgrad og deformasjoner i buene, i stedet for å benytte Galapagos. Dette er grunnet at det er relativt få situasjoner som skal undersøkes, samtidig som Galapagos har vanskeligheter med å konvergere mot den kritiske lastsituasjonen.

Det er påført to typer skjevlast på brodekket:

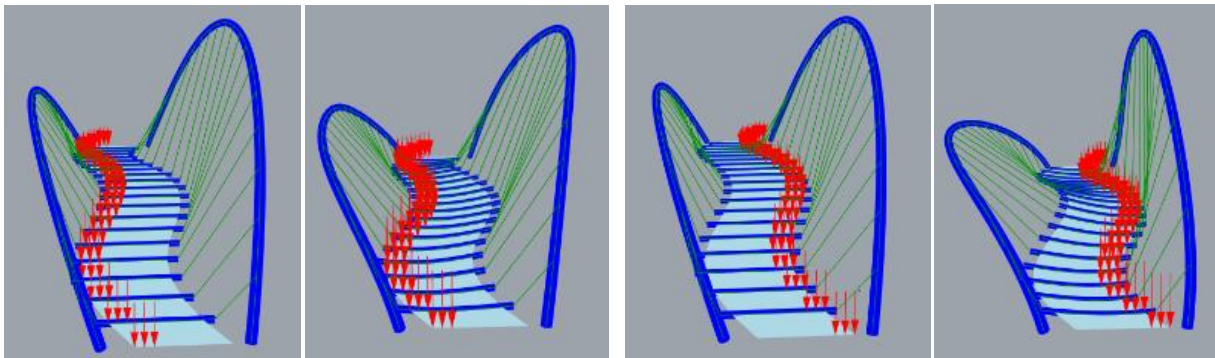
- Skjevlast i broens lengderetning.
- Skjevlast vinkelrett på broens lengderetning.

5.1.1.1 SKJEVLAST I BROENS LENGDERETNING

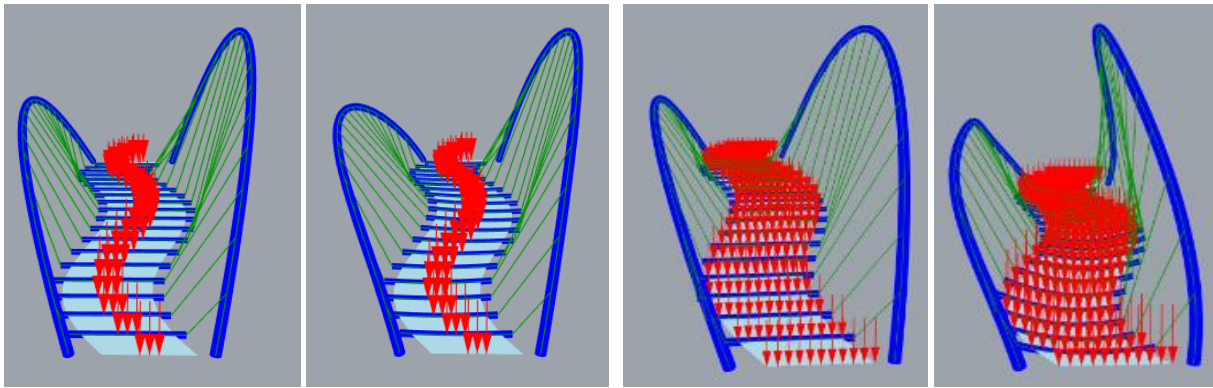
For skjevlast i broens lengderetning er det, sammen med et jevnt belastet dekke, undersøkt tre situasjoner:

- Last ved bue 1.
- Last ved bue 2.
- Last midt på dekket.

For å bestemme skjevlastens bredde er det undersøkt hvilken bredde som gir kritisk utnyttelsesgrad i buene ved belastning på gangveien ved bue 1. Deretter er det påført last med samme bredde på den andre siden av dekket, samt på midten. Lastsituasjonene, med påfølgende deformasjonsformer er presentert i figur 5.1 og 5.2.



Figur 5.1. Skjevlast på brodekkets sider i broens lengderetning, med tilhørende deformasjonsformer.



Figur 5.2. Skjevlast midt på brodekkets lengderetning og jevn last over hele dekket, med tilhørende deformasjonsformer.

Last	Utnyttelsesgrad bue [-]	Deformasjon bue [mm]
Last ved bue 1	0.41	151
Last ved bue 2	0.37	177
Last midt på dekket	0.39	166
Jevn belastning	0.51	156

Tabell 5.1. Maksimal utnyttelsesgrad og deformasjon til buene ved laster i broens lengderetning.

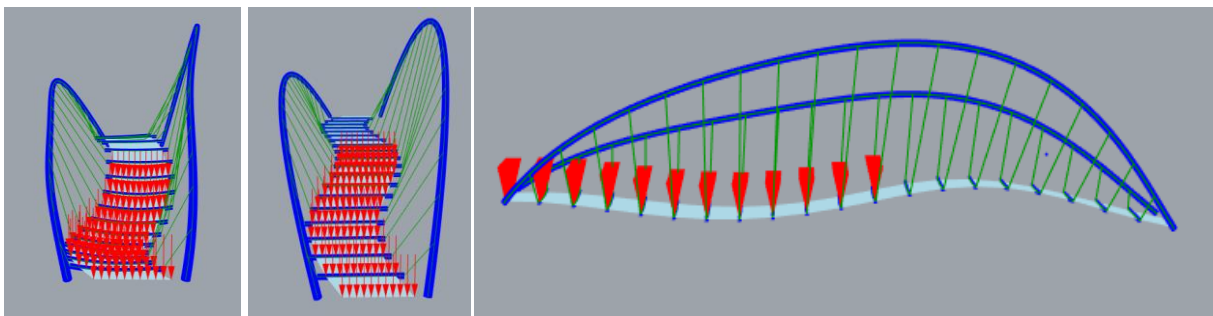
Resultatene i tabell 5.1 viser at broen er relativt motstandsdyktig mot skjevlast i lengderetning. Utnyttelsesgraden i bue 1 er på 0.41 ved skjevlast ved buen. Dette er lavere enn ved jevnt fordelte belastninger, som forutsatt ved dimensjonering av broen.

5.1.1.2 SKJEVLAST VINKELRETT PÅ BROENS LENGDERETNING

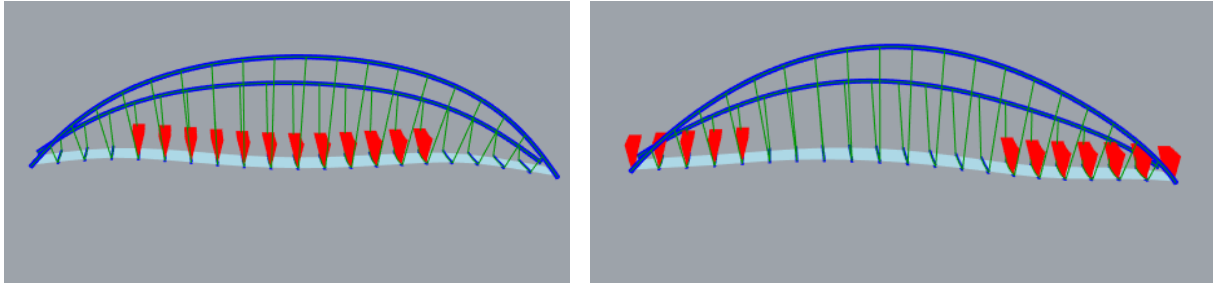
Skjevlast vinkelrett på broens lengderetning kan for eksempel oppstå i situasjoner der store folkemengder beveger seg over broen. For å undersøke denne type skjevlast det sett på fire situasjoner:

- Last på dekkets nordside.
- Last på dekkets sørside.
- Last midt på dekket.
- Last på dekkets ender.

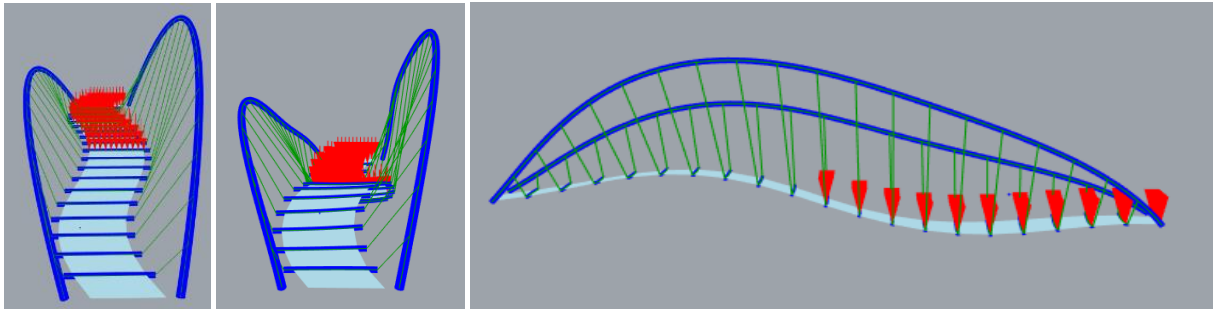
For de forskjellige situasjonene er det, i den parametriske modellen, undersøkt hvilken utbredelse av lasten som gir størst utnyttelsesgrad i buen. De kritiske lastutbredelsene er presentert i figur 5.3 til 5.5.



Figur 5.3. Last på dekkets nordside, med tilhørende deformasjonsform.



Figur 5.4. Venstre: Last midt på dekket. Høyre: Last på dekkets ender.



Figur 5.5. Last på dekkets sørside, med tilhørende deformasjonsform.

Last	Utnyttelsesgrad bue [-]	Deformasjon bue [mm]
Last på dekkets nordside	0.88	190
Last på dekkets sørside	0.87	190
Last midt på dekket	0.57	80
Last på dekkets ender	0.73	250

Tabell 5.2. Maksimalverdier for utnyttelsesgrad og deformasjon i buene ved ulike lastplasseringer på dekket.

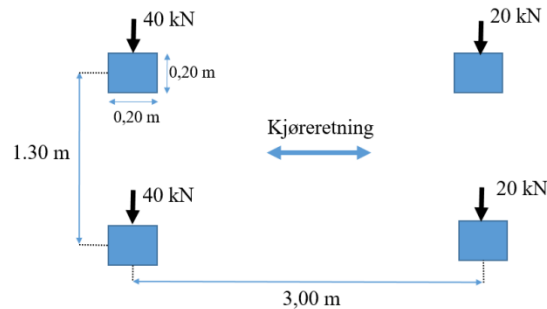
Resultatene fra analysen av skjevlast vinkelrett på broens lengderetning er presentert i tabell 5.2. Sammenlignet med resultatene fra skjevlast i broens lengderetning, presentert i kapittel 5.1.1.1, viser det seg at utnyttelsesgraden i buene øker for alle de vurderte lastsituasjonene. Spesielt ved belastning på dekkets nord- og sørside øker utnyttelsesgraden betraktelig.

5.1.2 TERMISK LAST

Buenes faste innspenning fører til at det dannes tvangskrefter ved temperaturendringer. Termisk last ble neglisjert i den parametriske designfasen for å minke antall lastkombinasjoner, men er aktuell å inkludere for å undersøke om buenes kapasitet vil overstiges. I løpet av en 50 års periode kan det forventes temperaturvariasjoner mellom -22.5°C og 68.1°C . For at buen skal bli utsatt for minst mulig tvangskrefter bør buene monteres i en middeltemperatur på 22.8°C . Tvangskreftene vil da dannes fra en temperaturendring på $\pm 45.3^{\circ}\text{C}$. Beregning av termisk last er utført etter NS-EN 1991-1-5, og vist i vedlegg B. Et positivt temperaturbidrag får buen til å trekke seg sammen, mens et negativt temperaturbidrag får buen til å utvide seg. Termisk last er benyttet i kapittel 5.1.3 for å undersøke høyest mulige utnyttelsesgrad i buene.

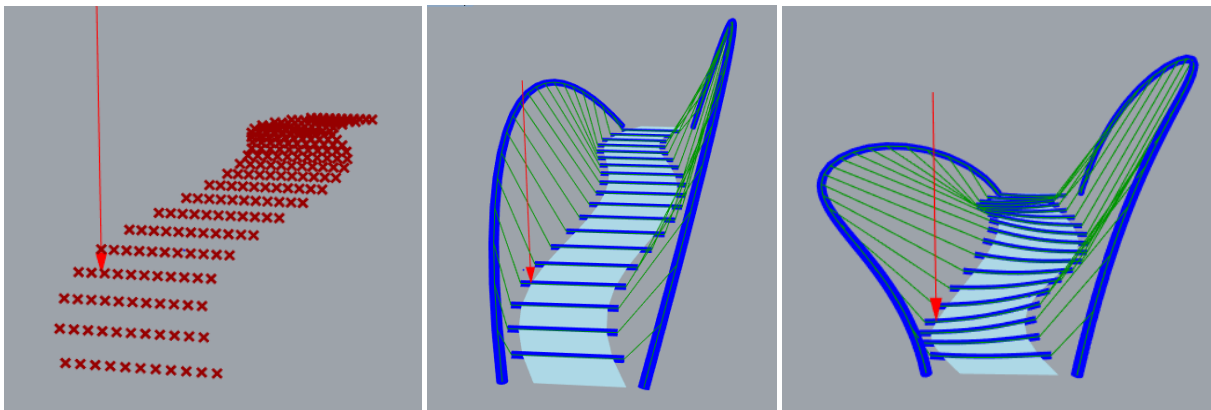
5.1.3 BILLAST

Det er ikke planlagt å installere permanente hindringer for å hindre biler i å ta seg inn på broen. Dermed er det nødvendig å kontrollere buens bæreevne med billast. Bilmodellen som er påført broene er hentet fra NS-EN 1991-2:2003, og er vist i figur 5.6. Bilens totale belastning utgjør 120 kN, som vist i vedlegg B.



Figur 5.6. Billast på dekket.

For å bestemme verste lastplassering parametrisert, ble dekket på nytt delt opp i 440 punkter som vist i figur 5.7. Billasten ble konservativt vurdert til å virke som en punktlast på 120 kN, og det ble laget en algoritme som endret plassering av punktlasten på dekket. Galapagos undersøkte deretter alle mulige plasseringer av billasten for å finne kritisk plassering i forhold til utnyttelse i buene. Med kun billast påført broen, ble høyeste utnyttelse i buen registrert til å være på 0.41. Plasseringen av billasten er vist i på figur 5.7.



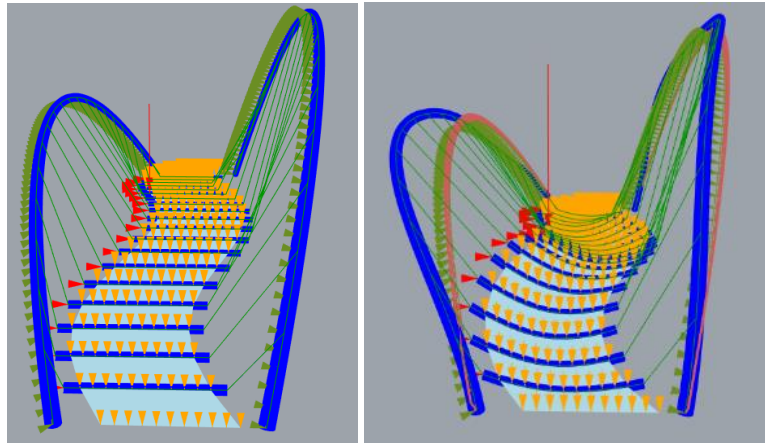
Figur 5.7. Plassering av billast på dekket, med tilhørende deformasjonsform.

Billasten kan opptre i kombinasjon med andre lastkombinasjoner, og det er derfor undersøkt hvor stor utnyttelsesgraden i buen vil være ved de to følgende kombinasjonene:

- Billast i kombinasjon med temperaturlast og lastkombinasjoner benyttet i parametrisert modell.
- Billast i kombinasjon med skjevlast og temperaturlast.

5.1.3.1 BILLAST I KOMBINASJON MED LASTKOMBINASJONER BENYTTET I PARAMETRISK MODELL

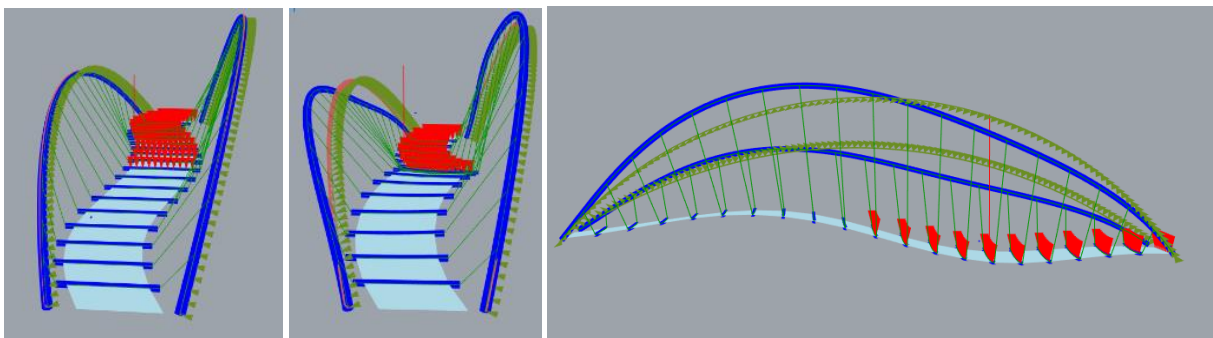
Kritisk plassering av billast i kombinasjon med lastkombinasjonene benyttet i den parametriske modellen, er funnet ved hjelp av Galapagos. Komponenten finner den verste plassering av billasten i hver av lastkombinasjonene, noe som gjør det mulig å undersøke hvilken situasjon som er kritisk. Lastkombinasjon 2 med billast plassert som vist i figur 5.8, viser seg å være mest kritisk. Denne kombinasjonen, sammen med termisk last, gir en maksimal utnyttelsesgrad på 0.69 i buene, og kapasiteten er derfor tilstrekkelig.



Figur 5.8. Lastkombinasjon 2 med verste plassering av punktlast, og tilhørende deformasjonsform

5.1.3.2 BILLAST I KOMBINASJON MED SKJEVLAST

Skjevlasten på dekkets nordside ga, som vist i kapittel 5.1.1, høyest utnyttelse i buene, og er derfor benyttet som utgangspunkt for å finne kritisk plassering av billasten. Med denne belastningen ble Galapagos benyttet for å bestemme den kritiske plasseringen av billasten, i forhold til utnyttelsesgrad. Det er deretter lagt til vindlast og temperaturlast på buen i den retningen som gir økt utnyttelsesgrad. Lastkombinasjonen er vist i figur 5.9.



Figur 5.9. Verste lastkombinasjon med tilhørende deformasjonsform.

Resultatet av kombinasjonen beskrevet over, er at buens maksimale utnyttelsesgrad er 1.11. Det betyr at buens kapasitet er overskredet, og permanente deformasjoner vil oppstå.

5.1.3.3 USIKKERHETER I ANALYSE AV SKJEVLAST

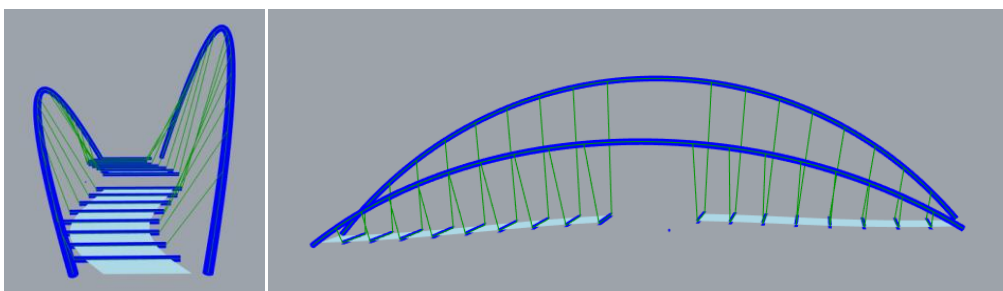
I bestemmelse av høyeste utnyttelsesgrad i buen ligger det flere usikkerheter:

- Lastene som er benyttet for trafikk-, snø- og vindlast er bestemt konservativt.
- Vindlasten i z-retning på dekket vil ikke virke som skjevlast.
- Billasten plassert på samme område som trafikk- og snølasten, noe som medfører at det er beregnet dobbel last i det området bilen er plassert.
- Skjevlaster varierer over dekket, uavhengig av benkens plassering midt på broen. Benken vil tilføre broen tyngde, samtidig som folk kan benytte seg av sitteplassene. Det er derfor rimelig å anta at vurderingen om å plassere trafikklast over hele dekket er gyldig.

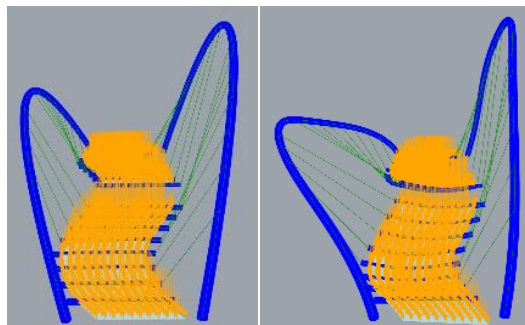
Metoden som er benyttet gir en god indikasjon på konstruksjonens oppførsel ved skjev belastning. Basert på at det foreligger flere konservative vurderinger ved bestemmelse av buens største utnyttelsesgrad, er det valgt å ikke gjøre endringer i broens design. Det må gjøres en mer omfattende analyse for å evaluere om utnyttelsesgraden i buen overstiger 1.0.

5.1.4 BÅTKOLLISJON

Broen spenner over en elv med mye båttrafikk, noe som fører til at designet må kontrolleres for en eventuell båtkollisjon. For denne kontrollen antas det at en 10 meter bred båt kolliderer i broen og river med seg dekket, slik at modellen blir seende ut som vist i figur 5.10. Det er antatt at kollisjon midt på broen er kritisk for broens kapasitet. I første omgang ble maksimal last i negativ z-retning på dekket påført, som svarer til lastkombinasjon 2, beskrevet i kapittel 4.2. Som resultatene i tabell 5.3 viser, vil broen være stabil for denne situasjonen. Broens elementer har utnyttelsesgrad lavere enn 1.0, og global knekklastfaktor er på 7.18. Dette indikerer at broen vil være stabil i kollisjonssituasjonen.



Figur 5.10. Bromodell, der 10 meter av dekket er fjernet.

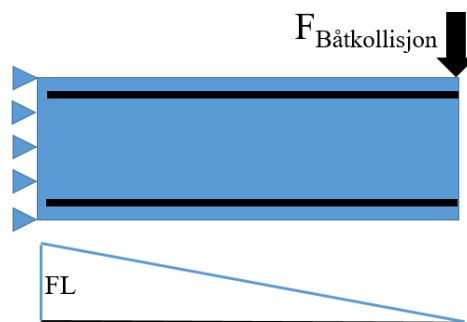


Figur 5.11. Lastkombinasjon 2, med tilhørende deformasjonsform.

Maksimal deformasjon [mm]	230
Utnyttelsesgrad tverrbærere [-]	0.79
Utnyttelsesgrad buer [-]	0.48
Utnyttelsesgrad strekkstag [-]	0.60
Global knekklastfaktor [-]	7.17

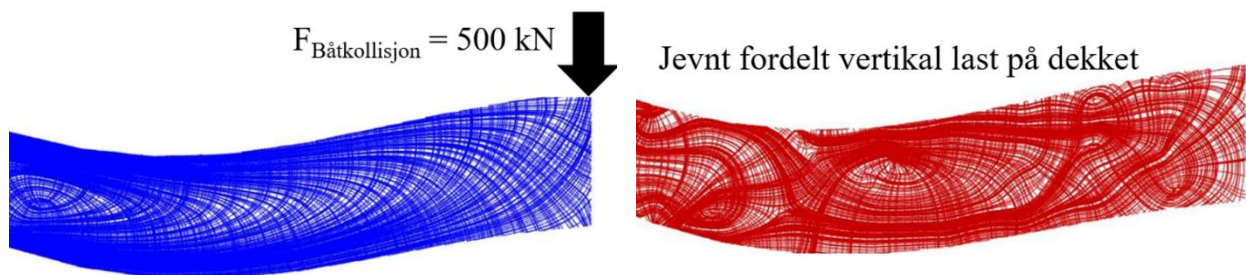
Tabell 5.3. Maksimalverdier ved båtkollisjon med maksimal last i negativ z-retning på dekket.

Båtkollisjon utløser en horisontal kraft i dekket. Den horisontale lasten vil ha begrenset betydning for utnyttelsesgraden i buer og den globale knekkingsstabiliteten. Betongdekket derimot, vil utsettes for store spenninger. Betongdekket som er delt i midten, kan ses på som en utkragerbjelke med en punktlast på enden fra båtkollisjonen, som vist i figur 5.12.



Figur 5.12. Dekket modellert som en utkragerbjelke.

Momentet vil gi strekk og trykk på under- og overkant av bjelken, avhengig av hvilken retning punktlasten virker, og kreftene vil være størst nære opplegget. Det må derfor armeres på betongdekkets sider, og det er gunstig å ha mest armering nære opplegget. Hovedspenningene som følge av last fra båtkollisjon, og jevnt fordelt last over hele dekket er vist i figur 5.13. Mens hovedspenningene fra båtkollisjonen er mest konsentrert ved dekkets kanter og nære opplegget, har hovedspenningene til en jevnt fordelt vertikal belastning en jevnere fordeling.



Figur 5.13. Venstre: Hovedspenninger fra båtkollisjon. Høyre: Hovedspenninger fra jevn vertikal last på dekket.

5.2 DYNAMISK ANALYSE VED BRUK AV HIVOSS

Moderne gangbroer har ofte et slankt design, med tverrsnitt som har høy kapasitetsutnyttelse. Konsekvensen av dette er at vibrasjoner fra gangtrafikk i bruksgrensetilstand ofte er avgjørende for endelige brodesign (Živanović, 2015, s.165). I de dynamiske analysene er det interessant å se på buenes og dekkets forskyvning, da det er ubehagelig for brukere å se deformasjoner. Samtidig kan brukeren kjenne de dynamiske vibrasjonene dersom akselerasjonen i dekket er for høy.

Forslaget som ble sendt inn til Footbridge 2017 Berlin, er i første omgang, kontrollert for akselerasjoner gitt av gangtrafikk. Grasshopper og Karamba har ingen innebygde dynamiske verktøy, men det er mulig å hente ut egenfrekvenser, svingeformer og modal masse. Dette gjør det mulig å benytte forenklede metoder for å finne dekkets akselerasjon, og som kan benyttes som indikasjon på broens dynamiske oppførsel. Se vedlegg D for de første svingeformene opp til 5 Hz, med tilhørende modal masse.

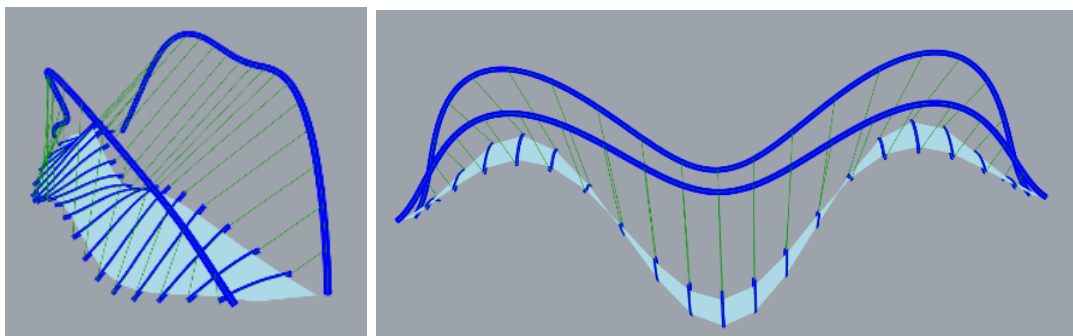
5.2.1 AKSELERASJON I DEKKET

Vibrasjoner fra gangtrafikk på gangbroer kan oppstå i vertikal- og horisontal retning, eller som vridning av dekket. En gangbro med egenfrekvenser mellom 1.25- og 2.3 Hz i vertikal retning, og 0.5- og 1.2 Hz i horisontal retning, kan være utsatt for resonans fra gangtrafikk (HIVOSS 2008a, s.9). For kontroll av dynamiske vibrasjoner med egenfrekvensene fra parametrisert modell er HIVOSS (Human Induced Vibration Of Steel Structures) benyttet. Dette er en designguide for gangbroer i stål, utviklet av forskningsgruppen *Research Fund for Coal and Steel (RFCS)*. Ved å følge retningslinjene til HIVOSS bestemmes broens maksimale akselerasjon i resonans fra gangtrafikk som harmonisk last, for så å vurdere om akselerasjonene vil være ubehagelig for brukere.

Designprosedyren ved bruk av HIVOSS (HIVOSS 2008a, s.8):

- Kartlegge broens kritiske egenfrekvenser.
- Bestemme dimensjonerende trafikklaster.
- Bestemme broens demping.
- Bestemme harmonisk lastmodell.
- Bestemme broens akselerasjon ved resonans.
- Bestemme broens komfortklasse.
- Evaluere om design er tilfredsstillende eller om videre tiltak må gjøres.

Egenfrekvensene gitt av Karamba, er undersøkt for å finne svingeformer som må kontrolleres ved bruk av HIVOSS. Den første horisontale svingeformen i dekket oppstår for en egenfrekvens på 4.96 Hz, og vil være utenfor området for resonans fra gangtrafikk. I vertikal retning er det en dekkebevegelse med egenfrekvens på 2.17 Hz, som er utsatt for resonans fra gangtrafikk. Vertikal svingeform må derfor kontrolleres nærmere. Svingeformene er vist i figur 5.14.



Figur 5.14. Venstre: Horisontal svingeform (4.96 Hz). Høyre: Vertikal svingeform (2.17 Hz).

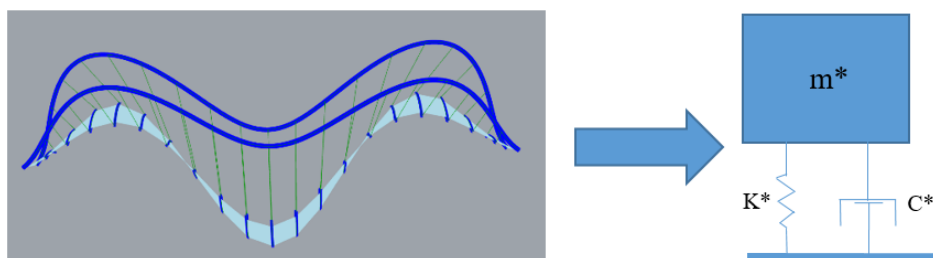
HIVOSS presenterer følgende tre metoder for å komme frem til broens akselerasjon:

- SDOF Method.
- Finite Element Method
- Response Spectra Method.

Det er valgt å benytte SDOF Method og Response Spectra Method, da det ikke er mulig å utføre Finite Element Method i Grasshopper og Karamba.

5.2.1.1 SINGLE DEGREE OF FREEDOM METHOD (SDOF METHOD)

Den dynamiske oppførselen til en konstruksjon kan ofte bestemmes ved modal analyse, også kalt generalisert analyse. En vilkårlig svingeform kan beskrives som en lineær kombinasjon av flere svingninger med systemets egenfrekvens. Hver lineære kombinasjon deles inn i flere masse-fjær-svinger, med én frihetsgrad. Hvert enkeltelement har en egenfrekvens og masse som svarer til systemets egenfrekvens og modale masse. Dette er vist i figur 5.15. SDOF Method benytter et system med én frihetsgrad for å bestemmes broens maksimale akselerasjon fra en harmonisk last (HIVOSS 2008a, s.18). Analysen gjøres innenfor et tidsdomene.



Figur 5.15. Modal analyse av bro.

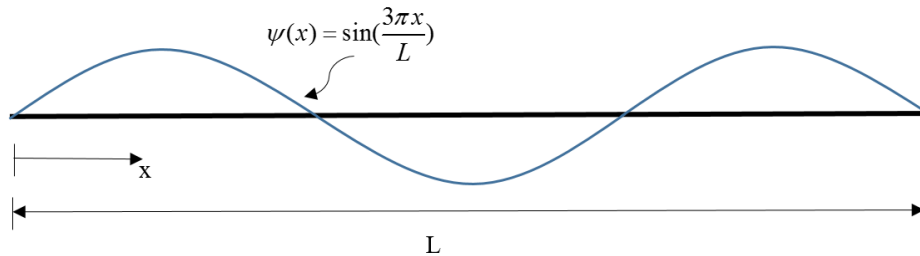
Med SDOF Method bestemmes maksimal akselerasjon ved resonans fra modal masse, modal last, og svingeformens demping:

$$a_{\max} = \frac{p^*}{m^* \cdot 2\xi} \quad (5.2)$$

Grunnet at det er ønsket å ha lav akselerasjon i dekket, er det gunstig å ha stor modal masse og demping i systemet. Modal masse blir beregnet av Karamba, mens den modale lasten bestemmes ved å integrere en harmonisk last, $p(t)$, med formfunksjonen $\psi(x)$ over broens lengde, som vist i formel 5.3. Svingeformen, vist i figur 5.15, er antatt å følge en sinusformet formfunksjon bestående av tre halve sinusbølger, vist i figur 5.16.

Den modale lasten bestemmes ved å integrere over en halv sinusbølge, for så å multiplisere med antall halve sinusbølger, n . Dette representerer en last som alltid virker i retningen broen deformeres, som vist i vedlegg E. Dette er ekvivalent med å integrere en halv sinusbølge som virker over hele lengden.

$$p^* = n \int_0^{\frac{L}{n}} p(t) \psi_n(x) dx = \int_0^L p(t) \psi_1(x) dx \quad (5.3)$$

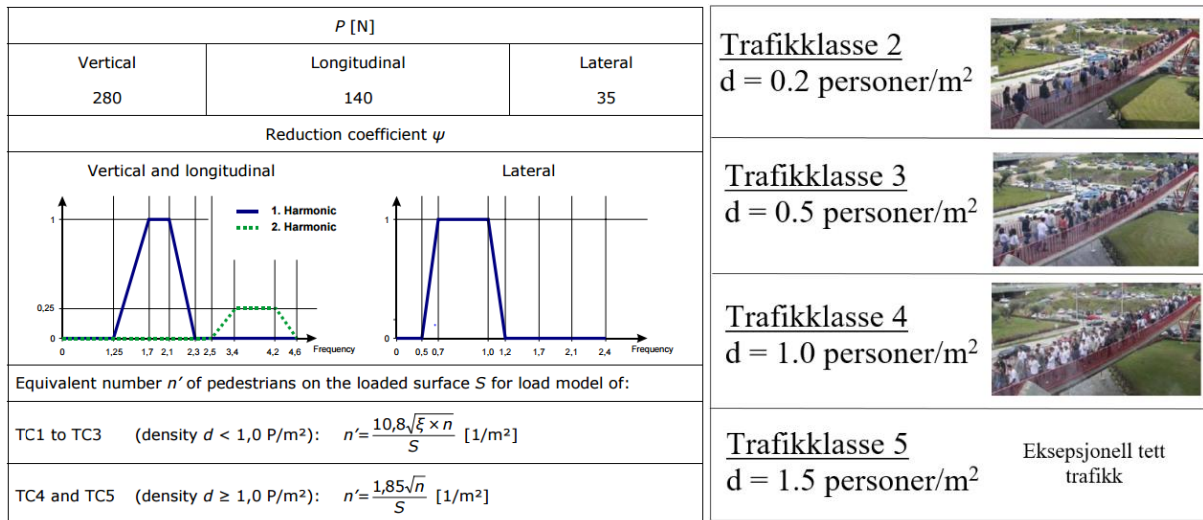


Figur 5.16. Antatt formfunksjon til brodekke.

Den harmoniske lasten fra gangtrafikk er bestemt fra følgende ligning:

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi f_s t) \cdot n' \cdot \psi \quad (5.5)$$

- P er lasten fra en person, som er 280 N i vertikal retning etter figur 5.17.
- ψ er en reduksjonsfaktor som tar hensyn til at stegfrekvensen ikke er den samme som egenfrekvensen. Dersom stegfrekvens og egenfrekvens er sammenfallende, settes $\psi=1$.
- På broen virker det n tilfeldige personer, og varieres ut i fra hvilket trafikklasse som det dimensjoneres for. n' er antall perfekt synkroniserte personer og er redusert i forhold til den totale lasten fra folkemengden, da det er lite sannsynlig at en stor folkemengde opptrer synkront. For gangtrafikk med høy tetthet (trafikklasse 4-5) reduseres ikke n' for broens demping.
- Dempingen som er satt til å være på 1 prosent er basert på hengebroen Weser River bro i Minden presentert i HIVOSS (HIVOSS 2008b, s.39).
- Overflatearealet, S, er bestemt etter å ha antatt en rett brobane med lengde 66 meter og bredde på 6 meter.
- Det er antatt at skillekonstruksjonen i midten av broen ikke bidrar med masse til systemet. Videre antas det at hele brodekket er kan belastes med gangtrafikk.



Figur 5.17. Venstre: Vertikal last, reduksjonsfaktor og ekvivalent antall personer (HIVOSS, 2008a, s. 17). Høyre: Ulike tettheter av gangtrafikk (HIVOSS, 2008a, s. 11-12).

Kontroll av dynamiske vibrasjoner i dekket er gjort for gangtrafikk med lav til høy tetthet, noe som svarer til trafikkklasse 2-5, som definert i figur 5.17. Dekkets komfortkrav for vertikale akselerasjoner er presentert i tabell 5.4. SDOF Method gir maksimale akselerasjoner som presentert i tabell 5.5. De maksimale akselerasjonen tilfredsstill minimum til uakseptabel komfortgrad. Beregninger er utført i vedlegg E og resultatene diskutert i kapittel 5.2.1.3.

Komfortgrad	Vertikal akselerasjon a_{limit} [m/s ²]
Maksimal komfort	<0.50
Medium komfort	0.50-1.00
Minimum komfort	1.00-2.50
Uakseptabelt komfort	>2.50

Tabell 5.4. Komfortgrader ved ulike akselerasjoner (HIVOSS, 2008a, s. 12).

Trafikklasser	a_{max} [m/s ²]	Komfortgrad oppnådd
Trafikkklasse 2	1.65	Minimum
Trafikkklasse 3	2.60	Uakseptabelt
Trafikkklasse 4	6.31	Uakseptabelt
Trafikkklasse 5	7.72	Uakseptabelt

Tabell 5.5. Komfortgrader i broen for ulike trafikklasser (HIVOSS, 2008a, s. 12).

5.2.1.2 RESPONSE SPECTRA METHOD

Brobanens maksimale akselerasjon er i tillegg bestemt ved bruk av Response Spectra Method. Den maksimale akselerasjonen til systemet bestemmes etter følgende formel:

$$a_{\text{max},d} = k_{a,d} \cdot \sigma_a \quad (5.6)$$

Faktorene $k_{a,d}$ og σ_a er utledet fra Monte Carlo-simuleringer med ulik gangtrafikk og gangbrogeometrier. Response Spectra Method beskriver stokastisk gangtrafikk og systemets respons innenfor et konfidensintervall, uten å betrakte et tidsdomene (HIVOSS 2008a, s.19).

Antagelser som forutsettes ved bruk av Response Spectra Method (HIVOSS 2008a, s.19):

- Systemet er lineært elastisk.
- Masser er jevnt fordelt over broen.
- Formfunksjoner er sinusformet.
- Ingen modal kobling eksisterer.
- Gjennomsnittlig stegfrekvens fra trafikklaster er sammenfallende med broens egenfrekvens.

Resultatene ved de ulike trafikkllassene er presentert i tabell 5.6. Ved bruk av Response Spectra Method vil det være minimum til uakseptabel komfortgrad for de ulike trafikkllassene. Resultatene er diskutert i kapittel 5.2.1.3.

Trafikklasse	a_{max} [m/s ²]	Komfortgrad
Trafikklasse 2	1.14	Minimum
Trafikklasse 3	1.80	Minimum
Trafikklasse 4	2.76	Uakseptabel
Trafikklasse 5	2.63	Uakseptabel

Tabell 5.6. Maksimale akselerasjoner ved bruk av Response Spectra Method

5.2.1.3 DISKUSJON

Både SDOF Method og Response Spectra Method gir akselerasjoner med uakseptabel komfortgrad ved trafikklasse 4 og 5. Spesielt gir SDOF Method meget store akselerasjoner i disse trafikkllassene. Dette tilsvarer folkemengder der det er vanskelig å bevege seg uten å bli hindret (HIVOSS, 2008a, s. 12). Ulike komfortgrader kan settes for det spesifikke prosjekt, og vurderes ut ifra antall forventede brukere av broen. Grunnet at broen ligger sentralt i Berlin kan det forventes store folkemengder på broen, og det kan derfor oppstå uakseptabel komfort. Trafikklasse 2, som svarer til en folkemengde på 0.2 personer per kvadratmeter, er det rimelig å forvente at oppstår hyppig. Det er derfor ønskelig med en bedre komfortgrad enn minimum for denne trafikkllassen.

Det finnes ulike tiltak for å gjøre akselerasjonen i dekket mindre. Et alternativ er å øke tykkelsen på dekket, da en dobling av den modale massen vil halvere dekkets akselerasjon ved bruk av SDOF Method. Dekkets tykkelse vil også påvirke broens svingeform og egenfrekvenser. De vertikale egenfrekvensen kan dermed havne utenfor det kritiske området på 1.2 til 2.3 Hz. Før videre tiltak gjøres er det relevant å gjøre en analyse på gangtrafikk av halve brobanen, da sykkel- og gangtrafikk i realiteten er adskilt fra hverandre.

Det bør gjøres nærmere analyser ved bruk av et FEM – program for å øke resultatenes nøyaktighet. Samtidig er det svært relevant å undersøke hvordan buene og dekket forskyves i forhold til harmonisk gangtrafikk.

I beregningene av akselerasjon for SDOF Method og Response Spectra Method ligger det flere usikkerhetsmomenter:

- Vertikal svingeform er antatt å følge en sinusfunksjon, da formfunksjonen, $\psi(x)$, ble definert. Dette vil påvirke den modale lasten, p^* , og dermed maksimal akselerasjonen ved bruk av SDOF Method.
- Stegfrekvensen til brukerne kan bli påvirket av at brobanen kurver. Det ligger dermed usikkerhet til at stegfrekvensen fortsatt er sammenfallende med broens egenfrekvens. Usikkerheten vurderes til å være liten, da brobanen har relativt slake svinger.
- Det ligger usikkerhet i hvor mange som kommer til å bruke broen. I evaluering av akseptable komfortgrader er det rimelig å anta en bro med høy popularitet.
- Massen er ikke jevnt fordelt over hele broen, da dekket er kurvet og tverrbærere ligger med en avstand mellom hverandre. Dette er med på å påvirke resultatene fra Response Spectra Method, som antar jevnt fordelt masse over hele broen.
- Benkens egenvekt er ikke medregnet. Denne vil tilføre broen en større modal masse, og dermed redusere broens maksimale akselerasjon.

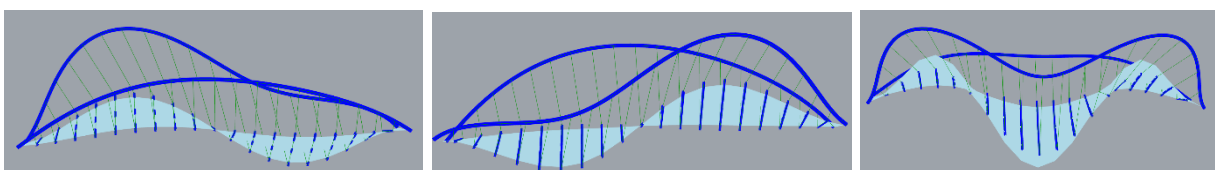
5.2.2 DEKKEMASSENS PÅVIRKNING PÅ KONSTRUKSJONENS EGENFREKVENSER

For å evaluere dekkemassens påvirkning på de vertikale egenfrekvensene, er tykkelsen til betongdekket endret til 10- og 500 millimeter tykkelse. Dette er gjort for å undersøke hvordan dekkets masse påvirker svingeformer og egenfrekvenser, som er avgjørende for dekkets akselerasjon. Tabell 5.7 viser resultatene fra denne analysen, sammen med det valgte dekket med en tykkelse på 150 millimeter.

Dekketykkelse [mm]	Kritiske egenfrekvenser [Hz]	Modal masse, m^* [kg]
10	1.79	27 741
500	2.19	140 393
150 (Footbridge 2017 Berlin)	2.17	52 055

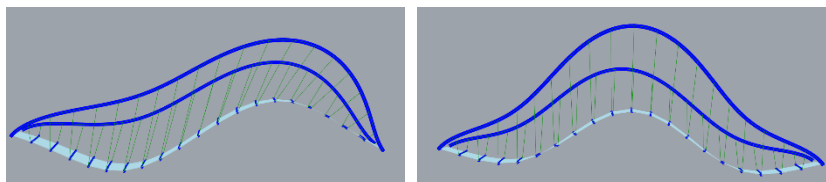
Tabell 5.7. Kritiske egenfrekvenser og modal masse for ulike dekketykkelse.

Et betongdekke på 10 millimeter vil ha egenfrekvenser i vertikal retning på 1.52 Hz, 1.72 Hz og 2.91 Hz, som vist i figur 5.18. De ulike svingeformene styres av at det er en av buene som utgjør det største forskyvningsutslaget, og medfører at dekket vil få en vridning, da det har mistet mye av sin stivhet. Det forventes at gangtrafikk på en side av broen vil forekomme, noe som gjør at det ikke er ønskelig å ha et dekke som er utsatt for vridning. Samtidig er egenfrekvensen på 1.72 Hz utsatt for resonans fra gangtrafikk. Med en modal masse som er omtrent halvparten av svingeformen kontrollert med HIVOSS vil store akselerasjoner forekomme.



Figur 5.18. Betongdekke på 10 mm. Egenfrekvenser fra venstre: 1.53 Hz, 1.72 Hz og 2.91 Hz.

Et betongdekke på 500 millimeter vil ha to vertikale egenfrekvenser, på 1.16 Hz og 2.19 Hz. Den økte stivheten til dekket fører til at det ikke vil oppstå vridning av dekket, som vist i figur 5.19. Svingeformen på 2.19 Hz med 500 millimeters dekke er svært lik svingeformen på 2.17 Hz til det 150 millimeter tykke dekket. Den modale lasten vil være lik for begge svingeformene, men den modale massen vil være nesten tre ganger så høy på grunn av dekkets tyngde. Dette vil redusere den vertikale akselerasjonen i dekket betraktelig, og komfortgraden vil kunne forbedres. Ved å øke dekkets tykkelse er det ikke mulig å unngå det kritiske området for stegfrekvensen, noe som gjør at det må kontrolleres for resonans fra gangtrafikk i vertikal retning.



Figur 5.19. Betongdekke på 500 mm. Egenfrekvenser fra venstre: 1.16 Hz og 2.19 Hz.

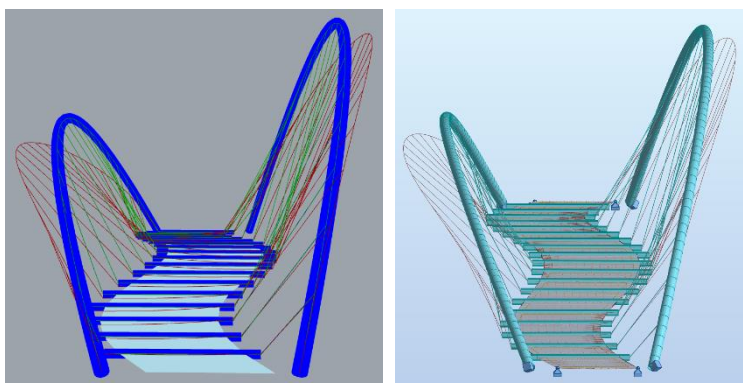
I horisontal retning oppstår den første svingeformen for dekket på 10 millimeter ved 3.30 Hz, og vil være mye større for et dekke med tykkelse på 500 millimeter. Ved endring i dekketykkelsen er det ikke nødvendig å kontrollere horisontal akselerasjon i dekket, grunnet at den horisontale egenfrekvensen er utenfor området for resonans fra gangtrafikk.

6 ANALYSE AV USIKKERHETSMOMENTER I PARAMETRISK DESIGN

I tidlig designfase er målet med en parametriske modell å kunne analysere ulike utforminger, både arkitektonisk og konstruktivt. For å effektivisere denne prosessen er det som beskrevet gjennom oppgaven, gjort flere antakelser og forenklinger. Dette gjør at det finnes usikkerhetsmomenter i resultatene presentert i kapittel 4 og 5. Modellen skal gjøre arbeidet tidseffektivt, og det er viktig at resultatene gitt av en parametriske modell, avviker minst mulig fra fullstendige konstruksjonsanalyser om gjennomføres i senere designfase. I dette kapittelet er det fokusert på usikkerheter i lastkombinasjonene og broens dynamiske oppførsel.

For vurdering av valgte lastkombinasjoner samt gjennomføring av dynamiske analyser, er det benyttet dataprogrammet Robot. For vurdering av lastkombinasjoner er det gjort en ikke-lineær analyse i Robot, grunnet at strekkstagene ikke tar trykk.

For å sikre at det er samsvar mellom modellene fra Grasshopper/Karamba og Robot er blant annet deformasjonsformen ved belastning av egenvekt sammenlignet, som vist i figur 6.1.



Figur 6.1. Deformasjonsform fra egenvekt i Karamba sammenlignet med Robot.

6.1 LASTKOMBINASJONER

For å vurdere lastkombinasjonene er det i Robot-modellen benyttet de samme karakteristiske lastverdiene som er benyttet i den parametriske modellen, beskrevet i kapittel 4.2.1, vist i tabell 4.1.

Fra de karakteristiske lastene er det av Robot generert lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstand. Totalt er det automatisk generert 320 lastkombinasjoner etter NS-EN 1990:2002+NA:2008.

For kontroll av lastkombinasjonene, er det i tabell 6.1 presentert en sammenligning av ulike maksimalverdier gitt av Robot og maksimalverdiene gitt av Karamba med grunnlag i de antatt verste lastkombinasjonene.

	Karamba	Robot	Differanse [%]
Buer – Deformasjon [mm]	302	323	9
Buer – Moment [kNm]	1777	1987	12
Buer – Trykkraft [kN]	2645	3116	18
Buer – Strekkraft [kN]	-	-	-
Tverrbærere – Deformasjon [mm]	61	53	-13
Tverrbærere – Moment [kNm]	124	108	-13
Tverrbærere – Trykkraft [kN]	3	5	67
Tverrbærere – Strekkraft [kN]	82	92	12
Strekstag – Deformasjon [mm]	302	323	9
Strekstag – Strekkraft [kN]	148	170	15

Tabell 6.1. Sammenligning av utvalgte maksimalverdier fra analyse i Karamba og Robot.

Differansen mellom Karamba og Robot varierer hovedsakelig fra 9 til 18 prosent, og Robot gir generelt høyere maksimalverdier. Dette er som forventet ettersom det er vanskelig å finne de kritiske lastkombinasjonene i en parametrisk modell. Det er valgt å se bort fra den store differansen for trykkraften i tverrbærerne, grunnet lave verdier.

Deler av avvikene kan komme av at Robot benytter sikkerhetsfaktor på 0.85 til 1.2 for egenvekt. I Karamba ble denne sikkerhetsfaktoren satt til 1.0. Dette ble gjort for å redusere antall lastkombinasjoner, samtidig som det var vanskelig å vurdere hvilke utslag sikkerhetsfaktoren vil ha for deformasjonene i buen. Ved ulike utforminger av broen kan høy egenvekt enten være gunstig eller ugunstig, spesielt i forhold til deformasjoner i buene. Nærmere undersøkelse viser at flere av de kritiske lastkombinasjonene i Robot inkluderer sikkerhetsfaktoren 1.2. For å undersøke om dette har en utslagsgivende effekt, ble sikkerhetsfaktoren i Karamba endret til 1.2. Resultatet av dette er presentert i tabell 6.2.

	Karamba	Robot	Differanse [%]
Buer – Deformasjon [mm]	340	323	-5
Buer – Moment [kNm]	2030	1987	-2
Buer – Trykkraft [kN]	2878	3116	8
Buer – Strekkraft [kN]	-	-	-
Tverrbærere – Deformasjon [mm]	63	53	-16
Tverrbærere – Moment [kNm]	132	108	-18
Tverrbærere – Trykkraft [kN]	3	5	67
Tverrbærere – Strekkraft [kN]	88	92	5
Strekstag – Deformasjon [mm]	340	323	-5
Strekstag – Strekkraft [kN]	157	170	8

Tabell 6.2. Sammenligning av utvalgte maksimalverdier fra analyse i Karamba og Robot ved endring av sikkerhetsfaktor for egenvekt i Karamba.

Effekten av å øke sikkerhetsfaktoren for egenlast i Karamba er en redusert differanse mellom flere av resultatene. Avviket ligger nå hovedsakelig mellom 2 og 18 prosent. I tillegg har noen av maksverdiene skiftet fra å være mindre i Karamba, til å være mindre i Robot. Dette indikerer at deler av differansen kan forklares med egenvektens sikkerhetsfaktor. Valget av sikkerhetsfaktor burde vært revurdert underveis i designprosessen, noe som kunne ført til større nøyaktighet i de valgte lastkombinasjonene.

De karakteristiske lastene som er benyttet for å generere lastkombinasjoner i Karamba og Robot er konservative. Dette er gjort av hensyn til at det kan oppstå verre lastkombinasjoner enn det som er forutsatt i den konseptuelle fasen. Ved bestemmelse av nye karakteristiske laster for den endelige bueformen, er det å forvente at resultatene fra den konseptuelle fasen stemmer bedre overens med resultatene i Robot. For en mer presis sammenligning av resultatene i Karamba og faktiske resultater for konstruksjonen, vil det være interessant å detaljberegne lastene som vil virke på det endelige brodesignet.

Nærmere kontroll av lastkombinasjonene viser at det hovedsakelig er de samme kombinasjonene av laster i Karamba og Robot, med noen ulikheter i sikkerhetsfaktorene, som gir de kritiske verdiene presentert i tabell 6.1. Dette underbygger at de tidlig antatt verste lastkombinasjonene er representative for de faktisk kritiske belastningssituasjonene broen kan komme ut for. Lastkombinasjonene som ble valgt i Karamba er meget aktuelle som dimensjonerende laster i den konseptuelle design-fasen.

6.2 DYNAMISK ANALYSE

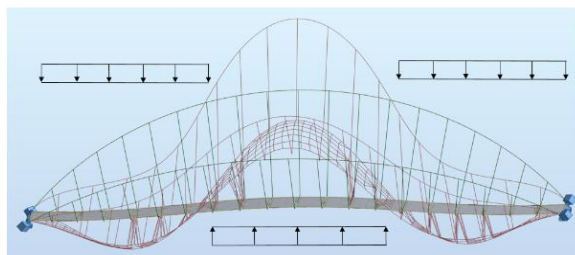
Broens dynamiske oppførsel kan være avgjørende for broens design. Modellen er implementert i Robot for videre evaluering. I dette kapitlet bestemmes forskyvningene i buene og dekket fra trafikklast. Laster og komfortkrav er bestemt i henhold til HIVOSS. I tillegg sammenlignes akselerasjonene med resultatene fra kapittel 5.2.1.

I den dynamiske analysen med Robot er det gjort en *time history-analysis* ved bruk av *Modal Decomposition Method*. Akselerasjoner og forskyvninger er funnet etter at svingningene er i stabil tilstand.

6.2.1 ANALYSER I ROBOT

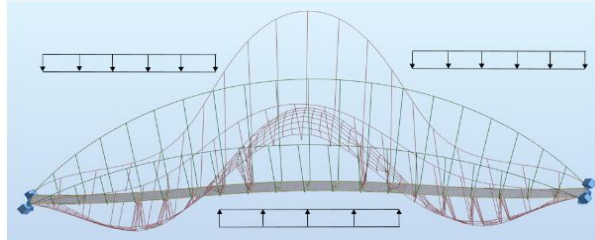
Det ble tatt for seg følgende tre analyser i Robot:

1. Vertikal belastning over hele dekket. Harmonisk belastning er påført i samsvar med svingeformens bevegelse, vist i figur 6.2. Svingeformen, med egenfrekvens på 2.18 Hz i Robot samsvarer med svingeformen fra Karamba på 2.17 Hz, vist i figur 5.14 i kapittel 5.2.1.



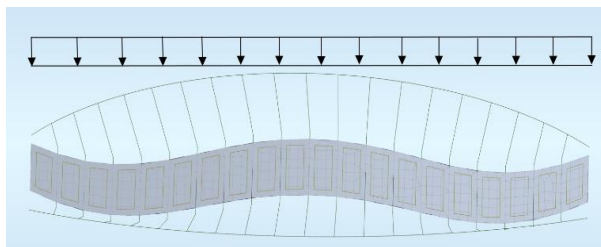
Figur 6.2. Belastning av vertikal svingemode med egenfrekvens på 2.18 Hz.

- Vertikal belastning over halve brobanen. Gangtrafikk vil foregå på den ene siden av broen, og sykkel på andre siden av skillekonstruksjonen. Fordeling av harmonisk last er som vist i figur 6.3.



Figur 6.3. Belastning av vertikal svingemode med egenfrekvens på 2.18 Hz

- Horisontal belastning over hele dekket, som vist i figur 6.4.



Figur 6.4. Horisontal belastning over hele dekket. Bro sett ovenfra.

6.2.2 INPUT-PARAMETERE I ROBOT VED BRUK AV *MODAL DECOMPOSITION METHOD*

Følgende parametere er benyttet i modellen for å gjennomføre den dynamiske analysen:

- Harmonisk last i vertikal retning er satt til å tilsvare styrken til trafikkklasse 4 i HIVOSS (HIVOSS, 2008a, s.12). Lasten oscillerer med en frekvens på 2.18 Hz, og er følgelig:

$$p_{\text{vertikal}}(t) = P \cdot n' \cdot \psi \cdot \sin(2\pi f_s t) = 32 \frac{N}{m^2} \sin(13.70 \frac{\text{rad}}{s} \cdot t) \quad (6.1)$$

- Harmonisk last i horisontal retning er satt til samme styrke som i vertikal retning. Last er satt til å oscillere med 1 Hz.

$$p_{\text{horisontal}}(t) = P \cdot n' \cdot \psi \cdot \sin(2\pi f_s t) = 32 \frac{N}{m^2} \sin(6.28 \frac{\text{rad}}{s} \cdot t) \quad (6.2)$$

- Det er benyttet 30 svingformer med en 1 prosent demping. Demping er basert på hengebroen Weser River bro i Minden presentert i HIVOSS (HIVOSS, 2008b, s.39).
- Analyse med last og respons er beregnet for 30 sekunder, med tidssteget $\Delta t=0.01s$.
- Strekkstagene er modellert som bjelkeelementer med ledd i begge ender. Elementet kan ta trykk- og strekkrefter.

6.2.3 RESULTATER

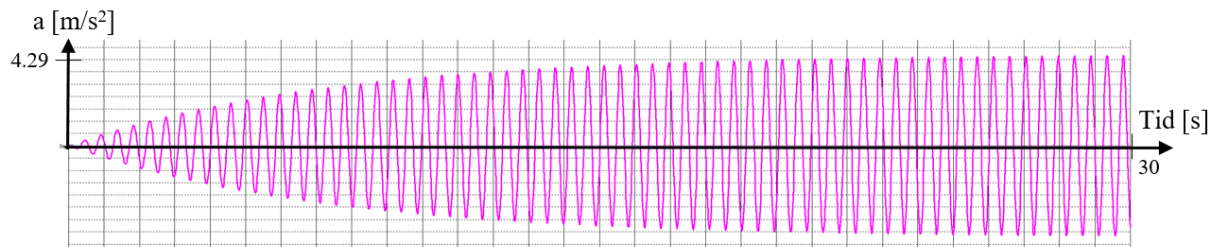
I dette avsnittet presenteres de dynamiske resultatene i Robot ved bruk av *Modal Decomposition Method*

6.2.3.1 VERTIKAL HARMONISK LAST OVER HELE DEKKET

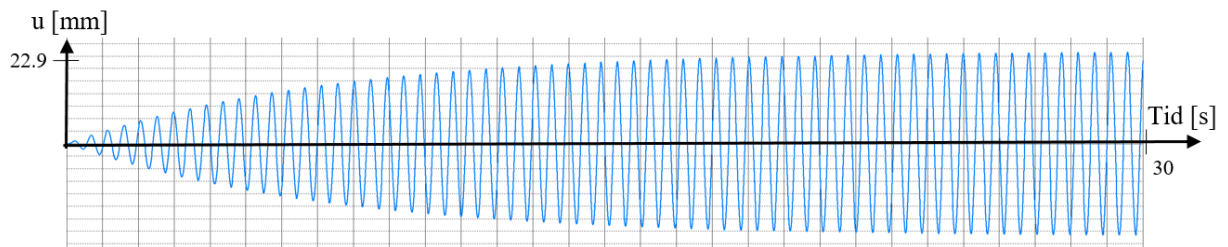
Maksimale forskyvninger og akselerasjoner fra vertikal last over hele dekket er presentert i tabell 6.3. De største forskyvningene og akselerasjonene forekommer omtrent midt på broen. Akselerasjon og forskyvning i dekket og buen er plottet som funksjon av tiden, og vist i figur 6.5 til 6.7.

Vertikal belastning over hele dekke	Akselerasjon [m/s^2]	Deformasjon [mm]
Dekke	4.29	22.9
Bue	-	20.7

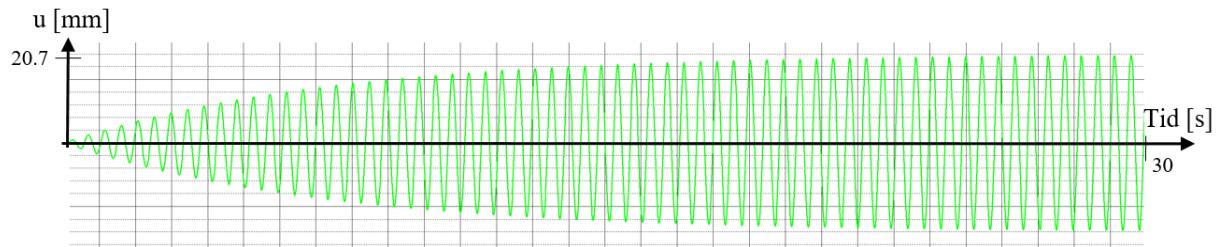
Tabell 6.3. Maksimal akselerasjoner og deformasjoner i dekket og buen ved vertikale belastning over hele dekket.



Figur 6.5. Akselerasjon i dekket fra vertikal harmonisk last over hele dekket.



Figur 6.6. Forskyvning i dekket fra vertikal harmonisk last over hele dekket.



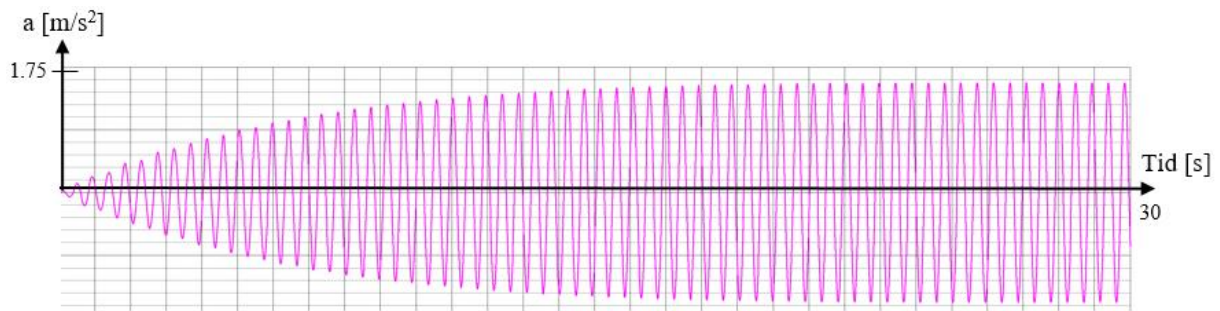
Figur 6.7. Forskyvning i buen fra vertikal harmonisk last over hele dekket.

6.2.3.2 VERTIKAL HARMONISK LAST OVER HALVE DEKKE

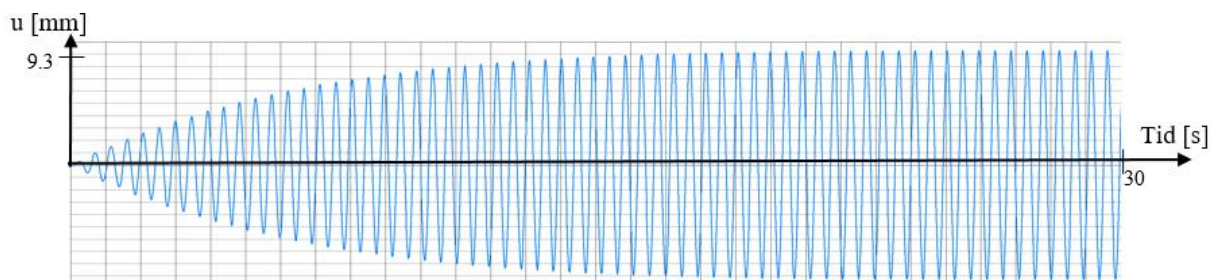
Maksimalle forskyvninger og akselerasjoner fra vertikal last over halve dekket er presentert i tabell 6.4. De største forskyvningene og akselerasjonene forekommer omtrent midt på broen. Akselerasjon og forskyvning i dekket og buen er plottet som funksjon av tiden, og vist i figur 6.8 til 6.10.

Vertikal belastning over hele dekke	Akselerasjon [m/s^2]	Deformasjon [mm]
Dekke	1.75	9.3
Bue	-	8.9

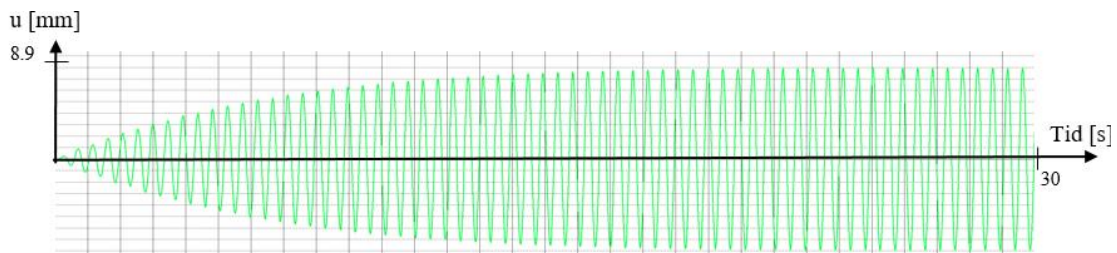
Tabell 6.4. Maksimal akselerasjoner og deformasjoner i dekket og buen ved vertikale belastning over halve dekket



Figur 6.8. Akselerasjon i dekket fra vertikal harmonisk last over halve dekket.



Figur 6.9. Forskyvning i dekket fra vertikal harmonisk last over halve dekket.



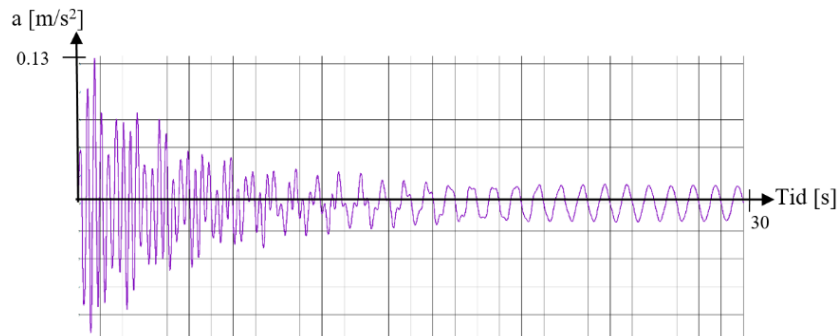
Figur 6.10. Forskyvning i buen fra vertikal harmonisk last over halve dekket.

6.2.3.3 HORIZONTAL HARMONISK LAST OVER HELE DEKKE

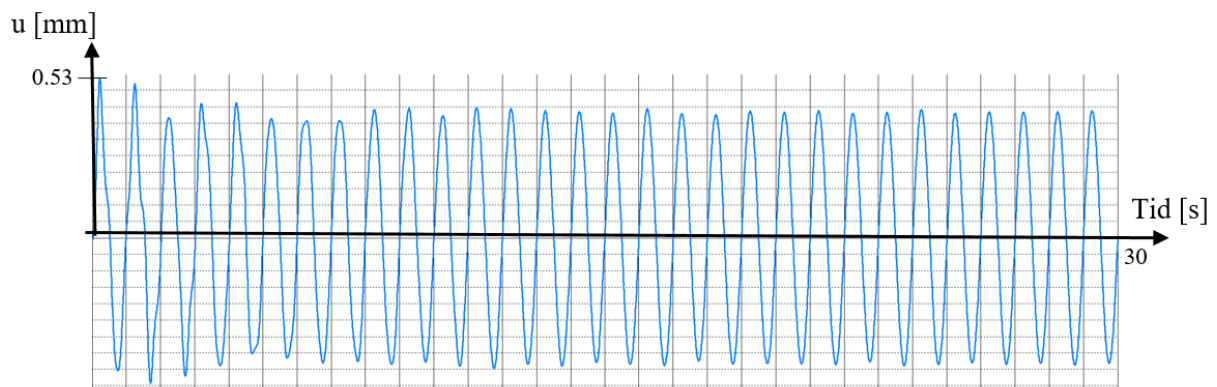
Maksimalle forskyvninger og akselerasjoner fra horisontal last over hele dekket er presentert i tabell 6.5. Akselerasjon og forskyvning i dekket og buen er plottet som funksjon av tiden, og vist i figur 6.11 til 6.13.

Horisontal belastning over dekke	Akselerasjon [m/s^2]	Deformasjon [mm]
Dekke	0.13	0.53
Bue	-	1.01

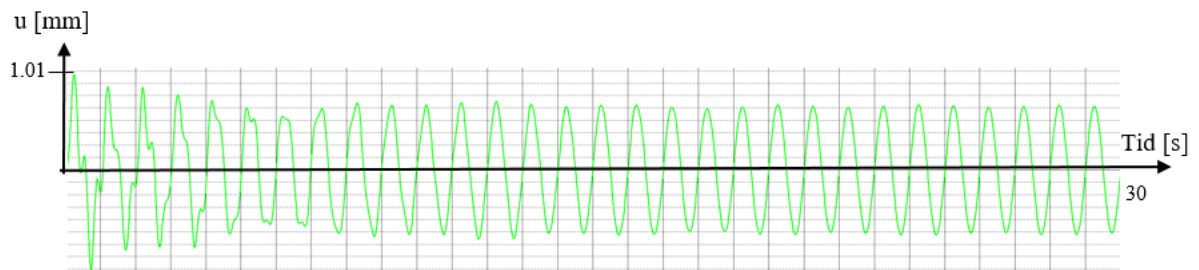
Tabell 6.5. Akselerasjoner og deformasjoner i dekket og buen ved horisontal belastning over hele dekket.



Figur 6.11. Akselerasjon i dekket fra horisontal harmonisk last over hele dekket.



Figur 6.12. Forskyvning i dekket fra horisontal harmonisk last over hele dekket.



Figur 6.13. Forskyvning i bue fra horisontal harmonisk last over hele dekket.

6.2.4 DISKUSJON

Det viser seg at buene og dekket ikke påvirkes i stor grad av horisontal harmonisk last på dekket. Resultater presentert i tabell 6.5 viser at akselerasjoner og deformasjoner vil være minimale. Dette er som forventet, da dekket ikke har noen svingeform for lavere frekvenser.

Videre i diskusjonen sammenlignes de dynamiske resultatene fra vertikal belastning med resultatene som er beregnet etter HIVOSS i kapittel 5.2.1. Samtidig vurderes akselerasjon og deformasjon i dekket og buene, for å vurdere om eventuelle tiltak må gjøres.

Vertikale akselerasjoner i dekket for SDOF Method, Response Spectra Method og Modal Decomposition Method er presentert i tabell 6.6. For trafikkklasse 4 varierer akselerasjonene i dekket fra 2.17 til 6.31 m/s^2 for de ulike metodene. Det er rimelig å anta at Modal Decomposition Method gir mest nøyaktige resultater, grunnet at denne dynamiske analysen er gjort med FEM – programmet Robot. Det foreligger også feilkilder ved denne metoden, som presenteres i kapittel 6.1.5

Trafikkklasse 4	a_{\max} [m/s^2]
SDOF Method	6.31
Response Spectra Method	2.76
Modal Decomposition Method	4.29

Tabell 6.6. Sammenligning av vertikale akselerasjoner for SDOF Method, Response Spectra Method og Modal Decomposition Method for trafikkklasse 4.

Ved bruk av SDOF Method er akselerasjonen i dekket målt til 6.31 m/s^2 . Response Spectra Method gir en betydelig lavere akselerasjon, beregnet til 2.17 m/s^2 . Under antagelsen av at den dynamiske analysen i Robot gir et godt bilde på broens dynamiske oppførsel, viser det seg at SDOF Method gir mest korrekte resultater for dette prosjektet. Det er viktig å være klar over at SDOF Method kan overvurdere akselerasjonsverdier for høyere trafikkklasser. Dette må tas med i vurdering av eventuelle designendringer. SDOF Method gir uansett en god indikasjon på systemets dynamiske respons, og metoden vurderes derfor til å være tilstrekkelig egnet for bruk i den konseptuelle designfasen. Forskjellene mellom SDOF Method og Response Spectra Method avtar for lavere trafikklasser, vist i kapittel 5.1

Resultatene i tabell 6.3 til 6.5 viser at forskyvninger i buen og dekket vil variere mellom 0.5- og 23 millimeter. Deformasjonene er små sammenlignet med den maksimale statiske deformasjonen av buene på 301- og 302 millimeter, og den globale deformasjonen av tverrbærerene på 61 mm. De små dynamiske forskyvningene vil trolig ikke være synlige eller ubehagelige for brukerne grunnet konstruksjonens størrelse, og de dynamiske forskyvningene vil derfor ikke være dimensjonerende for broens design.

Tabell 6.3 og 6.4 viser at akselerasjonen i dekket på 4.29 m/s^2 og 1.75 m/s^2 , avhengig av om hele eller deler av dekket er belastet av harmonisk last. Dette viser at det er gunstig å dele inn broen i sykkel- og gangvei for å forbedre den dynamiske responsen. Fra HIVOSS er akselerasjon som er høyere enn 2.5 m/s^2 ansett som uakseptabel komfort. Siden det er et skille mellom gang- og sykkelvei kan det forventes akselerasjoner på 1.75 m/s^2 ved trafikkklasse 4.

Dette tilsvarer minimum komfort, noe som bør unngås. Her bør det vurderes tiltak for å redusere dekkets akselerasjon. Eventuelt kan komfortklassen godtas, med bakgrunn i at trafikkklasse 4 er en belastningssituasjon som sjeldent vil oppstå.

Inndelingen gjør gangbroen utsatt for svingeformer som vrir seg, noe som bør undersøkes i videre prosjektering.

6.2.5 FEILKILDER

Feilkilder i den dynamiske analysen gjort i Robot inkluderer følgende:

- Strekkstagene er modellert som bjelkeelementer, og ikke strekkstag. Den dynamiske responsen til broen er vurdert til å være tilstrekkelig for konseptuell design. I mer detaljerte analyser kan strekkstagene forspennes ved å sette på en temperaturlast.
- Horisontallast på dekket er for høy i forhold til retningslinjene presentert av HIVOSS. Dette har ingen stor betydning da dette ikke gav noen utslagsgivende resultater.
- Det ligger usikkerheter knyttet til demping, da det er benyttet en hengebro som referanse. I tillegg vil dempingen være ulik for de ulike metodene for *Modal Decomposition Method*. Det er forsøkt å være konservativ i bestemmelse av demping, og den er derfor satt til 1 prosent.
- Nøyaktigheten ved bruk av *Modal Decomposition Method* kan forbedres ved å inkludere flere svingeformer og kortere tidsintervall på beregninger. Denne feilkilden er vurdert til å være minimal, grunnet at det er valgt mange svingeformer og korte tidsintervaller.
- Det er ikke tatt hensyn til skillekonstruksjonen på broen. Skillekonstruksjonen ville tilført broen større masse, noe som ville gitt lavere målbar akselerasjon.

7 ERFARINGER MED PARAMETRISK DESIGN

Underveis i prosessen er det gjort en rekke erfaringer med parametrisk design som verktøy for brouforming. I dette kapittelet er det beskrevet det som er opplevd som de største fordelene og utfordringene.

7.1 FLEKSIBILITET I MODELLEN

En av grunnene til å benytte parametriske verktøy, er å redusere avstanden mellom ingeniører og arkitekter i den konseptuelle fasen. Muligheten til å fortløpende vurdere ulike utforminger har gagnet brodesignet både konstruktivt og arkitektonisk.

I komplekse strukturer som brokonstruksjoner kan det være vanskelig å forutsi konstruksjonens oppførsel ved ulike endringer. Resultatene som følger av analyseverktøyet Karamba gir et tilstrekkelig godt bilde på broens bæreevne, og vil derfor gjøre at konstruksjoner kan utformes raskt og effektivt. Muligheten for rask undersøke et stort antall utforminger er et godt hjelpemiddel for å forstå konstruksjonens bæresystem, og hvordan endringer i ett av broens elementer påvirker de øvrige elementene. Dette er selvsagt spesielt nyttig i arbeid med nye og innovative konstruksjonsformer.

Denne fleksibiliteten kan i tillegg benyttes for å kontrollere at modellens resultater er korrekte. Ved analyse av irregulære former kan være vanskelig å vurdere om resultatene som gis har rimelige. Gjennom mulighet til enkelt å kunne endre utforming er det mulig å finne enklere vurderingssituasjoner. Et eksempel på dette er at det underveis i prosessen var usikkerhet rundt rimeligheten til buenes momentdiagrammer. Ved å gjøre brobanen og buene rette, for deretter *dra* konstruksjonen til den ønskede formen, var det mulig å se hvordan momentdiagrammet utviklet seg, og deretter vurdere om endringene var korrekte.

Den store fleksibiliteten i en parametrisk modell har i tillegg den fordel at hele eller deler av modellen kan benyttes på nytt i andre prosjekter. Dersom det skal bygges lignende broer, kan modellen enkelt tilpasses den nye beliggenheten. Ulike modeller kan i tillegg utforskes for å finne inspirasjon til nye brodesign.

7.2 PARAMETRISK FORM-GENERERING

Et verktøy som har vært vitalt for brouformingen presentert i denne oppgaven, er parametrisk form-generering. Muligheten dette gir til utforming av geometri etter funksjon er viktig for å skape innovative løsninger som fungerer godt både strukturelt og arkitektonisk. Brouformingen som er analysert i denne oppgaven har bueformer som i stor grad er bestemt av funksjonen de har i konstruksjonen, noe som gir broen et unikt uttrykk.

Viktigheten av å begrense antallet beregninger som må gjøres av form-genereringskomponenter som Galapagos må understrekes. Dette gjøres ved å begrense antall former som skal utforskes, antall lastkombinasjoner som benyttes, og ved å begrense området formen kan bevege seg i.

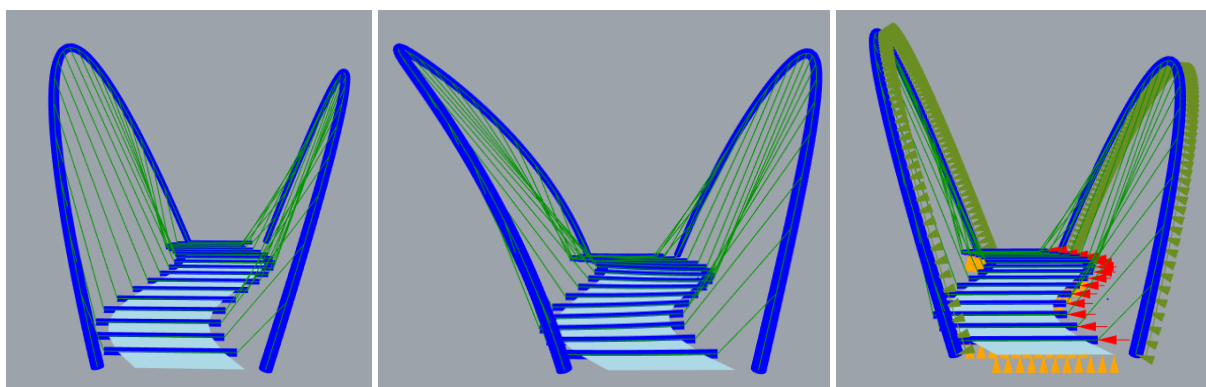
Årsaken er at form-genereringsprosessen må gjøres på nytt ettersom modellen endres, for å undersøke endringenes effekt. Ved større endringer av broens design er det i tillegg viktig å evaluere de begrensningene som er satt. Dette for å sikre at formene som blir generert er optimale i forhold til den nye geometrien.

For å illustrere effekten av parametrisk form-generering er det brukt et eksempel fra brodesignet sendt til Footbridge 2017 Berlin. Bueformene er generert for å minimere deformasjonene, noe som har vært viktig for at brodesignet kan være realistisk. Uten parametrisk form-generering ville det vært nærmest umulig å finne en form med tilnærmet lik bæreevne, noe som sannsynligvis ville ført til en konstruktivt dårlig løsning med behov for større tverrsnittsdimensjoner. For å vise effekten av å endre bueformen er det tatt for seg to tilfeller:

- Fordoble høyden til bue 1.
- Flytte et av oppleggene til bue 1 inn mot dekket.

7.2.1 ØKT BUEHØYDE

Ved å fordoble buehøyden til bue 1, som vist i figur 7.1, vil broen få et mer symmetrisk uttrykk.



Figur 7.1. Endret bue 1 ved å fordoble høyden. Fra venstre: Utforming, deformasjonsform, kritisk lastkombinasjon.

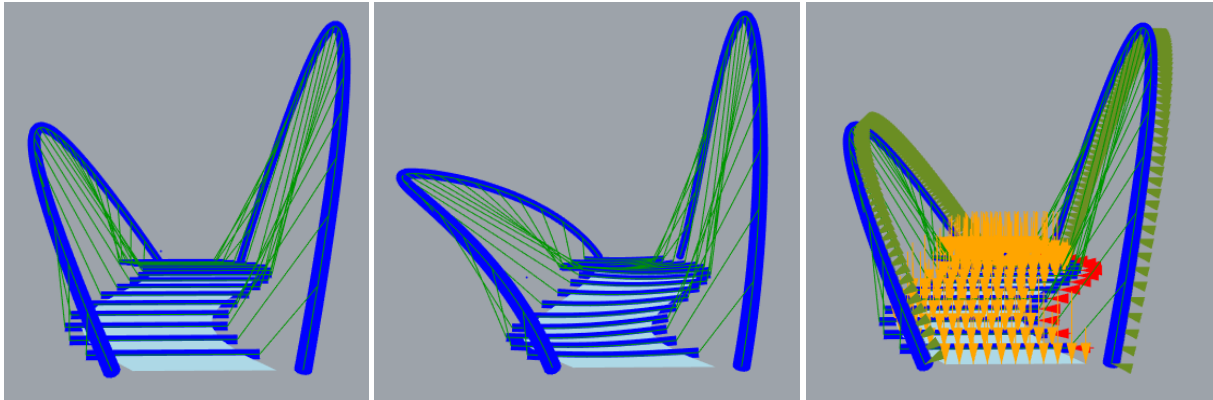
Bue 1	Utnyttelsesgrad [-]	Deformasjon [mm]
Før endring av bueform	0.53	302
Etter endring av bueform	0.68	543

Tabell 7.1. Utnyttelsesgrad og deformasjon ved lasttilfelle 5.

Resultatene i tabell 7.1 viser at en økning av buehøyden ikke vil være kritisk med tanke på tverrsnittets kapasitet, men deformasjonene vil bli betydelig større. Ved å benytte parametrisk form-generering er deformasjonen redusert med 241 millimeter, sammenlignet med denne løsningen.

7.2.2 ENDRET PLASSERING AV OPPLGG

Ved å flytte buens opplegg 1.5 meter nærmere dekket, får opplegget en plassering som vist på figur 7.2. Rotasjonslinjen til buen vil flyttes nærmere dekket, og likevektsprinsippet for bue 1 vil ikke fungere i samme grad som det gjorde.



Figur 7.2. Endret bue 1 ved å flytte buefoten 1,5 meter nærmere dekket. Fra venstre: Utforming, deformasjonsform, kritisk lastkombinasjon

Bue 1	Utnyttelsesgrad [-]	Deformasjon [mm]
Før forskyvning av opplegg	0.53	301
Etter forskyvning av opplegg	1.08	597

Tabell 7.2. Utnyttelsesgrad og deformasjon ved lasttilfelle 2.

Resultatene i tabell 7.2 viser at effekten av å flytte opplegget er at buens kapasitet overskrides, i tillegg til at deformasjonene vil øke i stor grad. Ved å benytte parametrisk form-generering er deformasjonen redusert med 296 millimeter og utnyttelsesgraden redusert med 0.55, sammenlignet med denne løsning.

7.3 LASTPLASSERING

Gangbroer er konstruksjoner som ofte vil være utsatt for ujevne belastningssituasjoner. Bestemmelse av verste plassering av for eksempel skjevlast og billast er en prosess som kan være problematisk i tradisjonelle analyseprogrammer.

Den parametriske metoden som er benyttet i kapittel 5.1, for å bestemme verste lastplassering for skjevlast og billast i forhold til utnyttelse i buen, er både enkel og effektiv. Ved å lage algoritmer som genererer lastplasseringer, kan et stort antall plasseringer raskt undersøkes for å identifisere den kritiske lastplasseringen sett i forhold til konstruksjonskomponenter, opplagerkrefter eller global knekklastfaktor. Spesielt ved irregulære brodesign kan det være vanskelig å forutsi hvilken lastplassering som vil være kritisk for ulike elementer. Ved å bruke denne metoden kan den kritiske lastplassering- og kombinasjonen raskt identifiseres.

7.4 VURDERING AV NØYAKTIGHETSGRAD

En av de største utfordringene ved bruk av parametrisk design er å finne skillet mellom forenklinger og nøyaktighet. Dette gjelder først og i prosessen der laster og lastkombinasjoner blir bestemt. Det er ønskelig å utvikle en parametrisk modell som både er rask, og som gir nøyaktige resultater i forhold til reelle lastsituasjoner. Antall laster og lastkombinasjoner må begrenses, men må samtidig være av stort nok omfang til å være representativ for konstruksjonen.

I komplekse konstruksjoner kan det være vanskelig å vurdere hvilke laster og lastkombinasjoner som vil være dimensjonerende. Dermed er det viktig å ha nok kunnskap og erfaring til å finne balansen mellom en rask modell og tilstrekkelig nøyaktighet.

Ved endring av modellens geometri, vil også lastene som virker på konstruksjonen endre seg. Det kan oppstå situasjoner hvor det må tas hensyn til nye laster og lastkombinasjoner. Det er derfor viktig å gjøre vurderinger underveis for å undersøke om lastene og lastkombinasjonene som er valgt fortsatt kan ses på som representative for reelle lastsituasjoner.

Dersom det ikke etableres en god balanse mellom antall lastkombinasjoner og tilstrekkelig nøyaktighet, kan modellen vise seg vanskelig å håndtere, eller ikke være representativ for konstruksjonen. Det er derfor viktig å sette seg godt inn i konstruksjonen og lastene som vil virke på den, før laster og lastkombinasjoner blir definert i den parametriske modellen.

7.5 BEGRENSNINGER I GRASSHOPPER OG KARAMBA

Ved bruk av Grasshopper og Karamba som parametrisk verktøy i design av gangbro, er det spesielt dynamiske vurderinger som begrenser programmenes funksjon. Karamba utfører ingen dynamisk analyse, noe som gjør det vanskelig å vurdere konstruksjonens dynamiske oppførsel underveis i designprosessen. Dynamikkrelaterte resultater som kan hentes ut av Karamba, er begrenset til konstruksjonens egenfrekvenser, modale masser, og svingeformer. Ved hjelp av forenklede fremgangsmåter kan dette brukes til å gi en god indikasjon på broens dynamiske oppførsel, men dette kan være en omstendelig prosess dersom det gjøres manuelt. Ved utforskning av et stort antall utforminger vil manuelle vurderinger av dynamikken virke mot programmenes hensikt om å effektivt kunne vurdere ulike utformingers strukturelle funksjon.

I denne oppgaven er det benyttet HIVOSS for å kalkulere akselerasjonen i dekket, hvor det er presentert retningslinjer for å bestemme gangbroers komfortklasse. HIVOSS er et eksempel på en modell som med fordel kan implementeres i Karamba. På grunn av nødvendigheten av en rask parametrisk modell, vil det ikke være hensiktsmessig å implementere tunge dynamiske analyser. Et sett med forenklede analyser som kan gi en indikasjon på broens dynamiske oppførsel vil derimot være svært nyttig ved utviklingen av et brodesign. I tillegg gir det brukere mulighet til å optimere broens design for uønskede akselerasjoner og dynamiske vibrasjoner.

Det er i tillegg en utfordring at det ikke er mulig å hente ut lokal deformasjon av elementer ved bruk av Grasshopper og Karamba. Dette gjør det vanskelig å evaluere deformasjoner til for eksempel tverrbærere i et brodekke. Avslutningsvis finnes det ikke gode funksjoner for gjøre en spenningsanalyse av konstruksjoners bjelke- og søyleelementer.

8 KONKLUSJON

Oppgavens konklusjon, er som oppgavens mål, todelt. Den ene delen omhandler brodesignet som er levert til brokonferansen Footbridge 2017 Berlin. Den andre delen tar for seg mulighetene og begrensningene som følger med å benytte parametriske modeller ved design av broer i en konseptuell fase.

8.1 BRODESIGN UTVIKLET TIL FOOTBRIDGE 2017 BERLIN

- Broen har et unikt design der den irregulære buegeometrien tilfører noe helt nytt innen brodesign.
- Broens strukturelle utfordringer, som store innspenningsmomenter og nedbøyninger i buen er identifisert i designprosessen. Ulike utforminger er utforsket for å løse utfordringene, og disse er vurdert konstruktivt og arkitektonisk.
- Sett fra et konseptuelt perspektiv er broens elementer vurdert til å ha tilfredsstillende utnyttelsesgrader og deformasjoner.
- Broens dynamiske oppførsel er vurdert, både i tidlig designfase og ved nærmere analyse. Skillet mellom gang- og sykkel felt er avgjørende for å redusere brodekkets vertikale akselerasjon. Brodesignet tilfredsstiller de dynamiske kravene satt av HIVOSS.
- Buenes utnyttelsesgrad er kontrollert for skjevlast på dekket, og vurdert til å være tilstrekkelig.
- Designkravene fra konferanseholderne er tilfredsstillt.
- Basert på overnevnte punkter kan det være aktuelt å videreføre brodesignet fra konseptuell fase til detaljprosjektering.

8.2 PARAMETRISK VERKTØY I BRODESIGN

Fordeler:

- Flexibiliteten i parametriske verktøy gjør det mulig å effektivt utforske ulike utformingers påvirkning på bæresystemet. Dette gjør det mulig å øke kunnskapen om en brokonstruksjons bæresystem, noe som vil bidra til å utforme løsninger for å utbedre broens bæreevne. En slik formutforskning er spesielt nyttig for øke forståelsen av komplekse og irregulære brodesign.
- Ved utforskning av irregulære brodesign kan det være vanskelig å vurdere resultatene underveis. I en parametriske modell kan konstruksjonen enkelt endres til en form der resultatene er enklere å vurdere, for å kontrollere at modellen er korrekt bygget.
- Det at geometriske endringer både kan gjøres enkelt, og resultatene vurderes i sanntid, gjør det mulig å utforske et vidt spekter av ulike utforminger. Dette bidrar til at brokonstruksjoner kan utvikles med et felles fokus på ingeniørvitenskap og arkitektur.

- Parametrisk form-generering har vært vitalt for å oppnå en bueform som oppfyller designønsket, samtidig som kapasiteten er tilstrekkelig. Verktøyet gjør det mulig å realisere ambisiøse design, der broelementer er utformet etter deres funksjon.
- Ved bruk av parametrisk form-generering kan ulike faktorer, som nedbøyninger og utnyttelsesgrader enkelt reduseres i ønskede elementer.
- For å redusere programmets kjøretid er det gunstig å ha få lastkombinasjoner.
- Det er mulig å bestemme et begrenset sett lastkombinasjoner som vil være representative for broens kritiske lastkombinasjoner. Dette muliggjør en rask modell der resultatene kan være representative for resultatene fra en fullstendig konstruksjonsanalyse
- Parametriske verktøy er nyttig ved vurdering av skjevlaster og andre ujevne laster. Det kan enkelt bygges modeller som automatisk finner verste lastplassering i forhold til predefinerte betingelser.
- Ved bruk av informasjon om konstruksjonens dynamiske oppførsel hentet fra det parametriske verktøyet, er det mulig å benytte HIVOSS, eller lignende retningslinjer, for å estimere brodekkets akselerasjon.

Utfordringer:

- Det er ikke mulig å gjennomføre dynamiske analyser i det parametriske verktøyet benyttet i denne oppgaven. For å kunne utvikle brodesign effektivt i den konseptuelle fasen ville det vært en fordel å implementere forenklete dynamiske analyser i programvaren.
- Ved bruk av parametrisk verktøy er det ikke mulig å bestemme lokale deformasjoner av elementer. Dette kan være relevant ved evaluering av nedbøyningskrav.
- Uthenting av elementers lokale deformasjoner er ikke mulig. Dette gjøre det vanskelig å kontrollere at deformasjonskrav er oppfylt underveis i designprosessen.
- Det er vanskelig å finne skillet mellom forenklinger og nøyaktighet ved etablering av en parametrisk modell. Dette gjelder spesielt i fasen der laster og lastkombinasjoner blir definert, hvor det er vanskelig å finne balansen mellom en effektiv og representativ modell.
- En utfordring er å vurdere usikkerheten i den parametriske modellen. Erfaring og kunnskap rundt brodimensjonering vil være nødvendig for å utvikle gode konstruksjonsløsninger i denne fasen.

Parametriske modeller er et verktøy som vil være godt egnet til å utforme nyskapende og innovative brokonstruksjoner som oppfyller både strukturell sikkerhet og arkitektonisk kreativitet. Fordelene ved denne designmetoden overskygger ulempene, og ved noe videreutvikling i programvaren er dette et verktøy som i større grad bør benyttes i utvikling av broer.

9 VIDERE ARBEID

I det videre arbeidet er først og fremst sett på de mulighetene som omhandler den konseptuelle fasen. Det er derfor sett bort fra videre arbeid som er relatert til å detaljprosjekttere broen. Videre arbeid er tatt for seg i tre deler:

- Videreutvikling av broen sendt inn til Footbridge 2017 Berlin ved bruk av parametrisk verktøy.
- Vurdering av resultatene gitt i den konseptuelle fasen.
- Bruk av parametrisk verktøy i konseptuell brodesign.

9.1 VIDEREUTVIKLING AV BROEN VED BRUK AV PARAMETRISK VERKTØY

- Dekkets tykkelse kan optimeres for å minimere deformasjon i buene.
- Det kan optimeres for flere elementer samtidig. Forslaget som er sendt inn til Footbridge 2017 Berlin ble optimert for buens geometri for å minimere deformasjon. I det videre arbeidet kan det gjøres optimeringer hvor for eksempel, orientering av strekkstag, buform, dekkeform og dekketykkelse varierer.
- Det kan optimeres for andre typer faktorer, for eksempel for å minke momenter i opplegg eller høye egenfrekvenser. Det er også mulig å gjøre optimering som inneholder en kombinasjon av disse faktorene.
- Bestemme lastkombinasjoner med skjevlast som gir størst utnyttelsesgrad og deformasjon for strekkstag eller tverrbærer. Lastkombinasjoner som medfører global knekking eller størst opplagerreaksjoner bør også vurderes nærmere.

9.2 VURDERING AV RESULTATENE GITT I DEN KONSEPTUELLE FASEN

- Det bør gjøres en detaljert beregning av lastene og lastkombinasjonene som virker på broen. Ved bruk av disse i en FEM-analyse vil det være mulig å utføre en bedre vurdering av resultatene som er gitt av den parametriske modellen, enn det som er gjort i kapittel 6.1
- En detaljert analyse av skjevlast bør i tillegg gjøres for å undersøke metoden og resultatene gitt i kapittel 5.1.
- Broen er antatt å være stabil mot global knekking. Ytterligere kontroll av global- og lokal knekking bør gjennomføres ved bruk av FEM – programmer som tar hensyn til geometriske avvik, avvik i materialegenskaper og egenspenninger. Global knekklastfaktor i Karamba kan sammenlignes med knekkingsanalyser ved bruk av FEM-programmer.

9.3 BRUK AV PARAMETRISK VERKTØY I KONSEPTUELL BRODESIGN

- Utforske det parametriske verktøyet for andre brotyper, og undersøke hvilke begrensninger eller muligheter som foreligger.
- Gjennomføre en utvidet analyse av hvilke muligheter det ligger i Grasshopper og Karamba, og forsøke å benytte seg av dette i brodesign. Eksempelvis er det mulig å forspenne strekkstagene eller legge inn geometriske formfeil ved global knekking.
- Det vil være interessant å etablere en database med broprosjekter som er gjennomført med parametrisk verktøy for å gjøre sammenligning på hvor vellykkede prosjektene har vært med hensyn på tids- og kostnadsbesparelser.

Referanser

Aita, D., Pedemonte, O., Williams K. (2015) *Masonry Structures*. Springer International Publishing.

Autodesk (u.å.) *Robot Structural Analysis Professional – Features*. [Internett]. Tilgjengelig fra: <<https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/features/all/list-view>> [Lest 11.05.2017]

Bardt, C. Dziejniewicz, M., og Ko, J. (2011) *Tools and Design Strategies to Study Rib Growth*. Publisert i: *Computation Design Modeling – Proceedings of the Design Modeling Symposium Berlin 2011*. Springer.

Bell, K. (2011) *Matrisestatikk Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner*. Tapir Akademisk Forlag

Billington D. P. (1974) *An example of structural art: The Salginatobel Bridge of Robert Maillart*. University of California Press.

Corser, R. (2010) *Fabricating Architecture*. New York: Princeton Architectural Press.

Crocetti R. (2012) *Limtreboka* Kapittel 9-Arches. Revidert Kolbein Bell. Norsk limtreprodusenters forening.

Davidson, S. (2017) *Grasshopper*. [Internett] Tilgjengelig fra: <<http://www.grasshopper3d.com/>> [Lest 26.04.2017]

Denison E. og Stewart I. (2012) *How to read bridges*. Herbert Press.

Department of Structural Engineering – NTNU (u.å.a) *Research*. Tilgjengelig fra: <https://www.ntnu.edu/kt/research/csdg/research> [Lest 07.06.2017]

Department of Structural Engineering – NTNU (u.å.b). *Konseptuell konstruksjonsdesign*. Tilgjengelig fra <<https://www.ntnu.no/kt/konstruksjonsdesign>> [Lest 24.04.2017]

Department of Structural Engineering – NTNU (u.å.c). *Parametric Modelling – A form finding issue*. Tilgjengelig fra <<https://www.ntnu.edu/kt/research/csdg/research/parametric-modelling>> [Lest 26.04.2017]

Deutscher Wetterdienst (u.å) *Air temperature Berlin – Tempelhof 01.01.1948 – 02.02.17* [Internett] Tilgjengelig fra: http://www.dwd.de/EN/ourservices/cos/berlin_brandenburg.html [Lest 29.02.2017]

Feng, F. (2015) *Advanced Modelling Techniques in Structural Design*. John Wiley & Sons, Ltd.

Footbridge 2017 Berlin (u.å.a) *Footbridge 2017 Berlin*. [Internett] Tilgjengelig fra: <<http://www.footbridge2017.com/>> [Lest 29.04.2017]

Footbridge 2017 Berlin (u.å.b) *Footbridges for Berlin – 6 Locations*. Tilgjengelig fra: <<http://www.footbridge2017.com/assets/files/Footbridges%20for%20Berlin%20%E2%80%93%206%20Locations.pdf>> [Lest 29.04.2017]

Goldup, K., Kostura, Z., Tavolaro, T., Wolfe, S. (2014) *Advanced Engineering With Building Information Modelling*. New York.

Haakonsen, H. (2013) *The Function of Form: Conceptual Design of Modern Shell Structures* [masteroppgave]. Trondheim: Norges tekniske naturvitenskapelige universitet.

HIVOSS - Human Inuces Vibration of Steel Structures (2008a) *Design of Footbridge Guidelines*. Research fund for coal and steel.

HIVOSS - Human Inuces Vibration of Steel Structures (2008b) *Design of Footbridge Background document*. Research fund for coal and steel.

Huelin J. P (2008) *Critical analysis of the Rio-Nitero Bridge in Riod De Janerio, Brazil*. Conference. University of Bath.

Joseph H. og Reuter L. (2016) *Berlin* [Internett] Tilgjengelig fra: <<https://global.britannica.com/place/Berlin>> [Lest 29.02.2017]

Luczkowski. M., Mork, J. H., Rønnquist, A., Manum, B. (2016) *A form finding issue in parametric modelling*. Department of Structural Engineering – NTNU.

Mode Lab (2015) *The Grasshopper Primer*. [Internett] Tilgjengelig fra: <<http://grasshopperprimer.com/en/index.html>> [Lest 26.04.2017]

Oksholen, T. (2016) *NTNU starter senter for forskning på aluminium*. Universitetsavisa. [Internett], 14. april 2016. Tilgjengelig fra: <<http://www.universitetsavisa.no/incoming/2016/04/14/NTNU-starter-senter-for-forskning-p%C3%A5-aluminium-56667.ece>> [Lest 27.05.2016]

Pavic, A. og Reynolds P. (2015) *Human-structure dynamic interaction in footbridges*. [Internett] Doi: 10.1680/bren.2005.158.4.165

Popovic Larsen, O, Tyas, A. (2003) *Conceptual Structural Design: Bridging the gap between architects and engineers*. Great Britain: Thomas Telford Publishing.

Preisinger, C. (2016), *Karamba User Manual for Version 1.2.2*. Tilgjengelig fra: <<http://www.karamba3d.com/download/karamba-manual/?wpdmdl=4591&masterkey=57f25bfa720ac>> [Lest 09.05.2017]

Sapa (2009) *Konstruktørhåndbok – Suksess med aluminiumsprofiler*. Sapa profiler AB
Standard Norge (2002) NS -EN 1990:2002+A1+NA2016 *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*.

Standard Norge (2003a) NS-EN 1991-1-3:2003/AC:2009 *Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster*.

Standard Norge (2003b) NS-EN 1991-2:2003/AC:2010 *Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklaster på bruer.*

Standard Norge (2003c) NS-EN 1991-1-5:2003/AC:2009 *Laster på konstruksjoner – Del 1-5: Allmenne laster – Termisk påvirkning.*

Standard Norge (2005) NS-EN 1991-1-4:2005+NA2009 *Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster.*

Tang, M. (2014) *Parametric Building Design Using Autodesk Maya*. New York: Routledge.

Tveit P. (1987) *Considerations for design of network arches*. J Struct Eng 113(10):2189–2207

Tveit, P. (2004) *Reduce Costs by Building Optimal Network Arches* Keynote lecture at Arch Bridges IV, Barcelona, Nov. 2004. Advances in Assessment, Structural Design and Construction. P. Roca and C. Molins (Eds.). pp. 26-37. ISBN: 84-95999-63-3

Tveit P. (2011) *The network arch. Bits of manuscript in February 2011 after Lectures in 50 Countries*. Internet edition, Grimstad, Norway. <<http://home.uia.no/pert/index.php/Home>> [Lest 06.05.2017]

Fotokreditering

Azémam, M (2010) *Rolex Learning Center*. [Digitalisert fotografi] Tilgjengelig fra: <<http://www.funimag.com/photoblog/index.php/20100327/epfl-lausanne-rolex-learning-center/>> [25.5.17]

Birmingham, N. (u.å.) *Queen Elizabeth Quay Bridge*. Tilgjengelig fra: <<http://www.archdaily.com/786420/queen-elizabeth-quay-bridge-arup-associates/57216301e58ecebd1700001d-queen-elizabeth-quay-bridge-arup-associates-photo>> [25.05.2017]

Britton, I. (2008) *Gateshead Millenium Bridge*. Tilgjengelig fra: <<https://www.flickr.com/photos/freefoto/2892909712/>> [25.05.2017]

Brown, C. (2004) *Golden Gate Bridge*. Tilgjengelig fra: <<https://www.flickr.com/photos/zoonabar/154349661>> [28.05.2017]

Fessy, G. (u.å.a) *Arganzuela Footbridge*. Tilgjengelig fra: <http://www.archdaily.com/233198/arganzuela-footbridge-dominique-perrault-architecture/2011-08_passerelle-arganzuela_gf_15> [25.05.2017]

Fessy, G. (u.å.b) *Arganzuela Footbridge*. Tilgjengelig fra: <http://www.archdaily.com/233198/arganzuela-footbridge-dominique-perrault-architecture/2011-08_passerelle-arganzuela_gf_34> [25.05.2017]

Firda (u.å.) *Brandangersundbroen*. Tilgjengelig fra: <<https://www.vest24.no/naringsdrivande-in-katastrofe-for-oss/s/5-82-17751>> [28.05.2017]

Gregory, R. og Blockley, D. (2008) *Salginatobel Bridge*. Tilgjengelig fra: <<http://www.bristol.ac.uk/civilengineering/bridges/Pages/NotableBridges/Salginatobel.html>> [28.05.2017]

Habib, M. (2006) *Pont de Normandie*. Tilgjengelig fra: <http://www.survoldefrance.fr/affichage2.php?&lieu=Pont+de+Normandie&f=20&img=6187&prev_suiv_link=1> [28.05.2017]

Jacaranda Photography (u.å.) *Queen Elizabeth Quay Bridge*. Tilgjengelig fra: <<http://www.archdaily.com/786420/queen-elizabeth-quay-bridge-arup-associates/5721628ae58ece9a9400002e-queen-elizabeth-quay-bridge-arup-associates-photo>> [25.05.2017]

Kersting, A. F. (u.å.) *Forth Bridge*. Tilgjengelig fra: <<https://www.britannica.com/technology/cantilever-bridge>> [28.05.2017]

Lemere, H. B. (ca. 1970 – ca. 1985) *House of Parliament, Entrance to Victoria's Tower*. Tilgjengelig fra: <<https://www.flickr.com/photos/cornelluniversitylibrary/3611642058/>> [27.05.2017]

Moore, A. (2015) [Digitalisert fotografi] Tilgjengelig fra:

<<http://teachmebridges.blogspot.no/>> [25.5.17]

Nikolova N. (2013) *Chrematorium in Kakamighara* [Digitalisert fotografi] Tilgjengelig fra:

<<http://openbuildings.com/buildings/meiso-no-mori-profile-2819#>> [25.05.17]

Ooms, R. (u.å) *Calgary's Peace Bridge*.

Tilgjengelig fra: <<http://www.canadianconsultingengineer.com/features/calgarys-peace-bridge/>> [25.05.2017]

Pranav Construction Systems Pvt. Ltd., (u.å.) *Kali Sindh Bridge*. Tilgjengelig fra:

<<http://www.pranavinfra.com/web/project/Infrastructure/BridgesandHighways/KaliSindhBridgeKota.aspx>> [28.05.2017]

Roberts, T. (2007) *Gateshead Millenium Bridge*.

Tilgjengelig fra: <<https://www.flickr.com/photos/preef/441259139/>> [25.05.2017]

Rockburne, G. (2013) *The Lupu Bridge*. Tilgjengelig fra:

<<https://www.globalsalesgrowth.com/tag/lupu-bridge/>> [28.05.2017]

SANAA (u.å). *Rolex Learning Center* [Digitalisert fotografi] Tilgjengelig fra:

<<http://www.arch2o.com/rolex-learning-center-sanaa/>> [25.5.2017]

Stadler, W (2016) *Fraser Bridge*. Tilgjengelig fra:

<<https://www.flickr.com/photos/waynerd/>> [28.05.2017]

Swenson, J. (2015) *Rio-Niterói Bridge i Brasil*. Tilgjengelig fra:

<<https://www.flickr.com/photos/julianaswenson/16586021942/in/album-72157645162522061/>> [28.05.2017]

BRIDGE TETHYS

WAISEN

Christian Due Lind

Graduate Student
Department of Structural Engineering
NTNU – Norwegian University of
Science and Technology
Trondheim, Norway
chrisduelind@gmail.com

Kasper Hagestande

Graduate Student
Department of Structural Engineering
NTNU – Norwegian University of
Science and Technology
Trondheim, Norway
kasperhagestande@gmail.com

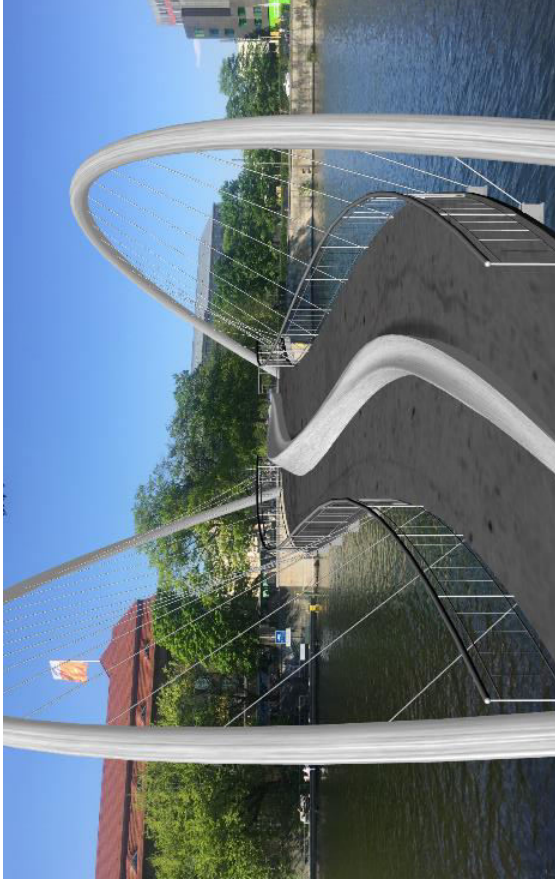
Introduction

The river Spree is curving through Berlin and has played an important role in Berlin's history. The river divides Berlin in half and has from the early days until today been used for trading, transport, traveling and as an indirect source of fresh water.

The name of the bridge originates from the Greek God *Tethys*. In Greek mythology, she was the goddess of fresh water sources and the mother of all river gods. *Tethys* is thought to represent the importance Spree had on the founding and advancement of Berlin.

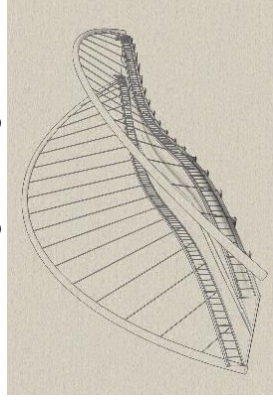
The curvature

The curved slab of Bridge Tethys is inspired by the curvature in which Spree floats through Berlin. The importance of Spree in the construction of Berlin is indisputable, but throughout history the river and its bridges have not always played a positive part. From the founding years of Berlin with the disputes between old Berlin and Cölln, to newer history, Spree has occasionally been the location of sad parts of history. Bridge Tethys is thought to stand as a symbol of today's connected and harmonic Berlin, and to represent all the great things Spree has brought to the city.



The arches

Today, Berlin is known for being a city in constant movement and change. To represent this key factor of Berlin, two unique arches with different heights, angle and length are leaning away from each other, and thus creating an illusion of instability. By looking upon the bridge from different locations, the shape of the bridge will appear as ever changing, and it will create a feeling of a bridge in motion.



“Our goal has been to design a, to the eye, dynamic bridge devoid of vibrations”.

The bench

The bridge is divided into two separate lanes by a concrete construction stretching along the bridge. The construction starts and ends as a dividing construction, but transfigures into a bench in the mid-part of the bridge. The pedestrians will have the opportunity to use the bench and enjoy the river Spree and take a break from the busy city-life, while the cyclists may travel unimpeded by others. In other words, the bridge both encourages activity and relaxation.

Lighting

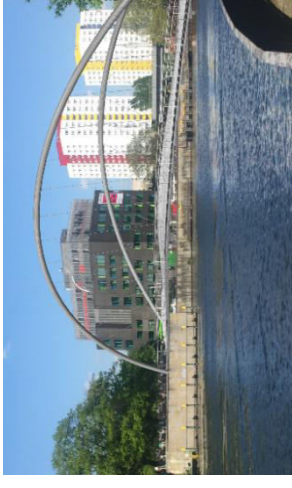
To ensure that the bridge always shows its best side light is installed in the bench and under the arches. This makes it possible for pedestrians and cyclists to cross when night comes. The tension bars are illuminated by lights connected under the arch shining in direction of the slab. The light will make the bridge arise and show its true beauty. In addition to the arches, the bench will be installed with lights on each side to guide the users across and to highlight one of the main aspects of the bridge. This combination will make the bridge stand out in the dark and appear as a landmark.

Connections

The main goal of the bridge is to link the two river banks with Rolandufer and Littenstraße in the north, and Märkisches Ufer, Am Köllnischen Park and Wallstraße to the south. The curvature of the bridges slab is constructed in such a way that when leaving the bridge, you are walking directly into Am Köllnischen Park, Wallstraße or Littenstraße. In addition, the bridges entrance and exit will always point towards the city center to ensure its position as a central connection.

Bridge Tethys as a structure

The bridge is parametrically optimized such that when the bridge is crowded the arches are pulled together and apart if it's loaded only with self-weight. This equilibrium principle limits the deflections and forces in the arches.



Since the arches are not braced against wind, clamped supports are needed to withstand tilting. The tension bar is pulling the arches in different directions due to the shifting shape of the slab. This effect stabilizes the arches and further reduces deflections and moments.

The bridge is designed to withstand the forces a footbridge in Berlin may encounter according to Eurocode. Five different load cases were evaluated to find the optimal design of the arches relative to the curved slab. The worst load case the bridge is exposed regarding deflection is load case 4.

Load Cases	Self Weight	Snow Load	Traffic Load	Wind down slab	Wind up slab	Lateral wind slab	Wind Arches
1	Applied						
2	Applied	Applied	Applied	Applied			
3	Applied	Applied	Applied	Applied		Applied	Applied
4	Applied				Applied	Applied	Applied
5	Applied				Applied		

Table 1: Different load cases.



Dynamics

HIVOSS (Human Induced Vibration Of Steel Structures) and Robot Structural 3D was used for the dynamic analysis of the structural response. The slab satisfies comfort classes both for vertical and lateral vibrations.

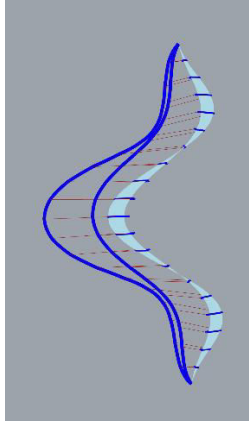


Figure 1: Vertical mode shape with a natural frequency of 2.16 Hz

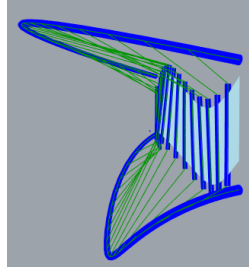


Figure 2: Horizontal mode shape of the arch with a natural frequency of 0.75 Hz

Buckling

Axial forces affect the stiffness of the structure. Compressive forces make the structure softer and tensile forces make the structure stiffer. The geometric stiffness is conservatively calculated, using the highest compressive force in the different components for the different load cases. The buckling load factor of the arches out of the plane is calculated to be equal to 2.88 with this approach. This means that the compression force may be almost three times as high before global buckling occur. The buckling load factor does not take bending moments or imperfection in the geometry into account, nevertheless it indicates that the structure will be able to withstand buckling.

Key facts and components

Facts about Bridge Tethys

- ❖ The bridge is parametrically designed and optimized for minimum deflection in arches using Grasshopper and Karamba.
- ❖ The crossing beams underneath the concrete slab are made of aluminum to reduce the weight of the bridge and to ensure minimal maintenance in an area difficult to access.
- ❖ The bridge has a span at 66 meters.
- ❖ The bridge is designed to withstand a boat collision. This is done by removing 10 meters of the slab in the mid-section and applying traffic load.
- ❖ The arches are designed for thermal stress from a ΔT of 45.3° increasing the utilization in the arch to 0.59. The bridge is assumed mounted at the middle temperature of 23° .
- ❖ The dynamic acceleration of the bridge satisfies comfort class 1 and 2 for weak and dense pedestrian traffic.
- ❖ The handrail fulfills footbridges height requirement of 1.30 meters.
- ❖ A maximum inclination of 6% ensures a design for universal accessibility.
- ❖ The inclination of the bridge ensures 30 meters of continuous space where the clearance above the water level amounts to 4.5 meters or more.
- ❖ The bridge is divided into two lanes, each with a constant width of 3 meters.

Components	Cross sections	Utilizations
Steel Arches	D=65mm, t=5mm	0.53
Concrete Slab	t=150mm	-
Aluminum beams	HEA 340	0.75
Steel bars	D=3mm	0.58

Table 2: Cross section and the utilization of the worst load cases.

Vedlegg B - Laster i bruddgrensetilstand

Lastkombinasjon beregnet etter NS -EN 1990:2002			
Tabell A2.4(A) (6.10)	Dimensjonerende verdier for laster (EQU) (Sett A)	E_d [kN/m ²]	$\sum Y_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum Y_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$
Tabell A2.4(A) (6.10)	Snølast + vindlast + trafikklast. Egenlast/temp ikke inkludert. Trafikklast som dominerende last.	$E_d - \sum Y_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$ [kN/m ²]	<u>8.70</u>
Påvirkning			
Tabell A2.2	Vindlast	Ψ_0	0.3
Tabell A2.2	Snølaste	Ψ_0	0.8
Tabell A2.2	Trafkklaste (symbol: gr1)	Ψ_0	0.4
Dimensjonerende verdier for laster (EQU) (Sett A)			
Tabell A2.4(A)	Egenlast	$Y_{G,j,sup}$	1.05
Tabell A2.4(A)	Gangtrafikk	Y_Q	1.35
Tabell A2.4(A)	Alle andre vedvarende dimensjonerende situasjoner	Y_Q	1.5

Trafikklast på bro beregnet etter NS-EN 1991-2:2003			
4.5.3	Load model 4 (crowd loading)	Q_k [kN/m ²]	<u>5</u>

Vindkrefter i z - retning på brodekket beregnet etter NS-EN 1991-1-4:2005			
	Antar flatt og rett brodekke i vindlastberegninger	Lengde [m]	64
		Bredde [m]	6
Tabell 4.1	Terrengkategori 1 (Innsjøer eller flatt horisontalt område med lite vegetasjon eller hindringer)		
Tabell N.A (904)	Refferansevindhastighet i Trondheim	$v_{b,o}$ [m/s]	26
4.2(2)	Basisvindhastighet	v_b	$c_{dir} c_{season} v_{b,o}$
4.2(2)	Retningsfaktor	c_{dir}	1
4.2(2)	Årsfaktortiden	c_{season}	1
4.2(2)	Basisvindhastighet	v_b	26
8.3.2 (1)	Nedoverrettet vindkraft i z - retning på dekket	F_{wz}	$0.5 \rho v_b^2 C A_{ref,z}$
4.5(1)	Lufttetthet	ρ [kg/m ³]	1.25
8.3.3(2)	Refferanseareal	$A_{ref,z} =$ Bredde*Lengde [m ²]	384
8.3.2(1)	Vindlastfaktoren	C	$c_e c_{f,z}$
8.3.3(1)	Kraftfaktor	$c_{f,z}$	0.9
Figur 4.2	Eksponeeringsfaktor (terreng 1)	$c_e (z = 5)$	2.5
8.3.2(1)	Vindlastfaktoren	C	2.25

8.3.2 (1)	Nedoverrettet vindkraft vinkelrett på dekket	F_{wz} [kN]	365.0
	Karakteristisk jevnt fordelt nedoverrettet last vertikalt på brodekket	$q_{k,vind}$ [kN/m ²]	$F_{wz}/A_{ref,z}$
		$q_{k,vert}$ [kN/m ²]	<u>0.95</u>
		$q_{d,vert}$ [kN/m ²]	<u>1.43</u>

Vindkrefter i y-retning på brodekket beregnet etter NS-EN 1991-1-4:2005

8.3.2(1)	Vinkraft på brodekket	F_w [N]	$0.5\rho v_b^2 CA_{ref,x}$
4.2(2)	Basisvindhastighet	v_b [m/s]	26
4.5(1)	Lufttetthet	ρ [kg/m ³]	1.25
8.3.1(1)	Referansearealet	$A_{ref,x}$ [m ²]	$d_{tot}L$
	Lengde av bro	L [m]	64.0
	Høyde på hovedbjelke (0.3m) og dekket (antar 0.2m)	d [m]	0.50
8.3.1(1)	Referansearealet	$A_{ref,x}$ [m ²]	32.0
8.3.2(1)	Vindlastfaktor	C	$c_{f,x}c_e$
8.3.1(1) - Figur 8.3	Kraftfaktor (b/d = 3.5)	$c_{f,x}$	1.5
4.5(1) Figur 1.2	Eksponeringsfaktor (Dekket er 5 meter over bakken)	c_e	2.4
8.3.2(1)	Vindlastfaktor	C	3.6
8.3.2(1)	Vinkraft på brodekket	F_w [N]	48672.0
	Karakteristisk vindkraft per meter brodekke	$q_{k,hor}$ [kN/m]	<u>0.76</u>
	Dimensjonerende vindkraft per meter brodekke	$q_{d,hor}$ [kN/m]	<u>1.14</u>

Vindkrefter i y-retning på bue beregnet etter NS-EN 1991-1-4:2005

5.3.2(2)	Vindkraft som virker på en konstruksjonsdel	F_w [N]	$c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref}$
6.2.(1) (f)	Høyeste verdi fra tillegg D	$c_s c_d$	1
4.5(1)	Vindhastighetstrykk	$q_p(z)$ [N/m ²]	$c_e(z) q_b$
4.5(1)	Basisvindhastighetstrykket	q_b	$0.5\rho v_b^2$
4.5(1)	Lufttetthet	ρ [kg/m ³]	1.25
4.2(2)	Basisvindhastighet	v_b [m/s]	26
4.5(1)	Basisvindhastighetstrykket	q_b [N/m ²]	422.50
4.5(1) Figur 1.2	Antar at bue er 20 meter over bakken	$c_e(z)$	2.8
4.5(1)	Vindhastighetstrykk	$q_p(z)$ [N/m ²]	1183.00
7.9.2(1)	Kraftfaktor for uendelig slankhet	c_f	$c_{f,o} \Psi_\lambda$
7.9.1(1)	Reynolds tall	Re	$bv(z_e)/\nu$
7.9.1(1)	Diameter bue	b [m]	0.6
7.9.1 (1) Merknad 2	Toppvindhastighet	$v(z_e)$	$(2q_p/\rho)^{0.5}$

7.9.1 (1) Merknad 2	Toppvindhastighet	$v(z_e)$	43.5
7.9.1(1)	Luftens kinematiske viskositet	ν [m^2/s]	0.000015
7.9.1(1)	Reynolds tall	Re	1740252.86
7.9.2(1) figur 7.28	Kraftfaktor for sylinder uten fri omstrømning	$c_{f,o}$	1.2
7.13 Tabell 7.16	Effektiv slankhet for sylinder med lengde > 50	λ	$\min\{0.7 \cdot l/b; 70\}$
	Antar en buelengde på 84 meter	λ	70
7.13(3)	Massivitetsforholdet	ϕ	1
7.13(2) Figur 7.36	Endeeffekt faktoren	Ψ_λ	0.92
7.9.2(1)	Kraftfaktor for uendelig slankhet	c_f	1.1
	Refferanseareal	A_{ref}	Lb
	Refferanseareal	A_{ref} [m^2]	50.4
5.3.2(2)	Vindkraft som virker på en konstruksjonsdel	F_w [N]	65824.01
	Karakteristisk vindkraft som virker per meter bue	$q_{k,bue}$ [kN/m]	<u>0.78</u>
	Dimensjonerende vindkraft som virker per meter bue	$q_{d,bue}$ [kN/m]	<u>1.18</u>

Snølast på brodekket beregnet etter NS-EN 1991-1-3:2003			
Tabell C.1	Karakteristisk snølast på mark	S_k [kN/m^2]	$(0.264Z - 0.002)(1+(A/256)^2)$
Tillegg C s. 31	Berlin ligger i sone 3	Z [kN/m^2]	4.5
	Høyde over havet til Kreuzberg, som er Berlins høyeste punkt. (Joseph, 2016)	A [m]	66
		S_k [kN/m^2]	<u>1.26</u>

Termisk last på buer beregnet etter NS-EN 1991-1-5:2003			
5.3(2) Tabel5.1)	Sommer, lys farget overflate	T_{out}	$T_{max} + T_4$
5.3(2) Tabel5.1)	Overflater vendt mot sør-øst (konservativt)	T_4 [$^{\circ}\text{C}$]	30
	Varmeste lufttemp i skyggen i perioden 1948-2017 i Tempelhof, Berlin (Deutscher Wetterdienst, u.å)	T_{max} [$^{\circ}\text{C}$]	38.1
	Varmeste temperatur på overflate til bue	T_{out} [$^{\circ}\text{C}$]	68.1
	Kaldeste lufttemp i skyggen i perioden 1948-2017 i Tempelhof, Berlin (Deutscher Wetterdienst, u.å)	T_{min} [$^{\circ}\text{C}$]	-22.5

	Temperaturdifferanse	$\Delta T = T_{\text{out}} [^{\circ}\text{C}]$	$T_{\text{out}} [^{\circ}\text{C}] - T_{\text{min}} [^{\circ}\text{C}]$
		ΔT	90.6
	Montasjetemperatur	T_{montasje}	22.8
	Temperatur som gir tvangskrefter	$T_{\text{tvangskrefter}}$	<u>45.3</u>

Billast beregnet etter EN 1991-2:2003			
	Konsentrert last på brodekket for gangbro (virker over et område på $0,10 \times 0,10 \text{m}^2$)		
5.3.2.2			
5.6.3	Uønsket bil på gangbro	Q_{SV1} [kN]	80
		Q_{SV2} [kN]	40

Vedlegg C - Beregning av buenes lokale knekk lengder

NS-EN 1993-2, prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 2: bruer.
Knekkning i planet

D.3.1(3)

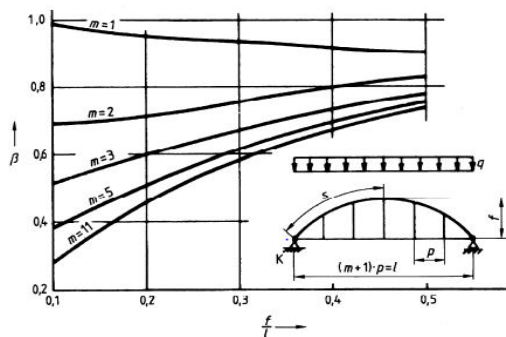
$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s} \right)^2 EI_y$$

der

- N_{cr} gjelder kraften ved opplegg;
- s er halve buelengden;
- EI_y er bøyestivheten til buen i planet;
- β er knekk lengdefaktoren.

Buelengde 1 [m]	BL	70.82
Buelengde 2 [m]	BL	76.46
Halve buelengde 1 [m]	s_1	35.41
Halve buelengde 2 [m]	s_2	38.23
Bøyestivhet buer [Nmm ²]	EI_y	1.84E+15

Figur D.4



Figur D.4 – Knekkfaktoren β

Projisert buelengde 1 [m]	L_1	66.04
Projisert buelengde 2 [m]	L_2	66.04
Bøyestivhet bue [Nmm ²]	EI_y	1.84E+15
Avstand mellom strekkstag	p	3.36
setter $m_1 = 11$ (konservativt)	m_1	18.65
setter $m_2 = 11$ (konservativt)	m_2	18.65
Buehøyde 1	f_1	11
Buehøyde 2	f_2	16.2
Høyde-lengdeforhold	f_1/L_1	0.17
Høyde-lengdeforhold	f_2/L_2	0.25
Knekk lengdefaktor 1	β_1	0.41
Knekk lengdefaktor 2	β_2	0.51
Kritisk knekkkraft ved opplegg [N]	$N_{cr,1}$	8.60E+07
Kritisk knekkkraft ved opplegg [N]	$N_{cr,2}$	4.77E+07
Knekk lengde for bue 1 [m]	L_{k1}	14.5181
Knekk lengde for bue 2 [m]	L_{k2}	19.4973

Gjennomknekking ("Snap through")

D.3.2(3)

$$\ell \sqrt{\frac{EA}{12EI_y}} > K$$

der

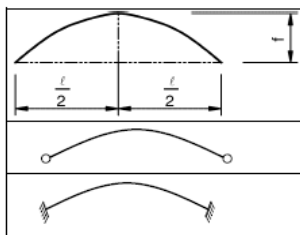
- A er tverrsnittsarealet;
- I_y er treghetsmomentet;
- K er en faktor

Høyde lengdeforhold [m]	f_1/L_1	0.17
Høyde lengdeforhold [m]	f_2/L_2	0.25

setter f_2/L_2 lik 0.20 (konservativt)

Tabell D.5

Tabell D.5 – Faktoren K

	f/l	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20
	K	35	23	17	10	8
		319	97	42	13	6

Faktor	K_1	9
Faktor	K_2	6

$$\ell \sqrt{\frac{EA}{12EI_y}} = 11.57$$

Siden $11.57 > K$ er gjennomknekking forhindret

Knekking ut av planet

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot \ell} \right)^2 EI_z$$

der

- N_{cr} gjelder kraften ved opplegg;
 ℓ er den projiserte lengden av buen;
 EI_z er bøyestivheten til buen ut av planet;
 β er knekk lengdefaktoren.

Projisert buelengde 1 [m]	L_1	66.04
Projisert buelengde 2 [m]	L_2	66.04
Bøyestivhet bue [Nmm ²]	EI_z	1.84E+15

D.3.3(1) $\beta = \beta_1 \beta_2$

$$\beta = \pi r \alpha \frac{\sqrt{\pi^2 + \alpha^2 K}}{\ell(\pi^2 - \alpha^2)}$$

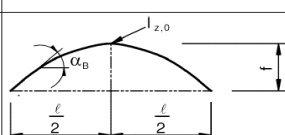
der

- r er sirkelens radius
 α er buens åpningsvinkel $0 < \alpha < \pi$

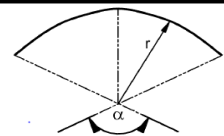
$$K = \frac{EI_z}{GI_T}$$

Tabell D.6 – β_1 -verdier

f/ℓ	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40
I_z er konstant	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07
I_z varierer $I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86



Tabell D.7 – β_2 -verdier

Belastning	β_2	Kommentarer
konservativt (Dekket er festet til toppen av buen)	1	 <p> q totallast q_H lastdel overført av hengestenger q_{St} lastdel overført av vertikale staver </p>
via hengestenger	$1 - 0,35 \frac{q_H}{q}$	
via vertikale staver	$1 + 0,45 \frac{q_{St}}{q}$	

Tabell D.6	Høyde-leng f_1/L_1	0.17
	Høyde-leng f_2/L_2	0.25
	For bue 1 $\beta_{1,1}$	0.617
	For bue 2 $\beta_{1,2}$	0.735
Tabell D.7		$\beta_{2,1}$ 0.65
		$\beta_{2,2}$ 0.65

All last overføres vi hengestenger

All last overføres vi hengestenger

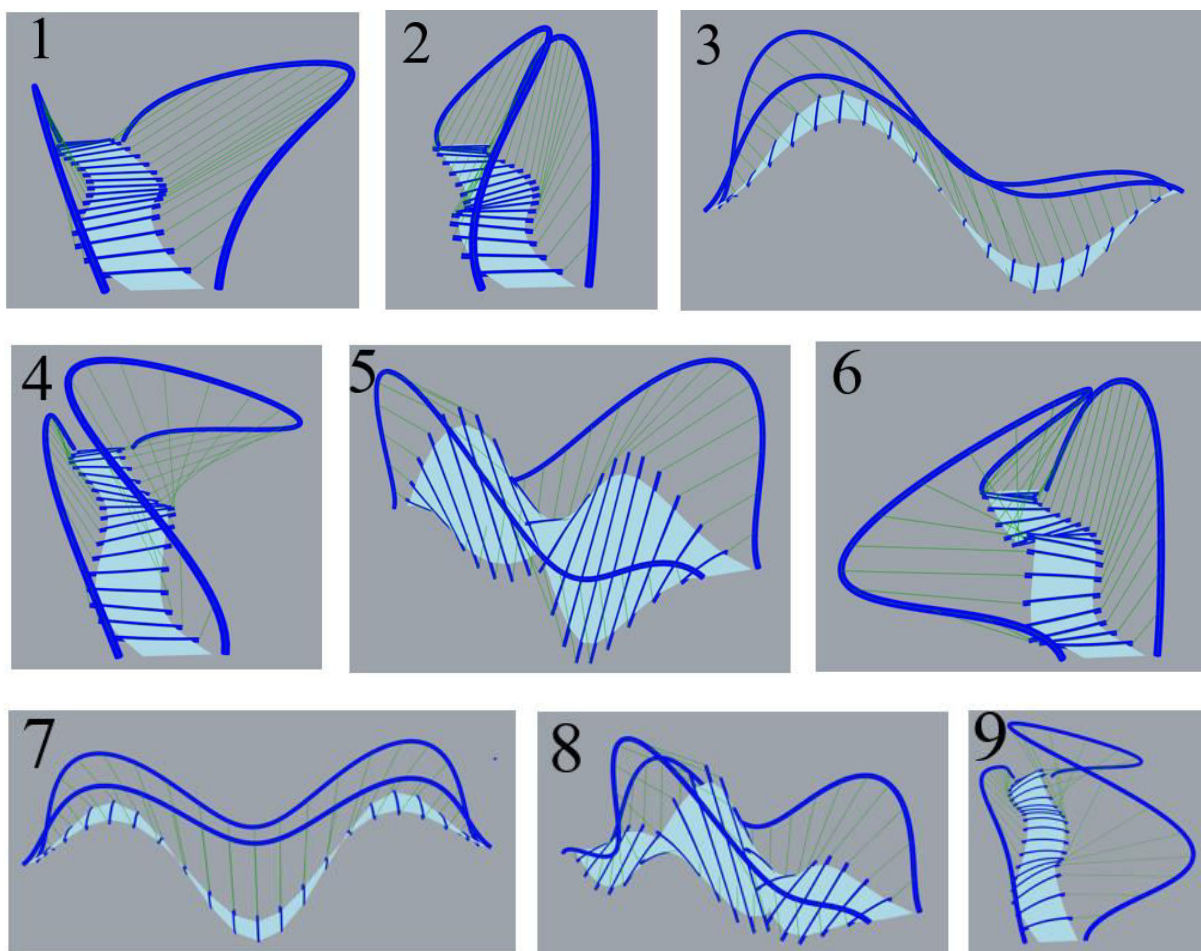
Knekking ut av planet - fortsettelse

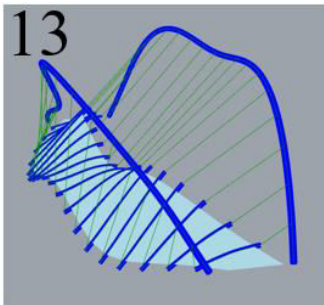
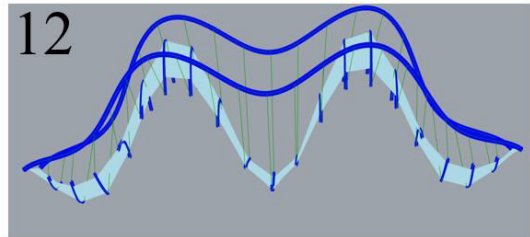
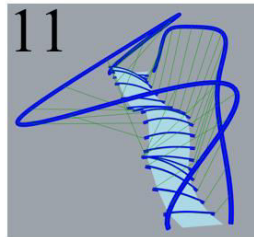
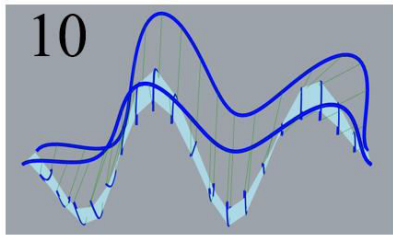
D.3.3(1)	Knekkfaktor bue 1	β_1	0.40
	Knekkfaktor bue 2	β_2	0.48
	Kritisk knekkkraft ved opplegg 1 [N]		2.59E+07
	Kritisk knekkkraft ved opplegg 2 [N]		1.82E+07
	Knekk lengde - Bue 1	L_{k1}	26.485342
	Knekk lengde - Bue 2	L_{k2}	31.55061
	Krefter i bue		
	Maks trykkraft ved opplegg bue 1 [N]		2492362
	Maksimalt trykk i bue 1 [N]		2644783
	Maks trykkraft ved opplegg i bue 2 [N]		1822358
	Maksimalt trykk i bue 2 [N]		1973390
	Knekklastfaktor/"Buckling load factor" i planet		
	Knekklastfaktor - bue 1	$N_{cr}/N_{opplegg}$	<u>34.52</u>
	Knekklastfaktor - bue 2	$N_{cr}/N_{opplegg}$	<u>26.18</u>
	Knekkfaktor/"Buckling load factor" ut av planet		
	Knekklastfaktor - bue 1	$N_{cr}/N_{opplegg}$	<u>10.37</u>
	Knekklastfaktor - bue 2	$N_{cr}/N_{opplegg}$	<u>10.00</u>

VEDLEGG D - Svingformer, egenfrekvenser og modal masse opptil 5 Hz

Svingform	Egenfrekvens [Hz]	Modal masse [kg]
1	0.60	24054
2	0.76	26087
3	1.20	93353
4	1.72	30054
5	1.86	52054
6	2.07	27312
7	2.17	52235
8	3.22	24324
9	3.39	29815
10	3.61	78162
11	4.06	31019
12	4.86	40104
13	4.96	77190

Tabell D.1: Svingform, egenfrekvens og modale masser opp til 5 Hz.



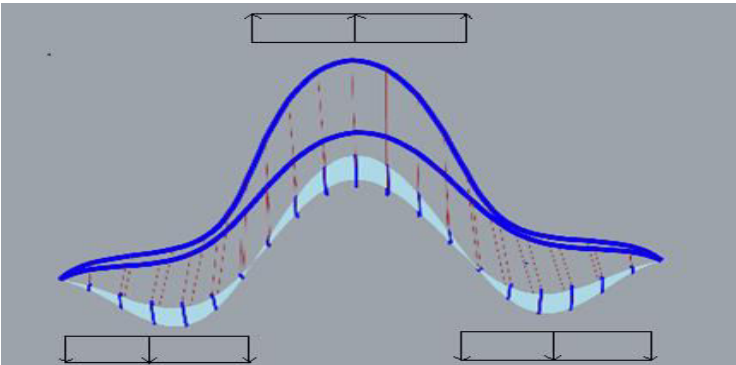


Figur D.1: Broens 13 første svingemoder.

Vedlegg E - Bestemmelse av vertikal akselerasjon i dekket

Beregninger er utført i samsvar med HIVOSS guideline og HIVOSS background document

Kontroll av vertikal svingenmode:



Komfortklasser	Komfortgrad	Vertikal akselerasjon, a_{limit} [m/s ²]
Klasse 1	Maksimal	<0.50
Klasse 2	Medium	0.5-1.00
Klasse 3	Minimum	1.00-2.50
Klasse 4	Uakseptabel	2.5

SDOF - Method		
Bredde bro	B [m]	6
Lengde bro	L [m]	66
Areal dekke	S [m ²]	396
Svingemode	Vertikal	
Antall halve sinusbølger	n	3
Antatt modal form	$\Psi(x)$	$\sin(n \cdot \pi \cdot x / L)$
Natural frequency	f_s [hz]	2.17
Modal masse for vertikal svingemode, hentet fra Karamvba	m^* [kg]	52055
Demping	ξ	0.01
Harmonisk trafikklast	$p(t)$	$P \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_s \cdot t) \cdot n \cdot \Psi$
Last fra en person vertikalt	P [N]	280
Stegfrekvensen	f_s [Hz]	Antas å være lik egenfrekvens til bro
Reduksjonskoeffisient, velger å ikke redusere (konservativt)	Ψ	1
TC1 - TC3 ($d < 1P/m^2$)	n' [1/m ²]	$10.8 \cdot \sqrt{\xi n} / S$
TC4 - TC5 ($d \geq 1P/m^2$)	n' [1/m ²]	$1.85 \cdot \sqrt{n} / S$
Vertikal last	P [N]	280
Maks akselerasjon i brodekke	a_{max} [m/s ²]	$p^* / 2m^* \xi$
Generalisert last	$p^*(t)$	$\text{Integral}(p(t) \cdot \Psi(x))$
Integrerer en halv sinusbølge over hele lengden, $n = 1$	$\int(\sin(\pi \cdot x / L))$ fra $x = 0$ til $x = L$	$p(t) \cdot (2/\pi) \cdot L$

Trafikkklasse 2 (Lav tetthet av personer)	TC2	
Tetthet personer	$d [P/m^2]$	0.20
Antall personer på bro	$n = S*d [P]$	79.20
Antall ekvivalente personer	$n' [P/m^2]$	0.02
Reduksjonsfaktor	Ψ	1.00
Amplitude harmonisk trafikklast	$p(t) [N/m^2]$	6.80
Last virker i retningen av svingemode	$p^* [N]$	285.69
Maskimal akselerasjon	a_{max}	1.65
	Komfortklasse 3	
Trafikkklasse 3	TC3	
Tetthet personer	$d [P/m^2]$	0.50
Antall personer på bro	$n = S*d [P]$	198.00
Ekvivalente personer	$n' [P/m^2]$	0.04
Reduksjonsfaktor	Ψ	1.00
Amplitude harmonisk trafikklast	$p(t) [N/m^2]$	10.75
Generalisert last	$p^* [N]$	451.71
Maskimal akselerasjon	a_{max}	2.60
	Komfortklasse 4	
Trafikkklasse 4	TC4	
Tetthet personer	$d [P/m^2]$	1.00
Antall personer på bro	$n [P]$	396.00
Ekvivalente personer	$n' [P/m^2]$	0.09
Reduksjonsfaktor	Ψ	1.00
Amplitude harmonisk trafikklast	$p(t) [N/m^2]$	26.03
Generalisert last	$p^* [N]$	1094.27
Maskimal akselerasjon	$a_{max} [m/s^2]$	6.31
	Komfortklasse 4	
Trafikkklasse 5 (Eksepsjonell høy tetthet av personer)	TC 5	
Tetthet personer	$d [P/m^2]$	1.50
Antall personer på bro	$n [P]$	594.00
Ekvivalente personer	$n' [P/m^2]$	0.11
Reduksjonsfaktor	Ψ	1.00
Amplitude harmonisk trafikklast $[N/m^2]$	$p(t)$	31.88
Generalisert last	$p^* [N]$	1340.21
Maskimal akselerasjon	$a_{max} [m/s^2]$	7.72
	Komfortklasse 4	

Response Spectra Method		
Trafikkklasse 2	$d \leq 0.5P/m^2$	
	d	0.20
	k_1	1.0474
	ξ	0.01
	k_2	-0.9455
	C	2.95
	k_f	0.0120
	n	79.2

	σ_f^2	0.9504
	m^*	52055
	σ_a	0.2904
	$k_{a,95\%}$	3.92
	Ψ	1.0
	k_d	3.92
	$a_{\max,d}$	1.1383
Komfortklasse 3 tilfredsstilt		
Trafikklasse 3	$d \leq 0.5P/m^2$	
	d	0.50
	k_1	1.0474
	ξ	0.01
	k_2	-0.9455
	k_f	0.0120
	n	198
	σ_f^2	2.3760
	C	2.95
	m^*	52055
	$k_{a,95\%}$	3.92
	Ψ	1.0
	$a_{\max,d}$	1.7999
Komfortklasse 3 tilfredsstilt		
Trafikklasse 4	$d = 1p/m^2$	
	d	1.0
	k_1	0.9606
	k_2	-1.0788
	ξ	0.01
	k_f	0.0070
	n	396
	σ_f^2	2.7720
	C	3.7
	m^*	52055
	$k_{a,95\%}$	3.80
	Ψ	1.0
	a_{\max}	2.7473
Komfortklasse 4 tilfredsstilt		
Trafikklasse 5	$d = 1.5p/m^2$	
	d	1.50
	k_1	0.7933
	k_2	-1.1117
	ξ	0.01
	k_f	0.0033
	n	594
	σ_f^2	1.984
	C	5.1
	m^*	52055
	$k_{a,95\%}$	3.74

	Ψ	1.0
	$a_{\max,d}$	2.6323
	Komfortklasse 4 tilfredsstilt	

Formler som er benyttet i Response Spectra Method:

$$n = d \times L \times B$$

$$k_1 = a_1 f_i^2 + a_2 f_i + a_3$$

$$k_2 = b_1 f_i^2 + b_2 f_i + b_3$$

$$\sigma_F^2 = k_F n$$

$$a_{\max} = \psi k_{a,95\%} \sqrt{\frac{C \sigma_F^2}{m_i^{k_2}} k_1 \xi^{k_2}}$$

Table 4-8: Constants for vertical accelerations

d [P/m ²]	k_F	C	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3	$k_{a,95\%}$
$\leq 0,5$	$1,20 \times 10^{-2}$	2,95	-0,07	0,60	0,075	0,003	-0,040	-1,000	3,92
1,0	$7,00 \times 10^{-3}$	3,70	-0,07	0,56	0,084	0,004	-0,045	-1,000	3,80
1,5	$3,34 \times 10^{-3}$	5,10	-0,08	0,50	0,085	0,005	-0,060	-1,005	3,74