

Espen Frønes

Optimalisering av Nettverksbuebru

«Parametrisk design som
optimaliseringsverktøy»

Masteroppgave i Konseptuell Konstruksjonsdesign
Veileder: Nils Erik Anders Rönquist og Marcin Luczkowski
Juni 2019



Institutt for konstruksjonsteknikk

Fakultet for ingeniørvitenskap

NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet

TILGJENGELIGHET

Åpen

MASTEROPPGAVE 2019

FAGOMRÅDE: Konseptuell Konstruksjonsdesign	DATO: 24.06.2019	ANTALL SIDER: 65
---	------------------	------------------

TITTEL:

Optimalisering av nettverksbuebru
«Parametrisk design som optimaliseringsverktøy»

Optimization of a network arch bridge
«Parametric design as a tool for optimization»

UTFØRT AV:

Espen Frønes

FAGLÆRER: Nils Erik Anders Rönquist

VEILEDER(E): Nils Erik Anders Rönquist, Marcin Luczkowski og Johannes Veie

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk

Sammendrag

Denne masteroppgaven benytter seg av parametrisk design for å automatisere optimaliseringen av en nettverksbuebru gitt radiell staggeometri ved hjelp av programvarene Dynamo, Robot Structures Analysis og Excel. Samt å benytte en manuell versjon av samme kode for videre analyse av optimale modeller.

Etableringen av den automatiske og den manuelle parametriske modellen er på linje med optimaliseringen de utfører en del av oppgaven og drøftes med bakgrunn i funksjon og kvalitet

Den automatiserte parametriske modellen har utført analyse av 2160 nettverksbuebruer innenfor valgt parameterspekter med tilhørende resultathenting og videre vekting av resultatene for 9 utvalgte punkter. Resultatet fra den automatiserte optimaliseringen og vektingen verifiseres ved sammenligning med manuelle analyser utført under Analyse I, da med bakgrunn i resultatenes tendenser å ikke nødvendigvis eksakt verdi. Dette har vist seg å gi de faktiske optimale modeller gitt at vektingen utføres for grupper av modeller og ikke totalt antall modeller.

Den automatiske parametriske modellen har vist seg å levere korrekte verdier på en oversiktlig og forutsigbar måte, men er sårbar for forandringer i geometri som resulterer i differanser i ID-nummerering på tvers av Dynamo og RSA. En annen svakhet denne samhandlingen mellom programvare har er at når Dynamo mellom hver runde produserer en ny bruceometri vil RSA sitt internminne på grunn av angrefunksjonen i programmet bli fullt, noe som resulterer i en stadig økende beregningstid.

Denne sammensetning av programvare gitt automatisering setter også begrensninger for konstruksjonens lastsituasjon. Det kan kun benyttes én lastkombinasjon og den kan ikke inneholde konstruksjonens programmerte egenlast. Dermed må den lastkombinasjonen med størst sjanse for å produsere ønskede resultater velges, samt at egenlasten i denne lastkombinasjonen må påføres som linjelaster.

Det er videre utført en dimensjonering og sammenligning av 28 modeller valgt ut med hensikten å fremvise effekten av variablene høyde av buen og antallet stag. Dimensjoneringen og sammenligningen med bakgrunn i kapasitetsanalyse og knekkingsanalyse er fordelt på Analyse I og II. Hvor Analyse I tar utgangspunkt i modellene

slik de gikk gjennom den automatiserte optimaliseringen og hvor Analyse II videre optimaliserer modellenes tverrsnitt, det utføres også dimensjonering av staginnfestninger og løfteører for modell 2147.

Resultatet av disse to analysene har vist seg å være mindre påvirkning av variasjon i høyde og antall stag enn forventet, hvor differansene i tverrsnitt først blir gjeldene for modellene med høyde og/eller antall stag i nedre del av spekteret.

Summary

This master thesis makes use of parametric design to automate the optimization of a network arch bridge given radial cable geometry using the following software's, Dynamo, Robot Structural Analysis and Excel. And using a manual version of the same code to further analyze the optimized models.

Both the establishment of the automate and manual parametric model and the optimization they produce is an equal part of the thesis and will be discussed on their function and quality.

The automated parametric model has executed an analysis for 2160 network arch bridges within the spectrum of parameters with the associated result scripting and weighting of the results for the 9 result groups. The verification of the results from the automatic optimization and the weighting is done by comparison with the manual analysis executed in Analysis I, based on tendencies of the results and not necessarily exact values. This has shown to produce true optimized models given that the weighting is done by groups of models not the total amount of models.

The automatic parametric model has shown that it delivers the correct values in a practical and predictable way, but is vulnerable to change in geometry that results in Id-number difference between Dynamo and RSA. Another weakness this combination of software has is that every time Dynamo produce a new bridge model the internal memory in RSA will fill up. This is a result of the redo function that makes RSA store a large number of models internally and lead to a continuous increase in calculating time.

This combination of software given automatization also limits the load situation for the structure. There can only be used one load combination and that load combination cannot have the structures programed deadload included. As a result of this the choice of load combination has to be done with the wanted results in mind, so that the analysis has the biggest chance to produce the wanted results and the deadload has to be added to the structure as line loads.

It is further carried out design and comparison of 28 models chosen with the purpose to display the effect of the changing arch height and the number of struts. Design and comparison based on capacity analysis and critical load analysis is done in two steps, Analysis I and II.

Analyze I use the models as they were in the automated optimization without any edits and Analyze II further optimize the models cross section. There is also done design of the strut connections and the lifting lug of model 2147.

The result of these two analyzes has shown to be less affected by the variation of height and number of struts then the author expected, where the difference in cross section first apply to the models with height and/or number of struts in the lower part of the parameter spectrum.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet vårsemesteret 2019 som avsluttende del av mastergraden ved Norges Tekniske-naturvitenskaplige universitet under Institutt for Konstruksjonsteknikk.

Problemstillingen er utarbeidet i samarbeid med Statens vegvesen ved Johannes Veie og instituttet ved Anders Rönquist.

Utviklingen i byggebransjen tilsier at parametrisk design vil bli mer å mer benyttet som verktøy for formgivning, optimalisering og strukturering i tiden som kommer. Derfor er det å skrive en oppgave som omhandler dette temaet en god investering for en videre karriere i en stadig utviklende bransje.

Oppgaven har vist seg å bli svært arbeidskrevende da den inneholder både parametrisering og dimensjonering. Men som et resultat av dette så har den også vært svært lærerik.

Jeg ønsker å takke Anders Rönquist og Marcin Lauczkowski for hjelp med oppgaveetablering og veiledning. Videre ønsker jeg også å takke Johannes Veie fra Statens Vegvesen for gode innspill under oppgaveskrivingen.

Under oppgaveskrivingen ble jeg far til mitt andre barn, noe som har doblet både gleden og arbeidsmengden i hjemmet. Det har vært en spennende prosess med kombinerings av disse to viktige oppgavene som far og masterstudent. Jeg ønsker å takke min samboer for at denne oppgaven har latt seg gjennomføre i denne travle tiden. Om det ikke var for henne og hennes innsats hadde dette ikke vært mulig.



Espen Frønes

Introduksjon

Utgangspunktet for denne oppgaven er å ta i bruk parametrisk design til å optimalisere en nettverkbuebro, hvor deler av prosessen automatiseres. Prosessen vil bli drøftet på lik linje med resultatet av prosessen og er i samme grad en del av oppgaven.

Oppgavens oppbygning:

- Kapittel 1: introdusere oppgaven og anvende programvare.
- Kapittel 2: beskrivelse av nettverkbuebroen og dens staggeometri samt parameterspekter
- Kapittel 3: etablering av opptredende laster for konstruksjonen
- Kapittel 4: kombinerer av laster etter Eurokode
- Kapittel 5: Beskrivelse av parametriske modeller og deres oppbygning
- Kapittel 6: Beskrive den parametriske studiens oppbygning, vektingen og verifiseringen.
- Kapittel 7: Presentere å sammenligne mer detaljerte resultater fra utvalgte modeller fra parametrisk studie
- Kapittel 8: Presentere å sammenligne optimaliserte resultater fra utvalgte modeller fra analytisk studie I
- Kapittel 9: Diskusjon rundt de parametriske modellene samt analyse I, II og dimensjonering
- Kapittel 10: Konklusjon
- Kapittel 11: Videre arbeid
- Kapittel 12: Vedlegg
- Referanser

1	Innledning.....	1
1.1	<i>Problemstilling.....</i>	1
1.2	<i>Målsetning.....</i>	1
1.3	<i>Parametrisk design.....</i>	1
1.3.1	Dynamo.....	1
1.3.2	Robot Structural Analysis (RSA).....	4
1.3.3	MathCAD.....	4
2	Brudesign.....	4
2.1	<i>Litteratur.....</i>	4
2.2	<i>Sammenlikning.....</i>	5
2.3	<i>Kabelgeometri.....</i>	8
2.3.1	Radiell staggeometri.....	8
2.3.2	Beregninger av staggeometri.....	9
2.3.3	Valg av parameterspekter.....	12
3	Laster etter Eurokoder.....	14
3.1	<i>Permanente laster.....</i>	14
3.1.1	Egenlast.....	14
3.2	<i>Variable laster.....</i>	14
3.2.1	Trafikklaster.....	15
3.2.2	Temperaturlaster.....	17
3.2.3	Snølast.....	19
3.2.4	Seismiske laster.....	19
3.2.5	Vindlaster.....	19
4	Lastkombinasjoner etter Eurokode.....	22
4.1	<i>Bruddgrense – ULS.....</i>	22
4.2	<i>Bruksgrense – SLS.....</i>	26
5	Parametrisk modell.....	27
5.1	<i>Parametrisk modellering.....</i>	27
5.1.1	Typer Aktivering.....	27
5.1.2	Dynamo.....	28
5.1.3	Robot Structural Analysis.....	34
6	Parametrisk studie.....	35
6.1	<i>Vekting.....</i>	35
6.2	<i>Resultat.....</i>	36
6.3	<i>Verifisering av resultater fra Parametrisk modell.....</i>	38
6.4	<i>Sammenligning av Staggeometri.....</i>	40
7	Analyse I.....	40
7.1	<i>Global stabilitet.....</i>	40
7.2	<i>Effekten av høyde og antall.....</i>	42
8	Analyse II.....	46

8.1	<i>Valg av modeller</i>	46
8.2	<i>Optimalisering med hensyn til Tverrsnitt</i>	47
8.2.1	Lokal verifikasjon av brudekket.....	52
8.2.2	Dimensjonering knutepunkter	55
9	Diskusjon	61
9.1	<i>Parametrisk modell</i>	61
9.1.1	Manuell	61
9.1.2	Automatisk.....	62
9.2	<i>Analyse I, II</i>	63
10	Konklusjon	65
11	Videre arbeid	66
12	Beregninger og Vedlegg	67
12.1	<i>staggerometri</i>	67
12.2	<i>Temperaturlast</i>	70
12.3	<i>Nødvendig bredde</i>	71
12.4	<i>Seismiske beregninger</i>	72
12.5	<i>Vindlastberegninger</i>	73
12.6	<i>Oversikt over modellenes parametere</i>	76
12.7	<i>Oversikt Analytisk studie I</i>	77
12.8	<i>Beregninger Stag</i>	79
12.9	<i>Illustrasjon og løftetabell</i>	80
12.10	<i>Beregninger: Løfteører</i>	82
12.11	<i>Beregninger: innfesting stag til bue</i>	85
12.12	<i>Beregninger: Innfestning stag til dekket</i>	88
12.13	<i>Koordinater for stag på dekket</i>	91
12.14	<i>Total oversikt over modellenes verdier og vekting</i>	91
	Referanser	92

Figurer:

Figur 1: Eksempel Node [1]	2
Figur 2: Eksempel på Visuell kodeoppsett [1]	3
Figur 3: Eksempel på Tradisjonell kodeoppsett [1]	3
Figur 4: Resultat av kode gitt i to foregående figurer [1]	3
Figur 5: Deformasjon Skjevbelastning Vertikal Geometri	5
Figur 6: Moment Skjevbelastning Vertikal Geometri	5
Figur 7: Deformasjon Jevnbelastning Vertikal Geometri	6
Figur 8: Moment Jevnbelastning Vertikal Geometri	6
Figur 9: Deformasjon Skjevbelastning Halvnettverk	6
Figur 10: Moment Skjevbelastning Halvnettverk	7
Figur 11: Deformasjon Skjevlast Nettverk	7
Figur 12: Moment Skjevlast Nettverk	7
Figur 13: Krefter fra stag på Bue	8
Figur 14: Staggeometri Radiell	9
Figur 15: Plott redigert sirkellikning	10
Figur 16: Vinkeloversikt staggeometri	10
Figur 17: Input Dynamo ved manuell redigering	12
Figur 18: Last konfigurasjon for tjenestekjøretøy[6]	16
Figur 19: Kombinering av trafikklaster for gangbru [6]	17
Figur 20: Typeklassifisering av bruoverbygning[7]	18
Figur 21: Temperaturdifferanse over stålkasse [7]	19
Figur 22: Informasjonsflyt modell 1.	27
Figur 23: Informasjonsflyt modell 2.	27
Figur 24: Fargekoder i Dynamo	28
Figur 25: Excelfil-1 Ark1	29
Figur 26: Innhenting Excel	29
Figur 27: Sortering av parametere	29
Figur 28: Grunnpunkter	30
Figur 29: Kontroll av punkter	30
Figur 30: Oppdeling av element i Dynamo	31
Figur 31: Analytiske noder for Bue	31
Figur 32: Eksempel på last i Dynamo	31
Figur 33: Analyse av elementer	32
Figur 34: Innhenting av resultat fra dekket	32
Figur 35: Resultatoppsett	33
Figur 36: Overføring av resultater til Excel	33
Figur 37: Total Kodeoversikt	34
Figur 38: Utdrag fra vekting nr. 2144 til 2149	36
Figur 39: Utdrag fra vekting nr. 4 til 9	36
Figur 40: Sammenligning aksialkraft stag	38
Figur 41: Sammenligning aksialkraft bue	39
Figur 42: Sammenligning nedbøyning z	39
Figur 43: Knekkmode #3 knekking av bue ut av planet	42
Figur 44: Knekkmode #2 Asymmetrisk knekking av vindportaler	42

Figur 45: Knekkmode #1 Symmetrisk knekking av vindportaler	42
Figur 46: Graf (Største aksialkraft stag)	43
Figur 47: Graf (Største aksialkraft bue)	43
Figur 48: Graf (knekkmode #1)	44
Figur 49: Graf (Knekkmode #3)	44
Figur 50: Graf (Nedbøyning z)	45
Figur 51: Graf (Forskyvning y)	46
Figur 52: Utsnitt av innsetting av skallmodell	53
Figur 53: Spenningsfordeling Tverrplate	53
Figur 54: Spenningsfordeling Kantbjelke	54
Figur 55: Spenningsfordeling Overside dekket	54
Figur 56: Spenningsfordeling Underside dekket	55
Figur 57: Skisse av løfteørets utforming	57
Figur 58: Skisse av stagørets innfestning til bue	59
Figur 59: Skisse av stagørets innfestning til dekket	60

Tabeller:

Tabell 1: ψ -Faktorer for gangbrue [5]	23
Tabell 2: Lastkombinasjoner ULS EQU sett A	23
Tabell 3: Lastkombinasjoner ULS EQU sett A (slakk)	24
Tabell 4: Lastkombinasjoner ULS STR/GEO sett B	25
Tabell 5: Lastkombinasjoner SLS KAR	26
Tabell 9: Dimensjonering Stag	49
Tabell 10: Dimensjonering bue	50
Tabell 11: Dimensjonering vindfagverk	50
Tabell 12: Oversikt nedbøyning og forskyvning	51
Tabell 13: Oversikt kritisk lastfaktor	51
Tabell 14: Oversikt egenlast	52

1 Innledning

1.1 Problemstilling

Kan Dynamo sammen med Robot structural Analysis benyttes som et optimaliseringsverktøy for nettverksbuebru og til hvilken grad kan prosessen automatiseres?

Hvordan vil sluttresultatene for et utvalg optimaliserte bruer variere med hensyn på parameterne høyde og antall stag.

1.2 Målsetning

Oppgaven har som mål å utvikle en modell i Dynamo som med enkelhet kan redigeres til å gjelde hvilken som helst utforming av en nettverksbuebro gitt radiell utforming av stagene. Videre skal denne parametriske modellen utføre automatisert analyse av et gitt antall modeller og presentere resultatene.

Parameterne velges ut fra et konstruktivt og estetisk øyemed. Etter dette velges modeller utelukkende ut fra vekting og mulighet for sammenligning.

Det vil også bli utført dimensjonering av bruene med beste resultat i klassene høyde og antall stag etter vekting. Samt dimensjonering av staginnfestninger for broen som skårer best totalt.

1.3 Parametrisk design

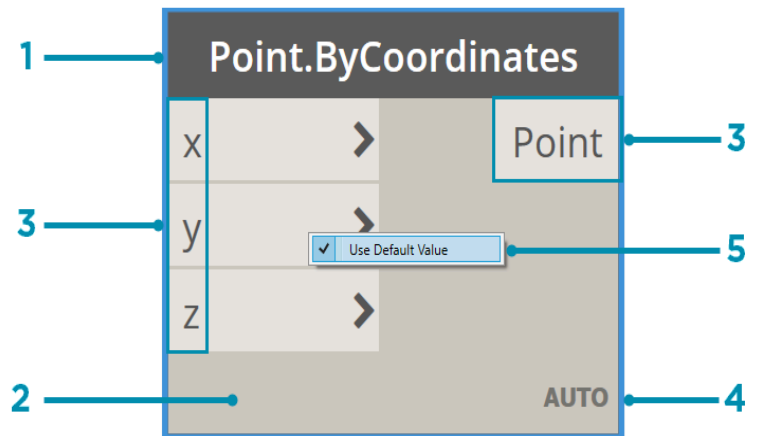
Statisk modellering som ofte er brukt i dag innebærer etablering av en modell med tilnærmet låst geometri eller geometri som er tidkrevende å endre. Ved å benytte parametrisk modellering oppnår man en dynamisk modell med mulighet for enkel redigering og da også mulighet for effektiv optimalisering. For å oppnå dette behøves verktøy som lar brukeren etablere konstruksjonen i form av en kode hvor hensiktsmessige komponenter trekkes ut som redigerbare størrelser.

1.3.1 Dynamo

Dynamo er et program utviklet av Autodesk hvor man kan kode ønskede funksjoner visuelt ved hjelp av noder eller ved scripting, noe som gjør det anvendbart for folk uten programmeringsbakgrunn slik som er tilfellet for undertegnede. Dette kan for eksempel

være sortering og redigering av elementer overført fra Revit, løsning av geometriske problemer grafisk eller etablering av komplekse parametriske konstruksjoner. [1]

Noder er de objektene man visuelt kobler sammen for å frembringe ønsket resultat. Dette kan være alt fra noder som lagrer ett gitt tall, til noder som utfører avanserte beregninger eller som produserer avansert geometri. Ett eksempel på en slik node kan sees i Figur 1. Her har vi en node som produserer et punkt med ønsket plassering i koordinatsystemet x, y og z.

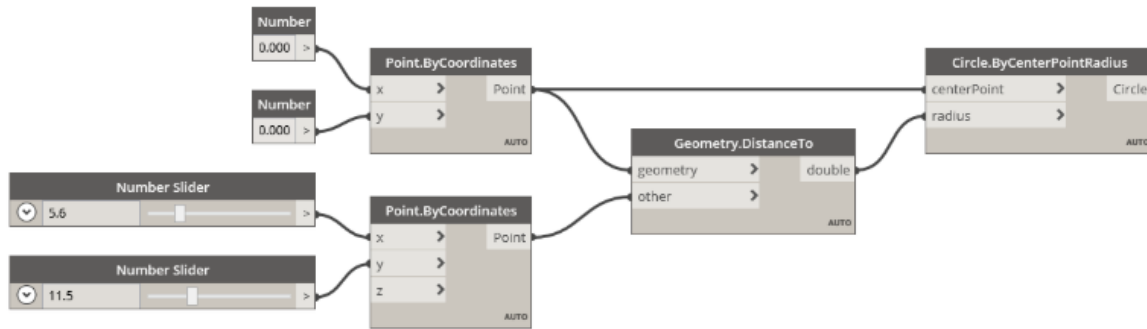


Figur 1: Eksempel Node [1]

Oppbygningen av noden beskrives med utgangspunkt i figur 1 [1]:

1. Nodens navn/funksjon
2. Nodens kropp
3. Input og output. For denne noden er x- y- og z-verdier input og gir da et punkt med den lokasjonen som output
4. Lacing. Gir bruker mulighet til å velge om noden skal gi output som enkelt punkt eller kryssproduktet av input
5. Standard verdi. Ved å høyreklikke på en input port kan man se om noden har en standardverdi for porten som benyttes om ikke annet er angitt. For denne noden er standardverdi «0»

Ved å sette sammen sett av disse nodene får man resultater som figurene under viser. Her ser vi også hvordan visuell koding med noder henger sammen med tradisjonell koding, samt resultatet av gitt kode.



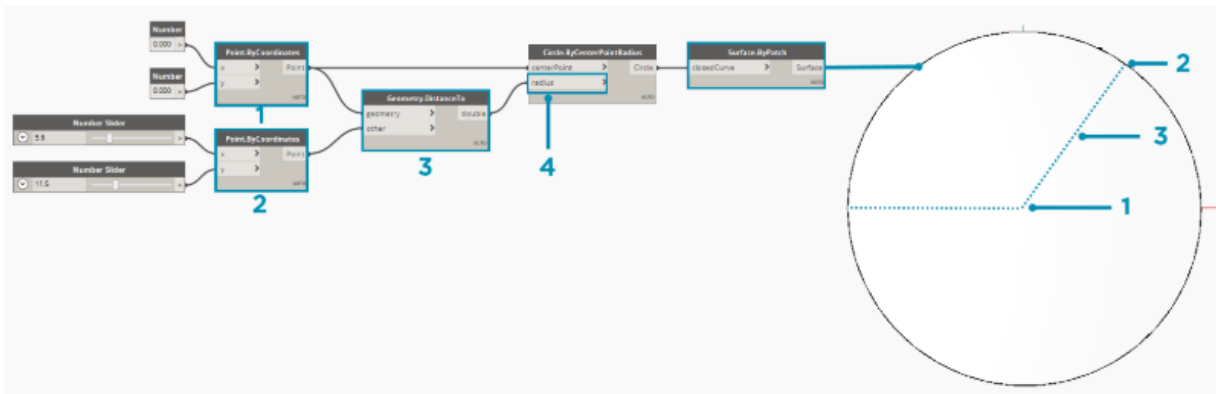
Figur 2: Eksempel på Visuell kodeoppsett [1]

```

myPoint = Point.ByCoordinates(0.0,0.0,0.0);
x = 5.6;
y = 11.5;
attractorPoint = Point.ByCoordinates(x,y,0.0);
dist = myPoint.DistanceTo(attractorPoint);
myCircle = Circle.ByCenterPointRadius(myPoint,dist);

```

Figur 3: Eksempel på Tradisjonell kodeoppsett [1]



Figur 4: Resultat av kode gitt i to foregående figurer [1]

For denne oppgaven er Dynamo benyttet for etablering av to parametriske modeller, en med manuell redigering av valgte parameter og informasjonsoverføring til RSA og en med automatisert parametervalg, informasjonsoverføring til RSA og resultatoverføring til Excel. For å kunne utføre denne koblingen mellom programvarene trengs følgende tredjeparts nodepakker:

For den Manuelle modellen:

- Structural Analysis for Dynamo
 - Benyttes for å etablere koblingen mellom Dynamo og RSA slik at den geometriske modellen i Dynamo kan oversettes til en analytisk modell i RSA.

For den Automatiserte modellen:

- Lunchbox for Dynamo
 - Benyttes for å danne kobling mellom Dynamo og Excel for informasjonsoverføring
- Structural Analysis for Dynamo
 - Benyttes for å etablere koblingen mellom Dynamo og RSA slik at den geometriske modellen i Dynamo kan oversettes til en analytisk modell i RSA, samt gjøre resultatene fra analysen tilgjengelig i Dynamo.
- Clockwork for Dynamo 1.x
 - Benyttes for å kunne styre hvilke noder som er avhengig av hverandre og for å etablere utførelsesrekkefølge.

1.3.2 Robot Structural Analysis (RSA)

Robot Structural Analysis er et FEM basert analyseprogram med mulighet for modellering i 2- og 3-D. Robot Structural Analysis kan utføre avanserte simuleringer og analyser av store komplekse konstruksjoner med utgangspunkt i dimensjoneringskriterier gitt for det land som er gjeldene.

1.3.3 MathCAD

MathCAD er et digitalt regneark hvor formler, grafer og tekst inkluderes i samme ark. Hovedbruken av MathCAD er hovedsakelig verifikasjon, dokumentasjon og mulighet for variasjon i beregninger.

2 Brudesign

I denne oppgaven er det valgt å etablere og optimalisere en nettverksbuebru. For å kunne velge ut de riktige størrelsene for parametrisering og deres spekter er det nødvendig å sette seg inn i bruens oppbygning og oppførsel.

2.1 Litteratur

Denne brutypen ble utviklet av Per Tveit på midten av 50-tallet da han skrev sin masteroppgave ved NTH. Tveit har siden viet sitt arbeidsliv til å videreutvikle og undervise rundt denne brutypen. Han har også utgitt mange publikasjoner om temaet som ligger åpne på hans hjemmeside.

Det som hovedsakelig skiller en nettverksbuebru fra andre buebroer er kablens orientering og antall som fører til at de krysser hverandre flere ganger og kan ifølge Per Tveit defineres som en nettverksbuebru gitt at de fleste kablene krysser hverandre minimum 2 ganger. [2]

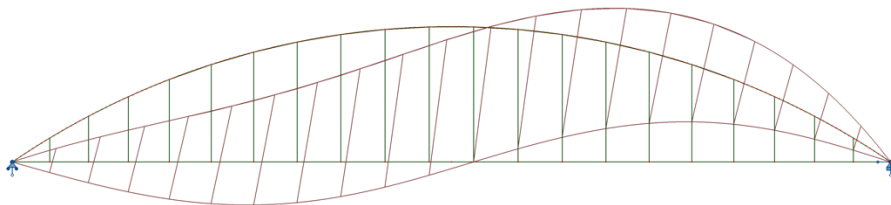
2.2 Sammenlikning

På grunn av utformingen med kabler som krysser hverandre minimum 2 ganger vil broen få en oppførsel som kan sammenliknes med en fagverksbjelke. Hvor buen er overgurten i trykk, dekket er undergurten i strekk og kablene er diagonalene. I likhet med fagverket vil også over- og undergurt få små momenter. Differansen fra fagverkanalogien er at stagene ikke kan ta trykk. Som følge av dette er det ønskelig å komme frem til en konfigurasjon av parameterne slik at en skjevbelastning ikke fører til slakke i kablene. [2]

For verifikasjon av broens egenskaper er det valgt å sammenligne en forenklet analyse med forenklet lasttilfellet av 3 buebroer.

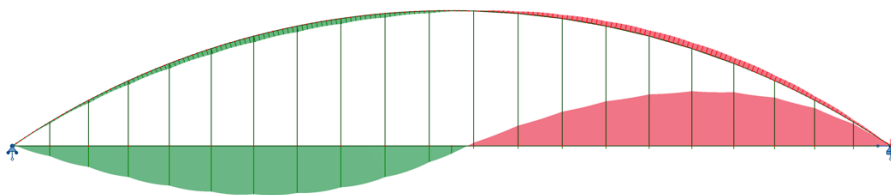
- Buebro med vertikale stag
- Buebro med ett sett stag med radiell utforming
- Nettverksbuebro med radiell utforming

En buebro med vertikale hengestenger er svært følsom for skjevbelastning som figurene under viser. Konstruksjonen innehar ingen «stive skiver» og stagene er svært utsatt for å gå i slakk ved skjevbelastning.



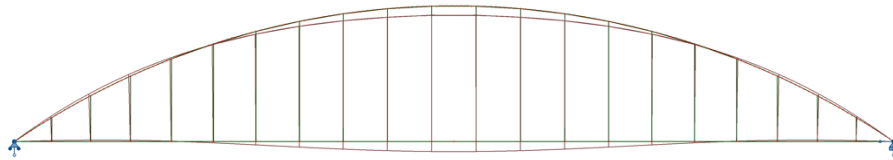
Figur 5: Deformasjon Skjevbelastning Vertikal Geometri

Slik som deformasjonsfiguren viser har vi forholdsvis stor deformasjon med vendepunkt omtrent ved $L/2$. Dette resulterer i store vinkelendringer som igjen betyr store momenter. Kraftoverføringen til buen er konsentrert og vil dermed være følsom for lokale laster.

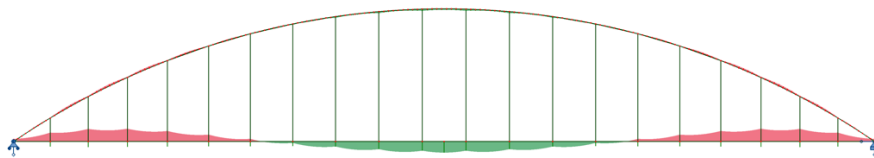


Figur 6: Moment Skjevbelastning Vertikal Geometri

Ved jevn belastning vil konstruksjonen prestere bedre (Figur 7-8). Deformasjonene er mindre og derav også vinkelendringen. Men siden dette er en konstruksjonstype som tilnærmet konstant vil bli skjevbelastet er dette en lite egnet kabelgeometri.

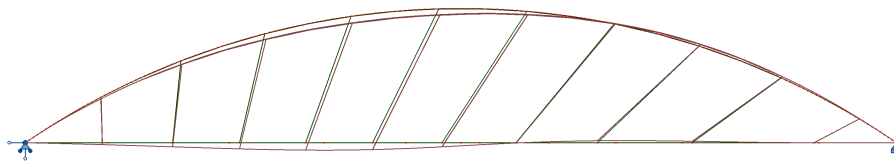


Figur 7: Deformasjon Jevnbelastning Vertikal Geometri

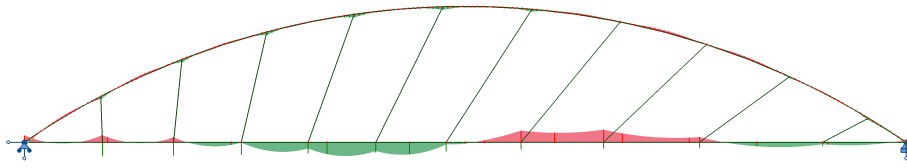


Figur 8: Moment Jevnbelastning Vertikal Geometri

Ved å introdusere helning på kablene oppnår man en bredere lastoverføring til buen, og gjør den mindre utsatt for lokale belastninger. Hvis man i første omgang tar halvparten av kablene i figuren over og orienterer disse slik at de har en konstant vinkel med buens tangent og utsetter denne for samme skjevlast som for figurene over vil deformasjonsfiguren og momentdiagrammet se slik ut (Figur 9-10)



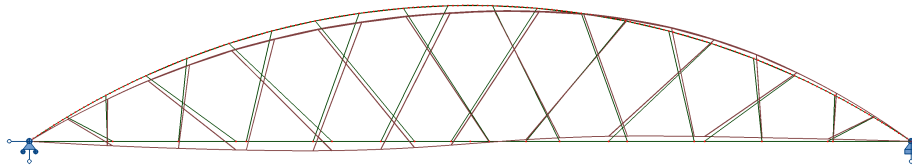
Figur 9: Deformasjon Skjevbelastning Halvnettverk



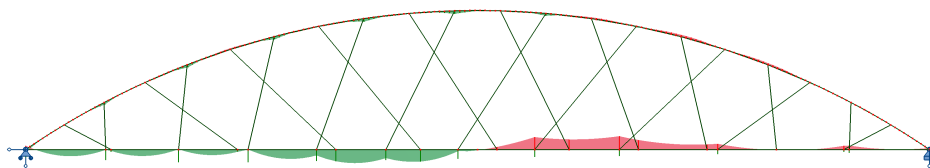
Figur 10: Moment Skjevbelastning Halvnettverk

Man kan observere at selv med halvparten av kablene vil deformasjonen og momentet reduseres betraktelig. Dette kommer hovedsakelig av at kablene belaster buen i en retning hvor den har større stivhet.

Når vi da introduserer et identisk kabelsett med motsatt helning kan man ta skjevbelastninger fra begge sider, og lastutbredelsen blir enda bedre.



Figur 11: Deformasjon Skjevlast Nettverk



Figur 12: Moment Skjevlast Nettverk

Som figurene over viser er deformasjonen og momentet vesentlig redusert. Selv om antall kabler, høyde og spennvidde er den samme. Dette gjør det mulig å utforme en slankere konstruksjon med lavere egenvekt og dermed en potensiell lavere kostnad.

2.3 Kabelgeometri

Som vist i kapitlet over er nettverksbuebruen en god konstruksjon som gir lave momenter og deformasjoner. Så i sammenlikning med andre buebroer er den det foretrukne valget gitt at spennvidde, lokasjon og andre forhold tillater bruken av en slik bru.

Men brutypen kan videre optimaliseres.

Ett av problemene knyttet til nettverksbruer er slakke i kabler. Dette kan oppstå under skjevbelastning og kan under de minst optimale forhold resultere i en oppførsel som vil tilsvare figurene 9 og 10 hvor halvparten av kablene er slakk. Dette innebærer at den andre halvparten av kablene tar all belastning, noe som gir unødige dimensjoner på kablene eller i verstefall brudd.

Videre i denne oppgaven vil kabler og kabelgeometri bli referert til som stag og staggeometri da det velges å benytte strekkstag for denne brukonstruksjonen.

2.3.1 Radiell staggeometri

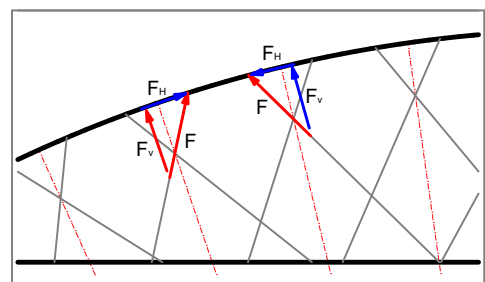
Før det ble satt i gang med koding i dynamo ble det utført håndberegninger og beregninger i Mathcad for å utforme ett matematisk oppsett for stagutformingen. Disse beregningene ble benyttet til å etablere og verifisere resultater i Dynamo. Hovedberegningene for staggeometrien er valgt å vises under. Beregningene fra Mathcad finnes i sin helhet i vedlegg 12.1.

staggeometrien som er valgt for optimalisering er den radielle.

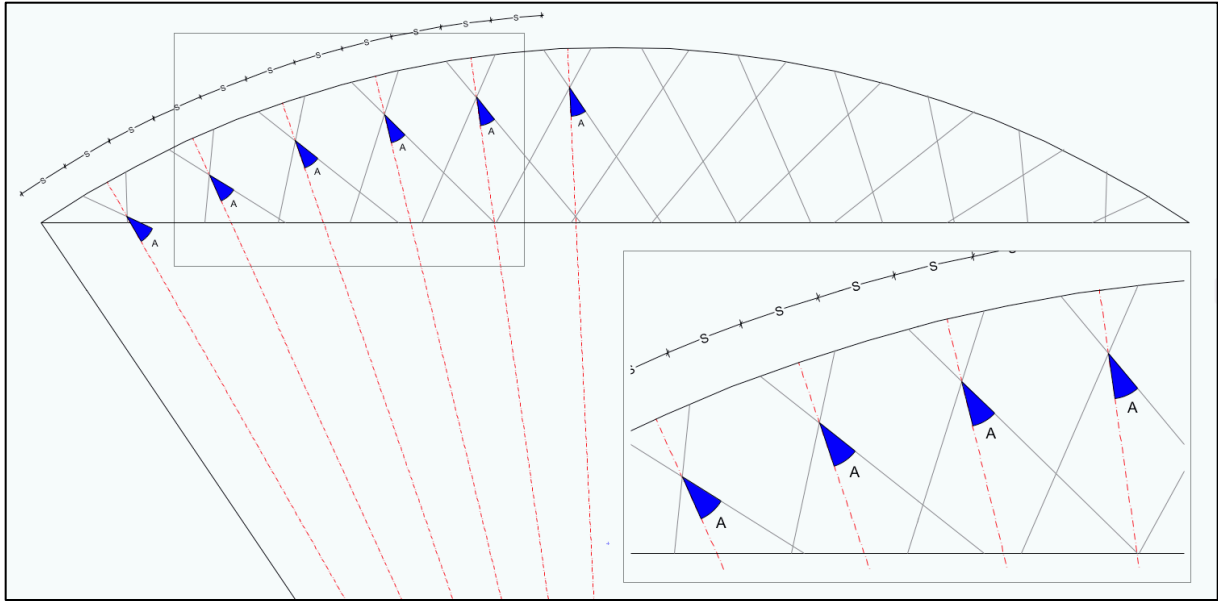
Denne staggeometrien ble utviklet av Schanack og Brunn etter at de utførte en parametrisk studie av nettverksbuebru. [3]

Radiell staggeometri innebærer at vinkelen mellom stag og buens tangent/radie er konstant. Videre er avstand mellom stagene på buen konstant og dermed varierer avstanden på dekket som en funksjon av vinkel på stagene og høyde på buen.

Denne måten å arrangere stagene på danner kraftpar som har en felles resultant som virker vinkelrett på buens tangent, noe som er ønsket ved belastning av buekonstruksjoner.



Figur 13: Krefter fra stag på Bue



Figur 14: Staggeometri Radiell

Det ble tatt et valg om å benytte en sirkelsektor som geometri for buekonstruksjonen. Dette er ikke nødvendigvis den mest optimale formen for en bue, da man kan minimere momentene ytterligere ved å benytte en parabel. Samt redusere momentene i vindportalen ved å gi buen en mindre radius på endene, altså en ellipse [4]. Produksjonsmessig er en sirkelsektor med konstant radius den mest kostnadseffektive, og den som enklest lar seg parametrisere.

2.3.2 Beregninger av staggeometri

Etablerer sirkellikningen for buen:

$$f(x) = \sqrt{R - x^2}$$

Og redigert sirkellikning for korrekt plotting:

$$f(x) = \sqrt{R - x^2} - h_0$$

Hvor:

$$h_0 = R - p$$

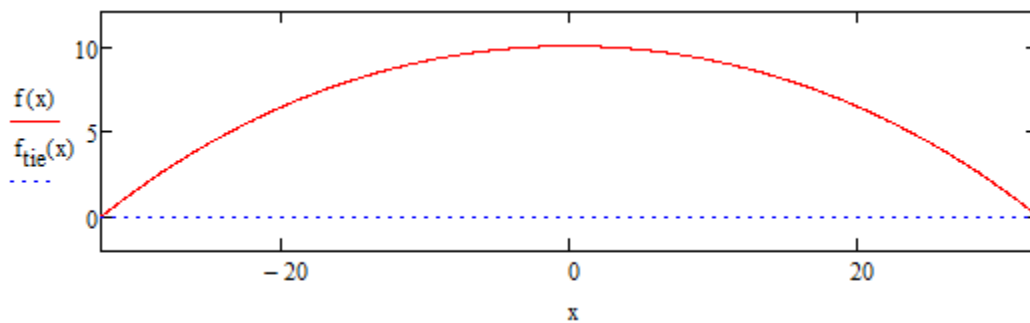
$$R = \frac{\left(\frac{s}{2}\right)^2 + p^2}{2 * p}$$

R

Radius

s	Spennvidde
$p = \sqrt{h^2 + o^2}$	Buens høyde i bueplanet
Hvor:	
h	Høyde i z-retning
o	Offset i y-retning

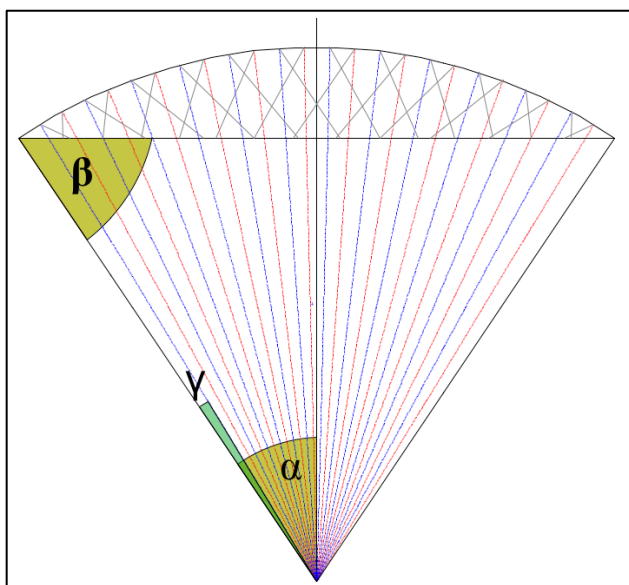
Plottet redigert sirkellikning med $s = 65 \text{ m}$ og $p = 10 \text{ m}$:



Figur 15: Plott redigert sirkellikning

For å gi stagene den korrekte vinkel etableres den deriverte av sirkellikningen. Med den deriverte kan man finne stigningen til tangenten i ønsket punkt. Den gir da buens helning i forhold til global x-akse i betraktet punkt.

$$f_x(x) = \frac{-x}{\sqrt{R^2 - x^2}}$$



Figur 16: Vinkeloversikt staggeometri

Som nevnt er det valgt en radiell stageometri hvor avstanden mellom stagene på buen er konstant. Dette sammen med at buen er en sirkelsektor vil følgende formelverk gi koordinatene for staginnfestninger:

X-koordinat på buen:

$$X(n_\alpha) = -\sin(\alpha - n_\alpha * \gamma) * R$$

Hvor:

$$\alpha = \text{atan} \left[\frac{\left(\frac{S}{2}\right)}{h_o} \right]$$

$$\gamma = \frac{2\alpha}{n}$$

$$n = \text{Antall kabler per sett} + 1$$

$$n_\alpha = [0 . 1 .. n] \text{ Deler buen inn i } n \text{ like store deler}$$

Oversikt over vinkler vises i Figur 16.

Y-Koordinat på buen kommer da av innsatt $X(n_\alpha)$ i Sirkellikningen:

$$Y(x) = f(X(n_\alpha))$$

X-koordinat på dekket hentes da ut med følgende likninger:

$$\Delta(X(n_\alpha)) = x + \frac{f(\Delta(X(n_\alpha)))}{\tan(\emptyset_{rad} - \text{atan}(f_x(X(n_\alpha))))}$$

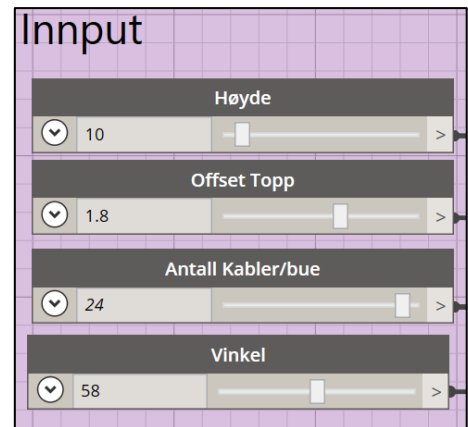
Hvor:

$$\emptyset_{rad} = \text{Valgt vinkel mellom kabel og tangent i radianer}$$

Denne geometrien overføre så til Dynamo ved hjelp av noder som figur 17 viser for den manuelle modellen. Geometrien som er valgt å trekke ut som redigerbare størrelser er som følger:

- h Høyde
- o Offset topp
- n Antall stag/bue
- \emptyset Vinkel mellom stagen og buens tangent

Spennvidde og bredde er også parametere i denne dynamo koden men ikke benyttet i oppgaven, dette gir koden en større anvendelse for andre prosjekter.



Figur 17: Input Dynamo ved manuell redigering

2.3.3 Valg av parameterspekter

For å kunne etablere en liste med alle mulige kombinasjoner av variablene må deres område for variasjon bestemmes. Elementer som kan avgrense parameterspekteret er geometriske avhengigheter, statikk, estetikk og lovverk.

For å sette spekter for valgte parametere er det studert lignende bruer, benyttet litteratur og utført tidlignanalyse av forenklet modell.

Høyde:

Høyden av bruene beskrives ofte som et forhold lik $\frac{p}{s}$ hvor p er buens høyde og s er bruens spennvidde. Per Tveit har mange års erfaring på området og hans anbefalinger er at bruene bør inneha en høyde som utgjør 15% av spennvidden. Det påpekes også at dette er en parameter som ofte avgrenses av bruens utseende. [2]

I området denne bru skal bygges befinner det seg en del mindre eneboliger og et ønske om en lav bro ble derfor gjeldene for å sette nedre del av spektret selv om dette ikke gir det mest optimale utfallet statistisk.

Høyden avgrenses dermed til $p_{max} = 10 \text{ m}$ og $p_{min} = 8.4 \text{ m}$ noe som gir

$$0.129 \leq \frac{p}{s} \leq 0.154 \quad \text{med en trinnlengde på } 0.2 \text{ m.}$$

Offset Topp:

Buens offset i topp avgrensers seg selv naturlig med bakgrunn i geometri. Gitt at avstanden mellom buene er b kan offset variere fra $0 \leq \text{Offset} \leq \frac{b}{2}$ med en trinnlengde på 0.3 m.

Antall Stag per bue:

Antallet stag per bue bestemmes hovedsakelig ut ifra bruens totale last og spennvidde, men blir også påvirket av stivheten av dekke og buen. Det er antallet stag som bestemmer lengden på buelementene mellom stagpunktene som da påvirker buens stabilitet.

Valget for denne oppgaven ble dermed $20 \leq n \leq 22$

Vinkel:

vinkelen mellom buens tangent og stagene har den største variasjonsmuligheten. Her er det vanskelig å forutse hvordan en gitt vinkel vil påvirke bruens oppførsel når både antallet, høyde og offset varierer. Dermed ble det valgt å ta med et stort spekter av vinkler for å øke sjansen for å finne en optimal løsning

Vinkelen avgrenses dermed til $44^\circ \leq \theta \leq 62^\circ$ med en trinnlengde på 2° .

***Bredde*:**

Bedde er ikke benyttes som parameter i oppgaven. Men siden gangbruer med mulighet for påkjøring av tjenestekjøretøy må ha en fri høyde på 3.1 m er det behov for å fastsette en minimumsbredde gitt kombinasjon av de andre variablene. Bredden som benyttes i optimaliseringen oppfyller frihøydekravet for 95% av broene. De som ikke oppfyller kravet er de broene med lav høyde og stor offset.

Beregning for avstand senter-senter buer er gitt i vedlegg 12.3

Totalt antall modeller:

Dette gir et totalt antall mulige kombinasjoner lik:

$$n_{total} = n_{h\ddot{o}yde}n_{offset}n_{antall}n_{vinkel} = 2160 \text{ stk}$$

Hvor fordelingen av modellene kan kategoriseres i følgende grupper:

- 240 stk per høyde
- 270 stk per offset

- 720 stk per antall
- 216 stk per vinkel

3 Laster etter Eurokoder

I dette kapitlet vil fremgangsmåten for lastbestemmelse og kombinerings av disse bli vist. På grunn av at dette er en parametrisk konstruksjon med da redigerbare størrelser er noen komponenter i beregningene forenklet eller utelatt.

3.1 Permanente laster

Som navnet tilsier er dette belastninger som viker på konstruksjonen permanent. Egenlast av konstruksjonen, belegning og faste installasjoner er eksempler på denne typen last. I tillegg til de fastsatte lastene bør også undersøkes om konstruksjonen kan få høyere andel permanente laster over tid. [5]

3.1.1 Egenlast

- Buekonstruksjon

Utføres i stål av kvalitet S355. tyngdetetthet lik $\rho = 7850 \frac{kg}{m^3}$

- Strekkstag

Utføres i stål av kvalitet S355. tyngdetetthet lik $\rho = 7850 \frac{kg}{m^3}$

- Brudekket

Utføres i stål av kvalitet S355. tyngdetetthet lik $\rho = 7850 \frac{kg}{m^3}$

- Belegning

Utføres i epoxy eller lignende med tykkelse 40. tyngdetetthet lik $\rho = 3820 \frac{kg}{m^3}$

- Rekkverk

Antas som en linje last på $1.0 \frac{kN}{m}$ som er en konservativ antagelse

3.2 Variable laster

Variable laster er belastninger som varierer over tid. Disse belastningene kjennetegnes ved at det er knyttet større usikkerhet til deres plassering, størrelse og hyppighet. Det er derfor viktig å få kartlagt alle kombinasjoner av disse lastene.

3.2.1 Trafikkklaster

For alle tilfeller hvor jevnt fordelt trafikklast er opptredende er det benyttet følgende utbredelse på lasten i tillegg til hele spennet.

$$l_{last} = \frac{1}{2} * s$$

$$l_{last} = \frac{2}{3} * s$$

$$l_{last} = \frac{3}{4} * s$$

3.2.1.1 Vertikale laster

Ved forutsetning om at trafikk er hindret i å kjøre over bruen vil ikke lasttilfellene LM1 og LM2 gitt i NS-EN 1991-1-2 bli gjeldene.

Trafikklastene som da blir gjeldene er Folkemengde og Tjenestekjøretøy.

NS-EN 1991-1-2 legger følgende føringer for størrelsesorden av folkemengde og tjenestekjøretøy:

Folkemengde:

Bruer hvor folkemengde kan oppstå (gangbru) skal en jevnt fordelt last q_{fk} benyttes.

For gangbru er gjeldende følgende formel:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{s + 30}$$

$$2,5 \frac{kN}{m^2} < q_{fk} < 5,0 \frac{kN}{m^2}$$

Hvor s = Borens spennvidde

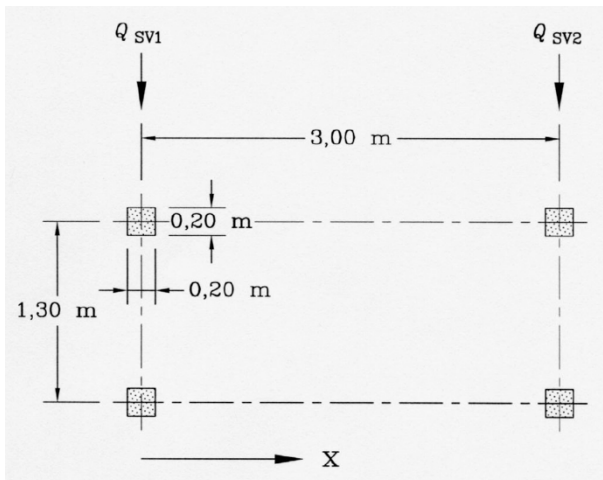
Siden dette gir en lavere verdi enn hva generelt anbefalt verdi i NS-EN 1991-2 Pkt. (6.3.7 (2)) velges følgende verdi for q_{fk} :

$$q_{fk} = 5,0 \frac{kN}{m^2}$$

Tjenestekjøretøy:

«NA 5.3.2.3 (1) Der annet ikke er gitt for det enkelte prosjektet, eller dersom føringsbredden ikke er for liten, skal alle gangbru og gangbaner/fortau på vegbru belastes med tjenestekjøretøy Q_{serv} som beskrevet i punkt 5.6.3»[6]

Dette vil si en lastmodell med 2 akslinger hvor den ene er $Q_{SV1} = 80,0 \text{ kN}$ og den andre er $Q_{SV2} = 40,0 \text{ kN}$. Deres konfigurasjon er vist i figuren under.



Figur 18: Last konfigurasjon for tjenestekjøretøy[6]

Ved å benytte denne lastmodellen utgår punktlasten Q_{fwk} [6]

3.2.1.2 Horisontale laster

For gangbru skal en horisontalkraft Q_{flk} benyttes. Verdien av denne bestemmes av 5.4 (1-2) gitt i [6].

$$Q_{flk} = \max[0.1 * (q_{fk}), 0.6 * (Q_{SV1} + Q_{SV2})] = 97.5 \text{ kN}$$

Denne lasten opptrer samtidig som de overnevnte vertikale lastene, men ikke med den konsentrerte lasten Q_{fwk} , som nevnt over utgår da servicekjøretøy benyttes.

Det opptrer også en horisontal kraft i tverretning sammen med servicekjøretøyet. Denne beregnes ut ifra følgende uttrykk:

$$Q_{ftk} = 0.25 * (Q_{SV1} + Q_{SV2}) = 30 \text{ kN}$$

Kombinering av disse skjær i henhold til figur 19.

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

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

Figur 19: Kombinering av trafikklaster for gangbru [6]

3.2.1.3 Sentrifugalkrefter

Om bruene ikke har horisontalkurvatur oppstår det ikke sentrifugalkrefter.

3.2.2 Temperaturlaster

For å bestemme temperaturlastningen konstruksjonen utsettes for må man avlese figur NA.A1 og NA.A2 i NS-EN 1991-1-5.

Disse figurene viser to kart over Norge hvor fargekoder viser hvilken temperatur som kan forventes i skyggen med en returperiode på 50 år. [7]

For Åfjord kommune får vi følgende fra de to kartene:

$$T_{max} = 34 \text{ deg} \quad T_{min} = -30 \text{ deg}$$

Disse mulige temperaturdifferansene bidrar så til to lasttilfeller.

Det første er jevnt fordelt temperatur, altså at hele elementet har lik temperatur over hele tverrsnittet. Dette fører til en forlengelse eller forkortelse avhengig av temperaturens verdi i forhold til montasjetemperatur.

Den andre er hvor tverrsnittet har en temperaturdifferanse. Dette vil i tillegg til en eventuell forlengelse eller forkortelse gi krumning.

3.2.2.1 Jevnt fordelt

Alle komponenter:

Montasjetemperatur for Komponentene antas å være $T_0 = 10 \text{ deg}$

$$\Delta T_{N.con} = T_0 - T_{min} = 40 \text{ deg (Sammentrekkning)}$$

$$\Delta T_{N.exp} = T_{max} - T_0 = 24 \text{ deg (Utvidelse)}$$

$$\Delta T_N = T_{max} - T_{min} = 64 \text{ deg (Total temperaturspenn)}$$

Dekket:

Montasjetemperatur for dekket antas å være $T_0 = 10 \text{ deg}$

NA.6.1.1 Inndeling av bruoverbygninger

NA.6.1.1(1) Bruoverbygninger deles inn i følgende grupper:

- | | |
|--------|--|
| Type 1 | Stålbru: |
| | - stålbjelke med kassetvernsnitt |
| | - stålfagverksdrager eller stålplatebærere |

Figur 20: Typeklassifisering av bruoverbygning[7]

Med klassifiseringen gitt i figur 20 sammen med figur NA.6.1 kan man hente ut tillegget i temperatur for denne dekketyper.

$$T_{e_max} = T_{max} + 16 \text{ deg}$$

$$T_{e_min} = T_{min} - 3 \text{ deg}$$

$$\Delta T_{N.con} = T_0 - T_{e_min} = 43 \text{ deg (Sammentrekkning)}$$

$$\Delta T_{N.exp} = T_{e_max} - T_0 = 40 \text{ deg (Utvidelse)}$$

$$\Delta T_N = T_{e_max} - T_{e_min} = 83 \text{ deg (Total temperaturspenn)}$$

3.2.2.2 Temperatur differanse

Dekket:

Etter NA.6.1.2 kan to metoder benyttes. Metode 2 gir en varierende temperatur med gitte dybdepunkter i dekket med tilhørende temperaturredifferanser. Metode 1 forenkler dette til en lineærvarierende temperaturredifferanse gitt i tabell NA.6.1 i [7] og gjengitt i Figur 21.

Antar $K_{sur} = 1,0$ gjelder over og underside gitt 50mm belegg

$$\Delta T_{m.heat} = 1.0 * 18 = 18 \text{ deg}$$

$$\Delta T_{m.cool} = 1.0 * 13 = 13 \text{ deg}$$

Tabell NA.6.1 – Verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel for ulike bruoverbygninger for veg-, gang- og jernbanebruer

Type bruoverbygning	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$
Type 1: Stålbruer	18	13
Type 3: Betongbruer: – betongbjelke med kassetverrsnitt – betongbjelke – platebru	10 15 15	5 8 8
<p>MERKNAD 1 Verdien angitt i tabellen er øvre grenseverdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel for typiske brugeometrier.</p> <p>MERKNAD 2 Verdien angitt i tabellen er basert på et beleg med tykkelse lik 50 mm for vegbru og jernbanebru. For andre belegtykkelser multipliseres disse verdiene med faktoren k_{beleg}. Verdier for faktoren k_{beleg} er gitt i tabell NA.6.2.</p>		

Figur 21: Temperaturdifferanse over stålkasse [7]

Ifølge NA.6.1.5 settes kombinasjonsfaktorene for kombinerings av jevnt fordelt- og varierende temperatur lik:

$$\omega_n = 0.35 \text{ og } \omega_m = 0.75$$

Se vedlegg 12.2 for kombinasjoner og verdier.

3.2.3 Snølast

Det regnes ikke med snølast samtidig som trafikklaster på bruer. Dette da det ikke lar seg gjøre at de forekommer samtidig. Det er heller ikke tatt med eget lasttilfellet for snø da verdien av denne er lavere enn trafikklaster. [6]

3.2.4 Seismiske laster

For gang- og sykkelbruer i seismisk klasse 1 og grunntype B får vi ingen krav til påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998 da følgende er oppfylt:[8, 9]

$$a_{g,s} \leq 0,05g$$

$$a_g \leq 0,4 \frac{m}{s^2}$$

Komplette beregninger i vedlegg 12.4

3.2.5 Vindlaster

Vindlaster bestemmes ut fra NS-EN 1991-1-4 og SSV's Håndbok 400.

SSV beskriver i Håndbok 400 at det ikke stilles krav om samtidighet av vind- og trafikklaster for gangbroer. Dette tolkes dit at det ikke bidrar til et større areal om trafikklaster er tilstede eller ikke. Dermed er det valgt å kombinere vindlast beregnet etter NS-EN 1991-1-4 med trafikklaster fra folkemengde og tjenestekjøretøy men uten økt vindlastareal.

Det antas at denne broen faller inn under vindklasse II selv om den har geometri som kan tilsi at denne bruene hører til i klasse III.

Bruens lokasjon er som nevnt i Åfjord Kommune over et elveløp rett ved der elv møter fjord. Terrengkategorien settes til II da området innehar en del vegetasjon og bebyggelse i umiddelbar nærhet. Det er også en del variasjon i topografien i området, men det er ikke beregnet noen tillegg eller fratrukk som et resultat av dette.

Referansevindhastigheten i Åfjord Kommune er gitt i Tabell NA.4(901.1) og er:

$$v_{b.0} = 29 \frac{m}{s}$$

Basalvindhastigheten for området bestemmes ut fra likning (NA.4.1) i [10]

$$v_{b.0} = c_{dir} * c_{season} * c_{alt} * c_{prob} * v_{b.0}$$

Disse **faktorene** beskrives i NA.4.2(2)P. Og har følgende beskrivelse og verdier:

- c_{dir} Faktor for retning, settes lik 1.0 for alle retninger
- c_{season} Faktor for sesong, settes lik 1.0 for alle sesonger
- c_{alt} Faktor for nivå, settes lik 1.0
- c_{prob} Faktor for returperiode, settes lik 1.0 ved periode på 50 år
- $v_{b.0}$ Referansevindhastighet for gitt beliggenhet

Terrengform-og ruhetsfaktor

Terrengformfaktor [$c_0(z)$] er en faktor som angir påvirkningen terrenget har på stedsvindhastigheten, turbulensintensiteten og vindkasthastighetstrykket. Som nevnt over vil ikke de topografiske forholdene bli vurdert på andre måter enn at terrengkategori II velges, dermed settes $c_0(z) = 1.0$

Terrengruhetsfaktor [$c_r(z)$] er en faktor som angir variasjon i stedsvindhastigheten på byggestedet som følge av høyde og terrengruhet. Og bestemmes ut i fra Likning 4.4 i [10] for følgende vilkår.

$$c_r(z) = k_r * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

Hvor:

z_0 er ruhetslengden

k_r er terrengruhetsfaktoren avhengig av ruhetslengden z_0 som bestemt under

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

Hvor:

$z_{0,II} = 0.05 \text{ m}$ For Terrengkategori II Definert i tabell NA.4.1 i [10]

$z_{min} = 4.0 \text{ m}$ Er minimumshøyden definert i tabell NA.4.1 i [10]

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

Gitt terrengklasse II og følgende krav oppfylt [$z_{min} \leq z \leq z_{max}$] får vi:

$$k_r = 0.19$$

$$c_r(z) = 0.875$$

Stedsvindshastighet er en modifikasjon av basisvindhastigheten ved å ta hensyn til virkningen av terrengets ruhet og topografi.

Videre i beregningene er variasjon i høyde (z) utelukket. Det er benyttet en høyde $z = 5.0 \text{ m}$ for alle beregninger.

$$v_m = c_r * c_0 * v_b = 25.374 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Stedsvindhastighetstrykk bestemmes med utgangspunkt i Bernollis ligning. Som beskriver sammenhengen mellom et mediums tyngdetetthet og hastighet med dens trykk/kraft

$$q_m = \frac{1}{2} * \rho * v_m^2 \quad \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$$

Hvor:

$\rho = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ Er luftens tyngdetetthet ved 20 deg

Turbulensintensitet [I_v] er forholdet mellom standardavviket for momentanvindhastigheten [σ_v] som er målt over 1 sekund og tilhørende 10 minutters middelvind [10]

$$I_v = \frac{\sigma_v}{v_m}$$

Hvor:

$$\sigma_v = k_r * v_b * K_I$$

k_r er gitt under «Terrengform- og ruhetsfaktor»

K_I er en faktor som tar hensyn til terrenget på byggestedet. Settes lik 1.0

Fullstendige beregninger og verdier er gitt i vedlegg 12.5

4 Lastkombinasjoner etter Eurokode

4.1 Bruddgrense – ULS

NS-EN 1990:2002 legger føringene for hvilke situasjoner konstruksjonen skal dimensjoneres for og hvilke kombinasjoner og faktorer som skal benyttes.

Tilstandene det skal dimensjoneres for i bruddgrense er:

- **EQU** - Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den betraktet som stivt legeme [11]
- **STR** - Brudd eller store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene [11]
- **GEO** - Brudd eller store deformasjoner i grunnen [11]
- **FAT** - Utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene [11]

I denne oppgaven er beregninger som omfatter grunnforhold og utmatting ikke medtatt og fører dermed med at grensetilstandene GEO og FAT utgår.

For lastkombinasjoner og faktorer i denne oppgaven er følgende tabeller benyttet

- Tabell NA.A2.2 ψ -Faktorer for gangbruer
- Tabell NA.A2.4(A) Dimensjonerende verdier for laster (EQU) (Sett A)
- Tabell NA.A2.4(B) Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Tabell NA.A2.2 – Verdier av Ψ -faktorer for gangbruer

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{4)}$	$\psi_{1,infq}^{1)}$
Trafikklaster	gr1 (jevnt fordelt last)	0,7 ²⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	Q_{fwk} (konsentrert last)	0,7 ²⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (tjenestekjøretøy)	0,7 ²⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
Vindkrefter	F_{wk}	0,7	0,6	0/0,5	0,8
	F_w^*	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Temperatur ³⁾	T_k	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Snølaster	$Q_{Sn,k}$ På tak o.l.	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8
	$Q_{Sn,k}$ Under utførelse	0,8	-	-	-
Laster i byggetilstand	Q_c	1,0	-	1,0	-
Istrykk	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Bølger og strøm	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Last fra lagerfriksjon	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Øvrige variable laster	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8

¹⁾ $\psi_{1,infq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.
²⁾ Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved F_{wk} , bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).
³⁾ Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.
⁴⁾ Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdierne 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Tabell 1: ψ -Faktorer for gangbrue [5]

ULS EQU Sett A

			Q. fik	Egenlast	Servicekjøretøy	Temperatur	Vind	Folkemengde-4/3	Folkemengde-2/3	Folkemengde-2-2	Folkemengde-1-1	Belegning/Rekkverk
Nummer	Navn		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
36	A-25-EQU-1		1,35	1,00		0,84	1,12			1,35	1,35	1,00
37	A-26-EQU-2		1,35	1,00		0,84	1,12				1,35	1,00
38	A-27-EQU-3		1,35	1,00		0,84	1,12		1,35			1,00
39	A-28-EQU-4		1,35	1,00		0,84	1,12	1,35				1,00
40	A-29-EQU-5		1,35	1,00	1,35	0,84	1,12					1,00
41	A-30-EQU-6			1,00		0,84	1,60					1,00

Tabell 2: Lastkombinasjoner ULS EQU sett A

ULS EQU Sett A (For sjekk av slakke/trykk i stag)

			Q.flk	Egenlast	Servicekjøretøy	Temperatur	Vind	Folkemengde-4/3	Folkemengde-2/3	Folkemengde-2-2	Folkemengde-1-1	Belegning/Rekkverk
Nummer	Navn		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
11	A-1-Slakk			0,9			0,45				1,50	0,90
12	A-2-Slakk			0,9			0,45		1,50			0,90
13	A-3-Slakk			0,9			0,45	1,50				0,90

Tabell 3: Lastkombinasjoner ULS EQU sett A (slakk)

ULS STR/GEO Sett B

			Q.flik	Egenlast	Servicekjøretøy	Temperatur	Vind	Folkemengde-4/3	Folkemengde-2/3	Folkemengde-2-2	Folkemengde-1-1	Belegning/Rekkverk
Nummer	Navn		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
14	A-4-STR-A-1		0,95	1,35		0,84	1,12			0,95	0,95	1,35
15	A-5-STR-A-2		0,95	1,35		0,84	1,12				0,95	1,35
16	A-6-STR-A-3		0,95	1,35		0,84	1,12		0,95			1,35
17	A-7-STR-A-4		0,95	1,35		0,84	1,12	0,95				1,35
18	A-8-STR-A-5			1,35		0,84	1,12					1,20
19	A-8-STR-B-1		1,35	1,2		0,84	1,12			1,35	1,35	1,20
20	A-9-STR-B-2		1,35	1,2		0,84	1,12				1,35	1,20
21	A-10-STR-B-3		1,35	1,2		0,84	1,12		1,35			1,20
22	A-11-STR-B-4		1,35	1,2		0,84	1,12	1,35				1,20
23	A-12-STR-B-5			1,2		0,84	1,60					1,20
24	A-13-STR-A-6		0,95	1,35	0,95	0,84	1,12					1,35
25	A-14-STR-B-6		1,35	1,2	1,35	0,84	1,12					1,20

Tabell 4: Lastkombinasjoner ULS STR/GEO sett B

4.2 Bruksgrense – SLS

Bruksgrense angir grensen for når konstruksjonen eller konstruksjonsdelene ikke oppfyller krav til normal bruk. Ved bruksgrense snakkes det om konstruksjonens funksjonsdyktighet, menneskelig komfort og utseende.

I denne oppgaven omfatter bruksgrense nedbøyninger og forskyvninger.

SLS

			Q.flk	Egenlast	Servicekjøretøy	Temperatur	Vind	Folkemengde-4/3	Folkemengde-2/3	Folkemengde-2-2	Folkemengde-1-1	Belegning/Rekkverk
Nummer	Navn		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
26	A-15-KAR-1		1,00	1		0,70	0,70			1,00	1,00	1,00
27	A-16-KAR-2		1,00	1		0,70	0,70				1,00	1,00
28	A-17-KAR-3		1,00	1		0,70	0,70		1,00			1,00
29	A-18-KAR-4		1,00	1		0,70	0,70	1,00				1,00
30	A-19-KAR-5		0,70	1		0,70	1,00			0,70	0,70	1,00
31	A-20-KAR-6		0,70	1		0,70	1,00				0,70	1,00
32	A-21-KAR-7		0,70	1		0,70	1,00		0,70			1,00
33	A-22-KAR-8		0,70	1		0,70	1,00	0,70				1,00
34	A-23-KAR-9		1,00	1	1,00	0,70	0,70					1,00
35	A-24-KAR-10		0,70	1	0,70	0,70	1,00					1,00

Tabell 5: Lastkombinasjoner SLS KAR

5 Parametrisk modell

I denne oppgaven er det utarbeidet to parametriske modeller ved hjelp av Dynamo.

Selve modellen er identisk i begge kodene, men måten de benyttes på varierer.

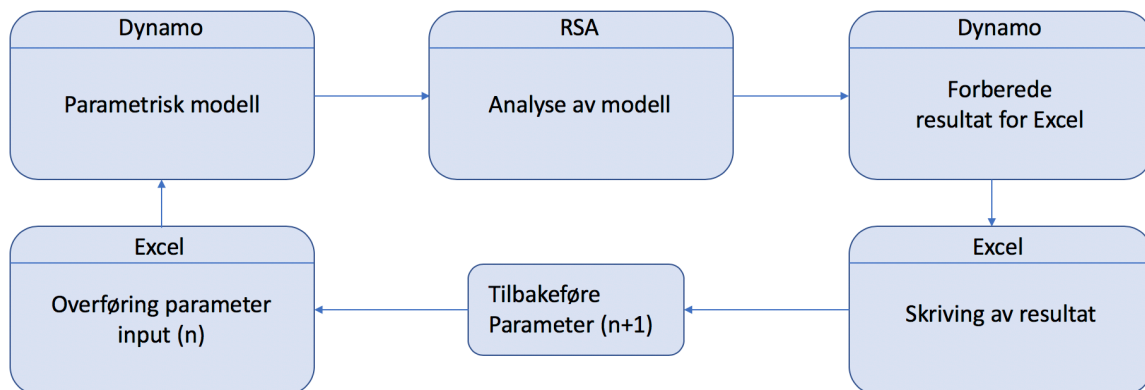
Modell 1. er den automatiske.

Modell 2. er den manuelle

5.1 Parametrisk modellering

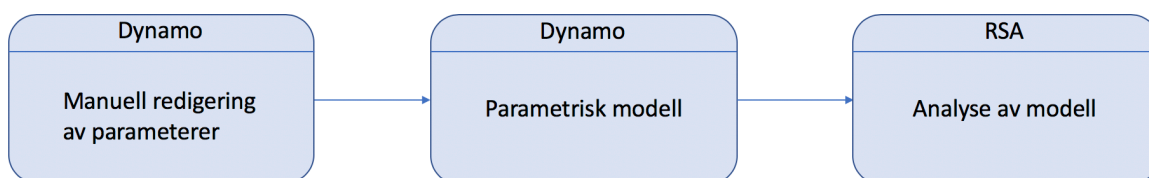
Informasjonsflyten for modell 1. er vist under. Dette er ikke en metode som er tiltenkt fra programvareutviklerne og har derfor vist seg å være utfordrerne.

Denne modellen benyttes for å utføre automatisk analyse av samtlige modeller og for å presentere resultat i en tabell slik at modellene kan vektes.



Figur 22: Informasjonsflyt modell 1.

Informasjonsflyten for modell 2. er vist under. Dette er den tiltenkte måten Dynamo og RSA skal samhandle. Denne modellen er benyttet for fastsetting av parameterspekter i tidlignanalysen og for å gjenskape modellene som ble valgt ut fra optimaliseringen og vekting ved bruk av modell 1.



Figur 23: Informasjonsflyt modell 2.

5.1.1 Typer Aktivering

Dynamo inneholder 3 måter å aktivere modell hvor 2 av disse er benyttet i denne oppgaven.

«**manuell run**» betyr at man aktivt må trykke på «run» for at koden skal aktiveres. Dette er ønskelig når man modellerer slik at endringene ikke trer i kraft før man ønsker. Denne er benyttet for den manuelle modellen der man ønsker å avvente aktiveringen til alle ønskede parameter er redigert inn.

«**automatisk run**» betyr at så snart det gjøres en endring i koden vil koden aktiveres. Dette er ønskelig for den automatiske optimaliseringen da man ønsker at koden skal drive seg selv fortløpende ved å avlese å skrive til Excel kontinuerlig.

5.1.2 Dynamo

For å lettere å holde styr på koden samt kontrollere og avdekke eventuelle feil er nodene i Dynamo gruppert med fargekoder etter hvilken funksjon de har.

<p>Design</p> <p>Generelle noder som inngår i etablering av modell</p>	<p>Input</p> <p>Noder som inngår som variabler i modellen</p>	<p>Kontroll</p> <p>Noder for kontroll av verdi/geometri/resultat</p>
<p>Til Robot</p> <p>Noder som etablerer koblingen mellom Dynamo og Robot</p>	<p>Matematisk geometri</p> <p>Noder som etablerer Geometri Matematisk</p>	<p>Til/Fra Excel</p> <p>Noder som etablerer koblingen mellom Dynamo og Excel</p>

Figur 24: Fargekoder i Dynamo

Det skal nå vises en gjennomgang av den automatiske parametriske modellen slik den er bygd opp i Dynamo.

For å kunne kjøre koden må følgende programmer og filer være åpne:

- Dynamo
 - Med «automatic run» aktivert
- Robot Structural Analysis

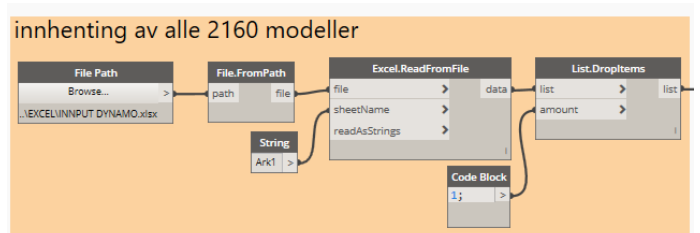
- Med ønskede tverrsnitt innlastet i database
- Excel
 - Fil-1 (Input Dynamo)
 - Fil-2 (output Dynamo)

Excelfil-1 inneholder alle de 2160 modellene oppsummert vertikalt på Ark1 som vist i Figur 25. Dette ble utført med Excels innebygde listekombineringsverktøy. Filen inneholder også ett tomt Ark2. Det ble funnet hensiktsmessig å sortere listen av modeller etter antall stag i stigende rekkefølge da dette resulterte i en mer feilfri informasjonsflyt mellom programvarene.

	A	B	C	D
1	Høyde ▾	NY-2.Offset ▾	NY-3.Antall ▾	NY-4-4.Vinkel ▾
2	8,4	0	20	44
3	8,4	0	20	46
4	8,4	0	20	48
5	8,4	0	20	50
6	8,4	0	20	52
7	8,4	0	20	54
8	8,4	0	20	56
9	8,4	0	20	58
10	8,4	0	20	60
11	8,4	0	20	62

Figur 25: Excelfil-1 Ark1

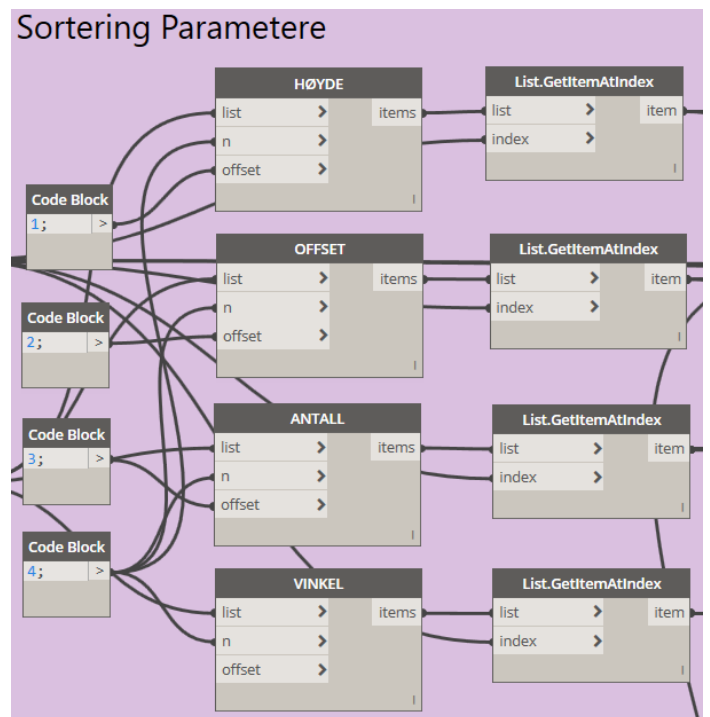
Ark1 er lastet inn i sin helhet i en liste i Dynamo ved hjelp av «lunch box for dynamo» ved bruk av noden «ExcelReadFromFile».



Figur 26: Innhenting Excel

Denne listen deles så inn i 4 underlister som da inneholder vær sin parametergruppe. For å bestemme hvilket nummer i parametergruppe som skal avleses fra disse 4 undergruppene benyttes det tomme Ark2 i Excelfil-1.

Måten dette gjøres på er at man setter inn tallet (1) inn i Ark2 som da fører til at linje nummer 1 i Ark1 blir gjeldene parametere. Disse 4 parameterne styrer så geometrien i resten av modellen.

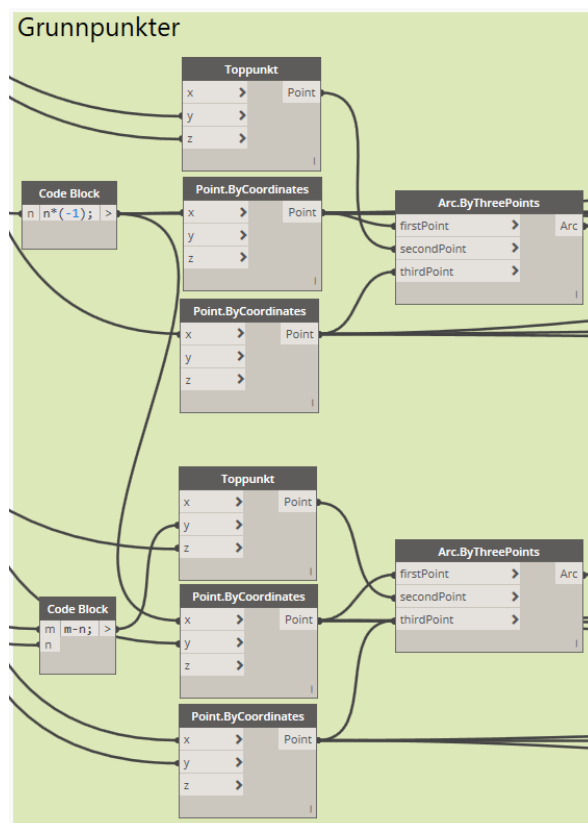


Figur 27: Sortering av parametere

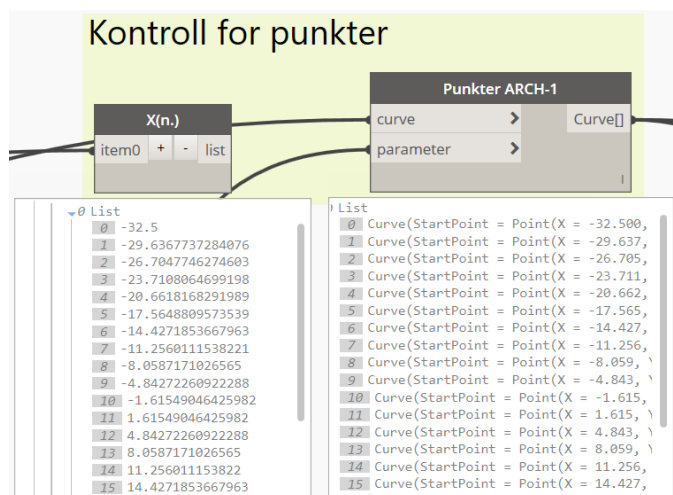
Grunnpunktene som utgjør bruens fire hjørnepunkter etableres med «*Point.ByCoordinates*» som igjen koblet i «*Arc.ByThreePoints*». Variabel input benyttet for denne oppgaven er *y*- og *z*-koordinat for toppunktet i buen men som nevnt tillater modellen at spennvidde (*x*-koordinat) og bredde (*y*-koordinat) er variable for endepunktene av buen.

Med grunnpunktene etablert kan den matematiske geometrien fastsettes. Denne geometrien er den som utfører de nødvendige beregningene for å oppnå en radiell staggeometri med da punkter på bue og dekket. Denne tar utgangspunkt i beregninger utført i MathCAD som er vist i kapittel 2.3.2 og i sin helhet i vedlegg 12.1.

Den Matematiske Geometrien som bestemmes kontrolleres så innad i Dynamo som fist i figur 29 hvor de utregnede *x*-koordinatene for buen sammenliknes med de opptredende punktene. Det blir også sammenlignet med tabell fra MathCAD.

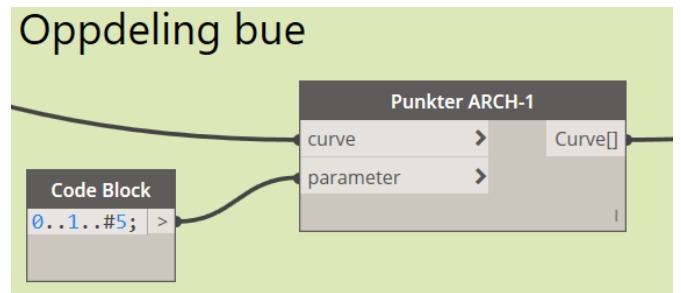


Figur 28: Grunnpunkter



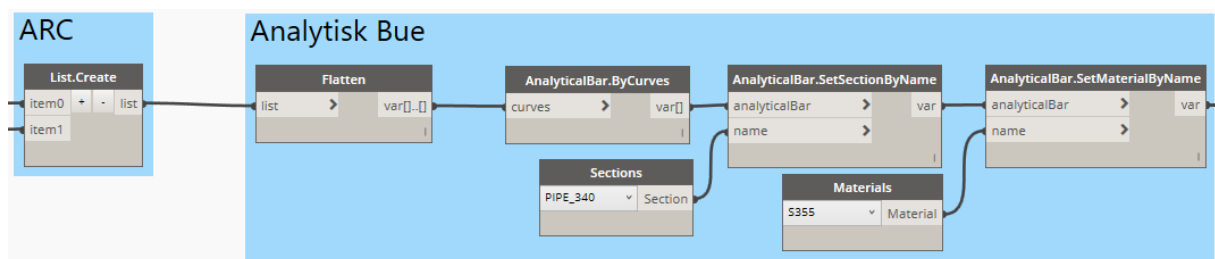
Figur 29: Kontroll av punkter

For å forbrede modellen for beregninger i RSA er det nødvendig med noen modifikasjoner av eksisterende element. Dette for å oppnå at modellens form er mest lik den opprinnelige og for å sikre tilstrekkelig med punkter for resultatavlesning. Dette er gjort ved å dele opp elementer i mindre deler slik som vist i figur 30 hvor buelementene mellom hvert stagpunkt deles i fem deler.



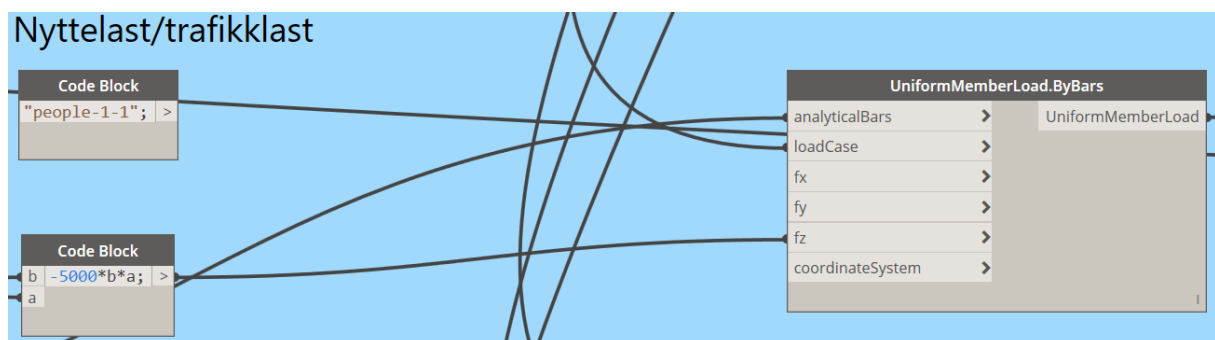
Figur 30: Oppdeling av element i Dynamo

Når alle elementer i modellen kan gjengi opprinnelig geometri på en tilfredstillende måte må modellen gjøres analytisk. Dette gjøres med bruk av «Structural Analysis for Dynamo» som har noder for å overføre punkter, linjer og kurver til analytiske elementer.



Figur 31: Analytiske noder for Bue

Dette gjøres for alle elementgrupper og er vist her for buelementene i figur 31. Når Linjen/kurven er analytisk kan den tilegnes egenskaper som tverrsnitt og material.

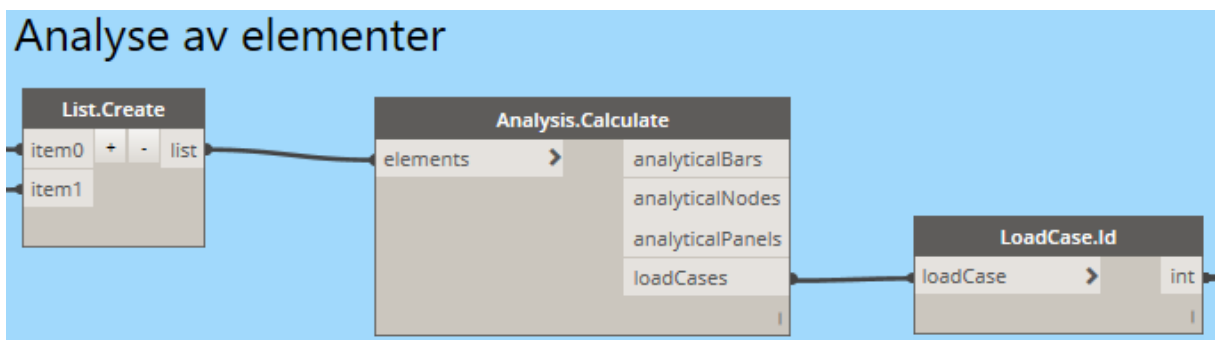


Figur 32: Eksempel på last i Dynamo

Når elementene er gjort analytiske kan de også påføres laster. Dette er også noder hentet fra pakken «Structural Analysis for Dynamo». Lastene påføres ønskede «analyticalBars» med ønsket størrelse og orientering. Ved kombinerings av laster i den automatiske modellen i

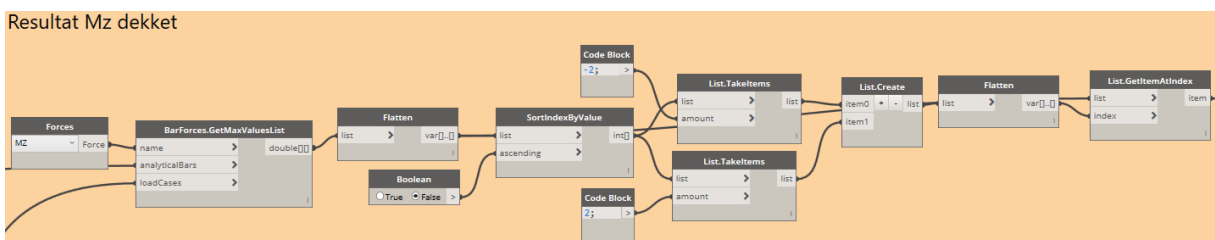
Dynamo til ønsket lasttilfellet er det ikke mulig å gjøre kombinerings hvor modellens egenlast inngår. Det er derfor manuelt beregnet vekten av de forskjellige konstruksjonsdelene og påfører disse som linjelaster på elementene.

Når alle elementer er gjort analytiske, og gjeldene lasttilfellet er påført samles alt dette i en liste som så overføres til «*Analysis.Calculate*». Denne noden får robot til å utføre analyse for gitte elementer og lasttilfellet hvor resultatene av analysen blir tilgjengelig fra Dynamo.



Figur 33: Analyse av elementer

Når modellen er analysert kan innhenting av ønskede resultater utføres. Også dette er noder fra nodepakken «*Structural Analysis for Dynamo*». I figuren under ser vi innhenting av 4 ekstremalverdier for nedbøyning i z-retning for dekket.



Figur 34: Innhenting av resultat fra dekket

Dette utføres så for 8 forskjellige resultater som figur 35 viser. Disse samles så i en liste hvor plasseringen i listen gjengir plasseringen verdiene vil få i Excel arket for Output.

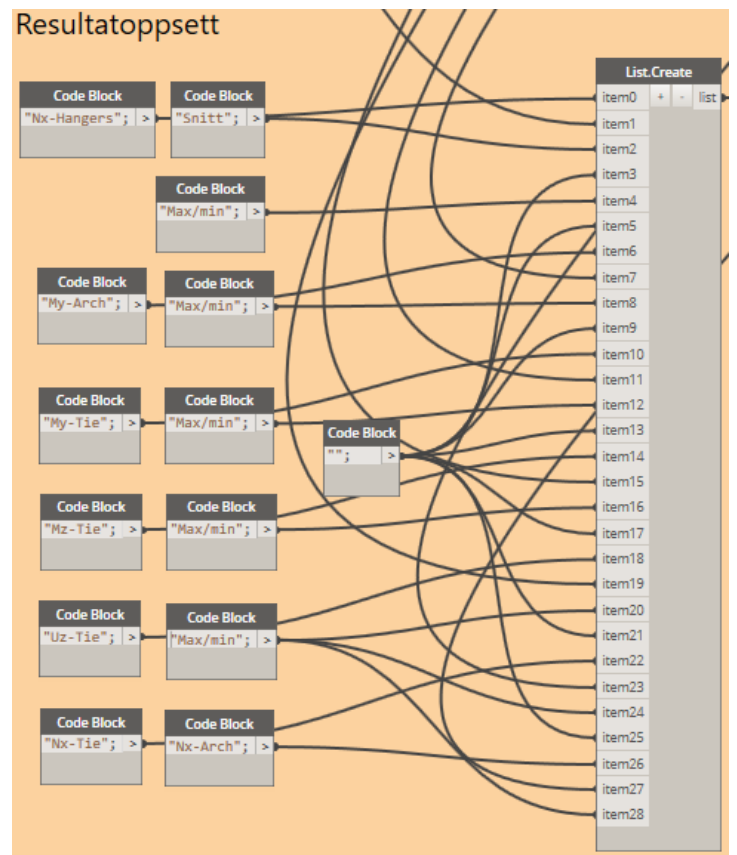
Siden det er snakk om 2160 modeller som skulle overføres til Excel var det viktig at dette ble utformet oversiktlig slik at like verdier havnet på samme linje slik at sammenlikning og vekting kunne finne sted. Så denne tabellen sammen med noden i bilde under som beskriver startrekke for innskrivning til Excel:

$$(24 - n) * 2 + 1$$

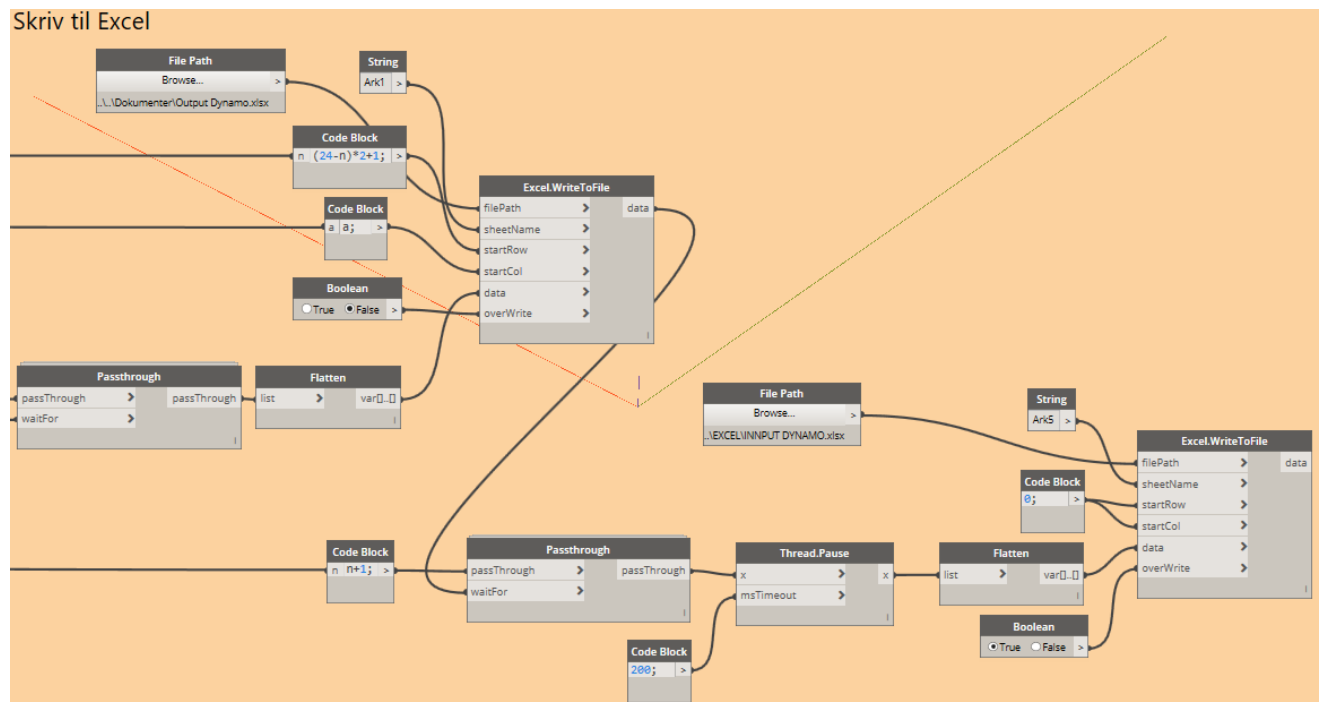
Hvor:

$n = \text{antall stag per bue}$

Sørget for ryddig innføring uavhengig av antall verdier i resultatoverføringen.

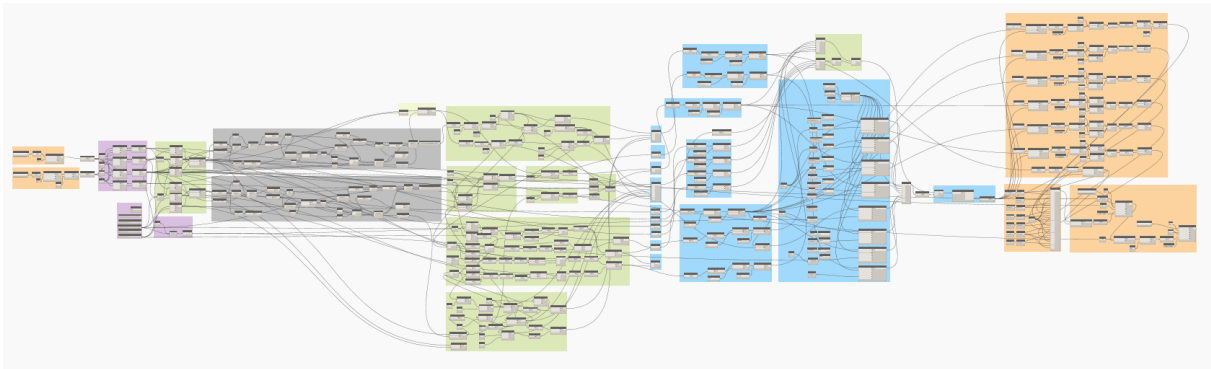


Figur 35: Resultatoppsett



Figur 36: Overføring av resultater til Excel

Når analysen er utført og ønskede resultater er satt opp i en liste er det klart for å skrive resultatet til Excel. For å gjøre denne prosessen automatisk måtte noen noder gjøres avhengige av hverandre slik at utførelsesrekkefølgen ble korrekt. Dette ble gjort ved hjelp av nodepakken «*Clockwork for Dynamo 1.x*». Noden «*Passthrough*» virker på den måten at den lar data slippe gjennom når noden som er koblet til «*waitFor*» er ferdig kalkulert. Dette innebærer at Dynamo ikke skriver resultatene til Excel før resultatene var ferdig beregnet og viktigst av alt, tallet som styrer hele koden fra Ark2 i Excelfil-1 ikke ble overskrevet før resultatet fra foregående modell var på plass. En ekstra sikkerhet for sistnevnte var å legge inn «*Thread.Pause*» som forsinket oppdateringen av Ark2 ytterligere med 200ms da det er denne operasjonen som er selve motoren bak automatiseringen. Om dette ikke hadde vært på plass ville Dynamo og RSA begynt med analyse av ny modell før resultatet av den forrige var skrevet.



Figur 37: Total Kodeoversikt

Bildet over viser den totale koden. Man kan gjenkjenne flytskjemaet i fargekodene i koden. Hvor det til venstre (orange) leses av parametere fra Excel som styrer modellens geometri (grå og grønn), som så gjøres analytisk og analyseres av RSA (blå) og hvor resultatene leses og skrives til Excel (orange).

5.1.3 Robot Structural Analysis

For å klargjøre RSA for optimaliseringen krevdes det at ønskede tverrsnitt, materialer og opplagerbetingelser befinner seg i databasen. Utenom dette kreves det ikke flere modifikasjoner eller handlinger inne i RSA.

6 Parametrisk studie

For den parametriske studien ble koden over benyttet.

Denne typen oppsett krever at følgende valg tas før studien kan utføres:

- Koden kan kun analyseres med ett lasttilfellet, dermed er det viktig at man velger den lastsituasjonen som har størst sjanse for å frembringe ønsket resultat for sammenlikning. Da denne studien har som hovedhensikt å utelukke slakke i stag ble lasttilfellet 11: A-1-Slakk benyttet (**Tabell 3**)
- Koden kan kun analyseres med ett sett av tverrsnitt. Det er derfor viktig at tverrsnittene som benyttes har god nok kapasitet til å gjengi resultater for alle de 2160 modellene. **Vedlegg 12.14**

6.1 Vekting

modellene måles opp mot hverandre på 9 punkter:

- Gjennomsnittlig stagkraft
- Største stagkraft
- Moment M.y bue
- Moment M.y dekket
- Moment M.z dekket
- Aksialkraft N.x bue
- Aksialkraft N.x dekket
- Nedbøyning U.z dekket
- Antall slakke stag

Måten vektingen utføres på er at verdiene for de 9 punktene over sammenliknes med samme verdi for de 2159 andre modellene og blir gitt et nummer mellom 1 og 2160 avhengig av hvor det befinner seg på skalaen (hvor 1 er best).

Dette betyr at total mulig poengsum er 19440 om man skårer dårligst i alle 9 kategorier gitt at ingen modeller skårer likt i noen kategorier.

Hvis flere modeller har samme skår i en kategori slik som er tilfellet «antall slakke stag» vil skåren man får i denne kategorien reflektere hvor mange modeller som har en bedre skår. En følge av at vektingen skjer på denne måten er at modellen som skårer best totalt sett av samtlige modeller ikke nødvendigvis er den beste når man isolerer resultatene med hensyn på en variabel.

8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4
0	0	0	0	0	0
20	20	20	20	20	20
52	54	56	58	60	62
4	5	6	7	8	9
-54401,381	-52832,527	-51422,567	-50153,824	-49014,887	-48155,411
-96311,56	-96152,298	-96379,136	-97007,2	-98070,944	-99622,55
41073,23	42745,625	44592,737	46630,87	48893,638	51434,733
148704,76	151955,32	167425,72	181720,05	195125,31	208179,48
-683176,04	-675532,11	-668144,39	-660941,23	-673362,16	-687425,33
-46,285103	-45,943331	-44,469836	-43,052102	-42,250964	-43,175523
-2025423	-2020733	-2044104	-2039930	-2036275	-2032900
1141478,1	1135735,6	1130357,1	1125279,6	1120439,1	1115742,6
0	0	0	0	1	2
1656	1441	1276	1146	952	829
1922	1909	1933	1977	2047	2119
1165	1373	1567	1750	1909	2029
1059	1165	1636	1955	2098	2145
375	263	176	96	244	442
1618	1582	1423	1224	1079	1236
1998	1969	2134	2109	2079	2051
1951	1908	1874	1816	1766	1705
1	1	1	1	2055	2069
11745	11611	12020	12074	14229	14625
1730	1706	1769	1781	2100	2121

Figur 39: Utdrag fra vekting nr. 4 til 9

10	10	10	10	10	10
1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
24	24	24	24	24	24
52	54	56	58	60	62
2144	2145	2146	2147	2148	2149
-46436,147	-45028,962	-43779,373	-42666,023	-41671,765	-40782,605
-76563,405	-76070,326	-75914,33	-76092,714	-76633,232	-77549,519
37864,774	35539,916	33496,374	31695,033	30727,751	32187,266
123819,2	112800,27	116465,72	123921,23	139902,4	155829,51
-740996,66	-733667,18	-726461,05	-719336,56	-712264,89	-705234,07
-38,228922	-36,401309	-35,8951	-35,398789	-34,207888	-33,742146
-1681186	-1675452	-1672819	-1672216	-1672269	-1696106
993326,26	987111,51	981425,97	976202,21	971315,01	966610,82
0	0	0	0	0	0
630	467	277	201	128	53
52	29	19	32	55	128
798	536	298	148	66	186
161	13	32	164	701	1307
1676	1517	1347	1152	970	808
423	185	133	83	15	7
120	76	60	53	55	211
198	151	103	65	43	21
1	1	1	1	1	1
4059	2975	2270	1899	2034	2722
174	61	15	1	12	51

Figur 38: Utdrag fra vekting nr. 2144 til 2149

Figurene over viser to utdrag fra vektingen av resultatet av modellene. Øverst vises parameterne som er benyttet i modellene og modellenes nummer og nederst vises modellens resultat fra vekting. Tabellen er også fargesatt for å vise tendenser for utviklinger. For sammenlikning var det først tenkt å isolere alle bortsett ifra en variabel. Men på grunn av at både høyde og offset spiller inn på stagenes koordinater på dekket selv om vinkel parameteren holdes konstant vil det heller være interessant å velge den modellen fra vær høyde som skårer høyest. Da dette viser seg å gi tilnærmet lik fordeling av stag på dekket, samt at man da ender opp med å sammenligne optimale modeller. Samtlige modeller og deres vekting finnes i vedlegg 12.14

6.2 Resultat

Resultatet av den automatiske parametriseringen gir grunnlag for utvelgelse av modeller. Som nevnt over er vektingen avhengig av hvilke modeller som sammenliknes med hverandre. Det ble derfor tatt et valg om å isolere grupper av modeller for så å vekte disse innad i gruppen. Modellene som velges for videre analyse er gitt under. Som forventet kommer det frem av vektingen at en høy p/s faktor sammen med n=24 gir de beste resultatene totalt. Men for å se hvor mye p/s og n spiller inn på bruens oppførsel er det ønskelig å sammenligne med optimale modeller fra alle høyder og antall.

- Modeller med laveste skår per høyde og antall stag:

- h=10.0m
 - n=24stk Nr. 2108
 - n=22stk Nr. 1378
 - n=20stk Nr. 657
- h=9.8m
 - n=24stk Nr. 2057
 - n=22stk Nr. 1297
 - n=20stk Nr. 577
- h=9.6m
 - n=24stk Nr. 1957
 - n=22stk Nr. 1247
 - n=20stk Nr. 516
- h=9.4m
 - n=24stk Nr. 1896
 - n=22stk Nr. 1137
 - n=20stk Nr. 416
- h=9.2m
 - n=24stk Nr. 1777
 - n=22stk Nr. 1056
 - n=20stk Nr. 326
- h=9.0m
 - n=24stk Nr. 1706
 - n=22stk Nr. 976
 - n=20stk Nr. 256
- h=8.8m
 - n=24stk Nr. 1616
 - n=22stk Nr. 896
 - n=20stk Nr. 175
- h=8.6m
 - n=24stk Nr. 1536
 - n=22stk Nr. 815
 - n=20stk Nr. 95
- h=8.4m
 - n=24stk Nr. 1455
 - n=22stk Nr. 735
 - n=20stk Nr. 15

oversikt over disse modellene og deres parametere finnes i Vedlegg 12.6.

6.3 Verifisering av resultater fra Parametrisk modell

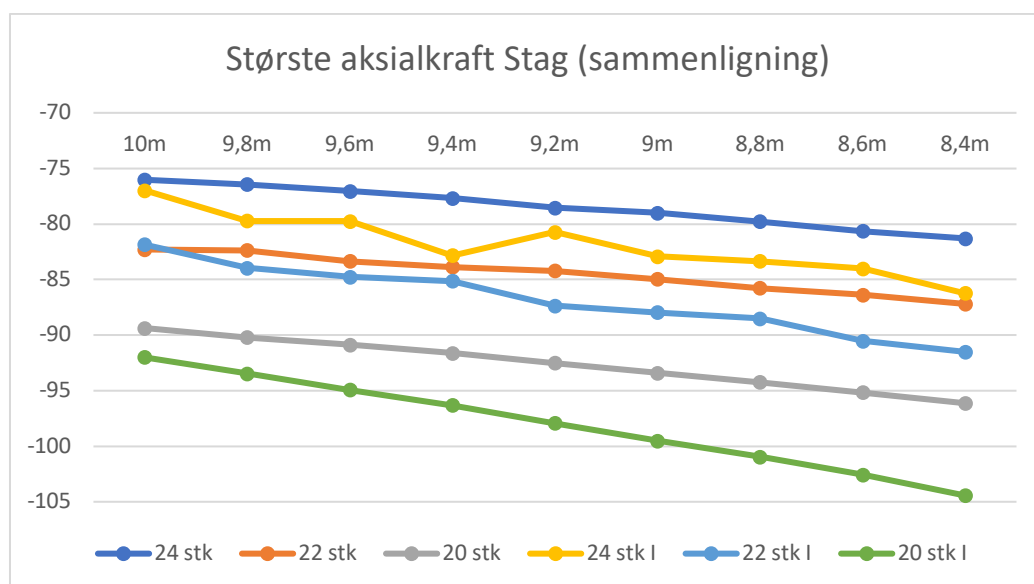
Resultatene som er produsert av den automatiske optimaliseringen bør verifiseres da man ikke er tilstede for å kontrollere under Analysen. Andre punkt som har innvirkning på resultatet er at den automatiserte analysen ikke kunne kjøres som «ikke lineær analyse» og at egenlasten er påført som manuelt beregnede linjelaster.

For å verifisere resultatene fra den automatiske parametriske modellen vil resultatene fra de utvalgte modellene sammenlignes med resultater for de samme modellene i analytisk studie I hvor beskrivelsen av denne analysen er beskrevet i neste kapittel. Siden den automatiske analysen ble utført med lasttilfellet 11: A1-Slakk blir også resultatene fra Analyse I vist for dette lasttilfellet.

I diagrammene under vil kurvene med beskrivelse (24 stk, 22 stk og 20 stk) være fra den lineære automatiske analysen mens de med beskrivelsen (24 stk I, 22 stk I og 20 stk I) være fra den ikke lineære analysen i Analyse I.

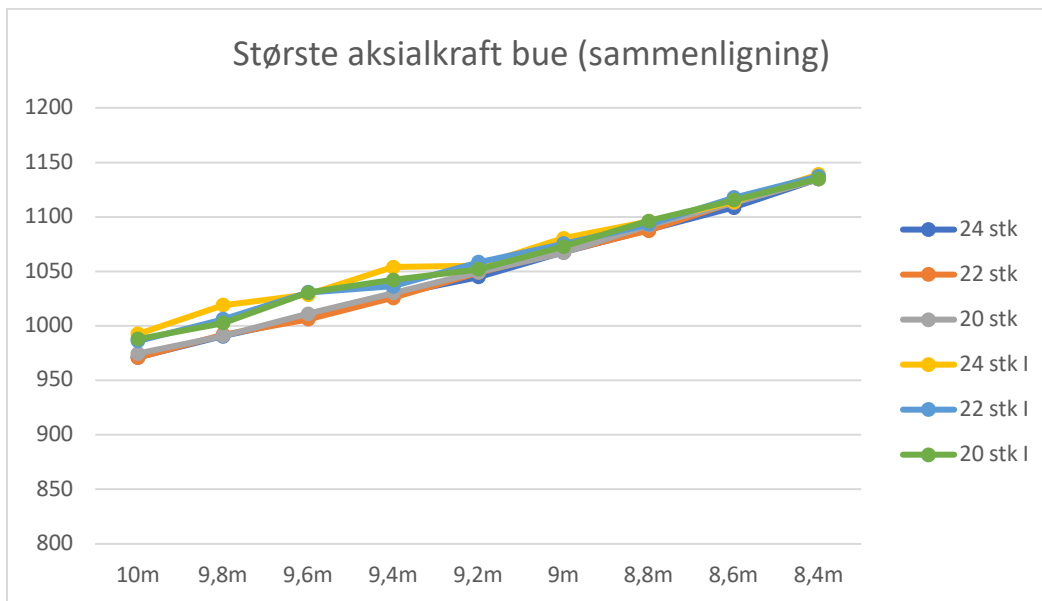
For at resultatene skal kunne verifiseres så trengs det ikke eksakte samme verdier, men verdienes utvikling med skiftende parametere må samsvare med utviklingen gitt for Analyse I. Dette innebærer at vektingen som er gjort for den automatiske parametriske analysen er utført på riktig grunnlag.

Sammenligning av største aksialkraft stag er vist under. Resultatene med reel egenlast og ikke lineær analyse gir høyere verdi for samtlige modeller. Men som det kommer frem av linjediagrammenes form er tendensene lik, som betyr at vi under vektingen ville ha komme frem til de samme modellene.

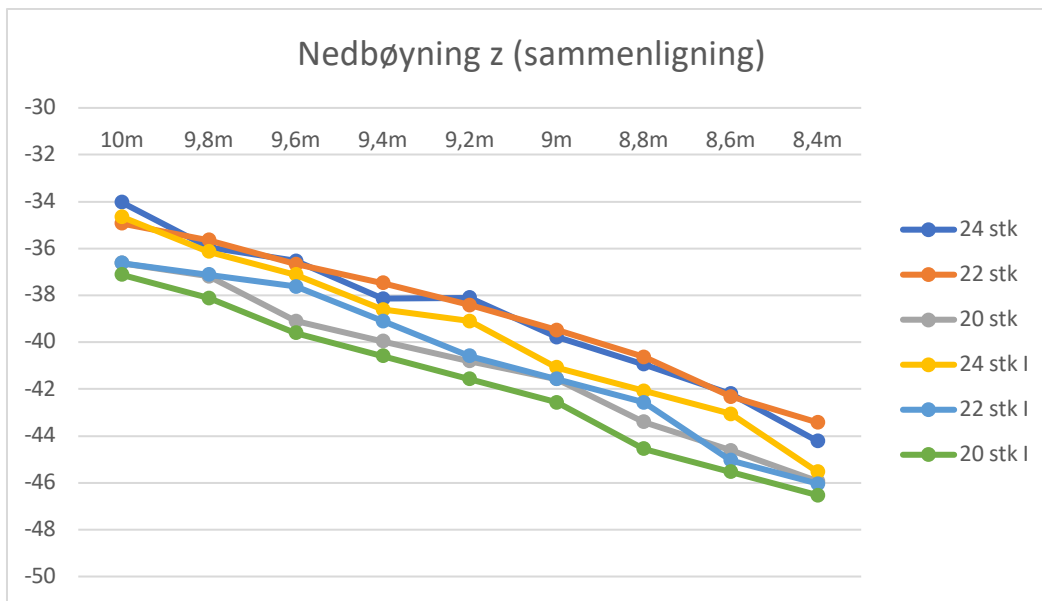


Figur 40: Sammenligning aksialkraft stag

Resultatene for største aksialkraft i bue og nedbøyning av dekket er mere samlet. Også her er tendensene lik for begge analyser så resultatene og vektingen utført i den automatiske analysen antas derfor å frembringe de virkelige optimale modellene.



Figur 41: Sammenligning aksialkraft bue



Figur 42: Sammenligning nedbøyning z

Når man med sikkerhet kan si at man har funnet de optimale modellene på korrekt grunnlag kan analysen utføres ikke lineært for samtlige lasttilfeller og med knekkingsanalyse.

6.4 Sammenligning av Staggeometri

For å se nærmere på hvilken staggeometri som blir gjeldene for de optimale modellene skal vi sammenligne hvilken vinkel stagene har med buen og koordinater stagene får på dekket. Ved valg om radiell geometri er det gitt at avstand mellom stagene på buen og vinkelen mellom tangenten og stag er konstant. For denne sammenligningen er det valgt å se på modellene med 24 stag per bue og høyde fra 10 til 8.4m. Modellene med størst høyde har en stagvinkel på 60-58 grader og de med lavest høyde har stagvinkel på 54 grader. vinkelen for de resterende modellene varierer tilnærmet lineært mellom disse. Variasjonene blant stagfestene er forholdsvis små, med største variasjon på 1,24m og ett snitt på 0.8m. Avstanden mellom stagene varierer da tilnærmet tilsvarende med en maksvariasjon på 1,89m og ett snitt på 1.09m.

Tabell med oversikt over stagkoordinater er gitt i vedlegg 12.13

7 Analyse I

Den videre analysen innebærer:

- Alle lastkombinasjoner fra tabell 2, 3 4 og 5
- Ikke-Lineær analyse
- Samme tverrsnitt som for den parametriske studien
- Knekkingsanalyse

det må påpekes at i denne sammenligningen er det flere faktorer som varierer enn de som kommer frem i grafene i dette kapittelet. Dette fordi det er optimaliserte modeller som sammenlignes og ikke modeller med isolerte variabler.

Oversikt over disse parameterne finnes i vedlegg 12.6

7.1 Global stabilitet

Buene vil være utsatt for knekking da de utsettes for relativt store normalkrefter og er slanke. NS-EN 1993-2 tillater beregning etter 1 ordens teori av bruer utført i stål gitt at Pkt. (5.2.1) i NS-EN 1993-1-1 som lyder $\alpha_{cr} \geq 10$ er oppfylt og at dimensjoneringen skjer elastisk.

Hvor:

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \text{ Kritisk lastfaktor}$$

I denne analysen er konstruksjonens opprinnelige geometri benyttet uten eksentrisiteter som følge av montering og egespenninger, men det er benyttet en tilleggsfaktor p –

delta. Dette innebærer at analysen tar høyde for tilleggskrefter i elementer som følge av gradvis deformert konstruksjon.

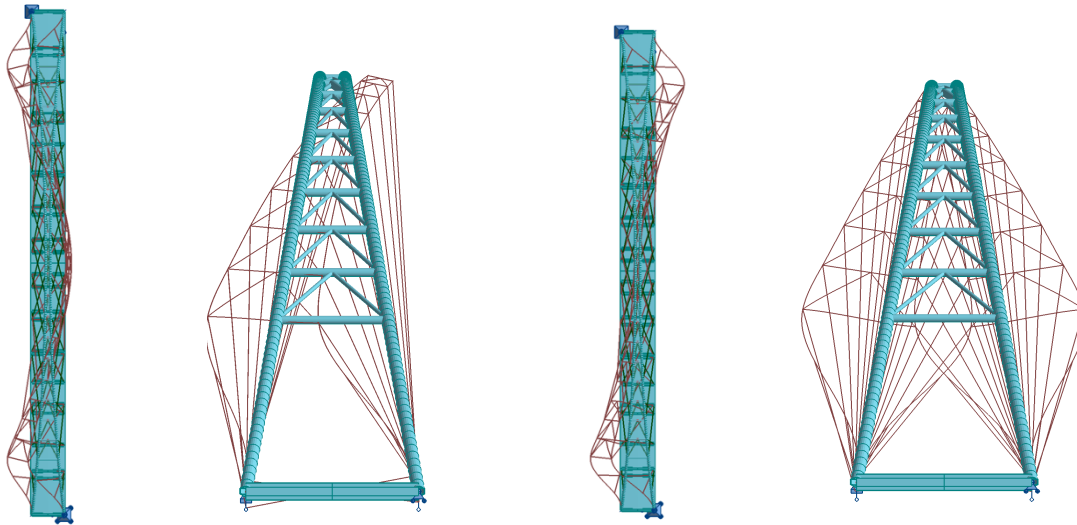
Knekkformene på neste side er de tre første som oppstår for brukonstruksjonen. Knekkformen som først blir oppnådd for samtlige konstruksjoner er knekkmode #1, denne knekker ved at vindportalene symmetrisk knekker ut av bueplanet.

Knekkmode #2 er den andre som oppstår, denne knekker ved usymmetrisk knekking av vindportalene ut av planer. Knekkmode #3 er den tredje som oppstår og er den første knekkformen for bruen i bueplanet.

Knekkingsanalyse er utført for alle lastkombinasjoner.

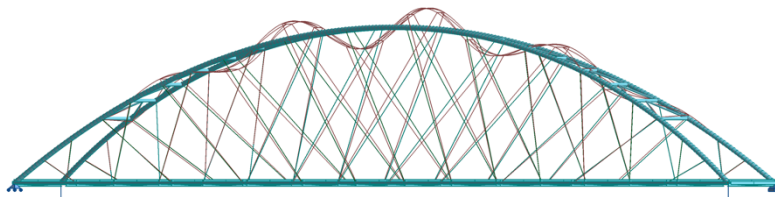
For samtlige modeller er lastkombinasjon 36: A-25-EQU-1 dimensjonerende for knekkmode #1 og #3, for knekkmode #2 er lastkombinasjon 39: A-28-EQU-4 dimensjonerende. Verdiene av disse er presentert i kapittel «7.2 Effekten av høyde og antall»

Siden Knekkmode #2 har kontinuerlig høyere verdi enn knekkmode #1 vill den ikke bli presentert i analysen under men overvåket og vist i vedlegg 12.7.



Figur 45: Knekkmode #1 Symmetrisk knekking av vindportaler

Figur 44: Knekkmode #2 Asymmetrisk knekking av vindportaler

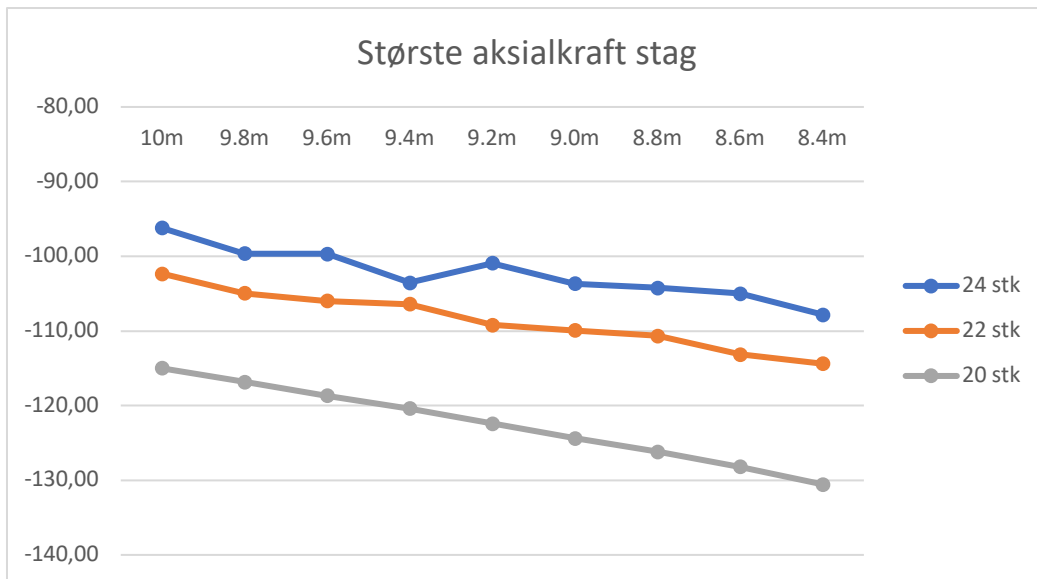


Figur 43: Knekkmode #3 knekking av bue ut av planet

7.2 Effekten av høyde og antall

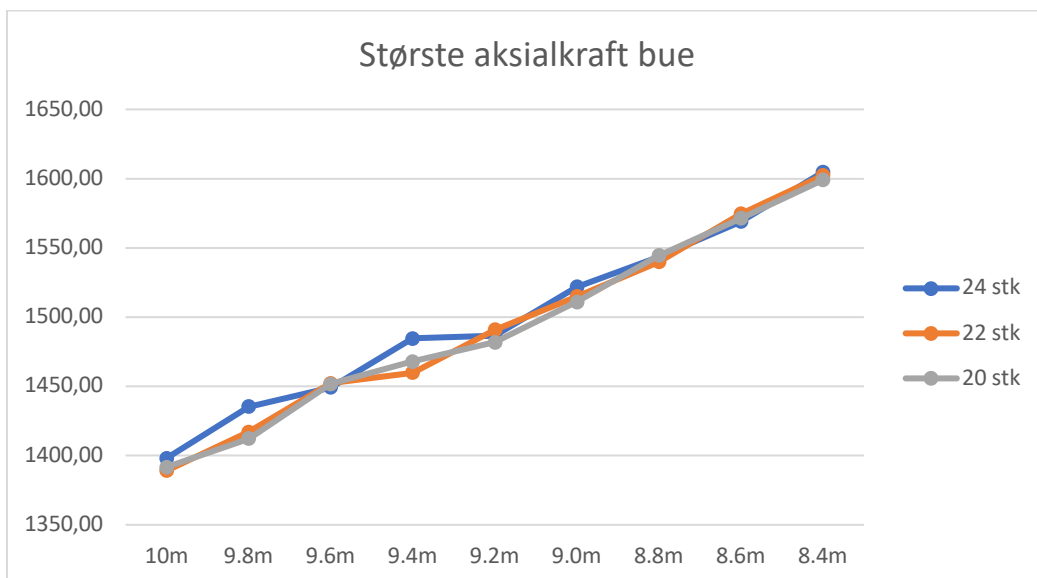
For å se effekten av parameterne høyde og antall er 6 grafer presentert under. Størrelsene som er presentert er gode for å danne et bilde av konstruksjonens oppførsel totalt.

Buens høyde og antallet stag er sett på som hovedparameter i denne oppgaven siden det antas at optimal staggeometri er bestemt på forhånd gjennom vekting og utvelgelse av modeller fra den automatiske analysen. Det er derfor ønskelig å se hvordan optimale brukonstruksjoner med variasjon av nevnte parameterne sammenlignes med hverandre.



Figur 46: Graf (Største aksialkraft stag)

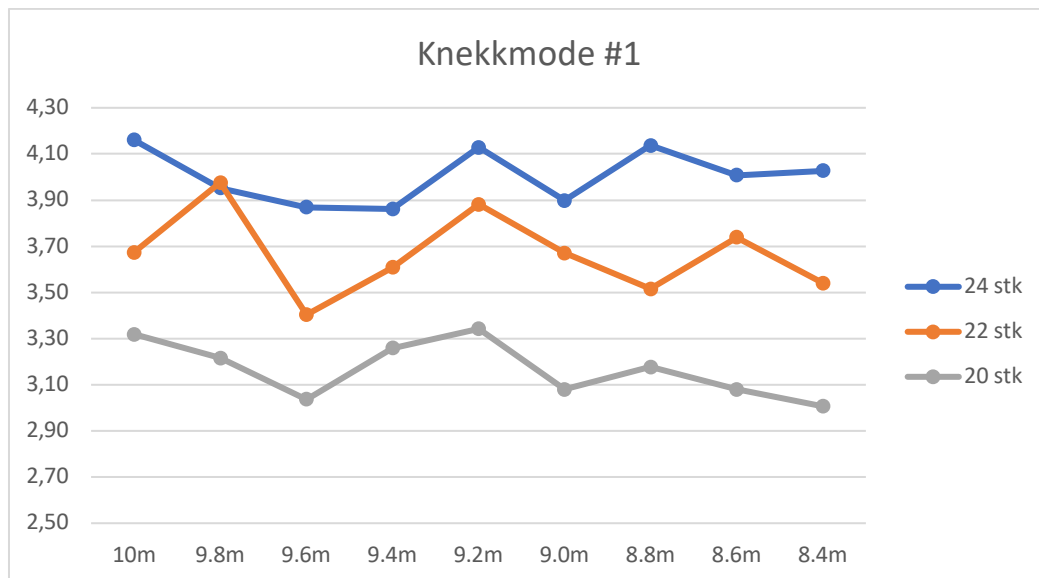
Som grafen over viser er differansen i stagkraft hovedsakelig styrt av antall stag og ikke i like stor grad av høyde. Differansen for utvalgte modeller er på det meste (34.42kN). Om man ser på noen av de 2160 modellene som ikke ble plukket ut kan man se stor variasjon i stagkreftene særlig for de modellene som innehar en spiss vinkel mellom buetangent og stag.



Figur 47: Graf (Største aksialkraft bue)

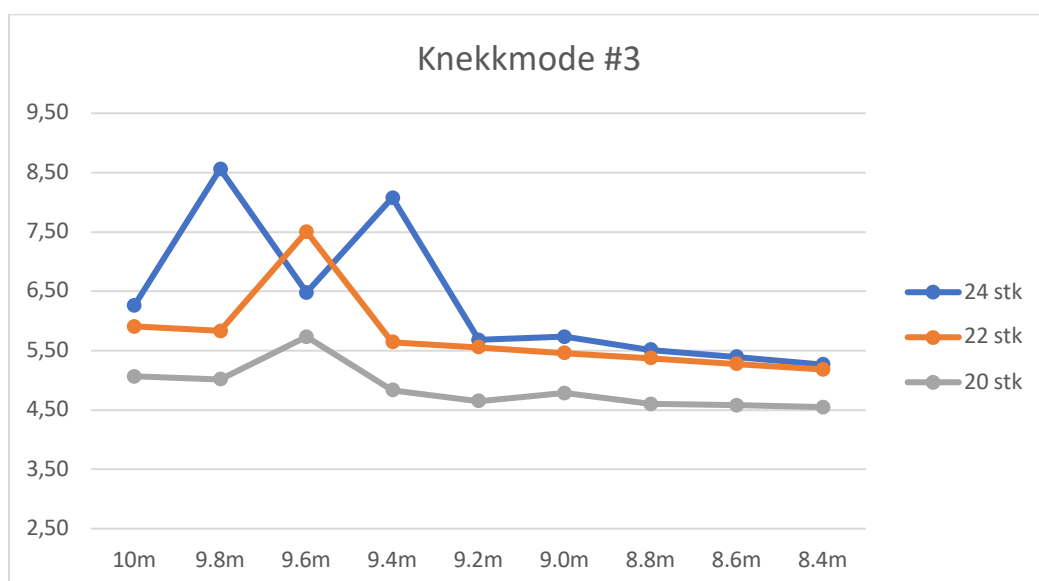
For buens aksialkraft er det motsatt. Her er det høyden å ikke antallet som er utslagsgivende. Dette er naturlig da summen av kraft fra stagene til buen er tilnærmet konstant ved samme høyde, mens resultanten av stagraften til buen får en større

komponent i buelementets akseretning. Videre ser vi at høyere bue gir lavere aksialkraft med største differanse på 14% over en høydifferanse på 1.2m



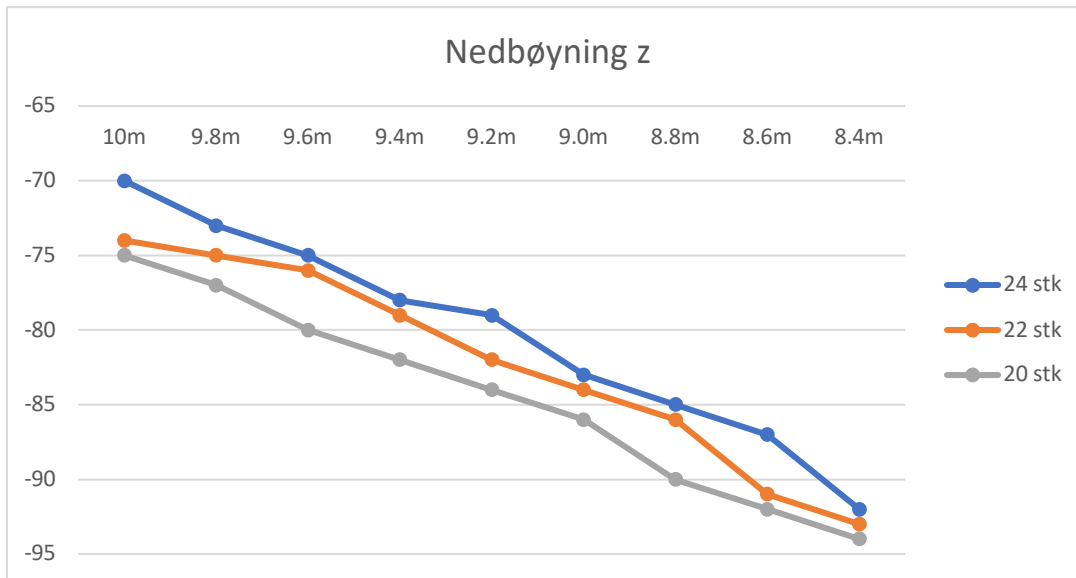
Figur 48: Graf (knekkmode #1)

Hovedforskjellene for modellene er faktor for kritisklast. Hvor differansen mellom antallet stag kommer godt til syne. Ved en reduksjon av antall stag vil avstanden mellom hvert innfestningspunkt på buen øke og da også knekk lengden. Antallet k-fagverk styres også av antallet stag, som også øker knekk lengden ut av planet. Den mest kritiske knekk lengden, fra opplager til første vindavstiver vil også øke tilsvarende ved redusert antall stag.



Figur 49: Graf (Knekkmode #3)

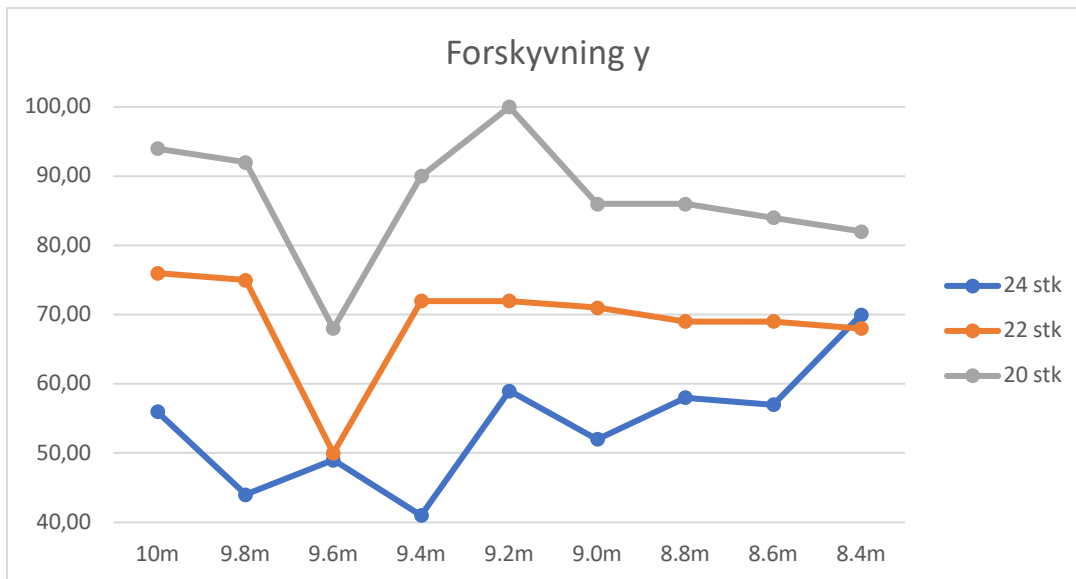
For kritisk last i planet er ikke antallet stag like utslagsgivende. Om man henter ut parameteroversikten for offset fra vedlegg 12.6 ser man at samtlige toppunkter for de tre linjene oppstår for modeller med høy offset sammenlignet med de andre modellene. Høy offset gir kortere vindfagverk og ett stivere samvirke mellom buene.



Figur 50: Graf (Nedbøyning z)

For nedbøyning stiller høyde og antall relativt likt. Antallet stag står for en økning på 2,4mm i snitt per 2 stag mens høyde står for en økning på 2,8mm per 0,2meter.

Alle disse er lave tall. Og viser igjen at modellene er optimalisert da andre modeller som ikke ble plukket ut hadde vesentlig høyere nedbøyning. Også her er modellene med spiss vinkel mellom buetsangent og stag utsatt.



Figur 51: Graf (Forskyvning y)

Forskyvning av bue i y-retning styres hovedsakelig av antallet stag, men vi observerer også at buen blir stivere mot forskyvning ut av planet ved lavere høyde, med unntak av modellene med lav høyde og 24 stag. Om man sammenligner denne grafen med grafen for knekkmode #3 ser vi at modellene som har høy offset har mindre forskyvning ut av planet.

Alle verdier gjengitt i disse grafene samt verdier for mest påkjente element i vær tverrsnittsgruppe finnes i sin helhet i vedlegg 12.7

8 Analyse II

I Analyse II vil utvalgte modellene fra Analyse I optimaliseres videre. Denne optimaliseringen er sammensatt av følgende krav:

- Faktor for kritisklast skal ikke være lavere enn 2.5 for verken i eller ut av planet.
- Tverrsnitt som benyttes skal dimensjoneres elastisk
- Vindfagverket skal ikke ha en diameter på mindre enn 100mm og forholde seg innen tverrsnittklasse 1 eller 2.

Selve analysen utføres på samme måte som for Analyse I.

8.1 Valg av modeller

Modellene velges ut på grunnlag av å vise differanser. Også for denne analysen er det ønskelig å belyse konstruksjonenes variasjon med hensyn på høyde og antall stag.

Så for denne studien velges de to gruppene fra analyse I med maks- og minimumshøyde samt at modellen som ble den totale vinneren under vekting er tatt med i analysen.

- Modellen med laveste skår Totalt:
 - n=24stk Nr. 2147
- Modeller med laveste skår høyde (10m og 8.4m) og antall stag:
 - h=10.0m
 - n=24stk Nr. 2108
 - n=22stk Nr. 1378
 - n=20stk Nr. 657
 - h=8.4m
 - n=24stk Nr. 1455
 - n=22stk Nr. 735
 - n=20stk Nr. 15

Alle parameter for modellene er gjengitt i vedlegg 12.6

8.2 Optimalisering med hensyn til Tverrsnitt

Framgangsmåten for optimaliseringen blir som følger:

- Modellen Analyseres med tilegnede tverrsnitt
- Kritisk faktor $\alpha_{cr} \geq 2.5$ og tverrsnitts kapasitet sjekkes
- Tverrsnitt endres (hovedsakelig bue)
- Kritisk faktor $\alpha_{cr} \geq 2.5$ og tverrsnitts kapasitet sjekkes
- Tverrsnitt endres
- Kritisk faktor $\alpha_{cr} \geq 2.5$ og tverrsnitts kapasitet sjekkes
- Repeteres om nødvendig

Tverrsnittsklasser:

For tverrsnittklasse 4 vil lokal knekking inntreffe før flytespenningen er oppnådd. Ved å dimensjonere elastisk samt benytte tverrsnitt i klasse 1, 2 og 3 behøves det ikke påvisning for lokal knekking.

Definisjon og bestemmelse av tverrsnittklasse for sirkulære hulprofiler er gitt i

NS-EN 1993-1-1 Tabell 5.2:

$\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$	Tverrsnittklasse 1
$\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$	Tverrsnittklasse 2
$\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$	Tverrsnittklasse 3

Hvor:

d er tverrsnittets diameter
 t er tverrsnittets tykkelse

$$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$$

Elastisk Påvisning:

For påvisning etter elastisitetsteorien som en sikker tilnærming for alle tverrsnitt kan følgende likning fra NS-EN 1993-1-1 (6.2.1 (7)) benyttes:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} + \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} \leq 1.0$$

Hvor:

N_{Ed} er dimensjonerende verdi for normalkraften i bjelkeaksen
 $M_{y.Ed}$ er dimensjonerende verdi for momentet om y-aksen
 $M_{z.Ed}$ er dimensjonerende verdi for momentet om z-aksen

N_{Rd} er dimensjonerende kapasitet for normalkraft i bjelkeaksen*
 $M_{y.Rd}$ er dimensjonerende kapasitet for moment om y-aksen*
 $M_{z.Rd}$ er dimensjonerende kapasitet for moment om z-aksen*

*med medregnet eventuell reduksjon for samtidig virkning av skjærkraft.

Strekstag:

Det er valgt å benytte strekkstag av typen ASDO [12]

De opplyser at deres kapasiteter er beregnet ut fra NS-EN 1993-1-8 med følgende likning:

$$F_{t.Rd} = \min \left[\frac{f_y * A_g}{\gamma_{m0}}; \frac{0.9 * f_{ua} * A_s}{\gamma_{m2}} \right]$$

Hvor:

$F_{t.Rd}$ er strekkapasiteten

A_g er skaftarealet

A_s er stagspenningsarealet

f_y er stålets flytespenning

f_{ua} er stålets ultimate spenning

$\gamma_{m0} = 1.0$ og $\gamma_{m2} = 1,25$ For karbon stål.

$\gamma_{m0} = 1.1$ og $\gamma_{m2} = 1,25$ For røstfritt stål.

For påvisning etter elastisitetsteorien blir følgende likning fra NS-EN 1993-1-1 (6.2.3 (1))

benyttes:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} \leq 1.0$$

Resultatet for modellene er samlet i tabell under:

	nr	Diameter stag [mm]	Utnyttelse	likning	N_{Ed}
10m	2147	24	77 %	(6.2.3.(1))	-99,5
10m 24stk	2108	24	72 %	(6.2.3.(1))	-92,77
8.4m 24stk	1455	24	83 %	(6.2.3.(1))	-107,22
10m 22stk	1378	24	78 %	(6.2.3.(1))	-101,06
8.4m 22stk	735	24	88 %	(6.2.3.(1))	-113,67
10m 20stk	657	24	88 %	(6.2.3.(1))	-112,98
8.4m 20stk	15	27	80 %	(6.2.3.(1))	-132,05

Tabell 6: Dimensjonering Stag

Tabellen over viser endelige opptredende krefter, diameter og utnyttelse for mest påkjente stag i modellene. Med gitt valg av stagtype vil de 6 første modellene kunne utføres med samme diameter, mens laveste modell med lavest antallet stag må opp på en diameter på 27mm

Om man sammenligner disse resultatene for krefter med de i Figur 43 ser vi at forholdene mellom resultatene er tilnærmet like selv etter optimalisering av tverrsnitt. Det kan dermed sies at resultatene fra Analyse I gir en god pekepinn på hvordan sluttresultatet vil bli.

Beregningene er vist i sin helhet i vedlegg 12.8

Bue:

Buen er utført i S355 og tverrsnittene som er benyttet for optimalisering oppfyller tverrsnittsklasse 1 eller 2.

De mest påkjente delene av buen for alle modellene befinner seg i området mellom opplager og første vindfagverk. Tabellen under viser hvilke krefter det mest påkjente punktet av buen utsettes for i hver modell samt hvilken utnyttelsesgrad tverrsnittet har gitt likningen (6.2.1(7)). Noen av modellene har ikke like høy utnyttelsesgrad som andre, det kommer da av at faktor for kritisklast ut av planet er blitt gjeldene.

Videre viser tabellen at de fire første modellene kan benytte samme tverrsnitt og de tre siste krever en økning av diameteren på 10mm per modell

	nr	Arch	Utnyttelse	likning	N,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	Mx,Ed	My,Ed	Mz,Ed
10m	2147	310*10	71 %	(6.2.1(7))	1391,01	0,36	37,8	8,86	41,46	-21,85
10m 24stk	2108	310*10	88 %	(6.2.1(7))	1366,35	14,08	36,13	6,48	37,78	-64,99
8.4m 24stk	1455	310*10	92 %	(6.2.1(7))	1546,16	16,71	29,23	4,2	28,64	-72,45
10m 22stk	1378	310*10	94 %	(6.2.1(7))	1334,54	16,7	37,8	4,2	40,12	-80,51
8.4m 22stk	735	320*10	91 %	(6.2.1(7))	1535,23	16,39	32,19	3,6	32,91	-77,9
10m 20stk	657	330*10	92 %	(6.2.1(7))	1336,8	16,41	42,52	4,22	52,5	-87,14
8.4m 20stk	15	340*10	87 %	(6.2.1(7))	1557,47	16,16	36,36	5,67	38,24	-82,06

Tabell 7: Dimensjonering bue

Også for aksialkraften i bue anses Analyse I som en god indikasjon på hvordan sluttresultatet vil bli. Hvor verdier for sammenligning fra Analyse I finnes i vedlegg 12.7.

Vindfagverk:

For utnyttelsesgrad av vindfagverket er det modell 2147 som skiller seg ut. Her ble det valgt én dimensjon for de horisontale og én for de diagonale da differansen i dimensjonerende krefter var stor. Dette er den modellen med mest offset i topp på 1.8m som anses som mulig grunn for de økte kreftene.

Videre så er det også her valgt dimensjon med bakgrunn i kritisk faktor noe som holder utnyttelsesgradene relativt lave.

	nr	Vindavstivere	Utnyttelse	likning	N,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	Mx,Ed	My,Ed	Mz,Ed
10m	2147	200*8	75 %	(6.2.1(7))	-35,8	297,72	-26,45	-0,21	-5,22	-49,95
		100*5	39 %	(6.2.1(7))	177,6	-0,17	-0,19	-0,01	-0,08	-0,017
10m 24stk	2108	100*5	40 %	(6.2.1(7))	-50,14	1,65	-1,06	0,05	-1,65	-1,81
8.4m 24stk	1455	100*5	36 %	(6.2.1(7))	-67,88	-0,04	2,74	0	-2,59	-0,02
10m 22stk	1378	100*5	40 %	(6.2.1(7))	-55,13	-0,04	3,39	0,01	-3,21	-0,05
8.4m 22stk	735	100*5	42 %	(6.2.1(7))	-67,17	-0,02	3,4	0,01	-3,25	-0,03
10m 20stk	657	150*5	43 %	(6.2.1(7))	-50,93	1,56	-1,16	0,13	-1,92	-1,86
8.4m 20stk	15	150*5	34 %	(6.2.1(7))	-129,93	-0,73	8,14	-0,1	-8,72	-0,58

Tabell 8: Dimensjonering vindfagverk

Nedbøyning og forskyvning:

Nedbøyning og forskyvning sjekkes for lasttilfeller 26-35. SLS KAR.

Kravene til nedbøyning er gitt av Håndbok 400 Pkt. (3.6.1) hvor maks nedbøyning er satt til $L/350$ noe som tilsvarer 185.7mm for denne bruene. Som tabellen under viser er alle nedbøyninger innenfor gitt krav.

	nr	Nedbøyning (z)	Forskyvning (y)
10m	2147	-73	48
10m 24stk	2108	-75	70
8.4m 24stk	1455	-99	73
10m 22stk	1378	-77	97
8.4m 22stk	735	-101	87
10m 20stk	657	-78	105
8.4m 20stk	15	-91	77

Tabell 9: Oversikt nedbøyning og forskyvning

For begge bruene er største opptredende vinkelendring om vertikal akse for lasttilfellet 23: og har verdien 0.0573 grader. Siden geometrien rundt bruens ender ikke er definert eller dimensjonert vil heller ikke vinkelendringen bli målt opp mot tillat endring.

Sluttresultatet for kritisklastfaktor er gitt i tabellen under. Som det kommer frem av tabellen har alle modellene kritiske lastfaktorer over 2.5 da dette var ett av kriteriene under optimaliseringen av tverrsnitt.

	nr	1# ut av planet	2# ut av planet	1# i planet	1# Dead ut
10m	2147	2,77	2,99	7,34	9,72
10m 24stk	2108	3,18	3,46	5,16	10,26
8.4m 24stk	1455	2,82	3,03	3,78	10,12
10m 22stk	1378	2,55	2,80	4,15	9,10
8.4m 22stk	735	2,62	2,86	3,90	9,38
10m 20stk	657	2,59	2,80	4,14	9,22
8.4m 20stk	15	2,64	2,82	5,46	9,07

Tabell 10: Oversikt kritisk lastfaktor

Det er ikke gjort noe kostnadsestimat i denne oppgaven. Men siden samtlige bruer har samme hoved geometri, tverrsnitts-typer og dekke vil en oversikt over konstruksjonens vekt gi en indikasjon på hvilken bro som er den mest lønnsomme.

	nr	Vekt Konstruksjon	Vekt Belegning	Vekt rekkverk	vekt total [kg]
10m	2147	85423,3797	29826,243	13256,108	128505,73
10m 24stk	2108	85088,9179	29826,243	13256,108	128171,27
8.4m 24stk	1455	84925,7658	29826,243	13256,108	128008,12
10m 22stk	1378	84995,1054	29826,243	13256,108	128077,46
8.4m 22stk	735	85011,4206	29826,243	13256,108	128093,77
10m 20stk	657	85443,7737	29826,243	13256,108	128526,12
8.4m 20stk	15	88706,8157	29826,243	13256,108	131789,17

Tabell 11: Oversikt egenlast

Største differanse for «vekt konstruksjon» er 4,26% noe som utgjør 3,78 tonn. Denne differansen ligger hovedsakelig i hvilket tverrsnitt som er valgt for buen.

Ut ifra denne analysen kan man se at modellen som skåret best for gruppen (h=10 og n=24) altså modell 2108 presterer bedre enn den totale vinneren 2147 på samtlige punkter bortsett ifra nedbøyning og forskyvning. Det er allikevel valgt å gå videre med modell 2147 for lokale dimensjonerings.

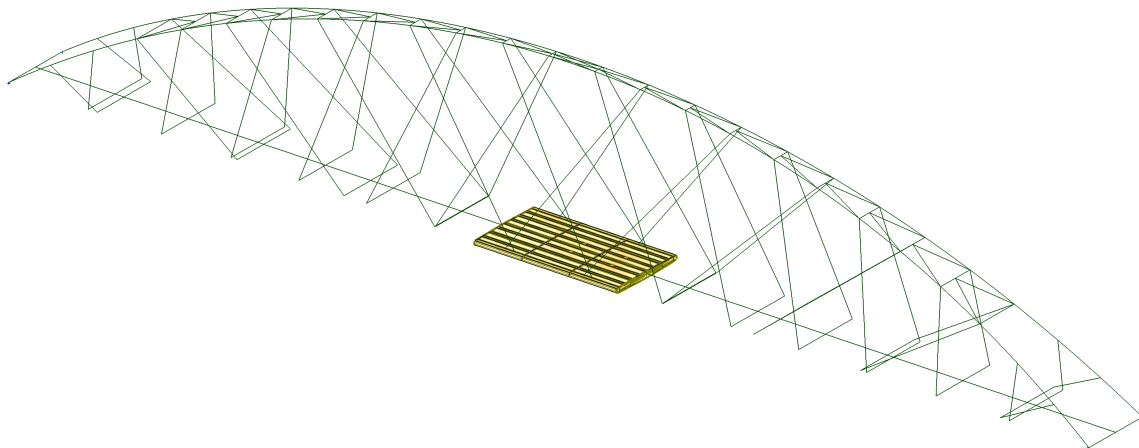
8.2.1 Lokal verifikasjon av brudekket

Dekket er en kompleks stålbjelke som går under tverrsnittklasse 4.

i denne oppgaven er det ikke utført håndberegninger for verifikasjon av dekkets kapasitet.

Den er til gjengjeld modellert en detaljert skallmodell av dekket i RSA som er plassert i modell 2147.

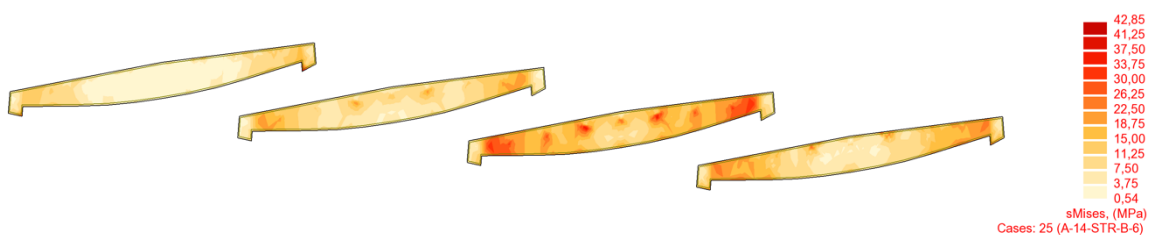
Lasttilfellene som benyttes for lokal verifikasjon av dekket er det samme som for globalanalysen men med modifikasjon fra stripelast til flatelast. En annen endring er påføringen av tjenestekjøretøyet, som nå får påføring som beskrevet i Figur 18.



Figur 52: Utsnitt av innsetting av skallmodell

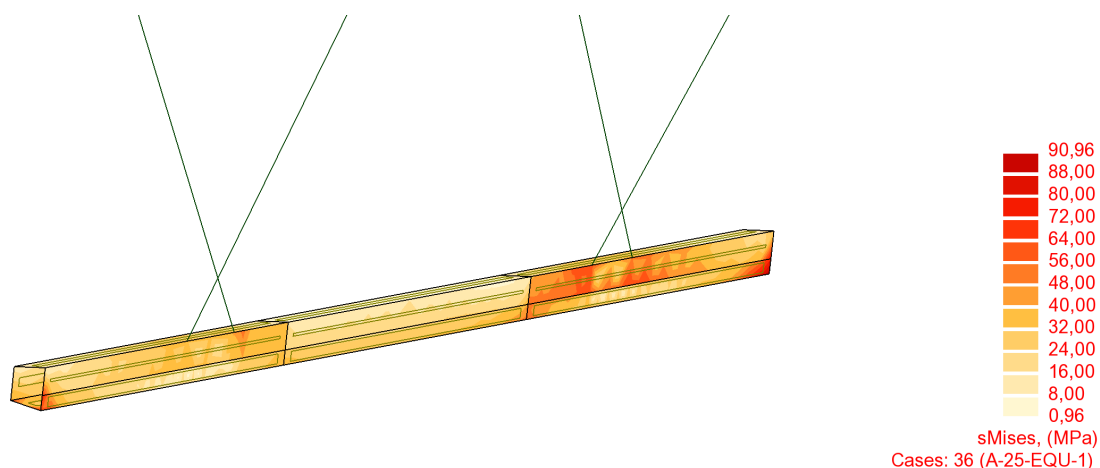
Måten dette er gjort på er at 3 moduler av dekket i modell 2147 er byttet ut med skallmodellen. Disse er så koblet sammen i endene med stavelementene som representerer samme tverrsnitt.

For alle komponenter i dekket bortsett ifra kantdrageren er det lasttilfellet 25 med tjenestekjøretøy som gir høyest utnyttelse.



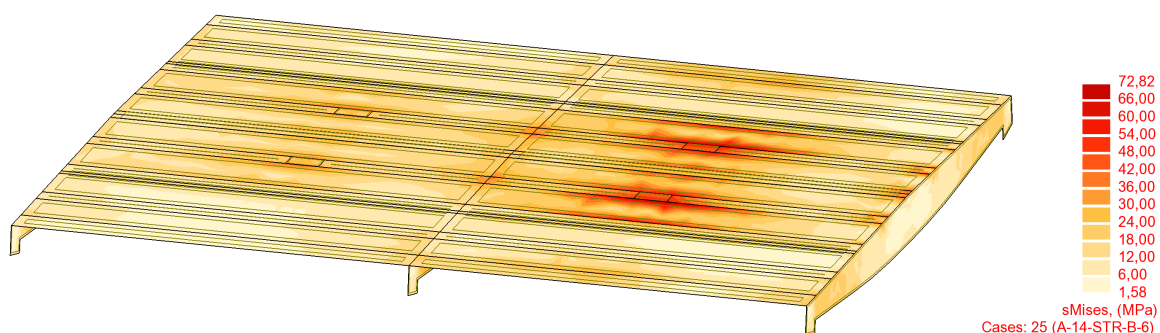
Figur 53: Spenningsfordeling Tverrplate

Tverrplatene er av tykkelse 15mm og står vær tredje meter. Spenningene for tverrplatene er $42,85 \frac{N}{mm^2}$ for verst plassering av kjøretøy. Noe som er under dimensjonerende flytespenningen.



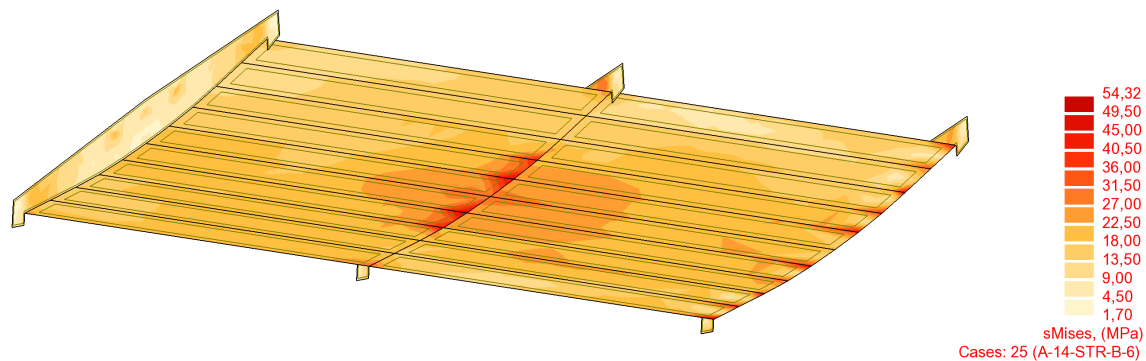
Figur 54: Spenningsfordeling Kantbjelke

Kantdrageren er ett bokstverrsnitt med sideplater og bunnplate med tykkelse 12mm og topplate med tykkelse 15mm. Største mises spenning for lasttilfelle 36. på $90,96 \frac{N}{mm^2}$. disse spenningene befinner seg ved stagoppheng og overgang drager/Tverrplate.



Figur 55: Spenningsfordeling Overside dekket

Dekkets overside viser plasseringen av kjøretøyet godt. Det er ikke medregnet lastutbredelse på grunn av belegning siden det har vist seg å ikke være nødvendig da det også her er lave spenninger i tverrsnittet.



Figur 56: Spenningsfordeling Underside dekket

Dekkets underside er mest påkjent i overgangen mot tverrplaten med største verdi på $54,32 \frac{N}{mm^2}$.

Lokalanalysen viser at dekket er langt fra å være utnyttet lokalt. Dekket ble utformet under en tidliganalyse med hensyn til kritisk last og nedbøyning/utbøyning.

Men siden det ikke er utført analyse for lokal knekking av platekomponentene i dekket er det vanskelig å si noe om den reelle utnyttelsen. Om tiden hadde strukket til ville det ha vært interessant å se på et dekket med høyere utnyttelse og hvordan dette dekket med sin nye vekt og stivhet ville ha påvirket konstruksjonen som helhet.

8.2.2 Dimensjonering knutepunkter

Dimensjonering av knutepunkter er utført i samsvar med NS-EN 1993-1-8 og alle knutepunkter som dimensjoneres er for opptredende krefter i modell 2147. knutepunktene som blir dimensjonert i denne oppgaven er løfteører og staginnfestninger.

For staginnfestingen har Asdo (stagprodusent) en tabell som viser deres pre aksepterte løsninger for innfesting, disse vil bli brukt som kontroll av egne beregninger.

Overgang mellom bue, dekket og opplager vil ikke bli dimensjonert.

For alle beregninger av knutepunkter er følgende formelverk benyttet:

- Tabell 3.9 Type A i NS-EN 1993-1-8 gir geometriske krav til bolteforbindelsen.
- Tabell 3.10 i NS-EN 1993-1-8 gir dimensjoneringskriterium for boltens avskjæringskapasitet og hullkantrykket mellom bolt og plate.
- Pkt(4.5.3.2) i NS-EN 1993-1-8 gir dimensjonerende kapasitet for kilsveis basert på retningsmetoden.

Løft og løfteører:

Det forutsettes at broen bygges på land og løftes på plass av én mobilkran.

Siden det kun benyttes én kran ønskes det at punktet hvor løftetekablene møtes er så høyt som mulig. Dette for å kunne montere løfteutstyr til ørene uten å komme i konflikt med buene. Dette har også innvirkning på hvordan kreftene overføres til konstruksjonen ved løft, med et høyere løftepunkt vil kreftene som opptrer bli mere lik opplagerkreftene konstruksjonen vil få når den er montert. Høyden til løftepunktet er dermed avgjørende for hvilken utforming løfteøret skal ha og hvilken vinkel løftetekablene vil få.

Det velges å benytte kran av typen «Liebherr LG 1750» hvor kranutlegg bestemmes av kranoppsett og halve spennvidden til bruene. Valgte kranoppsett vil bygge 12m, så sammen med halve spennvidden blir totalt kranutlegg 44.5m. Det velges derfor et oppsett som gir 48m slik at kapasiteten til kranen ikke utnyttes maksimalt ved løft. Kapasitet ved valgt kranoppsett ved 48m utlegg er 156 tonn gitt en høyde av bom på 56-63m. Se vedlegg 12.9 for løftetabell og kranutforming. [13]

Utformingen av løfteøret bestemmes da hovedsakelig av vinkel på løftekabel, vinkel på buen ved opplegg, dimensjonerende sveiselengde og hullkantrykk.

Ved en løfthøyde på 30m over brudekket vil vinkelen på løftetekablene bli 43 grader.

$$\alpha_{løft} = \text{atan}\left(\frac{h_{løft}}{\frac{s}{2}}\right)$$

Opptredende kraft for løfteørene er egenlasten av bærekonstruksjonen. Dette innebærer at rekkverk og belegninga monteres etter løft.

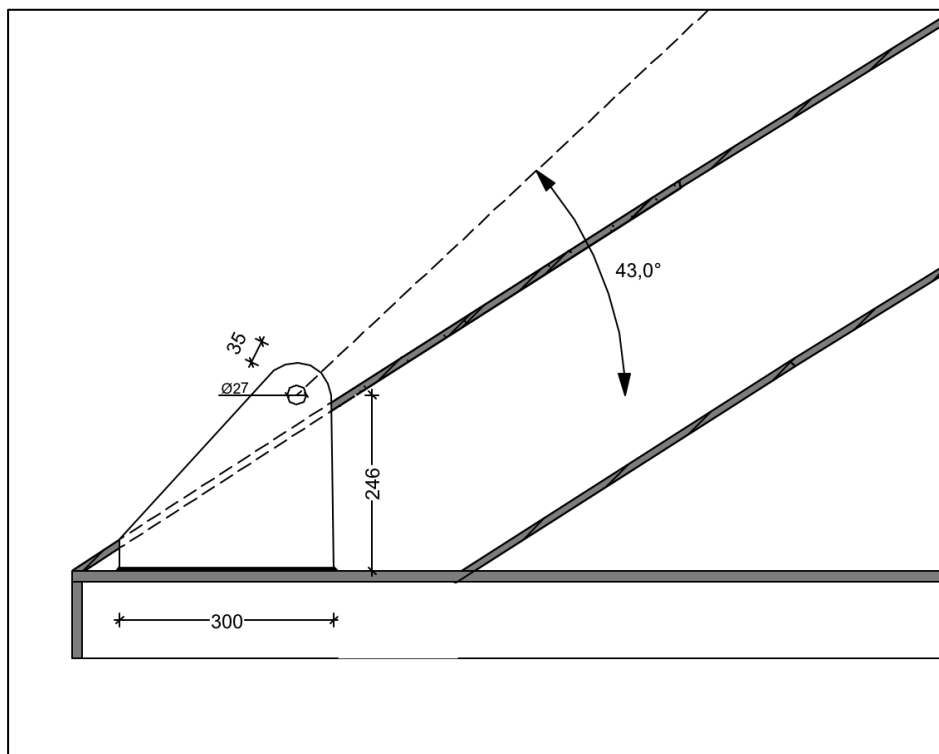
kraften i hvert løfteøre settes til ¼ av bærekonstruksjonens egenlast med en forutsetning om at ingen av utnyttelsesgradene overstiger 85%, dette for å ta høyde for at lasten per øre kan variere.

Øret monteres inn slisset i bunnen av buen og sveises mot dekket i bunn som vist i figur 54. Det vil også bli sveiset mot buen for å hindre fuktinntrenging men kapasiteten av denne sveisen medregnes ikke.

Minimumsplategeometri etter tabell 3.9 i NS-EN 1993-1-8 gir minimumskantavstand gitt:

- Boltediameter = 25mm
- Hulldiameter = 27mm
- Platetykkelse = 27mm
- Flytespenning plate = 355
- Flytespenning bolt = 540

Gir minimumskantavstand lik 31.2mm. avstanden settes lik 35mm



Figur 57: Skisse av løfteørets utforming

Kapasitet for platens hullkantrykk og avskjæring av bolt beregnes ut fra følgende formel:

$$F_{b.Rd} = \frac{1.5 * t_{plate} * d_{bolt} * f_y}{\gamma_{m0}}$$
$$F_{v.Rd} = \frac{0.6 * A_{bolt} * f_{up}}{\gamma_{m2}}$$

Sammenlignet med opptredende kraft får vi utnyttelsesgrader for hullkantrykk og avskjæring lik 61.2% og 82.3%.

For sveisen benyttes retningsmetoden. Kraft fra løftkabel dekomponeres i vertikal og horisontal retning samt at horisontalkomponenten danner et moment sammen med avstanden fra senter bolt til sveis.

$$F_{Ed.n} = F_{Ed} * \sin(\alpha_{løft})$$

$$F_{Ed.v} = F_{Ed} * \cos(\alpha_{løft})$$

$$M_{Ed} = F_{Ed.v} * L_{arm}$$

Sveisens opptredende normalspenningskomponent og normalskjærspenningskomponent som funksjon av a-mål settes lik i retningsmetoden og er gitt som følger:

$$\sigma_{n.norm}(a) = \tau_{skjær.norm}(a) = \frac{F_{Ed.n}}{\sqrt{2} * 2L * a} + \frac{M_{Ed} * L}{\frac{\sqrt{2}}{12} * a * (2L)^3}$$

Sveisens opptredende parallellskjærspenningskomponent som funksjon av a-mål er gitt som følger:

$$\tau_{skjær.par}(a) = \frac{F_{Ed.v}}{2L * a}$$

Disse kombineres så i ligningen under, som gir total spenning i sveisens tverrsnitt og sammenlignes da med sveisens kapasitet:

$$F_{Ed.Sveis} = \sqrt{(\sigma_{n.norm}(a))^2 + 3(\tau_{skjær.par}(a) + \sigma_{n.norm}(a))^2}$$

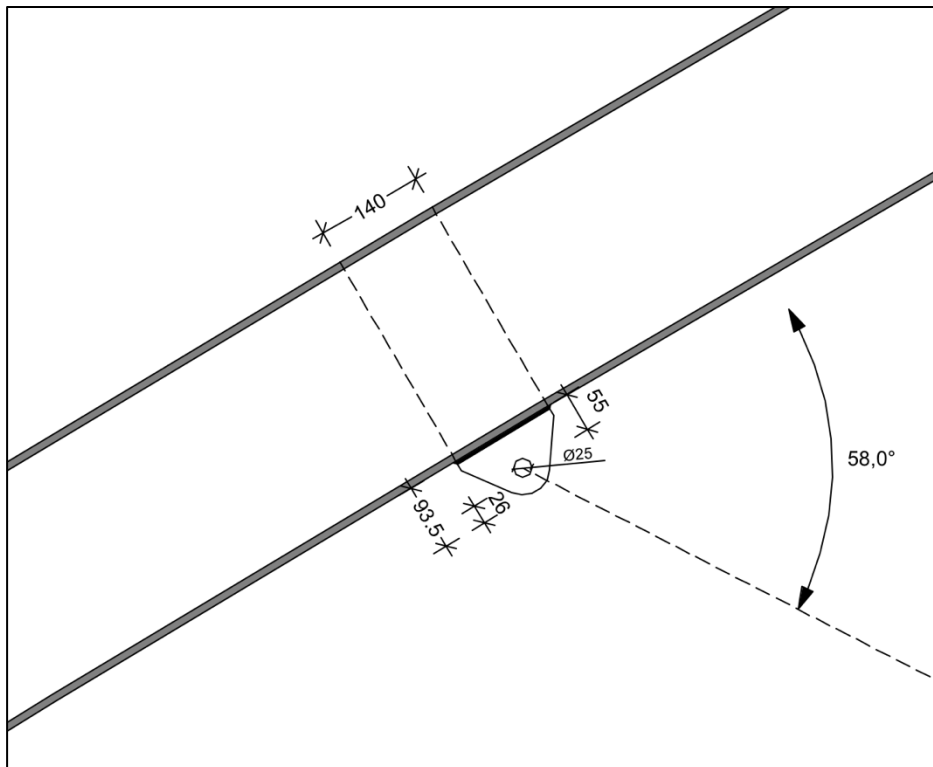
$$F_{Rd.Sveis} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} * \beta_w}$$

Med valgt sveisbar lengde lik 300mm gir et a-mål på 5mm tilstrekkelig kapasitet med en utnyttelse av sveisen på 69%.

Beregningene er vist i sin helhet i vedlegg 12.10.

Staginnfesting til bue:

Innfestingen av stagene til buen vil skje med plater ført inn i buetverrsnittet og sveise ved begge gjennomganger. Det medregnes ikke kapasitet fra sveisen i overkant av buen. Det er ikke utført en lokalanalyse for kontroll av lokale spenninger som øret overfører til buens gods. Om dette skulle vise seg å være et problem kan den sveisbare lengden av øret økes slik at spenningsfordelingen i buen blir større.



Figur 58: Skisse av stagørets innfestning til bue

Minimumsplategeometri etter tabell 3.9 i NS-EN 1993-1-8 gir minimumskantavstand gitt:

- Boltediameter = 24mm
- Hulldiameter = 25mm
- Platetykkelse = 20mm
- Flytespenning plate = 355
- Flytespenning bolt = 540

Geometrikravet gir da en kantavstand på 24mm og velges å settes til 26mm.

Minimumsbredde blir da 77 mm, dette gjelder for sentrisk belastning. Bredden ble satt til 140mm for å kunne benyttes for u sentrisk kraftpåføring. Dette letter også produksjon og montering.

Kapasitet for platens hullkantrykk og avskjæring av bolt beregnes ved bruk av samme formelverk som for løfteøret og gir kapasitetsutnyttelsene på 40.9% og 42.4%

Kraftens dekomponering er lik som for løfteøret, men nå med hensyn til stagvinkel på 58 grader.

$$F_{Ed.n} = F_{Ed} * \sin(\alpha_{stag})$$

$$F_{Ed.v} = F_{Ed} * \cos(\alpha_{stag})$$

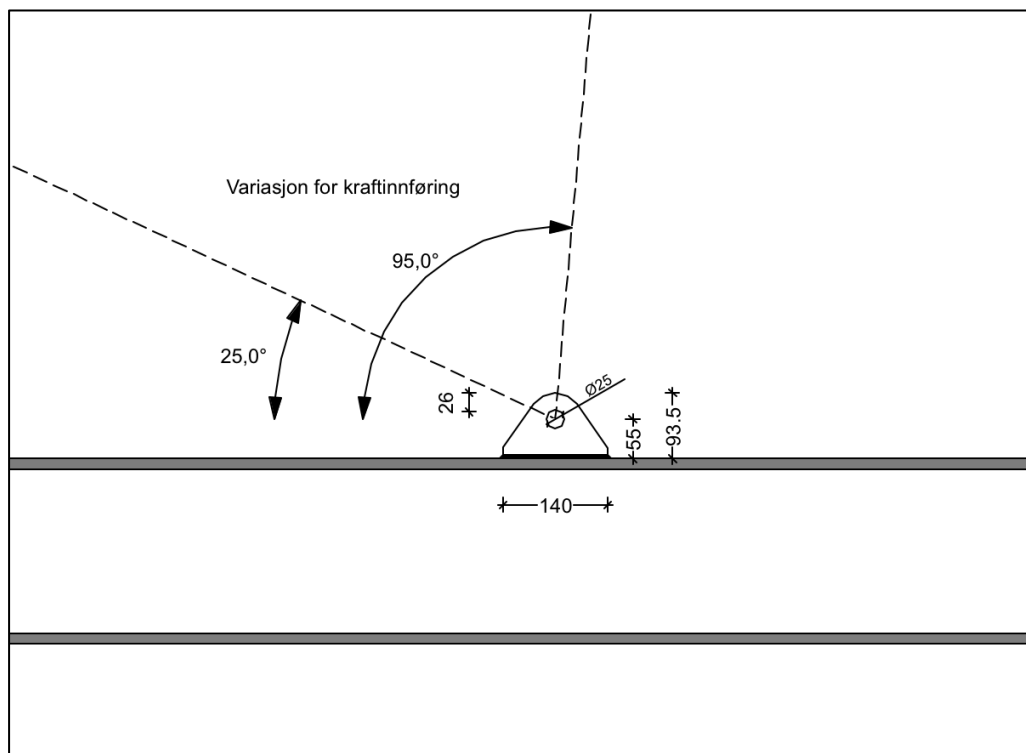
$$M_{Ed} = F_{Ed.v} * L_{arm}$$

Ved kombinerende av opptredende spenninger i sveisetverrsnittet gitt sveisbarlengde lik 140mm, gir et a-mål på 5mm en kapasitetsutnyttelse på 37.9%

Beregningene er vist i sin helhet i vedlegg 12.11

Staginnfesting til dekket:

Innfestingen av stagene til dekket vil bli utført ved å sveise stagøret til dekket. Området hvor stagørene festes er direkte over steget til kantbjelken i dekket, noe som vil hindre at platen i dekket får store skjærkrefter.



Figur 59: Skisse av stagørets innfestning til dekket

Opptredende kraft og geometri er lik som for øret som festes til buen. Dermed vil kapasiteter for hullkantrykk og avskjæring være lik.

Differansen for dette øret er at kraftinnføringsvinkelen varierer. Dermed er formelverket benyttet i de foregående dimensjoneringene endret ved å legge inn stagvinkel som variabel. Vinkelen for kraftinnføring varierer fra 25-95 grader.

$$\sigma_{n.norm}(a, \alpha_{stag}) = \frac{F_n}{\sqrt{2} * 2L * a} + \frac{M_{Ed} * L}{\frac{\sqrt{2}}{12} * a * (2L)^3}$$

$$\tau_{skjær.par}(a, \alpha_{stag}) = \frac{F_v}{L * a}$$

$$F_{Ed.Sveis}(a, \alpha_{stag}) = \sqrt{(\sigma_{n.norm}(a, \alpha_{stag}))^2 + 3(\tau_{skjær.par}(a, \alpha_{stag}) + \sigma_{n.norm}(a, \alpha_{stag}))^2}$$

Dette fører til en noe høyere utnyttelse av sveisen, med en maksimal utnyttelse for stagvinkel lik 25 grader og a-mål lik 5mm på 41.9%

Beregningene er vist i sin helhet i vedlegg 12.12

9 Diskusjon

Oppgaven har hatt som mål å opprette en parametrisk modell som kunne benyttes både manuelt og automatisk til å optimalisere geometrien til en nettverkbuebru gitt radiell staggeometri. Denne delen vil diskutere kvaliteten av selve prosessen og utbyttet av den.

9.1 Parametrisk modell

Dynamo som verktøy for å frembringe ønsket geometri med valgte størrelser som parametere fungerer utmerket. Dynamos visuelle tilnærming til koding gjør dette til et verktøy som kan benyttes uten annen forkunnskap enn logikk og matematisk forståelse.

9.1.1 Manuell

Interaksjonen mellom Dynamo og RSA under en manuell parametrisering er upåklagelig. Muligheten for å utforme avansert geometri med absolutt nøyaktighet sammen med muligheten for å trekke ut ønskede størrelser som variabler har vist seg å effektivisere prosessen i RSA betraktelig målt opp mot tradisjonell modellering.

Innsetting av laster gjennom dynamo er effektivt og nøyaktig, og forandrer seg i takt med endringer gjort i Dynamo. Svakheter som begge modellene innehar er at temperaturlast og laster med eksentrisitet ikke kan legges inn direkte fra Dynamo, men må plasseres manuelt i RSA.

Ved å benytte den manuelle modellen uten skriving til Excel kan man også legge inn samtlige lastkombinasjoner og de kan inneholde konstruksjonens egenlast.

I en reell situasjon hvor brukeren som benytter modellen har god kjennskap til nettverkbruens oppførsel ville det ha vært mulig å utelukke en eller flere parametere fra modellen og minket spektret til de resterende. Dette hadde ført til at antallet manuelle korrigeringer av modellen ble færre og et optimalisert resultat kan hentes ut på kortere tid.

Ved bruk av den manuelle modellen er det også muligheter for å gjøre endringer i Robot direkte, da bruker fysisk er tilstede under modellforandringene. Dette kan være endringer som for eksempel tverrsnitt.

9.1.2 Automatisk

Det har vist seg at en automasjon av informasjonsflyt mellom Dynamo, RSA og Excel er en skjør prosess med høy sannsynlighet for svikt underveis i beregningene.

Det ble gjort målinger på tidsbruk per modell og de første målingen viste at beregningstiden i snitt lå på litt 1.5 minutt. Men lengere ut i beregningene ble det oppdaget at tiden økte med 40-60 sekunder per modell etter ett gitt antall utførte analyser. Ved feilsøking ble det konkludert med at dette er et resultat av RSA sin «angrefunksjon».

Siden modellen endrer geometri ganske betraktelig mellom vært sett med parametere må RSA ta vare på et stort antall modeller i sitt internminne. Dette førte til at programmene måtte avsluttes etter ett gitt antall modeller for så å startes på nytt med neste modell i rekken. Omstart ble foretatt rundt 40 ganger, altså rundt vær femtiende modell.

En annen svakhet oppsettet har er at nodene i Dynamo som benyttes for å danne analytiske elementer husker ID-nummer for elementer mellom vær modell. Dette resulterte i at hvis stagenes innfestningspunkt på dekket kom for tett sammen ville elementet mellom dem utgå i RSA men eksistere i Dynamo. Noe som da resulterte i at Dynamo og RSA hadde forskjellig nummerering og dermed feilmelding i analysen. Denne feilen oppsto 8 ganger og krevde dermed samme antall omstarter.

Summen av disse svakhetene resulterte i at optimaliseringsberegningene som opprinnelig ble antatt å ta rundt 54 timer endte opp med å ta rundt 5 dager.

Lik som for den manuelle modellen er innleggelsen av laster effektivt og nøyaktig, men ved benyttelse av nodepakken «*Structural Analysis for Dynamo*» vil vi kun ha muligheten for å gjennomføre analysen med en lastkombinasjon. Denne kobinajsonen kan i tillegg ikke inneholde egenlasten, noe som fører til at den må beregnes manuelt og påføres som linjelaster på hvert enkelt element.

Som følge av at man kun kan benytte en lastkombinasjon må det gjøres et valg av hva man ønsker å optimalisere konstruksjonen for. I denne oppgaven ble det valgt å utføre optimaliseringen med en lastkombinasjon for påvisning av slakke i stag. Det har vist seg etter endt analyse at dekkets stivhet og broens vertikalelaster har liten sjanse for å gi slakke i stag foruten modellene med svært bratte stag.

Selve utbytte av modellen i form av skrivingen til Excel er svært god. Tabellen gir en oversiktlig og fin fremvisning av alle de 2160 modellene og sammen med vekting er det lett å se tendenser som følge av geometriske forandringer. Resultatene har også vist seg å ha korrekte tendenser slik at utvelgelsen av modeller som følge av vekting gir de faktiske optimale modellene for videre analyse gitt gruppert vekting.

Tabellen ligger i sin helhet i Vedlegg 12.14

9.2 Analyse I, II

Analyse I benyttes for verifisering av den automatiske optimaliseringen og som sammenligningsgrunnlag for variasjoner av høyde og antall. Den gir en god oversikt over nettverksbuebroen oppførsel som funksjon av høyde og antall, noe som er verdifull informasjon ved bruk i tidliganalyse.

Det kom frem under Analyse I og II at høydedifferansen og variasjon av antallet stag som benyttes i oppgaven (8.4-10m) og (20-24stk) var mindre avgjørende enn hva forfatteren hadde anslått. Som både analyse I og II viser er differansene i opptredende krefter og derav også differansen av valgt tverrsnitt små. Noe som betyr at estetikken i parametervalgene for høyde og antall stag kan vektes tyngre om ønskelig.

Modellen (2147) som ble den totale vinneren utfra den automatiske optimaliseringen viser seg å prestere dårligere enn modellen (2108) som var vinneren ved vekting av 10

meters modellene. Modell 2108 får slankere vindavstivning og har høyere faktorer for kritisk last for samtlige knekkformer. Det er også den modellen med lavest strekkraft i stag. Det er kun for nedbøyning og forskyvning at den presterer dårligere enn den totale vinneren 2147.

Modellenes staggeometri ser ut til å ha sirklet seg inn for samtlige modeller hvor de modellene med størst høyde har en stagvinkel på 60-58 grader og de med lavest høyde har stagvinkel på 54 grader. ved å sammenligne stagpunkter på dekket som funksjon av høyde på bue og stagvinkel ser vi at modellene som har kommet ut av vektingen har tilnærmet lik fordeling av stagene på dekket.

10 Konklusjon

Oppgaven kommer frem til at etableringen av en parametrisk modell med Dynamo benyttet sammen med Robot Structural Analysis gjennom «*Analysis.Calculate*» gir muligheter for en effektiv og nøyaktig modellering og videre modellredigering. Ved automatiseringen av prosessen får man noe tileggsbegrensninger som omhandler lastpåføring, lastkombinasjoner og analysetype. Disse begrensningene innebærer at tamperaturlaster og laster med eksentrisitet må utelates, konstruksjonens egenlast må beregnes manuelt og påføres som linjelaster samt at analysen som utføres er linær. Videre har den automatiske modellen vist seg å ha svakheter som påvirker stabiliteten og effektiviteten noe som økte anslått beregningstid med nesten 230%.

Med bakgrunn i disse begrensningene er det konkludert med at den automatiske parametriske modellen best egner seg i en tidligfase hvor målsetningen er å begrense parameterspekter for en videre manuell analyse.

For situasjoner hvor den parametriske modellen benyttes av personer med erfaringer fra lignende konstruksjoner kan det tenkes at en eller flere parametere fra modellen kan utelukkes og spektret til de resterende kan reduseres. Det kan dermed vurderes om en manuell optimalisering er en bedre og mer effektiv fremgangsmåte.

Gjennom de videre analysene i oppgaven er det kommet frem til at ved benyttelse av optimaliserte modeller fra den automatiske parametriske analyse vil ikke differansen i høyde og antall stag ha så store utslag som forventet. Der differansen i tverrsnitt først blir gjeldene for modeller med høyde- og/eller antallparameteren i nedre spekter.

Dette gir mulighet for tyngre vektning av estetikken i valg av hovedgeometri.

11 Videre arbeid

For den automatiske modellen med informasjonsutveksling med RSA og Excel vil det anbefales å se til annen programvare for automatisk optimalisering. Dynamo sammen med RSA og Excel har for mange svakheter for å kunne benyttes optimalt gitt at det ikke benyttes egendefinerte koder.

En annen tilnærming til optimaliseringsprosessen hadde vært å ha dekkets stivhet og derav dekkets egenvekt som parameter sammen med varierende staggeometri. Dette innebærer at man vet omtrent hvilken egenvekt som svarer til valgt stivhet og man har da mulighet til å optimalisere bruen ytterligere.

Det er flere viktige knutepunkt som ikke er dimensjonert i denne oppgaven, deriblant buens innfestning til dekket og eventuelle skjøter i buekonstruksjonen. Dette er viktige punkter i konstruksjonen som påvirker utførelse og valg tatt under prosessen.

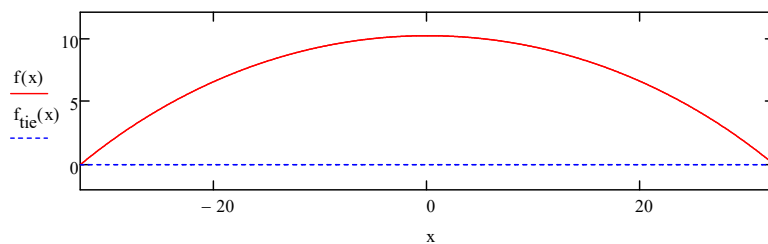
12 Beregninger og Vedlegg

12.1 staggeometri

Kabelgeometri: her vist for modell 2147

Hoved Geometri:

spenvidde:	$s_w := 65\text{m}$	Offset:	$o := 1.8\text{m}$
Høyde:	$h := 10\text{m}$	Vinkel:	$\varnothing_{\text{valgt}} := 58 \quad \varnothing_{\text{rad}} := \varnothing_{\text{valgt}} \cdot \frac{\pi}{180}$
Antall (n+1)	$n := 25$	Pil høyde:	$p := \sqrt{h^2 + o^2} = 10.1607086\text{m}$
Radius:	$R_w := \frac{\left(\frac{s}{2}\right)^2 + p^2}{2 \cdot p} = 57.0575361\text{m}$		$h_0 := R - p = 46.8968275\text{m}$
Sirkellikning :	$f(x) := \sqrt{R^2 - x^2} - h_0$		
derivert:	$f'_x(x) := \frac{-x}{\sqrt{R^2 - x^2}}$		
Tie:	$f_{\text{tie}}(x) := 0$		
nummerering:	$n_\alpha := 0, 1 .. n$		
(Sweep angle)/2:	$\alpha := \text{atan}\left[\frac{\left(\frac{s}{2}\right)}{h_0}\right] = 0.6060197$	$\alpha_{\text{grader}} := \frac{180}{\pi} \cdot \alpha = 34.7223708$	
Vinkel mellom hvert innfestningspunkt:	$\gamma := \frac{2\alpha}{n} = 0.0484816$	$\gamma_{\text{grader}} := \frac{\alpha_{\text{grader}} \cdot 2}{n} = 2.7777897$	
x-koordinat for punkter på buen:	$X(n_\alpha) := -\sin(\alpha - n_\alpha \cdot \gamma) \cdot R$		
	$\omega(x) := \text{atan}(f'_x(x))$	$\omega_\varnothing(x) := (\omega(x)) \cdot \frac{180}{\pi}$	$\Delta(x) := x + \frac{f(x)}{\tan(\varnothing_{\text{rad}} - \omega(x))} \quad \Delta_\varnothing(x) := \varnothing_{\text{valgt}} - \omega_\varnothing(x)$



x-på bue $X(n_\alpha) =$	Nummerering $n_\alpha =$	y-på bue $f(X(n_\alpha)) =$	stigning i punktet $f'_x(X(n_\alpha)) =$	Vinkel med x-aksen Radianer $\omega(X(n_\alpha)) =$
-32.5	0	0	0.69301	0.60602
-30.18907	1	1.51993	0.62353	0.55754
-27.8072	2	2.92608	0.55812	0.50906
-25.35998	3	4.21515	0.49617	0.46057
-22.85316	4	5.3841	0.43712	0.41209
-20.29264	5	6.43019	0.38053	0.36361
-17.68443	6	7.35097	0.32599	0.31513
-15.03466	7	8.14426	0.27315	0.26665
-12.34956	8	8.80821	0.2217	0.21817
-9.63544	9	9.34124	0.17133	0.16969
-6.89868	10	9.74212	0.1218	0.1212
-4.1457	11	10.0099	0.07285	0.07272
-1.38298	12	10.14395	0.02425	0.02424
1.38298	13	10.14395	-0.02425	-0.02424
4.1457	14	10.0099	-0.07285	-0.07272
6.89868	15	9.74212	-0.1218	-0.1212
9.63544	16	9.34124	-0.17133	-0.16969
12.34956	17	8.80821	-0.2217	-0.21817
15.03466	18	8.14426	-0.27315	-0.26665
17.68443	19	7.35097	-0.32599	-0.31513
20.29264	20	6.43019	-0.38053	-0.36361
22.85316	21	5.3841	-0.43712	-0.41209
25.35998	22	4.21515	-0.49617	-0.46057
27.8072	23	2.92608	-0.55812	-0.50906
30.18907	24	1.51993	-0.62353	-0.55754
32.5	25	0	-0.69301	-0.60602

Vinkel med
x-aksen Grader

$$\omega_{\theta}(X(n_{\alpha})) =$$

34.72237
31.94458
29.16679
26.389
23.61121
20.83342
18.05563
15.27784
12.50005
9.72226
6.94447
4.16668
1.38889
-1.38889
-4.16668
-6.94447
-9.72226
-12.50005
-15.27784
-18.05563
-20.83342
-23.61121
-26.389
-29.16679
-31.94458
-34.72237

Restvinkel til
Strekstag

$$\Delta_{\theta}(X(n_{\alpha})) =$$

23.27763
26.05542
28.83321
31.611
34.38879
37.16658
39.94437
42.72216
45.49995
48.27774
51.05553
53.83332
56.61111
59.38889
62.16668
64.94447
67.72226
70.50005
73.27784
76.05563
78.83342
81.61121
84.389
87.16679
89.94458
92.72237

Koordinat for
endepunkt på x-aksen

$$\Delta(X(n_{\alpha})) =$$

-32.5 ^m
-27.08039
-22.49198
-18.5113
-14.98658
-11.8109
-8.90659
-6.21566
-3.69375
-1.30618
0.97472
3.1715
5.30289
7.38475
9.43076
11.453
13.46233
15.4687
17.48149
19.50965
21.56195
23.64714
25.77409
27.95201
30.19054
32.5

12.2 Temperaturlast

Temperaturlast:							
T.max	34	fig-NA6.1	-3				
T.min	-30		16				
T.0	10						
Stålkasse	gruppe 1						
T.e.max	50						
T.e.min	-33						
		Andre komp					
^T.n.con	43	40					
^T.n.exp	40	24					
^T.n.tot	83	64					
^T.m.H	18	K.sur	1 tilnærmet 50mm belegg				
^T.m.C	13						
DEKKET							
Templast	komb.fak	jevnt fordelt	templast	Templast Ax	komb.fak	temp.dif	temptverr
^T.n.con	1	0	^T.m.H	0	0,75	18	13,5
^T.n.exp	1	0	^T.m.C	0	0,75	13	9,75
^T.n.con	1	0	^T.m.H	0	0,75	18	13,5
^T.n.exp	1	0	^T.m.C	0	0,75	13	9,75
^T.n.con	0,35	0	^T.m.H	0	1	18	18
^T.n.exp	0,35	0	^T.m.C	0	1	13	13
^T.n.con	0,35	0	^T.m.H	0	1	18	18
^T.n.exp	0,35	0	^T.m.C	0	1	13	13
ANDRE KOMP							
Templast	komb.fak	jevnt fordelt	Templast Ax				
^T.n.con	1	0	0				
^T.n.exp	1	24	24				
^T.n.con	1	0	0				
^T.n.exp	1	24	24				
^T.n.con	1	0	0				
^T.n.exp	1	24	24				
^T.n.con	1	0	0				
^T.n.exp	1	24	24				

12.3 Nødvendig bredde

Nødvendig bredde: her vist for modell 2147

Føringsbredde:	$b_{f,halv} := 1500\text{mm}$
Diameter bue	$d_{bue} := 310\text{mm} \quad r := \frac{d_{bue}}{2} = 155\cdot\text{mm}$
Pilhøyde	$p := 10\text{m}$
Offset	$o := 1.8\text{m}$
Høyde i planet	$h_{plan} := \sqrt{p^2 + o^2} = 10.161\text{ m}$
helning brudekket	$h_{hel} := 2\%$
vinkel bue ut av planet	$\alpha_{bue} := \tan\left(\frac{o}{p}\right) = 0.182$
minimum fri høyde	$h_{fri} := 3100\text{mm}$
t tillegg for helning i kjørebane:	$b_{hel} := h_{hel} \cdot h_{fri} = 62\cdot\text{mm}$
t tillegg for helning bue:	$b_{bue.o} := \tan(\alpha_{bue}) \cdot h_{fri} = 570.416\cdot\text{mm}$
t tillegg for buens tverrsnitt:	$r_{hel} := \frac{r}{\cos(\alpha_{bue})} = 157.602\cdot\text{mm}$
total minimums bredde for senter-senter bue:	$b_{tot} := 2 \cdot (b_{f,halv} + b_{hel} + b_{bue.o} + r_{hel}) = 4580.035\cdot\text{mm}$

12.4 Seismiske beregninger

Seismiske laster

Figur NA.3(901) $a_{g,40.Hz} := 0.4 \frac{m}{s^2}$

Grunntype B antas: $\beta_s := 1.3$

$$T_b(s) := 0.10$$

$$T_c(s) := 0.25$$

$$T_d(s) := 1.5$$

Seismisk klasse:

Tabell NA.2(901): \Rightarrow gang- og sykkelbruer Klasse I

$$\gamma_1 := 0.7$$

$$a_g := \gamma_1 \cdot (0.8 \cdot a_{g,40.Hz}) = 0.224 \frac{m}{s^2}$$

$$a_{g,S} := \gamma_1 \cdot (0.8 \cdot a_{g,40.Hz}) \cdot s = 0.291 \frac{m}{s^2}$$

Tabell NA.2(904): krav til analysemetode

$$0.5 \frac{m}{s^2} > a_{g,S} \quad \text{sammen med klasse I gir:} \quad 0$$

0 = det stilles ingen spesielle krav til analysemetode

ved seismisk klasse I stilles det ingen krav til påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998
Hvis følgende er oppfylt:

$$a_{g,S} \leq 0.05g \quad 0.05g = 0.49 \frac{m}{s^2}$$

$$a_{g,S} = 0.291 \frac{m}{s^2}$$

$$a_g \leq 0.4 \quad a_g = 0.224 \frac{m}{s^2}$$

OK

12.5 Vindlastberegninger

Vindlast:

Geometri:

$$L_{\text{spenn}} := 65\text{m} \quad h_{\text{rekkverk}} := 1.2\text{m} \quad \text{\AA pent sikkerhetsrekkverk}$$

$$b_{\text{dekke}} := 4.2\text{m}$$

$$d_{\text{dekke}} := 0.4\text{m} \quad d_{\text{tot}} := d_{\text{dekke}} + 0.6\text{m} = 1\text{m}$$

$$\frac{b_{\text{dekke}}}{d_{\text{tot}}} = 4.2 \quad c_{\text{fx},0} := 1.3 \quad \text{Figur 8.3}$$

Faktorer:

$$c_{\text{dir}} := 1.0 \quad \text{retningsfaktor}$$

$$c_{\text{alt}} := 1.0 \quad \text{niv\AA faktor}$$

$$c_{\text{season}} := 1.0 \quad \text{\AA rstidsfaktor}$$

$$c_{\text{prob}} := 1.0 \quad \text{faktor for returperiode 50 \AA r}$$

$$v_{b,0} := 29 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{referansevindhastighet for \AA fjord Kommune}$$

Basisvindhastighet:

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b,0} = 29 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Antar terrengkategori II:

$$z_{0,\text{II}} := 0.05\text{m} \quad z_0 := 0.05\text{m} \quad z_{\text{min}} := 4.0\text{m} \quad z_{\text{max}} := 200\text{m}$$

H\AA yde bru:

$$z_e := 5.0\text{m} \quad z_{\text{min}} < z_e < z_{\text{max}} \quad k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,\text{II}}} \right)^{0.07} = 0.19$$

$$c_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right) = 0.875$$

Terrengformfaktor:

$$c_0 := 1.0$$

middelvindhastighet 5.0m over havet med returperiode p\AA 50 \AA r

$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 25.374 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Turbulens

$$k_1 := 1.0 \quad \text{Turbulensfaktor}$$

$$\sigma_u := k_1 \cdot v_b \cdot k_1 = 5.51 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{standardavvik}$$

$$I_u := \frac{\sigma_u}{v_m} = 0.217 \quad \text{Turbulensintensitet}$$

Vindkasthastighetstrykk:

$$\rho := 1.25 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Luftdensitet}$$

$$k_p := 3.5 \quad \text{Toppfaktor}$$

$$q_m := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 = 0.402 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Stedvindhastighetstrykk}$$

$$q_p := q_m \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_u) = 1.0141 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.526 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C_e := \frac{q_p}{q_b} = 1.929 \quad c_{fx} := c_{fx,0} = 1.3$$

Kraft i x retning:

$$C_x := c_{fx} \cdot C_e = 2.508$$

$$q_{w,x} := q_b \cdot C_x = 1.318 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kraft i z retning:

$$c_{fx,z} := 0.55 \quad \text{figur 8.6}$$

$$C_z := C_e \cdot c_{fx,z} = 1.061$$

$$q_{w,z} := q_b \cdot C_z = 0.558 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ved tillegg fra HB 185 5.5.5.3

$$v_{HB} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_{p,HB,k} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{HB}^2 = 0.766 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Last på Dekket

$$A_{ref,x} := L_{spenn} \cdot d_{tot} = 65 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,z} := L_{spenn} \cdot b_{dekke} = 273 \text{ m}^2$$

$$F_{w,x} := q_{w,x} \cdot A_{ref,x} = 85.691 \cdot \text{kN}$$

$$F_{w,z} := q_{w,z} \cdot A_{ref,z} = 152.267 \cdot \text{kN}$$

$$f_{w,x} := \frac{F_{w,x}}{L_{spenn}} = 1.318 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_{w,z} := \frac{F_{w,z}}{L_{spenn}} = 2.343 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

For y retning

8.3.4 for fagverksbruer 50 % av kraft i x-retning

$$F_{w,y} := 0.5 \cdot F_{w,x} = 42.846 \cdot \text{kN}$$

$$f_{w,y} := \frac{F_{w,y}}{L_{spenn}} = 659.164 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

vindlast andre komponenter vist for følgende tverrsnitt:

$$d_{hanger} := 24 \text{ mm}$$

$$d_{arch} := 310 \text{ mm}$$

$$\text{Hangers} \quad A_{hang,m} := 1 \text{ m} \cdot d_{hanger} = 0.024 \text{ m}^2$$

$$f_{x,hangers} := q_{w,x} \cdot A_{hang,m} = 0.032 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Arch} \quad A_{arch,m} := 1 \text{ m} \cdot d_{arch} = 0.31 \text{ m}^2$$

$$f_{x,arch} := q_{w,x} \cdot A_{arch,m} = 0.409 \cdot \text{kN}$$

12.6 Oversikt over modellenes parametere

	Nr.	Høyde	Offset	Antall	Vinkel
Total vinner	2147	10	1,8	24	58
Vinner per høyde	2148	10	1,8	24	60
	2068	9,8	1,8	24	60
	1977	9,6	1,5	24	58
	1897	9,4	1,5	24	58
	1787	9,2	0,6	24	58
	1736	9	1,5	24	56
	1636	8,8	0,9	24	56
	1536	8,6	0,3	24	56
	1465	8,4	1,5	24	54
Vinner per høyde	2108	10	0,6	24	60
og antall	1378	10	0,6	22	60
	657	10	0,3	20	58
	2057	9,8	1,5	24	58
	1297	9,8	0,3	22	58
	577	9,8	0,3	20	58
	1957	9,6	0,9	24	58
	1247	9,6	1,2	22	58
	516	9,6	0,9	20	56
	1896	9,4	1,5	24	56
	1137	9,4	0,3	22	58
	416	9,4	0,3	20	56
	1777	9,2	0,3	24	58
	1056	9,2	0,3	22	56
	326	9,2	0	20	56
	1706	9	0,6	24	56
	976	9	0,3	22	56
	256	9	0,3	20	56
	1616	8,8	0,3	24	56
	896	8,8	0,3	22	56
	175	8,8	0,3	20	54
	1536	8,6	0,3	24	56
	815	8,6	0,3	22	54
	95	8,6	0,3	20	54
	1455	8,4	0,3	24	54
	735	8,4	0,3	22	54
	15	8,4	0,3	20	54

12.7 Oversikt Analytisk studie I

nr	total vinner		Vinnere per høyde				[kN] og [kNm]				
	10m	10m	9.8m	9.6m	9.4m	9.2m	9.0m	8.8m	8.6m	8.4m	
1# ut av planet	2147	2148	2068	1977	1897	1787	1736	1636	1536	1495	
2# ut av planet	3,61	3,77	4,03	3,93	3,91	3,95	3,78	3,78	4,01	3,65	
1# i planet	7,40	7,68	5,27	9,04	9,66	5,97	8,86	6,21	5,39	8,80	
1# ut av planet	11,62	12,16	12,84	12,53	12,49	12,51	12,06	11,99	12,75	11,60	
lengde	8290,00	8290,00	8140,00	8250,00	8230,00	8210,00	8200,00	8170,00	8150,00	8150,00	
Vindavstivere											
N,Ed	158,30	161,03	167,02	217,75	221,25	229,48	231,77	200,65	162,57	247,56	
Tt,Ed	0,01	0,09	0,05	0,03	0,09	0,74	0,04	0,10	0,03	0,07	
My,Ed	0,90	0,94	0,89	0,07	0,03	0,38	0,07	0,50	0,90	0,07	
Mz,Ed	2,80	3,20	0,41	0,22	0,22	-5,96	0,23	0,32	0,40	0,25	
Vy,Ed	-1,20	-0,89	-0,24	-0,10	-0,10	2,90	-0,11	-0,19	-0,23	-0,12	
Vz,Ed	-1,04	-0,56	0,29	-0,18	-0,18	9,42	-0,18	0,13	0,30	-0,17	
Hanger 24mm											
N,Ed	-96,13	-96,95	-99,89	-100,07	-100,59	-100,96	-104,18	-104,35	-105,02	-108,48	
Arch (340*10)											
N,Ed	1419,13	1413,39	1506,79	1456,85	1479,38	1490,63	1532,69	1551,49	1569,07	1619,18	
Tt,Ed	6,69	6,30	2,28	5,53	5,09	2,98	5,42	3,63	2,23	5,23	
My,Ed	18,17	18,62	24,98	20,46	21,34	21,26	23,45	23,93	23,63	26,81	
Mz,Ed	-7,10	-7,05	-26,63	-10,83	-10,58	-23,20	-9,83	-18,59	-26,63	-8,76	
Vy,Ed	0,25	0,44	15,21	3,32	3,18	12,69	2,54	9,27	25,30	1,70	
Vz,Ed	34,10	33,33	36,35	34,61	34,81	33,79	36,25	35,85	34,85	37,88	
OPTI 1022											
N,Ed	-1961,00	-1963,87	-1562,18	-2044,65	-2102,19	-2160,75	-1443,11	-1483,31	-1535,41	-1548,39	
Tt,Ed	0,75	0,26	0,67	0,25	0,25	0,21	0,77	0,55	0,11	0,62	
My,Ed	229,17	246,65	195,22	242,63	246,76	249,17	191,59	191,27	190,52	194,49	
Mz,Ed	674,53	246,10	895,55	266,06	239,72	231,27	936,76	909,80	889,50	925,28	
Vy,Ed	-10,80	-6,73	-17,94	-4,51	-7,03	-7,23	-16,47	-17,36	-17,58	-16,94	
Vz,Ed	-8,28	3,19	-10,88	-12,33	5,83	5,78	-10,04	-11,56	-13,37	-11,78	
Nedbøyning (z)	-71	-69	-92	-74	-76	-79	-81	-84	-87	-90	
Nedbøyning (y)	50,00	46,00	57,00	42,00	39,00	52,00	39,00	44,00	57,00	36,00	

Vinnere per antal og høyde		[kN] og [kNm]							
10m 24stk	9.8m 24stk	9.6m 24stk	9.4m 24stk	9.2m 24stk	9.0m 24stk	8.8m 24stk	8.6m 24stk	8.4m 24stk	
2108	2057	1957	1896	1777	1706	1616	1536	1455	
4,16	3,95	3,87	3,86	4,13	3,90	4,14	4,01	4,03	
4,48	4,16	4,16	4,07	4,43	4,18	4,42	4,29	4,30	
6,26	8,56	6,48	8,08	5,68	5,73	5,51	5,39	5,26	
13,25	12,63	12,25	12,32	13,14	12,35	13,22	12,75	12,84	
8280,00	8270,00	8240,00	8230,00	8200,00	8190,00	8170,00	8150,00	8140,00	
158,09	214,18	184,28	223,71	151,98	176,03	159,22	161,60	167,02	
0,08	-0,01	0,06	-0,01	0,03	0,06	0,05	0,12	0,05	
0,67	0,08	0,53	0,10	0,88	0,75	0,84	-1,20	0,86	
0,31	0,21	0,29	0,22	0,37	0,35	0,39	-0,31	0,41	
-0,18	-0,09	-0,18	-0,10	-0,21	-0,21	-0,22	-0,18	-0,24	
0,22	-0,18	0,13	-0,18	0,29	0,24	0,28	0,94	0,29	
-96,22	-99,66	-99,70	-103,53	-100,93	-103,65	-104,21	-105,02	-107,81	
1398,12	1435,33	1449,30	1484,57	1486,60	1521,72	1543,39	1569,07	1604,60	
2,98	5,60	3,86	5,32	2,32	3,08	2,24	2,23	2,28	
17,69	19,34	19,95	20,89	20,60	22,39	22,74	23,63	24,98	
-24,24	-11,18	-19,58	-10,63	-27,20	-23,09	-26,97	-26,63	-26,63	
13,19	3,53	9,88	3,04	15,55	12,51	15,40	15,30	15,21	
32,07	34,36	33,96	35,46	33,28	25,19	34,90	34,85	36,35	
-1977,48	-2001,95	-2051,04	-2087,12	-1423,96	-1452,70	-1489,87	-1525,41	-1562,16	
0,28	0,28	0,25	0,26	0,31	0,78	0,57	0,11	0,67	
243,03	241,99	242,50	245,51	187,88	191,99	191,52	190,52	195,26	
236,88	267,54	261,56	265,83	902,41	913,37	898,54	889,50	895,55	
-7,07	-4,49	-4,69	-4,62	-17,12	-17,34	-17,61	-17,58	-17,95	
-0,33	-10,27	-11,84	-9,55	-11,79	-9,45	-11,29	-13,37	-10,93	
-70	-73	-75	-78	-79	-83	-85	-87	-92	
56,00	44,00	49,00	41,00	59,00	52,00	58,00	57,00	70,00	

10m 22stk	9.8m 22stk	9.6m 22stk	9.4m 22stk	9.2m 22stk	9.0m 22stk	8.8m 22stk	8.6m 22stk	8.4m 22stk
1378	1297	1247	1137	1056	976	896	815	735
3,67	3,98	3,40	3,61	3,88	3,67	3,51	3,74	3,54
3,99	4,29	6,08	3,91	4,17	3,97	3,80	4,01	3,82
5,91	5,83	7,51	5,64	5,56	5,46	5,37	5,28	5,18
11,54	12,64	10,70	11,34	12,33	11,58	11,03	11,84	11,14
8990,00	8970,00	8960,00	8940,00	8920,00	8900,00	8880,00	8860,00	8840,00
145,32	149,16	205,24	151,99	159,23	162,48	165,88	170,59	174,32
0,02	0,07	0,04	0,03	0,07	0,05	0,04	0,07	0,05
1,00	0,90	0,28	1,00	0,92	0,98	1,01	0,95	1,00
0,31	0,31	0,22	0,33	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37
-0,17	-0,17	-0,12	-0,18	-0,18	-0,19	-0,19	-0,20	-0,20
0,29	0,27	-0,08	0,29	0,28	0,30	0,30	0,29	0,31
-102,33	-104,95	-105,97	-106,41	-109,20	-109,94	-110,65	-113,16	-114,39
1389,11	1417,13	1452,12	1459,84	1490,87	1514,96	1539,74	1574,49	1602,23
2,15	2,03	4,70	2,08	1,99	2,06	2,01	1,99	1,90
17,78	18,51	21,03	20,59	21,46	22,66	23,66	24,73	13,64
-29,44	-29,60	-16,09	-28,83	-28,96	-28,59	-28,20	-28,73	-23,11
15,50	15,51	6,39	15,26	15,25	15,12	15,01	14,98	15,00
32,80	34,10	35,79	34,50	35,74	36,01	36,09	37,35	30,05
-1985,70	-2017,22	-2065,09	-2120,09	-2145,09	-2095,53	-1490,66	-1525,44	-1562,58
0,32	0,76	0,36	0,30	0,27	-0,01	0,31	0,81	0,52
249,22	233,79	247,09	250,33	250,42	241,72	192,32	197,15	196,31
240,21	653,37	244,56	237,28	260,12	248,13	915,04	916,52	911,85
-6,57	-10,40	-6,58	-6,71	-4,30	7,52	-15,07	-15,64	-15,52
-1,80	-10,29	-0,59	1,81	-11,87	-5,12	-12,49	-9,96	-12,09
-74	-75	-76	-79	-82	-84	-86	-91	-93
76,00	75,00	50,00	72,00	72,00	71,00	69,00	69,00	68,00

10m 20stk	9.8m 20stk	9.6m 20stk	9.4m 20stk	9.2m 20stk	9.0m 20stk	8.8m 20stk	8.6m 20stk	8.4m 20stk
657	577	516	416	326	256	175	95	15
3,32	3,22	3,04	3,26	3,34	3,08	3,18	3,08	3,01
3,54	3,43	3,24	3,47	3,55	3,27	3,37	3,26	3,18
5,06	5,02	5,73	4,83	4,65	4,78	4,60	4,58	4,55
10,34	9,98	9,41	10,15	10,45	9,52	9,88	9,54	9,28
9850,00	9830,00	9810,00	9790,00	9760,00	9740,00	9720,00	9700,00	9690,00
150,96	153,94	193,46	161,37	147,70	168,30	173,10	176,95	181,02
0,05	0,04	0,07	0,06	0,03	0,04	0,06	0,06	0,06
1,00	1,03	0,49	1,02	1,19	1,07	1,05	1,07	1,09
0,27	0,28	0,22	0,29	0,32	0,30	0,31	0,32	0,33
-0,14	-0,14	-0,11	-0,15	-0,16	-0,15	-0,16	-0,16	-0,17
0,25	0,25	0,02	0,26	0,30	0,27	0,28	0,28	0,29
-115,01	-116,83	-118,68	-120,41	-122,42	-124,40	-126,18	-128,21	-130,55
1391,70	1412,18	1451,68	1467,98	1481,78	1510,95	1544,44	1571,26	1599,04
1,74	1,73	3,74	1,54	0,57	1,45	1,52	1,50	1,38
18,56	19,74	21,33	8,04	8,57	10,24	10,83	12,06	13,18
-31,46	-31,10	-22,07	-25,41	-28,30	-24,79	-24,85	-24,55	-24,24
15,15	15,04	9,19	15,04	17,28	14,85	14,79	14,69	14,61
35,56	35,87	37,90	28,79	28,55	29,32	30,45	30,76	30,90
-1975,12	-2016,10	-2096,14	-2100,12	-2144,75	-2224,68	-2238,38	-1525,57	-1562,69
0,81	0,64	0,14	0,73	0,22	0,38	0,25	0,61	0,18
238,13	238,55	260,08	243,11	255,31	256,12	260,35	199,15	197,50
668,08	665,46	166,73	662,88	263,36	241,24	264,19	934,51	926,50
-8,39	-8,34	166,73	-8,71	-3,52	-6,25	-3,61	-12,74	-12,72
-9,68	-11,72	14,42	-11,07	-13,40	1,66	-13,01	-11,42	-13,69
-75	-77	-80	-82	-84	-86	-90	-92	-94
94,00	92,00	68,00	90,00	100,00	86,00	86,00	84,00	82,00

12.8 Beregninger Stag

Dimensjonering stag

største Opptredende Kraft: $F_{\text{stag.Ed}} := 99.5 \text{ kN}$

Diameter stag: $d_{\text{stag}} := 24 \text{ mm}$

Diameter gjenget del: $d_s := d_{\text{stag}} - 2.8 \text{ mm} = 21.2 \text{ mm}$

Flytespenning: $f_{y.\text{stag}} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Ultimat flyte-Spenning: $f_{\text{ua}} := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Materialfaktorer: $\gamma_{m0.s} := 1.0$

$\gamma_{m2.s} := 1.25$

Areal stag: $A_g := \left(\frac{d_{\text{stag}}}{2} \right)^2 \pi = 452.389 \cdot \text{mm}^2$

Areal gjenget del: $A_s := \left(\frac{d_s}{2} \right)^2 \pi = 352.989 \cdot \text{mm}^2$

Strekkapasitet: $F_{t.Rd.1} := f_{y.\text{stag}} \frac{A_g}{\gamma_{m0.s}} = 160.598 \cdot \text{kN}$

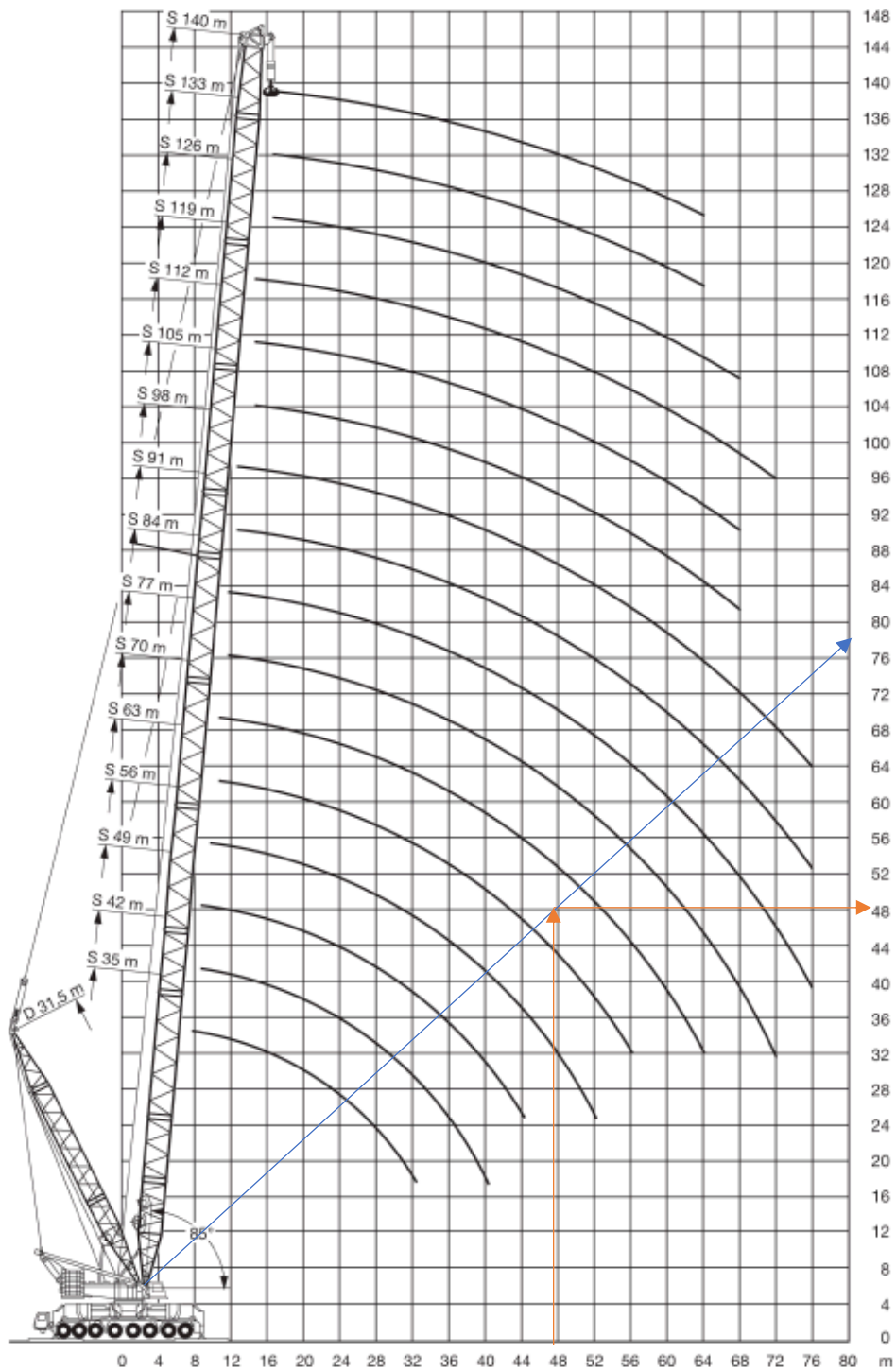
$F_{t.Rd.2} := 0.9 \frac{A_s \cdot f_{\text{ua}}}{\gamma_{m2.s}} = 129.618 \cdot \text{kN}$

$F_{t.Rd} := \begin{cases} F_{t.Rd.1} & \text{if } F_{t.Rd.1} < F_{t.Rd.2} \\ F_{t.Rd.2} & \text{otherwise} \end{cases}$

$F_{t.Rd} = 129.618 \cdot \text{kN}$

utnyttelse: $U\%_{\text{stag}} := \frac{F_{\text{stag.Ed}}}{F_{t.Rd}} = 0.768 \quad \text{ok}$

12.9 Illustrasjon og løftetabell



Hentet fra: Kynningsrud sine nettsider

<https://nckynningsrud.com/app/cranechart/LIEBHERR%20LG1750.pdf>

750 t

Liebherr LG 1750



35-140m
SDB



31,5m



220t



400t
20m



12x12m



360°



DIN

m	35	42	49	56	63	70	77	84	91	98	105	112	119	126	133	140	m
7	600																7
8	600	600	600														8
9	600	600	600	600													9
10	600	600	600	600	559	74											10
11	600	600	600	600	558	73	404	346									11
12	600	600	599	581	555	72	403	346	298	258							12
14	576	567	558	537	512	70	402	345	297	257	221	192	167				14
16	541	531	519	499	473	45	401	344	297	256	220	192	167	144	124	105	16
18	512	496	480	464	439	15	387	343	296	256	219	191	166	143	123	105	18
20	458	466	454	432	410	88	364	341	295	255	217	191	166	143	123	104	20
22	402	434	421	403	383	64	342	327	293	254	215	191	165	143	123	104	22
24	357	391	380	377	359	41	323	310	284	252	214	191	165	142	122	103	24
26	315	354	344	357	339	24	305	294	274	247	213	190	164	142	122	103	26
28	281	319	310	336	322	08	288	279	264	239	211	190	164	142	122	102	28
30	249	286	280	311	302	93	274	262	249	232	208	190	164	141	122	102	30
32	220	259	255	288	282	77	258	246	234	223	203	188	163	141	121	101	32
34		235	235	266	264	60	242	231	221	211	197	187	161	140	119	101	34
36		212	212	246	246	44	228	217	208	200	189	185	158	139	117	100	36
38		191	191	226	230	30	213	205	196	189	179	177	156	138	116	99	38
40		171	171	208	214	16	201	195	185	179	170	167	154	137	115	98	40
44				181	185	88	181	176	168	161	154	151	147	132	112	96	44
48				156	163	65	163	160	153	147	140	138	133	128	109	94	48
52						46	146	144	140	135	128	125	122	117	105	92	52

Hentet fra: Kynningsrud sine nettsider

<https://nckynningsrud.com/app/cranechart/LIEBHERR%20LG1750.pdf>

12.10 Beregninger: Løfteører

Kapasitet løfteøre: her vist for modell 2147:

Høyde kabelkryss: $h := 30\text{m}$

Spennvidde $s := 65\text{m}$

vinkel for løftkabel: $\alpha_{\text{løft}} := \text{atan}\left(\frac{h}{\frac{s}{2}}\right) = 0.745$

Opptredende Kraft per øre:

1/4 av konstruksjonens egenlast: $F_{\text{Ed}} := 209.43\text{kN}$

$\gamma_{\text{m0}} := 1.05$

$\gamma_{\text{m2}} := 1.25$

tykkelse plate: $t_{\text{plate}} := 27\text{mm}$

Diameter hull: $d_0 := 27\text{mm}$

Diameter bolt: $d_{\text{bolt}} := 25\text{mm}$

Flytespenning plate: $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Flytespenning bolt: $f_{\text{up}} := 540 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Areal bolt: $A_{\text{bolt}} := \left(\frac{d_{\text{bolt}}}{2}\right)^2 \cdot \pi$

Minimums plategeometri:

$$a_{\text{plate}} := \frac{F_{\text{Ed}} \cdot \gamma_{\text{m2}}}{2 \cdot t_{\text{plate}} \cdot f_y} + 2 \cdot \frac{d_0}{3} = 31.656 \cdot \text{mm}$$

$$c_{\text{plate}} := \frac{F_{\text{Ed}} \cdot \gamma_{\text{m0}}}{2 \cdot t_{\text{plate}} \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = 20.471 \cdot \text{mm}$$

$$e_{\text{kant}} := \begin{cases} a_{\text{plate}} & \text{if } a_{\text{plate}} > c_{\text{plate}} \\ c_{\text{plate}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$e_{\text{kant}} = 31.656 \cdot \text{mm}$ Setter kantavstand lik $e_{\text{valgt}} := 35\text{mm}$

Tabell 3.10:

Hullkanttrykk:

$$F_{b,Rd} := \frac{1.5 \cdot t_{plate} \cdot d_{bolt} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 342.321 \cdot \text{kN} \quad U\%_{hullkant} := \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} = 0.612 \quad \text{ok}$$

avskjæring bolt

$$F_{v,Rd} := \frac{0.6 \cdot A_{bolt} \cdot f_{up}}{\gamma_{m2}} \cdot 2 = 254.469 \cdot \text{kN} \quad U\%_{avskjer} := \frac{F_{Ed}}{F_{v,Rd}} = 0.823 \quad \text{ok}$$

Sveis av øret mot dekket:

Sveisbarlengde av Øret $L_w := 300 \text{mm}$

$a := 5 \text{mm}, 6 \text{mm}.. 12 \text{mm}$

Oversikt dekomponerte krefter:

Normalkraft: $F_{Ed,n} := \sin(\alpha_{l\text{øft}}) \cdot F_{Ed} = 142.052 \cdot \text{kN}$

Momentarm fra senter bolt til sveis:

Skjerkraft: $F_{Ed,v} := \cos(\alpha_{l\text{øft}}) \cdot F_{Ed} = 153.89 \cdot \text{kN}$

$L_{arm} := 246 \text{mm}$

Moment: $M_{Ed} := F_{Ed,n} \cdot L_{arm}$

spenninger som funksjon av A-mål:

$$\sigma_{n,norm}(a) := \frac{F_{Ed,n}}{\sqrt{2} \cdot 2L \cdot a} + \frac{M_{Ed} \cdot L}{\frac{\sqrt{2}}{12} \cdot a \cdot (2 \cdot L)^3}$$

$$\tau_{skjær,par}(a) := \frac{F_{Ed,v}}{2L \cdot a}$$

$$F_{Ed,sveis}(a) := \sqrt{(\sigma_{n,norm}(a))^2 + 3(\tau_{skjær,par}(a)^2 + \sigma_{n,norm}(a)^2)}$$

Grunnmaterialets bruddfasthet, korrelasjonsfaktor og kapasitet:

bruddfasthet $f_u := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Korrelasjonsfaktor $\beta_w := 0.8$

Kapasitet $F_{Rd} := \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} = 360 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS-EN 1993-1-2 (4.5.3.2)

$$F_{Rd} \geq F_{Ed.Sveis}$$

$$\sigma_{n.norm} \leq \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Oversikt spenninger som funksjon av A-mål:

a =	$F_{Ed.sveis}(a) =$
5	248.147
6	206.789
7	177.248
8	155.092
9	137.859
10	124.073
11	112.794
12	103.395

Kapasitet
Normalkraft: $0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = 259.2 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\sigma_{n.norm}(5mm) = 115.848 \cdot \frac{N}{mm^2}$ ok

Utnyttelse: $U\%_{sveis} := \frac{F_{Ed.sveis}(5mm)}{F_{Rd}} = 0.689$ ok

Valgt A-mål: $a_{mål} := 5mm$

12.11 Beregninger: innfesting stag til bue

Innfesting stag til Bue: her vist for modell 2147

Vinkel mellom tangent og stag: $\alpha_{\text{stag}} := 58 \cdot \frac{\pi}{180} = 1.012$

Største strekkraft i stag: $F_{\text{Ed}} := 99.5 \text{ kN}$

tykkelse plate: $t_{\text{plate}} := 20 \text{ mm}$

$$\gamma_{\text{m0}} := 1.05$$

$$\gamma_{\text{m2}} := 1.25$$

Diameter hull: $d_0 := 25 \text{ mm}$

Diameter bolt: $d_{\text{bolt}} := 24 \text{ mm}$

Flytespenning plate $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Flytespenning bolt: $f_{\text{up}} := 540 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Areal bolt: $A_{\text{bolt}} := \left(\frac{d_{\text{bolt}}}{2} \right)^2 \cdot \pi$

Minimums plategeometri (tabell 3.9):

$$a_{\text{plate}} := \frac{F_{\text{Ed}} \cdot \gamma_{\text{m0}}}{2 \cdot t_{\text{plate}} \cdot f_y} + 2 \cdot \frac{d_0}{3} = 24.024 \cdot \text{mm}$$

$$c_{\text{plate}} := \frac{F_{\text{Ed}} \cdot \gamma_{\text{m0}}}{2 \cdot t_{\text{plate}} \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = 15.691 \cdot \text{mm}$$

$$e_{\text{kant}} := \begin{cases} a_{\text{plate}} & \text{if } a_{\text{plate}} > c_{\text{plate}} \\ c_{\text{plate}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$e_{\text{kant}} = 24.024 \cdot \text{mm}$ Setter kantavstand lik $e_{\text{valgt}} := 26 \text{ mm}$

Tabell 3.10:

Hullkantrykk:

$$F_{b,Rd} := \frac{1.5 \cdot t_{plate} \cdot d_{bolt} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 243.429 \cdot \text{kN} \quad U\%_{hullkant} := \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} = 0.409$$

avskjæring bolt

$$F_{v,Rd} := \frac{0.6 \cdot A_{bolt} \cdot f_{up}}{\gamma_{m2}} \cdot 2 = 234.519 \cdot \text{kN} \quad U\%_{avskjer} := \frac{F_{Ed}}{F_{v,Rd}} = 0.424$$

Sveis av øret mot Bue:

Minimumslengde av øret: $L_w := 2e_{valgt} + d_0 = 77 \cdot \text{mm}$ Valgt lengde: $L_{valgt} := 140 \text{mm}$

Oversikt dekomponerte krefter:

Normalkraft:	$F_{Ed,n} := \sin(\alpha_{stag}) \cdot F_{Ed} = 84.381 \cdot \text{kN}$	$a := 5 \text{mm}, 6 \text{mm}.. 12 \text{mm}$
Skjærkraft:	$F_{Ed,v} := \cos(\alpha_{stag}) \cdot F_{Ed} = 52.727 \cdot \text{kN}$	Momentarm fra senter bolt til sveis:
Moment:	$M_{Ed} := F_{Ed,v} \cdot L_{arm}$	$L_{arm} := 55 \text{mm}$

spenninger som funksjon av A-mål:

$$\sigma_{n,norm}(a) := \frac{F_{Ed,n}}{\sqrt{2} \cdot 2L_{valgt} \cdot a} + \frac{M_{Ed} \cdot L}{\frac{\sqrt{2}}{12} \cdot a \cdot (2 \cdot L_{valgt})^3}$$

$$\tau_{skjær.par}(a) := \frac{F_{Ed,v}}{2L_{valgt} \cdot a}$$

$$F_{Ed,sveis}(a) := \sqrt{(\sigma_{n,norm}(a))^2 + 3(\tau_{skjær.par}(a)^2 + \sigma_{n,norm}(a)^2)}$$

Grunnmaterialets bruddfasthet, korrelasjonsfaktor og kapasitet:

bruddfasthet	$f_u := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Korrelasjonsfaktor	$\beta_w := 0.8$
Kapasitet	$F_{Rd} := \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} = 360 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS-EN 1993-1-2 (4.5.3.2)

$$F_{Rd} \geq F_{Ed, \text{Sveis}}$$

$$\sigma_{n, \text{norm}} \leq \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Oversikt spenninger som funksjon av A-mål:

a =		$F_{Ed, \text{sveis}}(a) =$
5	·mm	$136.376 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$
6		113.647
7		97.412
8		85.235
9		75.765
10		68.188
11		61.989
12		56.823

Kapasitet
Normalkraft: $0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = 259.2 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$ $\sigma_{n, \text{norm}}(5\text{mm}) = 59.881 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$ ok

Utnyttelse: $U\%_{\text{sveis}} := \frac{F_{Ed, \text{sveis}}(5\text{mm})}{F_{Rd}} = 0.379$ ok

Valgt A-mål: $a_{\text{mål}} := 5\text{mm}$

12.12 Beregninger: Innfestning stag til dekket

Innfestning stag til dekket: her vist for modell 2147

Laveste vinkel mellom stag og dekket: $\alpha_{\min} := 25$

Høyeste vinkel mellom stag og dekket: $\alpha_{\max} := 95$

Vinkel mellom dekket og stag: $\alpha_{\text{stag}} := 25 \cdot \frac{\pi}{180}, 35 \cdot \frac{\pi}{180}, 95 \cdot \frac{\pi}{180}$

Største strekkraft i stag: $F_{\text{Ed}} := 99.5 \text{ kN}$

tykkelse plate: $t_{\text{plate}} := 20 \text{ mm}$ $\gamma_{\text{m0}} := 1.05$

$\gamma_{\text{m2}} := 1.25$

Diameter hull: $d_0 := 25 \text{ mm}$

Diameter bolt: $d_{\text{bolt}} := 24 \text{ mm}$

Flytespenning plate: $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Flytespenning bolt: $f_{\text{up}} := 540 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Areal bolt: $A_{\text{bolt}} := \left(\frac{d_{\text{bolt}}}{2} \right)^2 \cdot \pi$

Minimums plategeometri (tabell 3.9):

$$a_{\text{plate}} := \frac{F_{\text{Ed}} \cdot \gamma_{\text{m0}}}{2 \cdot t_{\text{plate}} \cdot f_y} + 2 \cdot \frac{d_0}{3} = 24.024 \text{ mm}$$

$$c_{\text{plate}} := \frac{F_{\text{Ed}} \cdot \gamma_{\text{m0}}}{2 \cdot t_{\text{plate}} \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = 15.691 \text{ mm}$$

$$e_{\text{kant}} := \begin{cases} a_{\text{plate}} & \text{if } a_{\text{plate}} > c_{\text{plate}} \\ c_{\text{plate}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$e_{\text{kant}} = 24.024 \text{ mm}$ Setter kantavstand lik $e_{\text{valgt}} := 26 \text{ mm}$

Tabell 3.10:

Hullkantrykk:

$$F_{b,Rd} := \frac{1.5 \cdot t_{plate} \cdot d_{bolt} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 243.429 \cdot \text{kN} \quad U\%_{hullkant} := \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} = 0.409 \quad \text{ok}$$

avskjæring bolt

$$F_{v,Rd} := \frac{0.6 \cdot A_{bolt} \cdot f_{up}}{\gamma_{m2}} \cdot 2 = 234.519 \cdot \text{kN} \quad U\%_{avskjer} := \frac{F_{Ed}}{F_{v,Rd}} = 0.424 \quad \text{ok}$$

Sveis av øret mot dekket:

minimumslengde av Øret: $L_{ww} := 2e_{valgt} + d_0 = 77 \cdot \text{mm}$ Valgt lengde: $L_{valgt} := 140 \text{mm}$

Oversikt dekomponerte krefter:

Normalkraft:	$F_{Ed,n}(\alpha_{stag}) := \sin(\alpha_{stag}) \cdot F_{Ed}$	$a := 5 \text{mm}, 6 \text{mm}, 12 \text{mm}$
Skjærkraft:	$F_{Ed,v}(\alpha_{stag}) := \cos(\alpha_{stag}) \cdot F_{Ed}$	Momentarm fra senter bolt til sveis:
Moment:	$M_{Ed}(\alpha_{stag}) := F_{Ed,v}(\alpha_{stag}) \cdot L_{arm}$	$L_{arm} := 55 \text{mm}$

spenninger som funksjon av A-må og vinkel:

$$\sigma_{n,norm}(a, \alpha_{stag}) := \frac{F_{Ed,n}(\alpha_{stag})}{\sqrt{2} \cdot 2L_{valgt} \cdot a} + \frac{M_{Ed}(\alpha_{stag}) \cdot L}{\frac{\sqrt{2}}{12} \cdot a \cdot (2 \cdot L_{valgt})^3}$$

$$\tau_{skjær.par}(a, \alpha_{stag}) := \frac{F_{Ed,v}(\alpha_{stag})}{2L_{valgt} \cdot a}$$

$$F_{Ed,sveis}(a, \alpha_{stag}) := \sqrt{(\sigma_{n,norm}(a, \alpha_{stag}))^2 + 3(\tau_{skjær.par}(a, \alpha_{stag})^2 + \sigma_{n,norm}(a, \alpha_{stag})^2)}$$

Grunnmaterialets bruddfasthet, korrelasjonsfaktor og kapasitet:

bruddfasthet	$f_{us} := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Korrelasjonsfaktor	$\beta_w := 0.8$
Kapasitet	$F_{Rd} := \frac{f_{us}}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} = 360 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS-EN 1993-1-2 (4.5.3.2)

$$F_{Rd} \geq F_{Ed.Sveis}$$

$$\sigma_{n.norm} \leq \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Oversikt spenninger som funksjon av Vinkel mellom stag og dekket:

$\alpha_{stag} \cdot \frac{180}{\pi} =$	$F_{Ed.sveis}(5mm, \alpha_{stag}) =$	$\sigma_{n.norm}(5mm, \alpha_{stag}) =$
	$\cdot \frac{N}{mm^2}$	$\frac{N}{mm^2}$
25	150.845	50.763
35	149.978	55.51
45	145.941	58.57
55	138.975	59.851
65	129.534	59.314
75	118.318	56.974
85	106.349	52.903
95	95.057	47.225

Kapasitet
Normalkraft: $0.9 \cdot \frac{f_{us}}{\gamma_{m2}} = 259.2 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\sigma_{n.norm}\left(5mm, 55 \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 59.851 \cdot \frac{N}{mm^2}$ ok

Utnyttelse: $U\%_{sveis} := \frac{F_{Ed.sveis}\left(5mm, 25 \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{F_{Rd}} = 0.419$ ok

Valgt A-mål: $a_{mål} := 5mm$

12.13 Koordinater for stag på dekket

	Nr	2147	2108	2057	1957	1896	1777	1706	1616	1536	1455			
S-Nr	h	10	10	9,8	9,6	9,4	9,2	9	8,8	8,6	8,4	Maks- verdi	Min- verdi	diff
1	0	-32,5	-32,5	-32,5	-32,5	-32,5	-32,5	-32,5	-32,5	-32,5	-32,5			
2	1	-28,0	-27,9	-28,0	-28,1	-28,1	-28,0	-28,1	-28,1	-28,1	-28,2	-27,86	-28,15	0,30
1	2	-27,1	-27,4	-27,2	-27,1	-27,2	-27,6	-27,5	-27,6	-27,7	-27,6	-27,08	-27,74	0,66
2	3	-23,6	-23,5	-23,6	-23,8	-23,8	-23,6	-23,8	-23,8	-23,8	-23,9	-23,46	-23,93	0,47
1	4	-18,5	-19,2	-18,7	-18,6	-18,7	-19,6	-19,3	-19,5	-19,7	-19,5	-18,51	-19,75	1,24
2	5	-19,5	-19,2	-19,5	-19,7	-19,7	-19,4	-19,6	-19,6	-19,6	-19,8	-19,23	-19,77	0,54
1	6	-11,8	-12,6	-12,1	-11,9	-12,0	-13,0	-12,6	-12,9	-13,1	-12,9	-11,81	-13,13	1,32
2	7	-15,5	-15,1	-15,4	-15,7	-15,6	-15,2	-15,5	-15,4	-15,4	-15,6	-15,10	-15,68	0,58
1	8	-6,2	-7,0	-6,4	-6,2	-6,4	-7,3	-6,9	-7,2	-7,4	-7,1	-6,21	-7,41	1,20
2	9	-11,5	-11,0	-11,4	-11,7	-11,6	-11,1	-11,4	-11,3	-11,2	-11,5	-10,99	-11,65	0,66
1	10	-1,3	-2,0	-1,5	-1,2	-1,4	-2,2	-1,9	-2,1	-2,3	-2,0	-1,24	-2,28	1,04
2	11	-7,4	-6,8	-7,3	-7,6	-7,5	-6,8	-7,2	-7,0	-6,9	-7,2	-6,83	-7,55	0,72
1	12	-3,2	-2,5	-3,0	-3,3	-3,2	-2,4	-2,8	-2,6	-2,4	-2,8	-2,44	-3,29	0,85
2	13	3,2	2,5	3,0	3,3	3,2	2,4	2,8	2,6	2,4	2,8	3,29	2,44	0,85
1	14	7,4	6,8	7,3	7,6	7,5	6,8	7,2	7,0	6,9	7,2	7,55	6,83	0,72
2	15	1,3	2,0	1,5	1,2	1,4	2,2	1,9	2,1	2,3	2,0	2,28	1,24	1,04
1	16	11,5	11,0	11,4	11,7	11,6	11,1	11,4	11,3	11,2	11,5	11,65	10,99	0,66
2	17	6,2	7,0	6,4	6,2	6,4	7,3	6,9	7,2	7,4	7,1	7,41	6,21	1,20
1	18	15,5	15,1	15,4	15,7	15,6	15,2	15,5	15,4	15,4	15,6	15,68	15,10	0,58
2	19	11,8	12,6	12,1	11,9	12,0	13,0	12,6	12,9	13,1	12,9	13,13	11,81	1,32
1	20	19,5	19,2	19,5	19,7	19,7	19,4	19,6	19,6	19,6	19,8	19,77	19,23	0,54
2	21	18,5	19,2	18,7	18,6	18,7	19,6	19,3	19,5	19,7	19,5	19,75	18,51	1,24
1	22	23,6	23,5	23,6	23,8	23,8	23,6	23,8	23,8	23,8	23,9	23,93	23,46	0,47
2	23	27,1	27,4	27,2	27,1	27,2	27,6	27,5	27,6	27,7	27,6	27,74	27,08	0,66
1	24	28,0	27,9	28,0	28,1	28,1	28,0	28,1	28,1	28,1	28,2	28,15	27,86	0,30
2	25	32,5	32,5	32,5	32,5	32,5	32,5	32,5	32,5	32,5	32,5			

12.14 Total oversikt over modellenes verdier og vekting

https://drive.google.com/drive/folders/1Y9e2PHA_pOCuq6OA4KhGIb4QilwMVSR5?usp=sharing

Denne er lagt ved som link da den ville ha resultert i flere hundre sider som fysisk vedlegg.

Referanser

1. Autodesk. *Dynamo*. 2018 [cited 2019 24.05]; Available from: https://primer.dynamobim.org/en/01_Introduction/1-1_what_is_visual_programming.html.
2. Tveit, P. *Design of network arch*. 1966.
3. Schanack, F. and B. Brunn, *Analysis of the structural performance of network arch bridges*. Indian Concrete Journal, 2009: p. 13.
4. Tveit P. (B. Brunn, M.C., W. Graße, F. Millanes, M. Ortega, R. Presland, R. Lee, L. Šašek, and P.S. F. Schanack, G. Wollmann, T. Zoli), *Systematic Thesis on Network Arches*, in UiA. 2014, Universitetet i Agder.
5. *NS-EN 1991-1-1 (2002)*, in *Laster på konstruksjoner -del 1-1: Almenne laster Tetthet, egenvekt og nytteaster i bygninger*.
6. *NS-EN1991-2. (2003)*. in *Laster på konstruksjoner - del 2: Trafikklast på bruer*. Norsk Standard.
7. *NS-EN1991-1-5 (2008)*. in *Laster på konstruksjoner - Termiske påvirkninger*. Norsk Standard.
8. *NS-EN 1998-1 (2004)*, in *Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*.
9. *NS-EN 1998-2 (2009)*, in *Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning -del 2: Bruer*.
10. *NS-EN1991-1-4 (2005)*. in *Laster på konstruksjoner - Vindlaster*. Norsk Standard.
11. *NS-EN 1990 (2002)*, in *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*.
12. ASDO. *M12-M160 Architectural Structural tie bars*. 2015 [cited 2019 02.03]; Available from: https://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/ASDO-brochure-englisch_5MB.pdf.
13. Kynningsrud. *Lattice boom crane*. [Tabell] 2010 03.2010 [cited 2019 01.06]; Available from: <https://nckynningsrud.com/app/cranechart/LIEBHERR%20LG1750.pdf>.

