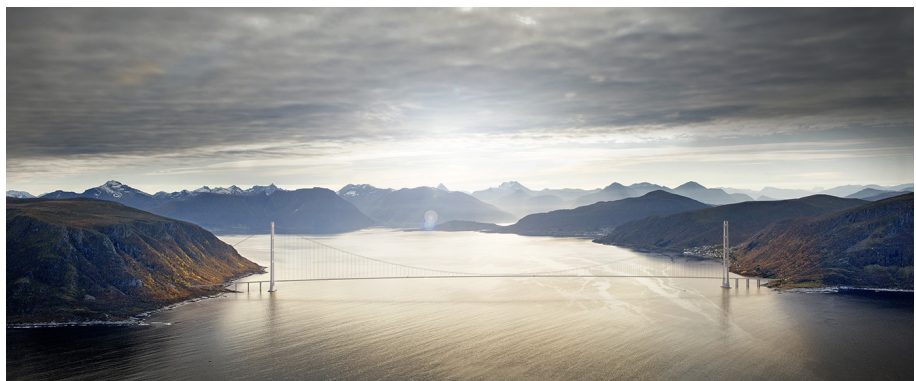


Per Korslund
Jørn-Gunnar Nystad

Dimensjonering av brutårn

En løsning for hengebru over Sulafjorden

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Juni 2022



Per Korslund
Jørn-Gunnar Nystad

Dimensjonering av brutårn

En løsning for hengebru over Sulafjorden

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Juni 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2022

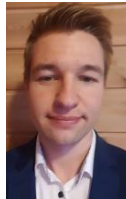
FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 11.06.2022	ANTALL SIDER: 93 + 28 (vedlegg)
------------------------------------	---------------------	------------------------------------

TITTEL:

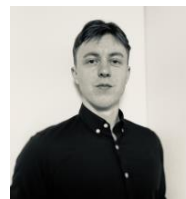
Dimensjonering av brutårn: En løsning for hengebru over Sulafjorden

Design of bridge towers: A solution for a suspension bridge across Sulafjorden

UTFØRT AV:



Jørn-Gunnar Nystad



Per Korslund

SAMMENDRAG: Sulafjorden byr på en av de mest teknisk krevende fjordkryssingene i ferjefri E39-prosjektet. I denne oppgaven modelleres og analyseres en mulig løsning for hengebru med et hovedspenn på 2800 meter. Hovedfokuset er på dimensjonering i bruddgrensetilstand av brutårnene som bygges i en miljøvennlig B90 betong, og 2. ordens effekter er en sentral del av oppgaven.

Målet med oppgaven er å dimensjonere brutårnene til Sulafjordbrua for styrke og stivhet, og undersøke effekten av å endre ulike parametere i tårnet. For å ha et utgangspunkt for bruas dimensjoner og geometri, ble Hardangerbrua oppskalert med skaleringsteori som estimerer tårnhøyden til å være over 400 meter. Sulafjordbrua har blitt modellert i FEM-programmet Abaqus, med én modell for frittstående tårn i byggetilstand, og én modell for ferdigbygget bru. I utgangspunktet har brutårnene blitt dimensjonert for en E-modul på 13000 MPa, og nødvendig lengdearmering for tverrsnittene er beregnet med et Excel-program.

Den oppskalerte bruas dimensjoner er kun et estimat, så det har derfor blitt undersøkt hvordan tverrsnittene kan optimaliseres for lavest mulig materialforbruk. Tverrsnittsbredden ble redusert med 25% fra oppskalerte dimensjoner. Betongvolumet er dermed redusert, og resultater viser at behovet for lengdearmering også reduseres. En analyse av ett spesifikt tverrsnitt midt i tårnet viser at en kombinasjon av slakk- og spennarmering kan redusere det totale stålarealet med 48%, samtidig som at tverrsnittet opprettholder sin kapasitet og stivhet. For det samme tverrsnittet viser beregninger med ulike stivheter at en E-modul på 21000 MPa gir minste armeringsmengde, og dette regnes som den optimale stivheten. Med denne optimale stivheten kan veggtykkelsen reduseres med 25% uten at tårnet får stabilitetsproblemer. Likevel er det vanskelig å konkludere med en best mulig løsning, ettersom alle kombinasjoner av parameterne påvirker brutårnenes kapasitet og stivhet ulikt. En tilnærmet optimal løsning vil være en kombinasjon av parameterne.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Sammendrag

Sulafjorden byr på en av de mest teknisk krevende fjordkryssingene i ferjefri E39-prosjektet. I denne oppgaven modelleres og analyseres en mulig løsning for hengebru med et hovedspenn på 2800 meter. Hovedfokuset er på dimensjonering i bruddgrensetilstand av brutårnene som bygges i en miljøvennlig B90 betong, og 2. ordens effekter er en sentral del av oppgaven.

Målet med oppgaven er å dimensjonere brutårnene til Sulafjordbrua for styrke og stivhet, og undersøke effekten av å endre ulike parametere i tårnet. For å ha et utgangspunkt for bruas dimensjoner og geometri, ble Hardangerbrua oppskalert med skaleringssteori som estimerer tårnhøyden til å være over 400 meter. Sulafjordbrua har blitt modellert i FEM-programmet Abaqus, med én modell for frittstående tårn i byggetilstand, og én modell for ferdigbygget bru. I utgangspunktet har brutårnene blitt dimensjonert for en E-modul på 13000 MPa, og nødvendig lengdearmering for tverrsnittene er beregnet med et Excel-program.

Den oppskalerte bruas dimensjoner er kun et estimat, så det har derfor blitt undersøkt hvordan tverrsnittene kan optimaliseres for lavest mulig materialforbruk. Tverrsnittsbredden ble redusert med 25% fra oppskalerte dimensjoner. Betongvolumet er dermed redusert, og resultater viser at behovet for lengdearmering også reduseres. En analyse av ett spesifikt tverrsnitt midt i tårnet viser at en kombinasjon av slakk- og spennarmering kan redusere det totale stålarealet med 48%, samtidig som at tverrsnittet opprettholder sin kapasitet og stivhet. For det samme tverrsnittet viser beregninger med ulike stivheter at en E-modul på 21000 MPa gir minste armeringsmengde, og dette regnes som den optimale stivheten. Med denne optimale stivheten kan veggtykkelsen reduseres med 25% uten at tårnet får stabilitetsproblemer. Likevel er det vanskelig å konkludere med en best mulig løsning, ettersom alle kombinasjoner av parameterne påvirker brutårnenes kapasitet og stivhet ulikt. En tilnærmet optimal løsning vil være en kombinasjon av parameterne.

Abstract

Sulafjorden offers one of the most technically demanding fjord crossings in the ferry-free E39 project. In this thesis, a possible solution for a suspension bridge with a main span of 2800 meters is modeled and analyzed. The main focus is on design in ultimate limit state of the bridge towers that are built with an environmentally friendly B90 concrete, and 2nd order effects are a central part of the thesis.

The aim of the thesis was to design the bridge towers of the Sulafjord Bridge for strength and rigidity, and to investigate the effect of changing various parameters in the tower. To have a starting point for the bridge's dimensions and geometry, the Hardanger bridge was scaled up with scaling theory which estimates the tower height to be over 400 meters. The Sulafjord bridge has been modeled in the FEM-program Abaqus, with one model for free-standing towers in construction condition, and one model for a completed bridge. Initially, the bridge towers have been designed for an E-modulus of 13000 MPa, and the required reinforcement for the cross-sections has been analyzed with an Excel program.

The dimensions of this upscale bridge are only an estimate, so it has therefore been investigated how the cross-sections can be optimized for the lowest possible material consumption. The cross-sectional width was reduced by 25 %. The concrete volume is thus reduced, and results show that the need for longitudinal reinforcement is also reduced. An analysis of a specific cross-section in the middle of the tower shows that a combination of slack and prestressing reinforcement can reduce the total steel area by 48 %, while the cross-section maintains its capacity and rigidity. For the same cross section, calculations with different stiffnesses show that an E-modulus of 21000 MPa gives the least amount of reinforcement, and this is considered the optimal stiffness. With this optimal rigidity, the wall thickness can be reduced by 25 % without the tower having buckling issues. Nevertheless, it is difficult to conclude what the best possible solution is, as all combinations of the parameters affect the capacity and stiffness of the bridge towers differently. An optimal solution would be a combination of the parameters.

Forord

Denne masteroppgaven er gjennomført av Jørn-Gunnar Nystad og Per Korslund ved NTNU i Trondheim våren 2022. Vi har vært studenter på studieprogrammet Bygg- og miljøteknikk, og tilhørt instituttet for konstruksjonsteknikk.

Vi har begge valgt å fordype oss innen betongkonstruksjoner dette siste året som studenter. Vår motivasjon for denne oppgaven var muligheten til å modellere en rekordlang hengebru, og lære om dimensjonering av brutårn.

Etter at denne oppgaven er levert flytter vi to i stikk motsatte himmelretninger, og kommer til å bo den neste tiden 1100 kilometer fra hverandre. Det blir spennende å se om våre veier krysses igjen i fremtiden!

Takk til Øyvind Wiig Petersen, Førsteamanuensis ved institutt for konstruksjonsteknikk, som har hjulpet oss med modelleringen av Sulafjordbrua i Abaqus.

Takk til Kristine Skogseide og Fredrik Kleppe, som delte et digitalt beregningsverktøy med oss som vi fikk god nytte av.

Til slutt ønsker vi å rette en stor takk til vår veileder Professor Terje Kanstad, som ga oss muligheten til å velge en interessant oppgave og avslutning på studietiden. Terje har hjulpet oss med nødvendig kunnskap og forståelse av temaet, og vi har følt hele veien at han har hatt troen på oss og vårt arbeid.

Jørn-Gunnar Nystad

Per Korslund

Symboler

Materialelegenskaper og statikk

f_{ck}	karakteristisk trykkfasthet betong
f_{cd}	dimensjonerende trykkfasthet betong
f_{yk}	karakteristisk flyttespenning stål
f_{uk}	karakteristisk bruddspenning kabelstål
γ_c	materialfaktor betong
γ_s	materialfaktor stål
γ_{sk}	materialfaktor kabelstål
γ_{sh}	materialfaktor hengstenger
α_{cc}	materialfaktor betong pga langtidslast
ϵ_{c2}	tøyning ved maksimal spenning betong
ϵ_{cu2}	bruddtøyning betong
ϵ_{c3}	tøyning ved maksimal spenning betong
ϵ_{cu3}	bruddtøyning betong
ϵ_{yk}	karakteristisk flyttøyning armering
A_s	areal slakkarmering
A_p	areal spennarmering
\emptyset	diameter armering
H	høyde tverrsnitt
B	bredde tverrsnitt
W	avstand mellom tårnbein
t	veggtykkelse tverrsnitt
z	indre momentarm
d	effektiv høyde
L	lengde
M	moment
N	aksialkraft
V	skjærkraft
σ_c	spenning betong
σ_s	spenning stål
E_{cm}	elastisitetsmodul betong
E_s	elastisitetsmodul stål
I	andre arealmoment

I_t	polart arealmoment
q	fordelt last
e	eksentrisitet
ν	poissontall
ρ_c	densitet betong
ρ_s	densitet stål
n	eksponent

Laster og lastkombinasjoner

g	egenvekt
q_v	vindlast
q_t	trafikklast
$v_{b,0}$	basisvindhastighet
z	høyde
z_1	referansehøyde
q_p	vindkasthastighetstrykk
I_z	turbulensintensitet
ρ	luftdensitet
α	korreksjonsfaktor trafikklast
ψ	kombinasjonsfaktor
ξ	reduksjonsfaktor egenvekt
γ_Q	lastfaktor variabel last
γ_G	lastfaktor permanent last
c_f	kraftfaktor

Lamell-program

N_{ci}	aksialkraft betonglamell
N_s	aksialkraft armering
y_{ci}	momentarm betonglamell
y_s	momentarm armering
h	høyde på tverrsnitt
κ	krumning
ϵ_{cU}	tøyning i overkant av tverrsnitt (Upper)
ϵ_{cL}	tøyning i underkant av tverrsnitt (Lower)

Skaleringsteori

A_m	areal hovedkabel
q	last fra egenvekt brukasse og nyttelast
q_{cb}	last fra egenvekt brukasse, egenvekt kabel og nyttelast
L	spennlengde
f	pilhøyde
f_{cbd}	dimensjonerende spenning kabelstål
γ_{cb}	densitet av kabelstål
$Q_{tårn}$	overslag av egenvekt betong i ett tårn
γ_{pl}	densitet av material i tårnet
f_{pld}	effektiv spenning til å bære egenvekt
f_{plA}	skaleringsfaktor for brutårn
Q_{Sul}	overslag av egenvekt betong i ett tårn, Sulafjordbrua
Q_{Har}	overslag av egenvekt betong i ett tårn, Hardangerbrua
h_{Sul}	tårnhøyde Sulafjordbrua
h_{Har}	tårnhøyde Hardangerbrua
Q_h	oversalg av egenvekt hengstang per løpemeter
j_m	avstand fra brukasse til kabel midt i spennet
n_h	antall hengestenger
L_h	gjennomsnittslengde på hengestenger

Innhold

Sammendrag	I
Abstract	II
Forord	III
Symboler	IV
Innhold	VII
1 Introduksjon	1
1.1 Kryssing av Sulafjorden	1
1.2 Tidligere relevante studier	3
1.3 Problemstilling, mål og struktur	4
2 Hengebru i Sulafjorden	5
2.1 Sulafjorden	5
2.2 Prinsipper for hengebru	7
2.3 Oppskalering av Hardangerbrua	12
3 Materialer og utforming	17
3.1 Brutårn	17
3.2 Hovedkabler	18
3.3 Hengestenger	19
3.4 Avstivningsbærer	20
4 Laster	22
4.1 Egenlast	22
4.2 Trafikklast	23
4.3 Vindlast	24
4.4 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand	30
4.4.1 Lastkombinasjon 1	31
4.4.2 Lastkombinasjon 2	32
4.4.3 Lastkombinasjon 3	33
5 Modellering	34
5.1 FE-analyse i Abaqus	34

5.2	Elementtyper	36
5.3	Byggetilstand	37
5.4	Ferdigtilstand	39
6	Tverrsnittsanalyse	47
6.1	Målsetting	47
6.2	Betong som byggemateriale	47
6.3	Lamellmetode i Excel-program	49
6.4	Dimensjonering for stivhet	53
6.5	2. ordens teori	56
6.6	Verifisering av Excel-program	58
6.6.1	Eksempel med slakkarmering	58
6.6.2	Eksempel med spennarmering	61
6.7	Resultater før optimalisering	64
7	Optimalisering	67
7.1	Tverrsnittsbredde	68
7.2	Kombinert slakk- og spennarmering	70
7.3	Stivhet	71
7.4	Vegtykkelse	72
8	Resultater	73
8.1	Tverrsnittsbredde	73
8.2	Kombinert slakk- og spennarmering	82
8.3	Stivhet	84
8.4	Vegtykkelse	86
9	Diskusjon	88
9.1	Evaluering av resultater	88
9.2	Usikkerheter	90
10	Oppsummering og konklusjon	92
11	Forslag til videre arbeid	93
	Referanser	94
A	Vedlegg: Skaleringsteori	97

B Vedlegg: Vindlast	105
C Vedlegg: Verifisering av Excel-program	110
D Vedlegg: Armeringstegning	118
E Vedlegg: Skjærkapasitet og skjærarmering	120

1 Introduksjon

1.1 Kryssing av Sulafjorden

Tilbake i 2013 la den norske regjeringen frem sin plan om å knytte Vestlandet tettere sammen med utbedret infrastruktur - en plan som betegnes som det største samferdselsprosjektet i Norges historie. Europaveg 39 på det norske fastlandet strekker seg fra Kristiansand i sør til Trondheim i nord, og inneholder i dag blant annet 7 ferjeforbindelser over ulike fjorder. Det langsiktige målet er å erstatte samtlige ferjesamband på strekningen med løsninger som vil effektivisere trafikkflyten. Prosjektet ønsker å oppnå en ferjefri E39.

Den totale vegstrekningen som er illustrert i Figur 1.1 er på 1100 km, og har i dag en reisetid på nærmere 21 timer. Ferjefri-E39-prosjektet har som hensikt å bedre næringslivet, bo- og arbeidsmarkeder for å kunne videreutvikle Vestlandet, som allerede er Norges største eksportregion. Med faste forbindelser over fjordene, og bedre veier på fastlandet er det anslått at reisetiden på hele strekning kan halveres [1].



Figur 1.1: Ferjefri-E39. Illustrasjon fra Statens Vegvesen [1]

For et prosjekt av en slik størrelsesorden er det naturligvis flere faktorer som påvirker fremdrift og gjennomføring. Prosjektet er politisk motivert, og økonomi vil hele tiden være et sentralt tema. De mest lønnsomme prosjektene blir prioritert først og derfor er kryssingen av Boknafjorden foreløpig det eneste fjordkryssingsprosjektet som er under utbygging. Planlegging og utbyggingen av samtlige fjordkryssinger vil ta mange år, men målet om et totalt ferjefritt E39 innen 2050 er fortsatt mulig.

Sulafjorden byr på en av de lengste, og mest krevende kryssingene på hele E39. Prosjektet for Sulafjorden er foreløpig kun under teknisk utredning med blant annet målinger av bølger, strøm og vind. Flere konsultantselskaper jobber i dag med å utrede de mest aktuelle løsningene for fremtidens kryssing av Sulafjorden, og det er knyttet spenning til hvilken type bru Statens Vegvesen som byggherre vil velge. Multiconsult [2] er bare et av flere konsultantselskaper som har vært inne på banen for å utføre mulighetsstudier av ulike tekniske løsninger for bru på tvers av Sulafjorden. Tre aktuelle alternativer beskrives punktvis nedenfor:

Alternativ 1: Hengebru med ett hovedspenn er en mulig løsning der betongtårn på hver side av fjorden bærer hele bruspenntet via stålkabler. Traseen for dette alternativet vil ligge lengst nord i fjorden, der fjorden er på sitt smaleste. Likevel er fjorden tre kilometer bred på denne traseen, så tilstrekkelige dimensjoner og fornuftig geometri på brutårnene er helt avgjørende for kapasiteten. Dette alternativet med hovedfokus på betongbrutårnene danner et grunnlag for denne rapporten.

Alternativ 2: Flytende hengebru med tre spenn er en annen mulig løsning der brua støttes av to flytende plattformer på fjorden som gjør at spennlengdene kan reduseres betydelig. En stor utfordring i dette tilfellet er egenmodebevegelser som følge av bølger i havet, og det kreves høy kompetanse innen marin hydrodynamikk. I denne rapporten vil det ikke bli gjort undersøkelser for en slik løsning.

Alternativ 3: Rørbru under vann er et konsept der en tunnel senkes ned på 40 meters dybde og krysser Sulafjorden med en lengde på opptil 4,5 kilometer. Tunnelen vil være støttet av vertikale søyler, og en utfordring vil være dimensjonering mot strøm- og bølgelast. I denne rapporten vil det ikke bli gjort videre undersøkelser for en slik løsning.

1.2 Tidligere relevante studier

Det har tidligere blitt skrevet flere masteroppgaver hos instituttet for konstruksjonsteknikk ved NTNU i Trondheim som omhandler hengebruer i ferjefri-E39-prosjektet. En konsis oppsummering av tre tidligere masterprosjekter blir presentert fordi deres undersøkelser og konklusjoner er relevant for utgangspunktet og gjennomføringen av denne oppgaven.

M. Struksnæs og P. Steinbo - [Våren 2020]

Denne masteravhandlingen fremstiller en mulig løsning for en hengebru over Halsafjorden med hovedvekt på analyse av betongbrutårnene. Utformingen av brua er basert på den allerede eksisterende Hardangerbrua, men ettersom Halsafjorden er en bredere fjord må geometrien skaleres opp deretter. Påkjenning fra ytre belastning blir vurdert, og hengebruen blir modellert og dimensjonert ved hjelp av ulike digitale verktøy. Et viktig poeng i dette studiet er sammenligningen mellom bruk av B45 og B90-betong. Oppgaven konkluderer med at B90 vil gi en mer miljøvennlig løsning da mengden av betong og lengdearmering kan reduseres [3].

H. Kjelstrup og T. Hatteland - [Våren 2020]

Denne masteravhandlingen fokuserer på kontrollering av dimensjoneringen av den allerede eksisterende Hardangerbrua. Det blir gjort beregninger for både bruddgrense- og bruksgrensetilstand. Resultatene fra bruksgrense er spesielt interessante, fordi de viser at hele brutårnet står i trykk i ferdigbygget tilstand. Samtidig er spenningene på sikker side i henhold til Eurokode 2, slik at betongen ikke risser. Utbøyningene i toppen er også lave, og bruksgrensetilstanden vurderes til ikke å være dimensjonerende. På en annen side, blir bruksgrense for de frittstående tårnene i byggetilstand ikke analysert [4].

K. Skogseide og F. Kleppe - [Våren 2021]

Denne masteravhandlingen bygger videre på oppgavene fra 2020, men skiller seg ut ved at den undersøker effekten av vertikal spennarmering i betongbrutårnene. Studiet viser til at spennarmering øker momentkapasiteten i de frittstående tårnene som kan være gunstig i byggefasen. Men resultatene viser samtidig at spennarmering reduserer den globale momentkapasiteten i ferdigbygget tilstand som følge av økte trykkrefter i tårnene. Det konkluderes med at spennarmering i brutårnene er ugunstig for en potensiell hengebru over Halsafjorden, men det kan likevel være aktuelt å vurdere spennarmering i mindre mengder [5].

1.3 Problemstilling, mål og struktur

Denne rapporten tar utgangspunkt i en mulig hengebru-løsning for kryssingen av Sulafjorden. Ferjefri E39-prosjektet planlegger flere hengebruer med rekordlange spenn som krever enorme dimensjoner. Brutårnene er komplekse betongkonstruksjoner der det må tas hensyn til 2. ordens effekter. Konstruksjonen må nødvendigvis dimensjoneres med hensyn på belastningene den utsettes for - både gjennom byggefasen og i ferdig tilstand.

Målet med oppgaven er å dimensjonere brutårnene til Sulafjordbrua for styrke og stivhet, og undersøke effekten av å endre ulike parametere. For å ha et utgangspunkt for bruas dimensjoner og geometri, blir Hardangerbrua oppskalert basert på skaleringssteori, og modellert i FEM-programmet Abaqus. Disse dimensjonene blir brukt som et sammenligningsgrunnlag for videre optimalisering. I brutårnene brukes B90 betong, og blir kun kontrollert i bruddgrensetilstand.

Opgaven begynner med å presentere relevante fakta om Sulafjorden, og de viktigste prinsippene for en hengebru med ett spenn. Dette er for å gi leseren en visuell følelse av Sulafjordprosjektet. For å ha et utgangspunkt for utforming og geometri av Sulafjordbrua, blir geometrien til den allerede eksisterende Hardangerbrua oppskalert ved hjelp av skaleringssteori. Videre blir materialegenskaper for hver konstruksjonsdel presentert, og dimensjonerende laster blir beregnet. Brua modelleres for både byggetilstand og ferdigtilstand i Abaqus. Brutårnenes tverrsnitt dimensjoneres, og nødvendig armering beregnes i et Excel-program. Deretter blir det undersøkt hvordan tverrsnittene kan optimaliseres. Resultatene blir presentert og diskutert. Til slutt konkluderes oppgaven.

2 Hengebru i Sulafjorden

2.1 Sulafjorden

I dag eksisterer det ingen bruforbindelse over Sulafjorden, men den fremtidige brua vil i denne rapporten bli omtalt som “Sulafjordbrua”. Dette er en av de største fjordkryssingene i ferjefri-E39-prosjektet, og byr på store teknologiske utfordringer for ingeniører. Fjorden ligger på Sunnmøre i Møre og Romsdal, og splitter øykommunene Sula og Hareid som illustrert i Figur 2.1. En bruforbindelse over fjorden er en milepæl i samferdselsprosjektet, og vil binde sammen næringslivet mellom Ålesund og Hareidlandet.

Denne fjordkryssingen er så teknisk krevende at uansett hvilken løsning som blir valgt vil konstruksjonen bli internasjonalt unik. Sulafjorden grenser mot åpent hav, og er eksponert for et værhardt klima. Vind, bølger, havstrømmer og dønninger preger området. Distansene på tvers av fjorden varierer fra 3 til 5 km, og dybden er 450 meter på det dypeste.

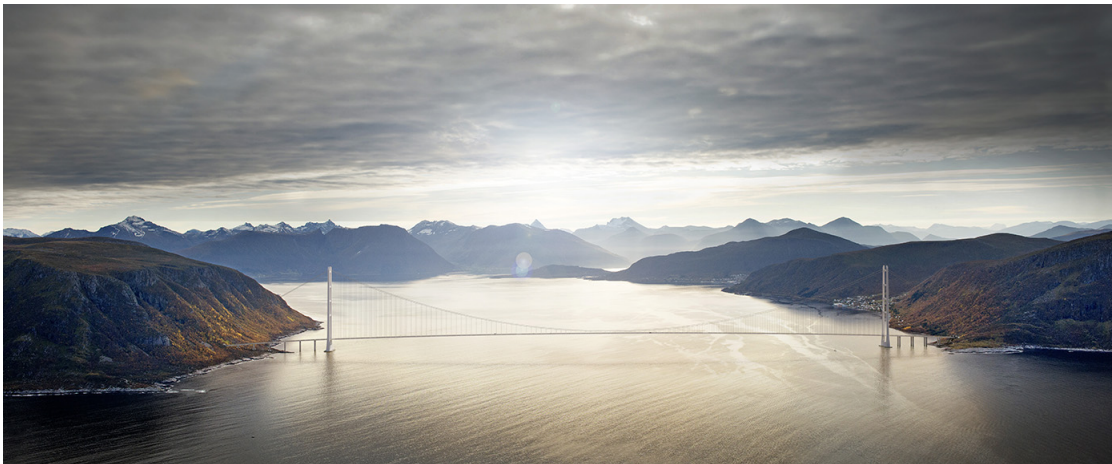


Figur 2.1: Landskap rundt Sulafjorden. Utklipp fra NorgesKart.no

Den mest aktuelle traseen for hengebru med ett spenn ligger helt nord i Sulafjorden og vil forbinde Trælbodneset og Kvitneset [6] som markert i rødt i Figur 2.1. Her er fjorden tre kilometer bred, og hengebrua vil få et hovedspenn på 2800 meter, noe som vil være det største hovedspennet på en hengebru i verden. Til sammenligning har Çanakkalebroen som åpnet 18. mars 2022 et hovedspenn på 2023 meter.

En hengebru av en slik størrelsesorden kan ikke planlegges med bruk av standardiserte naturlaster fra systematiserte regelverk for konstruksjoner. Naturlastene må måles og dokumenteres spesifikt for Sulafjorden. Statens Vegvesen har derfor i flere år kartlagt vind, vindkast, bølger, strømminger, nedbør og temperaturer. I tillegg er havbunnen kartlagt under fjorden, så informasjon om grunnforhold og skredfare er kjent [7].

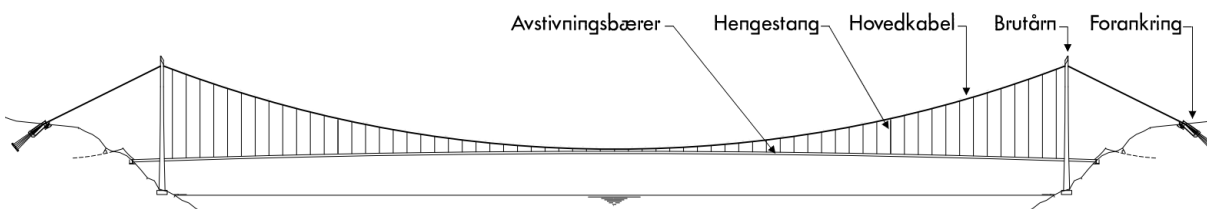
Ettersom fjordkryssingen er på hele 3 kilometer, kan en kanskje tenke seg at det vil være enklere å bygge en bru med flere korte spenn. Utfordringen med dette er dybden på fjorden som fører til at søylene som skulle vært fundamentert i havbunnen måtte vært over 500 meter høye. Til sammenligning er Norges største condeep-plattform 472m, og Eiffeltårnet 303m høyt [8]. Derfor er ett-spenns hengebruer ofte gunstige over dype kryssinger, da tilnærmet hele konstruksjonen kan fundamenteres på land. Et grafisk design av hvordan en hengebru med ett spenn kan se ut over Sulafjorden er illustrert i Figur 2.2.



Figur 2.2: Forslag til hengebru over Sulafjorden - grafisk design av Multiconsult

2.2 Prinsipper for hengebru

En slik type bru utføres med ett langt hovedspenn over fjorden, og to kortere viadukter nærmere land, men betegnes likevel som en ett-spenns hengebru. Brua består av de fem hovedelementene tårn, hovedkabler, hengestenger, forankring og avstivningsbærere. Figur 2.3 illustrerer hvordan hovedelementene henger sammen geometrisk.



Figur 2.3: Hovedelementene i hengebru

Statikken i systemet fungerer på den måten at alle lastene fra hovedspennet overføres til toppen av tårnene via strekkrefter i hengestenger og hovedkabler. Brutårnene blir derfor utsatt for enorme trykkrefter, og må naturligvis dimensjoneres fornuftig i henhold til belastningen. Figur 2.4 illustrerer statikken i hengebrua sett fra et sideprofil.



Figur 2.4: Trykk- og strekkrefter i konstruksjonen

Det er stolte tradisjoner for bygging av hengebruer i Norge. En av grunnene er det store antallet dype fjorder som krever lange spenn. I andre land er skråstagbruer mer utbredt, men i Norge er enkelte fjorder flere hundre meter dype og gjør det utfordrende å fundamenterer bruene midt i hovedspennet. I tillegg er det gode forankringsmuligheter i fjell for hovedkablene her til lands [9].

Brutårn

Moderne brutårn bygges ofte i betong fordi dette er et materiale som har gode trykkegenskaper, og i Norge har man tilgang på tilslagsmaterialer av høy kvalitet, samt god teknologisk kompetanse på utførelse av betongkonstruksjoner. Ett tårn består av to tårnbein som heller skrått inn mot hverandre, og danner en “H”-form ved at tverrbjelker, også kalt rigler, fester de to tårnbeinene sammen i stive forbindelser. Tårnbeina har hule kassetverrsnitt for å spare materialer, samtidig som at tverrsnittets store høyde og bredde bidrar til høy bøyestivhet. På grunn av den slake helningen er avstandene mellom tårnbenene større i bunnen slik at det er plass til en vegbane. Tårnene bygges ved hjelp av klatreforskaling, og mot berggrunnen er tårnbeina fundamentert på betongfundamenter. Et slikt par med tårnbein bygges på hver side av fjorden [9]. Figur 2.5 viser et tårn på Hardangerbrua.



Figur 2.5: Eksisterende brutårn på Hardangerbrua. Foto: broer.no

Hovedkabler

Hovedkablene bærer enorme strekkrefter og forankres til fjell på hver side av fjorden. Kablene strekker seg over hele hovedspennet, og gjennom tårntoppene hvor de hviler på avrundede sadler slik at kreftene overføres til brutårnene som da utsettes for trykk.

Hovedkablene er bygd opp av tynne kaldtrukne ståltråder som er spunnet til ulike tverrsnittformer. Kablene settes sammen enten med kabelspinning eller av prefabrikkerte delkabler. Kablene har bruddspenning i området $1200\text{-}2200\text{ N/mm}^2$, og har stor bæreevne i forhold til sin egenvekt. De benyttes ofte i konstruksjoner med store spenn som i hengebruer. Kablene har lav bøyestivhet, og vil i praksis ikke oppta bøyemomenter. Alle ytre krefter bæres derfor i strekk [10]. Den globale geometrien til kablene er definert med spennvidde (L) og pilhøyde (f). Pilhøyden er avstanden mellom det høyeste og laveste punktet på kabelen, og er vanligvis mellom $1/8$ og $1/12$ av spennvidden.

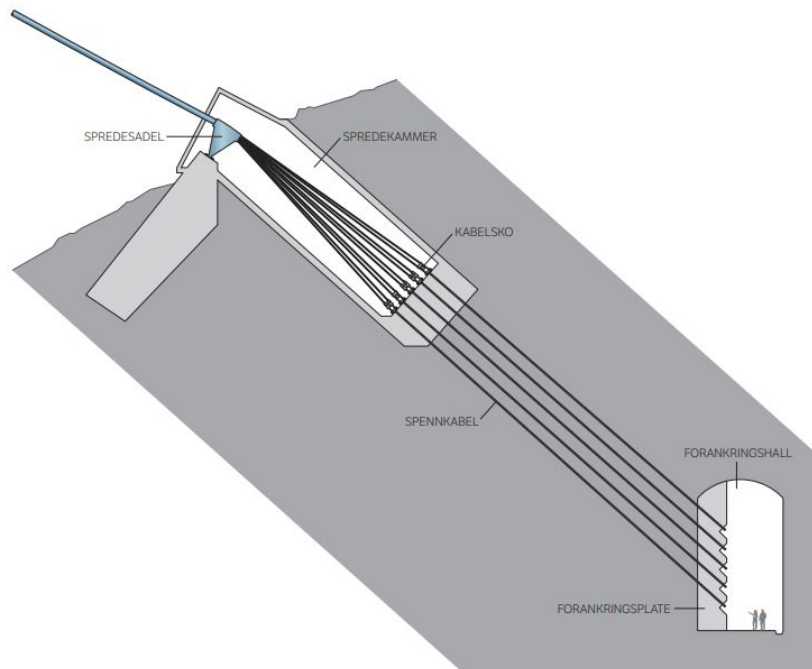
Det store antallet ståltråder med liten diameter fører til et stort overflateareal, der mesteparten av stålet er utilgjengelig for inspeksjon. Kablene er dermed utsatt for rust på overflaten. Derfor er det ønskelig med ekstra beskyttelse i tillegg til galvanisering av stålet. En løsning som er brukt i nyere tid er et avfuktingsanlegg som pumper tørr luft gjennom hulrommene i kablene. For at det skal fungere må kablene være innpakket i et lufttett lag, noe som oppnås ved å først spinne en ståltråd rundt kablene, og deretter en lufttett polymer [11].

Hengestenger

Hengestenger er de vertikale kablene som henger avstivningsbæreren/vegbanen opp i hovedkablene. De plasseres med en fast avstand langs hele spennet. Lengden på kablene varierer fra noen få meter midt i spennet til omtrent lengden av pilhøyden ved brutårnene.

Forankring

En vanlig forankringsmetode i Norge i dag er fjellforankring. Fundamentering av strekkref-tene i hovedkablene gjøres ved at hovedkabelen splittes opp til delkabler i et spredekammer. Delkablene festes til spennkabler ved hjelp av kabelsko. Spennkabel forankretes i fjell som vist på Figur 2.6.



Figur 2.6: Forankring av hovedkabler. Illustrasjon: Statens Vegvesen

Avstivningsbærer

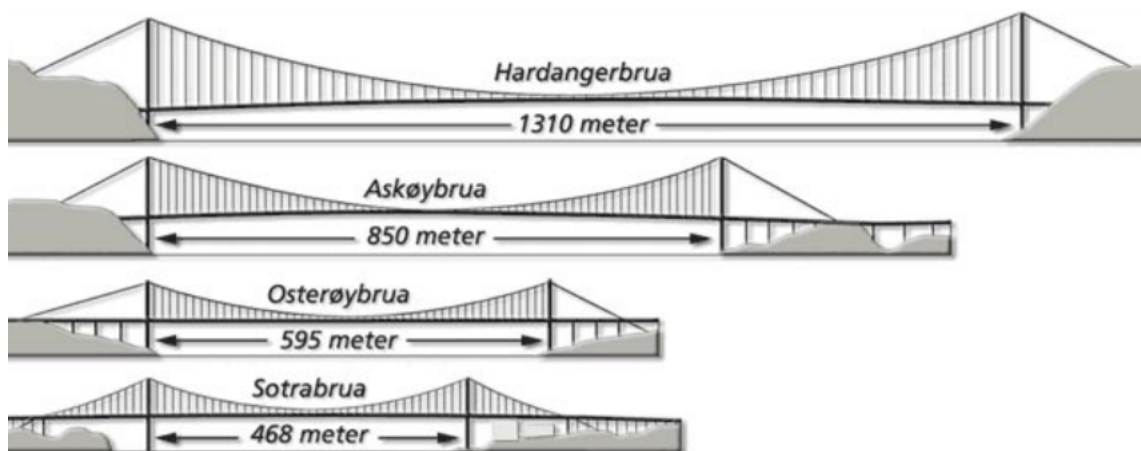
Avstivningsbæreren er konstruksjonsdelen som vegbanen ligger på. Den kan utføres på forskjellige måter, som for eksempel bjelker, fagverk eller kassetverrsnitt. På moderne hengebru-er med lange spenn er avstivningsbæreren gjerne aerodynamiske kassetverrsnitt. Innvendig er de stivet av i lengderetning av brua, og med tanke på statikken har den som hovedoppgave å fordele kreftene fra trafikklasten ut til hengestengene som tar opp strekkreftene. Figur 2.7 viser brukassen på Hardangerbrua under montering.



Figur 2.7: Brukasse Hardangerbrua. Foto: tu.no

2.3 Oppskalering av Hardangerbrua

I denne oppgaven benyttes Hardangerbrua til oppskalering. Hardangerbrua er Norges lengste hengebru med et spenn på 1310 meter og tårn med høyde på 200 meter. Sulafjordbrua vil ha ett spenn som over dobbelt så stort, og et tårn som er dobbelt så høy. Forholdet mellom størrelsene vil være omtrent som forholdet mellom Osterøybrua og Hardangerbrua som vist i Figur 2.8.



Figur 2.8: Norske hengebruer. Illustrasjon: Tor Sponga, Bergens Tidende

Alle objekter som skaleres opp følger Square-cube law. Den sier at volumet av et objekt øker raskere enn tverrsnittsarealet når den skaleres opp. Egenvekten av et objekt er proporsjonal med volumet, mens styrken til et objekt er proporsjonal med tverrsnittsarealet. Slik at spenningen på grunn av egenvekt øker jo større konstruksjonen blir. Dette gjelder også for hengebruer. Derfor ved oppskalering av hengebruer øker dimensjonene på de forskjellige komponentene eksponentielt på grunn av stadig større bidrag fra egenvekten på kreftene i konstruksjonen. Denne økningen er forskjellig for de ulike delene av konstruksjonen. Derfor benyttes skalerings teori fra «*Cable Supported Bridges: Concept and design*» av Gimsing og Georgakis [11], heretter kaldt Gimsing. I kapittel 3.2 *Suspension System* i boken finnes en rekke formler for innledende design for de forskjellige komponentene av hengebruer basert på laster og geometri. Regner så ut dette for Hardangerbrua og Sulafjordbrua parallelt og finner et forhold mellom dem. Dette forholdet blir skaleringsfaktoren. Denne faktoren multipliseres med de faktiske dimensjonene på Hardangerbrua for å finne dimensjonene på Sulafjordbrua. En fordel med formlene i Gimsing er at de tar hensyn til styrken av materialene, dermed tar også skaleringsfaktoren hensyn til forskjellig styrker til materialene på Hardangerbrua

og Sulafjordbrua. Dette er spesielt aktuelt for tårnene der det benyttes B45 på Hardangerbrua og B90 på Sulafjordbrua. Skaleringsteorien gir ikke de endelige dimensjonene, men gir bare omtrentlige dimensjoner. Om dimensjonene er tilstrekkelig kan først sies noe om når konstruksjonen er analysert og krefter hentes ut. I denne oppgaven blir bare tårnene dimensjonert. De andre komponentene blir ikke dimensjonert, men det antas at skaleringsteorien gir nøyaktige nok dimensjoner på de andre komponentene til å dimensjonere tårnene. Både med tanke på egenvekten og at lastene fordeler seg realistisk inn til tårnet. Beregningene er gjort i Excel og kontrollert i Mathcad. Utrekningene i Mathcad finnes i Vedlegg A.

Hovedkabler

Med en spennvidde på 2800 meter vil egenvekten av kablene være en betydelig del av lasten som overføres til toppen av tårnet. Derfor må dimensjonen bestemmes før beregning av tverrsnittet på tårnet. Det gjøres ved hjelp av ligning 2.1

$$A_m = \frac{qL\sqrt{L^2 + 16f^2}}{8f_{cbd}f - \gamma_{cb}L\sqrt{L^2 + 16f^2}} \quad (2.1)$$

Ligningen inkluderer vertikallast, spennlengde, pilløyde, styrke av kablene og tetthet til kablene, hvor alle parameterne er forskjellige for Hardangerbrua og Sulafjordbrua. Skaleringen av hovedkablene utføres ved å beregne parallelt nødvendig areal av hovedkablene til de to bruene. Deler beregnet areal på Sulafjordbrua på beregnet areal på Hardangerbrua, og får en skaleringsfaktor på 3.11.

Ligning 2.1 gir et totalt areal på 0.40 m^2 for Hardangerbrua, mens det i virkeligheten er på 0.44 m^2 . Dette er et avvik på omtrent 10 prosent. Årsaken til at kabeldimensjonen er større kan skyldes økt kraft på grunn av vind eller lokale spenningsøkninger ved kabelsal eller klemme. På grunn av at det er et avvik mellom beregnet areal og faktisk areal på Hardangerbrua benyttes en skaleringsfaktor i stedet for å beregne nødvendig areal til Sulafjordbrua direkte fra ligning 2.1. Slik at det faktiske kabelarealet til Hardangerbrua ganges med skaleringsfaktoren, og anslår en nødvendig dimensjon på hovedkablene til Sulafjordbrua på 1.37 m^2 .

Tårn

For tårnene gir Gimsing en ligning som beregner mengde material i tårnene i kilonewton, altså egenvekt av tårnet. Formelen gitt i boken tar utgangspunkt i hengebruer med opphengte sidespenn. Det benyttes ikke sidespenn på bruene i denne oppgaven, derfor er formelen modifisert. Det gjøres en antagelse om at hovedkablene og sidekablene har samme vinkel på hver side av tårntoppen. Det gir følgende ligning 2.2.

$$Q_{\text{tårn}} = q_{cb}L(\exp(\frac{\gamma_{pl}}{f_{pld}}h_{pl}) - 1) \quad (2.2)$$

Ligningen inkluderer last fra kablene, høyden av tårnet og forholdet mellom tyngdetetthet og effektiv spenning i materialet. Det tas ikke hensyn til vind, derfor benyttes en effektiv spenning som er den spenningen som kan utnyttes til å bære vertikal last. Det foreslås å velge den mellom 60% og 80% av dimensjonerende spenning, og i denne rapporten benyttes 60%.

Ligning 2.2 brukes parallelt for Hardangerbrua og Sulafjordbrua for å finne et anslag på den totale vekten betong som kreves i tårnene. Ved å dividere den totale vekten på høyden av tårnet og egenvekten av betong finnes nødvendig tverrsnittsareal. Deler nødvendig tverrsnittsareal for Sulafjordbrua på nødvendig tverrsnittsareal for Hardangerbrua og finner en skaleringsfaktor, ender da opp med ligning 2.3 som gir en faktor på 2.22.

$$f_{plA} = \frac{\frac{Q_{Sul}}{h_{Sul}}}{\frac{Q_{Har}}{h_{Har}}} \quad (2.3)$$

Formlene over tar utgangspunkt i et tårn med konstant tverrsnitt. Det er gunstigere med varierende tverrsnitt slik det er på Hardangerbrua. Derfor benyttes en skaleringsfaktor i stedet for og beregne nødvendig tverrsnittsareal til Sulafjordbrua direkte fra ligning 2.2. Hvis forholdet mellom lengde og bredde av tårnbeinene forholdes likt som på Hardangerbrua kan et skalert tårntverrsnitt til Sulafjordbrua regnes ut. Tverrsnittet til Hardangerbrua varierer med høyden og er delt inn i 45 etapper med ulike tverrsnitt. Hvert av disse skaleres for Sulafjordbrua og vises i Tabell 2.1, og illustrasjon av dimensjonene vises i Figur 2.9. Tykkelsen av veggene i tverrsnittet ved skalering er valgt til 600 mm som for Hardangerbrua. Det er senere endret til 1000 mm som blir beskrevet i kapittel 3.1.

Høyden på etappene er valgt til 8,8 meter. Øverste etappe er på 12,8 meter for å nå høyden på 400 meter. På Hardangerbrua er etappene på 4 meter og støpes i et steg. På Sulafjordbrua blir det derfor nødvendig å støpe en etappe i to steg. Slik at støpingen gjøres i 90 etapper og tverrsnittet endre hver andre etappe. Når støpeetapper nevnes senere i rapporten mens det etappene på 8,8 meter der tverrsnittet endres for hver etappe.



Figur 2.9: Illustrasjon av tverrsnittene for to tårnbein

Hengestenger

Lasten i hengestengene er ulik for Hardangerbrua og Sulafjordbrua. Derfor må de også oppskaleres. Gimsing gir også en ligning for mengde stål i hengestengene. Mengden deles på antall hengestenger og gjennomsnittlig lengde, slik at mengde stål per meter hengestang beregnes. Det gir til slutt ligning 2.4.

$$Q_h = \frac{\gamma_{cbd}}{f_{cbd}} q \left(j_m + \frac{f}{3} \right) L \cdot \frac{1}{n_h L_h} \quad (2.4)$$

Regner ut mengden parallelt for begge bruene og finner en skaleringsfaktor på 2,23 ved å ta et forhold mellom mengden stål per meter i hengstengene på Hardangerbrua og Sulafjordbrua. Ganger skaleringsfaktoren med tverrsnittsarealet på hengstengene på Hardangerbrua. Nødvendig diameter på hengstengene på Sulafjordbrua blir 104 mm.

Tabell 2.1: Tverrsnitt tårnbein Sulafjordbrua

Etappe	Kotehøyde [m]	B [mm]	H [mm]	W [mm]
1	8.8	15026	18457	44316
2	17.6	14774	17971	43911
3	26.4	14528	17501	43499
4	35.2	14286	17042	43083
5	44	14049	16596	42663
6	52.8	13820	16166	42234
7	61.6	13594	15747	41802
8	70.4	13377	15341	41361
9	79.2	13162	14949	40919
10	88	12954	14570	40469
11	96.8	12753	14206	40013
12	105.6	12556	13854	39552
13	114.4	12365	13515	39085
14	123.2	12179	13187	38613
15	132	12000	12874	38135
16	140.8	11826	12575	37652
17	149.6	11658	12289	37162
18	158.4	11495	12014	36667
19	167.2	11338	11754	36166
20	176	11188	11508	35658
21	184.8	11041	11273	35148
22	193.6	10903	11053	34629
23	202.4	10769	10844	34105
24	211.2	10640	10648	33576
25	220	10518	10468	33041
26	228.8	10400	10298	32500
27	237.6	10290	10142	31953
28	246.4	10179	9872	31406
29	255.2	10080	9755	30847
30	264	9989	9651	30281
31	272.8	9899	9560	29713
32	281.6	9819	9482	29135
33	290.4	9744	9418	28553
34	299.2	9673	9366	27966
35	308	9610	9325	27372
36	316.8	9551	9299	26773
37	325.6	9499	9287	26167
38	334.4	9454	9283	25555
39	343.2	9413	9281	24938
40	352	9377	9280	24317
41	360.8	9347	9279	23689
42	369.6	9321	9278	23057
43	378.4	9302	9277	22419
44	387.2	9289	9276	21774
45	400	9280	9276	20830

3 Materialer og utforming

3.1 Brutårn

Geometrien til Sulafjordbrua er basert på Hardangerbrua [12] og «*Suspension bridge alternative - Sulafjorden*» gjort av Multiconsult [13]. Høyden på tårnet og plassering av rigler er inspirert av mulighets studiet til Multiconsult. Tårnene er 400 meter høye og inneholder 5 rigler. Nedre rigel er på 8x8 meter plassert i 53 meters høyde. De fire andre riglene er på 8x5 meter med plassert i henholdsvis 176, 246, 316 og 387 meters høyde. Høydene er fra bunnen av tårnbeinet til senterlinjen av riglene. Riglene har en veggtykkelse på 1 meter. Veggtykkelsen til tårnbeinene er endret fra 0.6 meter som valgt ved skalering til 1 meter. Det er gjort på grunn av større last i tårnet en antatt ved skalering. Den høyere lasten skyldes høyere trafikklaster en først antatt, og brattere vinkel på kablene fra tårnet og ned til forankring. Tårnbeinene heller 2.14 grader inn mot hverandre med en avstand i bunnen av tårnet på 45 meter. Avstanden er valgt for å få plass til to brukasser mellom tårnbeinene. Tverrsnittsdimensjoner er vist i Tabell 2.1. Det benyttes betong i fasthetsklasse B90. Materialeegenskapene er beskrevet i Tabell 3.1:

Egenskap	Symbol	Verdi
E-modul	E_{cm}	44000 MPa
Poissontall	ν	0,2
Karakteristisk trykkfasthet	f_{ck}	90 MPa
Densitet	ρ_c	2500 kg/m ³
Koeffisient for langtidslast	α_{cc}	0,85
Sikkerhetsfaktor bruddgrensetilstand	γ_c	1,5
Trykk-tøyning ved brudd	ϵ_{cu2}	$2,6 \cdot 10^{-3}$

Tabell 3.1: Materialeegenskaper B90

B90 er den sterkeste betongklassen i Eurokode 2 [14] med en dimensjonerende trykkfasthet på 51 MPa.

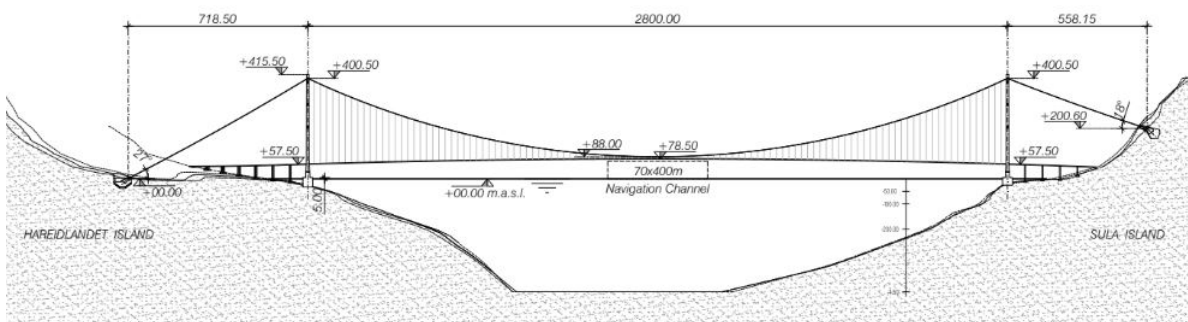
Det benyttes armering av typen B500NC. Til vertikal armering brukes dimensjonene $\varnothing 25$ og $\varnothing 32$. For horisontal armering brukes $\varnothing 16$ og $\varnothing 25$. Egenskapene er beskrevet i Tabell 3.2.

Egenskap	Symbol	Verdi
E-modul	E_s	200000 MPa
Karakteristisk flytespenning	f_{yk}	500 MPa
Sikkerhetsfaktor bruddgrensetilstand	γ_s	1,15
Karakteristisk flyttøyning	ϵ_{yk}	$2,5 \cdot 10^{-3}$

Tabell 3.2: Materialegenskaper B500NC stål

3.2 Hovedkabler

De største utfordringene med design av hengebruere med svært lange spenn er aerodynamisk stabilitet og å holde kablenes egenvekt på et fornuftig lavt nivå. For store spenn vil mengden kabelstål være en betydelig del av egenvekten i spennet. Derfor er forholdet mellom pilhøyden og spennlengden (f/L) satt til 1/9. I Norge har det vært vanlig å bruke 1/10. Et større f/L forhold fører til redusert kraften i hovedkablene og dermed mindre hovedkabler, men høyere tårn. Det gir en pilhøyde på 311 meter. Avstanden fra kablene ned til dekket er satt til 7 meter. Siden det ikke benyttes opphengte sidespenn, går kablene fra tårn toppen ned til forankringen i en tilnærmet rett linje. Denne geometrien for hovedkablene er hentet fra mulighets studie til Multiconsult [13]. Som vist på Figur 3.1 er ikke lengden eller helningen av kablene fra tårn ned til forankring lik på begge sider. Dette fører til at kreften i tårnene ikke blir like.



Figur 3.1: Geometri for Sulafjordbrua av Multiconsult[13]

Stålet som benyttes i hovedkablene er ståltråder på 5.4 mm med strekkfasthet 1860 MPa. Dette er den høyeste kvaliteten som er i bruk i eksisterende hengebruere (Izmit Bay, Yavuz Sultan Selim bruene). Høyest mulig stålqualität er med på å holde dimensjonen og egenvekten nede. For montering kan enten kabelspinning eller PPWS teknologi brukes. Tabell 3.3 beskriver egenskapene til ståltrådene.

Egenskap	Symbol	Verdi
E-modul	E_s	200000 MPa
Karakteristisk bruddspenning	f_u	1860 MPa
Sikkerhetsfaktor bruddgrensetilstand	γ_s	2,1
Ståltråd diameter	\emptyset	5,4 mm
Densitet	ρ_s	7850 kg/m ³

Tabell 3.3: Materialeegenskaper for hovedkabel i stål

Kablene på Sulafjordbrua oppskaleres fra kablene til Hardangerbrua. Hardangerbrua har to hovedkabler som består av 10032 ståltråder med en diameter på 5.3 mm som utgjør et areal på 0,22 m² per kabel. Oppskalering til Sulafjord brua gir et nødvendig areal på 0,69 m² per kabel. Det gir 30128 ståltråder med diameter på 5,4 mm per kabel. Som nevnt i kapittel 3.1 er trafikklasten høyere enn først antatt. Det vil øke dimensjonene på kablene etter skaleringsteori til 0.76 m² per kabel. I mulighets studie til Multiconsult har kablene forskjellige dimensjoner på ulike steder i spennet, fra 0.59 m² til 0.65 m² per kabel. Det er lavere enn beregnet fra skaleringsteori, derfor velges det å ikke øke dimensjonen til 0.76 m².

Kablens sammensetting av mange tynne tråder gjør at de generelt kan antas å ikke ha noe bøyestivhet. For beregninger av en global modell kan denne antagelsen benyttes ifølge kapittel 2.6 i Gimsing [11], men Abaqus tillater ikke null bøyestivhet. Bøyestivheten er derfor satt til 1% av bøyestivheten til et solid tverrsnitt av samme størrelse.

3.3 Hengestenger

I hengestengene anvendes spiralslåtte, lukkede fullgalvaniserte kabler som for Hardangerbrua. I begge endene av hengestengene er det et feste. Festet er designet slik at det er leddet i lengderetning av brua og låst mot rotasjon på tvers. Hengstengene har i praksis ikke noe bøyestivhet, og dermed overfører de ikke momenter. For Sulafjordbrua er det valgt en avstand på 24 meter mellom hengestengene som gir 117 par. Der den korteste er på 7 meter midt i

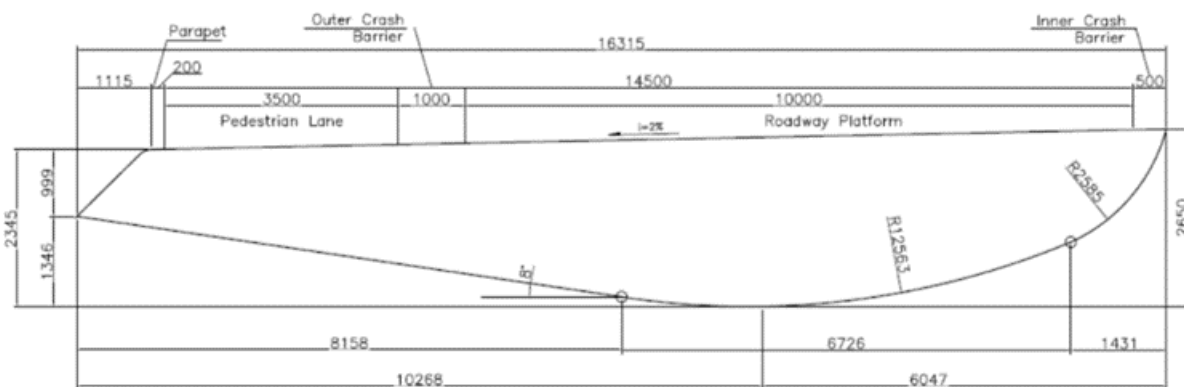
spennet og den lengste er på 337 meter nærmest tårnet. Skaleringsfaktoren er beregnet til 2,23 fra del-kapittel 2.3. Det gir en kabeldiameter på 104 mm. Tabell 3.4 viser egenskapene til stålet i hengestengene

Egenskap	Symbol	Verdi
E-modul	E_s	155000 MPa
Karakteristisk bruddspenning	f_{uk}	1570 MPa
Sikkerhetsfaktor bruddgrensetilstand	γ_s	2,2
Densitet	ρ_s	7850 kg/m ³

Tabell 3.4: Materialeegenskaper hengestenger

3.4 Avstivningsbærere

På grunn av den store spennvidden på Sulafjordbrua vil ikke avstivningsbæreren benyttet til Hardangerbrua være stabil nok med tanke på aerodynamisk stabilitet. Derfor benyttes det et todelt tverrsnitt med to brukasser med en stor åpning imellom. Geometrien til kassetverrsnittet som er benyttet i denne oppgaven er hentet fra mulighets studie til Multiconsult [13]. Som igjen er inspirert av arbeid fra Messina-brua. Mulighets-studie til Multiconsult ser i hovedsak på et usymmetrisk alternativ med to ulike brukasser. I denne oppgaven velges et symmetrisk alternativ med to like brukasser. Tverrsnittet til kassene er en aerodynamisk utformet kassetverrsnitt bygget opp av ortotropiske stålplater som vist i Figur 3.2. De to kassene er koblet sammen av koblingsbjelker hver 24. meter. Koblingsbjelkene har et valgt tverrsnitt på 2x2 meter med en vegg tykkelse på 2 cm. De utføres i samme stål kvalitet som brukassene.



Figur 3.2: Brukasse tverrsnitt [13].

Åpningen mellom er på 8.5 meter, det gir en total bredde av avstivningsbæreren på 41 meter. Avstivningsbæreren utføres i stålqualität S460M. Material egenskapene er vist i Tabell 3.5.

Egenskap	Symbol	Verdi
E-modul	E_s	210000 MPa
Karakteristisk flytespenning	f_{yk}	460 MPa
Densitet	ρ_s	7850kg/m ³

Tabell 3.5: Materialeegenskaper S460M stål

Videre er de geometriske egenskapene til et kassetverrsnittet gitt i Tabell 3.6.

Egenskap	Symbol	Verdi
Areal	A	0.607 m ²
Andre arealmoment om sterk akse	I_y	13.35 m ⁴
Andre arealmoment om svak akse	I_x	0.477 m ⁴
Polart arealmoment	I_t	1.141 m ⁴

Tabell 3.6: Tverrsnittsegenskaper for et kassetverrsnitt

4 Laster

Analysen i dette studiet avgrenses til statiske laster. I dette kapittelet blir det gjort rede for egenvekt av konstruksjonen, samt statisk trafikk- og vindlast. I virkeligheten vil brua utsettes for dynamiske laster som fluktuerende vind eller akselerasjoner i forbindelse med vegtrafikken, men i dette tilfellet vil det bli gjort forenklinger for å begrense omfanget. Det blir også sett vekk fra andre aktuelle laster som snølaster, ulykkeslaster, jordskjelv og tøyninger fra temperaturvariasjoner.

Beregningsgrunnlag, antagelser og forenklinger for utledning av egenlast (g), trafikklast (q_t) og vindlast (q_v) blir beskrevet i kapitlene 4.1, 4.2 og 4.3. Der blir de karakteristiske lastverdiene presentert i tabeller. I kapittel 4.4 blir tre ulike lastkombinasjoner vurdert, der last- og kombinasjonsfaktorer blir inkludert, slik at de dimensjonerende lastene kan implementeres i Abaqus-modellen.

4.1 Egenlast

Egenlasten består av alle de permanente lastene på Sulafjordbrua. Dette innebærer vekten av brutårnene, hovedkabler, hengestenger og avstivningsbæreren med faste installasjoner. Tyngdetetthetene og tverrsnittsarealene i figur 4.1 legges inn i Abaqus-modellen som automatisk beregner fordelingen av egenvekt for konstruksjonen.

Konstruksjonsdel	Densitet [kg/m^3]	Areal tverrsnitt [m^2]
Brutårn	2500	Varierende
Hovedkabler	7850	0,6900
Hengestenger	7850	0,0085
Avstivningsbærer	7850	0,6070

Tabell 4.1: Egenvekt

For avstivningsbæreren blir det også lagt til en jevnt fordelt last fra permanente installasjoner som autovern, rekkverk, asfalt og lys. Det totale tillegget samlet på de to brukassene fra asfalt er på $49,7 kN/m$, og annet utstyr på $16,8 kN/m$. Verdiene for dette ekstra tillegget er hentet fra Multiconsult sine beregninger [13]. De variable lastene som trafikk og vind må derimot beregnes manuelt, og legges inn som linjelaster i modellen.

4.2 Trafikklast

Trafikklast påvirker en hengebru på flere måter, og tilfører ytre krefter i både vertikal og horisontal retning. Lastene kan modelleres som kombinasjoner av konsentrerte og fordelte krefter, i tillegg til å ha både statiske og dynamiske oppførsler. I *NS-EN-1991-2: Trafikklast på bruer* [15] anbefales beregninger av ulike lastmodeller.

Analysen som er gjort i denne oppgaven er forenklet ved at den kun er basert på statisk trafikklast i det som eurokoden omtaler som lastmodell 1 (LM1). Denne lastmodellen er definert som konsentrert og jevnt fordelt last ved stillestående trafikkork over hele brua. Det betyr at brua er tungt belastet vertikalt, men uten dynamiske bevegelser. Ifølge lastmodellen skal vegbanen deles inn i kjørefelter slik at ulike plasseringer av lastene kan undersøkes for å vurdere ugunstige tilfeller. De andre lastmodellene tar hensyn til blant annet spesialkjøretøy og dynamisk virkning fra akselerasjon på kjøretøyene. Disse tilfellene blir ikke vurdert i denne oppgave, men er relevant i en mer omfattende analyse.

Metoden for utregning av dimensjonerende trafikklast på Sulafjordbrua er utført i samsvar med eurokoden, men korreksjonsfaktorene gjelder kun for bruer med spenn kortere enn 200m. Derfor er korreksjonsfaktorene α for spenn over 1000m hentet fra Lovdata *Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet* [16]. Basert på kapittel 4.2 i Eurokode 1 og brukassen som er foreslått i del-kapittel 3.4, deles vegbanen inn i tre kjørefelt, et resterende felt og et gangfelt. Karakteristisk linjelast i hvert felt er gitt ved $q_t = q_k \cdot \alpha \cdot \text{Bredde}$. Enda en forenkling er gjort i denne oppgaven ved at lastene fra hvert felt er summert opp og modellert i Abaqus som en linjelast sentrisk på hver brukasse. Videre er verdiene som er benyttet gitt i tabell 4.2, der summen av feltene gir total trafikklast på 30,7 kN/m per brukasse.

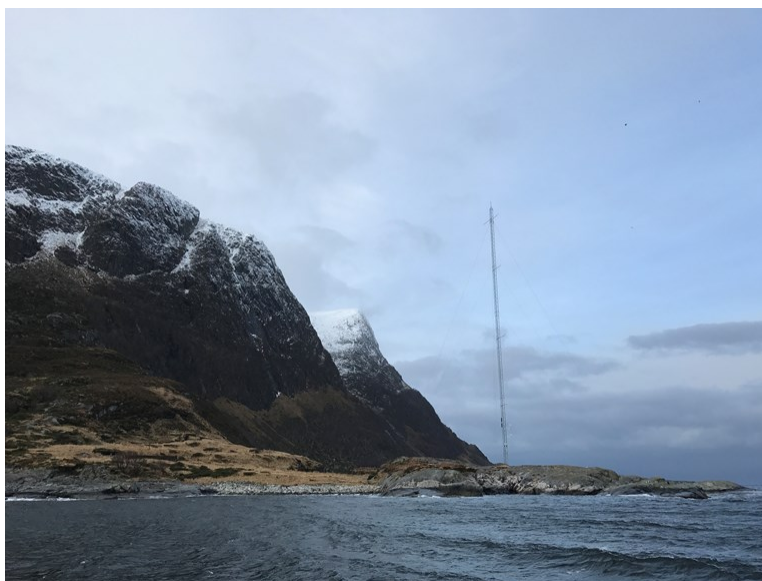
Felt	Bredde [m]	q_k [kN/m ²]	α	q_t [kN/m]
Kjørefelt 1	3,0	9,0	0,50	13,5
Kjørefelt 2	3,0	2,5	1,00	7,5
Kjørefelt 3	3,0	2,5	1,00	7,5
Resterende felt	1,0	2,5	0,00	0,0
Gangfelt	3,5	2,5	0,25	2,2

Tabell 4.2: Karakteristisk trafikklast q_t per brukasse

4.3 Vindlast

Beregninger av vindlast på Sulafjordbrua er mer omfattende enn beregninger av egenvekt og trafikklast. Lokale vindklima i Norge er standardisert i tabeller, og benyttes ofte i prosjekteringsfase for ordinære konstruksjoner. Derimot blir Sulafjordbrua ingen ordinær konstruksjon, slik at naturlaster må kartlegges mer nøyaktig der brua skal bygges og stå i lang tid. Målet er å uttrykke vinden med linjelaster slik at det kan legges inn i den digitale elementanalysen som blir beskrevet i kapittel 5. Modelleringen av vindlast avgrenses til statistisk vindlast basert på middelvind og turbulens, da dynamisk vindlast ikke blir vurdert.

For Sulafjord-prosjektet holder Statens Vegvesen på med en betydelig målekampanje av miljø og geotekniske undersøkelser [17]. Målekampanjen er fortsatt pågående, og datagrunnlaget oppdateres jevnlig med målinger og syntetiske langtidssimuleringer. Dette innebærer blant annet dokumentering av data for vind. Arbeidet gjøres i samarbeid med Fugro Oceanor, Kjeller Vindteknikk og Meteorologisk Institutt. Computermodeller simulerer værphenomeneene som på sikt vil gi mer nøyaktige værmeldinger, og ikke minst gi en økt forståelse av økosystemene i norske fjorder. Likevel bør man være oppmerksom på at det er usikkerhet rundt vind-dimensjonering, fordi man ikke vet nøyaktig hvordan klimaet vil endre seg de neste 100 årene. Dette blir påpekt i Statens Vegvesen sin rapport for tilleggsbestemmelse for miljølast [18]. Figur 4.1 viser en eksisterende vindmålermast på Kvitneset i Sulafjorden.



Figur 4.1: Vindmålermast i Sulafjorden. Foto: Jørn Arve Hasselø, Statens Vegvesen

Beregningene for vindlast er gjennomført i henhold til *NS-EN 1991-1-4: Vindlast* [19], *Spesifikasjon av miljølast* for Sulafjorden av Statens Vegvesen [17], og krav fra N400 [20]. Metoden for utregningene blir forklart i dette kapittelet, men de komplette vindlast-verdiene for ulike høydeintervaller er lagt i Vedlegg B.

Rapporten fra Statens Vegvesen (SVV) er basert på lokale målinger, og estimerer en middelvindhastighet med 50 års returperiode på 39,0 m/s i en høyde på 76,8m. I henhold til regelverket kan denne middelvindhastigheten brukes til beregning av vindlaster på brua i ferdigbygget tilstand, men i byggetilstand skal en middelvindhastighet med 10 års returperiode benyttes i følge N400. Faktoren c_{prob} skalerer middelvindhastigheten for de returperiodene (T) som ikke er 50 år, som vist i ligning 4.1:

$$c_{prob} = \left[\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right]^n \quad (4.1)$$

der $p = 1 - \exp(-\frac{1}{T})$ er sannsynligheten for årlig overskridelse. Samtidig som at $K = 0.25$ og $n = 0.55$ er basert på lokale måledata, og avviker derfor noe fra Eurokoden. Faktoren c_{prob} beregnes for de ønskede returperiodene og multipliseres med 39,0 m/s. For returperioder på henholdsvis 10 og 50 år gir tabell 4.3 følgende middelvindhastigheter:

Returperiode	C_{prob}	Middelvind $v(z_1)$ [m/s]
Byggetilstand (T=10 år)	0,883	34,4
Ferdigtilstand (T=50 år)	1,0	39,0

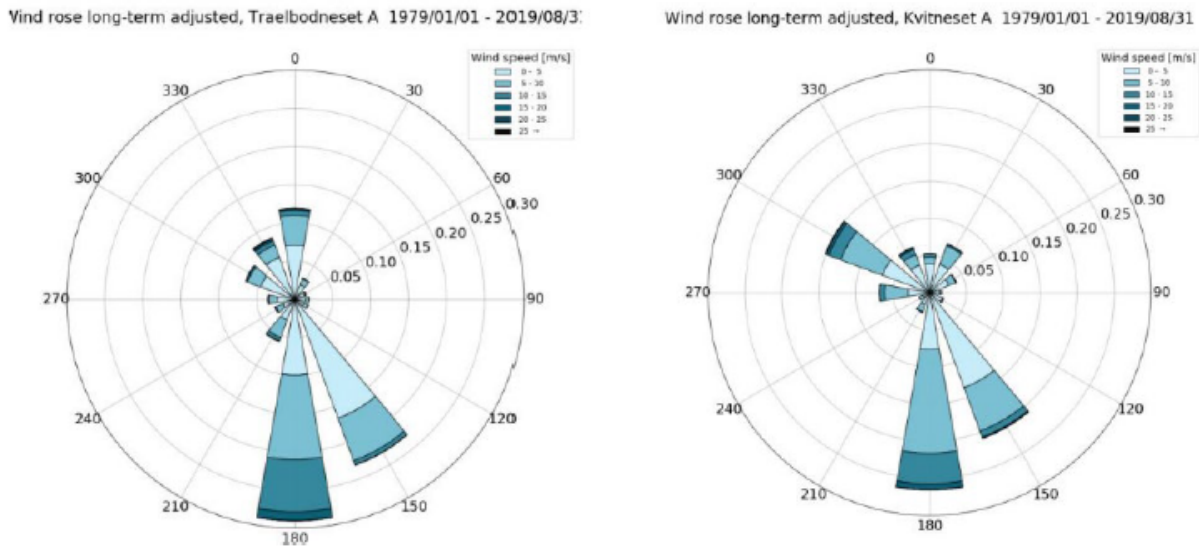
Tabell 4.3: 10 minutters middelvindhastigheter for ulike returperioder i høyde 76,8m

Videre blir det analysert hvordan vindhastighetene varierer mellom Sulafjordbrua sitt høyeste og laveste punkt. De lokale målingene for variasjon i høyde viser nok en gang et avvik fra Eurokodens metode, og derfor anbefaler Statens Vegvesen følgende ligning 4.2:

$$\frac{v_{b,0}(z)}{v(z_1)} = \left(\frac{z}{z_1}\right)^\alpha \quad (4.2)$$

der ligningen løses for basisvindhastighet $v_{b,0}(z)$ i ønsket høyde z som varierer fra 0 til 415 meter. Referansehøyden z_1 er fra tidligere kjent som 76,8m, og den øvrige parameteren α har anbefalt konstant verdi på 0,07 basert på målinger i den nordlige enden av Sulafjorden.

Deretter blir det tatt hensyn til vindretninger og sesongvariasjoner. I realiteten vil vinden naturligvis kunne blåse fra alle kanter, men for at analysen og modelleringen ikke skal bli for tidkrevende, vil det kun bli gjort beregninger for horisontal vind vinkelrett på tverretning og lengderetning av bruspenet. Figur 4.2 illustrerer hvordan vinden blåser på to mulige plasseringer av brutårnene. Målingene viser at sterkest vind i tverretning forekommer fra sør, og sterkest vind i lengderetning fra vest. Vindhastighetene er lavere i lengderetning av brua som følge av omkringliggende terreng. Hvordan disse to vindretningene angriper brutårnene er visualisert i Figur 4.3, som blir presentert senere.



Figur 4.2: Vindroser for to målestasjoner

Basert på denne informasjonen, og anbefaling fra Statens Vegvesen blir retningsfaktoren c_{dir} satt til 1,0 for vind i tverretning av bruspenet, og 0,85 i lengderetning. Dette er også logisk med tanke på topografien, da fjell på hver side vil redusere vindstyrken, og vinden fra sør vil blåse uhindret gjennom den åpne fjorden. Sesongfaktoren settes konservativt lik 1,0 ettersom både byggetid og ferdigtilstand vil ha varighet på flere år. Dimensjonerende vindhastigheter beregnes fra ligning 4.3 som er kjent fra eurokoden:

$$v(z) = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}(z) \quad (4.3)$$

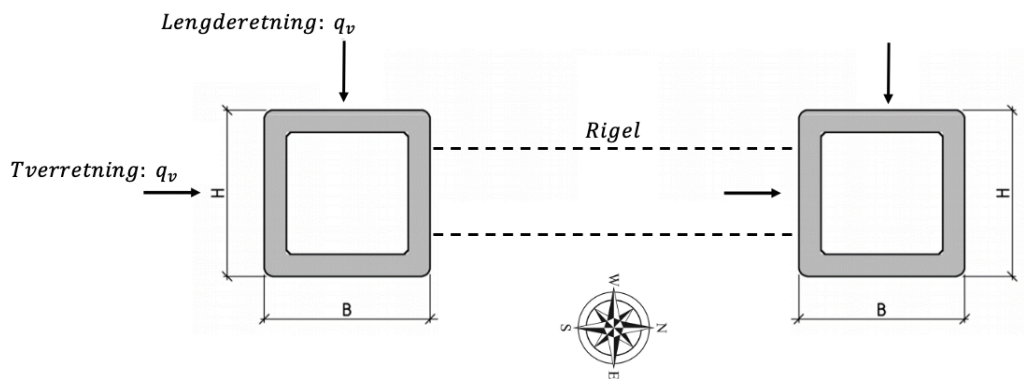
Ettersom kun statisk vindlast blir vurdert i denne analysen, vil det bli inkludert vindkast for å få konservative lastverdier. Ligning 4.4 uttrykker vindkasthastighetstrykket gitt i kN/m^2 for ulike høyder, og er hentet fra N.A.4.5 i Eurokode 1.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v(z)^2 \quad (4.4)$$

Der ρ er luftdensiteten som settes lik $1,25 \text{ kg/m}^3$, og beregning av turbulensintensiteten $I_z(v)$ finnes i Vedlegg B. Dette trykket kalkuleres for hver av de to aktuelle vindretningene både i bruas byggetilstand og ferdigtilstand. Dette gir altså fire forskjellige fordelinger av vindlaster.

Vindlast på brutårn

Nå som vindtrykket [kN/m^2] er beregnet for de ønskede høydeintervallene må de tilsvarende linjelastene [kN/m] på brutårnet beregnes slik at verdiene kan legges direkte inn i et digitalt modellerings-verktøy. De to vindretningene er illustrert i Figur 4.3, og har betydning for lastkombinasjonene som blir diskutert i neste del-kapittel. Bruspennets lengderetning peker i østlig og vestlig retning.



Figur 4.3: Vindretninger på tårnbein

Den karakteristiske vindlasten q_v på brutårnene er ulik i de to retningene, og avhenger av vindtrykket, bredden på tverrsnittet og kraftfaktorer - noe som uttrykkes i ligning 4.5 og 4.6.

$$q_{v,lengde}(z) = q_{p,lengde}(z) \cdot B(z) \cdot c_{f,lengde}(z) \quad (4.5)$$

$$q_{v,tverr}(z) = q_{p,tverr}(z) \cdot H(z) \cdot c_{f,tverr}(z) \quad (4.6)$$

Kraftfaktorene c_f er beregnet i henhold til NS-EN 1991-1-4 og vises i Vedlegg B.

Den virkelige vindlastfordelingen vil naturligvis variere kontinuerlig med høyden. I denne analysen er vindlastene derimot beregnet mest mulig hensiktsmessig for modellering i Abaqus. Ettersom de estimerte brutårnene er 415 meter høye vil det være ekstremt tidkrevende å modellere en nøyaktig fordeling av vindlastene. Ettersom tårnene er inndelt i 45 støpetapper på 8,8 meter hver, er det derfor valgt å beregne en stykkevis konstant vindlast for fem og fem støpetapper. Det vil si at hver linjelast strekker seg over en høyde på 44 meter, og lastverdien er beregnet i det høyeste punktet. Tabell 4.4 viser de karakteristiske linjelastene på brutårnet i lengderetning av bruspennet, og lastfaktorene for de dimensjonerende lastene er enda ikke inkludert. Selv om vindhastighetene øker med høyden, reduseres vindlasten med høyden fordi bredden på tårnene avtar. Forskjellen på vindlastene i byggetilstand og ferdigtilstand kommer av de ulike returperiodene som er brukt i estimeringen av vindhastigheter.

Flate	Vindlast		Høyde
	Byggetilstand	Ferdigtilstand	
Tårnbein	21,6 <i>kN/m</i>	27,7 <i>kN/m</i>	0-44 m
	21,2 <i>kN/m</i>	27,2 <i>kN/m</i>	44-88 m
	20,4 <i>kN/m</i>	26,2 <i>kN/m</i>	88-132 m
	20,5 <i>kN/m</i>	26,3 <i>kN/m</i>	132-176 m
	19,6 <i>kN/m</i>	25,2 <i>kN/m</i>	176-220 m
	18,9 <i>kN/m</i>	24,2 <i>kN/m</i>	220-264 m
	18,4 <i>kN/m</i>	23,6 <i>kN/m</i>	264-308 m
	18,1 <i>kN/m</i>	23,2 <i>kN/m</i>	308-352 m
	18,0 <i>kN/m</i>	23,1 <i>kN/m</i>	352-400 m
	18,0 <i>kN/m</i>	23,1 <i>kN/m</i>	400-415 m
Rigler	11,9 <i>kN/m</i>	15,3 <i>kN/m</i>	53 m
	13,2 <i>kN/m</i>	17,0 <i>kN/m</i>	176 m
	13,3 <i>kN/m</i>	17,0 <i>kN/m</i>	246 m
	13,7 <i>kN/m</i>	17,6 <i>kN/m</i>	317 m
	13,7 <i>kN/m</i>	17,5 <i>kN/m</i>	387 m

Tabell 4.4: Karakteristisk vindlast i lengderetning på brutårn

Tabell 4.5 viser fordelingen av karakteristiske vindlaster i tverretning på brutårnene. For vind i denne retningen er det antatt at det ikke virker vindlast på riglene som også strekker seg i tverretning mellom tårnbeinene. Vindlastene i tverretning er generelt større enn i lengderetning på grunn av en antatt høyere retningsfaktor når vinden blåser i den åpne fjorden.

Flate	Vindlast		Høyde
	Byggetilstand	Ferdigtilstand	
Tårnbein	42,4 <i>kN/m</i>	54,4 <i>kN/m</i>	0-44 m
	39,6 <i>kN/m</i>	50,8 <i>kN/m</i>	44-88 m
	35,5 <i>kN/m</i>	45,5 <i>kN/m</i>	88-132 m
	31,1 <i>kN/m</i>	39,8 <i>kN/m</i>	132-176 m
	27,4 <i>kN/m</i>	35,1 <i>kN/m</i>	176-220 m
	25,5 <i>kN/m</i>	32,7 <i>kN/m</i>	220-264 m
	24,6 <i>kN/m</i>	31,5 <i>kN/m</i>	264-308 m
	24,6 <i>kN/m</i>	31,5 <i>kN/m</i>	308-352 m
	24,9 <i>kN/m</i>	31,9 <i>kN/m</i>	352-400 m
	25,0 <i>kN/m</i>	32,0 <i>kN/m</i>	400-415 m

Tabell 4.5: Karakteristisk vindlast i tverretning på brutårn

Vindlast på hovedkabler, hengestenger og avstivningsbærer

For estimering av vindlastene på hovedkabler, hengestenger og avstivningsbæreren er det gjort flere antakelser og forenklinger slik at lastene blir enklere å modellere. I denne analysen er det valgt å neglisjere vindlastene i lengderetning på disse konstruksjonsdelene. Tabell 4.6 viser derfor kun karakteristiske vindlaster i tverretning og ferdigtilstand. Disse lastverdiene er lavere pga slankere tverrsnittsarealer og mer aerodynamiske former.

Flate	Vindlast		Snitthøyde
	Byggetilstand	Ferdigtilstand	
Hovedkabler	-	2,1 <i>kN/m</i>	250 m.o.h
Hengestenger	-	0,2 <i>kN/m</i>	150 m.o.h
Avstivningsbærer	-	6,6 <i>kN/m</i>	80 m.o.h

Tabell 4.6: Karakteristisk vindlast i tverretning på hovedspennet

4.4 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Påkjenninger fra egenlast, nyttelaster og naturlaster opptrer ofte samtidig, og lastene må kombineres i en eller flere lastkombinasjoner for å beregne dimensjonerende belastning på konstruksjonen. Å finne de verst tenkelige scenarioene er avgjørende for å dimensjonere en konstruksjon med tilstrekkelig kapasitet. For bestemmelser av kombinasjoner og lastfaktorer brukes NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, heretter omtalt som Eurokode 0 [21].

Eurokode 0 betrakter de tre basissituasjonene EQU, STR og GEO. EQU og GEO vurderer henholdsvis påvisning av likevekt og brudd i grunnen, og vil ikke bli beregnet her. Derimot, vil beregninger bli gjort for STR som vurderer brudd i konstruksjonen. Dimensjonerende verdier for laster bestemmes etter tabell NA.A2.4(B) i eurokoden der både ligning 6.10a og 6.10b vurderes etter hvilken kombinasjon av permanente og variable laster som er mest kritisk med tanke på konstruksjonens bruddkapasitet. Navngivingen på de to nevnte ligningene fra eurokoden må ikke forveksles med nummereringen av ligningene i denne rapporten. De to ligningene fra eurokoden er gjengitt i henholdsvis ligning 4.7 og 4.8:

$$\gamma_{G,sup} \cdot G_{k,sup} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,dominerende} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{i,\text{Øvrige variable}} \quad (4.7)$$

$$\xi \cdot \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,sup} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,dominerende} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{i,\text{Øvrige variable}} \quad (4.8)$$

Verdier for γ og ξ hentes fra tabell NA.A2.4(B) i eurokoden, og ψ -faktorer for vegbruer fra tabell NA.A2.1. I hvert lasttilfelle blir det vurdert om egenlasten av brutårnene virker gunstig eller ugunstig på konstruksjonen, og om det er trafikk- eller vindlast som skal regnes som dominerende variabel last.

For en komplett analyse bør en rekke forskjellige lastkombinasjoner vurderes for både ligning 4.7 og 4.8. Denne analysen avgrenses til tre ulike lastkombinasjoner som forventes å være kritiske for konstruksjonen. De tre lastkombinasjonene som vil bli analysert er:

1. **Lastkombinasjon 1** består av egenvekt og vind på de frittstående brutårnene i lengderetning av bruspennet. Dette er under byggetilstand da tårnene står utkraget uten fastholding i toppen.
2. **Lastkombinasjon 2** består av egenvekt av hele den ferdigstilte brukonstruksjonen, vindlast i lengderetning av bruspennet og jevnt fordelt trafikklast på hele bruspennet.
3. **Lastkombinasjon 3** består av egenvekt av hele den ferdigstilte brukonstruksjonen, og vindlast på tvers av hele brua.

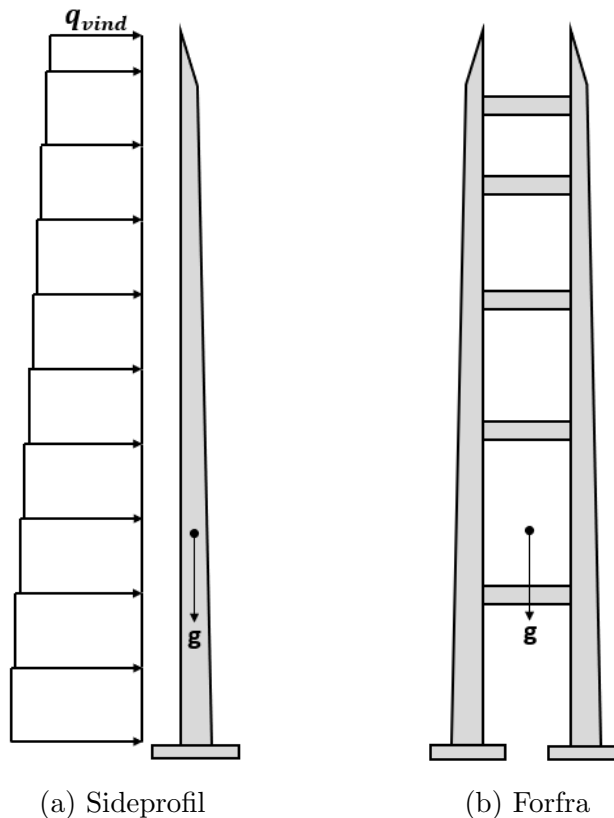
4.4.1 Lastkombinasjon 1

Lastkombinasjon 1 består av egenvekt og vindlast på de frittstående brutårnene i byggetilstand. På dette stadiet er ikke tårnene fastholdt av andre elementer som hovedkablene eller avstivningsbæreren, slik at tårnene vil fungere som utkragede søyler i lengderetning av bru-spennet. Dette betyr at tårnene er spesielt utsatte for store bøyemomenter og utbøyninger i denne retningen. Horisontal vind i lengderetning kan bøye ut tårnene, og i tillegg vil den enorme egenlasten bidra til ytterligere andre ordens momenter etterhvert som utbøyningen øker. Derimot, er tårnene stivet av med fem tversgående rigler i tverretning. Lastkombinasjon 1 er gitt i ligning 4.9 med tilhørende faktorer i ligning 4.10, der egenlast antas å virke ugunstig på konstruksjonen, og vindlast fungerer som dominerende variabel last.

$$\zeta \cdot \gamma_g \cdot g + \gamma_{q,vind} \cdot q_{vind} \quad (4.9)$$

$$1,20 \cdot g + 1,60 \cdot q_{vind} \quad (4.10)$$

Figur 4.4a og 4.4b illustrerer lastkombinasjon 1 med vind som virker på et frittstående tårn i bruas lengderetning, i tillegg til konstruksjonens egenlast.



Figur 4.4: Skisse av lastkombinasjon 1

4.4.2 Lastkombinasjon 2

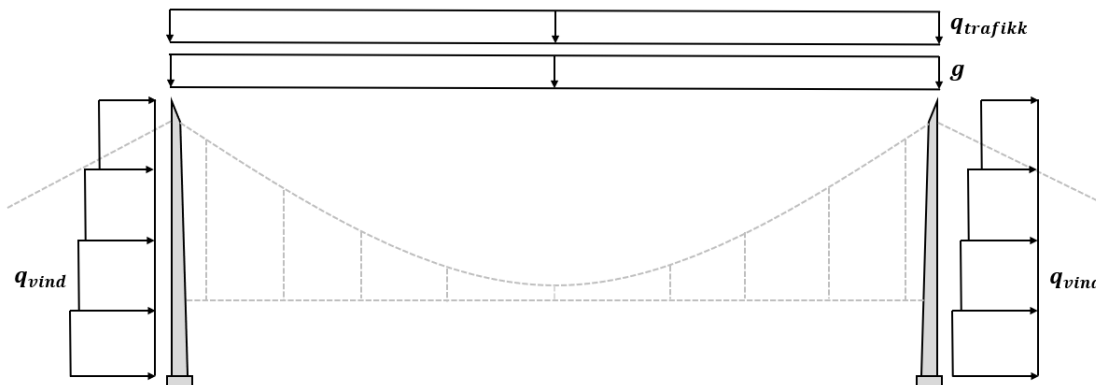
Lastkombinasjon 2 består av egenvekt av hele den ferdigstilte brukonstruksjonen, vindlast i lengderetning av bruspenet og jevnt fordelt trafikklast på hele bruspenet.

Last-situasjonen er gitt i ligning 4.11 med tilhørende faktorer i ligning 4.12. Egenlast antas å virke ugunstig på konstruksjonen og trafikklast vurderes som dominerende variabel last. Denne ligningen er basert på eurokodens ligning 6.10a.

$$\gamma_g \cdot g + \gamma_{q,vind} \cdot \psi_{vind} \cdot q_{vind} + \gamma_{q,trafikk} \cdot \psi_{trafikk} \cdot q_{trafikk} \quad (4.11)$$

$$1,35 \cdot g + 1,12 \cdot q_{vind} + 0,95 \cdot q_{trafikk} \quad (4.12)$$

Figur 4.5 illustrerer et sideprofil av hele den ferdigstilte brua med egenlast, vindlast og trafikklast. Skissen er forenklet og størrelsene på de fordelte lastene er ikke nødvendigvis korrekt skalert i figuren.



Figur 4.5: Skisse av lastkombinasjon 2

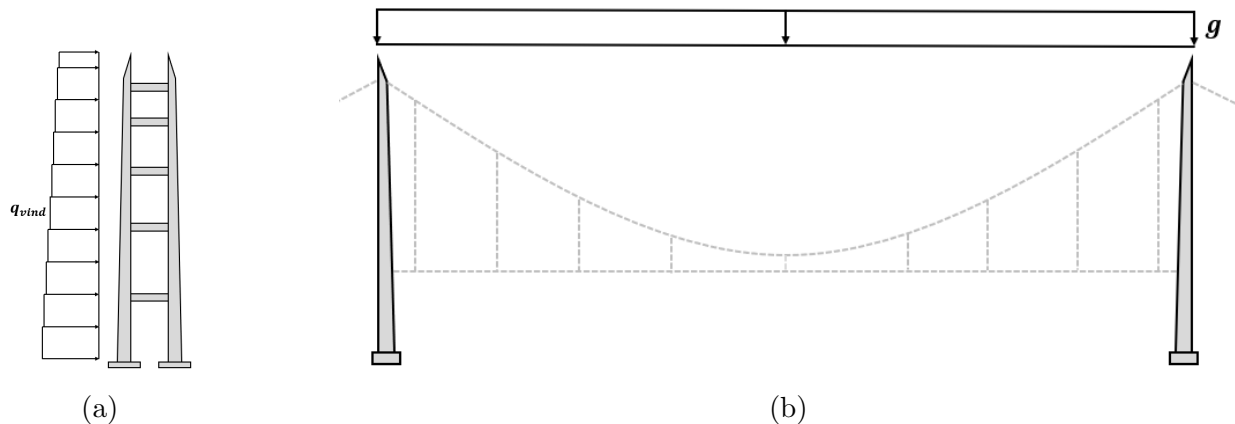
4.4.3 Lastkombinasjon 3

Lastkombinasjon 3 består av egenvekt av hele den ferdigstilte brukonstruksjonen, og vindlast på tvers av hele brua. Last-situasjonen er gitt i ligning 4.13, der egenlast antas å virke ugunstig på konstruksjonen, og vindlast fungerer som dominerende variabel last. Etter regler fra NS-EN 1990 NA.A2.1 skal ikke trafikklasten inkluderes i denne situasjonen, da brua i praksis vil være stengt for trafikk under kraftig vind. Denne ligningen er basert på eurokodens ligning 6.10b. Med vind i denne retningen fungerer brutårnet som en rammekonstruksjon der de fem tversgående riglene er nødvendig for å stive av tårnbeinene. Tilhørende faktorer i ligning 4.14.

$$\zeta \cdot \gamma_g \cdot g + \gamma_{q,vind} \cdot q_{vind} \quad (4.13)$$

$$1,20 \cdot g + 1,60 \cdot q_{vind} \quad (4.14)$$

Figur 4.6a og 4.6b illustrerer egenlast, og vind på tvers av hele bruspenet. Skissen er forenklet og størrelsene på de fordelte lastene er ikke nødvendigvis korrekt skalert i figuren.



Figur 4.6: Skisse av lastkombinasjon 3

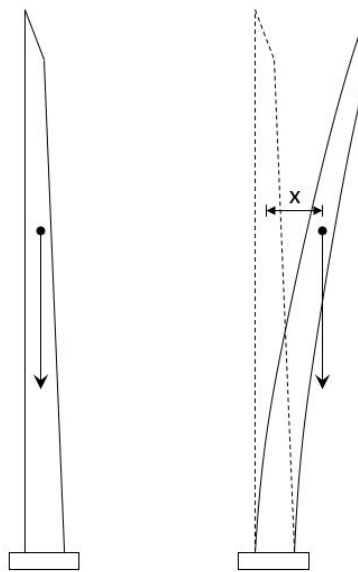
5 Modellering

5.1 FE-analyse i Abaqus

Abaqus er et kraftig FEA-program som tilbyr komplette løsninger for både rutinemessige og avanserte ingeniørmessige problemer. Programmet er flerfysisk, og kan brukes til mange fagområder [22], og har et vanskelig brukergrensen snitt i forhold til andre FEA-programmer som benyttes i bygge-bransjen. Til gjengjeld er det mer avansert med flere funksjoner som gjør det mulig å tilpasse modellen og analysen til det aktuelle problemet som skal løses. I Abaqus CAE er det mulig å modellere i et visuelt brukergrensesnitt og kjøre analyser. En alternativ metode å modellere på, er å benytte et Python-script som genererer en input fil. Denne INP-filen kan kjøres i Abaqus CAE. Det er filen Abaqus trenger for å utføre en analyse. En slik fil genereres også når Abaqus CAE benyttes. INP-filer kan redigeres i notepad. Ved redigering i notepad er det viktig å kunne syntaksen. Det kan finnes i *Abaqus Keywords Reference Guide* i dokumentasjon til Abaqus [23]. I denne oppgaven er begge metodene brukt.

Analyser kan kjøres i både 2D og 3D. Modellen kan bygges opp av 1D, 2D eller 3D elementer, eller benytte en kombinasjon. 1D elementer består av bjelkeelementer og stavelementer, og brukes i konstruksjoner eller konstruksjons deler der en dimensjon er betydelig større enn de to andre. For eksempel bjelker, søyler og kabler. 2D elementer består av skiver og plateelementer, og brukes i konstruksjoner der to dimensjoner er betydelig større enn den siste. For eksempel veggskiver og dekker. 3D elementer kalles solide elementer og kan modellere helt vilkårlige geometrier. Elementer med høyere dimensjon gir som regel bedre nøyaktighet på analysen, men det kreves mere datakraft for å kjøre analysen. I tillegg blir modellering og tyding av resultatene vanskeligere og mer tidkrevende. Det må alltid gjøres en avveining mellom kompleksitet og nøyaktighet av en analyse i et FEA-program. Det må baseres på hva analysen skal brukes til og hvilke resultater som ønskes. En god regel er å aldri gjøre en analyse mer komplisert enn nødvendig.

Abaqus er godt egnet til å utføre ikke-lineære analyser som kreves i denne oppgaven. I en lineær analyse har deformasjon og last en lineær sammenheng, mens dette ikke er tilfelle i en ikke-lineær analyse. Det kan i hovedsak skilles mellom to ulike ikke-lineære effekter i statiske analyser. Ikke-lineære geometri og ikke-lineære materialoppførsel. Ikke lineære material oppførsel skyldes at material egenskapene endres ved økende krefter i materialet. Eksempler på det er opprissing av betong og flyting i stål. I ikke-lineær geometri analyser virker lasten på en deformert konstruksjon, noe som kan gi tilleggs-krefter og tilleggs-momenter. Et eksempel på det er 2. ordens moment. Hvor massesentret til en konstruksjon flytter seg på grunn av deformasjon, og dermed skaper en momentarm. Figur 5.1 illustrere dette for et frittstående brutårn.



Figur 5.1: Illustrasjon av 2.ordens moment

Abaqus tar også hensyn til elementstivhet som påvirkes av last. Såkalt geometrisk stivhet. Dette er spesielt relevant for kabler. Begge to er relevant i denne oppgaven. Abaqus kan ta hensyn til både ikke-lineær geometri og ikke-lineær material oppførsel, men i denne oppgaven benyttes bare ikke-lineær geometri i Abaqus analysen. Ikke-lineære material oppførsel blir tatt hensyn til av lamell-programmet.

5.2 Elementtyper

I denne oppgaven benyttes 3D analyse med kun 1D elementer. Som nevnt er det to hovedtyper 1D elementer, bjelker og staver. Stavelementer har translasjonsfrihetsgrader i aksialretning og kan kun ta aksiale krefter. Bjelkeelementer har rotasjonsfrihetsgrader og translasjonsfrihetsgrader i både aksial retning og i tverretning. Derfor kan det ta opp bøyekrefter i form av momenter og skjærkrefter. Alle elementer i denne oppgaven blir utsatt for bøyekrefter, enten på grunn av egenlast eller vindlast, derfor benyttes det kun bjelke-elementer.

Bjelke elementer kan igjen deles inn i to typer, Euler-Bernoulli og Timoshenko-element. Euler-Bernoulli elementer tar ikke hensyn til skjærdeformasjon og bør derfor kun brukes på slanke bjelker. Abaqus anbefaler at den største tverrsnittsdimensjonen bør være mindre enn 0.067 ganger aksiallengden for at skjærdeformasjon kan neglisjeres. Dette forholdet kalles slankhetsforholdet. Elementet B33 er det relevante elementet. Timoshenko elementer tar hensyn til skjærdeformasjon, og kan benyttes for tykke og slanke bjelker. Elementene B31 og B32 er de to relevante elementene [24]. Element B31 er benyttet i denne oppgaven. Kabler er slanke og benytter derfor B33 element. Tårnene har et slankhets forhold på 0.044 hvis man benytter den største tverrsnittsdimensjonen. Tårnet har et varierende tverrsnitt som gradvis blir mindre, og det kan derfor argumenteres for et enda mindre slankhetsforhold. Tårnet er slankt nokk til at Euler-Bernoulli elementer kan benyttes, men Timoshenko element kan også benyttes for slanke bjelker. Derfor er det er ikke åpenbart hvilken type element som egner seg best, så det utføres en konvergenstudie for å finne det best egnede elementet. Tårnet har en komplisert geometri som det er vanskelig å finne noe analytisk løsning til. Ser derfor på en enkel utkrager med konstant tverrsnitt. Slik at resultatene fra Abaqus kan sammenlignes med analytisk løsning. Ser på en utkrager i stål med lengde på 5 meter og last på 1 kN/m. Tverrsnittet er et kassetverrsnitt på 200x100x10 mm. Det gir $I = 27786666 \text{ mm}^4$, og E modulen er på 210000 N/mm². Ligning 5.1 gir et maks moment på 12.5 kNm. Ligning 5.2 gir en maks nedbøyning på 13.4 mm. Ligning 5.3 gir en maks skjærkraft på 5 kN.

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{2} \quad (5.1)$$

$$w_{max} = \frac{q \cdot L^4}{8EI} \quad (5.2)$$

$$V_{max} = q \cdot L \quad (5.3)$$

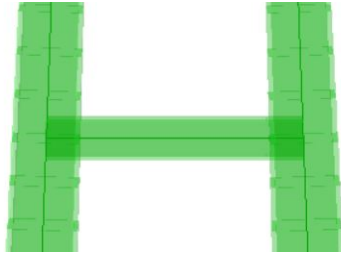
Velger å se på oppdeling i 5, 10 og 45 elementer. 45 fordi det er antall elementer brutårnet er delt opp i. Resultatene i Tabell 5.1 viser at B33 er det elementet med best nøyaktighet sammenliknet med analytisk løsning med hensyn på moment og nedbøyning, men B33 element kan ikke gi ut skjærkrefter. Benytter B33 elementer i en analyse for å beregne momenter, og benytter B31 elementer i en analyse for å beregne skjærkrefter. Med 45 elementer gir B33 helt nøyaktig løsning med tanke på moment og nedbøyning. Med 45 elementer gir B31 akseptabel nøyaktighet.

Element	Moment [kNm]	Nedbøyning [mm]	Skjærkraft [kN]
B33 5 elementer	12,42	13,4	–
B33 10 elementer	12,48	13,4	–
B33 45 elementer	12,50	13,4	–
B31 5 elementer	10,25	13,8	4,50
B31 10 elementer	11,31	13,6	4,75
B31 45 elementer	12,25	13,5	4,94

Tabell 5.1: Abaqus konvergenstest

5.3 Byggetilstand

En kritisk fase under bygging av hengebruer er når brutårnene er ferdig bygget, og kablene enda ikke har blitt montert. Heretter kaldt byggetilstand. Da har ikke brutårnene noe støtte i toppen og oppfører seg som en utkrager. Vindlast i bruens lengderetning vil i det tilfelle gi store momenter og utbøyninger. Modellering av tårnet i byggetilstand er gjort i Abaqus CAE. Tårnet er modellert fra overkant av fundamentet og opp. Det vil si at fundamentet ikke er tatt med i analysen. Tårnet er delt opp i 45 støpetapper med varierende tverrsnitt, se Tabell 2.1. Hver av etappene er på 8,8 meter og modelleres med et B33 element i senterlinjen. Unntaket er øverste etappe som er på 12,8 meter og består av to element, ett på 8,8 meter og ett på 4 meter. Det utgjør høyden fra fundament til kabelfeste som er på 400 meter. Over denne høyden er det en tårntopp på 15 meter som modelleres med to elementer, og har samme tverrsnitt som øverste støpe etappe. Tårnet har 5 rigler modellert med B31. Den nederste rigelen består av 7 elementer. Nest nederste består av 6. Midterste og nest øverste består av 5. Øverste består av 4. Riglene er modellert helt inn til senterlinjen til tårnbeinene som vist i Figur 5.2. Riglene vil derfor bli lengre enn de skal være. Konsekvensen av dette i byggetilstand er at riglene pådrar seg større vindlast.



Figur 5.2: Illustrasjon av rigel

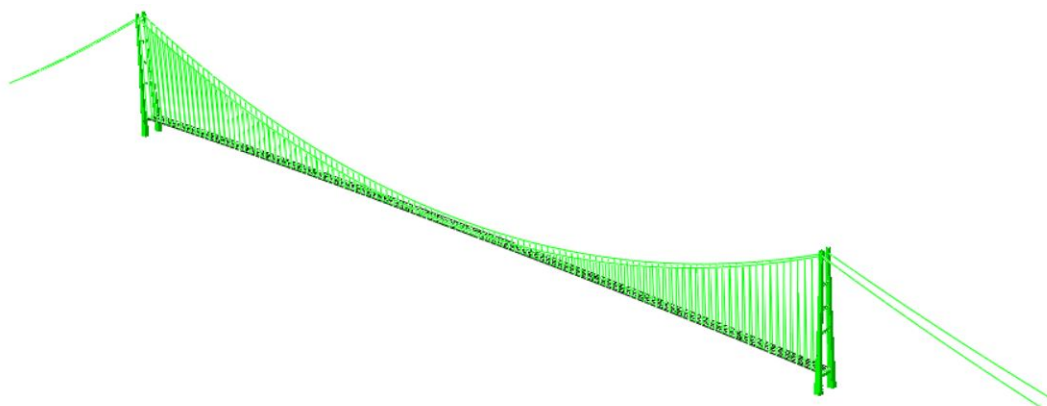
Tårnet støpes fast direkte på fundamentet og modelleres derfor som fast innspent. Det er kun egenlast og vindlast som virker på konstruksjonen i byggetilstand. Vindlasten påføres som en konstant last i senterlinje i ulike intervaller. Egenvekten tas hensyn til ved å gi materialet en densitet. Abaqus regner så ut egenvekten basert på tverrsnittsgeometrien og den gitte densiteten. Lastfaktoren blir ganget direkte inn i densiteten. Lastene er satt på i to steg. I første steg settes egenvekten på, og i andre steg påføres vindlast. Figur 5.3 viser modellen av tårnet med synlig tverrsnittsgeometri.



Figur 5.3: Frittstående tårn

5.4 Ferdigtilstand

Når bruene står ferdig oppfører brutårnene seg ganske annerledes enn når de står fritt. Kablene overfører en stor aksiallast til tårntoppen, men de er også med på å støtte tårnet mot utbøyning. Med hensyn på vindlast på langs vil tårnet nå oppføre seg som en bjelke med ledd i den ene enden og innspenning i andre. Innspenning i bunnen og ledd i toppen ved kablene. Momentet i tårnet vil da bli mindre, og få en annen fordeling enn ved frittstående tårn. Aksialkraften derimot er betydelig større og derfor må dette tilfellet også analyseres selv om momentene er mindre. Med vind på langs vil den ferdige bruene ha et stort vindfang i spennet. Deler av vindlasten som virker i spennet vil føres til toppen av tårnet via hovedkablene, og deler vil føres via brukassen og til opplageren. Vindlasten på tårnene påføres på samme vis som for byggetilstand, både for vind på langs og for vind på tvers. Figur 5.4 viser Abaqus modellen av ferdig hengebru.



Figur 5.4: Modell av hengebru i ferdig tilstand

Python-script

Det er utfordrende å få analyser av fullstendige hengebruer til å konvergere, spesielt vis det skal være mulig å påføre last på tvers i spennet. Etter anbefaling av Øyvind Wiig Petersen benyttes et Python-script utviklet av han til modellering av fullstendig hengebru. Scriptet er parametrisk. Parameterne velges, og en input fil til Abaqus genereres. Alt av geometri bestemmes av parameterne. Scriptet har egenfrekvenser som resultat av analysen. Derfor må det gjøres noen endringer for å benytte scriptet til denne oppgaven. Endringene gjøres manuelt i input filen. Legger til tårntopp og vindlaster. Endrer resultatet av analysen fra egenfrekvens, til momenter, krefter og forskyvninger. Lager nye sett til plassering av vindlast.

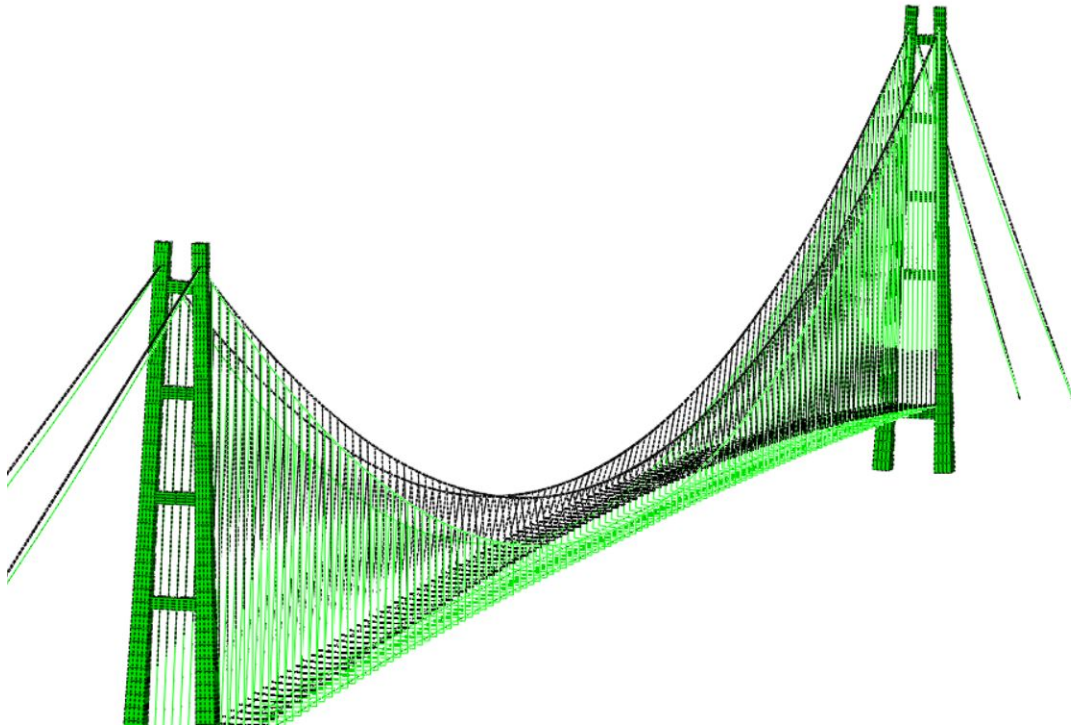
Tårn

Geometrien til brutårnet blir nesten identisk med brutårnet modellert i Abaqus CAE for byggetilstand. Tårnbeina er identiske, mens riglene er litt forskjellig. Det er forskjellig antall elementer i de tre midterste riglene. Der det er 4 elementer i stedet for 5 og 6. Riglene går ikke inn til senterlinjen av tårnbeinene, men avsluttes i det som vil være overflaten til tårnbeinene. Dette gir en mer riktig oppførsel av tårnet ved vind på tvers, og et mer riktig opptak av vind på riglene ved vind på langs. Tårnet er fast innspent i bunn.

Hovedkabler

De to hovedkablene er modellert med 218 B33 elementer hver fra forankring til forankring. Geometrien til elementene er rette linjer fra node til node. Slik at den globale geometrien av kablen er en parabel satt sammen av rett linjer. Fra forankringene og opp til tårnene er hovedkablene rette linjer. Kablene modelleres med et konstant tverrsnitt. Det betyr tverrsnittsegenskapene som areal, annet arealmoment og polart arealmoment. Kablene har en diameter på 0,93 meter. Det gir et areal på $0,69m^2$. Som nevnt i kapittel 3.2 er det ikke nødvendig å ta hensyn til bøyestivheten til kablene i globale analyser av hengebruer, men Abaqus tillater ikke at arealmomentene settes til null. Derfor er verdiene for arealmomentene er satt til 1 prosent av arealmomentene til et solid tverrsnitt av samme størrelse. Annet arealmoment om begge akser blir da $3,73 \cdot 10^{-4} m^4$ og polart arealmoment blir $7,47 \cdot 10^{-4} m^4$. Ved forankringen er kablene fastholdt mot translasjon i alle retninger og fastholdt mot torsjon. Kablene er festet til tårnet med fjærer. Det benyttes en fjær i hver retning, x, y og z. Årsaken til at det er benyttet fjærer, og ikke vanlig kobling, er at tårnet deformeres før kablene festes, da fungerer ikke vanlig koblinger. Fjærene er veldig stive slik at de i praksis fungerer som koblinger. Hovedkablene får store deformasjoner på grunn av egenvekt til selve kablene og brukassene. Derfor er kablene modellert høyere slik at kablene deformeres til ønsket høyde.

Figur 5.5 viser brua før og etter den er deformert av egenvekt.



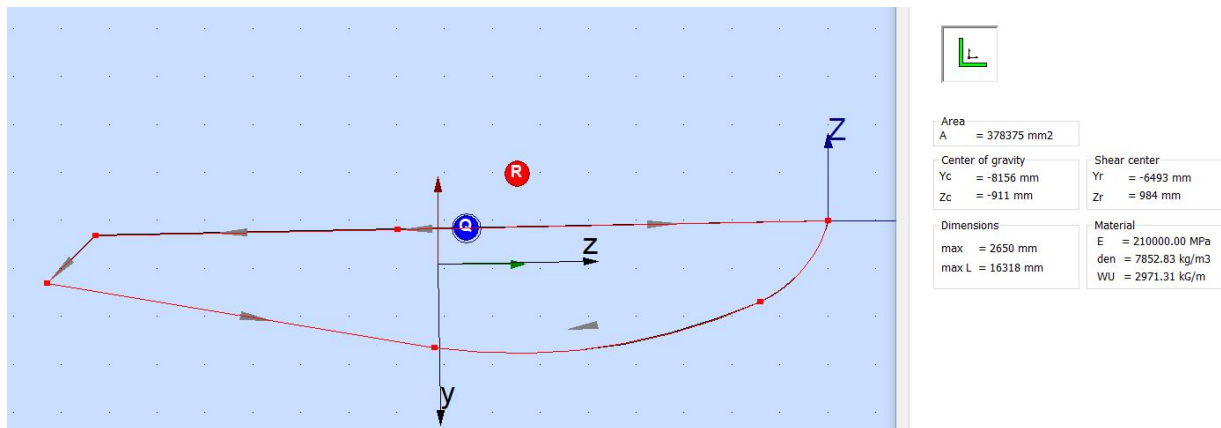
Figur 5.5: Deformasjon av hovedkabler

Hengestenger

Hver hengestang er modellert med et B31 element. Det er ikke mulig å endre i Python-scriptet, men er tilstrekkelig for denne oppgaven. Et B31 element kan bare deformeres som en rett linje. Dette er ikke et problem siden hengstengene vil bare deformeres som rette linjer når bruen er påvirket av vind. Dette er fordi aksialkraften i hengstengene er mye større enn linjelasten fra vind. Lasten på hengstengene på grunn av vind er på 400 newton per meter. Aksialkraften i hengstengene ligger på rundt to millioner newton. Et B31 element påvirket av linjelast genererer ingen tverrsnittskrefter, men overfører lasten videre til resten av konstruksjonen.

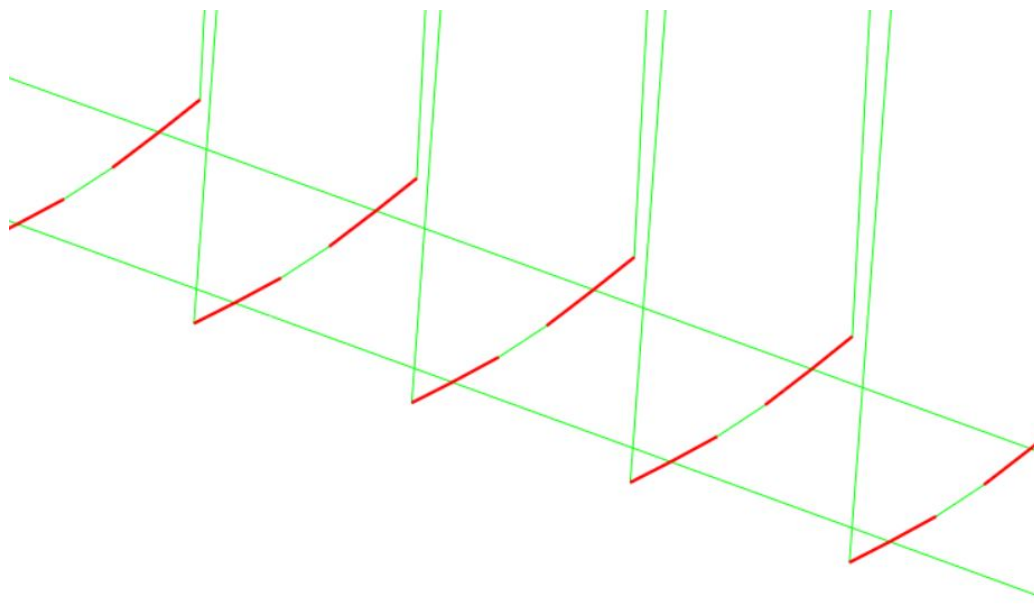
Avstivningsbærer

Avstivningsbæreren er et todelt tverrsnitt med to brukasser knyttet sammen av koblingsbjelker der det er hengestenger, altså hver 24. meter. Elementene er leddet om begge akser i begge endene. Brukassene er modellert med 700 elementer. Massen er lagt inn som massetregghet. Tregghet kan bare brukes på Timoshenko-element, derfor er brukassene modellert med B31 elementer. Brukassen er modellert i massesentret. Både trafikklast og vindlast settes på som linjelaster. Figur 5.6 viser brukassen modellert i Robot uten stivere. Stiverne er jevnt fordelt i brukassen og antar derfor at de ikke påvirker plasseringen av massesentret betydelig.



Figur 5.6: Brukasse Robot

Fordi brukassen er modellert som en enkelt linje er det nødvendig med fiktive elementer, for å koble brukassene sammen med hengestengene og koblingsbjelkene på en måte slik at geometrien blir slik den er i virkeligheten. Disse elementene er modellert veldig stive, og uten egenvekt. Koblingsbjelkene er modellert med to B31 elementer. Figur 5.7 viser hvordan avstivningsbæreren er modellert i Abaqus. De røde elementene er fiktive elementer.



Figur 5.7: Brukasse Abaqus

Montering

Siden ikke-lineær geometri er benyttet i analysen gjelder ikke lengre superposisjons prinsippet. Det betyr at lastene må påføres i riktig rekkefølge. Mye av lasten kommer fra egenvekt, dermed må også brua settes sammen i riktig rekkefølge. Det kan oppnås ved å sette på lastene i flere steg. Hengebruer bygges i hovedsak i fire steg. Tårnene bygges og trekkes tilbake. Hovedkablene monteres og forankres. Hengestengene og avstivningsbæreren monteres. Avstivningsbæreren kobles til tårnet og arbeid på selve brukassen ferdigstilles (sammensveising, asfaltering og montering av rekkverk, lys osv). Disse fire stegene er lagt inn i Abaqus, i tillegg til et steg med vind og trafikk last. En forenkling som er gjort er at alt av egenvekt til brukassen er satt på i steg 3. I virkeligheten vil betydelig deler av egenvekten tilføres i steg 4 i form av asfalt og annet utstyr.

Steg 1

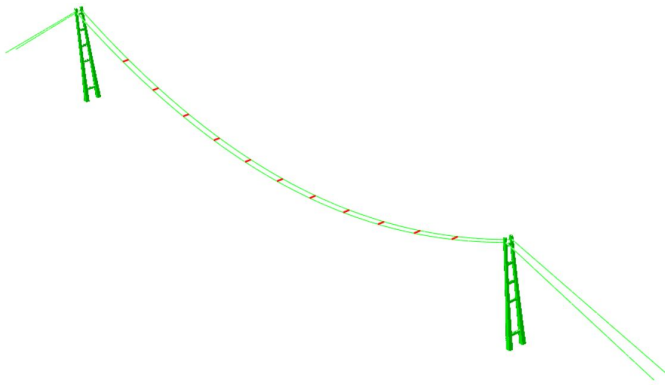
I første steg trekkes tårnene tilbake uten at andre bygningskomponenter er tatt med. De eneste lastene som er påført er gravitasjonslast og punktlaster for tilbaketrekking av tårnene. Gravitasjonslast i Abaqus virker på alle deler som har en tilegnet densitet eller massetregghet. Derfor virker gravitasjonslasten kun på delene som er med i steget, dermed kun tårnene i dette første steget. Når kablene og avstivningsbæreren monteres vil egenvekten lage store kraft i kablene. Denne kraften fører til at tårnene bøyes innover. Denne bøyningen av tårnet vil føre til store 2. ordens momenter i tårnet, fordi kraften som overføres fra kablene til tårnet får en momentarm. I tillegg kommer det andreordens momenter fra egenvekten til tårnet. Derfor trekkes tårnene tilbake slik at de ender opp loddrett etter at kablene og avstivningsbæreren er montert. I Abaqus trekkes tårnet tilbake ved hjelp av punktlaster i nodene der kablene kobles til tårnet. Python-scriptet itererer seg frem til hvor stor disse punktlastene må være. På grunn av at det gjøres noen endringer manuelt, må noen iterasjoner også gjøres manuelt. Figur 5.8 viser ett av tårnene før og etter det er tilbaketrasket med skaleringsfaktoren på deformasjonen på 4.



Figur 5.8: Tilbaketrasket tårn

Steg 2

Når tårnene er tilbaketrasket settes hovedkablene på, og punktlastene som trekker tilbake tårnet fjernes. Eneste last som virker er gravitasjonslast, men nå i dette steget virker det også på hovedkablene. Det fører til at tårnene bøyer seg tilbake mot loddrett posisjon. I spennet er hovedkablene koblet sammen på 13 plasser av midlertidige støttebjelker. Disse støttebjelkene er kun noe som er nødvendig for at analysen skal konvergere. I virkeligheten er ikke disse nødvendig, men noe lignende kan være aktuelt. Der hvor avstanden mellom kablene er mye større ved midtspennet enn ved tårntoppen kan jekker benyttes for å dytte kablene fra hverandre før hengestengene og brukassen monteres. Dette er gjort på Hålogalandsbrua som vist på Figur 5.9b. Dette kan også bli nødvendig for Sulafjordbruen, men støttebjelkene har ikke denne funksjonen i Abaqus. Støttebjelkene vises i rødt på Figur 5.9a.



(a) Tårn med kabler i Abaqus



(b) Hålogalandsbrua fra SVV

Figur 5.9

Steg 3

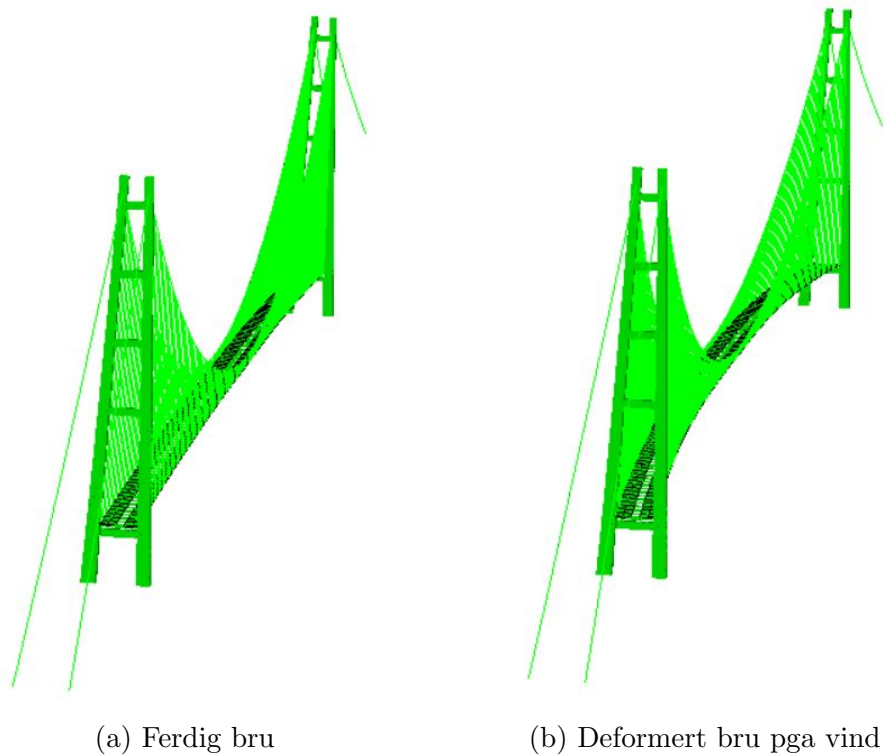
I det tredje steget settes hengestengene og avstivningsbæreren på, mens støttebjelkene fjernes. Gravitasjonslasten er fortsatt eneste last som virker, men nå også på hengestengene og avstivningsbæreren. Tårnet blir bøyd helt tilbake til loddrett posisjon.

Steg 4

I dette steget kobles avstivningsbæreren sammen med tårnet, og det plasseres et dekke der overflaten av brukassen vil være. Det gjøres ved hjelp av S4R-skall. Skallene er svært myke grunnet lav E-modul, og påvirker derfor ikke stivheten til avstivningsbæreren. De gjør det mulig å belaste brukassene med flate laster, men det er ikke benyttet i denne oppgaven, og har derfor ingen funksjon. Skallene generere ingen nye noder, og har derfor lite påvirkning på analysetiden, bare noen sekunder. Derfor er de beholdt siden de hjelper til med å visualisere modellen. Modellen utgjør nå den ferdige hengebrua vist i figur 5.10a.

Steg 5

I det siste steget settes trafikklaster og vindlast på. De to lastkombinasjonene i ferdigtilstand er for vind på langs og vind på tvers av brua. I Figur 5.10b vises deformasjoner av bruen med vind på tvers med 1:1 skaleringsfaktor.



Figur 5.10

6 Tverrsnittsanalyse

6.1 Målsetting

Hovedfokuset i dette studiet er dimensjonering av brutårnene på Sulafjordbrua. Dersom byggingen av en slik hengebru blir til virkelighet, vil tårnene bli bygget i armert betong, og dimensjoneringen må naturligvis ta hensyn til materialenes egenskaper. Selv om brutårnene er modellert i Abaqus, tar ikke modellen hensyn til betongens ikke-lineære materialeffekter, som at brutårnene kan utsettes for plastifisering i trykksoner, opprissing i strekksoner og flyt i armering. Analysen av brutårnene i Abaqus benytter kun lineær elastisk materialoppførsel, og brutårnene bør modelleres med en stivhet som er lavere enn med den uopprissede E-modulen for valgt betongklasse. For å ta hånd om dette brukes et eksternt Microsoft Office Excel-program som i utgangspunktet er laget av Norsk Betongforening [25] for kontrollering av rektangulære tverrsnitt med fiberarmert betong. Dette verktøyet har senere blitt videreutviklet av masterstudenter [5] ved NTNU slik at programmet inkluderer dimensjonering for tverrsnitt med innvendig hulrom, med muligheter for både slakkarmering og spennarmering.

Til å begynne med er målet med analysen å finne nødvendige slakkarmeringsmengder for brutårnene basert på dimensjonene fra skaleringen i kapittel 2.3, og en valgt stivhet. Hvilken stivhet som det blir valgt å dimensjonere tverrsnittene for blir diskutert i kapittel 6.4. Senere vil Excel-programmet bli brukt til å analysere hvordan brutårnene kan optimaliseres med tanke på materialforbruket. Det vil derfor bli gjort beregninger for reduksjon av tverrsnittsbredde, veggykkelse, endring av stivhet og inkludering av spennarmering.

Videre i dette kapittelet blir det presentert teori om betong som byggemateriale, hvordan Excel-programmet blir brukt til dimensjonering, og en presentasjon av de første resultatene uten optimalisering.

6.2 Betong som byggemateriale

Betong er et av de mest brukte byggematerialene på verdensbasis, blant annet på grunn av sin styrke, tilgjengelighet, formbarhet og holdbarhet. For moderne hengebruer er tårnene ofte bygget i armert betong, fordi denne kompositten har egenskaper som er gunstig for belastningen som et slikt tårn utsettes for. I prosjekteringsfasen er det derfor nødvendig for ingeniører å ha kunnskap til betongens egenskaper uttrykt matematisk og analytisk. Noen vil også hevde at betong er estetisk pent, men dette er mer subjektivt.

Betong er sammensatt av sement, grus, sand, vann og tilsetningsstoffer av ulike mengder som påvirker kvaliteten. I betong er trykkfastheten en av de viktigste parameterne, og betongkvaliteten kan måles ut ifra fasthetsklasser som defineres av den karakteristiske sylinderfastheten f_{ck} , der verdier er tabellert i Eurokode 2 [14]. I bruddgrensetilstand må det kontrolleres at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet til å tåle egenvekt og ytre laster, og det må tas hensyn til variasjon i materialet og avvik i geometri. Dette betyr at det brukes en redusert fasthet i bruddgrensetilstand som fremgår i ligning 6.1, og verdiene som er benyttet for beregninger på Sulafjordbrua er gitt i Tabell 3.1 som ble presentert tidligere.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.1)$$

Hvilken fasthet som velges i en betongkonstruksjon vil være avhengig av formålet. En grunn til å velge betongklasse med lavere fasthet er å sørge for høyere grad av duktilitet i konstruksjonen, for å unngå sprøbrudd. Et duktilt og seigt brudd vil gi et forvarsel gjennom store nedbøyninger og oppsprekninger før konstruksjonen bryter fullstendig sammen - noe som er gunstig med tanke på menneskers sikkerhet. På en annen side vil høy fasthetsklasse gi betongkonstruksjonen økt kapasitet, og kan være et økonomisk godt valg fordi tverrsnittsdimensjoner og armeringsmengder kan reduseres. Men en ulempe med høy fasthetsklasse er at et sprøtt brudd vil kunne inntreffe uten forvarsel dersom kapasiteten overskrides.

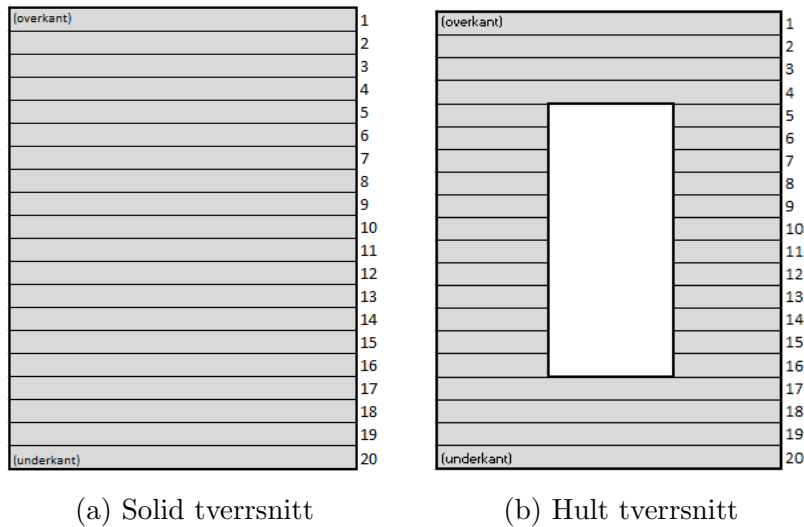
I motsetning til de gode egenskapene i trykk, er en utfordring med rent betong den lave strekkstyrken. Måten dette blir tatt hånd om er ved at armeringsstenger av stål plasseres i soner der tverrsnittene utsettes for strekkrefter. Stålet må også ha tilstrekkelig overdekning og senteravstander for å sikre god heft mellom stålet og betongen, og samtidig gjøre stålet mindre utsatt for korrosjon. Armering, både av typen slakkarmering og spennarmering, kan være aktuelt for brutårnene til Sulafjordbrua. For dimensjonering av tverrsnittets kapasitet i bruddgrensetilstand, neglisjeres betongens strekkfasthet, derfor vil en bjelke som er utsatt for bøyemomenter være risset opp på strekksiden. Svinn og kryp er andre fenomener som fører til volumendringer i betongen og dermed oppsprekking og tidsavhengige deformasjoner [10].

Følgende forutsetninger fra Eurokode 2 [14, kap. 6.1(2)P] blir brukt for dimensjonering:

- Full heft mellom betong og armering
- Naviers hypotese gyldig: Plane tverrsnitt forblir plane
- Spennings- og tøyningsegenskaper etter EK2 pkt 3.1.7
- Betongens strekkfasthet neglisjeres

6.3 Lamellmetode i Excel-program

Excel-programmet deler et armert betongtverrsnitt opp i 20 lameller, og beregner indre krefter i hver enkelt betonglamell og armering for ulike tøyningstilstander, derav navnet lamellmetoden. I utgangspunktet var programmet tilpasset solide tverrsnitt som i Figur 6.1a, men har i senere tid blitt modifisert av andre masterstudenter til å beregne hule tverrsnitt som i Figur 6.1b - noe som er mer realistisk for brutårnene.



Figur 6.1

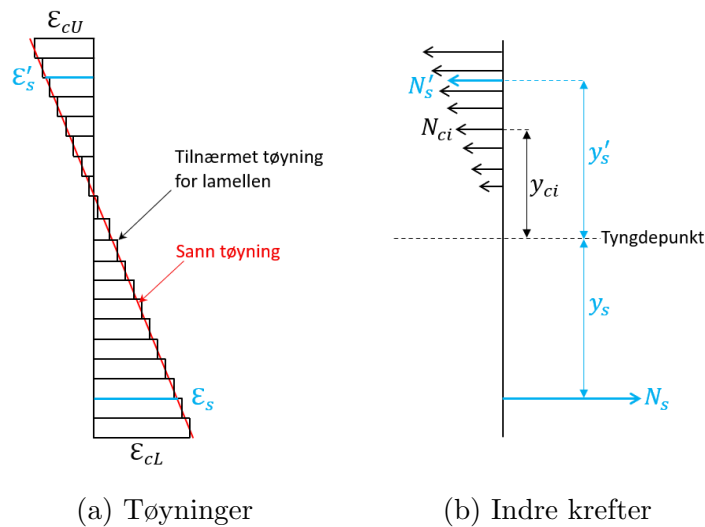
Brukeren av programmet spesifiserer tverrsnittsdimensjoner og materialegenskaper i brukergrensesnittet som i Figur 6.2 før dimensjoneringsprosessen av tverrsnittet begynner.

Cross section data		Reinforcing steel	
Width, b [mm]	15026	Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	200000
Height, h [mm]	18457	Yield strength, $f_{y,d}$ [N/mm ²]	435
Wall thickness, t [mm]	1000	Strain hardening factor, k	1
Concrete cover on the compressive zone, normal reinforcement, c' [mm]	500	Strain at maximum load, ϵ_{uk}	0,075
Concrete cover on the tensile zone, normal reinforcement, c [mm]	500	Concrete in compression (Parabola-rectangle model)	
Concrete cover on the compressive zone, prestressing, c' [mm]	0	Dim. Compressive strength, f_{cd} [N/mm ²]	51
Concrete cover on the tensile zone, prestressing, c [mm]	0	Characteristic cylinder strength, f_{ck} [N/mm ²]	90
Effective height, d [mm]	17957	Modulus of elasticity, E_{cm} [N/mm ²]	43631
Normal reinforcement		Strain at maximum strength, ϵ_{c2}	0,0026
Compressive reinforcement diameter, ϕ [mm]	32	Ultimate compressive strain, ϵ_{cu2}	0,0026
Number of bars	411	Exponent, n	1,4
Compressive reinforcement area, $A'_{s,d}$ [mm ²]	330831		
Tensile reinforcement diameter, ϕ [mm]	32		
Number of bars	411		
Tensile reinforcement area, $A_{s,d}$ [mm ²]	330831		
Prestressed reinforcement			
Compressive reinforcement area, 19-wire strand [mm ²]	0		
Number of bars	0		
Compressive reinforcement area, $A'_{s,d}$ [mm ²]	0		
Tensile reinforcement area, 19-tendon strand [mm ²]	0		
Number of bars	0		
Tensile reinforcement area, $A_{s,d}$ [mm ²]	0		

Figur 6.2: Input-data for støpeteppe 1 av brutårnet

Lamellmetoden plottes en moment-krumnings-kurve for et tverrsnitt med en gitt armeringsmengde og en spesifisert aksialkraft. Plottingen av det første punktet på denne kurven begynner med at brukeren velger en verdi for tøyningen ϵ_{cL} (Lower) i bunnen av tverrsnittet. Deretter benytter Excel-programmet en kompleks målsøking-funksjon som beregner hva tøyningen må være i toppen av tverrsnittet ϵ_{cU} (Upper) for å tilfredsstille brukerens spesifiserte aksialkraftbalanse.

De indre aksialkreftene regnes ut for hver betonglamell ved at hver av de 20 lamellene får tilordnet en tøyning basert på lineær interpolasjon mellom ϵ_{cL} og ϵ_{cU} som illustrert i Figur 6.3a. Materialets spennings-tøyning-relasjon og lamellens areal gjør at aksialkreftene kan regnes ut. Samtidig kontrollerer Excel-programmet hele tiden at tøyningene ikke overstiger materialets bruddtøyning, og at betongen ikke kan ta strekkrefter. Den samme prosessen gjøres samtidig for armeringen, før alle bidragene summeres opp slik som illustrert i Figur 6.3b.



Figur 6.3

Ligning 6.2 og 6.3 viser lamellmetodens utregning for total indre aksialkraft og moment, der et viktig poeng er at denne aksialkraften må være lik den spesifiserte ytre aksialkraften.

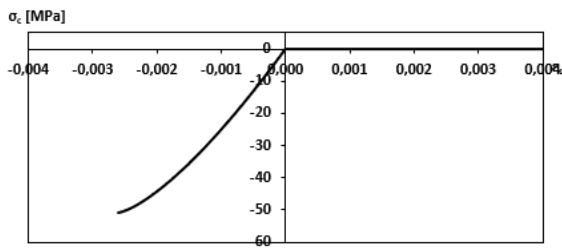
$$N = \sum_{i=1}^n (N_{ci}) + N'_s - N_s \quad (6.2)$$

$$M = \sum_{i=1}^n (N_{ci} \cdot y_{ci}) + N'_s \cdot y'_s + N_s \cdot y_s \quad (6.3)$$

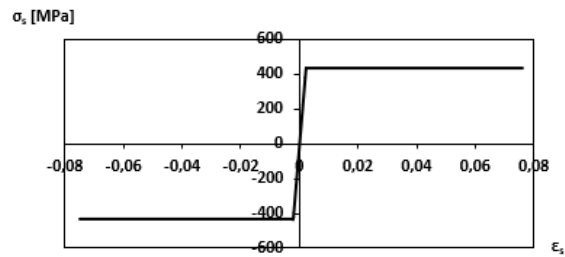
Når lamellmetoden beregner og kontrollerer spenningene i betongen, bruker den en ikke-lineær-materialkurve i henhold til Eurokode 2 [14, kap. 3.1.7] som uttrykkes matematisk i ligning 6.4.

$$\sigma_c = \begin{cases} 0 & \text{hvis } \epsilon_c \leq 0, \\ f_{cd} \cdot [1 - (1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}})^n] & \text{hvis } 0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}, \\ f_{cd} & \text{hvis } \epsilon_{c2} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}, \\ \text{brudd} & \text{hvis } \epsilon_{cu2} < \epsilon_c. \end{cases} \quad (6.4)$$

Lamellmetodens arbeidsdiagrammer for B90 betong og B500NC stål vises i henholdsvis Figur 6.4a og 6.4b. Den videreutviklede versjonen av programmet har også et tilsvarende arbeidsdiagram for spennarmering.



(a) Arbeidsdiagram betong

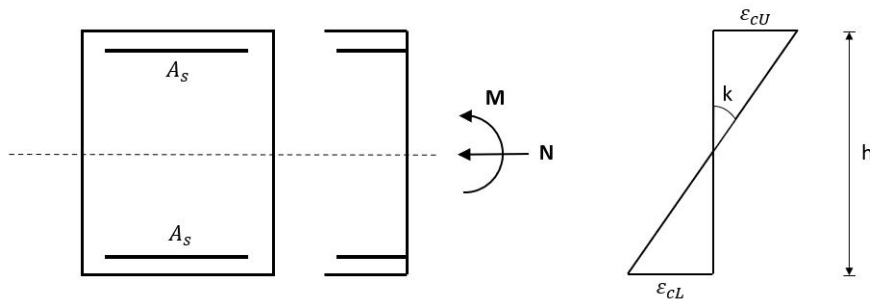


(b) Arbeidsdiagram slakkarmering

Figur 6.4

Når lamellmetoden har funnet tøyningen i under- og overkant med korrekt aksialkraftbalanse beregner den tverrsnittets krumning med ligning 6.5 - som også visualiseres i Figur 6.5.

$$\kappa = \frac{\epsilon_{cU} + \epsilon_{cL}}{h} \quad (6.5)$$

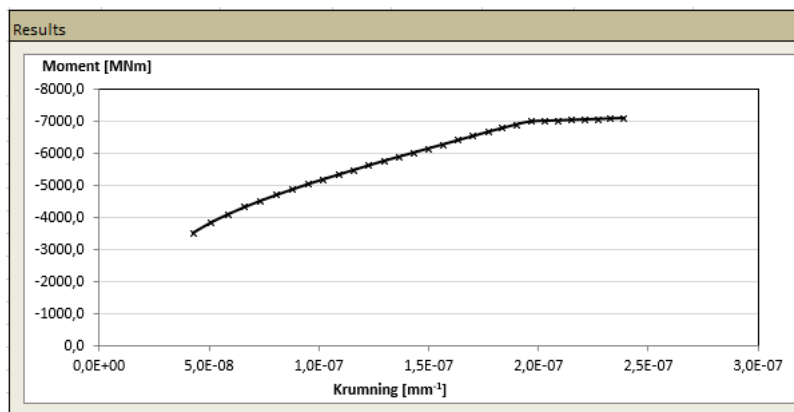


Figur 6.5: Krumning av betongtvernsnitt

Tverrsnittets krumning plottes mot det beregnede momentet fra ligning 6.3, og representerer ett punkt på moment-krummingskurven. Sammenhengen mellom moment og krumning er gitt i ligning 6.6, og med den kan tilhørende E-modul beregnes for hvert punkt da M , κ og andre arealmoment I er kjent.

$$\kappa = \frac{M}{EI} \quad (6.6)$$

Hele denne prosessen lager kun ett punkt. For å plote en fullstendig M- κ -kurve med mange punkter velger brukeren en startverdi, sluttverdi og et inkrement for tøyningen ϵ_{cL} i underkant. Det betyr at hele prosessen gjennomføres for hver av de ulike tøyningene i underkant, og dermed plotter en M- κ -kurve med tilsvarende antall punkter - som i Figur 6.6.



Figur 6.6: Vilkårleg M- κ -kurve med lamellmetoden

Det finnes også noen utfordringer knyttet til bruken av lamell-programmet. Slik programmet er modellert kan armeringen kun plasseres i én bestemt høyde over tyngdepunktaksen, og i én bestemt høyde under tyngdepunktaksen. Denne høyden bestemmer brukeren ved å spesifisere overdekningen i overkant og underkant. Det betyr at beregninger med lamellmetoden ikke tar hensyn til at armeringen kan legges i flere rader i hver av flensene, og armering i stegene blir også neglisjert. Derfor må armeringsmengdene beregnes med bøyning om begge aksene hver for seg, og den totale mengden armering i et tverrsnitt blir konservativ. Likevel er det mulig å om-programmere metoden så plasseringene av armering blir mer realistiske, men det krever god kunnskap om hvordan målsøking-funksjonen og macroer fungerer i Microsoft Office Excel - noe som ikke har blitt gjort i dette studiet. Generelt er Excel-programmet ikke spesielt brukervennlig, så det tar tid å lære.

6.4 Dimensjonering for stivhet

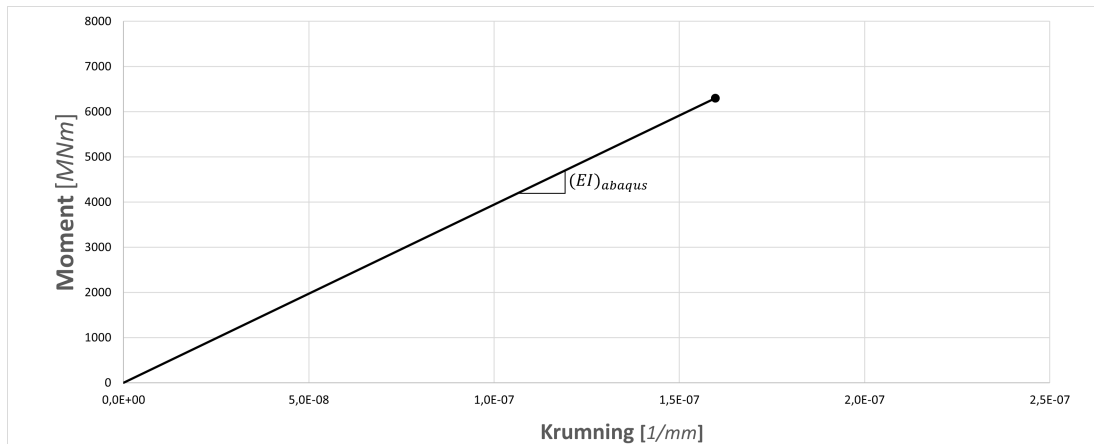
I dette studiet dimensjoneres brutårnenes tverrsnitt for stivhet. Det vil si at tverrsnittet og armeringsmengdene tilpasses for å oppnå en ønsket stivhet som implementeres i Abaqus-modellene. Analysen i Abaqus benytter kun lineær elastisk materialoppførsel, og brutårnene bør modelleres med en stivhet som er lavere enn med den uopprissede E-modulen for valgt betongklasse. Dersom tverrsnittene dimensjoneres for en høy E-modul nær den uopprissede E-modulen, vil den høye stivheten bety at det kreves ekstreme mengder med betong og armering. På en annen side vil dimensjonering for lav stivhet gi større utbøyninger. På grunn av andre ordens geometriske effekter vil større utbøyninger bidra til større andre ordens momenter, og armeringsmengden må igjen økes for å gi tverrsnittet nok kapasitet.

Fremgangsmåten for bestemmelse av nødvendig armeringsmengde for et gitt tverrsnitt er basert på *Anvendelse av linearisert 2. ordens teori* [26] av Norsk Betongforening, og er forklart punktvis:

1. Velg en ønsket E-modul for brutårnet i området fra $0,3 \cdot E_{cm}$ til $0,5 \cdot E_{cm}$.
2. Legg den valgte E-modulen (E_{abacus}) inn i Abaqus-modellen som da gir et hvert tverrsnitt en egen bøyestivhet EI.
3. Abaqus beregner aksialkraft og moment med ikke-lineær geometri i hvert tverrsnitt.
4. Bruk deretter lamellmetoden i Excel og estimer en armeringsmengde, samt legg inn det aktuelle tverrsnittets aksialkraft som ble funnet i Abaqus-analysen. Kjør lamellprogrammet og generer en moment-krumningskurve.
5. For moment-verdien fra Abaqus, sjekk om den beregnede E-modulen i lamell-programmet (E_{lamell}) er høyere enn E-modulen benyttet i Abaqus, altså om $E_{lamell} \geq E_{abacus}$.
6. Hvis $E_{lamell} > E_{abacus}$, reduseres armeringsmengden helt til $E_{lamell} \approx E_{abacus}$.
7. Hvis $E_{lamell} < E_{abacus}$, økes armeringsmengden helt til $E_{lamell} \approx E_{abacus}$.

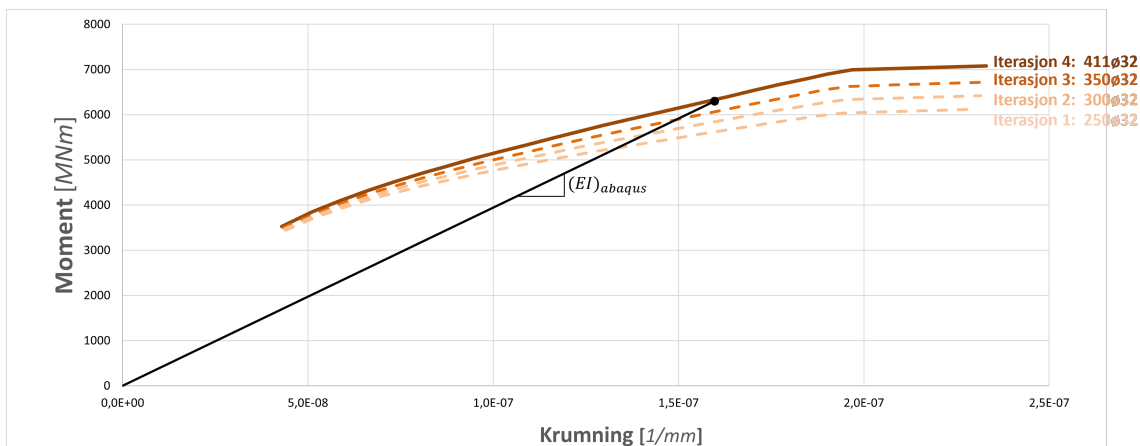
Basert på diskusjoner fra tidligere i oppgaven er det valgt å bruke fasthetsklasse B90, så med hensyn til punkt 1 ovenfor bør en E-modul velges mellom 13 000 - 22 000 MPa. I dette studiet har det derfor blitt valgt å dimensjonere for en E-modul på 13 000 MPa. Dette betyr en lav stivhet som kan gi store utbøyninger av de frittstående brutårnene i byggetilstand før de blir fastholdt av hovedkablene. Argumentasjonen for dette valget er at konkrete verdier for utbøyning i tårnet ikke har blitt vurdert som et dimensjoneringskriterium, og at senere i analysen kan effekten av å øke stivheten dokumenteres.

Iterasjonsprosessen kan illustreres med bestemmelse av nødvendig armering for støpetappe 1 for det frittstående brutårnet. Figur 6.7 viser Abaqus-analysens beregnede moment og krumning med valgt E-modul på 13000 MPa.



Figur 6.7: M- κ -verdi fra Abaqus-analyse

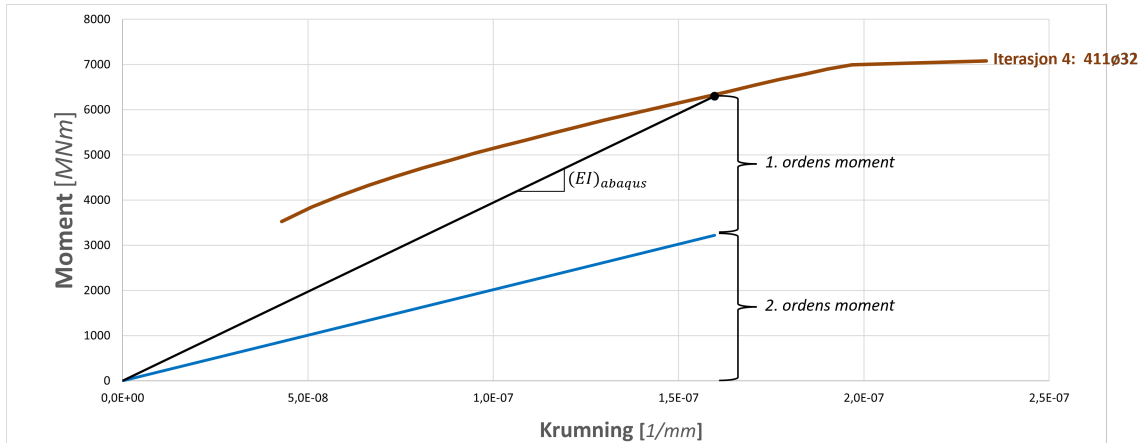
Figur 6.8 viser en iterasjonsprosess med lamellmetoden. For iterasjon 1, 2 og 3 har tverrsnittet for lav beregnet E-modul (E_{lamell}) for de gitte snittkreftene. Armeringsmengden må derfor økes helt til M- κ -kurven samsvarer med verdien fra Abaqus.



Figur 6.8: M- κ -kurver for ulike armeringsmengder

Beregningene viser at 411 armeringsstenger i hver flens med kamstørrelse på 32 mm gir tverrsnittet nok kapasitet, og samme stivhet som ble brukt i Abaqus-modellen. Da er tverrsnittet dimensjonert for den valgte stivheten.

For tverrsnittet som nettopp har blitt beskrevet, beregnet Abaqus-analysen det totale moment i tverrsnittet $M_{tot} \approx 6302\text{MNm}$, noe som kan leses av omtrentlig i Figur 6.7 og 6.8. Ved å kjøre Abaqus-analysen uten ikke-lineære geometriske effekter kan første ordens moment (M_1) beregnes. For dette tverrsnittet gir analysen $M_1 \approx 3079\text{MNm}$, som betyr at 2. ordens moment kan beregnes med $M_2 = M_{tot} - M_1 \approx 3223\text{MNm}$. Dette illustreres i Figur 6.9 som også viser hvordan 2. ordens moment øker lineært med krumningen.



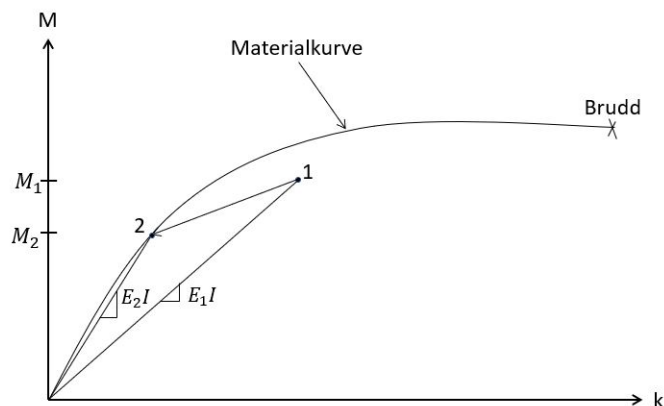
Figur 6.9: Bidrag fra 1. og 2. ordens momenter

Første ordens momenter kommer fra den statiske vindlasten på tårnet, mens andre ordens momenter kommer som et tillegg når konstruksjonen bøyes ut, og egenvekten virker med en eksentrisitet fra tårnets senterlinje. Om lag 51% av det totale momentet som må tas opp av tverrsnittet kommer fra 2. ordens moment. I neste kapittel forklares mer rundt 2. ordens teori.

6.5 2. ordens teori

Lamellmetoden lager en moment-krumningskurve basert på materialeegenskapene til betongtverrsnittet og en aksialkraftbalanse. Abaqus-analysen gir ett punkt i diagrammet for en etappe basert på valgt E-modul og beregnet moment. Det er kun at hvis verdien fra Abaqus lager et punkt i moment-krumnings-diagrammet som ligger på kurven som lamellmetoden genererer at moment-krumnings-relasjon blir riktig. Når dette ikke er tilfellet, må enten E-modulen eller armeringsmengden endres. Som illustrert i Figur 6.8 er det i dette studiet valgt å endre armeringsmengden, og beholde opprinnelig E-modul. Da justeres armeringsmengden i en iterasjonsprosess helt til E-modulen som beregnet i lamellmetoden er lik E-modulen i Abaqus - eller litt høyere fordi da er kapasiteten alltid god nok. Årsaken til det kan forstås med å se på effekten av å iterere E-modulen.

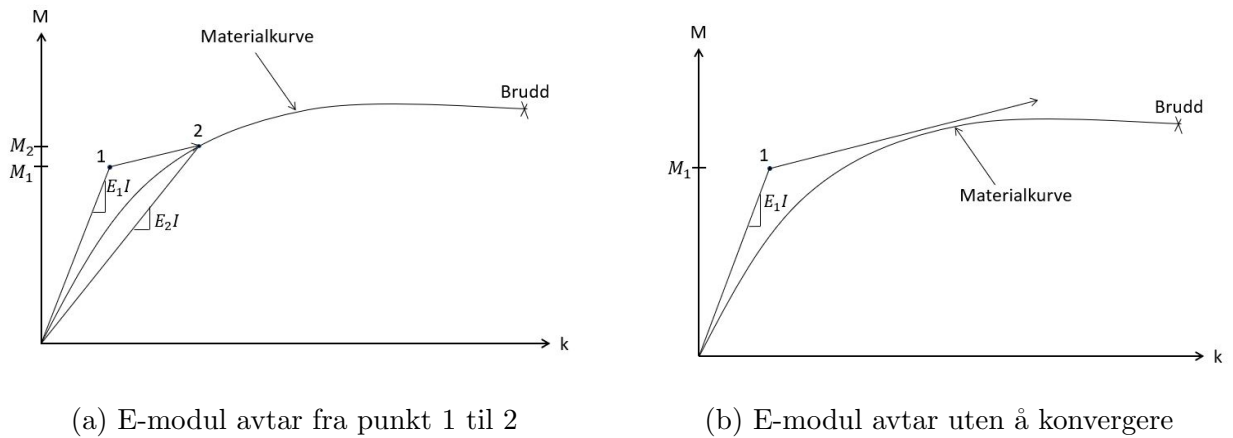
Første del av iterering av E-modul gjøres ved å kjøre en analyse i Abaqus med en valgt E-modul. Deretter beregnes E-modulen i lamellmetoden som tilsvarer en gitt kombinasjon av aksialkraft og moment hentet fra Abaqus-analysen. Denne E-modulen settes inn igjen i Abaqus og analysen kjøres på nytt som gir nye snittkrefter. Bruker den nye aksialkraften og momentet i lamell-programmet og får enda en ny E-modul. Gjør dette om igjen helt til E-modulen benyttet i Abaqus-analysen er lik E-modulen som lamellmetoden beregner. E-modulen har da konverget. Hvis E-modulen som lamellmetoden beregner er høyere enn E-modul som er antatt i Abaqus-analysen, vil iterering gi en enda høyere E-modul. Konstruksjonen blir da stivere, og både 2. ordens moment og totalt moment reduseres. Dette er vist i Figur 6.10 - der punkt 1 er første punkt før E-modulen oppdateres, og punkt 2 er konverget E-modul.



Figur 6.10: E-modul øker fra punkt 1 til punkt 2

Dette betyr at når E-modulen som lamellmetoden beregner er høyere enn E-modulen i Abaqus, og momentet fra Abaqus er lavere enn bruddmomentet fra lamellmetoden, vil det alltid være tilstrekkelig kapasiteten. Ytterligere iterering av E-modul er da ikke nødvendig for å sikre god nok kapasitet.

Hvis E-modulen som lamellmetoden beregner er lavere enn den valgte E-modulen i Abaqus-analysen, vil iterering gi en enda lavere E-modul. Konstruksjonen blir da mykere, og både 2. ordens moment og totalt moment øker. Da vil én av følgende to scenarier oppstå: Enten konvergerer E-modulen som vist i Figur 6.11a - hvor punkt 1 er punktet før E-modulen oppdateres og punkt 2 er når E-modulen har konvergert. Eller så vil ikke E-modulen konvergere som vist i Figur 6.11b.



Figur 6.11

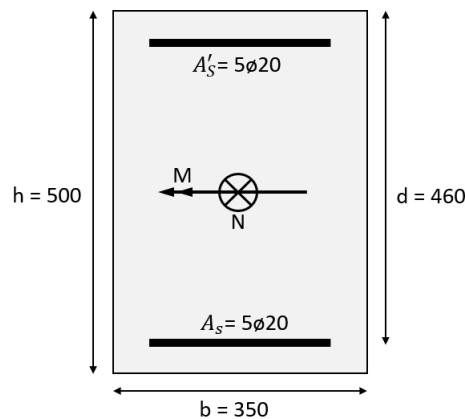
Det er derfor nødvendig å utføre iterering for å finne ut hvilket tilfelle som inntreffer.

6.6 Verifisering av Excel-program

Før lamellmetoden fra Excel-programmet kan brukes til dimensjonering av brutårnets tverrsnitt må programmet kontrolleres og verifiseres for å unngå feil resultater. På grunn av avgrensningen i dette studiet vil det kun bli gjort beregninger for tverrsnitt i bruddgrensetilstand. Et eksempel med tverrsnitt som er slakkarmert og et eksempel med tverrsnitt som er spennarmert blir presentert i hvert sitt del-kapittel. Verifiseringen foregår ved å sammenligne resultater fra lamellmetoden med resultater fra håndberegninger basert på metoder fra en av Svein Ivar Sørensens lærebøker [27].

6.6.1 Eksempel med slakkarmering

For å verifisere at lamellmetoden gjør korrekte beregninger for slakkarmerte betongtverrsnitt, blir det gjort kapasitetsberegninger for et vilkårlig søyletverrsnitt med kombinert påkjenning av moment og aksialkraft som er illustrert i Figur 6.12. Betongkvalitet B30 blir brukt i dette eksempelet og tverrsnittet armeres symmetrisk om nøytralaksen fordi tverrsnittene i brutårnene også vil armeres på denne måten.

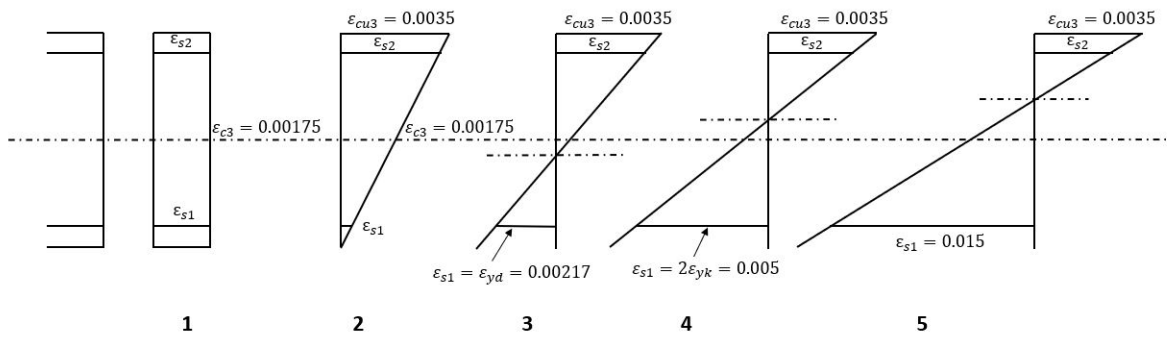


Figur 6.12: Tverrsnittet som verifiseres etter to ulike beregningsmetoder

Verifiseringen blir utført ved å lage to M-N-diagrammer for tverrsnittet - et ved hjelp av lamellmetoden og et ved håndberegninger. Deretter blir de to resultatene sammenlignet, og validiteten til lamell-programmet blir vurdert. Et M-N diagram brukes til å beregne kapasiteten til et tverrsnitt med moment og trykkrefter, og bestemmelse av nødvendig armeringsmengde. I denne verifikasjonen er det valgt å beregne fem punkter på bruddkurven hvor hvert punkt representerer en kritisk tøyningstilstand i tverrsnittet. Alle kombinasjoner av momenter og aksialkrefter som ligger innenfor kurven gir derfor tverrsnittet tilstrekkelig

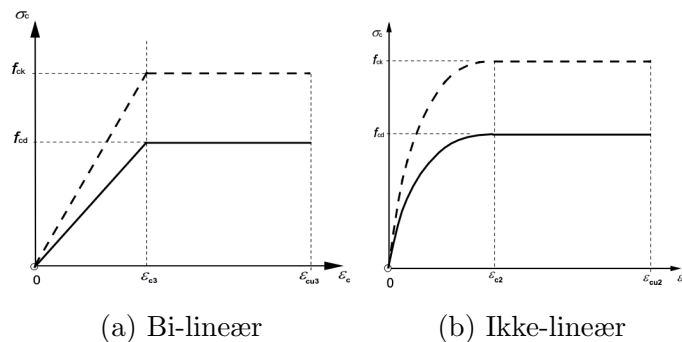
kapasitet. De fem kritiske punktene som beregnes er beskrevet under, og tøyningstilstandene i hvert punkt for håndberegningene er illustreres i Figur 6.13.

1. Rent trykk i hele tverrsnittet
2. Trykkbrudd i betong
3. Trykkbrudd i betong og flyt i armering
4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering
5. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning



Figur 6.13: Fem kritiske tøyningstilstander for håndberegningen

Håndberegningene er gjennomført med en metode beskrevet av S.I. Sørensen [27] i bokens kapittel 4.5, og utregningene er plassert i vedlegg C. Disse håndberegningene forutsetter et bi-lineært arbeidsdiagram for betong med tøyning ved maksimal spenning $\epsilon_{c3} = 0,00175$ samt bruddtøyning $\epsilon_{cu3} = 0,0035$. Til motsetning, benytter lamellmetoden i Excel-programmet en ikke-lineær spennings-tøynings-relasjon med $\epsilon_{c2} = 0,0020$ og bruddtøyning $\epsilon_{cu2} = 0,0035$. Dette er illustrert i Figur 6.14a og 6.14b.

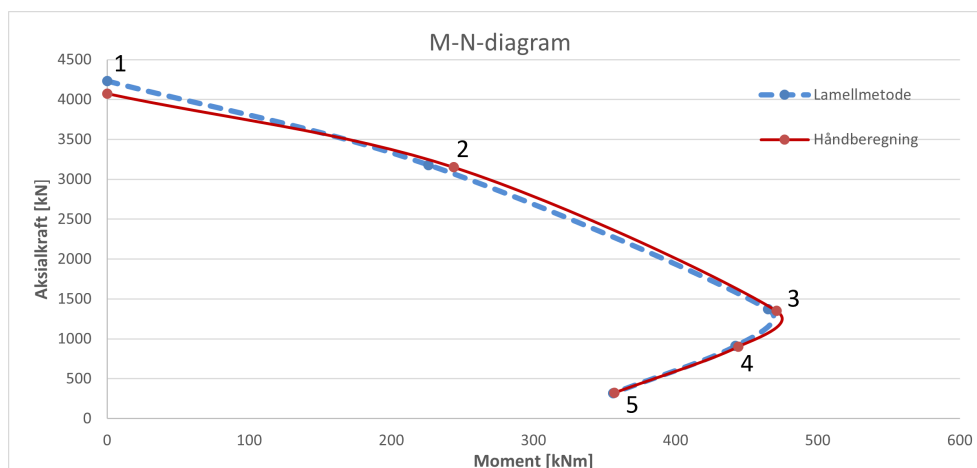


Figur 6.14: Relasjon mellom spenning og tøyning fra EK2 pkt 3.1.7

På grunn av ulike arbeidsdiagrammer for betong i de to metodene er det også naturlig å forvente et lite avvik mellom M-N-kurvene. Tabell 6.1 viser endelige resultater for begge metodene i hvert av de fem punktene, og M-N-kurvene er plottet i Figur 6.15.

Punkt	Håndberegning		Lamellmetode	
	M	N	M	N
1	0 kNm	4075 kN	0 kNm	4230 kN
2	244 kNm	3151 kN	226 kNm	3180 kN
3	471 kNm	1351 kN	465 kNm	1370 kN
4	444 kNm	902 kN	442 kNm	910 kN
5	357 kNm	325 kN	356 kNm	320 kN

Tabell 6.1: Sammenligning av håndberegninger og lamellmetoden



Figur 6.15: M-N-diagram for verifisering med slakkarmering

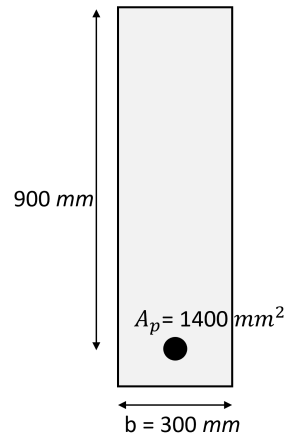
Først og fremst viser resultatene at M-N-kurvene som beregnes med de to ulike metodene nesten er sammenfallende. Det største avviket ligger ved punkt 1 der det er rent trykk i tverrsnittet. Årsaken er at håndberegningene bruker en tøyning på 0,00175 imens lamellmetoden tillater tøyninger på 0,002. Som forventet gir altså håndberegningene konservative verdier i dette området. For områder på kurven med trykkbrudd i betongen og flyt i armeringen er M-N kurvene nærmest identiske, men beregninger med lamellmetoden er likevel noe på konservativ side. Basert på disse resultatene konkluderes det med at lamellmetoden kan brukes til å dimensjonere brutårnenes tverrsnitt med slakkarmering.

6.6.2 Eksempel med spennarmering

For å verifisere at lamellmetoden gjør korrekte beregninger for spennarmerte betongtverrsnitt, blir det gjort to sammenligninger med to ulike eksempler fra Sørensens lærebok [27]. Det første eksempelet regner forspenningskraften som indre motstand, mens det andre eksempelet regner spennkraft som ytre last.

Forspenningskraft som indre motstand

Verifiseringen for dette beregningsalternativet følger eksempel 7.1 i Sørensens lærebok. Inputverdier for tverrsnittet som er illustrert i Figur 6.16 blir lagt inn i Excel-programmet der momentkapasiteten blir beregnet og sammenlignet med håndberegningene fra Sørensens eksempel.



Figur 6.16: Tverrsnitt med spennarmering

Resultatene fra lamellmetoden i Excel-programmet er presentert i Tabell 6.2.

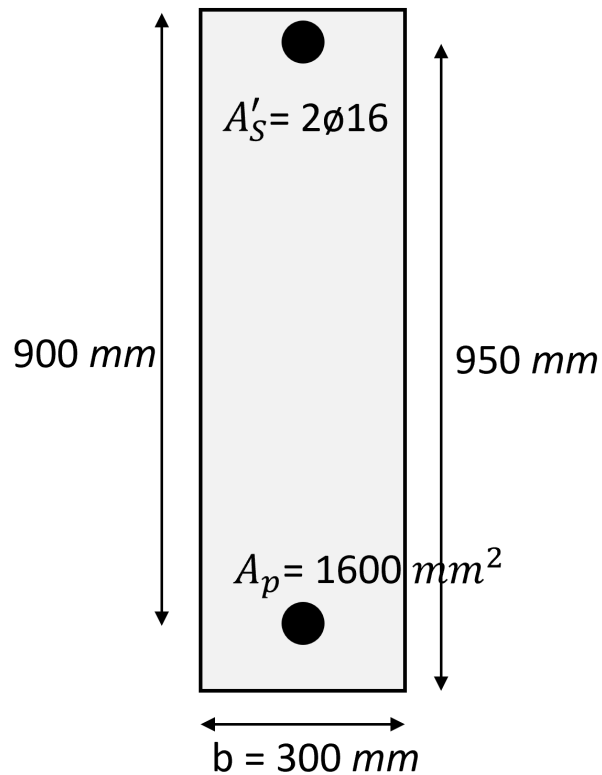
Betong-tøyning		Momentkapasitet
Underkant	Overkant	
0,0080	-0,0035	1457,8 <i>kNm</i>

Tabell 6.2: Beregninger med lamellmetoden

Sørensens håndberegninger gir en momentkapasitet på 1456 *kNm*. Avviket er på 0,1 % og kan skyldes avrundinger i håndberegningene samt noe ulike reduksjoner i spennkraft fra korttids- og langtids-effekter. Input-verdiene i Excel-programmet er lagt i vedlegg C.

Spennkraft som ytre last

Verifiseringen for dette beregningsalternativet følger eksempel 7.3 i Sørensens lærebok. Tverrsnittsdimensjonene som er illustrert i Figur 6.17 blir lagt inn i Excel-programmet som inputverdier der kapasitetskurven for kombinasjon av moment og aksialkraft blir beregnet og sammenlignet med håndberegningene fra Sørensens eksempel. Ettersom eksempelet går ut på å kontrollere oppspenningstilstanden blir forspenningskraften satt lik 0 i beregningene med lamellmetoden. Betongkvalitet B35 blir brukt i dette eksempelet, og tverrsnittet armeres med både med slakkarmering og spennarmering. Input-verdiene i Excel-programmet er lagt i vedlegg C.

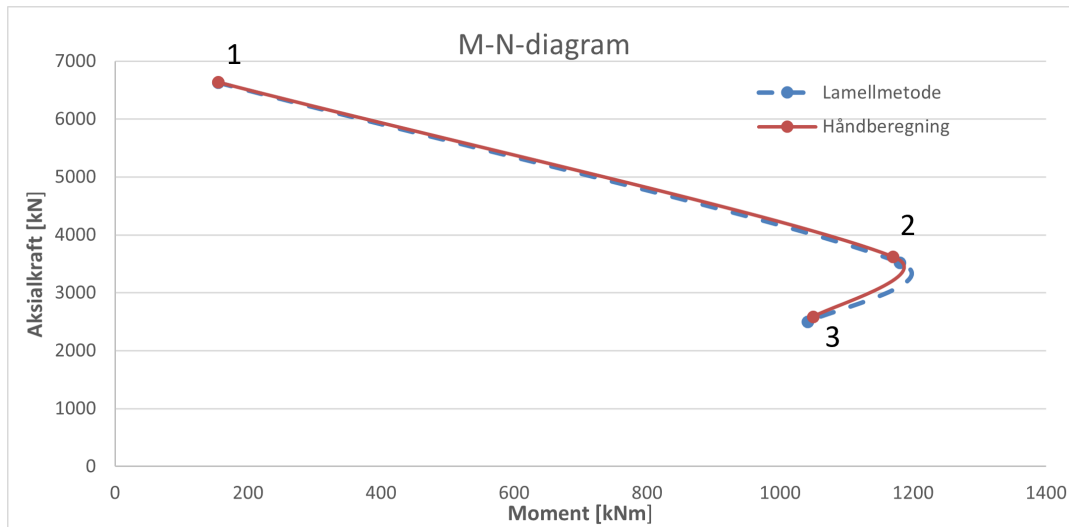


Figur 6.17: Tverrsnitt med kombinert slakk- og spennarmering

Kapasiteten blir beregnet for tre forskjellige tøyningstilstander i tverrsnittet. Det første punktet er rent trykk, det andre punktet er balansepunktet og det tredje punktet er for trykkbrudd med stor tøyning i slakkarmeringen. Resultatene fra lamellmetoden er gitt Tabell 6.3 og M-N-kurven er plottet i Figur 6.18.

Punkt	Håndberegning		Lamellmetode	
	M	N	M	N
1	155 <i>kNm</i>	6627 <i>kN</i>	155 <i>kNm</i>	6636 <i>kN</i>
2	1180 <i>kNm</i>	3516 <i>kN</i>	1170 <i>kNm</i>	3620 <i>kN</i>
3	1042 <i>kNm</i>	2496 <i>kN</i>	1050 <i>kNm</i>	2580 <i>kN</i>

Tabell 6.3: Sammenligning av håndberegninger og lamellmetoden



Figur 6.18: M-N-diagram for verifisering med spennarmering

Resultatene viser at M-N-kurvene som beregnes med de to ulike metodene nesten er sammenfallende. En av årsakene til avvikene kan igjen være at håndberegningene er basert på en bi-lineær materialkurve for betong, samtidig som at Excel-programmet bruker en ikke-lineær materialkurve. Basert på disse resultatene konkluderes det med at lamellmetoden kan brukes til å dimensjonere brutårnenes tverrsnitt med spennarmering.

6.7 Resultater før optimalisering

I dette del-kapittelet presenteres resultatene for dimensjonering av tverrsnittene som ble estimert etter skaleringssteori i kapittel 2.3. Disse innledende resultatene brukes som et referansegrunnlag når brutårnene optimaliseres.

Armering med vind i lengderetning

Lastkombinasjon 1 (frittstående tårn) og lastkombinasjon 2 (ferdigbygget tilstand) gir moment om samme akse. Det antas at lastkombinasjon 1 blir dimensjonerende i denne retningen. Derfor beregnes nødvendig armering for lastkombinasjon 1, for så å kontrollere at denne armeringsmengden er tilstrekkelig for lastkombinasjon 2. I lastkombinasjon 1 dimensjoneres tverrsnittene med E-modul på 13000 MPa.

Med lamellmetoden beregnes antall armeringsjern som er nødvendig med en valgt kamstørrelse. For den praktiske plasseringen av jernene i flensen er det gjort en forenkling ved at det ikke legges armering i hjørnene. Årsaken er at lamell-programmet ikke kan gjøre beregninger for armering som plasseres i stegene, så når nødvendig armering skal bestemmes for moment om den andre akse vil det ikke bli overlapping med armeringsstenger i hjørnene. Armeringen i flensene legges med $\varnothing 32$ i seks rader for støpeetappe 1-39, og 4 rader for støpeetappe 40-45. Tverrsnittet armeres symmetrisk med lik mengde i trykk- og strekkflensen fordi momentet kan i realiteten virke begge veier, og for å unngå feil på byggeplass. Resultat i Tabell 6.4. Utregning for senteravstand hvor hjørnene neglisjeres er vist i vedlegg D.

Etappe	Tverrsnitt		Armering Antall jern pr flens	E-modul [MPa]
	Bredde	Høyde		
1	15026 mm	18457 mm	411 $\varnothing 32$ s190	13190
5	14049 mm	16596 mm	452 $\varnothing 32$ s160	13000
10	12954 mm	14570 mm	506 $\varnothing 32$ s130	13200
15	12000 mm	12874 mm	545 $\varnothing 32$ s110	14100
20	11188 mm	11508 mm	501 $\varnothing 32$ s110	13900
25	10518 mm	10468 mm	426 $\varnothing 32$ s120	13000
30	9989 mm	9651 mm	399 $\varnothing 32$ s120	13500
35	9610 mm	9325 mm	285 $\varnothing 32$ s160	13140
40	9377 mm	9280 mm	118 $\varnothing 32$ s250	15300
45	9280 mm	9276 mm	116 $\varnothing 32$ s250	29000

Tabell 6.4: Armering for lastkombinasjon 1

Tøyningstilstanden i tverrsnittet for lastkombinasjon 1 vises i Tabell 6.5 - med trykktøyning i betongen i overkant og strekktøyning i armeringen i underkant.

Etappe	Tøyning i betong	Tøyning i armering
1	-0.0012	0.0016
5	-0.0013	0.0019
10	-0.0013	0.0022
15	-0.0013	0.0021
20	-0.0012	0.0021
25	-0.0011	0.0019
30	-0.0008	0.0014
35	-0.0005	0.0008
40	-0.0003	0.0003
45	-0.0001	0.0000

Tabell 6.5: Tøyninger i tverrsnittet for lastkombinasjon 1

I lastkombinasjon 2 kontrolleres det at E-modulen er over 13000 MPa med armeringsmengden som ble beregnet for lastkombinasjon 1. Resultatet vises i Tabell 6.6.

Etappe	Tverrsnitt		Armering	E-modul
	Bredde	Høyde	Antall jern pr flens	[MPa]
1	15026 <i>mm</i>	18457 <i>mm</i>	411 ϕ 32s190	28130
5	14049 <i>mm</i>	16596 <i>mm</i>	452 ϕ 32s160	27680
10	12954 <i>mm</i>	14570 <i>mm</i>	506 ϕ 32s130	28590
15	12000 <i>mm</i>	12874 <i>mm</i>	545 ϕ 32s110	29400
20	11188 <i>mm</i>	11508 <i>mm</i>	501 ϕ 32s110	29240
25	10518 <i>mm</i>	10468 <i>mm</i>	426 ϕ 32s120	28610
30	9989 <i>mm</i>	9651 <i>mm</i>	399 ϕ 32s120	28560
35	9610 <i>mm</i>	9325 <i>mm</i>	285 ϕ 32s160	27080
40	9377 <i>mm</i>	9280 <i>mm</i>	118 ϕ 32s250	24780
45	9280 <i>mm</i>	9276 <i>mm</i>	116 ϕ 32s250	25110

Tabell 6.6: Armering for lastkombinasjon 2

Tøyningstilstanden i tverrsnittet for lastkombinasjon 2 vises i Tabell 6.7 - med trykktøyning i betongen i overkant og strekktøyning i armeringen i underkant.

Etappe	Tøyning i betong	Tøyning i armering
1	-0.0010	-0.0005
5	-0.0010	-0.0006
10	-0.0010	-0.0006
15	-0.0010	-0.0007
20	-0.0009	-0.0008
25	-0.0010	-0.0008
30	-0.0012	-0.0006
35	-0.0013	-0.0006
40	-0.0012	-0.0006
45	-0.0009	-0.0008

Tabell 6.7: Tøyninger i tverrsnittet for lastkombinasjon 2

For bestemmelse av senteravstander er det ikke tatt hensyn til hva som er praktisk å gjennomføre på byggeplassen. At senteravstandene varierer mellom 110 til 190 fra etappe til etappe er kanskje upraktisk.

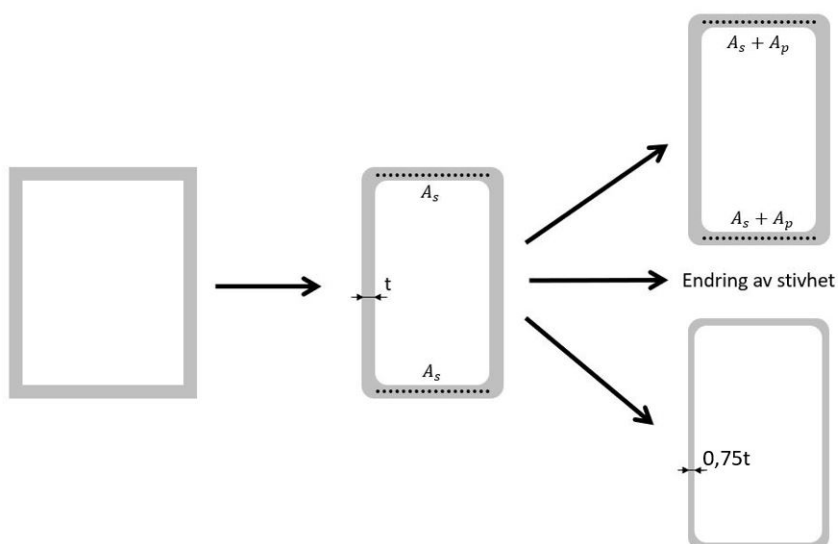
Armering med vind i tverretning

I lastkombinasjon 3 står brua i ferdigbygget tilstand med dominerende vind på tvers av tårnene og hovedspennet. Tverrsnittene er nå utsatt for moment om den andre akse så de uarmerte stegene fra lastkombinasjonene 1 og 2 vil i dette tilfellet fungere som flenser. Beregninger for lastkombinasjon 3 med lamellmetoden viser at hele tverrsnittet står i trykk i alle støpetappene. Derfor er det valgt å bruke minimumsarmering i det som er de to stegene for lastkombinasjon 1 og 2.

7 Optimalisering

Tårndimensjonene fra skaleringsteorien i kapittel 2.3 er et estimat for brutårnenes geometri og størrelser, og det blir derfor gjort en analyse for å se hvordan de kan optimaliseres. Det finnes mange forskjellige parametere som kan justeres for å optimalisere tårnene på en hengebru, og det avhenger i stor grad av hva konstruktøren velger som dimensjoneringskriterium. Det kan tenkes at de opprinnelige tårnene fra skaleringsteorien er overdimensjonerte med tanke på tverrsnittshøyde, bredde og veggtykkelse. Dersom et kriterium er lavest mulig materialforbruk med hensyn på både klimagassutslipp og økonomi, kan det være aktuelt å redusere størrelsene på tverrsnittet. Dersom et kriterium er lite utbøyning i tårntoppen under byggetilstand bør tårnene trolig dimensjoneres for en høyere stivhet.

Målet med optimaliseringen er å dokumentere effekten av å endre ulike parametere. Figur 7.1 viser konseptet for optimaliseringen i denne analysen, og rekkefølgen den utføres i. Den første parameteren som endres er reduksjon av tverrsnittsbredden. Det gjøres ved å generere nye fullstendige Abaqus-modeller for brua i både byggetilstand og ferdigtilstand. Ti utvalgte tverrsnitt/støpeetapper i tårnet blir dimensjonert med nye armeringsmengder med lamellmetoden. De tre neste tiltakene er å inkludere spennarmering, endre stivheten som tverrsnittene dimensjoneres for, og reduksjon av veggtykkelsen. Disse tre parameter-analysene utføres på det nye tverrsnittet som nå har fått redusert bredden, og vil kun bli beregnet for ett utvalgt tverrsnitt for å dokumentere hvilken effekt dette kan ha på konstruksjonen.



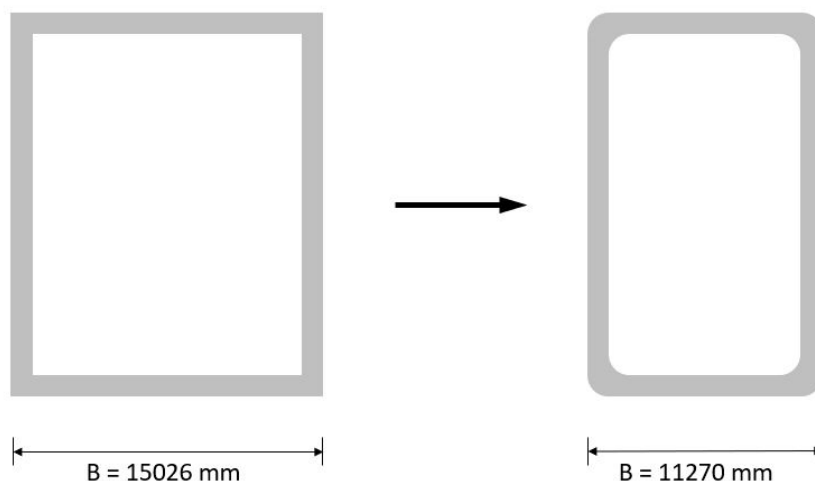
Figur 7.1: Konsept for optimalisering

7.1 Tverrsnittsbredde

Resultater fra det opprinnelige tverrsnittet med vind på tvers i ferdigtilstand viser at hele tverrsnittet står i trykk i alle etappene. Dette tyder på at bredden av tverrsnittet kan reduseres. Derfor er det valgt å undersøke en reduksjon av bredden med 25% i alle tverrsnitt slik at de nye dimensjonene blir som vist i Tabell 7.1. 25% er ikke nødvendigvis den optimale løsningen, men resultater vil gi en indikasjon på effekten av å redusere bredden. Samme avstand mellom tårnene beholdes fra skaleringsteorien.

Denne endringen reduserer tårnets kapasitet mot vind på tvers, men det antas å ikke redusere tårnets kapasitet mot vind i lengderetning. Tårnets kapasitet mot vind i lengderetning er proporsjonal med bredden, men vindlasten på tårnet er også proporsjonal med bredden, og dermed vil ikke spenningene i tårnet endres i stor grad på grunn av vind. Nye vindlaster beregnes på det reduserte overflate-arealet i lengderetning. Et mer rektangulært tårn gir i tillegg en redusert kraftfaktor (NS-EN 1991-1-4) for vind i lengderetning, slik at tårnets kapasitet mot vind i lengderetning kanskje vil øke. På en annen side må vinden beregnes med en litt større kraftfaktor i tverretning. Det innføres også en avrunding av hjørnene med en radius på 0,5 meter for å gi tårnet en mer aerodynamisk form, og kraftfaktorer kan reduseres ytterligere i henhold til NS-EN 1991-1-4. Figur 7.2 illustrerer optimalisering av første etappe.

Resultatene for reduksjon av tverrsnittsbredden presenteres i kapittel 8.1.



Figur 7.2: Reduksjon av bredde for etappe 1

Tabell 7.1: Nye tverrsnitt med redusert bredde

Etappe	Kotehøyde [m]	B [mm]	H [mm]
1	8.8	11270	18457
2	17.6	11080	17971
3	26.4	10896	17501
4	35.2	10714	17042
5	44	10537	16596
6	52.8	10365	16166
7	61.6	10196	15747
8	70.4	10033	15341
9	79.2	9872	14949
10	88	9716	14570
11	96.8	9564	14206
12	105.6	9417	13854
13	114.4	9274	13515
14	123.2	9135	13187
15	132	9000	12874
16	140.8	8869	12575
17	149.6	8743	12289
18	158.4	8621	12014
19	167.2	8504	11754
20	176	8391	11508
21	184.8	8281	11273
22	193.6	8177	11053
23	202.4	8077	10844
24	211.2	7980	10648
25	220	7888	10468
26	228.8	7800	10298
27	237.6	7717	10142
28	246.4	7634	9872
29	255.2	7560	9755
30	264	7491	9651
31	272.8	7425	9560
32	281.6	7364	9482
33	290.4	7308	9418
34	299.2	7255	9366
35	308	7207	9325
36	316.8	7163	9299
37	325.6	7124	9287
38	334.4	7090	9283
39	343.2	7060	9281
40	352	7033	9280
41	360.8	7010	9279
42	369.6	6991	9278
43	378.4	6976	9277
44	387.2	6967	9276
45	400	6957	9276

7.2 Kombinert slakk- og spennarmering

Innføring av spennarmering i en kombinasjon med slakkarmering kan være aktuelt for tårnene. Hovedformålet med å innføre spennarmering er å redusere det totale armeringsarealet i tverrsnittet, og dermed redusere materialforbruket. Spennarmering kan ha om lag 3 ganger så stor fasthet som slakkarmering, og bare 50 % høyere CO_2 -utslipp [28]. En annen fordel med spennarmering er at det tar fysisk mindre plass i tverrsnittet dersom det totale stål-arealet reduseres. Bakdelen med spennarmering i et tverrsnitt med symmetrisk armering er at den påfører ekstra trykkrefter i trykksonen som kan bli problematisk med tanke på trykkbrudd i betongen. Hvor mye spennarmering som er mulig å legge inn uten å få problemer med trykkbrudd er ikke åpenbart.

Denne analysen gjøres ikke for hele tårnet, men i stedet vurderes effekten av å erstatte en prosentandel av slakkarmering med spennarmering i ett utvalgt tverrsnitt. Etappe 20 er valgt fordi dette tverrsnittet allerede er mest utnyttet med størst tøyninger i over- og underkant for lastkombinasjon 1. Tverrsnittet analyseres med lamellmetoden for flere kombinasjoner av spennarmering og slakkarmering, i et forsøk på å finne den mest optimale kombinasjonen. Hvis hele tårnet skal optimaliseres med spennarmering må tilsvarende beregninger utføres for hver etappe.

Ettersom spennarmering har en mye høyere dimensjonerende spenning enn slakkarmering, er det ikke nødvendig å bytte ut et gitt slakkarmeringsareal med et like stort areal med spennarmering. Derfor brukes ligning 7.1 til å beregne et ekvivalent areal med spennarmering. Altså det spennarmeringsarealet A_p som gir lik kraft i armeringen som slakkarmeringsarealet A_s .

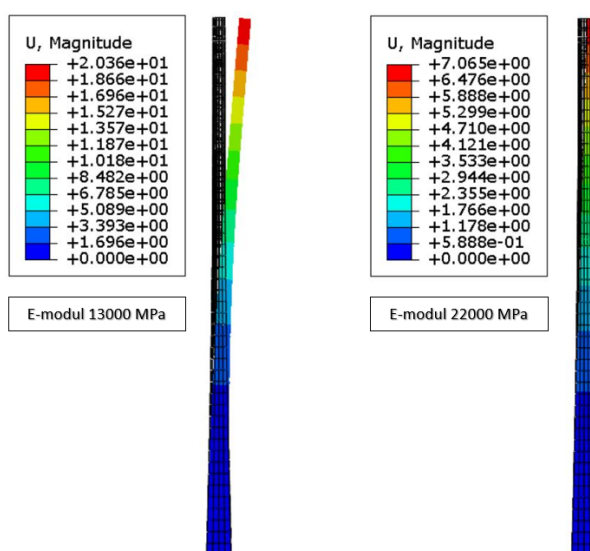
$$A_p = A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \quad (7.1)$$

Målet er ikke å øke kapasiteten, men heller å bevare den, samtidig som armeringsmengden reduseres. Det gjøres med å kjøre mange beregninger med lamellmetoden ved å redusere slakkarmeringsarealet i små inkremitter, samtidig som spennarmeringsarealet økes. For hver kombinasjon må det kontrolleres at tverrsnittets opprettholder sin originale stivhet. Dersom en kombinasjon gir for lav stivhet må arealet til en av armerings-typene økes. Kombinasjonen som gir størst reduksjon av areal, og som samtidig gir tverrsnittet tilstrekkelig stivhet, må kontrolleres i bruas ferdigtilstand da trykkbrudd er mer nærliggende. Beregninger blir ikke gjort for mengder av slakkarmering som er under minimumsarmering etter EK2.

Resultatene for kombinert slakk- og spennarmering presenteres i kapittel 8.2.

7.3 Stivhet

Tårnene har tidligere i oppgaven blitt dimensjonert for en E-modul på 13000 MPa som er tilnærmet 30% av E_{cm} for B90. Dette betyr en lav stivhet som kan gi store utbøyninger av de frittstående brutårnene i bruddgrensetilstand før de blir fastholdt av hovedkablene. Argumentasjonen for dette valget var at konkrete verdier for utbøyning i tårnet ikke ble vurdert som dimensjoneringskriterium, og lavere stivhet ville gi høyere utnyttelse av tverrsnittet. Men med bedre forståelse av 2. ordens effekter i tårnet, er det derfor nå interessant å se på effekten av å øke stivheten. Figur 7.3 viser utbøyningen av det frittstående brutårnet i Abaqus for to ulike stivheter. Tårnet i denne figuren er fra de opprinnelige dimensjonene, og ikke tårnet med redusert tverrsnittsbredde.



Figur 7.3: Utbøyning [m]

Med en E-modul på 13000 MPa vil det 400 meter høye brutårnet kunne bøyes ut 20 meter for den gitte belastningen. Ved å dimensjonere for en høyere E-modul som for eksempel 22000 MPa vil andre ordens momenter reduseres, og utbøyningen reduseres til 7 meter i tårntoppen. Det blir derfor gjort beregninger med Abaqus og lamellmetoden for å se hvilke mengder med slakkarmering som er nødvendig for de ulike stivhetene. Tårnet modelleres i Abaqus med forskjellige E-moduler i området 13000-27000 MPa. De nye snittkreftene leses av, og brukes i lamellmetoden for dimensjonering av slakkarmeringsmengdene. Beregningen i lamellmetoden blir kun gjort for etappe 20 fordi dette tverrsnittet allerede er mest utnyttet med størst tøyninger i over- og underkant.

Resultatene for økt stivhet presenteres i kapittel 8.3.

7.4 Veggtykkelse

Den opprinnelige veggtykkelsen på 1000mm var et konservativt valg, og er en parameter som er mulig å optimalisere. Ønsker bare å se på effekten av endring av å endre veggtykkelse så ser bare på utvalgte etapper. Analyse for veggtykkelse på 1000 mm viser at etappe 20 har størst strekktøyninger i armeringen, og etappe 35 har størst trykktøyninger i betongen. Undersøker derfor etappe 20 og 35. Endring av veggtykkelsen fører til endring av kreftene i tårnet som følge av endring av egenvekten. Egenvekten påvirker trykkraften og 2. ordens moment. Derfor må Abaqus analysen kjøres på nytt med ny veggtykkelse.

På grunn av tidsbegrensning er dette kun undersøkt én ny veggtykkelse. I lastkombinasjon 1 er det kun tårnet som er modellert slik at å gjøre endringer er relativt enkelt. I lastkombinasjon 2 og 3 er hele hengebruken modellert. Som forklart i modellerings-kapittelet må lastene og deler av brua påføres i riktig rekkefølge. Første steget er at tårnet må spennes opp. Denne oppspenningskraften må endres manuelt når stivheten til tårnet endre på grunn av endret geometri. Det må gjennomføres en manuell itereringsprosess for å finne riktig oppspenningskraft, og denne prosessen er tidkrevende.

Etappe 20 og 35 undersøkes for veggtykkelse på 750 mm. Som nevnt i kapittel 7.3 er ikke nødvendigvis en E-modul på 13000 MPa det optimale. Derfor endres E-modulen i tillegg til veggtykkelsen hvis en gitt veggtykkelse med en E-modul på 13000 ikke holder.

Resultatene for redusert veggtykkelse presenteres i kapittel 8.4.

8 Resultater

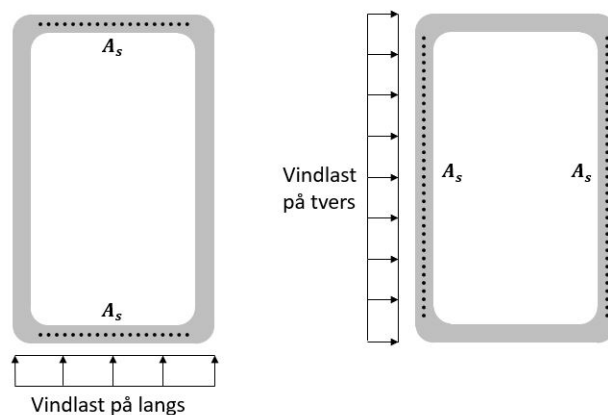
8.1 Tverrsnittsbredde

Før Abaqus-modellen kan kjøres og armeringsmengder kan dimensjoneres med lamellmetoden, må vindlastene beregnes på nytt. Tabell 8.1 viser endring i dimensjonerende vindlaster for hver av lastkombinasjonene etter at tverrsnittsbredden er redusert med 25%, og hjørnene er avrundet. En sammenligning med gjennomsnittlig vindlast fra det opprinnelige tverrsnittet viser at vindlastene reduseres med om lag 43% i bruas lengderetning. Det er spesielt gunstig med tanke på moment og utbøyning i bruas byggetilstand. Reduksjonen på 4% i tverretning skyldes i hovedsak avrundning av hjørnene som gir en redusert kraftfaktor i henhold til EK1.

Lastkombinasjon	Gjennomsnittlig vindlast		Reduksjon
	Før	Etter	
1	31,2 kN/m	17,8 kN/m	43 %
2	28,0 kN/m	16,0 kN/m	43 %
3	61,6 kN/m	59,2 kN/m	4 %

Tabell 8.1: Endring i dimensjonerende vindlast

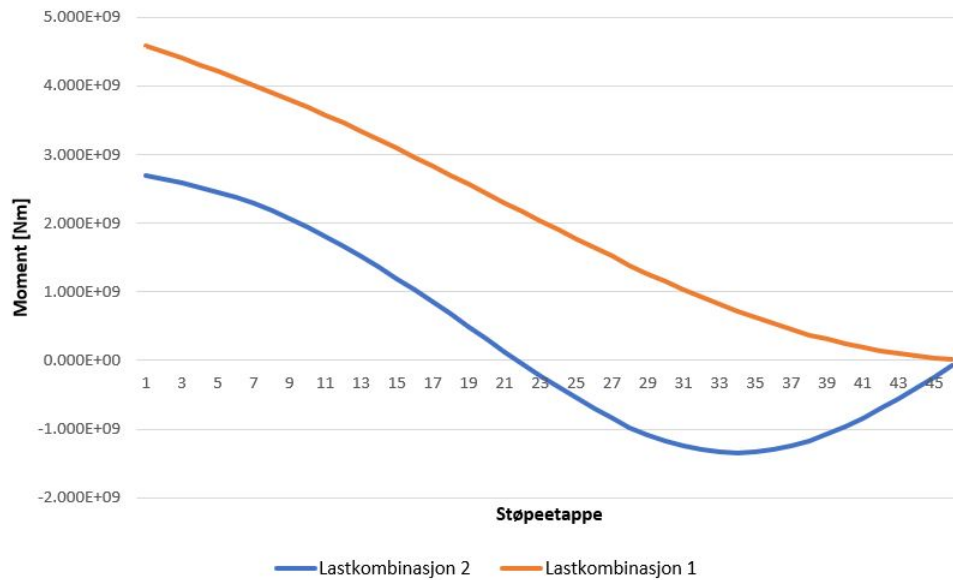
Vind i lengde- og tverretning gir moment om ulike akser, og armeringen i flens og steg dimensjoneres i to ulike operasjoner, som vist i Figur 8.1. Det er også på grunn av begrensninger med lamell-programmet som har blitt beskrevet tidligere. Tverrsnittet armeres symmetrisk med lik mengde i trykk og strekksonen, fordi moment kan gå begge veier.



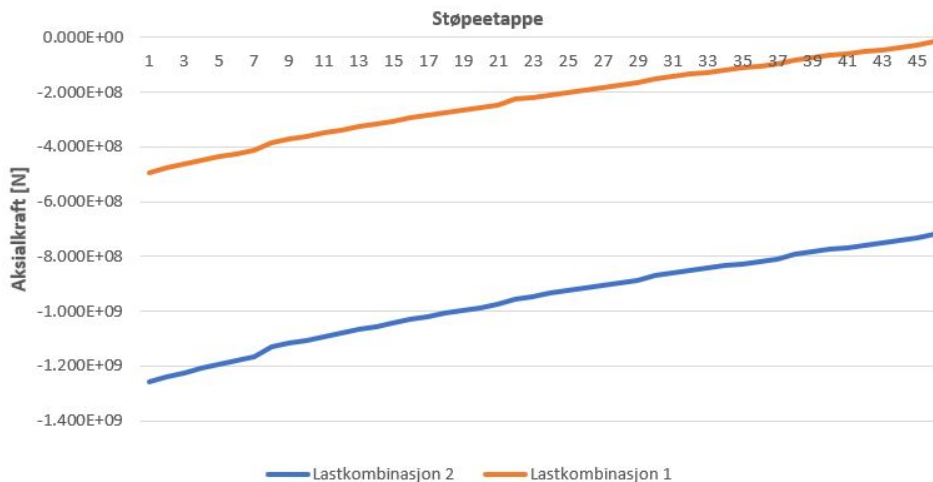
Figur 8.1: Beregning av armering for ulike vindretninger

Lengdearmering

Lastkombinasjon 1 og 2 har vind i lengderetning av bruspenet som gir moment om samme akse, men det antas at lastkombinasjon 1 (byggetilstand) blir dimensjonerende på grunn av større momenter. Lastkombinasjon 2 (ferdigtilstand) gir større aksialkrefter, og må derfor kontrolleres for armeringsmengdene som beregnes for lastkombinasjon 1. Snittkrefter fra Abaqus-analysen med redusert tverrsnittsbredde er plottet i Figur 8.2 og 8.3.



Figur 8.2: Momenter med vind i lengderetning



Figur 8.3: Aksialkrefter med vind i lengderetning

For lastkombinasjon 1 dimensjoneres armeringen for en E-modul på 13000 MPa. Som beskrevet i kapittel 6.7 er det valgt å ikke legge armering i hjørnene. Antall rader med armering i flensene varierer mellom 2 og 6, og plasseringen er kontrollert med samme metode som illustrert i vedlegg D. I etappe 40 og 45 holder det med minimumsarmering, som regnes etter ligning 9.1N i EK2 med en bredde b_t på 2 ganger stegets tykkelse. I Tabell 8.2 vises beregnet armeringsmengde, tilhørende E-modul, dimensjonerende moment og moment for flyt i armeringen. Største trykktøyning i betongen er på -0,0013 som vist i Tabell 8.3.

Etappe	Tverrsnitt B x H [mm]	Armering Jern per flens	E-modul [MPa]	M_{ed} [MNm]	M_{flyt} [MNm]
1	11270 x 18457	232 \emptyset 32s190	13500	4580	5271
5	10537 x 16596	310 \emptyset 32s110	13500	4210	4749
10	9716 x 14570	356 \emptyset 32s130	13200	3680	3888
15	9000 x 12874	382 \emptyset 32s110	13650	3092	3208
20	8391 x 11508	349 \emptyset 32s110	13300	2433	2485
25	7888 x 10468	321 \emptyset 32s110	13150	1774	1942
30	7491 x 9651	300 \emptyset 32s110	13600	1148	1500
35	7207 x 9325	189 \emptyset 32s110	13000	626	990
40	7033 x 9280	59 \emptyset 32s170	16520	247	445
45	6960 x 9276	58 \emptyset 32s170	28320	31	294

Tabell 8.2: Lengdearmering for lastkombinasjon 1

Etappe	Tøyning i betong	Tøyning i armering
1	-0,0012	0,0013
5	-0,0012	0,0016
10	-0,0013	0,0019
15	-0,0013	0,0021
20	-0,0013	0,0021
25	-0,0011	0,0019
30	-0,0008	0,0013
35	-0,0006	0,0008
40	-0,0003	0,0002
45	-0,0001	0,0000

Tabell 8.3: Tøyninger i tverrsnittet for lastkombinasjon 1

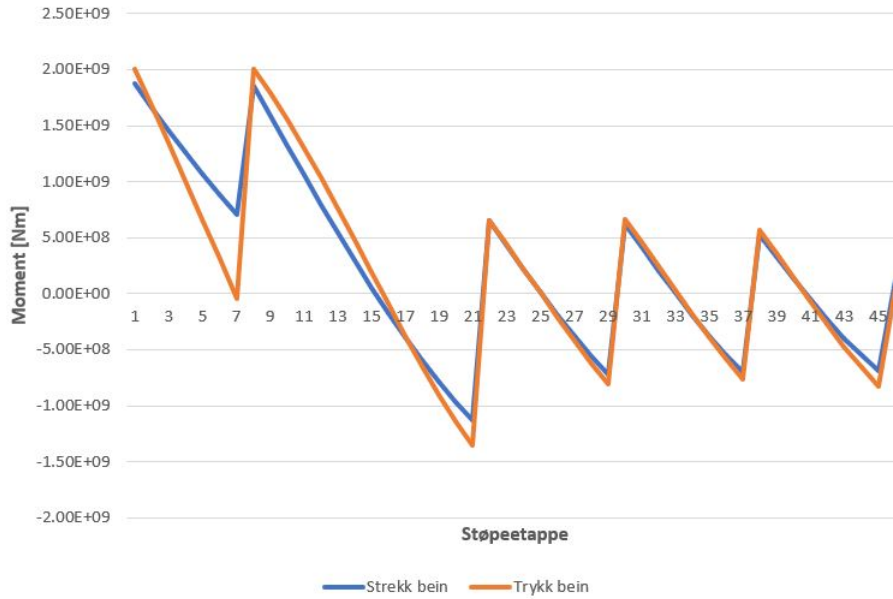
I lastkombinasjon 2 kontrolleres det at E-modulen er over 13000 MPa med armeringen som ble beregnet for lastkombinasjon 1. Resultatet er vist i Tabell 8.4 med tilhørende tøyingsfordeling i tverrsnittet.

Etappe	Tverrsnitt B x H [mm]	Armering Jern per flens	E-modul [MPa]	ϵ_c	ϵ_s
1	11270 x 18457	232 \emptyset 32s190	25656	-0,0013	-0,0005
5	10537 x 16596	310 \emptyset 32s110	26965	-0,0012	-0,0005
10	9716 x 14570	356 \emptyset 32s130	27419	-0,0013	-0,0005
15	9000 x 12874	382 \emptyset 32s110	28041	-0,0013	-0,0006
20	8391 x 11508	349 \emptyset 32s110	28500	-0,0010	-0,0009
25	7888 x 10468	321 \emptyset 32s110	27636	-0,0012	-0,0008
30	7491 x 9651	300 \emptyset 32s110	27389	-0,0016	-0,0006
35	7207 x 9325	189 \emptyset 32s110	25241	-0,0019	-0,0004
40	7033 x 9280	59 \emptyset 32s170	22913	-0,0018	-0,0005
45	6960 x 9276	58 \emptyset 32s170	23244	-0,0012	-0,0008

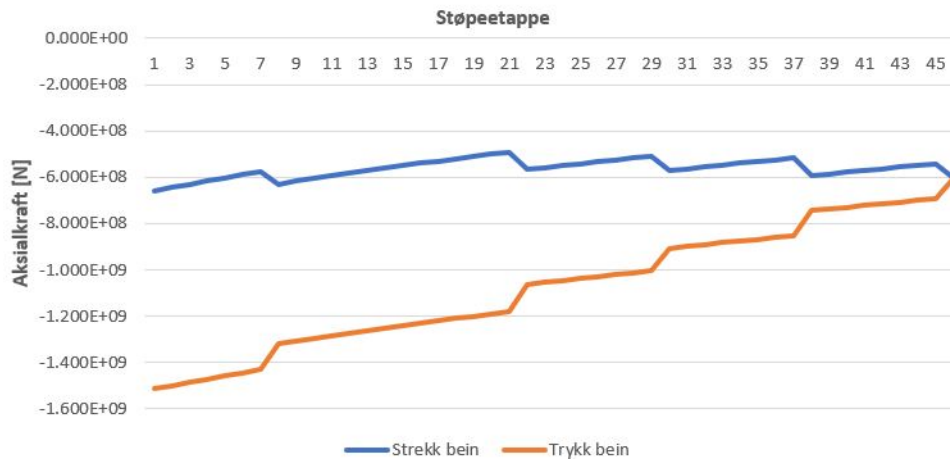
Tabell 8.4: Kontroll av lastkombinasjon 2

Hele tverrsnittet er i trykk i alle kontrollerte etapper. Største trykktøyning i betongen er på -0,0019, som fortsatt er et godt stykke unna bruddtøyningen på -0,0026. E-modulene er beregnet med snittkrefter og krumninger fra Abaqus-analysen, og varierer mellom 23000-28000 MPa. Tverrsnittet har altså en høyere stivhet med denne belastningen, og dersom Abaqus-modellen oppdateres enda en gang med økt stivhet, vil 2. ordens momenter reduseres og stivheten øker på nytt. Derfor har tverrsnittet nok kapasitet for lastkombinasjon 1 og 2 i henhold til teorien i kapittel 6.5.

For lastkombinasjon 3 med vind i tverretning virker tårnet som en rammekonstruksjon. Vindlasten påfører trykkraft i ett tårnbein og strekkraft i det andre. Likevel er begge totalt sett i trykk på grunn av egenvekt. Aksialkreftene i tårnbeina fra Abaqus er vist i Figur 8.5, og momentene i Figur 8.4. Tårnbeinet med størst trykkraft blir kaldt trykkbein, og tårnbeinet med redusert trykkraft blir kalt strekkbein i figurene.



Figur 8.4: Momenter med vind i tverretning



Figur 8.5: Aksialkrefter med vind i tverretning

Hele tverrsnittet er i trykk i alle etapper i begge tårnbein. Det gir en E-modul som er mye høyere en den antatte på 13000 MPa. Det er ikke beregningsmessig behov for armering fordi hele tårnet er i trykk, men minimumsarmering kreves, og beregnes etter ligning 9.1N i EK2 med en bredde b_t på 2 ganger stegets tykkelse. To rader med $\varnothing 25$ i begge stegene brukes i alle etappene. Armeringen er vist i Tabell 8.5.

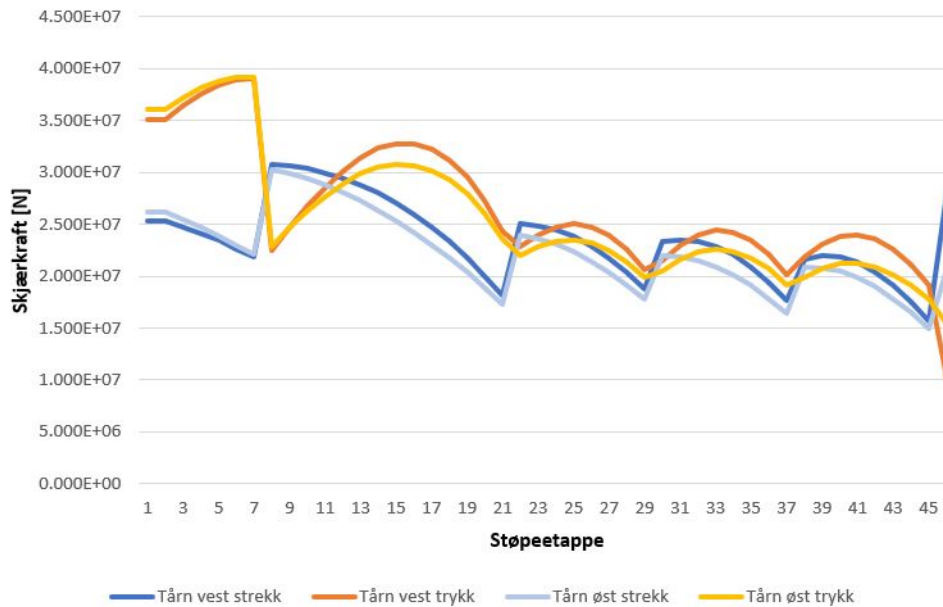
Etappe	Tverrsnitt B x H [mm]	Armering Antall jern
1	11270 x 18457	132 $\varnothing 25$ s250
5	10537 x 16596	117 $\varnothing 25$ s250
10	9716 x 14570	101 $\varnothing 25$ s250
15	9000 x 12874	95 $\varnothing 25$ s230
20	8391 x 11508	86 $\varnothing 25$ s220
25	7888 x 10468	81 $\varnothing 25$ s210
30	7491 x 9651	77 $\varnothing 25$ s200
35	7207 x 9325	73 $\varnothing 25$ s200
40	7033 x 9280	69 $\varnothing 25$ s210
45	6960 x 9276	69 $\varnothing 25$ s210

Tabell 8.5: Resultat for lastkombinasjon 3

Skjærarmering

Skjærkapasitet beregnes etter kapittel 6.2.3 *Konstruksjoner med beregningsmessig behov for skjærarmering* i EK2. Kontroll av skjærstrekkkapasitet uten armering er ikke nødvendig på grunn av krav til minimums armering og fordi skjærarmering forutsettes å ta hele skjærkraften. Beregner nødvendig skjærarmering etter ligning 6.8 i EK2. Minimums armering beregnes etter NA.9.2.2(5).

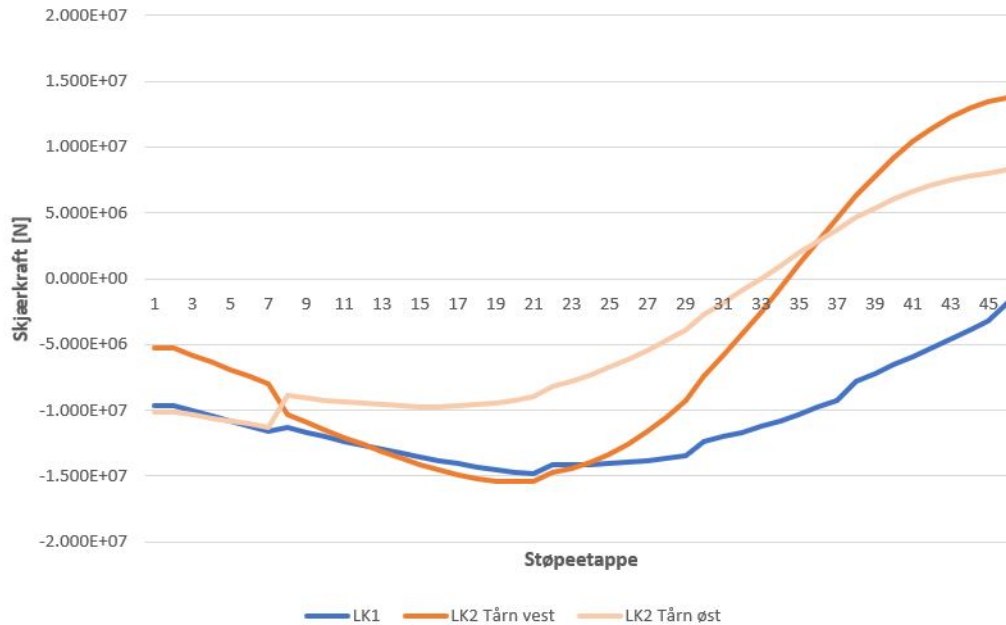
I tverretning hentes skjærkreftene kun fra lastkombinasjon 3. Fra lastkombinasjon 3 hentes kreftene fra begge tårnbein i begge tårn. Disse vises i Figur 8.6. Den største absolutt verdien av disse fire blir dimensjonerende for hver etappe. Nødvendig armeringsmengde beregnes for hver etappe i Excel. Resultatet vises i vedlegg E.



Figur 8.6: Skjærkrefter i tverretning

I tverretning er skjærkreftene større enn i lengderetning, og tverrsnittet er kortere i tverretning. Det fører til et større behov for skjærarmering. I bjelketeori er skjærkraften den deriverte av moment, så ut ifra momentdiagrammet i Figur 8.4 burde da skjærkraftdiagrammet være stykkevis konstant. Årsaken til at det ikke er tilfelle er at analysen benytter ikke-lineær geometri. Kreftene regnes da på deformert geometri som nevnt i kapittel 5. Små vinkelendringer mellom elementene fører til at aksialkraften skaper tilleggs skjærkrefter.

I lengderetning hentes det ut skjærkrefter fra lastkombinasjon 1 og 2. I lastkombinasjon 2 hentes det ut krefter fra begge tårnene. Disse vises i Figur 8.7. Den største absolutt verdien av disse tre blir dimensjonerende for hver etappe. Nødvendig armeringsmengde beregnes for hver etappe i Excel. Beregning av første støpetappe er også gjort i Mathcad. Resultatet fra Excel og beregningene i Mathcad vises i vedlegg E.



Figur 8.7: Skjærkrefter i lengderetning

Minimumsarmering gir størst armeringsbehov for alle støpetapper bortsett fra øverst med skjærkraft i lengderetning. Som for skjærkraft på tvers påvirkes formen på skjærkraft diagrammet av at analysen er kjørt med ikke-lineær geometri.

Alle fire tårnbein armeres likt. Armeringen plasseres i ytterkant av hvert steg altså to jern per steg. Et kassetverrsnitt har to steg, derfor fire jern til å ta opp skjærkrefter i begge retninger. I Tabell 8.6 vises innlagt skjærarmering i forskjellige støpetapper, og den høyeste utnyttelsen av skjærarmering i intervallet.

Støpeetappe	Lengderetning		Tverretning	
	Armering	Maks utnyttelse	Armering	Maks utnyttelse
1-19	ø16s210	0,99	ø25s190	1,00
20-32	ø16s210	0,99	ø25s220	1,00
33-44	ø16s210	0,99	ø25s200	0,96
45	ø16s200	0,97	ø25s200	0,77
46	ø16s200	1,00	ø25s170	0,96

Tabell 8.6: Skjærarmering

Resultatet fra Figur 8.6 viser at det er størst skjærkrefter i tverretning. Derfor kreves det relativt mye skjærarmering i stegene for moment om svak akse.

Rigler

Riglene dimensjoneres ikke etter stivhet slik som brutårnene, men mer tradisjonelt for momentkapasitet. Lamell-programmet blir fortsatt brukt ved å la moment-krumnings-diagrammet flyte helt ut til 2,6 promille i betongens overkant, og 5,0 promille i stålet. Riglene får store momenter om sterk akse med vind på tvers når tårnet fungerer som en rammekonstruksjon. De to nederste riglene blir dimensjonert. Den nederste rigelen har en dimensjon på 8x8 meter med en tykkelse på 1 meter. De fire øvrige riglene har samme dimensjon på 8x5 meter med en tykkelse på 1 meter. Momentet om svak akse i riglene kommer fra vind i lengderetning. Dette gir relativt små momenter og minimumsarmering er tilstrekkelig.

I den nederste rigelen er momentet på 1603 MNm om sterk akse. Armeringen som er lagt i topp og bunn er 363 ø32 og 20 spennarmeringsbunter på 3300 mm². Det gir en momentkapasitet på 1635 MNm.

Den nest nederste rigelen får et moment på 1290 MNm om sterk akse. Armeringen som er lagt i hver flens er 243 ø32 og 20 spennarmeringsbunter på 3300 mm². Det gir en momentkapasitet på 1322 MNm. Med denne armeringsmengden i de tre øvrige riglene har de også nok kapasitet.

8.2 Kombinert slakk- og spennarmering

Alle beregninger er gjort for etappe 20 med redusert tverrsnittsbredde med snittkrefter fra de frittstående tårnene i byggetilstand. Denne etappen har vist seg å være den mest utnyttede med tanke på kapasitet. Resultater fra kapittel 8.1 gir 349 ø32 slakkarmeringsjern i hver flens for dette tverrsnittet. Ligning 8.1 beregner slakkarmeringsarealet, og ligning 8.2 beregner det ekvivalente arealet for spennarmering som gir samme kraft i armeringen som A_s .

$$A_s = 349 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32}{2}\right)^2 = 280682 \text{ mm}^2 \quad (8.1)$$

$$A_p = A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} = 280682 \cdot \frac{434}{1452} = 84089 \text{ mm}^2 \quad (8.2)$$

Tabell 8.7 viser ulike kombinasjoner av slakk- og spennarmering beregnet med lamellmetoden som tilfredsstillter det ønskede kravet om valgt E-modul på 13000 MPa. Tabell 8.8 viser hvor mye armeringsarealet er redusert med for de tilsvarende kombinasjonene.

E-modul	$A_s \cdot 0,50$	$A_s \cdot 0,45$	$A_s \cdot 0,40$	$A_s \cdot 0,35$	$A_s \cdot 0,30$	$A_s \cdot 0,25$
$A_p \cdot 0,60$	13100	12300	-	-	-	-
$A_p \cdot 0,65$	-	13000	12190	-	-	-
$A_p \cdot 0,70$	-	-	12900	-	-	-
$A_p \cdot 0,75$	-	-	13600	12800	-	-
$A_p \cdot 0,80$	-	-	-	13600	12600	-
$A_p \cdot 0,85$	-	-	-	-	13500	12500
$A_p \cdot 0,90$	-	-	-	-	-	13400

Tabell 8.7: Kontroll av stivhet for kombinert slakk- og spennarmering

Reduksjon	$A_s \cdot 0,50$	$A_s \cdot 0,45$	$A_s \cdot 0,40$	$A_s \cdot 0,35$	$A_s \cdot 0,30$	$A_s \cdot 0,25$
$A_p \cdot 0,60$	32%	37%	-	-	-	-
$A_p \cdot 0,65$	-	36%	41%	-	-	-
$A_p \cdot 0,70$	-	-	39%	-	-	-
$A_p \cdot 0,75$	-	-	38%	43%	-	-
$A_p \cdot 0,80$	-	-	-	41%	46%	-
$A_p \cdot 0,85$	-	-	-	-	45%	50%
$A_p \cdot 0,90$	-	-	-	-	-	48%

Tabell 8.8: Reduksjon av totalt armeringsareal

$A_{s,min}$ for dette tverrsnittet er beregnet til å være 57242 mm^2 per flens i henhold til EK2 NA.9.2.1.1(1), som vil si omtrent 20% av total slakkarmering for dette tverrsnittet. Derfor er det valgt å ikke gå lavere enn $A_s \cdot 0,25$ i beregningene med lamellmetoden.

Resultatene viser at en kombinasjon med 25% av opprinnelig slakkarmeringsareal og 90% av ekvivalent spennarmeringsareal opprettholder stivheten i tverrsnittet samtidig som at mengden av stål reduseres med hele 48%.

Denne kombinasjonen med armering blir også kontrollert for brua i ferdigbygget tilstand. Med 25% av opprinnelig slakkarmeringsareal og 90% av ekvivalent spennarmeringsareal beregnes E-modulen med lamellmetoden til 14000 MPa i lastkombinasjon 2. Det vil si at det holder i lastkombinasjon 2. Den største trykktøyningen i betongen blir -0,0013. Denne tøyningen er som forventet litt større enn uten spennarmering da trykktøyningen i overkant ble beregnet til -0,0010. Dette er fortsatt langt unna betongens bruddtøyning på -0,0026.

Denne kombinasjonen av armering blir derfor vurdert som optimal for dette tverrsnittet med den valgte stivheten. Nytt optimalt armeringsareal per flens beregnes med ligning 8.3 og reduksjon av areal med ligning 8.4.

$$A_{opt} = A_s \cdot 0,25 + A_p \cdot 0,9 = 280682 \cdot 0,25 + 84089 \cdot 0,9 = 145851 \text{ mm}^2 \quad (8.3)$$

$$1 - \frac{A_{opt}}{A_s} = 48\% \quad (8.4)$$

Dette betyr at for etappe 20 kan armeringsarealet reduseres med 48% ved å benytte spennarmering.

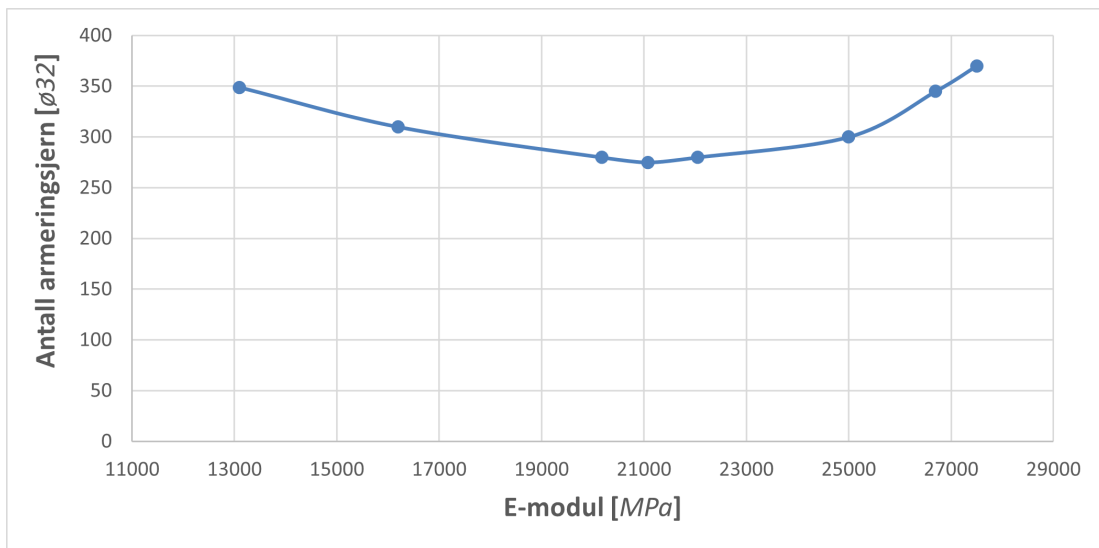
8.3 Stivhet

I disse resultatene presenteres kun dokumentert effekt for tverrsnittet i etappe 20 for tårnet med redusert tverrsnittsbredde. Snittkrefter er hentet fra Abaqus-modellen som er kjørt for alle de ulike E-modulene. Tabell 8.9 viser nødvendig slakkarmering beregnet med lamellmetoden for de ulike stivhetene. Tilhørende horisontale utbøyninger av tårntoppen fra Abaqus-analysen er også presentert.

E-modul		Armering Jern per flens	ϵ_c	ϵ_s	Utbøyning
Abaqus	Lamell				
13000	13100	349 $\phi 32$	-0,00130	0,00220	19,2 m
16000	16200	310 $\phi 32$	-0,00091	0,00096	11,0 m
20000	20170	280 $\phi 32$	-0,00073	0,00045	7,0 m
21000	21070	275 $\phi 32$	-0,00070	0,00038	6,4 m
22000	22050	280 $\phi 32$	-0,00068	0,00033	5,9 m
25000	25000	300 $\phi 32$	-0,00062	0,00019	4,8 m
26500	26700	345 $\phi 32$	-0,00059	0,00014	4,4 m
27000	27500	370 $\phi 32$	-0,00057	0,00012	4,3 m

Tabell 8.9: Nødvendig armering for ulike stivheter

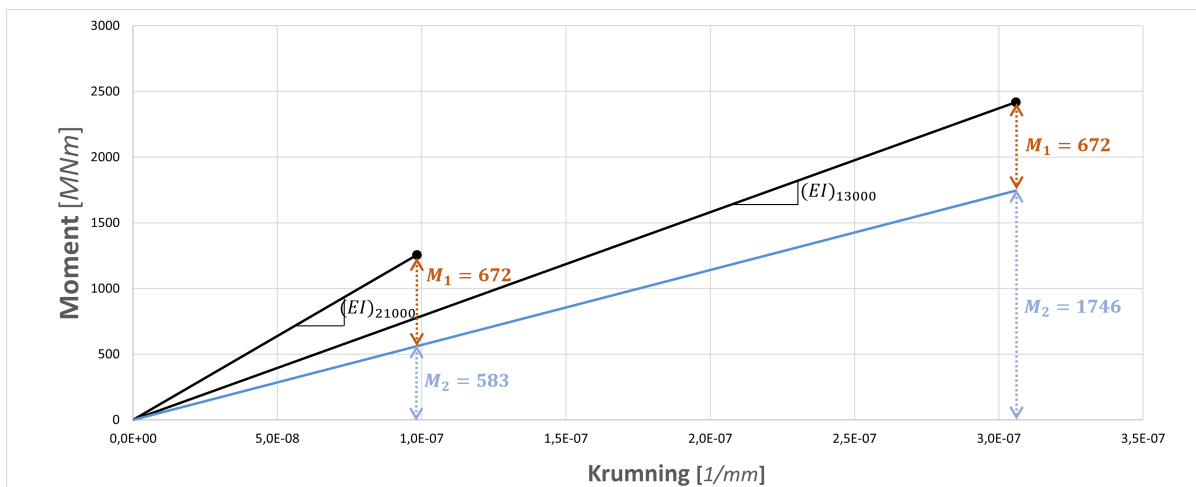
Figur 8.8 viser mengde slakkarmering plottet mot valgt E-modul.



Figur 8.8: Armering for ulike stivheter

Basert på resultatene i Tabell 8.9 ser det ut til at en E-modul i området 19000-22000 MPa er gunstig med tanke på armeringsmengder. Antall jern kan reduseres med 21% ved å dimensjonere for en E-modul på 21000 MPa sammenlignet med 13000 MPa.

For å forklare resultatene er det interessant å se på momentene som må tas opp av dette tverrsnittet for ulike valgte stivheter. Ved å kjøre Abaqus-analysen både med og uten ikke-lineære geometriske effekter, kan størrelsen og betydningen av 1. ordens momenter (M_1) og 2. ordens momenter (M_2) illustreres. To situasjoner med moment og krumning er beregnet med Abaqus, og plottet i Figur 8.9 med E-moduler på henholdsvis 13000 og 21000 MPa. Moment-verdiene er for etappe 20 i tårnet.



Figur 8.9: Redusert 2. ordens moment ved økt stivhet

Analysen viser at M_1 er uavhengig av stivheten - noe som er forventet fordi 1. ordens momentet kommer fra vindlast. De to M_2 -verdiene er derimot ulike på grunn av ulike stivheter og medfølgende utbøyninger. Høyere stivhet gir reduserte 2. ordens momenter, og betyr at tverrsnittet må ta opp et mindre totalt moment, men med lavere krumning.

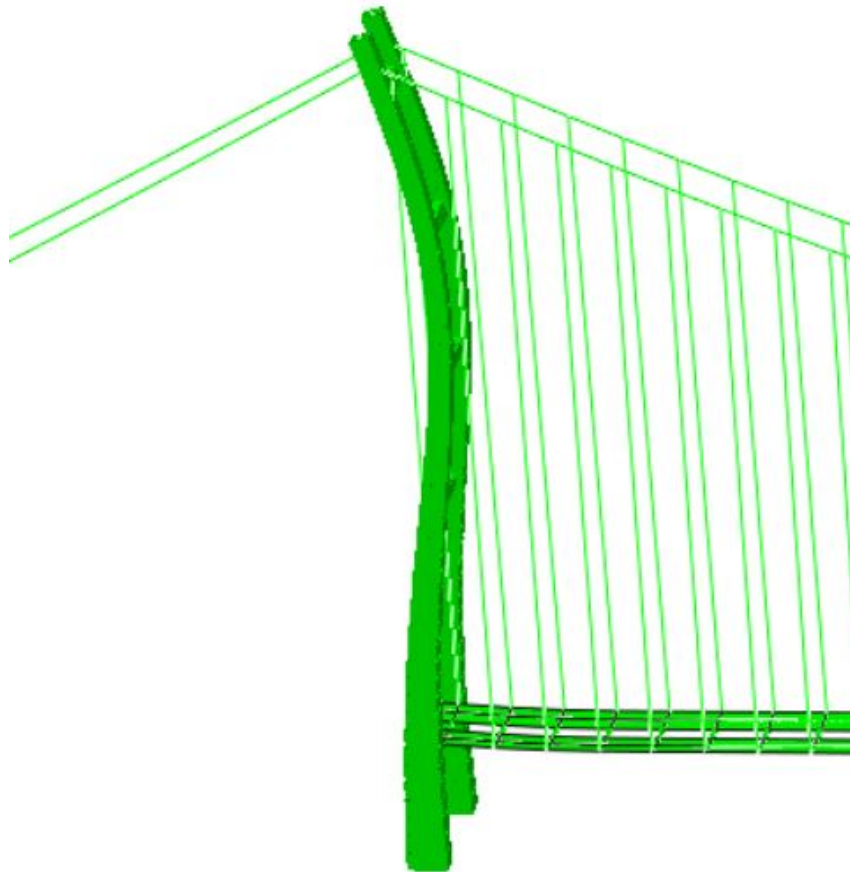
Ettersom man antar en stivhet, og deretter armerer slik at denne stivheten er oppfylt, er alle løsningene i Figur 8.8 ok med hensyn til styrke. Likevel er den optimale og mest korrekte løsningen den som gir minst armering.

8.4 Veggtykkelse

En reduksjon av veggtykkelsen på 25% fra 1000mm til 750mm er uproblematisk for det frittstående tårnet i byggetilstand med en valgt E-modul på 13000 MPa.

I etappe 20 oppnås en E-modul på 14900 MPa med 345 $\varnothing 32$ armeringsjern. I etappe 35 oppnås en E-modul på 13100 MPa med 176 armeringsjern. Det vil si at tverrsnittet holder med veggtykkelse på 750mm for lastkombinasjon 1.

Utfordringene med redusert veggtykkelse er derimot større for brua i ferdigbygget tilstand fordi trykkreftene er enorme. For lastkombinasjon 2 viser Abaqus-analysen at brutårnet knekker med en veggtykkelse på 750 mm og en E-modul på 13000 MPa. Som vist på Figur 8.10 blir deformasjonene betydelige og tårnet vil gå til brudd.



Figur 8.10: Deformasjon med 1:1 skalering

Derimot, med veggtykkelse på 750mm og en E-modul økt til 22000 MPa blir tårnet stivt nok for både lastkombinasjon 1 og 2. Resultatene vises i Tabell 8.10.

Lastkombinasjon	Etappe	Armering Antall jern	E-modul [MPa]	ϵ_c	ϵ_s
1	20	345 \emptyset 32s120	22400	-0,0007	0,0005
1	35	46 \emptyset 32s250	23000	-0,0003	0,0001
2	20	345 \emptyset 32s120	28300	-0,0017	-0,0006
2	35	67 \emptyset 32s170	22000	-0,0015	-0,0012

Tabell 8.10: Kontroll for veggtykkelse på 750mm og $E = 22000\text{MPa}$

For etappe 35 gir lastkombinasjon 2 en større mengde armering enn lastkombinasjon 1. Det vil si at lastkombinasjon 2 blir dimensjonerende for etappe 35. Armeringsmengden blir lavere enn med veggtykkelse på 1000 mm, og E-modul på 13000 MPa. I etappe 20 blir armeringsmengden 1% lavere, og i etappe 35 blir armeringsmengden 64% lavere.

9 Diskusjon

9.1 Evaluering av resultater

Tårndimensjonene som ble estimert med skaleringsteori i kapittel 2.3 har blitt brukt som referanse for å ha et sammenligningsgrunnlag når ulike parametere endres. Ved å justere parametere som påvirker konstruksjonens stivhet og kapasitet kan effektene dokumenteres, og gi en indikasjon på hvordan tårnene kan optimaliseres. Hva det vil si at en løsning er optimal avhenger av hvilke kriterier som legges til grunn, men det er naturlig å tenke at sikkerhet, økonomi og miljøavtrykk er viktige faktorer. Derfor analyseres endringer som kan redusere det totale materialforbruket. Oppgaven har presentert resultater for reduksjon av tverrsnittsbredde, kombinert slakk- og spennarmering, økt stivhet og redusert veggtykkelse.

Ved å redusere bredden av tårnbeinene vil betongvolumet reduseres. Tårnet analyseres med en 25% redusert tverrsnittsbredde. Resultatene viser at nødvendig lengdearmering også kan reduseres. For moment om sterk akse endres tøyningstilstanden lite med den reduserte bredden. For moment om svak akse blir hele tverrsnittet satt i trykk, og kun minimumsarmering er nødvendig. Derfor er det kanskje mulig å redusere tverrsnittsbredden ytterligere. Tårnbeinene analyseres også for skjærkraft og det viser seg at det blir behov for relativt mye horisontalarmering i flensene. Med ytterligere reduksjon av bredden vil dette skjærarmeringsbehovet øke. Dette kan bli dimensjonerende for hvor mye bredden kan reduseres. Beregninger for riglene viser at det kreves mye armering for å oppnå tilstrekkelig kapasitet. Derfor kan det være optimalt å øke dimensjonene på riglene for å redusere armeringsmengden.

Tårnene kan dimensjoneres med bare slakkarmering, men i en kombinasjon med spennarmering kan det totale materialforbruket reduseres. Resultater fra analysen viser at en kombinasjon med 25% av opprinnelig slakkarmeringsareal og 90% av ekvivalent spennarmeringsareal opprettholder kapasiteten og stivheten i tverrsnittet, samtidig som stålarealet reduseres med hele 48%. En utfordring med spennarmering kan være for store trykkrefter i tårnet når hele brua står i ferdigbygget tilstand, men kontroll av alle lastkombinasjoner viser at største tøyning øker fra $-0,0010$ til $-0,0013$. Spennarmering kan derfor være svært gunstig fordi betongen med valgt tverrsnittsdimensjoner er fortsatt lite utnyttet i trykk.

Likevel kan det ikke konkluderes definitivt for kombinasjonen av slakk- og spennarmering. Beregningene er kun utført for ett spesifikt tverrsnitt i tårnet med redusert tverrsnittsbredde. Hvilke kombinasjoner av slakk- og spennarmering som er optimal i andre høyder i tårnet er

fortsatt usikkert. Kanskje vil det gunstigste være å spennarmere bare enkelte deler av tårnet som for eksempel nedre halvdel. Det er heller ikke gjort beregninger for om tårnet tåler de økte trykkreftene fra spennarmeringen hvis veggtykkelsen reduseres. Det vil også være interessant å undersøke om spennarmering er like gunstig dersom tårnene dimensjoneres for en høyere stivhet enn 13000 MPa.

Når det kommer til dimensjonering for stivhet, ble det valgt å bruke 30% av E_{cm} . Beregninger viser at dette gir tverrsnittene lav stivhet som resulterer i store 2. ordens momenter og horisontale utbøyninger av tårntoppene. Trolig vil det være mer lønnsomt å dimensjonere for en stivhet i området 18000-23000 MPa, siden resultatene for tverrsnittet i etappe 20 gir minste nødvendige armeringsmengde med E-modul på 21000 MPa. På en annen side, er det ikke sikkert at dette er den optimale E-modulen for de andre tverrsnittene. Beregningene med ulike av stivheter ble gjort for et tverrsnitt med kun slakkarmering, så hva som vil være den optimale stivheten å dimensjonere for hvis spennarmering inkluderes og veggtykkelsen reduseres, er usikkert. Dersom utbøyningen i tårntoppen er et dimensjoneringskriterium må stivheten vurderes deretter.

En reduksjon av veggtykkelsen vil spare betong, men også redusere stivheten. I analysen er veggtykkelsen redusert fra 1000mm til 750mm. I første omgang ble det analysert med en E-modul på 13000 MPa. Da viser resultatene at tverrsnittet er stivt nok i byggetilstand, men i ferdigtilstand blir tårnbeinene for slanke, og knekker.

Med en kombinasjon av redusert veggtykkelse og økt E-modul til 22000 MPa, knekker ikke tårnbeinene i ferdigtilstand. Endringen av disse to parameterne påvirker tverrsnittet på ulike måter. Reduksjon av veggtykkelse fører til økte trykktøyninger i betongen, men økningen av E-modulen fører til mindre tøyninger som følge av redusert 2. ordens momenter. I byggetilstand er aksialkraften liten, og momentet stort. Derfor påvirkes resultatene mest av den økte E-modulen, og både trykktøyningen i betongen og strekktøyningen i armeringen reduseres i de to tverrsnittene som er analysert. I ferdigtilstand er aksialkraften stor og trykkbrudd i betongen kan bli kritisk, men momentet er jevnt over mindre enn for byggetilstand. I etappe 20 er det tilnærmet null moment og den økte E-modulen har lite innvirkning. Den reduserte veggtykkelsen fører til at trykktøyningen øker fra -0.0010 til -0.0017. I etappe 35 er det et betydelig moment, og den økte E-modulen er med på å redusere trykktøyningen samtidig som den reduserte veggtykkelsen øker den. Resultatet er at trykktøyningen i betongen reduseres fra -0.0019 til -0.0015. I de to kontrollerte etappene er trykktøyningen fortsatt et stykke unna bruddtøyningen på -0.0026, men det er mulig at andre etapper i tårnet er nærmere

brudd.

I det store og hele bildet er det vanskelig å konkludere med én optimal løsning. Problemstillingen er kompleks, og det er mange variabler som påvirker styrke og stivhet i et brutårn. Det er derfor ikke åpenbart hva som i sum er mest optimalt av parameter-variasjonene som har blitt analysert i denne oppgaven. Likevel viser resultatene at å dimensjonere tårnene for en stivhet med E-modul i området 19000-22000 MPa kan være gunstig. En tilnærmet optimal løsning vil være en kombinasjon av parameterne som er undersøkt; redusert tverrsnittsbredde, bruk av spennarmering, valgt E-modul og redusert veggtykkelse. Det finnes også andre parametere som kan analyseres som for eksempel redusert tverrsnittshøyde, eller varierende veggtykkelser i ulike høyder i tårnet. Hvilken kombinasjon av disse parameter-endringene som er optimal avhenger også av hvilke dimensjoneringskriterier som legges til grunn.

9.2 Usikkerheter

Underveis i oppgaven har det oppstått noen usikkerheter som bør diskuteres.

Hovedkablene er modellert med et areal på 0.69 m^2 . Dette arealet er bestemt fra skalerings-teori med en for lav trafikklast. Med trafikklasten som er benyttet i oppgaven beregnes et areal på 0.76 m^2 med skaleringsteori. I rapporten til Multiconsult varierer dimensjonene på hovedkablene fra 0.59 m^2 til 0.65 m^2 . Derfor er det litt usikkerhet rundt hva som er et fornuftig areal på kablene. Kablene står for en stor del av egenvekten i spennet, derfor står egenvekten av kablene også for en stor del av aksiallasten i tårnet i ferdigtilstand. Aksiallasten i tårnet påvirker resultatet.

I Abaqus-modellen for byggetilstand er riglene modellert inn til senterlinjen av tårnbeinene. Det korrekte vil være å modellere de til overflaten av tårnbeinene, men dette er utfordrende i Abaqus CAE. Konsekvensen av dette er at riglene blir lengre enn de vil være i virkeligheten. Vindlasten er lagt inn som linjelast på riglene, og derfor blir det en større vindlast på riglene. Brua i ferdigtilstand er modellert med et Python-script der riglene har korrekte dimensjoner.

Det er noe usikkerhet rundt vindlastene i Sulafjorden fordi målingene ikke har pågått over særlig mange år. Middelvinden for returperioder på 10 og 50 år er brukt til dimensjonering i denne oppgaven, og det er derfor usikkerhet rundt verdiene fra Statens Vegvesen. Man vet heller ikke hvordan klimaet vil endres de neste 50-100 årene.

De 3 lastkombinasjonene som det dimensjoneres for i denne oppgaven er valgt fordi de ble ansett som mest kritiske. Underveis har det blitt dokumentert hvordan stor trykkraft kan virke gunstig på brutårnene. Derfor kan det være aktuelt å vurdere en fjerde lastkombinasjon med lavere lastfaktor for egenvekten.

Det finnes også en usikkerheter knyttet til bruken av lamellmetoden i Excel. Slik programmet er modellert kan armeringen kun plasseres i én bestemt høyde over tyngdepunktaksen, og i én bestemt høyde under tyngdepunktaksen. Denne høyden bestemmer brukeren ved å spesifisere overdekningen i overkant og underkant. Det betyr at beregninger med lamellmetoden ikke regner med armeringen som plasseres i stegene. Derfor må armeringsmengdene beregnes med bøyning om begge aksene hver for seg, og den totale mengden armering i et tverrsnitt blir konservativ.

En annen utfordring med lamell-programmet er at det er vanskelig å lese av momenter som er nøyaktig lik momentene fra Abaqus-modellene. Det er tidkrevende å endre inkrement-størrelsene på tøyningene for å produsere et punkt på moment-krumningskurven som er helt lik som for Abaqus, og derfor blir heller ikke E-modulene nøyaktig lik de E-modulene som brukes i Abaqus.

10 Oppsummering og konklusjon

Målet med oppgaven var å dimensjonere brutårnene til Sulafjordbrua for styrke og stivhet, og undersøke effekten av å endre ulike parametere. For å ha et utgangspunkt for bruas dimensjoner og geometri ble Hardangerbrua oppskalert basert på skaleringssteori. Sulafjordbrua har blitt modellert i FEM-programmet Abaqus, med én modell for frittstående tårn i byggetilstand, og én modell for ferdigbygget bru. I brutårnene brukes B90 betong, og de blir kontrollert i bruddgrensetilstand. Trafikk- og vindlaster er beregnet etter Eurokode 1 og anbefalinger fra Statens Vegvesen. I utgangpunktet har brutårnene blitt dimensjonert for en stivhet med E-modul på 13000 MPa, og nødvendig lengdearmering er beregnet med et Excel-program. Deretter har det blitt undersøkt hvordan tverrsnittene kan optimaliseres ved å endre ulike parametere.

Tverrsnittsbredden har blitt redusert med 25% fra oppskalerte dimensjoner. Betongvolumet er dermed redusert, og resultater viser at behovet for lengdearmering også reduseres. Beregninger for ett spesifikt tverrsnitt viser at en kombinasjon av slakk- og spennarmering kan redusere det totale stålarealet med 48% , samtidig som at tverrsnittet opprettholder sin kapasitet og stivhet. For tverrsnittet som er analysert med ulike stivheter viser beregninger at en E-modul på 21000 MPa gir minste armeringsmengde, og dette regnes som den optimale stivheten. Med denne optimale stivheten kan veggtykkelsen reduseres med 25% uten at tårnet får stabilitetsproblemer.

Det er vanskelig å konkludere med én optimal løsning. Etersom alle variasjonene av parameterne påvirker tårnenes kapasitet og stivhet ulikt, er det derfor ikke åpenbart hva som i sum er mest optimalt. En tilnærmet optimal løsning vil være en kombinasjon av parameterne som er undersøkt; redusert tverrsnittsbredde, bruk av spennarmering, valgt E-modul og redusert veggtykkelse. Det finnes også andre parametere som kan analyseres, som for eksempel redusert tverrsnittshøyde, eller varierende veggtykkelser i ulike høyder i tårnet. Hvilken kombinasjon av disse parameter-endringene som er optimal avhenger også av hvilke dimensjoneringskriterier som legges til grunn.

11 Forslag til videre arbeid

Med økt forståelse av problemstillingene i oppgaven har det dukket opp detaljer underveis som kan være interessante å videreføre eller korrigere.

- Velge andre kriterier for dimensjonering. Det kan undersøkes hvor store utbøyninger i tårntoppen man kan tillate for frittstående tårn i byggetilstand, og dimensjonere tårnene deretter.
- I dette studiet ble det dokumentert effekten av å variere ulike parametere. Det går an å optimalisere ytterligere. For eksempel ved å dimensjonere tårnene for en E-modul rundt 21000 MPa fra begynnelsen, og kombinere dette med spennarmering og redusert veggtykkelse.
- Kontrollere Sulafjordbrua i bruksgrensetilstand. Det var ikke dimensjonerende for Hardangerbrua, men det er ikke åpenbart at bruksgrense ikke kan være dimensjonerende for Sulafjordbrua.
- Dimensjonere tårnene med en annen tårngeometri. For eksempel 4 tårn på hver side av fjorden.
- Se nærmere på ugunstig fordeling av trafikklaster. I denne oppgaven er trafikklaster forenklet, og linjelastene er plassert sentrisk på de to brukassene.

Referanser

- [1] Statens vegvesen ferjefri e39. <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/ferjefrie39/>. Dato: 02-02-2022.
- [2] Multiconsult - mulighetsstudie av tre ulike løsninger. <https://www.multiconsult.no/prosjekter/?geography=more-og-romsdal&object-category=8010>. Dato: 07-02-2022.
- [3] Steinbo og Struksnæs. Styrkeanalyse brutårn. Technical report, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk, 2020.
- [4] Kjelstrup og Hatteland. Styrkeberegning av hengebrutårn av armert betong. Technical report, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk, 2020.
- [5] Kleppe og Skogseide. Spennarmering i brutårn. Technical report, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk, 2021.
- [6] Statens vegvesen - ulike aktuelle traseer over fjorden. <https://www.vegvesen.no/globalassets/vegprosjekter/utbygging/e39sulafjorden/vedlegg/b002.pdf>. Dato: 14-02-2022.
- [7] Statens vegvesen - klima og valg av brukonsept. <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e39sulafjorden/nyhetsarkiv/ett-skritt-narmere-valg-av-brukonsept-for-halsafjorden-og-sulafjorden/>. Dato: 07-02-2022.
- [8] Snl: condeep. <https://snl.no/Condeep>. Dato: 24-05-2022.
- [9] Liv Eltvik. Kap-22 hengebruer. Technical report, Aas-Jakobsen AS, 2007.
- [10] Per Kr. Larsen. *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. Fagbokforlaget, 2014.
- [11] Christos T. Georgakis Niels J. Gimsing. *Cable Supported Bridges - Concept and design - Third Edition*. Wiley, 2012.
- [12] Bruseksjonen i Vegdirektoratet. 12-2950 hardangerbrua. Technical report, Statens Vegvesen, 2011.
- [13] Prof. Fabio Brancaleoni. Suspension bridge alternative - sulafjorden. Technical report, Multiconsult, 2015.

- [14] Standard Norge. *Eurokode 2, Betongkonstruksjoner NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018*. Standard Norge, 2018.
- [15] Standard Norge. *Eurokode 1, NS-EN 1991-2:2005+NA:2009-Trafikklast på bruer*. Standard Norge, 2016.
- [16] Lovdata - forskrifter for trafikklast på bru. <https://lovdata.no/dokument/LTI/forskrift/2017-11-17-1900>. Dato: 01-03-2022.
- [17] Statens vegvesen region midt. Spesifikasjon av miljølaster sulafjorden. Technical report, Statens vegvesen region midt, 2020.
- [18] Statens vegvesen Divisjon utbygging. Tilleggsbestemmer miljølaster. Technical report, Statens vegvesen divisjon utbygging, 2020.
- [19] Standard Norge. *Eurokode 1, NS-EN 1991-4-2:2005+NA:2009-Vindlaster*. Standard Norge, 2009.
- [20] Statens vegvesen. N400 bruprosjektering. Technical report, Statens vegvesen, 2022.
- [21] Standard Norge. *Eurokode 0, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge, 2008.
- [22] Simulia - abaqus. <https://www.3ds.com/products-services/simulia/products/abaqus/>. Dato: 25-04-2022.
- [23] Abaqus - keywords. <https://130.149.89.49:2080/v6.14/books/key/default.htm>. Dato: 27-04-2022.
- [24] Abaqus - bjelketeori. <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEELMRefMap/simaelm-c-beamelem.htm>. Dato: 25-04-2022.
- [25] Kanstad t, døsland al, et al. publikasjon nr. 38, fiberarmert betong i bærendekonstruksjoner. <https://betong.net/wp-content/uploads/NB-Publikasjon-nr.-6.pdf>. Dato: 01-03-2022.
- [26] Svein Ivar Sørensen. Slanke betongkonstruksjoner - forenklet og optimal dimensjonering med hensyn til sikkerhet og økonomi - anvendelse av linearisert 2. ordens teori. Technical report, Norsk Betongforening, 1998.
- [27] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter EK2*. Fagbokforlaget, 2013.

- [28] Klokkervold og Aure. Styrkeberegning og klimagassoptimalisering av flatdekker. Technical report, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk, 2021.

A Vedlegg: Skaleringsteori

Utregning i MathCAD på neste side.

Hovedkabler

Sulafjordbrua

$$\begin{aligned}L_{\text{sul}} &:= 2800\text{m} && \text{Spennvidde} \\f_{\text{sul}} &:= 311\text{m} && \text{pilhøyde} \\f_{\text{u_sul}} &:= 1860\text{MPa} && \text{kabelstål styrke} \\f_{\text{cbd_sul}} &:= \frac{f_{\text{u_sul}}}{2.1} = 885.71\text{ MPa} && \text{dimensjonernde kabelstål styrke} \\g_{\text{brokasse_sul}} &:= 178.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} && \text{egenvekt brokasse} \\q_{\text{trafikk_sul}} &:= 38 \frac{\text{kN}}{\text{m}} && \text{trafikk last} \\q_{\text{sul}} &:= q_{\text{trafikk_sul}} + g_{\text{brokasse_sul}} = 2.17 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2} \\A_{\text{m_sul}} &:= \frac{q_{\text{sul}} \cdot L_{\text{sul}} \cdot \sqrt{L_{\text{sul}}^2 + 16 \cdot f_{\text{sul}}^2}}{8 \cdot f_{\text{cbd_sul}} \cdot f_{\text{sul}} - \gamma_{\text{cb}} \cdot L_{\text{sul}} \cdot \sqrt{L_{\text{sul}}^2 + 16 \cdot f_{\text{sul}}^2}} = 1.23\text{ m}^2\end{aligned}$$

Hardangerbrua

$$\begin{aligned}L_{\text{har}} &:= 1310\text{m} && \text{Spennvidde} \\f_{\text{har}} &:= 121\text{m} && \text{pilhøyde} \\f_{\text{u_har}} &:= 1570\text{MPa} && \text{kabelstål styrke} \\f_{\text{cbd_har}} &:= \frac{f_{\text{u_har}}}{2.1} = 747.62\text{ MPa} && \text{dimensjonernde kabelstål styrke} \\g_{\text{brokasse_har}} &:= 94.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} && \text{egenvekt brokasse} \\q_{\text{trafikk_har}} &:= 30.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} && \text{trafikk last} \\q_{\text{har}} &:= q_{\text{trafikk_har}} + g_{\text{brokasse_har}} = 1.25 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}\end{aligned}$$

$$A_{m_har} := \frac{q_{har} \cdot L_{har} \cdot \sqrt{L_{har}^2 + 16 \cdot f_{har}^2}}{8 \cdot f_{cbd_har} \cdot f_{har} - \gamma_{cb} \cdot L_{har} \cdot \sqrt{L_{har}^2 + 16 \cdot f_{har}^2}} = 0.4 \text{ m}^2$$

Skaleringsfaktor hovedkabler areal

$$sf_k := \frac{A_{m_sul}}{A_{m_har}} = 3.11$$

Hovedkabler areal på Hardangerbrua

$$A_{kabler_har} := 0.44 \text{ m}^2$$

Skalert Hovedkabel areal Sulafjordbrua

$$A_{kabler_sul} := A_{kabler_har} \cdot sf_k = 1.37 \text{ m}^2$$

Endring av formel for skalering av tårnet

$$Q = N_{pt} * (\exp(\gamma_c / f_{eff} * h) - 1)$$

formeller 3.41 i Gimsing

$$N_{pt} = H * (\tan \phi_a + \tan \phi_m)$$

Antar at vinkelen mellom tårnet og kablene er lik på begge sider av tårnet.

slik at: $N_{pt} = H * 2 * \tan \phi_m$

$$H = ((g_{brokasse} + q_{nyttelast}) * L^2 + Q_{kabel} * L) / (8 * f) \quad \text{formell 3.37 i Gimsing}$$

H er horisontalkraften i kablene, $g_{brokasse}$ er egenvekt av brokasse per løpemeter, $q_{nyttelast}$ er nyttelast per løpemeter, L er spennvidden, f er pilhøyden og Q_{kabel} er den totale egenvekten til kablene som kan skrives om til $g_{kabler} * L$.

$$H = ((g_{brokasse} + q_{nyttelast} + g_{kabler}) * L^2) / (8 * f)$$

Likning for kurven til kabelene:

$$y(x) = 4 * f * x/L * (x/L - 1) \quad \text{formell 3.33 i Gimsing}$$

Likning for helningen til kabelen ($\tan \phi_m$) er den derverte av formell 3.33

$$y'(x) = \tan \phi_m(x) = 8 f/L^2 * x + 4 * f/L$$

Helning ved tårnet

$$y'(0) = \tan \phi_m = 4 f/L$$

$$N_{pt} = ((g_{brokasse} + q_{nyttelast} + g_{kabler}) * L^2) / (8 * f) * 2 * 4 * f/L$$

$$N_{pt} = (g_{brokasse} + q_{nyttelast} + g_{kabler}) * L$$

$$q = (g_{brokasse} + q_{nyttelast} + g_{kabler})$$

$$N_{pt} = q * L$$

$$Q = q * L * (\exp(\gamma_c / f_{eff} * h) - 1) \quad \text{Formell benyttet til skalering}$$

Brutårn

Sulafjordbrua

$$L_{\text{sul}} := 2800\text{m} \quad \text{spennvidde}$$

$$h_{\text{sul}} := 400\text{m} \quad \text{høyde av tårnet opp til kabler}$$

$$g_{\text{brokasse_sul}} := 178.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{egenvekt brokasse}$$

$$q_{\text{trafikk_sul}} := 38 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{trafikk last}$$

$$g_{\text{kabler_sul}} := \gamma_{\text{cb}} \cdot A_{\text{kabler_sul}} = 1.11 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2} \quad \text{egenvekt kabler}$$

$$q_{\text{sul_k}} := g_{\text{brokasse_sul}} + g_{\text{kabler_sul}} + q_{\text{trafikk_sul}} = 3.28 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$f_{\text{ck_sul}} := 90\text{MPa} \quad \text{trykkfasthet til betongen}$$

$$f_{\text{cd_sul}} := 0.85 \cdot \frac{f_{\text{ck_sul}}}{1.5} = 51\text{MPa} \quad \text{dimensjonerende trykkfasthet til betongen}$$

$$f_{\text{eff_sul}} := 0.6 \cdot f_{\text{cd_sul}} = 30.6\text{MPa} \quad \text{spenning som antas og bære vertikallast}$$

$$\gamma_{\text{c}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{egenvekt betong}$$

$$Q_{\text{sul}} := q_{\text{sul_k}} \cdot L_{\text{sul}} \cdot \left(e^{\frac{\gamma_{\text{c}}}{f_{\text{eff_sul}}} \cdot h_{\text{sul}}} - 1 \right) = 3.55 \times 10^5 \text{kN}$$

$$A_{\text{sul_t}} := \frac{Q_{\text{sul}}}{\gamma_{\text{c}} \cdot h_{\text{sul}}} = 35.48 \text{m}^2$$

Hardangerbrua

$$L_{\text{har}} := 1310\text{m} \quad \text{spennvidde}$$

$$h_{\text{har}} := 180\text{m} \quad \text{høyde av tårnet opp til kabler}$$

$$g_{\text{brokasse_har}} := 94.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{egenvekt brokasse}$$

$$q_{\text{trafikk_har}} := 30.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{trafikk last}$$

$$g_{\text{kabler_har}} := \gamma_{\text{cb}} \cdot A_{\text{kabler_har}} = 3.56 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2} \quad \text{egenvekt kabler}$$

$$q_{\text{har_k}} := g_{\text{brokasse_har}} + g_{\text{kabler_har}} + q_{\text{trafikk_har}} = 1.6 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$f_{\text{ck_har}} := 45\text{MPa} \quad \text{trykkfasthet til betongen}$$

$$f_{\text{cd_har}} := 0.85 \cdot \frac{f_{\text{ck_har}}}{1.5} = 25.5 \text{MPa} \quad \text{dimensjonerende trykkfasthet til betongen}$$

$$f_{\text{eff_har}} := 0.6 \cdot f_{\text{cd_har}} = 15.3 \text{MPa} \quad \text{spenning som antas og bære vertikallast}$$

$$\gamma_{\text{c}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{egenvekt betong}$$

$$Q_{\text{har}} := q_{\text{har_k}} \cdot L_{\text{har}} \cdot \left(e^{\frac{\gamma_{\text{c}}}{f_{\text{eff_har}}} \cdot h_{\text{har}}} - 1 \right) = 7.18 \times 10^4 \text{kN}$$

$$A_{\text{har_t}} := \frac{Q_{\text{har}}}{\gamma_{\text{c}} \cdot h_{\text{har}}} = 15.95 \text{m}^2$$

Skaleringsfaktor tårn areal

$$sf_{\text{t}} := \frac{A_{\text{sul_t}}}{A_{\text{har_t}}} = 2.22$$

Hengstenger

Sulafjordbrua

$$g_{\text{brokasse_sul}} := 178.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{egenvekt brokasse}$$

$$\gamma_{\text{cb_h}} := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_{\text{trafikk_sul_h}} := 61.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{trafikk last}$$

$$q_{\text{sul_h}} := g_{\text{brokasse_sul}} + q_{\text{trafikk_sul_h}} = 2.4 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$f_{\text{u_sul_h}} := 1570 \text{MPa} \quad \text{kabelstål styrke}$$

$$f_{\text{cbd_sul_h}} := \frac{f_{\text{u_sul_h}}}{2.2} = 713.64 \text{MPa} \quad \text{dimensjonernde kabelstål styrke}$$

$$L_{\text{sul}} := 2800 \text{m} \quad \text{spennvidde}$$

$$f_{\text{sul}} := 311 \text{m} \quad \text{pilhøyde}$$

$$j_{\text{sul}} := 7 \text{m} \quad \text{avstand fra avstivningsbærer til kabel midt i spennet}$$

$$n_{\text{sul}} := 117 \quad \text{antall hengstenger per kabel}$$

$$L_{\text{h_sul}} := 112.15 \text{m} \quad \text{gjennomsnitts lengde på hengstang}$$

$$Q_{\text{sul_h}} := \frac{\gamma_{\text{cb_h}}}{f_{\text{cbd_sul_h}}} \cdot q_{\text{sul_h}} \cdot \left(j_{\text{sul}} + \frac{f_{\text{sul}}}{3} \right) \cdot L_{\text{sul}} = 8.034 \times 10^3 \text{kN} \quad \text{total egenvekt av hengstenger}$$

$$Q_{\text{pm_sul}} := \frac{Q_{\text{sul_h}}}{n_{\text{sul}} \cdot L_{\text{h_sul}} \cdot 2} \rightarrow \frac{0.30614505534448407391 \cdot \text{kN}}{\text{m}} \quad \text{egenvekt hengstenger per meter}$$

Hardangerbrua

$$g_{\text{brokasse_har}} := 94.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{egenvekt brokasse} \quad \gamma_{\text{cb_h}} := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_{\text{trafikk_har}} := 30.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{trafikk last}$$

$$q_{\text{har_h}} := g_{\text{brokasse_har}} + q_{\text{trafikk_har}} = 1.25 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$f_{\text{u_har_h}} := 1570 \text{MPa} \quad \text{kabelstål styrke}$$

$$f_{\text{cbd_har_h}} := \frac{f_{\text{u_har_h}}}{2.2} = 713.64 \text{MPa} \quad \text{dimensjonernde kabelstål styrke}$$

$$L_{\text{har}} := 1310 \text{m} \quad \text{spennvidde}$$

$$f_{\text{har}} := 121 \text{m} \quad \text{pilhøyde}$$

$$n_{\text{har}} := 65 \quad \text{antall hengstenger per kabel}$$

$$j_{\text{har}} := 2.05 \text{m} \quad \text{avstand fra avstivningsbærer til kabel midt i spennet}$$

$$L_{\text{h_har}} := 41.78 \text{m} \quad \text{gjennomsnitts lengde på hengstang}$$

$$Q_{\text{har_h}} := \frac{\gamma_{\text{cb_h}}}{f_{\text{cbd_har_h}}} \cdot q_{\text{har_h}} \cdot \left(j_{\text{har}} + \frac{f_{\text{har}}}{3} \right) \cdot L_{\text{har}} = 746.446 \text{ kN} \quad \text{total egenvekt av hengstenger}$$

$$Q_{\text{pm_har}} := \frac{Q_{\text{har_h}}}{n_{\text{har}} \cdot L_{\text{h_har}} \cdot 2} \rightarrow \frac{0.13743154011426980152 \cdot \text{kN}}{\text{m}} \quad \text{egenvekt hengstenger per meter}$$

Skaleringsfaktor hengstenger areal

$$sf := \frac{Q_{\text{pm_sul}}}{Q_{\text{pm_har}}} = 2.23$$

Hengstang areal på Hardangerbrua

$$A_{\text{hengstang_har}} := 3848 \text{mm}^2$$

Skalert hengstang areal Sulafjordbrua

$$A_{\text{hengstang_sul}} := sf \cdot A_{\text{hengstang_har}} = 8.57 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

B Vedlegg: Vindlast

Karakteristiske vindlaster beregnet i Excel for ulike høydeprofiler.

T (returperiode år)	c_prob	K	n	p
10	0,883	0,25	0,55	0,0952
50	1,001	0,25	0,55	0,0198
100	1,048	0,25	0,55	0,0100

Målt middelvind	
10 år	34,4 m/s
50 år	39,0 m/s
100 år	40,9 m/s

*Basert på 10 minutters vind
*Høyde 76,8m

Figur B.1

Vindprofil						
*Skalert middelvind for ulike høyder						
10 år [m/s]	50 år [m/s]	100 år [m/s]	z [m]	Intervall [m]	z_1	α
34,4	39,0	40,9			76,8	0,07
33,1	37,5	39,3	44	0-44	-	-
34,8	39,4	41,3	88	44-88	-	-
35,8	40,5	42,5	132	88-132	-	-
36,5	41,3	43,3	176	132-176	-	-
37,1	42,0	44,0	220	176-220	-	-
37,5	42,5	44,6	264	220-264	-	-
38,0	43,0	45,0	308	264-308	-	-
38,3	43,4	45,5	352	308-352	-	-
38,7	43,8	45,9	400	352-400	-	-
38,8	43,9	46,0	415	400-415	-	-

Figur B.2

Middelvindhastighet [m/s] i tverretning av brua					
* Vind fra sørlig retning					
Byggtilstand (T = 10 år)			Ferdigtilstand (T = 50 år)		
	c_season	c_dir		c_season	c_dir
	1,0	1,0		1,0	1,0
33,1			37,5		
34,8			39,4		
35,8			40,5		
36,5			41,3		
37,1			42,0		
37,5			42,5		
38,0			43,0		
38,3			43,4		
38,7			43,8		
38,8			43,9		

Middelvindhastighet [m/s] i lengeretning av brua					
* Vind fra vestlig retning					
Byggtilstand (T = 10 år)			Ferdigtilstand (T = 50 år)		
	c_season	c_dir		c_season	c_dir
	1,0	0,85		1,0	0,85
28,2			31,9		
29,6			33,5		
30,4			34,4		
31,0			35,1		
31,5			35,7		
31,9			36,1		
32,3			36,5		
32,6			36,9		
32,9			37,2		
32,9			37,3		

Figur B.3

Turbulensintensitet				
$I_v = 0,8 * I_u$				
I_u	k_{tt}	z_0	z [m]	I_v
	1,15	0,01		
0,137			44	0,110
0,127			88	0,101
0,121			132	0,097
0,118			176	0,094
0,115			220	0,092
0,113			264	0,090
0,111			308	0,089
0,110			352	0,088
0,109			400	0,087
0,108			415	0,087

Figur B.4

Vindhastighetstrykk [N/m ²] i tverretning av brua				
q_p				
Byggetilstand	Ferdigtilstand	rho [kg/m ³]	z [m]	Intervall
		1,25		
1212	1554		44	0-44
1291	1656		88	44-88
1342	1722		132	88-132
1381	1771		176	132-176
1412	1811		220	176-220
1439	1845		264	220-264
1461	1874		308	264-308
1482	1900		352	308-352
1502	1926		400	352-400
1507	1933		415	400-415

Vindhastighetstrykk [N/m ²] i lengderetning av brua				
q_p				
Byggetilstand	Ferdigtilstand	rho [kg/m ³]	z [m]	Intervall
		1,25		
876	1123		44	0-44
933	1196		88	44-88
970	1244		132	88-132
998	1280		176	132-176
1020	1308		220	176-220
1039	1333		264	220-264
1056	1354		308	264-308
1071	1373		352	308-352
1085	1391		400	352-400
1089	1397		415	400-415

Figur B.5

Kraftfaktor brutårn				*Rektangulært tverrsnitt, NS-EN 1991-1-4 pkt 7.6						
Tverretning	Lengderetning	Tverretning	Lengderetning	xi_lambda	xi_r	Høyde [m]	Gjennomsnitts tv_sn i hvert høydeintervall		d/b	b/d
c_f	c_f	c_f0	c_f0				d [mm]	b [mm]		
2,0	1,7	2,35	2,0	0,85	1	22	14532	17514	0,83	1,21
2,0	1,7	2,35	2,0			66	13382	15354	0,87	1,15
2,0	1,7	2,3	2,0			110	12371	13527	0,91	1,09
1,9	1,8	2,2	2,1			154	11501	12028	0,96	1,05
1,8	1,8	2,1	2,1			198	10774	10857	0,99	1,01
1,8	1,8	2,1	2,1			242	10188	9944	1,02	0,98
1,8	1,8	2,1	2,1			286	9749	9430	1,03	0,97
1,8	1,8	2,1	2,1			330	9459	9286	1,02	0,98
1,8	1,8	2,1	2,1			376	9308	9277	1,00	1,00
1,8	1,8	2,1	2,1			407,5	9276	9276	1,00	1,00

Figur B.6

Vindlast på brutårn

Karakteristisk vindlast [kN/m] i tverretning på brutårn					Karakteristisk vindlast [kN/m] i lengderetning på brutårn				
$q_v = c_f \cdot q_p \cdot H$					$q_v = c_f \cdot q_p \cdot \text{Bredde}$				
Byggetilstand	Ferdigitilstand	H_tv.sn. [m]	Høyde [m]	Høydeintervall [m]	Byggetilstand	Ferdigitilstand	B_tv.sn.	Høyde [m]	Høydeintervall [m]
q_v	q_v				q_v	q_v			
42,4	54,4	17,5	44	0-44	21,6	27,7	14,5	44	0-44
39,6	50,8	15,4	88	44-88	21,2	27,2	13,4	88	44-88
35,5	45,5	13,5	132	88-132	20,4	26,2	12,4	132	88-132
31,1	39,8	12,0	176	132-176	20,5	26,3	11,5	176	132-176
27,4	35,1	10,9	220	176-220	19,6	25,2	10,8	220	176-220
25,5	32,7	9,9	264	220-264	18,9	24,2	10,2	264	220-264
24,6	31,5	9,4	308	264-308	18,4	23,6	9,7	308	264-308
24,6	31,5	9,3	352	308-352	18,1	23,2	9,5	352	308-352
24,9	31,9	9,3	400	352-400	18,0	23,1	9,3	400	352-400
25,0	32,0	9,3	415	400-415	18,0	23,1	9,3	415	400-415

Figur B.7

Vindlast på rigler [kN/m]								
$q_v = c_f \cdot q_p \cdot \text{Bredde}$								
Byggetilstand	Ferdigitilstand	Tv_sn_bredde [m]	Kote [m]	Rigel #	c_f	c_f0	ψ_λ	
q_v	q_v							
11,9	15,3	8	52,8	1	1,60	2,35	0,68	
13,2	17,0	8	176	2	1,62	2,35	0,69	
13,3	17,0	8	246,4	3	1,60	2,35	0,68	
13,7	17,6	8	316,8	4	1,60	2,35	0,68	
13,7	17,5	8	387,2	5	1,57	2,35	0,67	

Figur B.8

Vindlast på hovedkabler

For vindlast på hovedkablene blir det gjort noen forenklinger slik at denne lasten enklere kan modelleres i Abaqus. Derfor er vindlasten i høyde $z = 250$ brukt for å beregne karakteristisk last, og \emptyset er hovedkabelens diameter. Denne lasten vil kun bli inkludert i lastkombinasjonen for vind i tverretning.

$$q_{v,hovedkabel} = q_{p,tverretning}(250) \cdot \emptyset \cdot c_f \quad (\text{B.1})$$

Vindlast på hovedkabler [kN/m]							
*Forenklet gjennomsnittshøyde over havnivå $z=250m$							
*c_f0 lik 1,2 i følge ek1 7.9.2(3)							
Ferdigitilstand	Diameter [m]	c_f	c_f0	ψ_λ	q_p(z) [kN/m2]	Kabel lengde [m]	Kraft [kN]
q_v							
2,09	0,93	1,10	1,20	0,92	1,84	2800	5855

Figur B.9

Vindlast på hengestenger

Samme metode er benyttet til å anslå vindlasten på hengestengene som for hovedkablene, men i en gjennomsnittshøyde på 150 meter.

$$q_{v,hengestang} = q_{p,tverretning}(150) \cdot \varnothing \cdot c_f \quad (\text{B.2})$$

Vindlast på hengestenger [kN/m]					
*Forenklet gjennomsnittshøyde over havnivå z=150m					
Ferdigtilstand	Diameter [m]	c_f	c_f0	ψ_λ	q_p(z) [kN/m2]
q_v					
0,22	0,103	1,10	1,20	0,92	1,77

Figur B.10

Vindlast på brukasse

For vindlast på brukassen blir det antatt vindtrykk langs hele spennet i en høyde z = 88m. Også for brukassen blir det kun modellert vind i tverretning.

$$q_{v,brukasse} = q_{p,tverretning}(88) \cdot H_{brukasse} \cdot c_D \quad (\text{B.3})$$

Vindlast på avstivningsbærer [kN/m]					
*Forenklet gjennomsnittshøyde over havnivå z=44-88m					
Tvers	Konstanter	q_p(z) [kN/m2]	Kassehøyde [m]	Lengde	Kraft_tot [MN]
q_v					
6,62	c_D	1,509	1,66	2,650	2800
	c_L	1			
	c_M	1			

*multiconsult rapport

Figur B.11

Optimalisering:

Vind på tårn med redusert tverrsnittsbredde og avrundede hjørner

Gjennomsnitt tv_sn i hvert høydeintervall				Tv.sn. faktor	r [mm]	Xi_r_lengde	Xi_r_tverr
d [mm]	b [mm]	d/b	b/d				
10899	17514	0,62	1,61	0,75	500	0,89	0,93
10037	15354	0,65	1,53			0,88	0,92
9278	13527	0,69	1,46			0,87	0,91
8626	12028	0,72	1,39			0,86	0,90
8081	10857	0,74	1,34			0,85	0,88
7641	9944	0,77	1,30			0,84	0,87
7312	9430	0,78	1,29			0,83	0,87
7094	9286	0,76	1,31			0,82	0,87
6981	9277	0,75	1,33			0,82	0,87
6957	9276	0,75	1,33			0,82	0,87

Figur B.12

Kraftfaktor brutårn				*Rektangulært tverrsnitt, NS-EN 1991-1-4 pkt 7.6		
Tverretning	Lengderetning	Tverretning	Lengderetning	Xi_lambda	Xi_r	Høyde [m]
c_f	c_f	c_f0	c_f0			
1,9	1,4	2,35	1,80	0,85	1	22
1,8	1,3	2,35	1,80			66
1,9	1,3	2,4	1,80			110
1,8	1,3	2,4	1,80			154
1,8	1,4	2,4	1,90			198
1,7	1,4	2,35	1,90			242
1,7	1,3	2,35	1,90			286
1,7	1,3	2,35	1,90			330
1,7	1,3	2,35	1,90			376
1,7	1,3	2,35	1,90			407,5

Figur B.13

Karakteristisk vindlast [kN/m] i tverretning på brutårn				
$q_v = c_f * q_p * H$				
Byggetilstand	Ferdigtilstand	H_tv.sn. [m]	Høyde [m]	Høydeintervall [m]
q_v	q_v			
39,4	50,5	17,5	44	0-44
36,4	46,7	15,4	88	44-88
33,6	43,1	13,5	132	88-132
30,4	38,9	12,0	176	132-176
27,7	35,5	10,9	220	176-220
25,0	32,0	9,9	264	220-264
23,9	30,6	9,4	308	264-308
23,8	30,5	9,3	352	308-352
24,1	30,9	9,3	400	352-400
24,2	31,0	9,3	415	400-415

(a)

Karakteristisk vindlast [kN/m] i lengderetning på brutårn				
$q_v = c_f * q_p * Bredde$				
Byggetilstand	Ferdigtilstand	B_tv.sn.	Høyde [m]	Høydeintervall [m]
q_v	q_v			
12,9	16,6	10,9	44	0-44
12,5	16,1	10,0	88	44-88
11,9	15,3	9,3	132	88-132
11,3	14,4	8,6	176	132-176
11,3	14,4	8,1	220	176-220
10,7	13,8	7,6	264	220-264
10,3	13,3	7,3	308	264-308
10,1	13,0	7,1	352	308-352
10,0	12,9	7,0	400	352-400
10,0	12,9	7,0	415	400-415

(b)

Figur B.14

C Vedlegg: Verifisering av Excel-program

Verifisering med slakkarmering

		Comments
Cross section data		
Width, b [mm]	350	
Height, h [mm]	500	
Concrete cover on the compressive zone, normal reinforcement, c' [mm]	40	
Concrete cover on the tensile zone, normal reinforcement, c [mm]	40	
Concrete cover prestress, compr	0	
Concrete cover prestress, tensile	0	
Effective height, d [mm]	460	
Normal reinforcement		
Compressive reinforcement diameter, \varnothing' [mm]	20	
Number of bars	5	
Compressive reinforcement area, A'_{st} [mm ²]	1571	
Tensile reinforcement diameter, \varnothing [mm]	20	
Number of bars	5	
Tensile reinforcement area, A_{st} [mm ²]	1571	
Prestressed reinforcement		
Compressive reinforcement area, 19-wire strand [mm ²]	0	
Number of bars	0	
Compressive reinforcement area, A'_{st} [mm ²]	0	
Tensile reinforcement area, 19-tendon strand [mm ²]	0	
Number of bars	0	
Tensile reinforcement area, A_{st} [mm ²]	0	
Reinforcing steel		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	200000	
Yield strength, f_{yd} [N/mm ²]	434,78	
Strain hardening factor, k	1	
Strain at maximum load, ϵ_{sk}	0,075	>2,5%, >5,0%, >7,5%
Concrete in compression (Parabola-rectangle model) (no need to write -)		
Dim. Compressive strength, f_{cd} [N/mm ²]	17	
Characteristic cylinder strength, f_{ck} [N/mm ²]	30	
Modulus of elasticity, E_{cm} [N/mm ²]	32837	
Strain at maximum strength, ϵ_{c2}	0,002	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Ultimate compressive strain, ϵ_{cu2}	0,0035	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Exponent, n	2,0	(change if $f_{ck} \geq 55$)

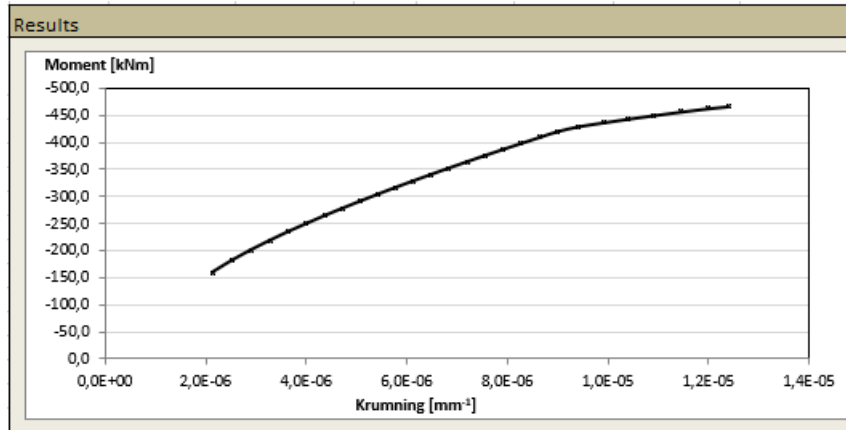
Figur C.1: Input-verdier i Excel-program med lamellmetode

Tøyning og spenningstilstanden i hele tverrsnittet for bruddkriterium 3

Concrete cross section (divisions, i=120)								
	Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _i [-]	Stress, σ _i [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]	
(overkant)	1	8750	487,5	237,5	-0,0033450	-17,00	-148750,0	-35328125,0
	2	8750	462,5	212,5	-0,0030350	-17,00	-148750,0	-31609375,0
	3	8750	437,5	187,5	-0,0027250	-17,00	-148750,0	-27890625,0
	4	8750	412,5	162,5	-0,0024150	-17,00	-148750,0	-24171875,0
	5	8750	387,5	137,5	-0,0021050	-17,00	-148750,0	-20453125,0
	6	8750	362,5	112,5	-0,0017950	-16,82	-147187,2	-16558559,5
	7	8750	337,5	87,5	-0,0014850	-15,87	-138886,9	-12152607,7
	8	8750	312,5	62,5	-0,0011750	-14,11	-123439,3	-7714953,6
	9	8750	287,5	37,5	-0,0008650	-11,53	-100844,1	-3781655,0
	10	8750	262,5	12,5	-0,0005550	-8,13	-71101,6	-888769,6
	11	8750	237,5	-12,5	-0,0002450	-3,91	-34211,6	427644,6
	12	8750	212,5	-37,5	0,0000650	0,00	0,0	0,0
	13	8750	187,5	-62,5	0,0003750	0,00	0,0	0,0
	14	8750	162,5	-87,5	0,0006850	0,00	0,0	0,0
	15	8750	137,5	-112,5	0,0009950	0,00	0,0	0,0
	16	8750	112,5	-137,5	0,0013050	0,00	0,0	0,0
	17	8750	87,5	-162,5	0,0016150	0,00	0,0	0,0
	18	8750	62,5	-187,5	0,0019250	0,00	0,0	0,0
	19	8750	37,5	-212,5	0,0022350	0,00	0,0	0,0
(underkant)	20	8750	12,5	-237,5	0,0025450	0,00	0,0	0,0
			0,175					
Reinforcement								
	Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _i [-]	Stress, σ _i [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]	
Compression	1570,80	460,0	210,0	-0,0030040	-434,78	-682954,9	-143420534,2	
Tension	1570,80	40,0	-210,0	0,0022040	434,78	682954,9	-143420534,2	

Figur C.2: Resultat for bruddkriterium 3

Moment-krumning



Figur C.3: Bruddkriterium 3: Moment-krumning-diagram

På neste side vises håndberegninger basert på metoder fra Svein Ivar Sørensens lærebok.

Armering

$$\varnothing := 20\text{mm}$$

$$n := 5$$

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \cdot n = 1.571 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} := A_{s1} = 1.571 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Geometri

$$h := 500\text{mm}$$

$$b := 350\text{mm}$$

$$c := 30\text{mm}$$

$$d := h - c - \frac{\varnothing}{2} = 460\text{mm}$$

$$h' := h - 2 \cdot c - \varnothing = 420\text{mm}$$

Betong

$$f_{ck} := 30\text{MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 17\text{MPa}$$

$$\epsilon_{c3} := 1.75 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{cu3} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

Stål

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783\text{MPa}$$

$$E_s := 200000\text{MPa}$$

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

1. Rent Trykk

$$\text{Bruddkriterium: } \epsilon_c = \epsilon_{c3} = 1.75 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{yd} > \epsilon_{c3} \text{ Armering flyter ikke}$$

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 2.975 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$S_{1,1} := E_s \cdot \epsilon_{c3} \cdot A_{s1} = 549.779 \text{ kN}$$

$$S_{2,1} := S_{1,1} = 549.779 \text{ kN}$$

$$N_1 := T_{c1} + S_{1,1} + S_{2,1} = 4.075 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_1 := 0$$

2. Trykkbrudd i betong

Bruddkriterium: $\epsilon_c = \epsilon_{cu3} = 3.5 \cdot 10^{-3}$ i overkant

$$\epsilon_c = \epsilon_{c3} = 1.75 \cdot 10^{-3} \text{ i nøytral akse}$$

$$\epsilon_{s1,2} := \frac{(c + 0.5 \cdot \emptyset)}{h} \cdot \epsilon_{cu3} = 2.8 \times 10^{-4} < \epsilon_{yd} \text{ Armering flyter ikke}$$

$$\sigma_{sd2} := E_s \cdot \epsilon_{s1,2} = 56 \text{ MPa}$$

$$T_{c2} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 2.38 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$S_{1,2} := \sigma_{sd2} \cdot A_{s1} = 87.965 \text{ kN}$$

$$S_{2,2} := f_{yd} \cdot A_{s2} = 682.955 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_{c2} + S_{1,2} + S_{2,2} = 3.151 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_{c2} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_{2,2} \cdot \frac{h'}{2} - S_{1,2} \cdot \frac{h'}{2} = 243.948 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flyting i armering

Bruddkriterium: $\epsilon_c = \epsilon_{cu3}$ og $\epsilon_{s1} = \epsilon_{yd}$

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}} = 0.617$$

$$\epsilon_{s2,3} := \left(\frac{\alpha_3 \cdot d - c - 0.5 \cdot \emptyset}{\alpha_3 \cdot d} \right) \cdot \epsilon_{cu3} = 3.007 \times 10^{-3} \quad \text{Trykk armering flyter}$$

$$T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d = 1.351 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$S_{1,3} := f_{yd} \cdot A_{s1} = 682.955 \text{ kN}$$

$$S_{2,3} := f_{yd} \cdot A_{s2} = 682.955 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_{c3} + S_{2,3} - S_{1,3} = 1.351 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot \alpha_3 \cdot d) + S_{1,3} \cdot h' = 471.205 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Bruddkriterium: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3}$ og $\varepsilon_{s1} = 2 \cdot \varepsilon_{yk}$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.412$$

$$\varepsilon_{s2,4} := \left(\frac{\alpha_4 \cdot d - c - 0.5 \cdot \emptyset}{\alpha_4 \cdot d} \right) \cdot \varepsilon_{cu3} = 2.761 \times 10^{-3} \quad \text{Trykk armering flyter}$$

$$T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d = 901.6 \text{ kN}$$

$$S_{1,4} := f_{yd} \cdot A_{s1} = 682.955 \text{ kN}$$

$$S_{2,4} := f_{yd} \cdot A_{s2} = 682.955 \text{ kN}$$

$$N_4 := T_{c4} + S_{2,4} - S_{1,4} = 901.6 \text{ kN}$$

$$M_4 := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot \alpha_4 \cdot d) + S_{1,4} \cdot h' = 443.932 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

Bruddkriterium: $\epsilon_c = \epsilon_{cu3}$ og $\epsilon_{s1} = 0.015$

$$\alpha_5 := \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + 0.015} = 0.189$$

$$\epsilon_{s2,5} := \left(\frac{\alpha_5 \cdot d - c - 0.5 \cdot \emptyset}{\alpha_5 \cdot d} \right) \cdot \epsilon_{cu3} = 1.891 \times 10^{-3} \quad \text{Trykk armering flyter ikke}$$

$$\sigma_{sd5} := E_s \cdot \epsilon_{s2,5} = 378.261 \text{ MPa}$$

$$T_{c5} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha_5 \cdot d = 414.249 \text{ kN}$$

$$S_{1,5} := f_{yd} \cdot A_{s1} = 682.955 \text{ kN}$$

$$S_{2,5} := \sigma_{sd5} \cdot A_{s2} = 594.171 \text{ kN}$$

$$N_5 := T_{c5} + S_{2,5} - S_{1,5} = 325.465 \text{ kN}$$

$$M_5 := T_{c5} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot \alpha_5 \cdot d) + S_{1,5} \cdot \frac{h'}{2} + S_{2,5} \cdot \frac{h'}{2} = 357.338 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verifisering med spennarmering eksempel 7.1

		Comments
Cross section data		
Width, b [mm]	300	
Height, h [mm]	1000	
Concrete cover on the compressive zone, normal reinforcement, c' [mm]	0	
Concrete cover on the tensile zone, normal reinforcement, c [mm]	0	
cover prestress, compr	0	
cover prestress, tensile	100	
Effective height, d [mm]	1000	
Normal reinforcement		
Compressive reinforcement diameter, \varnothing' [mm]	0	
Number of bars	0	
Compressive reinforcement area, A'_{s1} [mm ²]	0	
Tensile reinforcement diameter, \varnothing [mm]	0	
Number of bars	0	
Tensile reinforcement area, A_{s1} [mm ²]	0	
Prestressed reinforcement		
Compressive reinforcement area, 19-wire strand [mm ²]	0	
Number of bars	0	
Compressive reinforcement area, A'_{s2} [mm ²]	0	
Tensile reinforcement area, 19-tendon strand [mm ²]	140	
Number of bars	10	
Tensile reinforcement area, A_{s2} [mm ²]	1400	
Reinforcing steel		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	200000	
Yield strength, f_{yd} [N/mm ²]	434,78	
Strain hardening factor, k	1	
Strain at maximum load, ϵ_{sk}	0,075	>2,5%, >5,0%, >7,5%
Concrete in compression (Parabola-rectangle model)		(no need to write -)
Dim. Compressive strength, f_{cd} [N/mm ²]	25,5	
Characteristic cylinder strength, f_{ck} [N/mm ²]	45	
Modulus of elasticity, E_{cm} [N/mm ²]	36283	
Strain at maximum strength, ϵ_{c2}	0,00175	(change if fck<25)
Ultimate compressive strain, ϵ_{cu2}	0,0035	(change if fck<25)
Exponent, n	2,0	(change if fck<25)

Figur C.4: Excel inputs eksempel 7.1

Concrete in tension (Rigid-plastic model)		
Residual flexural tensile strength at CMOD 2,5mm, $f_{k,3}$ [N/mm ²]	0,00	
σ_1 : Ultimate uniaxial tensile strength, f_{tu} [N/mm ²]	0,00	
ϵ_1 : Ultimate tensile strain (N.A. crossing the cross-section)	2,0E-02	(change to 10‰ if NA is external to cross-)
Prestressed reinforcement		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	195000	
Characteristic tensile strength, f_{pk} [N/mm ²]	1860	
Characteristic 0.1 % proof stress, $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	1550	
Partial factor for ultimate limit state, γ_s	1,15	EC2 Tabell 2.1N
Strain hardening factor, k	1	
Design strength, f_{pd} [N/mm ²]	1348	
Short time losses [N/mm ²]	141	
Long time losses [N/mm ²]	35	
Prestressing force during tensioning factor, k_3	0,95	EC2 5.10.2.1 (2)
Resulting prestressing stress, $\sigma_{p,10d}$ [N/mm ²]	1297	
Tension after anchorage losses, σ_{p0}	0,00665	
Strain at maximum load, ϵ_{sk}	0,075	

Figur C.5: Excel inputs eksempel 7.1

Verifisering med spennarmering eksempel 7.3

		Comments
Cross section data		
Width, b [mm]	300	
Height, h [mm]	1000	
Concrete cover on the compressive zone, normal reinforcement, c' [mm]	0	
Concrete cover on the tensile zone, normal reinforcement, c [mm]	50	
Concrete cover prestress, compressive zone	100	
Concrete cover prestress, tensile zone	0	
Effective height, d [mm]	950	
Normal reinforcement		
Compressive reinforcement diameter, ϕ' [mm]	0	
Number of bars	0	
Compressive reinforcement area, A'_{s1} [mm ²]	0	
Tensile reinforcement diameter, ϕ [mm]	16	
Number of bars	2	
Tensile reinforcement area, A_{s1} [mm ²]	402	
Prestressed reinforcement		
Compressive reinforcement area, 19-wire strand [mm ²]	160	
Number of bars	10	
Compressive reinforcement area, A'_{s2} [mm ²]	1600	
Tensile reinforcement area, 19-tendon strand [mm ²]	0	
Number of bars	0	
Tensile reinforcement area, A_{s2} [mm ²]	0	
Reinforcing steel		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	200000	
Yield strength, f_{y0} [N/mm ²]	434,78	
Strain hardening factor, k	1	
Strain at maximum load, ϵ_{uk}	0,075	>2,5%, >5,0%, >7,5%
Concrete in compression (Parabola-rectangle model)		(no need to write -)
Dim. Compressive strength, f_{cd} [N/mm ²]	19,83	
Characteristic cylinder strength, f_{ck} [N/mm ²]	35	
Modulus of elasticity, E_{cm} [N/mm ²]	34077	
Strain at maximum strength, ϵ_{c2}	0,00175	(change if fck>55)
Ultimate compressive strain, ϵ_{cu2}	0,0035	(change if fck>55)
Exponent, n	2,0	(change if fck>55)

Figur C.6: Excel inputs eksempel 7.3

Concrete in tension (Rigid-plastic model)		
Residual flexural tensile strength at CMOD 2,5mm, $f_{R,3}$ [N/mm ²]	0,00	
σ_1 : Ultimate uniaxial tensile strength, f_{tu} [N/mm ²]	0,00	
ϵ_1 : Ultimate tensile strain (N.A. crossing the cross-section)	2,0E-02	(change to 10‰ if NA is external to cross-)
Prestressed reinforcement		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	195000	
Characteristic tensile strength, f_{pk} [N/mm ²]	1860	
Characteristic 0.1 % proof stress, $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	1550	
Partial factor for ultimate limit state, γ_s	1,15	EC2 Tabell 2.1N
Strain hardening factor, k	1	
Design strength, f_{pd} [N/mm ²]	1348	
Short time losses [N/mm ²]	141	
Long time losses [N/mm ²]	51	
Prestressing force during tensioning factor, k_3	0,95	EC2 5.10.2.1 (2)
Resulting prestressing stress, $\sigma_{p,101}$ [N/mm ²]	0	
Tension after anchorage losses, ϵ_{p0}	0,00000	
Strain at maximum load, ϵ_{uk}	0,075	

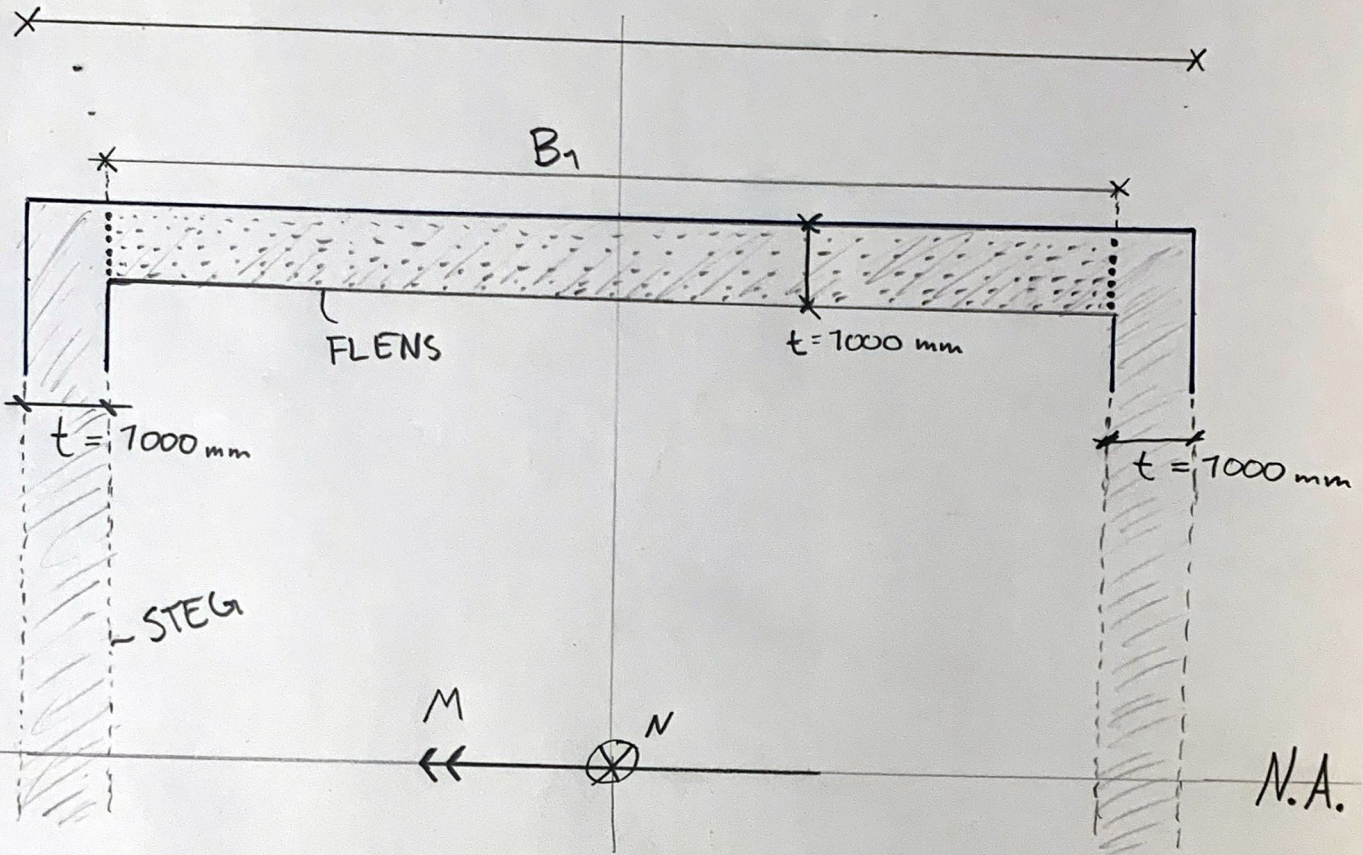
Figur C.7: Excel inputs eksempel 7.3

D Vedlegg: Armeringstegning

På neste side vises håndregning for senteravstand og plassering av armering for tverrsnittet i støpeetappe 1 før tverrsnittet er optimalisert. Det er tatt et valg om ikke å inkludere hjørnene til tverrsnittet. Tilsvarende metode benyttes for alle støpetapper.

Dette er en kontroll av at tverrsnittet har fysisk plass til nødvendig armeringsmengde i henhold til krav om overdekning og senteravstander. I praksis vil det være naturlig å runde opp til antall hele jern, men det er ikke gjort i disse teoretiske utregningene.

$$B = 15026 \text{ mm}$$

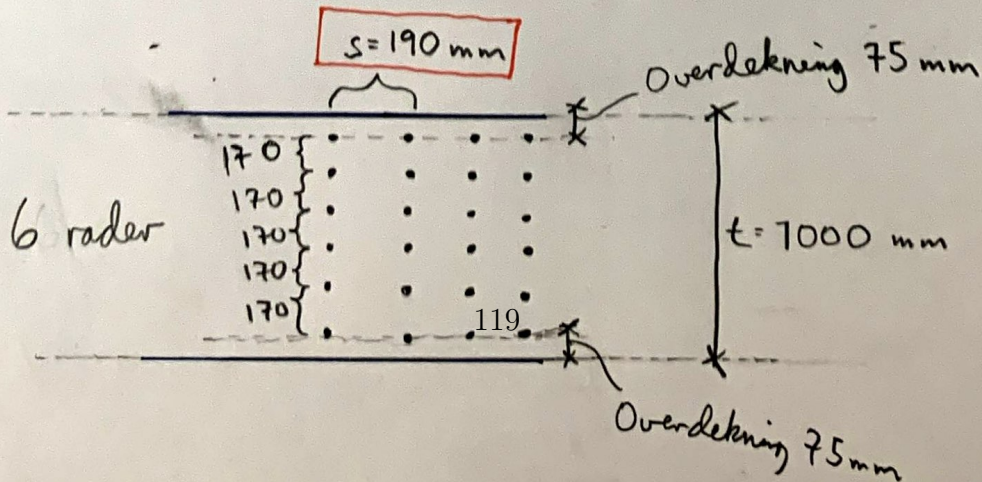


Lamellmetode: 411,4 jern pr. flens
legges i 6 rader

$$\frac{411,4 \text{ jern}}{6 \text{ rader}} \approx 68,6 \text{ jern/rad}$$

Senteravstand:
$$s = \frac{B_1}{\text{jern/rad}} = \frac{B - 2 \cdot t}{\text{jern/rad}} = \frac{13026 \text{ mm}}{68,6} \approx 190 \text{ mm}$$

FLENS →



E Vedlegg: Skjærkapasitet og skjærarmering

Utregning i MathCAD på neste side.

Krefter

Henter ut skjærkrefter fra Abaqus for Last kombinasjon 1 og 2.
For Last kombinasjon 2 tas skjærkreftene fra begge tåm. Den største skjærkraften blir dimensjonerende.

$$V_{LK1} := 9.665 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$V_{LK2_1} := 5.294 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$V_{LK2_2} := 1.012 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$V_{Ed} := \max(V_{LK1}, V_{LK2_1}, V_{LK2_2}) = 1.012 \times 10^7 \text{ N}$$

Tverrsnitt

$$h := 18457 \text{ mm}$$

$$t := 1000 \text{ mm}$$

$$b_w := 2 \cdot t = 2 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$d := h - \frac{t}{2} = 1.796 \times 10^4 \text{ mm}$$

h er høyden på tverrsnittet i samme retning som skjærkraften.

t er tykkelsen på veggene i tverrsnittet

Material parametere

$$f_{ck} := 90 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 51 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

Skjærtrykkapasitet

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.384$$

$$V_{Rd_max} := 0.5 \cdot b_w \cdot 0.9d \cdot v \cdot f_{cd} = 3.165 \times 10^8 \text{ N}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd_max}} = 0.032 \quad \text{Skjærtrykkapasitet OK}$$

Skjærstrekkapasitet

Kontroll av skjærstrekkapasitet uten armering er ikke nødvendig på grunn av krav til minimums armering og fordi skjærarmering forutsettes å ta hele skjærkraften.

Kontrollerer bergningsmessig behov for armering og minimumsarmering. Den største av disse blir den nødvendige mengden armering.

z antas lik $0.9 \cdot d$.

Velger $\cot \theta = 1$ konservativt.

Mengde skjærarmering avhenger av tverrsnitts areal av armeringen og senter avstand.

Den nødvendige skjærarmeringen som utregnet er derfor tverrsnitts areal delt på senteravstand med enheten mm^2/mm , men kommer ut som mm i bergningene.

Beregnet Skjærarmering

$$\text{Armering}_{\text{ber}} := \frac{V_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 1.44 \text{ mm}$$

Minimums Skjærarmering

$$\text{Armering}_{\text{min}} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \frac{\text{MPa}}{\sqrt{\text{MPa}}} = 3.795 \text{ mm}$$

Nødvendig Skjærarmering

$$\text{Armering_nød} := \max(\text{Armering_ber}, \text{Armering_min}) = 3.795 \text{ mm}$$

Skjærarmering

$$s_w := 200 \text{ mm}$$

$$\emptyset := 16 \text{ mm}$$

$$A_{sw} := \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} \cdot 4 = 804.248 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armering} := \frac{A_{sw}}{s} = 4.021 \text{ mm}$$

s er senteravstand.

\emptyset er diameter på armeringsjern.

Det legges 2 jern i hver vegg av tverrsnittet, et i ytterkant og et i innerkant. Det blir tilsammen 4.

$$\frac{\text{Armering_nød}}{\text{Armering}} = 0.944 \quad \text{Skjærstrekkekapasitet OK}$$

Skjærkontroll lengderetning

	Nødvendig beregnet	Armering minimum	A_{sw}/s utnyttelse	
1	1.44	3.79	0.99	
2	1.48	3.79	0.99	
3	1.56	3.79	0.99	
4	1.64	3.79	0.99	
5	1.72	3.79	0.99	
6	1.82	3.79	0.99	
7	1.94	3.79	0.99	
8	1.95	3.79	0.99	
9	2.06	3.79	0.99	
10	2.18	3.79	0.99	
11	2.30	3.79	0.99	
12	2.42	3.79	0.99	
13	2.58	3.79	0.99	
14	2.75	3.79	0.99	
15	2.92	3.79	0.99	
16	3.08	3.79	0.99	
17	3.23	3.79	0.99	
18	3.37	3.79	0.99	
19	3.48	3.79	0.99	
20	3.58	3.79	0.99	
21	3.65	3.79	0.99	
22	3.56	3.79	0.99	
23	3.56	3.79	0.99	
24	3.55	3.79	0.99	
25	3.61	3.79	0.99	
26	3.65	3.79	0.99	
27	3.67	3.79	0.99	
28	3.73	3.79	0.99	
29	3.71	3.79	0.99	
30	3.44	3.79	0.99	
31	3.39	3.79	0.99	
32	3.31	3.79	0.99	
33	3.22	3.79	0.99	
34	3.11	3.79	0.99	
35	2.98	3.79	0.99	
36	2.84	3.79	0.99	
37	2.68	3.79	0.99	
38	2.27	3.79	0.99	
39	2.28	3.79	0.99	
40	2.68	3.79	0.99	
41	3.03	3.79	0.99	
42	3.33	3.79	0.99	
43	3.58	3.79	0.99	
44	3.77	3.79	0.99	
45	3.90	3.79	0.97	
46	4.00	3.79	1.00	

s=	210	
A_{sw} =	804	4 Ø16 per skjær snitt
A_{sw}/s =	3.83	Tilstrekkelig etappe 1-45

s=	200	
A_{sw} =	804	4 Ø16 per skjær snitt
A_{sw}/s =	4.02	Istrekkelig etappe 45 og

Figur E.1: Skjærkontroll lengderetning excel

Skjærkontroll tverretning

	Nødvendig Armering A_{sw}/s		unyttelse		
	beregnet	minimum			
1	8.55	3.79	0.83		
2	8.71	3.79	0.84		
3	9.15	3.79	0.89		
4	9.54	3.79	0.92		
5	9.88	3.79	0.96		
6	10.14	3.79	0.98		
7	10.32	3.79	1.00		
8	8.24	3.79	0.80		
9	8.34	3.79	0.81		
10	8.41	3.79	0.81		
11	8.44	3.79	0.82		
12	8.64	3.79	0.84		
13	9.15	3.79	0.89		
14	9.56	3.79	0.92		
15	9.85	3.79	0.95		
16	9.99	3.79	0.97		
17	9.98	3.79	0.97		
18	9.80	3.79	0.95		
19	9.42	3.79	0.91		
20	8.82	3.79	0.99		
21	8.01	3.79	0.90		
22	8.33	3.79	0.93		
23	8.38	3.79	0.94		
24	8.46	3.79	0.95		
25	8.65	3.79	0.97		
26	8.66	3.79	0.97		
27	8.47	3.79	0.95		
28	8.08	3.79	0.90		
29	7.46	3.79	0.84		
30	8.51	3.79	0.95		
31	8.67	3.79	0.97		
32	8.92	3.79	1.00		
33	9.15	3.79	0.93		
34	9.17	3.79	0.93		
35	8.94	3.79	0.91		
36	8.47	3.79	0.86		
37	7.77	3.79	0.79		
38	8.49	3.79	0.86		
39	9.01	3.79	0.92		
40	9.32	3.79	0.95		
41	9.40	3.79	0.96		
42	9.26	3.79	0.94		
43	8.90	3.79	0.91		
44	8.33	3.79	0.85		
45	7.58	3.79	0.77		
46	11.05	3.79	0.96		

s=	190	
A_{sw} =	1963	4 Ø25 per skjær snitt
A_{sw}/s =	10.33	Tilstrekkelig for etapper 1-19

s=	220	
A_{sw} =	1963	4 Ø25 per skjær snitt
A_{sw}/s =	8.92	Tilstrekkelig for etapper 20-32

s=	200	
A_{sw} =	1963	4 Ø25 per skjær snitt
A_{sw}/s =	9.82	Tilstrekkelig for etapper 33-44

s=	170	
A_{sw} =	1963	4 Ø25 per skjær snitt
A_{sw}/s =	11.55	Tilstrekkelig øverst etapp

Figur E.2: Skjærkontroll tverretning excel

